

HORMIGÓN y acero

Volumen 57

nº 247

enero-marzo 2008



**Revista trimestral de la Asociación
Científico-técnica del Hormigón Estructural**
<http://www.e-ache.com>

ISSN: 0439-5689



ARCER

Armaduras para Hormigón

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

La tranquilidad que aporta el líder



Orense 58, 10º D; 28020 MADRID
Tel.: 91 556 76 98; Fax: 91 556 75 89
www.arcer.es
E-mail: buzon@arcer.es

AENOR

Producto
Certificado



Foto de portada: Cajón Adriatic LNG terminal durante su construcción en Algeciras.

HORMIGÓN y acero

Volumen 57 Nº 247 enero-marzo 2008
Madrid (España) ISSN: 0439-5689

HORMIGÓN Y ACERO

REVISTA PUBLICADA POR LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Hormigón y Acero fue constituida en 1952 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 was created in 1952 and is the official publication of the Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). This review publishes outstanding articles that deal with issues of structures, both public works construction and building. The review is aimed at engineers and architects who work at construction companies, engineering and architecture offices, universities and research institutes related with public works construction and building.

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.

COMITÉ DE REDACCIÓN:

Director:

Luis M^a Ortega Basagoiti (Geocisa)

Secretario:

Gonzalo Arias Hofman (INES Ingenieros)

Vocales:

Juan Luis Alcalá Sánchez (IPES), Juan Jesús Álvarez Andrés (Dragados), José M^a Arrieta Torrealba (PROES), Miguel Ángel Astiz Suárez (ETSI Caminos - UPM), Jaime Fernández Gómez (Intemac), Jaime C. Gálvez Ruiz (ETSI Caminos- UPM), Jesús Gómez Hermoso (FCC Construcción), David Izquierdo López (Construcciones Sando), José Antonio Llombart Jaques (EIPSA), Francisco Morán Cabré (Instituto E. Torroja - CSIC), Antonia Pacios Álvarez (ETSI Industriales - UPM), Santiago Pérez-Fadón Martínez (Ferroviario Agromán), Javier Ripoll García-Mansilla (RCL), Jesús Rodríguez Santiago (Dragados), Julio Vaquero García (IPAC), José M^a de Villar Luengo (Torroja Ingeniería).

Asesores:

Antonio Aguado de Cea (ETSI Caminos - UPC), Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX), Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI Caminos - UPC), Juan Carlos Arroyo Portero (CALTER), Alex Barbat Barbat (ETSI Caminos - UPC), Manuel Burón Maestro (IECA), Pilar Crespo Rodríguez (Ministerio de Fomento), Ramón del Cuvillo Jiménez, David Fernández-Ordóñez Hernández (Prefabricados Castelo), Enrique González Valle (Intemac), Javier León González (Fhecor), Rafael López Palanco, Antonio Marí Bernat (ETSI Caminos - UPC), Julio Martínez Calzón (MC-2), Francisco Millanes Mato (IDEAM), Carlos Siegrist Fernández (Siegrist y Moreno).

Subcomité científico integrado por: Vocales y Asesores

Subcomité editorial integrado por: Vocales

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

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

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

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 - Pascal

Depósito Legal: M-853-1958

ISSN: 0439-5689

Diseño: María del Pozo

Imprime: Invoprint, S.L.

SUMARIO

Carta del Director	5-6
REALIZACIONES Y PROYECTOS	
Obra Cajón Adriatic LNG Terminal Algeciras	11-40
<i>Algeciras Adriatic LNG terminal Caisson project</i> <i>J. Knight, A. Arcas y F. Ambrosio</i>	
Diseño y ejecución de un muro pantalla pretensado y con contrafuertes	45-54
<i>Design and construction of a prestressed diaphragm wall with burtresses</i> <i>C. Molins, A. Ledesma, R. Casals y C. Jaén</i>	
INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS	
Estudio del comportamiento aeroelástico del puente sobre el río Tajo en el embalse de Alcántara	55-67
<i>Study of the aeroelastic behaviour of the bridge over the Tajo River at the Alcántara Reservoir</i> <i>J.C. Lancha</i>	
Modelo numérico para el análisis no lineal de secciones prefabricadas construidas evolutivamente	69-87
<i>Numerical model for the non linear analysis of precast and sequentially constructed sections</i> <i>A. de la Fuente, A. Aguado y C. Molins</i>	
Incidencia de los aditivos antilavado en los hormigones puestos en obra bajo el agua (hormigones sumergidos)	89-98
<i>Effect of anti-washout admixtures in underwater concrete</i> <i>L. Sanz</i>	
RINCÓN DE ACHE	
Álvaro García Meseguer, miembro honorífico de la fib	99-99
Nuevos Boletines fib	100-101

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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



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



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



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



ANEFHOP
Bretón de los Herreros, 43 - bajo
28003 MADRID



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



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



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



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

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L. OFICINA DE PROYECTOS

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



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



COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS
Almagro, 42
28010 MADRID



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



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



IECA
José Abascal, 53 - 2º
28003 MADRID



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
Serrano Galvache, s/n
28033 MADRID



INTEINCO
Serrano, 85-2º dcha.
28006 MADRID



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



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



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



PRAINSA
Madrazo, 86 - Entlo. 1º
08021 BARCELONA



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



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

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:



Colegio Ingenieros Técnicos
Obras Públicas



Col·legi d'Arquitectes
de Catalunya



Fundación
Agustín de Bertancourt



Gobierno
de La Rioja
Vivienda, Obras Públicas
y Transportes



De nuevo sobre el futuro de nuestra revista: el *indexado*



Querido lector:

Hace ahora cuatro años me dirigí por primera vez los lectores de nuestra revista, con ocasión del primer número que me correspondió publicar como Director de Hormigón y Acero. Entonces encabezé la carta con el título “*La necesidad de reflexionar sobre el futuro de nuestra revista*”.

Señalaba entonces que los logros conseguidos en las etapas anteriores de la revista no debían hacer que nos conformáramos con mantenerlos, sino que el deber del Comité de Redacción era tratar de seguir progresando.

Asimismo, comentaba que el objetivo de desvincular la revista de las ponencias presentadas a los congresos trienales de ACHE se había logrado plenamente, pero había traído consigo otras consecuencias no perseguidas. La principal de ellas era la escasez de originales, sobre todo de realizaciones, para los números ordinarios de la revista, carencia que amenazaba gravemente las posibilidades de publicar con regularidad y en fecha la revista.

Todo el Comité de Redacción y el equipo editorial de la revista hemos hecho un esfuerzo considerable a lo largo de estos cuatro años. Habrás podido comprobar (y esperamos que apreciar) que la revista se ha venido publicando con regularidad al final de cada trimestre, incluso en el caso de los números monográficos, que espero te hayan resultado de interés.

Lo que sí se ha visto plenamente confirmado en estos cuatro años ha sido la tendencia a que el porcentaje de artículos de la revista dedicados a Investigaciones y Estudios se mantenga o incluso tienda a crecer. De hecho, de los 123 artículos publicados en los números 231 a 246 de este cuatrienio, 87 (71%) han correspondido a Investigaciones y Estudios, sólo 32 (26%) a Realizaciones y Proyectos, y 4 (3%) a Conservación y Explotación. Resulta evidente que mientras una de las funciones de las personas dedicadas al mundo académico es investigar y publicar, para aquéllas más centradas en el mundo del proyecto y la construcción, la tarea de publicar sobre lo que hacen resulta, en cierta forma, secundaria y queda pospuesta en tiempos de gran acumulación de trabajo como los que hemos venido teniendo. ¡Pero eso no debe, en forma alguna, afectar al carácter científico-técnico de nuestra revista, donde han de seguir conviviendo trabajos más teóricos y de investigación con artículos más técnicos y cercanos a la práctica que reflejen los avances y logros en diseño, estructuras singulares, procedimientos constructivos, etc.! Ya comentaba hace cuatro años que *las ideas a considerar en la reflexión sobre el futuro son muchas, pero el objetivo esencial es único y está claro desde el principio: lograr que la revista responda a lo que nuestros asociados esperan de ella.*

Por otra parte, en este tiempo ha ido cobrando cada vez mayor actualidad un aspecto que ya había apuntado como necesidad ineludible Ángel Aparicio en su etapa como Director de la revista: el “*indexado*” de la publicación. Es decir, su inclusión en bases de datos internacionalmente reconocidas, preferentemente con medición del índice de impacto, que permita que los artículos publicados en la revista sean tenidos en cuenta por las dife-

rentes agencias estatales o autonómicas encargadas de las distintas formas de evaluación de la actividad investigadora o de los proyectos de I+D+i. De la trascendencia de este tema para las revistas científicas puede ser buena muestra el hecho de que, incluso en la prensa diaria, se hayan venido publicando artículos sobre ello.

Es decisión firme del Comité de Redacción de la Revista, apoyado por el Consejo de ACHE, comenzar a recorrer el camino para intentar esa inclusión de nuestra publicación en las citadas bases de datos. Alguien podrá aducir que si tal se logra, ello contribuiría a incrementar aún más las propuestas de artículos científicos frente a los puramente técnicos. En contra de esa apreciación, puede esgrimirse otra: son numerosos los ingenieros y arquitectos que, además de al mundo del proyecto y la construcción, están vinculados en alguna medida al mundo académico. Precisamente este colectivo, al que le supone un gran esfuerzo escribir en una revista como la nuestra sobre su actividad profesional (no académica), es el que se vería más beneficiado por un posible *indexado* de Hormigón y Acero. Sus artículos más *técnicos* sobre Realizaciones y Proyectos o sobre Conservación y Explotación, podrían ser tenidos en cuenta a la hora de valorar su actividad investigadora, lo cual supondría un incentivo adicional para que se animaran a escribir sobre esos proyectos y obras realizadas.

Por otra parte, una posible mayor afluencia de artículos de tipo científico, tampoco resultaría negativa, pues permitiría al Subcomité Científico del Comité de Redacción, elevar el nivel de exigencia de la calidad de las contribuciones que se publiquen, aspecto éste también muy tenido en cuenta a la hora de admitir la inclusión de una publicación en estas bases de datos.

Es mi obligación dejar claro que ese camino no va a ser nada fácil, resultará largo y va a requerir un esfuerzo por parte de todos y la colaboración, muy importante, de los lectores, especialmente de los que, de vez en cuando, se decidan a tomar la pluma o ponerse al teclado y redacten colaboraciones para publicar en nuestra revista. Todos deberemos ser más exigentes con los contenidos, la calidad de las figuras, el cumplimiento de plazos (de revisión de originales, de corrección de pruebas, ...) etc.

Para comenzar a andar, en el número que tienes entre manos observarás algunos cambios formales. Tales cambios obedecen a la necesidad de satisfacer determinados requisitos que las mencionadas bases de datos establecen, algunos como imprescindibles y otros como altamente recomendables, para admitir una publicación en su selecto club. Más adelante vendrán otros de los que iremos dando cumplida cuenta.

Desde aquí te dirijo mi invitación a colaborar en este esfuerzo colectivo, tanto enviándonos las ideas que te parezcan más oportunas sobre este proceso emprendido, como, sobre todo, contribuyendo con tu esfuerzo y aportación de artículos a hacer realidad este nuevo objetivo que nos hemos planteado para la revista.

marzo de 2008

Luis M^a Ortega Basagoiti
Director de Hormigón y Acero



BERD

WWW.BERD.EU

RACIONALIDAD EN LA INGENIERÍA DE PUENTES

→ CIMBRAS AUTOLANZABLES PARA VANOS DE 25 m HASTA 65 m DE LUZ

→ CIMBRAS AUTOLANZABLES M1 PARA VANOS DE 70 m HASTA 90 m DE LUZ COM SISTEMA OPS

- Reducción significativa de la deflexión máxima;
- Equipos más ligeros y funcionales;
- Aumento de la capacidad de carga;
- Mayores niveles de Seguridad;
- Reducción de costes operacionales.

BERD es una empresa de investigación, desarrollo, y aplicación de soluciones de vanguardia en la área de métodos constructivos para puentes y viaductos. BERD ofrece Cimbras auto-lanzables innovadoras utilizando el sistema OPS (Pre-tensado Orgánico), inspirado por la Naturaleza. Las Cimbras de BERD, comparadas a las tradicionales, son más ligeras, más funcionales, más seguras y con beneficios económicos significativos. La Cimbra M1 para vanos de luz de 70 m hasta 90 m supone una reducción de coste de construcción del tablero de entre el 15% y el 20% en relación a otros sistemas tradicionales.



BERD, S.A.

Edificio Olympus I
Av. D. Afonso Henriques, 1462 - 2º
4450-013 Matosinhos • Portugal

T. +351 22 9399520
F. +351 22 9350506
info@berd.eu



Proyecto de estructuras

Obra civil

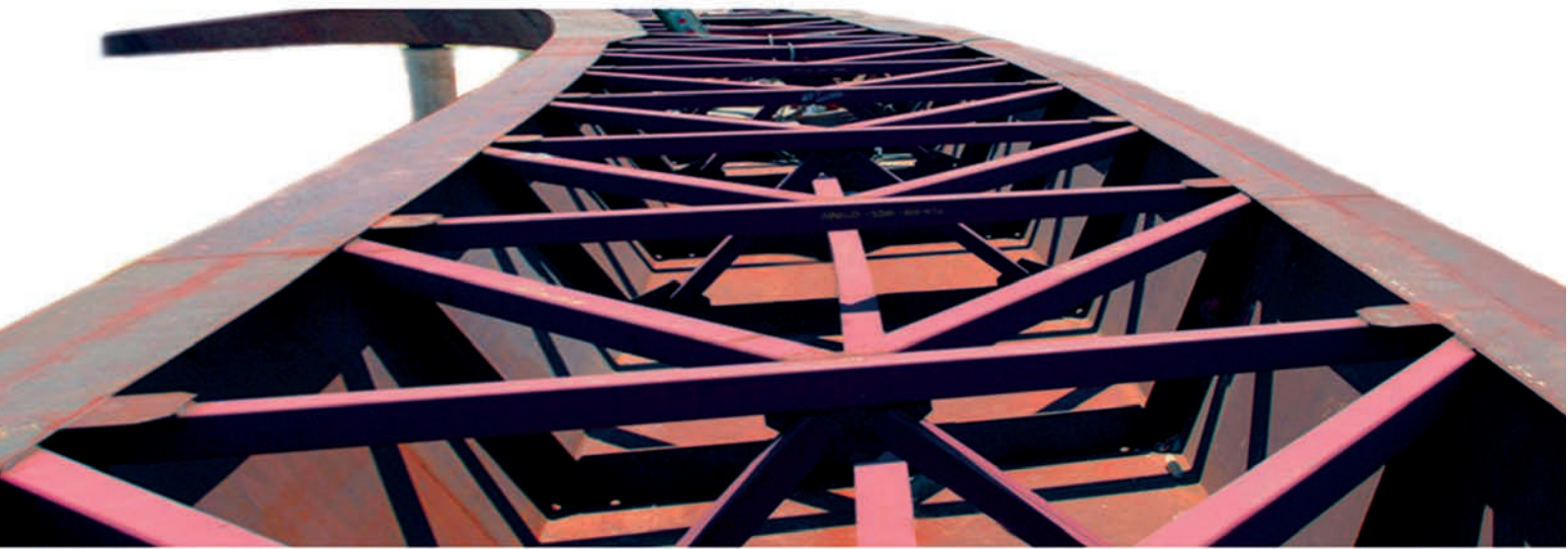
Edificación

Rehabilitación y patología



CALTER

experiencia · eficacia · compromiso



www.calter.es



2º Taller de SOFiSTiK en España
para clientes e interesados
17 y 18 de abril de 2008. Madrid
Inscripciones: +34 91 319 12 00
sofistik@calter.es

Separadores de Hormigón

Soluciones inteligentes de BASF Construction Chemicals



Cada elemento, por pequeño que sea, forma parte de un conjunto. Por eso en Basf cuidamos la calidad de nuestros distanciadores y accesorios para los encofrados con el mismo esmero que el más técnico de nuestros sistemas, desarrollando un producto adecuado para cada uso, desde los sencillos distanciadores para pequeños recubrimientos de hormigón hasta los más complejos para pilotes y pantallas.

 **BASF**
The Chemical Company

BASF Construction Chemicals España, S. L.
Basters, 15 - 08184 Palau-solità i Plegamans (Barcelona)
Tel: +34 93 862 00 00 Fax: +34 93 862 00 20 www.basf-cc.es basf-cc@basf-cc.es

Les agradeceria me remitiesen más información sobre Separadores de Hormigón.

Sr./a: Empresa:
Actividad: Dirección:
Población: C.P.:
Telf: Fax: e-mail:

BASF Construction Chemicals España, S.L. Basters, 15 - 08184 Palau-solità i Plegamans (Barcelona) HO.AC.

Los datos que Vd. nos facilita serán incluidos en el fichero de BASF Construction Chemicals España, S.L. para la relación comercial con Vd. Los datos facilitados son necesarios, por lo que su cumplimentación es obligatoria. Vd. tiene el derecho de acceso, rectificación, cancelación y oposición, que podrá ejercitar comunicándolo por carta a:

BASF Construction Chemicals España, S.L. (Atención al Cliente, c/ Basters, 15. Palau-solità i Plegamans, Barcelona)

ES POSIBLE SEGUIR CONSTRUYENDO SIN DESTRUIR EL PLANETA



ACCIONA Infraestructuras lleva años situada en la vanguardia del I+D+i, mejorando continuamente los procesos y materiales de construcción. Por eso, todos nuestros proyectos deben cumplir, antes de ponerse en marcha, un exigente criterio de sostenibilidad. De esta manera, mantenemos el compromiso que tenemos en **ACCIONA** con el desarrollo y la sostenibilidad, asegurando el progreso social desde el máximo respeto al medio ambiente. www.accionacom

 **acciona**
Infraestructuras

Obra Cajón Adriatic LNG Terminal Algeciras

Algeciras Adriatic LNG terminal Caisson project

John Knight⁽¹⁾, Antonio Arcas Pedregosa⁽²⁾

Félix Ambrosio Račić⁽³⁾

Recibido / Received: 29/05/2007
Aceptado / Accepted: 18/01/2008

RESUMEN

En la Bahía de Algeciras, se han terminado de ejecutar recientemente los trabajos de la obra civil de una gran estructura de gravedad (GBS) de más de 280.000 toneladas de peso que, una vez dotada con las instalaciones de regasificación, de alojamiento del personal de operaciones y de mantenimiento, de accesos, etc., habrá de ser remolcada y fondeada varios km. mar adentro frente a las costas de Venecia.

Se trata en conjunto de un prototipo con un alto grado de innovación tecnológica y de ejecución, para la construcción en dique seco de unas instalaciones de almacenamiento y de regasificación con capacidad para 250.000 m³ de gas natural licuado (LNG), y con una potencia de procesamiento y suministro de más de 1,1 millones de m³/hora.

Surge así una interesante opción que hace posible la instalación mar adentro (“off-shore”) de este complejo industrial, y del arranque de la distribución del gas natural mediante una red de gasoductos con muy poco impacto sobre el territorio costero.

Palabras clave: Estructura Base Gravitacional (GBS), dique seco, almacenamiento, Gas Natural Licuado (LNG), sistema de calidad.

SUMMARY

Final civil work have been recently completed, at Algeciras Bay, for a large Gravity Based Structure (GBS), weighing in excess of 280,000 tons which, once equipped with regasification facilities, accommodation quarters for operation and maintenance personnel, accesses, etc, shall be towed and ballasted at a location several kilometres off the coast of Venice.

The entire assembly consists of a prototype, incorporating a high degree of technological innovation and advanced construction methods, to build, in a dry dock, storage and regasification facilities, with a capacity of 250,000 m³ of liquefied natural gas (LNG), and a processing and supplying capacity in excess of 1.1 millions of m³/hour.

This gives rise to an interesting proposition that allows us to install, off-shore, this industrial complex and start the distribution of natural gas, through a network of gas pipelines, with very little onshore impact.

Key word: Gravity Based Structure (GBS), dry dock, storage facilities, Liquefied Natural Gas (LNG), quality system.

⁽¹⁾ CMIOSH HSE - Acciona Infraestructuras, S.A.

⁽²⁾ ICCP – Jefe del Servicio de Calidad y Medioambiente del Proyecto. Acciona Infraestructuras, S.A.

⁽³⁾ ICCP – Gerente del Proyecto. Acciona Infraestructuras, S.A.

Persona de contacto / Corresponding author : fambrosio@acciona.es

1. OVERVIEW

The Qatari oil and gas company Ras Laffan Liquefied Natural Gas Company, participated by ExxonMobil, the Italian company Edison S.p.A. and Qatar's Government, proposed at the beginning of 2000, the building of a large terminal, to receive and store liquefied natural gas, which once regasified, would be distributed to Italy's northern region. This terminal, due to different conditioning factors, particularly of an environmental nature, would have to be installed offshore, in the northern Adriatic Sea, near the Venetian coast.

Around that time, the Norwegian company Aker Kvaerner Contracting A.S. was asked to perform both the design for the "GBS" portion of said terminal (under a "joint venture" agreement with the Norwegian branch of the company Skanska A.S.) and for the industrial facilities, as well as for all the supporting ancillary infrastructures.

Subsequently, Aker Kvaerner awarded Acciona Infraestructuras S.A., after a tightly-contested bid, the construction of the civil work for the concrete based structure (GBS –Gravity Based Structure), the construction of the portion of the facilities, incorporated in-situ, and the erection of all the Project ancillary and support infrastructures, to be constructed in the CRINAVIS Harbour Precinct, located at Campamento-San Roque, Cádiz. Likewise, the contract awarded included the construction of the liquefied natural gas secondary containment and the internal isolation of the areas, housing the containment tanks themselves. The basic criteria applied for the selection of the above-mentioned location were: its strategic geographic location, at the entrance of the Mediterranean Sea, its good accessibility and weather conditions and the ample draught present in the Algeciras Bay, en-

abling the construction, in a dry dock, and its subsequent flotation, of an structure of the size of the GBS.

2. PROJECT. GENERAL APPROACH

The GBS could be likened to an artificial island, and/or to a dual-hull ship, as it will also sail during some phases of the project, or to a prism-shaped platform, constructed of specially fabricated concrete, designed for greatly-improve durability, in a hostile marine environment and solidly reinforced and postensioned, to meet two basic requirements during its final phase, positioning and anchoring offshore:

1. To serve as a liquefied natural gas storage and distribution tank, by means of two tanks located inside the concrete structure and the above-mentioned secondary containment or steam barrier, and constructed of 9% nickel alloy carbon steel, and a total capacity of 0 m³. Periodic re-filling of said tanks shall be accomplished with gas tankers, with a capacity of up to 145,000 m³, specially designed and constructed for this Project.

2. To provide structural support for the mechanical equipment required for the regasification process of the liquefied natural gas, with a regasification capacity of 1.1 million m³/hour.

The GBS itself is 180 metres long, 88 metres wide and 47 metres high, to the top of the GBS concrete structure, and 80 metres high to the Top Sides structures, or industrial modules, excluding the flare boom or tower. It has been designed to withstand large structural loads, including erection stresses, as well as the loads transmitted by the

1. INTRODUCCIÓN GENERAL

La petrolera y gasista qatari Ras Laffan Liquefied Natural Gas Company participada por ExxonMobily, la italiana Edison S.p.A.y el gobierno de Qatar, planteó a principios del 2000 construir una gran terminal para recibir y almacenar gas natural licuado para distribuirlo regasificado a la región del norte de Italia. Dicha terminal, por diferentes condicionantes, entre los que pesaron los medioambientales, habría de ser instalada mar adentro en el Adriático norte en las proximidades de la costa veneciana.

Por aquel entonces se encargó a la noruega Aker Kvaerner Contracting A.S. tanto el diseño de la parte del "GBS" (ello en UTE con la filial noruega de la Skanska a.S.) como de las instalaciones industriales y el de todas las infraestructuras de apoyo anexas.

Aker Kvaerner adjudicaría más tarde y luego de un apretado proceso de selección a Acciona Infraestructuras S.A. la ejecución de la obra civil de la estructura base de hormigón (GBS –Gravity Based Structure), la de la parte incorporada in-situ de la de instalaciones y de todas las de infraestructuras auxiliares y de apoyo al Proyecto, a ser construido en el Recinto Portuario CRINAVIS en la localidad de Campamento-San Roque, Cádiz. Asimismo, el contrato adjudicado incluía la construcción de las contenciones secundarias del gas natural licuado y las del aislamiento interior de los recintos que albergarán a los tanques contenedores del mismo. Los criterios básicos para la selección de la localización mencionada han sido la situación geográfica estratégica en la entrada del Mediterráneo, las buenas condiciones de accesibilidad y climáticas y el más que suficiente calado existente en la Bahía de Algeciras, lo que posibilita la construcción en dique seco y posterior flotación de una estructura de las dimensiones del GBS.

Tabla 1. Resumen de los pesos generales de la estructura
Table 1. Structure overall weight summary

GBS GBS	241.544	Toneladas (Tons)
Tanques Tanks	21.070	Toneladas (Tons)
Top Sides (Módulos Industriales) Top Sides (Industrial Modules)	18.315	Toneladas (Tons)
Peso total a flotar sin lastre Total weight to be floated excluding ballast	280.929	Toneladas (Tons)

2. PROYECTO. PLANTEAMIENTO GENERAL

El GBS se puede asociar a la idea de una isla artificial y/o de un buque de doble casco, dado que también navegará en alguna fase del Proyecto, o a una plataforma de forma prismática, fabricada con hormigón al que se han conferido características especiales, en particular

Tabla 2. Desglose de los datos y unidades de Obra Civil más relevantes del GBS
Table 2. Breakdown of major Civil Work data and units in the GBS

Encofrado <i>Formwork</i>	m ²	215.000
Acero Pasivo BS 500 SD <i>Passive Rebars BS 500 SD</i>	t	27.000
Acero criogénico <i>Cryogenic steel</i>		2.000
Hormigón <i>Concrete</i>	m ³	90.000
Acero Activo (PTHorizontal) <i>Active Rebars (PTHorizontal)</i>	t	2.050
Acero Activo (PTVertical) <i>Active Rebars (PTVertical)</i>	t	2.050
Anclajes de Postesado <i>Postensioning Anchors</i>	Uds. <i>Units</i>	3.900

de mejora de su durabilidad en medio agresivo marino, fuertemente armado y postesado, y que cumple dos funciones básicas en su fase final, posicionado y lastrado frente a la costa:

1. Servir de depósito de almacenamiento y distribución del gas natural licuado mediante dos tanques interiores a la estructura de hormigón y a la mencionada contención secundaria o barrera de vapor, fabricados en acero al carbono con 9% de níquel, y con una capacidad total de 250.000 m³. El reabastecimiento periódico de dichos tanques se hará mediante buques gaseros de hasta 145.000 m³ de capacidad, encargados ex-profeso como parte de este Proyecto.

2. Proporcionar soporte estructural de las instalaciones industriales necesarias para el proceso de regasificación del gas natural licuado, con una potencia de regasificación de 1,1 millones de m³/hora.

El GBS en sí mide 180 metros de largo, 88 metros de ancho y 47 metros de alto hasta la coronación de la estructura de hormigón, y 80 m. de altura hasta las estructuras de los Top Sides, o módulos industriales, sin incluir la antorcha o torre de venteo. Está diseñado para soportar importantes cargas estructurales que incluyen las propias de construcción, las de apoyo de los diversos módulos industriales y de alojamiento, y fundamentalmente la necesidad de flotación de un peso propio superior a las 280.000 toneladas (ver Tabla 1). En servicio se consideran fenómenos climatológicos y ambientales

adversos, esencialmente cargas de viento, oleaje y sísmicas, por encontrarse en una zona sensible del Adriático norte, además de las derivadas de las operaciones marítimas a su alrededor (posible impacto de buques), y de las del transporte remolcado desde las Bahía de Algeciras hasta las costas venecianas.

Ello junto con los lastres necesarios, convierten a esta estructura prototipo según los datos que maneja la ingeniería del proyecto, en la más pesada flotada hasta la fecha desde un dique seco (ver Tablas 1 y 2 de resumen de unidades y pesos principales del GBS).

En el hormigón del GBS se encuentran embebidos un gran número de elementos, placas, tuberías, conducciones de todo tipo, que forman parte de un complejo entramado mecánico, eléctrico e instrumental que discurre por el interior de los compartimentos de los que consta la estructura.

Estos sistemas servirán para muy diversos usos, que van desde sistemas electromecánicos de ayuda a la flotación y navegabilidad, los propios del sistema de interconexión entre tanques y Terminal, los propios del complejo industrial de regasificación, y hasta el abastecimiento de servicios básicos como el agua potable para el personal que en un futuro operará la plataforma.

Como cifras generales que dan idea de la magnitud del proyecto, y de la complejidad del control en el montaje cumpliendo con las muy estrictas tolerancias durante los procesos de deslizamiento de los embebidos en el hormigón,

different items of equipment and accommodation modules and, primarily, the thrust needed to float its own weight, in excess of 280,000 tons (see table 1). During service, the following loads have been taken into account: adverse weather and environmental phenomena, mainly, wind, surge and seismic loads, on account of being located in a sensitive area of the northern Adriatic Sea, in addition to the loads transmitted by the sea operations carried in its vicinity (possible ship collisions) and transportation stresses, while being towed from the Bay of Algeciras to the Venetian shores.

All these loads, plus the required ballast, turn this prototype structure into the heaviest structure ever floated, from a dry dock, according to the data handled by project engineering (see tables 1 and 2 summarising the main units and weights of the GBS).

A large number of items have been embedded into the GBS concrete structure, namely: plates, pipes and all sorts of ducts, that are an integral part of a complex mechanical, electrical and industrial complex, running inside the compartments that make up the structure.

These systems shall serve very different purposes, ranging from electro-mechanical systems, to aid with floatation and navigability operations, those belonging to the interconnection system, between tanks and Terminal, those belonging to the regasification industrial complex and even the supply of basic services, such as drinking water for the staff who will operate the platform in the future.

By way of overall data that give us an idea of the magnitude of the project and of the complexity of the erection control operations, while meeting the strictest of tolerances, during the embeds placing processes into the concrete, we can say that provision has been made for over 60,000 special steel plates for anchoring to the structure, some of them weighing in excess of 1,00 t, for over 1 Km. of titanium pipes, for 28 Km. of carbon steel pipes and for 1.3 Km. of polyethylene pipes, in addition to bushings and drain and ballasting systems. Table 3 shows overall data for the main mechanical systems:

Tabla 3. Resumen de las Instalaciones Mecánicas del GBS
Table 3. GBS mechanical systems summary

Acero Estructural <i>Structural steel</i>	t	3.500
Tuberías <i>Pipes</i>	Kg	115.000
Instalaciones Eléctricas <i>Electrical systems</i>	m	10.000
Instrumental y Comunicaciones <i>Instruments and Communications</i>	m	2.000
Protección contra la corrosión <i>Corrosion protection</i>	m ²	14.000
Tuberías de calefacción y soportes <i>Heating pipes and it's supports</i>	kg	320.000
Barrera de vapor y soportación <i>Vapour barrier and it's supports</i>	t	3.240

**Design criteria based upon
“MetOcean” data and parameters for
storm surge and wind loads:**

Venice’s LNG Terminal shall be affected by the weather conditions found in the northern Adriatic, well known by its quick climate changes: The “Bora” and “Sirocco” winds are the prevailing winds.

Bora’s main characteristic is that, sometimes, it “blows” between mountains, thereby increasing its speed in a dramatic fashion, brewing storms and reaching speeds of up to 5 to 0 knots, in a couple of hours. These phenomena usually lasts from 12 hours to 2 days. The “Sirocco” wind rises in the south, as a continental tropical wind, increasing the Mediterranean Sea humidity levels and whipping up winds lasting from 1 to 3 days.

“MetOcean” extreme criteria for the LNG Terminal design are based upon the availability of wind and surge gauging feedback analysis in the northern Adriatic, which includes 20 years of continuous data collection and 34 storms, covering a period of 36 years. Extreme MetOcean “omnidirectional and directional” criteria have been developed for 1, 5, 10 and 10 year periods. The feedback analysis has been gauged by taking readings in locations near the site where the LNG Terminal is expected to be located.

Geotechnical design criteria:

They are based upon the ground surveys performed at the GBS site, as

well as upon conventional and advanced tests performed in laboratories, on samples taken in said surveys, as well as from an interpretation of the results.

Seismic design criteria:

The overall region, where the LNG terminal will be located, has a moderate earthquake frequency rate. The design is based upon a probabilistic seismic hazard assessment (PSHA) performed on site. An earthquake catalogue has been developed, on the basis of the Italian catalogues already available, complemented with international catalogues and historic records of earthquakes in the area. To define the seismotectonic provinces, use has been made of a study on the local tectonic and geological characteristics. The seismic parameters of the seismotectonic provinces have been determined on the basis of a statistic assessment of the earthquake catalogue. Similarly, assessments have been performed on the ground movement attenuation methods, using correlations governing the seismotectonic environment. Subsequently, a PSHA integration has been used to determine a uniform spectrum of hazards applicable to the conditions of a consistent ground.

This philosophy has been applied to the LNG project, by adopting a two third design approach, in accordance with National Fire Protection Standard 59A – Standard for the Production, Storage, and Handling of Liquefied Natural Gas) and consisting of:

podemos relatar que se han colocado más de 60.000 placas de acero especial para fijaciones a la estructura con pesos de hasta 1,00 t algunas de ellas, más de 1 Km de tuberías de titanio, 28 Km de tuberías de acero al carbono y 1,3 Km de tubería de polietileno, además de pasamuros y sistemas de drenaje y lastrado. La Tabla 3 refleja las cifras generales de todos los sistemas principales mecánicos,

Criterios de diseño basados en datos y parámetros de “MetOcean” para cargas de viento y oleaje:

La Terminal de GNL de Venecia se encontrará bajo la influencia climática del Adriático del Norte, conocida por la rápida mutación de las condiciones climáticas. Los vientos más destacables son el “Bora” y el “Sirocco”.

La principal característica del “Bora” es que en ocasiones “fluye” por entre las montañas aumentando de velocidad de forma drástica, formando borrascas y alcanzando velocidades de 55 a 70 nudos en un par de horas, fenómeno que normalmente suele durar entre medio día y 2 días. El “Sirocco” emerge del sur como aire continental tropical que eleva la humedad del Mediterráneo y genera vientos que duran de 1 a 3 días.

Los criterios extremos de “MetOcean” para el diseño de la Terminal de GNL se basan en la existencia de retroanálisis de calibrado de viento y de oleaje del Adriático Norte, que incluye 20 años continuos de toma de datos y 34 tormentas que abarcan un periodo de 36 años. Se han desarrollado criterios extremos MetOcean “omnidireccionales y direccionales” para periodos de 1, 5, 10, 20 y 100 años. Los retroanálisis se han calibrado tomando medidas en lugares cercanos al emplazamiento en el que se pretende situar la terminal de GNL.

Criterios geotécnicos de diseño:

Se basan en las investigaciones del suelo realizadas en el emplazamiento del GBS, así como en ensayos convencionales y avanzados en laboratorio realizados sobre las muestras recuperadas en dicha investigación, además de en una interpretación de los resultados.

Criterios sísmicos de diseño

La región general en la que se encuentra la terminal de GNL presenta una frecuencia moderada de seísmos. El diseño se basa en un estudio de evaluación de las probabilidades sísmicas (PSHA, según sus siglas en inglés) realizado en el emplazamiento. Se ha desarrollado un catálogo de terremotos teniendo en cuenta los italianos ya existentes, complementados con catálogos mundiales y registros históricos de los seísmos de la zona. Para definir las provincias sismotectónicas se ha empleado un estudio de las características tectónicas y geológicas locales. Los parámetros sísmicos de las provincias sismotectónicas se han determinado mediante el análisis estadístico del catálogo de terremotos. Así mismo, se ha realizado un examen de los métodos de atenuación del movimiento del terreno mediante correlaciones aplicables al entorno sismotectónico. Posteriormente, la integración PSHA se ha empleado para determinar un espectro uniforme de peligros aplicables a las condiciones de un terreno consistente.

Esta filosofía es la que se ha aplicado en el Proyecto de GNL adoptando una aproximación de diseño de dos tercios, en consonancia con la Norma 59A de Protección anti-incendios, normativa sobre la producción, almacenamiento y uso del Gas Natural Licuado (National Fire Protection Standard 59A – Standard for the Production, Storage, and Handling of Liquefied Natural Gas) y que consta de:

- Terremoto de/en situación de Operación Normal (Operating basis earthquake, OBE) con un periodo de retorno/respuesta de 475 años
- Terremoto Base de Diseño (Safety Shutdown Earthquake, SSE) con un periodo de retorno/ respuesta de 5.000 años

3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE CONTITUYEN EL GBS

El GBS se estructura mediante grandes celdas cerradas por muros de espesor variable entre 60 y 45 cm, divididas a su vez en dos niveles a través de una

losa intermedia de 70 cm de canto y rematada en cubierta por otra losa de 60 cm. La altura total en coronación es de cuarenta y siete metros. Esta retícula se ejecuta por secuencias que abarcan los 90 metros de anchura del GBS, y una longitud variable según la secuencia, que va desde 12 m en las más cortas a 38 m en las más largas en la fase de muros de sótano y entre 12,35 m y 53 m en los muros superiores o del tanque. Todos los muros se deslizan simultánea y coordinadamente, corrigiendo las desviaciones motivadas por diversos factores, como rozamientos, cargas fijas y temporales repartidas en cada celda que se detectan mediante un sofisticado y amplio sistema de referencias topográficas y varios láser colocados estratégicamente.

La parte inferior o de muros de sótano (“Cellar Walls”), parte de la cota 0 hasta la 12,90 m. Está dividida en compartimentos para diversos usos, como son el lastrado para controlar la flotación, recintos para depósitos e instalaciones mecánicas y de lastre final, más pesado, una vez se fondee la estructura en el Adriático en su posición final. El tanto por ciento en la dosificación en el hormigón de humo de sílice como adición para mejora de las características de impermeabilidad/durabilidad en esta zona es algo inferior al quedar permanentemente sumergida. Este porcentaje se aumenta a partir de la cota 22.00 (zona de salpicadura y carrera de mareas) ya en los muros superiores.

La parte superior o “Upper Walls”, va de la cota 12,90 m. hasta la 47,00 según pendientes en losa de coronación, y es la destinada a albergar los tanques de “Gas Natural Licuado”, dejando un hueco en dos vanos de aproximadamente 57 metros de ancho por 158,5 m. de largo. Los tanques están bordeados por unas celdas perimetrales, y un muro central que los separa. Se generan de esta forma dos grandes huecos para cada tanque de más de 150.000 m³ cada uno, y pequeños compartimentos o celdas en todo el perímetro, en las que se acomodan las instalaciones de apoyo a los tanques, sirviendo otras zonas como celdas de lastre para la flotación y navegación.

El cierre de los dos grandes vanos entre los flancos de los tanques y el muro central que separa ambos, se ha salvado mediante la instalación de 40 vi-

- *Operating basis earthquake (OBE), with a return/response period of 475 years*
- *Safety Shutdown Earthquake (SSE), with a return/response period of 5000 years*

3. STRUCTURAL COMPONENTS INCLUDED IN THE GBS

The GBS is structured into large cells, enclosed by walls of variable thickness, ranging from 60 to 45 cm., which, in turn, are divided into two levels, by means of a mezzanine slab, 70 cm deep and crowned at the top by another 60 cm slab. The total height at the top is forty-seven metres. This network is performed in sequences, covering the 90 metres wide GBS, and a variable length according to the sequence, ranging from 12 m. the shorter test ones and 38 m. the longest ones, in the cellar walls and between 12.35 m. and 53 m. on the upper walls or tank walls. All walls slide in a simultaneous and co-ordinated fashion and correct the deviations caused by several factors, such as friction, static and permanent loads distributed over each cell.... which are detected thanks to a sophisticated and comprehensive system of topographic references and several strategically located laser equipment.

The lower section or “cellar walls”, starts at elevation 0 and goes up to elevation 12.90 m. It is divided into compartments, serving several purposes, such as floatation control ballasting, containers for tanks and equipment and heavier final ballasting, once the structure has been sunk in the Adriatic Sea in its final position. The percentage of silica fume in the concrete mix, added to enhance the imperviousness/durability characteristics in this area is slightly smaller than, on account of being permanently under water. This percentage increases from elevation 22.00 (splashing and tide racing area) already on the upper walls area.

The top section or “upper walls”, runs from elevation 12.90 m. up to elevation 47 m., depending on the top slab slopes, and has been designed to house the “Liquefied Natural Gas” tanks, leaving a two-span void, measuring, approximately, 57 metres wide and 158.5 m. long. The tanks are surround-

ed by perimeter cells and by a central wall, which separates them. Two big openings are thus generated for each tank, each with a capacity in excess of 10 0 m³, and small compartments or cells along the entire perimeter, where the tank supporting facilities are housed, with other areas acting as ballast cells for floatation and navigation purposes.

The closing of the two big voids, between the tank sides and the central wall that separates them, has been bridged by means of 40 main girders, postensioned in two stages, each with an average weight of 220 t.

Said girders contain the main ribs that transmit the loads, imposed by the top slab, where all the required modules for the regasification of the Liquefied Natural Gas will be housed and weighing, approximately, 10 t. Each span bridged by the girders measures thirty-five metres. Said girders have been fabricated in a yard set up on site specially for that purpose. Prior to the lifting of the girders, provision was made in the yard for the insulation system or vapour barrier, which in the case of the girders takes the form of a continuous plate coating, with a total thick-

ness of 3mm. From the yard, the girders were taken, one at a time, by means of tele-controlled trolleys, to the inside of the tanks, where the lifting crane was waiting. Said crane has been designed to very tight tolerances, since its weight, plus that of the girders, has to be carried by the tank slab.

The process ended with the complex girder lifting operation, which was strongly influenced by the wind blowing in the area and by strict safety standards. Prior to each operation, all temporary support structures documentation, quality records and tests had to be reviewed and accepted. The girders were allowed to rest temporarily on steel brackets, welded to plates embedded into the walls. Once supported, they were reinforced and concrete was poured in the knots of the joints between the structure of the walls and the slab. Each girder head was joined by means of connections, in the form of couplers or connectors, so that, finally, the postensioning system provided continuity, with each pair of girders constituting a single element, tied to the rest of the structure.

The spans between main girders were bridged by means of a mesh of

gas principales postesadas en 2 etapas, con un peso medio de 220 t. cada una.

Dichas vigas son los nervios principales que transmiten las cargas que impone la losa superior donde se ubicarán todos los módulos necesarios para la regasificación del gas natural licuado y que cuentan con un peso aproximado de 18.000 t. La luz que han de salvar las vigas es de treinta y cinco metros. Las vigas se han prefabricado en un parque creado ex-profeso en Obra en el que se instalaba, de forma previa a su elevación, el sistema de aislamiento o barrera de vapor que en las vigas se materializa en un forro de chapa de 3mm total y continuo. Desde el parque se trasladaban una a una al interior de los tanques sobre carretones teledirigidos, donde esperaba la grúa de izado, dimensionada con unos márgenes muy estrictos dado que su peso más el de la viga ha de ser soportado por la losa del tanque.

El proceso culminaba con la compleja maniobra de izado de las vigas muy condicionada por el viento reinante en la zona, y por las estrictas medidas de seguridad. De forma previa a cada maniobra se ha requerido la revisión

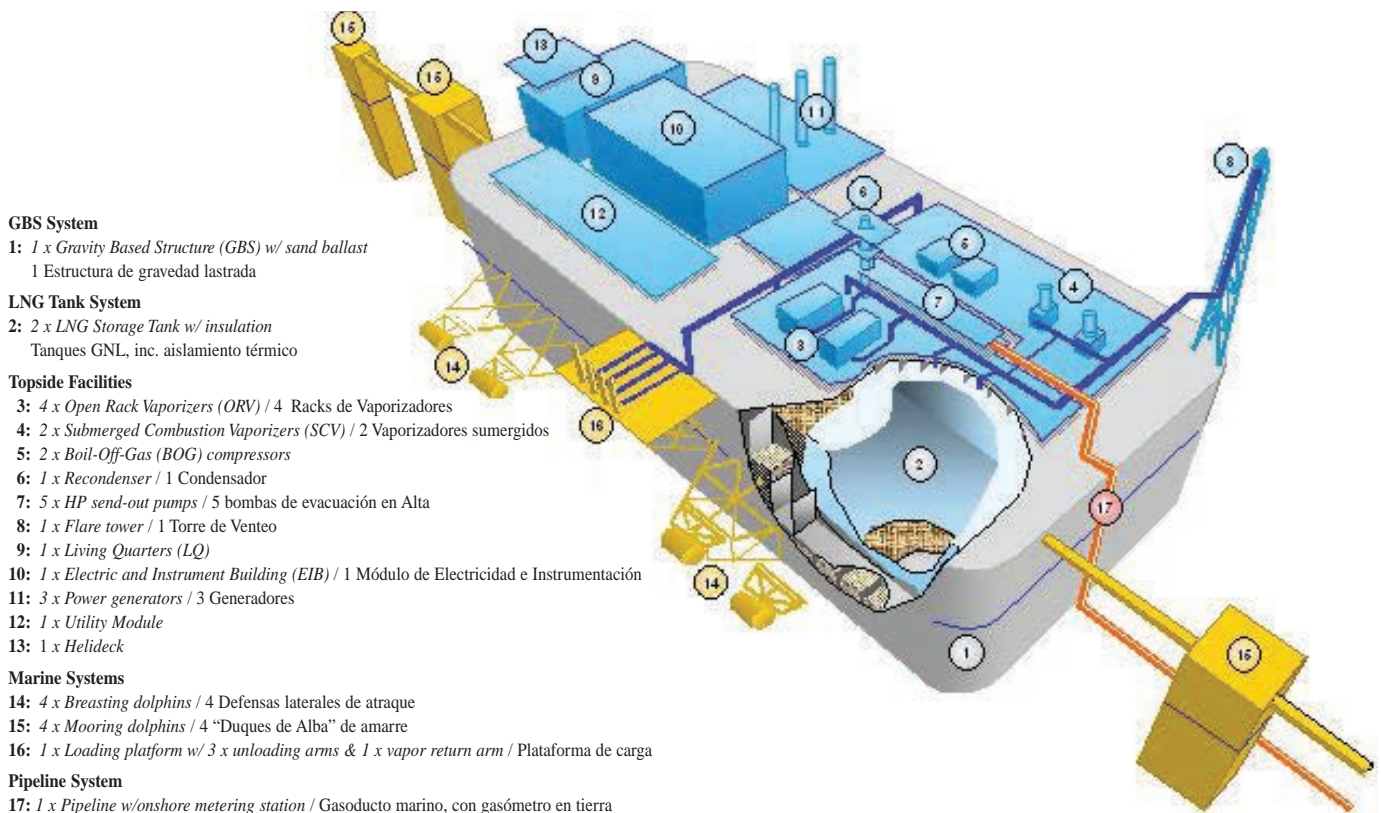


Figura 1. Esquema general de la Terminal y sus módulos e instalaciones de regasificación.
Figure 1. Terminal general arrangement drawing, showing its modules and regasification facilities.

y aceptación de toda la documentación y registros de calidad y ensayos de las estructuras de soporte temporal. Las vigas descansaban temporalmente sobre unas ménsulas de acero que se sueldan a placas embebidas en los muros. Una vez apoyadas se armaban, y hormigonaban los nudos de las uniones con la estructura de los muros y losa. Cada cabeza de viga se conectaba mediante empalmes con "couplers" o acopladores para que finalmente el sistema de postensado les diese continuidad conformando cada pareja de vigas un elemento único atado al resto de la estructura.

Los vanos entre las vigas principales se salvaron mediante una retícula de perfiles prefabricados en los talleres situados a tal efecto en Obra conformando mesas a las que se soldaban previamente a su izado las chapas del aislamiento de los tanques y todos los embebidos para la conexión tanque-módulos. Una vez en posición se soldaban asimismo las juntas de expansión entre vigas. A continuación se ensayaron el 100% de las soldaduras y se llevó a cabo una prueba de estanqueidad, previa la colocación de la armadura y la segunda fase de embebidos y el hormigonado final de la losa.

4. MATERIALES CONSTITUYENTES DE LA ESTRUCTURA. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES, DISEÑO Y PARTICULARIDADES

4.1. Hormigones

Se trata sin duda del producto estrella de los empleados en el GBS, y casi todo gira en torno al mismo. Para el diseño de una estructura tecnológica tan compleja no ha habido que crear un nuevo y complejo material de base en un laboratorio del siglo XXI.

Veremos eso sí, cómo un material bien conocido que ya utilizaban los romanos hace más de 2.000 años, mediante un minucioso programa de desarrollo de la mezcla a emplear, con una adecuada selección de materiales y un extenso programa de ensayos previos, puede convertirse en la solución a tan complejos y diversos planteamientos.

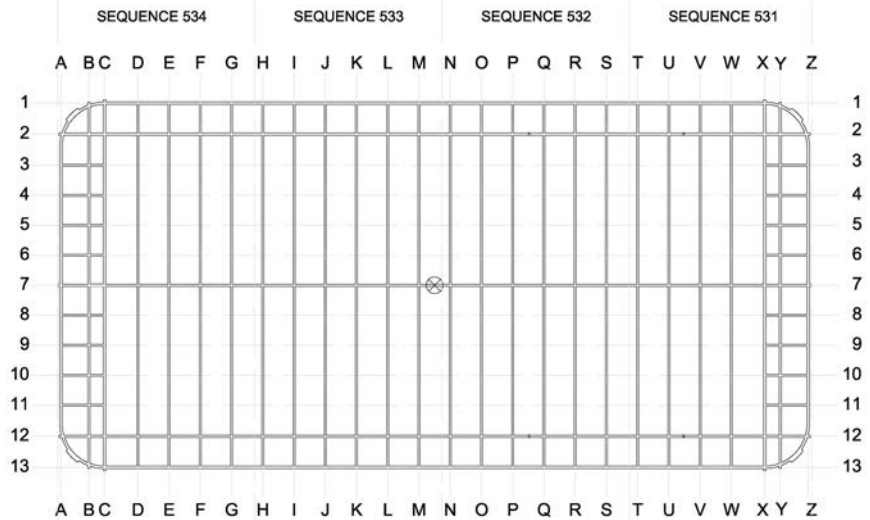


Figura 2. Sección horizontal de la estructura hasta la cota +13.00 desde nivel de dique seco. Celdas doble casco con muros exteriores de 0,6m. de espesor. Muros medianeros de 0,45m.
Figure 2. Horizontal cross section up to elevation +13.00, from dry dock level. Dual-hull cells with 0.6 m. thick outside walls. 0.45 m thick party walls.

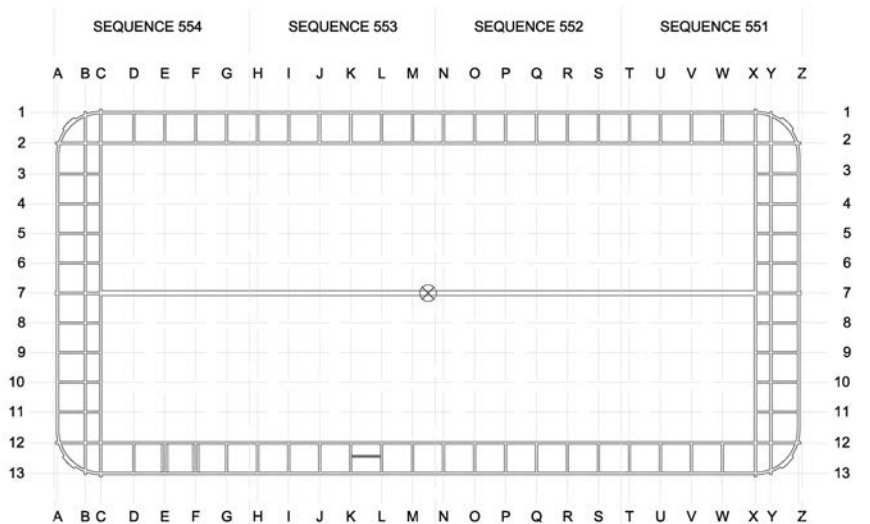


Figura 3. Sección horizontal de la estructura hasta la cota +46.50 desde nivel de dique seco. Doble casco alrededor de los tanques de LNG. Muros exteriores de hormigón armado y postensado de 0,6m de espesor.
Figure 3. Horizontal cross section of the structure up to elevation +46.50, from dry dock level. Dual-hull around LNG tanks. 0.6 m thick, outside walls, constructed of reinforced and post-tensioned concrete.

El hormigón empleado ha sido objeto de prolongados estudios en los que se ha tenido en cuenta una gran multitud de parámetros y características definidas por el Cliente con el objeto de construir un buque, a la vez depósito criogénico y terminal gasera ubicado en su fase final en una zona sísmica sensible, y en la que habrán de trabajar y habitar personas en condiciones de total seguridad, y con unos requisitos de durabilidad para la estructura muy exigentes que incluyen la ausencia total de corro-

profiles, prefabricated in the workshops set up on site for the purpose, forming tables, to which the tank insulation plates, and all the embeds for the tank-module connections, were welded, before being lifted. Once in position, the expansion joints between girders were also welded. This was followed by an examination of all the welds and performance of tightness tests, after installing reinforcement and the second embedding phase and the final concreting of the slab.

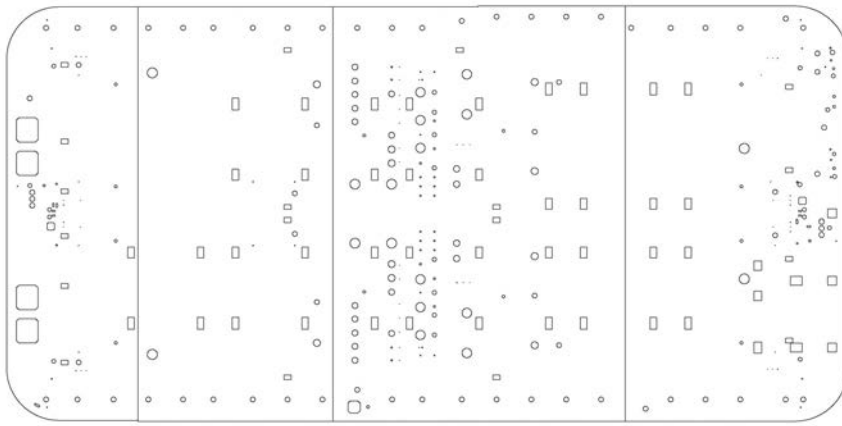


Figura 4. Planta de la estructura con situación general de embebidos, pasatubos y bocas de acceso en la losa superior.

Figure 4. Plan view of the structure showing a general arrangement of the embedded items, bushings and access manholes in the top slab.

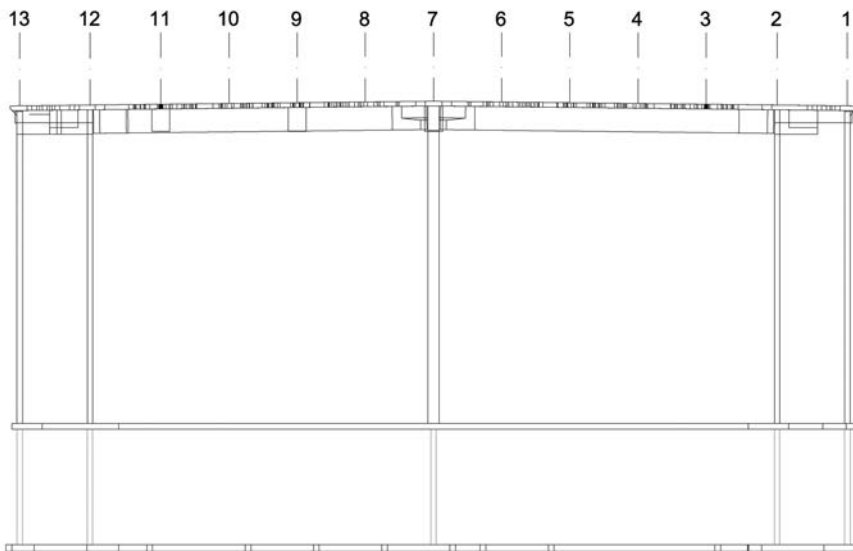


Figura 5. Sección vertical transversal mostrando compartimentos centrales para alojar 2 tanques de LNG de 125.000m3 de capacidad c.v. y muros de doble casco.

Figure 5. Vertical cross section, showing middle compartments, with two LNG tanks inside, with a c.v. capacity of 25,000m3 and dual-hull walls.

sión en la armadura principal de la estructura durante los 25 primeros años de vida útil.

El método constructivo empleado, mediante encofrados deslizantes que ha sido récord de superficie deslizada simultáneamente en Europa, planteaba también muchos condicionantes para la mezcla. Por citar algunos, su trabajabilidad, capacidad de bombeo a gran altura o a grandes distancias, temperatura máxima de puesta en obra y de fraguado y un control estricto de los tiempos del mismo que no comprometiesen los rendimientos y permitiesen variaciones en la velocidad de deslizado. Todo ello era crítico, por ejemplo, para poder acomodar la velocidad de vertido y ascenso al ritmo de colocación de embebidos o solapes en zonas especialmente reforzadas, para reaccionar ante las cambiantes condiciones climatológicas en la zona.

De la complejidad de dar cumplimiento a todos estos requisitos propios de un proyecto “off-shore” diseñado por una ingeniería noruega, para un cliente italiano y norteamericano, construido en España, da idea el extracto de normativa de referencia y obligado cumplimiento que se recoge en las especificaciones del mismo y que se detalla a continuación:

4.2. Referencias normativas y especificaciones de proyecto para el hormigón.

A continuación listamos las normas y especificaciones a las que se ha exigido

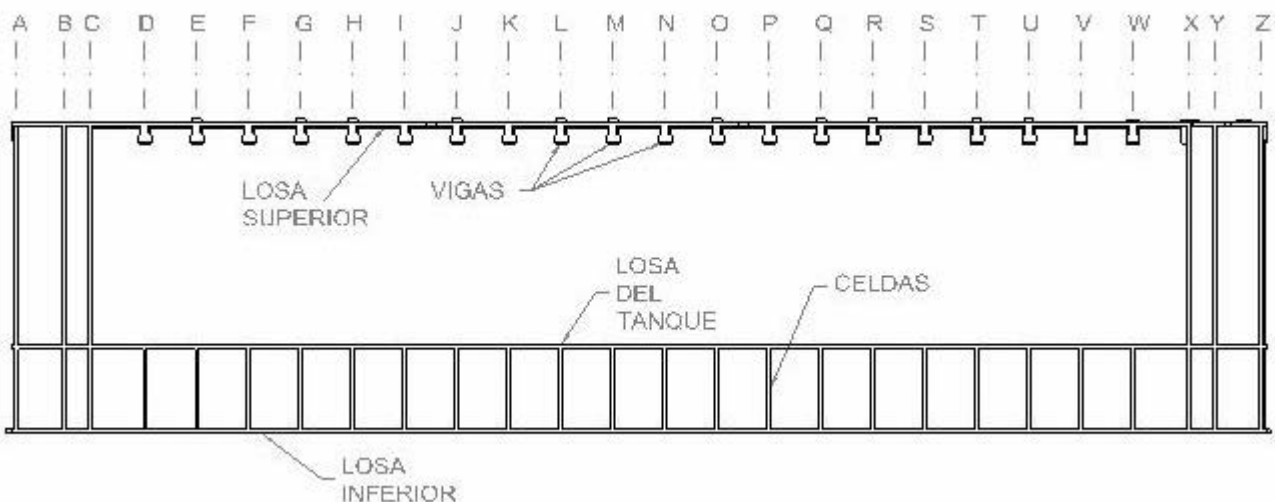


Figura 6. Sección vertical longitudinal
Figure 6. Longitudinal vertical cross section.

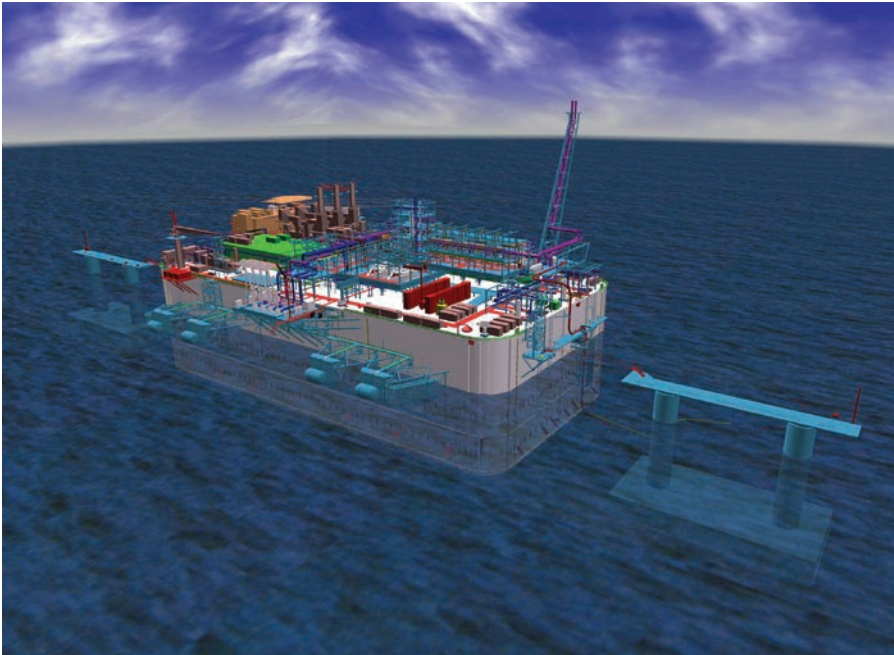


Figura 7. Idealización de la Terminal en destino.
Figure 7. Terminal idealisation at destination.

estricto cumplimiento en la producción de hormigones. Hemos de destacar que entre ellas se encuentran normas europeas y sus anexos de diferentes nacionalidades, italianas, noruegas, españolas y también americanas. Ello ha supuesto un esfuerzo de estudio, unificación de criterios, síntesis y en numerosos casos interpretación, no exento de dificultades y desencuentros que felizmente y, con la ayuda de todas las partes, se han resuelto satisfactoriamente.

- UNI ENV 13670-1 Ejecución de estructuras de hormigón.
- EN 206-1 Hormigón. Parte 1: Especificaciones, prestaciones, producción y conformidad. Incluye el anexo nacional italiano
- prEN 1992-1-1 Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1. Reglas generales y reglas para edificación.
- CEN EN 288 “Especificación y aprobación de los procedimientos de soldadura de materiales metálicos”
- CEN EN-ISO 15620, “Soldeo. Soldeo por fricción de materiales metálicos. (ISO 15620:2000).”
- CEN EN 287-1 “Cualificación de soldadores. Soldeo por fusión. Parte 1: Aceros.”
- CEN EN 719 “Coordinación del soldeo. Tareas y responsabilidades”

- CEN prEN 10080 “Acero para el armado del hormigón. Acero soldable para armaduras de hormigón armado. Parte 1 – 6”
- CEN prEN 1992-1-1 “Eurocódigo 2: proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: reglas generales y reglas para edificación. (Incluye el Erratum AC: 1992). (Versión oficial ENV 1992-1-1:1991).”
- CEN EN 1008 “Agua de amasado para hormigón. Especificaciones para la toma de muestras, los ensayos y la evaluación de aptitud al uso del agua, incluyendo las aguas recuperadas de procesos en la industria del hormigón, como agua de amasado para hormigón.”
- CEN EN 12390-3 “Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas.”
- CEN EN 12620 “Áridos para hormigón.”
- ISO 6934 “Acero para el postesado del hormigón”
- NS 3473 “Estructuras de hormigón – Leyes de diseño”
- NS 3576-3 “Acero para el refuerzo del hormigón – Dimensiones y propiedades – Parte 3: barras corrugadas B500C”
- “Instrucción Española de Hormigón Estructural” (EHE) (descarga

4. STRUCTURE CONSTITUENT MATERIALS. STRUCTURAL CHARACTERISTICS AND PARTICULARITIES

4.1. Concrete

This is, undoubtedly, the crown jewel of the materials used in the GBS, and almost every thing hinges around it. To design such a technologically complex structure as this, it has not been necessary to develop a new and complex base material, in a XXI century laboratory.

We shall, indeed, see, how a well-known material, already used by the Romans more than 2000 years ago, can provide, after a thorough developing programme of the mix to be employed, a proper selection of the materials and a comprehensive programme of initial tests, a solution for such complex and diverse structures.

The concrete used on the project has been subjected to prolong tests, in which consideration has been given to a great deal of parameters and characteristics, defined by Client, in order to build a vessel, serving both as a cryogenic tank and gas terminal, ultimately located in an earthquake-prone area, and where people will work and live under strict safety conditions. In addition, the structure shall meet very stringent durability requirements, such as the total absence of corrosion in the main reinforcement, during the first 25 years of effective life.

The construction method used (slip-form), which set an European record for the area of formwork simultaneously slipped, also meant that many mix conditioning factors had to be overcome. To name just a few: its workability, its pumping capability over long distances and up to high elevations, maximum site placing and curing temperature and a strict control of curing times, so as not to compromise performance and allow for slipping speed variations. All these items were crucial in order for us to accommodate, for instance, the pouring and lifting speed, to the rate of installation of embeds or overlaps, in specially reinforced areas, in order to be able to react to the changing weather conditions in the area.

Of the degree of complexity that comes from having to meet all these re-

quirements, inherent to an off-shore project, designed for a Norwegian engineering company, for an Italian and American client and built in Spain, gives some idea the benchmark standard extract that has to be complied with and included in the project specifications and detailed below:

4.2. Benchmark references and project specifications for concrete

Below, please find a list of the standards and specifications that had to be, compulsorily and strictly, complied with in concrete fabrication. Please note, that the list below includes European standards and their attachments of different nationalities: Italian, Norwegian, Spanish and also American. This has represented a considerable effort to review, unify criteria, synthesise and, in numerous cases, interpret texts, not always free from difficulties and inconsistencies which, fortunately and with the co-operation of the parties involved, have been satisfactorily resolved.

- UNI ENV 13670-1 Execution of concrete structures (“Ejecución de estructuras de hormigón”).
- EN 206-1 Concrete. Part 1: Specifications, performance, production and compliance. (“Especificaciones, prestaciones, producción y conformidad”). It includes the Italian Attachment.
- prEN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1.1. General Rules and building rules. (“Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1. Reglas generales y reglas para edificación”).
- CEN EN 288 “Specification and approval of welding procedures for metallic materials” (“Especificación y aprobación de los procedimientos de soldadura de materiales metálicos”).
- CEN EN-ISO 15620, “Welding. Welding by friction of metallic materials. (“Soldeo. Soldeo por fricción de materiales metálicos”). (ISO 15620:2001)”
- CEN EN 287-1 “Welder qualification. Fusion welding. Part 1. Steel.” (“Cualificación de soldadores. Soldeo por fusión. Parte 1: Aceros.”)

- CEN EN 719 “Welding co-ordination. Tasks and responsibilities” (“Coordinación del soldeo. Tareas y responsabilidades”)
- CEN prEN 10080 “Reinforcing steel for concrete. Weldable steel for concrete reinforcement. Part 1 – 6” (“Acero para el armado del hormigón. Acero soldable para armaduras de hormigón armado. Parte 1 – 6”).
- CEN prEN 1992-1-1 “Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: general rules and building rules. (it includes Erratum AC:1992). (Official version ENV 1992-1-1:1991)” Eurocódigo 2: proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: reglas generales y reglas para edificación. (Incluye el Erratum AC:1992). (Versión oficial ENV 1992-1-1:1991).”
- CEN EN 10138 “Water for the mixing of concrete. Specifications on the taking of samples, tests and assessment on the water usage capability, including the water recovered from processes in the concrete industry, as water for the mixing of concrete.” (“Agua de amasado para hormigón. Especificaciones para la toma de muestras, los ensayos y la evaluación de aptitud al uso del agua, incluyendo las aguas recuperadas de procesos en la industria del hormigón, como agua de amasado para hormigón.”)
- CEN EN 10138 “Tests on hardened concrete. Part 3: Determination of test specimen compression strength”. (“Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas.”)
- CEN EN 10138 “Aggregates for concrete” (“Áridos para hormigón”).
- ISO 6934 “Steel for concrete post-tensioning” (“Acero para el postesado del hormigón”).
- NS 3473 “Concrete structures – Design rules” (“Estructuras de hormigón – Leyes de diseño”).
- NS 3576-3 “Reinforcing steel for concrete – Dimensions and properties – Part 3: corrugated bars B500C” (“Acero para el refuerzo del hormigón – Dimensiones y propiedades – Parte 3: barras corrugadas B500C”).
- “Spanish Specification for Structural Concrete” (EHE) (download

http://www.mfom.es/cph/norma_ehe.html)

- UNI EN 932-3 “Ensayos para determinar las propiedades generales de los áridos. Parte 3: Procedimiento y terminología para la descripción petrográfica simplificada.”
 - UNI 8981-8 “Durabilidad de las obras y de los elementos prefabricados del hormigón – Instrucciones para prevenir la reacción álcali-sílice”
 - UNI 8520-22 “Áridos para preparados del hormigón. Determinaciones de la reactividad potencial del árido en presencia de alcalis”
 - Directrices para la Aprobación Técnica Europea de los equipos de postesado de estructuras - ETAG 013 (descarga <http://www.eota.be>)
 - CEN WS-09 “Requerimientos para la instalación de los equipos para el postesado de estructuras y cualificación de la empresa especialista y su personal”
 - ACI 305R-99 “Hormigonado en tiempo caluroso”
 - ASTM C330 “Especificación estándar para áridos ligeros para hormigón estructural”
 - BS 4449:1997 Barras de acero al carbono para el refuerzo del hormigón
 - BS 7777-3:1993 Tanques cilíndricos verticales de fondo plano para almacenamiento a baja temperatura
 - DM 96: Decreto Ministerial del Ministerio de Trabajo de 9 de Enero de 1996.
- Partiendo de este amplio marco normativo de referencia, ha habido que llevar a cabo un programa de más de tres años de duración que se inició con el propio diseño teórico de la mezcla, y en el cual han intervenido prestigiosas Ingenierías como IBERINSA junto a la misma Aker Kvaerner / Skanska. En la realización de los ensayos han colaborado además la Universidad Politécnica de Madrid a través de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, SINTEF, reconocido laboratorio noruego ligado a la Universidad de Trondheim, y el instituto español IN-TEMAC.
- La primera fase del diseño de mezcla supuso el ensayo de distintas combina-

ciones de materiales de base constituyentes (áridos, cemento, aditivos y adiciones) bajo diversos supuestos de dosificación. Se trataba de obtener una combinación de parámetros, que aún pudiendo parecer antagónicos en muchos aspectos, debían mantener un equilibrio razonable y reunir unos valores mínimos en función de las propiedades que se deseaban conseguir con la mezcla. El hormigón debía como primer paso ceñirse a las características enumeradas en la Tabla 4.

Tras los resultados de la primera fase de ensayos, Acciona Infraestructuras S.A., de acuerdo con el Cliente, se decantó por el cemento fabricado por la firma HOLCIM en su planta de Carboneras, único proveedor que, haciendo viable el suministro de importantes cantidades en fechas muy concretas y por vía marítima hasta el Puerto de Algeciras, podía aportar además una modificación en el polvo calizo adicionado que ajustaba los parámetros de alcalinidad a los deseados por el proyectista.

Para el árido, finalmente se optó por una tipología granítica (monzogranito), con una nula reactividad álcali-sílice según los ensayos específicos llevados a cabo en España e Italia. Con este fin Acciona Infraestructuras S.A. adquirió y explota la cantera de Bellavista, en

Gerena, Sevilla. Se cuidó asimismo al máximo la elección de la arena, clasificada como siliclástica (cuarzo en un 99%) y transportada desde Huelva. Como dato anecdótico y representativo de la meticulosidad en la selección de los materiales, durante un tiempo se barajó incluso la posibilidad de traer todos los áridos desde Escocia, dado que existían dudas sobre la viabilidad de la productividad en la explotación de la cantera de Gerena hasta el momento de la adquisición por ACCIONA de la misma.

Con la mezcla de tan selectos ingredientes se trataba de garantizar una elevada compacidad que se tradujese en un hormigón de muy baja permeabilidad, o dicho de otro modo, ciertamente resistente al ataque de los cloruros. A la vez era necesaria una densidad muy controlada y más bien baja puesto que se trataba de construir una estructura flotante con condiciones de contorno dadas por la dársena de Algeciras que impedían exceder calados excesivos.

En una segunda fase de ensayos, relacionada fundamentalmente con la durabilidad de la estructura, se procedió a la realización de ensayos de difusión de cloruros y posteriormente, y ya en la fase de ejecución, de conductividad y resistencia del hormigón. Lo poco habitual aún de tales métodos de ensayo (tan

http://www.mfom.es/cph/norma_ehe.html) (“Instrucción Española de Hormigón Estructural” (EHE) (descarga http://www.mfom.es/cph/norma_ehe.html))

- UNI EN 932-3 “Tests to determine aggregate general properties, Part 3: Procedure and terminology for the simplified petrographic description”. (“Ensayos para determinar las propiedades generales de los áridos. Parte 3: Procedimiento y terminología para la descripción petrográfica simplificada.”)

- UNI 8981-8 Durability of the works and of the prefabricated concrete members – Specifications to prevent the alkali-silica reaction. (“Durabilidad de las obras y de los elementos prefabricados del hormigón – Instrucciones para prevenir la reacción álcali-sílice”)

- UNI 8520-22 Aggregates for concrete preparations. Determination of the potential reactivity of aggregates in the presence of alkalis. (“Áridos para preparados del hormigón. Determinaciones de la reactividad potencial del árido en presencia de alcalis”)

- Directive for the European Technical Approval of the structure post-tensioning equipment. ETAG 013 (download <http://www.eota.be>) (“Directrices para la Aprobación Técnica Europea de los equipos de postesado de estructuras - ETAG 013 (descarga <http://www.eota.be>)

- CEN WS-09 Requirements for the installation of the equipment of the structure post-tensioning equipment and qualification of the specialist company and of its personnel. (“Requerimientos para la instalación de los equipos para el postesado de estructuras y cualificación de la empresa especialista y su personal”)

- ACI 305R-99 Pouring of concrete in hot weather (“Hormigonado en tiempo caluroso”)

- ASTM C330 “Standard Specification for light aggregates for structural concrete.” (“Especificación estándar para áridos ligeros para hormigón estructural”)

- BS 419 Carbon steel re-bars for concrete reinforcement (“Barras de acero al carbono para el refuerzo del hormigón”).

- BS 7777-3:1993 Flat-bottom vertical cylindrical tanks for low temperature storage (“Tanques cilíndricos verticales

Tabla 4. Especificaciones de diseño del Hormigón del Adriatic LNG GBSA
Table 4. Concrete Design Specifications for the Adriatic LNG GBS

Denominación de acuerdo a UNI-EN-206-1 <i>Denomination as per UNI-EN-206-1</i>		C 45/55	Notas/Tolerancias de Proyecto <i>Notes/Design Tolerances</i>
Densidad <i>Density</i>	Kg/m ³	2390	+20/-30 kg/m ³
Módulo de Elasticidad <i>Young's Modulus</i>	GPa	32	+/- 3 Gpa
Relación A/C <i>A/C ratio</i>		0.4	Máximo valor <i>Maximum value</i>
Tamaño Max. de árido <i>Max. Aggregate size</i>	mm.	22	Máximo valor <i>Maximum value</i>
Cemento según EN-197-1 <i>Cement as per EN-197-1</i>		CEM II/AS/42.5/SR <i>CEM II/AS/42.5/SR</i>	Bajo contenido en álcalis. C3A limitado al 4-10% <i>Low alkali content. C3A limited to 4-10%</i>
Contenido en cemento <i>Cement content</i>	kg.	390	360/450
Cono <i>Cone</i>	cm.	23	
Adiciones: Humo de Sílice <i>Admixtures: Silica Fume</i>	%	6	Máximo 8%

de fondo plano para almacenamiento a baja temperatura”).

- DM 96: Ministerial Decree from the Labour Department of 9th January 1996. (“Decreto Ministerial del Ministerio de Trabajo de 9 de Enero de 1996”).

On the basis of the large framework of reference codes and standards, it was necessary to undertake a programme, lasting in excess of three years, which started with the theoretical design of the mix proper, with the participation of prestigious engineering companies, such as IBERINSA, along with Aker Kvaerner / Skanska itself. In the performance of the tests the following entities were also involved: the Madrid Polytechnics University, through the Civil Engineers Association, SINTEF, a well-known Norwegian laboratory associated with the Trondheim University and the Spanish Institute INTEMAC.

The first phase of the mix design consisted in the testing of different combinations of constituent base materials (aggregates, cement, additives and admixtures), under different dosing assumptions. The idea was to come up with a combination of parameters, that although they may appear antagonistic in several respects, should maintain a reasonable balance and embody certain minimum values, depending on the properties expected of the mix. As a first step, the concrete should meet the characteristics listed under table 4.

On the basis of the results obtained from the first testing phase, Acciona Infraestructuras S.A., in agreement with the Client, opted for the cement manufactured by the company HOLCIM, at its Carboneras plant. This was the only supplier who, in addition to being able to supply important amounts, on very specific dates and by sea to the Algeciras Port, could also introduce changes to the added calcareous dust, which accommodated the alkalinity parameters to the wishes of the designer.

As far as aggregates are concerned, a granite typology (monzogranite) was finally chosen, on account of having a negligible alkali-silica reactivity, according to the specific tests conducted in Spain and Italy. To this end, Acciona Infraestructuras S.A. acquired and operates the Bellavista quarry, in Gerena,

Seville. Extreme care was also taken in the selection of the sand, classified as siliclastic, (99% quartz), which was brought from Huelva. As an anecdote representative of the thoroughness in the selection of materials, the possibility of bringing all the aggregates from Scotland was even considered for a time, as doubts arose about the feasibility of the productivity figures in the operation of the Gerena quarry, until its acquisition by ACCIONA.

The purpose behind the combination of such a selection of materials was to ensure a high degree of compaction, that resulted in a concrete with very low permeability levels or, in other words, fully resistant to the attacks of chlorides. At the same time, very controlled and rather low density levels were required, as the aim was to build a floating structure with contour conditions dictated by Algeciras basin, in which excessive draughts could not be exceeded.

Under a second testing phase, mainly concerned with the durability of the structure, chloride diffusion tests were conducted. Later and as part of the execution phase, concrete conductivity and strength tests were also carried out. The very unusual nature of such testing methods (only two laboratories in Spain have the relevant technology and certification procedures to conduct the chloride diffusion tests with a minimum guarantee) and the lack of available comparable values from other projects, have surrounded this phase by some important elements of scientific debate, from which valuable conclusions have been and will undoubtedly be drawn.

The majority of the methods used to determine the durability parameters of concrete structures are experimental in nature and subject to a multitude of variables, leading to complex equations. For their implementation and analysis, it has been necessary to rely, in addition to, upon Iberinsa, upon the Civil Engineers College and the Eduardo Torroja Institute. The final conclusions have not been concluded yet. This phase will undoubtedly continue with the analysis and monitoring of several parameters during the effective life of the structure. The values obtained during the second testing

sólo dos laboratorios en España cuentan con la correspondiente tecnología y certificación como para realizar los de difusión de cloruros con un mínimo de garantías), y la escasa disponibilidad de valores de contraste de otros proyectos, han rodeado esta fase de un elemento importante de debate científico, del que sin duda se han extraído y se extraerán valiosas conclusiones.

La mayoría de los métodos de determinación de los parámetros de durabilidad de las estructuras de hormigón son experimentales y se encuentran sujetos a la influencia de multitud de variables que alimentan complejas ecuaciones. Para su implementación y análisis ha sido necesario contar, además de con Iberinsa, con la colaboración de la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, y del Instituto Eduardo Torroja, no habiendo finalizado aún la fase de conclusiones finales, que se prolongarán sin duda con el análisis y seguimiento de diversos parámetros durante la vida útil de la estructura. Se adjuntan en la Tabla 5 y Figuras 8 y 9 los valores establecidos durante la segunda fase de ensayo y durante la ejecución del GBS.

Estos ensayos se han repetido a lo largo de la ejecución del GBS y para las distintas fases del mismo, evaluándose en todo momento los resultados para la toma de decisiones oportunas para el ajuste y corrección de eventuales desviaciones. En las Figuras 8 y 9 se pueden observar los valores reales obtenidos durante la ejecución de las distintas secuencias de hormigonado del GBS.

4.3. Producción y puesta en obra de los hormigones

La producción del hormigón se llevó a cabo en dos modernas plantas dosificadoras-amasadoras instaladas a pie de Obra, con una producción punta de 90 m³/h cada una, que trabajaron y trabajan en continuo durante 24h al día durante los ciclos de deslizado; en cumplimiento de la especificación de Contrato una de ellas es siempre reserva para el caso de fallo de la otra, y en períodos de deslizado o de grandes vertidos de losas, ambas han de contar con todo el personal de operación preciso para evitar cualquier posible interrupción del suministro a los grupos o torres de bombeo de hormigón.

Tabla 5. Características del Hormigón del Adriatic LNG GBS
Table 5. Adriatic LNG GBS Concrete Characteristics

Resistencia a Compresión a 28 días <i>28 days compressive strength</i>	N/mm ²	75.5	Notas/Tolerancias de Proyecto <i>Notes/Design Tolerances</i>
Resistencia a Tracción <i>Tensile Strength</i>	N/mm ²	4.75	NA
Coefficiente de dilatación Térmica <i>Coefficient of thermal expansion</i>	µm/m°C	12	NA
Módulo de Elasticidad <i>Young's modulus</i>	GPa	33.9	+/- 3 Gpa
Coefficiente de Creep <i>Creep coefficient</i>		1	A 90 días
Densidad <i>Density</i>	Kg/m ³	2385	2360/2390
Calor adiabático de hidratación <i>Hydration adiabatic heat</i>	°C	47	T ^a máxima durante el fraguado 65< <i>Max. Temperature during curing 65<</i>
Coefficiente de difusión de cloruros <i>Chloride diffusion coefficient</i>	m ² /s	4.18*10 ⁻¹²	ND
Coefficiente de Poisson <i>Poisson Coefficient</i>		0.18	ND
Energía de Fractura (Gf) <i>Fracture Energy (Gf)</i>	N/mm ²	155.9	ND
Penetración de agua (media) <i>Water penetration (average)</i>	mm	5	ND

Un factor crítico a controlar durante este proceso fue y sigue siendo la temperatura máxima durante el fraguado del hormigón, que según las especificaciones no habría de superar los 65°C lo que implica según los cálculos previos de calor de hidratación, y los ensayos en cajones adiabáticos realizados de forma

previa a la producción tanto en laboratorios externos como en obra, que el hormigón debía dejar la planta durante los meses de verano a una temperatura máxima de 21 °C.

Para conseguirlo, se actuó y se actúa en tres etapas. En primer lugar se esta-

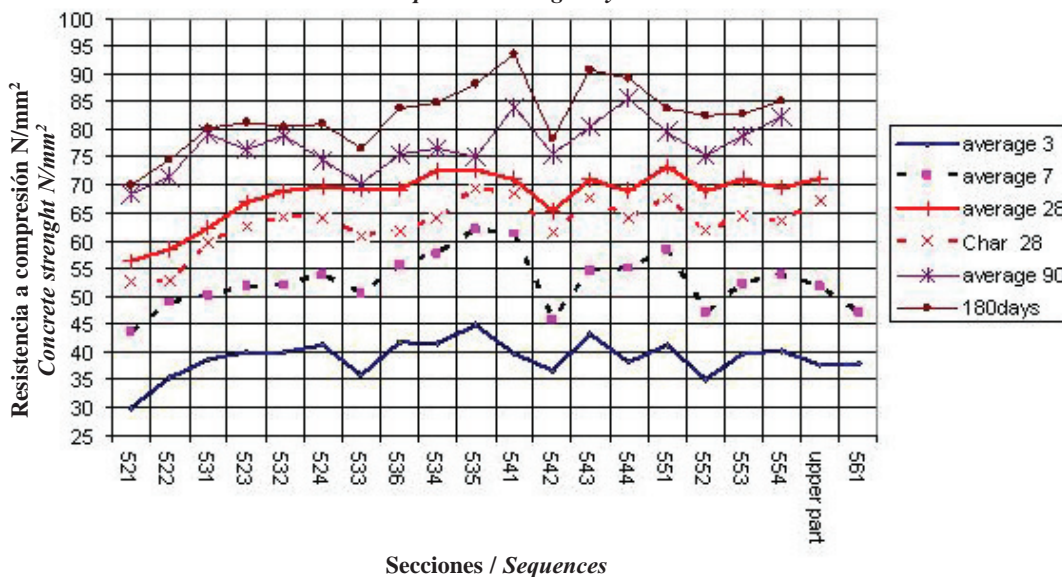
phase and during the execution of the **GB** are shown in Table 5 and subsequent graphs.

These tests have been repeated throughout the execution of the GBS and for its different phases. The results were continuously assessed and used for the taking of relevant decisions, aimed at adjusting and correcting any eventual deviations. Figures 8 and 9 show the actual values obtained during the different GBS concreting sequences:

4.3. Concrete manufacturing and site delivery

Concrete manufacturing took place at two modern on-site dosing and mixing plants, with a peak output of 90 m³/hr. each. The plants operated, and are operating, on a continuous basis, 24 hours a day during the slip-forming cycles; in accordance

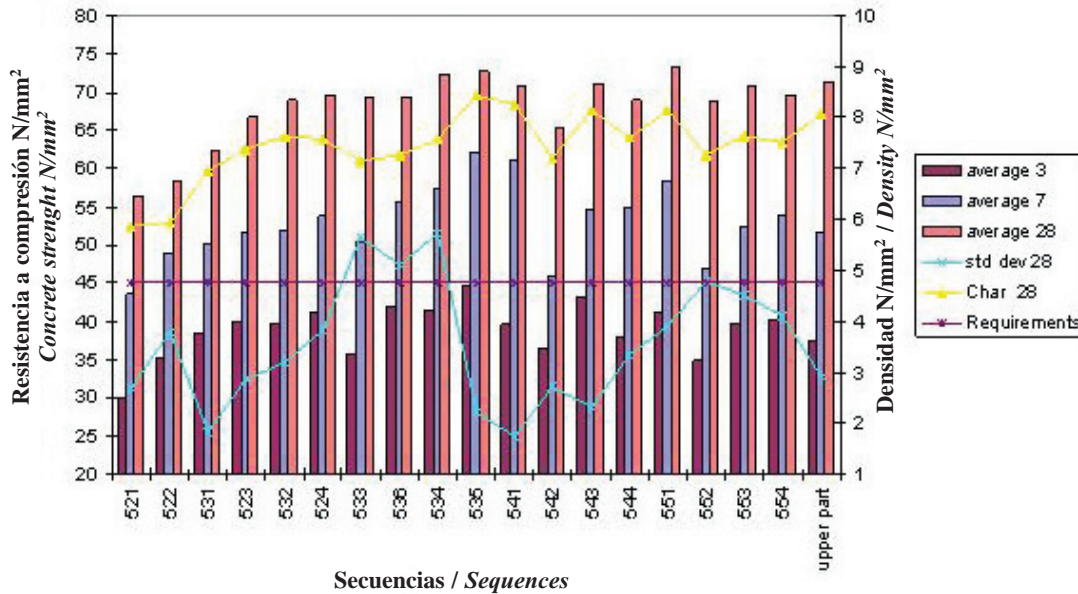
Rotura a compresión de probetas
Concrete Compressive Strength Cylinders



Figuras 8. Estadística de los valores de resistencia a distintas edades del hormigón en las distintas secuencias constructivas.

Figure 8. Strength values at different ages of the concrete during the different construction phases.

Rotura a compresión de probetas
Compressive Strength Cylinders



Figuras 9. Estadística de valores de los valores de resistencia a distintas edades y densidades del hormigón en las distintas secuencias constructivas.
Figures 9. Strength values at different ages and densities of the concrete during the different construction phases.

with the Contract specifications one of the plants is always on standby, in case the other breaks down and in slip-forming periods or during large pourings of slabs, both must be manned with all the operating personnel required to prevent any possible interruption in the supply of concrete to the pumping groups or towers.

One crucial factor to be controlled during this process was, and is, the maximum temperature of the concrete during the curing process, which according to the specifications should not exceed 65°C. On the basis of the previous calculations on hydration heat and of the tests on adiabatic caissons, performed in advance of production, both at outside laboratories and on site, this meant that concrete should leave the plant, during the summer months, at a maximum temperature of 21 °C.

To accomplish this, the steps taken, and being taken, were divided into three stages. First, controls are put in place, from the component materials procurement phase. The plants have been provided with a liquid hydrogen plant to lower the temperature of the cement at the discharges into the site silos (with a capacity of 100 TM c/u). In this way, we can lower the temperature from 80°C, which was recorded at the arrival of the

tanker, to 15-25 °C, once it entered the silo, after the cooling process.

In addition, nitrogen was discharged simultaneously with the batch water, before entering the batcher, to take it virtually to freezing point. Its use with aggregates, in the form of rain sprayed over them, as they moved along the conveyor belt, prior to their discharge in the hopper, proved rather ineffective and problematic in cases of appreciable aggregates humidity.

During the hottest months of the year, with temperatures near the sea in excess of 30 °C, for almost 12 hours a day, the batch water was cooled in advance, the aggregate stockpiles were watered with cold water obtained from industrial coolers (5°C), using powerful cooling equipment, ice-aggregate batches were produced, 48 hours before use and slide and cover over all the stockpiles was provided.

Concrete was transported in truck mixers, fitted with a continuous drum watering system. Waiting times were minimised thanks to an exercise of perfect synchronisation. The fact that both plants worked exclusively for the Project must undoubtedly have contributed to this synchronisation. Both pumping equipment and pipes were cov-

bleen controles ya desde la fase de acopio de los materiales componentes. Las instalaciones poseen una planta de nitrógeno líquido que se utiliza para bajar las temperaturas del cemento en las descargas a los silos de obra (con capacidad de 100 TM c/u). Así, se consigue rebajar la temperatura desde 80°C. que se obtenían en la medición de llegada en el camión cisterna, hasta 15-25 °C una vez entraba a silo tras el proceso de enfriado.

El nitrógeno se descargaba también en paralelo al agua de amasado antes de entrar en la amasadora, llevándola prácticamente hasta la congelación. Su empleo con los áridos como lluvia sobre los mismos en su cinta antes de descarga en tolva se mostró poco efectivo y problemático en casos de humedad apreciable de los mismos.

Durante los meses más calurosos, con temperaturas en las proximidades del mar por encima de los 30°C durante casi 12 horas al día se introdujeron sistemas de enfriamiento previo del agua de amasado, riego de los acopios de áridos con agua a baja temperatura obtenida con enfriadoras industriales (5°C), mediante potentes equipos refrigeradores, generación de tongadas de hielo-árido con 48 hrs. de antelación a su utilización, y sombreado y cubrición de todos los acopios.

En el transporte se emplearon camiones hormigonera con sistema de riego continuo del tambor, minimizando los tiempos de espera en un ejercicio de perfecta sincronización al que sin duda ayudó el hecho de que ambas plantas trabajaban en exclusivo para las operaciones de Obra. Las instalaciones de bombeo y las tuberías del mismo se cubrieron con mantas de arpillera con un sistema de riego para su mantenimiento húmedo.

Por último y para la colocación del hormigón en los encofrados de deslizado, se emplearon lonas par evitar la inso-

lación directa, se humedecieron constantemente los encofrados y se utilizaron potentes máquinas enfriadoras para inyectar aire a baja temperatura al interior de las celdas que conforman la estructura de hormigón en ejecución, con altos grados de humedad y temperatura. Todo el sistema monitorizado por el equipo de Producción y verificado por el de Calidad en las distintas fases de ejecución. Los termopares embebidos en el hormigón se mantenían con lecturas en continuo hasta alcanzar la temperatura máxima que siempre se mantuvo dentro del rango definido por el cliente. Los datos obtenidos se procesaban diariamente en cada turno para poner en marcha, en caso necesario, medidas de corrección, o para comprobar simplemente el buen funcionamiento u optimización de los distintos sistemas de enfriamiento.

En la puesta en obra las exigencias en cuanto a densidad, relación agua/cemento, y sobre todo la trabajabilidad (no perdamos de vista el hecho de que se trata de un hormigón bombeable a largas distancias y una vez colocado, deslizado), eran y son igualmente controladas continuamente por el laboratorio independiente instalado junto a las plantas de hormigón. Los numerosos medios y personal dedicados a la correcta colocación y vibrado del hormigón, redundaron en una casi total ausencia de defectos en el acabado, en particular en comparación con proyectos similares recientemente acometidos tanto por el Cliente en otros puntos del globo, en los que esta partida supuso inversiones millonarias y el empleo de miles de horas/hombre.

Los valores estadísticos de resistencias a compresión y densidades se incluyen en los gráficos 8 y 9 adjuntos. A pesar de que la dosificación se ajustaba o modificaba ligeramente para incluir por ejemplo adiciones que mejorasen sus propiedades en función del tipo de estructura o elevación en los muros exteriores batidos por mareas y oleaje, la homogeneidad del producto obtenido es destacable, alcanzándose unas resistencias a 28 días muy superiores a las requeridas por el diseñador. Como contraste a la rotura de la probetas cilíndricas del control externo de Acciona Infraestructuras, la Dirección Facultativa Italiana contaba y cuenta con un laboratorio perfectamente dotado y calibrado situado a pie de obra y regentado por la Univer-

sidad Politécnica de Milán. En él ensayaron durante toda la obra probetas cúbicas, sin que tampoco se reportasen desviaciones sobre los requisitos del Proyecto.

4.4. Acero pasivo. Innovación en el empleo de "T-heads" y acopladores.

En el GBS se han empleado aproximadamente 27.000 Tm. de acero pasivo tipo B 500 SD. Las cuantías empleadas en esta obra suponen aproximadamente 360 kg/m³ en losas y en torno a 270 kg/m³ de acero pasivo en muros. El hecho de que el diseño incluya una importante cantidad de acero activo (postesado de la estructura) ha ayudado sin duda a que aún siendo muy importantes, estas cantidades sean más reducidas que en otras estructuras off-shore recientemente acometidas en las que dichas cuantías llegaban a superar los 500 kg/m³ con facilidad. No obstante la colocación de este acero constituyó un auténtico reto organizativo. Las barras de diámetros 25 y 32mm. fundamentalmente, con abundantes zonas reforzadas en torno a cimentaciones, elementos de tiro, cabezas de anclaje y postesado, unido a que el ascenso continuo del deslizado no da margen al error, obligó a una perfecta planificación y sincronización de potentes cuadrillas de colocadores, grúas, medios auxiliares y organización de acopios.

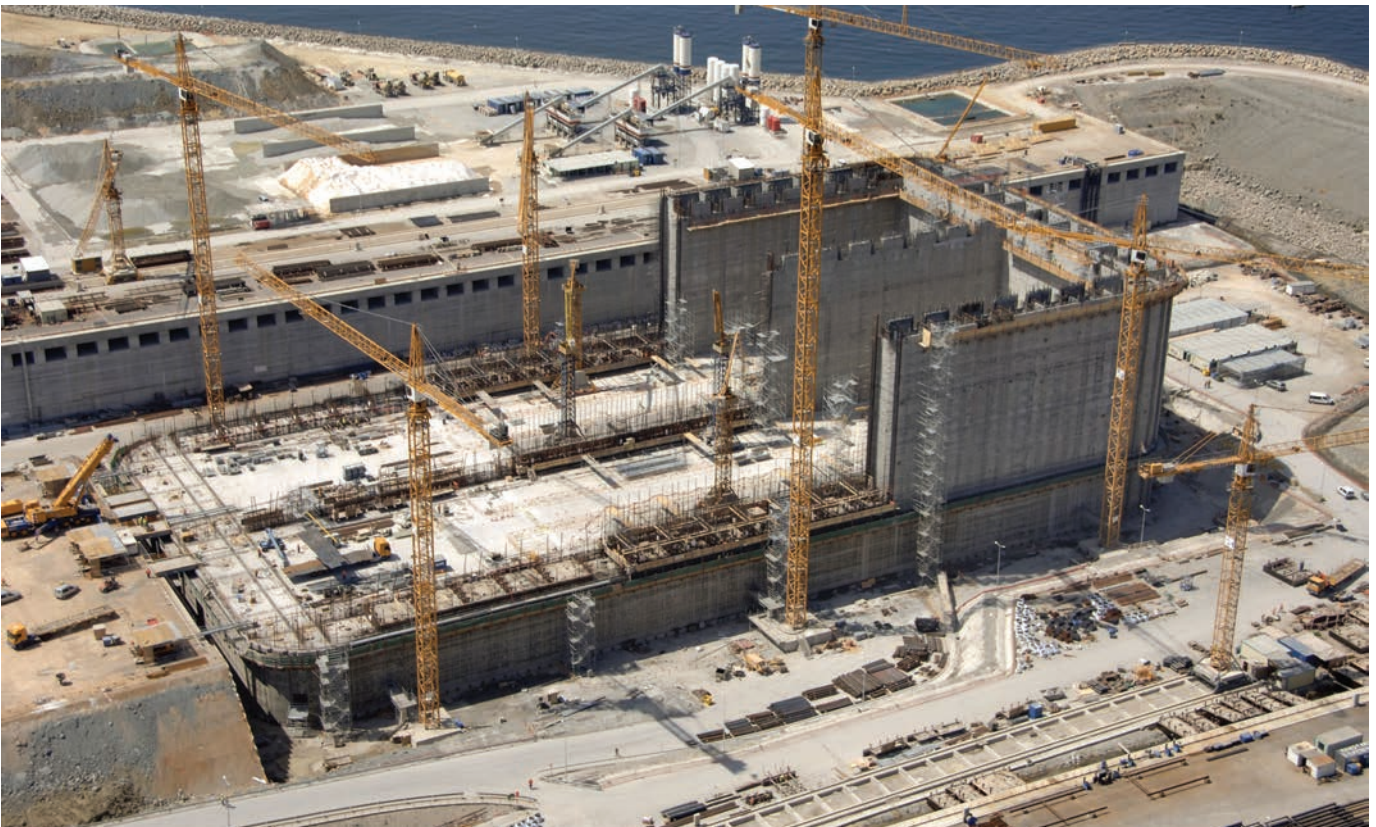
En el GBS se han empleado únicamente aceros certificados de origen nacional, a los que se han aplicado unos estrictos requisitos de trazabilidad y un exigente plan de ensayos, tanto en España como en Italia. Hemos de recordar que el hecho de que el destino final de la estructura sea su ubicación en el país trasalpino, ha obligado al cumplimiento de diversas normativas propias de dicho país. En referencia al acero, el cumplimiento del Decreto Ministerial DM-96, obligó a que los suministros de acero se limitasen a aquellas acerías que poseían en vigor la certificación bajo dicho decreto de las autoridades italianas. Esto en la práctica se traduce en ensayos adicionales de control estadístico de la producción por parte de los laboratorios autorizados por el Ministerio de Trabajo italiano. Sorpresivamente las acerías españolas eran de las pocas que en un entorno competitivo europeo cumplían tan variados y exigentes requisitos. Acciona conjuntamente con

ered with sackcloth, which was kept wet by means of a watering system.

Finally, for the placing of the concrete into the slip-form, canvasses were used to prevent direct sunlight and the slip-form was kept wet at all times, by using powerful cooling equipment, which injected low temperature air, inside the cells that make up the structure of the concrete being poured and that showed high levels of humidity and temperature. The entire system was monitored by the Production team and verified by the Quality Department, throughout the different stages of execution. Recordings of the thermocouples embedded in the concrete were constantly monitored, until they reach the maximum temperature, which was always kept within the range defined by Client. The data obtained were daily processed in each shift, so that corrective action could be taken, where necessary, or simply to check the proper operation or optimisation of the different cooling systems.

During the placing of concrete on site, the requirements, as regards density, water/cement ratios and above all, workability (let's not forget the fact that this is concrete that shall be pumped over long distances and, once placed, shall be slip-formed), were and are equally controlled by the independent laboratory set up near the concrete manufacturing plants. The ample resources and staff employed for the correct placing and vibration of the concrete, translated into an almost defect-free finished product, particularly when compared with similar projects recently undertaken by Client in other world locations, where this item represented millionaire investments and the expending of thus ands of man/hur s.

The attached charts 8 and 9 show statistics on compressive strength and densities. Despite the fact that the mix was adjusted or modified to include, for example, admixtures that enhanced its properties, as a function of the type of structure or elevation on the outside walls, beaten by tides and waves, the homogeneity of the finished product was notable, with 28 days strength levels above those laid down by the designer. As a counter-check to the rupture of sample cylinders by Acciona Infraestructuras' external controls, the Italian Construction Manager could re-



ly and can rely on a laboratory perfectly equipped and manned, located on-site and run by the Milan Polytechnics University. Cubic sample specimens were tested at this laboratory throughout the development of the project, with no deviations from the Project specifications being reported either.

4.4. Passive reinforcement. Innovative use of “T-heads” and couplers

Approximately, 27,000 tons of passive reinforcement of the B 500 SD type have been used in the GBS. The amounts employed on this job are distributed, approximately, as follows:

360 kg/m³ on slabs and about 270 kg/m³ of passive reinforcement on walls. The fact that the design included a considerable amount of passive reinforcement (postensioning of the structure) has undoubtedly meant that, although these amounts are still very significant, they are lower than in other off-shore structures recently built, where said amounts easily exceeded 500 kg/m³. Notwithstanding this, the installation of this reinforcement posed a real organisational challenge. In particular, the 25 and 32mm. diameter rebars, with many of the reinforced areas located around foundations, plus the tensioning items, anchoring and postensioning heads, together with the

los representantes del cliente llevó a cabo un programa específico de visitas de verificación de los sistemas de calidad y certificación implantados en cada uno de los suministradores de acero.

El complejo y denso diseño estructural de GBS (presencia de acero pasivo, vainas de acero activo, placas, elementos embebidos, pasamuros...), ha precisado la elaboración y empleo de las denominadas “T-heads” y “Couplers” o acopladores. Se trata en ambos casos de una patente noruega que consiste en soldar mediante fricción a las barras de acero pasivo B 500 SD una placa cuadrada o rectangular o un acoplador en su extremo. Ello evita longitudes de anclaje o de

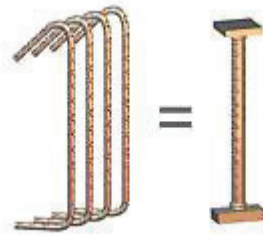


Figura 10. Esquematización del concepto de las T-heads.
Figure 10. T-heads concept diagram.

solape según los casos, descongestionando arranques o intersecciones de muros o nudos complejos de la estructura. En el caso de los acopladores se evita la longitud de solape necesaria para los diámetros usados principalmente en esta obra (32 ó 25 mm.), o se facilitan los empalmes entre algunos elementos estructurales de distintas fases de hormigonado.

Este sistema se ha ensayado extensamente en obra. Aunque ya previamente existía una amplia experiencia por el adjudicatario de la patente, se ha verificado in situ que se excede la capacidad de tensión/deformación del acero, y se mantienen las propiedades mecánicas del acero al que se exige por diseño un límite elástico de 500 Mpa.

Ante la abundante cantidad de acero de estas características requerido en este proyecto se encargaron y montaron dos maquinas para su fabricación en obra. En cooperación con la empresa poseedora de la patente y la subcontrata de ACCIONA para la elaboración y montaje en obra del acero, se llevó a cabo un programa de formación y cualificación del personal para realizar dicha fabricación con las garantías de calidad exigidas por el cliente.

Por parte de ACCIONA se ha realizado una completa trazabilidad de las piezas desde que llegan a obra (placas y acopladores) hasta su colocación en obra, durante todas las fases de fabricación y ensayos.

4.5. Acero Criogénico

La losa que sirve de base a los dos tanques de LNG, de 0,6 metros de canto, es la única parte de la estructura en la que el diseño requería el empleo de acero con propiedades criogénicas (mantenimiento de sus propiedades a

bajas temperaturas). Para ello se importaron hasta 2.000 Tm. de acero criogénico (Krybar 165) de Luxemburgo, que cumplían con la especificación del proyecto (BS 4449:1997 grado 460B) obligando a su perfecta identificación, segregación en acopios y trazabilidad en el montaje.

En el resto de zonas en torno a los tanques, y para asegurar la durabilidad del hormigón ante la posibilidad de exposición a bajas temperaturas (el gas natural licuado se encuentra en torno a -160 Celsius), se han colocado tuberías de calefacción embebidas cada metro en el hormigón en toda la superficie de la losa y las paredes del tanque.

5. PROCESO DE CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA

5.1. Principales fases de ejecución de las secuencias constructivas de la estructura de hormigón del GBS

(Ver Figuras 11.1 a 11.9)

5.2. Ejecución de la estructura. Técnica de deslizado (Slipforming)

El sistema de muros deslizados permite la ejecución de grandes superficies de un modo continuo. Los propios moldes sirven además de para dar forma a los muros y soportar temporalmente toda la estructura, de plataformas de trabajo, acopio y tránsito, y son izados con el empuje de gatos hidráulicos que se apoyan sobre una estructura temporal que va quedando embebida en el propio muro una vez hormigonado. En este proyecto se optó por limitar al máximo

fact that the continuous slipforming of the formwork leaves no margin for error, called for a perfect planning and synchronization of large crews of fitters, cranes, ancillary means and the planning of supplies.

Only domestic certified steel has been installed on the GBS. The material had to meet strict traceability requirements and stringent testing schedules, both in Spain and in Italy.

It has to be remembered that, although the ultimate destination of the structure is the Transalpine Country, several Italian codes and standards had to be complied with. As far as steel is concerned, compulsorily compliance with Ministerial Decree DM-96 meant, that the supplies of steel had to come only from those steel mills with valid certificates, awarded under said decree issued by the Italian authorities. In practical terms, this translated into additional statistical tests and controls on the production, performed by laboratories authorised by the Italian Labour Ministry. Surprisingly, the Spanish mills were among the few, within their European competition environment, that met such varied and stringent requirements. Acciona, in conjunction with Client's representatives, implemented a programme of specific visits, to verify the quality and certification systems in place at each of the steel suppliers facilities.

The GBS complex and complicated structural design (passive reinforcement, active steel sheaths, plates, embedded members, bushings ...) called for the preparation and utilisation of so-called "T-heads" and "Couplers". In both cases, these are Norwegian patents that consist in the welding, using the friction method, of a square or

rectangular plate or coupler to the ends of the passive steel bars B 500 SD. This does away with anchor or overlapping lengths, as the case may be, by simplifying the starts or intersections of complex walls or knots of the structure. In the case of couplers, the required overlapping lengths, for the sizes used mainly on this job (32 or 25 mm.), are eliminated or the splices between some of the structural members, from different concreting phases, are made easier.

This system has been thoroughly tested on site. Although the patent licensee had previous extensive experience, it has been demonstrated on site that the stress/strain capacity of the steel is exceeded and that the steel mechanical properties are maintained, from which a design yield strength of 500 Mpa is required.

In view of the large quantities of reinforcement steel of these characteristics needed on this project, two machines were ordered and installed, for its fabrication on site. In conjunction with licenser and with the subcontractor selected by ACCIONA for the fabrication and erection of the steel on site, and so that such fabrication could meet the quality standards demanded by client, a training and qualification programme for the staff was put in place.

ACCIONA, for its part, has completed a comprehensive traceability campaign on the components (plates and couplings), from their delivery on site to their erection and throughout the entire fabrication and testing processes.

4.5. Cryogenic Steel

The 0.6 m thick slab, that serves as a base for the two LNG tanks, is the only portion of the structure where the design parameters required that cryogenic steel (which maintains its properties under low temperatures) be used. To this end, up to 800 tons of cryogenic steel (Krybar 165) were imported from Luxembourg. This material comply with project specification (BS 4449:1997 grade 460B). This called for a perfect identification, storage segregation and erection traceability of the material.

In the rest of the areas surrounding the tanks, and in order to ensure the durability of the concrete, threatened by a possible exposure to low temperatures (the temperature of liquefied natural gas is of some -160 Celsius), provision has been made for heating pipes, embedded in the concrete at one metre intervals, throughout the entire area of the slab and tank walls.

5. STRUCTURE ERECTION PROCESS

5.1. GBS concrete structure construction sequences main erection phases

(Ver Figuras 11.1 a 11.9)

5.2. Structure erection Slipforming technique

The slipforming technique allows us to execute large areas on a continuous basis. In addition, the formwork itself can be used both to form the walls and as temporary support for the entire structure, and also as work, storage and transit platforms. The formwork is lifted by means of hydraulic jacks, supported on a temporary structure which is left embedded in the wall itself, after concreting has been completed. During the development of the project, efforts were made to minimise any construction joints and to optimise each slipforming sequence. Absolute records of area simultaneously slipformed were set with this technique. This meant that large teams of workers and engineers had to be sized and organised, in 24 hour shifts, as well as being able to rely upon perfectly organised logistics and backup equipment and staff, for use in case of an emergency (including, from minor items of equipment, such as vibrators and generating sets, to stationary and mobile pumping equipment, cranes, materials haulage equipment (cement and aggregates)..

In similar projects, the distribution of concrete inside the intricate labyrinth of cells and walls was done by means of basic and, sometimes, very rudimentary items of equipment (carts and distributors), in view of the impossibility to achieve the adjusted output rates or be-

las juntas constructivas, y optimizar cada secuencia de deslizado consiguiéndose record absolutos de superficie deslizada simultáneamente por este técnica. Ello conllevó dimensionar extensos equipos de operarios y técnicos en turnos de 24 horas, y contar con una logística perfectamente organizada y con equipos y materiales de reserva ante una posible emergencia (incluyendo desde pequeña maquinaria como vibradores, generadores hasta equipos de bombeo fijo y móvil, grúas, transporte de materiales (cemento y áridos)..

En proyectos de estructuras similares, la distribución del hormigón dentro del intrincado laberinto de celdas y muros, se ha llevado a cabo mediante medios elementales y en ocasiones muy rudimentarios (carrillos y distribuidores), al no conseguirse ratios de producción ajustados, o plantear problemas la bombeabilidad de la mezcla a grandes alturas o distancias en condiciones climatológicas adversas. En este proyecto supuso otro reto superado con éxito, el conseguir una mezcla que hiciese posible su bombeo a largas distancias, y conseguir una maquinaria apropiada para alcanzar hasta el último recoveco de la estructura con los ratios de producción establecidos.

El deslizado en el GBS es un sistema complejo y que una vez en marcha no debe detenerse bajo ningún concepto hasta alcanzar la coronación para evitar juntas frías. Éstas de producirse por algún motivo, se traducirían en una costosísima y problemática reparación, en principio inaceptable por el cliente dado los riesgos que entrañaría a la continuidad y estanqueidad de la estructura. Para evitarlo, ha sido necesaria una perfecta coordinación y sincronización entre todos los agentes involucrados, y en particular entre los equipos de producción de hormigón, colocación de acero y de embebidos y los de control de izado, Topografía y Control de calidad.

Los equipos han de moverse en un espacio muy reducido por la presencia de numeroso personal y materiales acopiados, y con unos intervalos de tiempo muy ajustados. Hemos de tener en cuenta que con todo a favor se han llegado a superar los 10 cm. a la hora de velocidad de ascenso, lo que significa que en pocas horas se han de ir conformando los muros con todos sus componentes e instalaciones embebidos, para

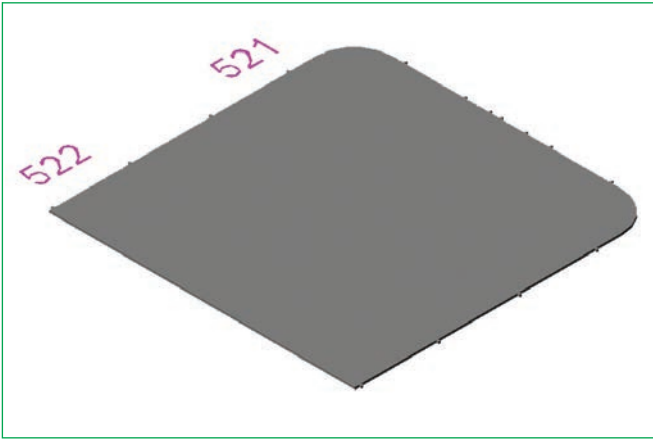


Figura 11.1. Ejecución de secciones sucesivas de la Losa de base de 0,7m de canto.
Figure 11.1. Erection of successive sections of the 0.7 m thick base slab.

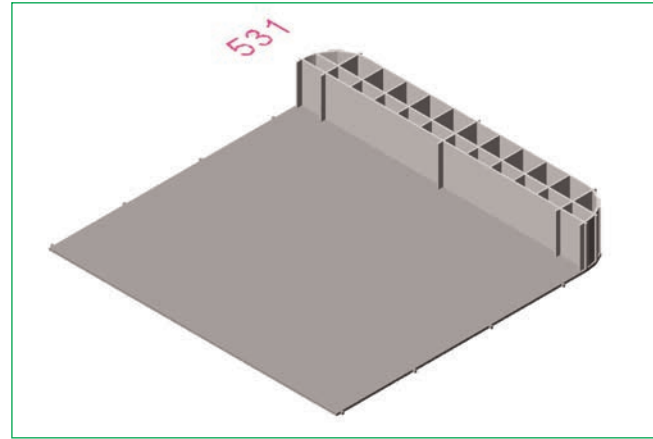


Figura 11.2. Ejecución del primer deslizado de las celdas inferiores de doble casco. Altura de 12,2m. Espesores de muros de 0,6 a 0,45m.
Figure 11.2. Execution of the dual-hull lower cells first slipforming. Height = 12.2m. Wall thickness from 0.6 to 0.45m.

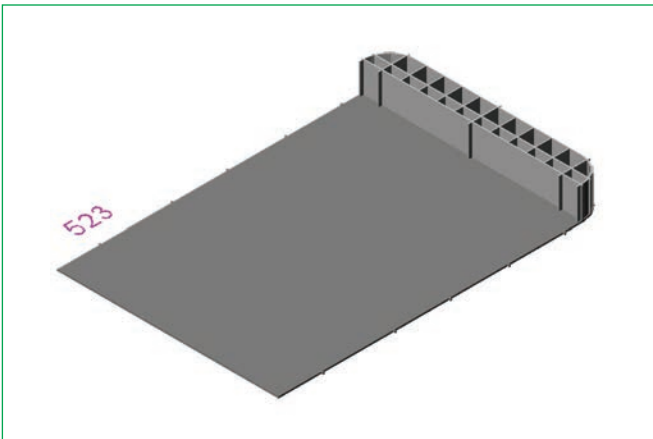


Figura 11.3. Ejecución de fases de losa y deslizado de muros alternos.
Figure 11.3. Erection of slab sections and slipforming of alternate walls.

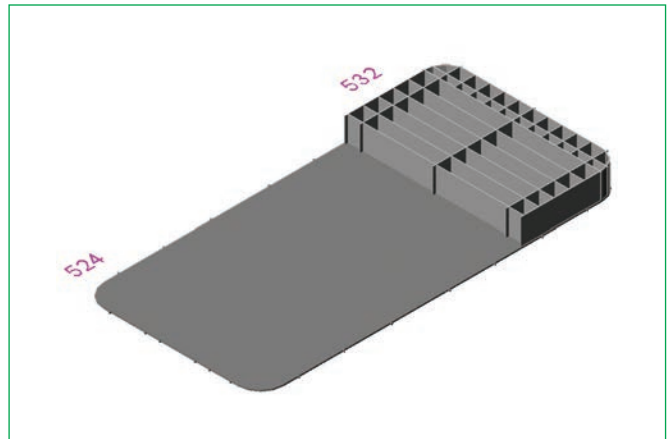


Figura 11.4. Continuación de las secuencias de deslizado de muros de doble casco. Espesores máximos de 0,6m.
Figure 11.4. Continuation of the dual-hull walls slipforming sequences. Maximum thickness 0.6m.

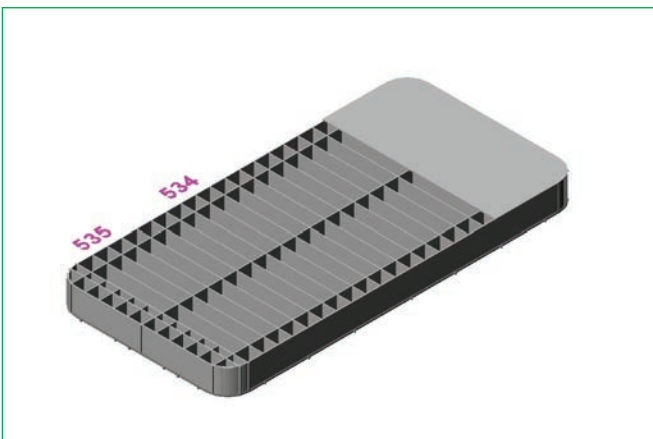


Figura 11.5. Terminación de las secuencias de deslizado de muros de doble casco. Volumen de hormigón 20.000 m³ . Ejecución de la primera secuencia de la losa del tanque de 0,6m. de espesor.
Figure 11.5. Completion of the dual-hull walls slipforming sequences. Volume of concrete = 20,000 m³ . Execution of the 0.6 m thick tank slab first sequence.

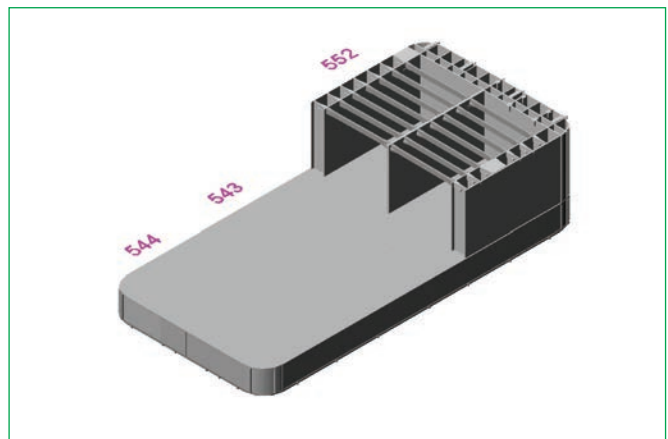


Figura 11.6. Terminación de la losa de los tanques (10.000 m³). Ejecución de los muros superiores con espesores entre 0,6 y 0.45m. y altura de 33m. (7.000 m³ cada secuencia). en aprox. 15-17 días. Colocación de las vigas de soporte de la losa superior, luego de deslizar hasta "554" (aprox. 220 t c/u)
Figure 11.6. Tanks slab completion (10,000 m³). Erection of upper walls with thicknesses ranging from 0.6 to 0.45m. and 33 m. high (7,000 m³ each sequence). in approx. 15-17 days. Placing of the top slab supporting beams, this after completion of "554". (aprox. 220 t each).

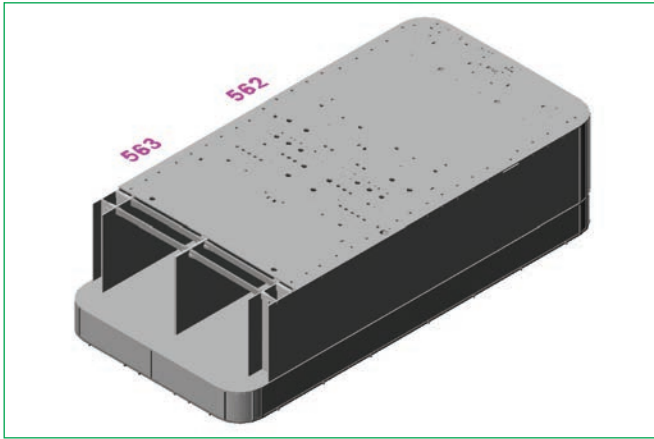


Figura 11.7. Ejecución de las secuencias de la losa superior de 0,5m. de canto.
Figure 11.7. 0.5m thick upper slab erection sequences.

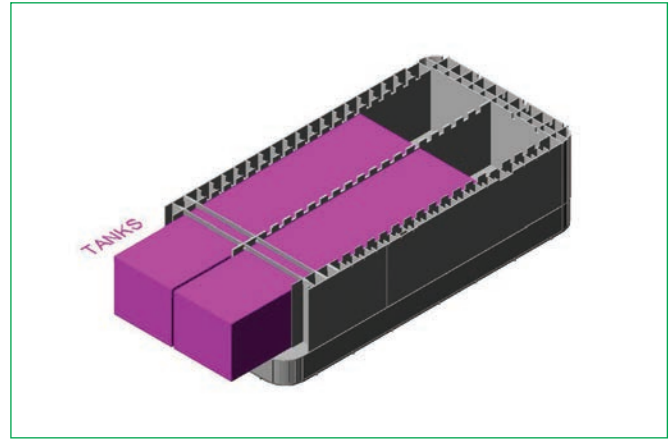


Figura 11.8. Simulación del posicionamiento de los tanques en los compartimentos del GBS.
Figure 11.8. Simulation of tank placing in the GBS compartments.

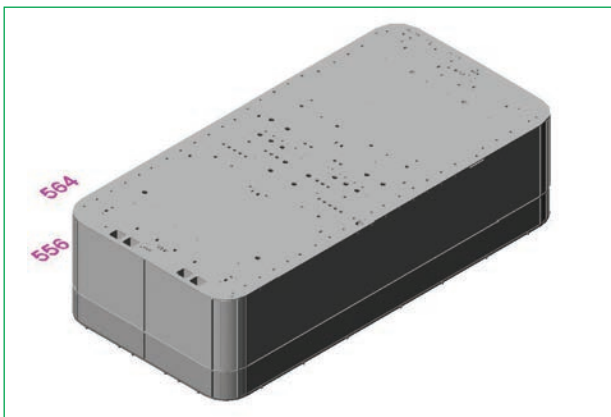


Figura 11.9. Ejecución de las fases de cierre de muros y losa del GBS una vez instalados los tanques de LNG.
Figure 5.1.9. Erection of GBS walls and slab closure, following the installation of LNG tanks.

cause the mix could not be pumped over long distances or reach high places, in adverse weather conditions. In this project, this challenge was satisfactorily overcome thanks to the fabrication of a mix that could be pumped over long distances and to the securement of the proper equipment, to reach the furthest corner of the structure, within the established output ratios.

Slipforming, within the GBS, is a complex procedure which, once started, cannot be stopped, under any circumstances, until we reach the top of the structure, to prevent the appearance of cold joints. The appearance of these joints, if any, for any reason, would result in very costly and troublesome repairs, which client, in principle, cannot accept, given the risks they would pose for the continuity and tightness of the structure. To prevent them, close coordination and synchronisation, among the people involved, was needed and, in

particular, among the teams responsible for concrete fabrication, reinforcement and embeds fitting, lifting control, Surveying and Quality Control.

The different items of equipment have to move in very tight spaces, due to the presence of numerous people and stacked-up materials, and within very tight time-frames. It must be taken into account that, under favourable conditions,

slip-forming rates of 10 cm an hour have been exceeded, which means that, within a few hours, walls had to be formed, including all their embedded components and utilities, so that subsequently, and from internal platforms, we can proceed with the cleaning and setting out of the embedded plates centre-lines and with the repair of defective areas, previously designated by the Quality Control people.

Reports have been drawn up by each shift showing the volumes of concrete poured, performance rates, elevations reached, with respect to the theoretical one, etc., which provided information, in real time, to the engineering division for the taking of decisions on the basis of weather conditions, or due to stoppages caused by components breakdown, or because of the need to increase or reduce the climbing speed, to avoid jams in the placing of reinforcement or embeds in specially reinforced

posteriormente desde plataformas inferiores, realizar la limpieza y replanteo de ejes de las placas embebidas, y la reparación de zonas defectuosas previamente marcadas por el equipo de Calidad.

En cada turno se han emitido informes con los volúmenes de hormigón vertidos, rendimientos, cota alcanzada sobre la teórica, etc. que suministraban información en tiempo real a la ingeniería para la toma de decisiones en función de la climatología, por posibles paradas por avería de los componentes, necesidad de aumento o disminución en la velocidad de ascenso para evitar colapsos en la colocación de acero o embebidos en zonas especialmente reforzadas, o por cambios en la dosificación de la mezcla para mejorar su comportamiento en zonas de salpicadura especialmente expuestas a la acción del mar...

Una secuencia tipo de muros deslizados cuenta con aproximadamente 6900 m³ de hormigón, cerca de 2.000 Tm. de armadura pasiva y aproximadamente 100 Tm. de vainas para armadura activa, además de otras instalaciones mecánicas y materiales auxiliares. Y todo ello en algún momento ha de ser vibrado o montado con precisión a mano y contrarreloj por los operarios.

5.3. Postesado

Una particularidad que diferencia este GBS de los realizados hasta la fecha, es que se ha conseguido aligerar y descongestionar de acero pasivo la estructura, consiguiéndose cuantías inferiores a los 400 kg/m³. Esta reducción de peso se

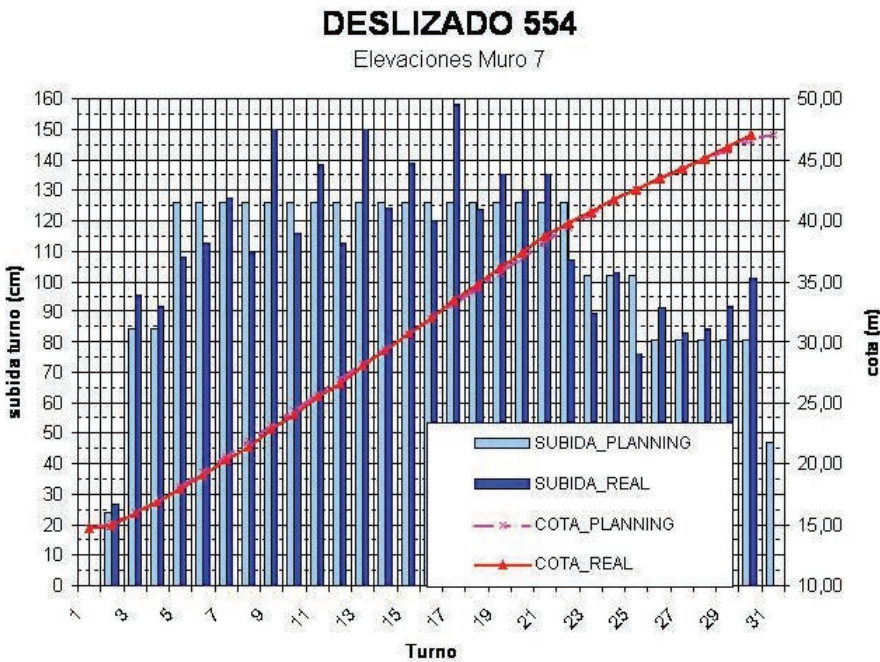


Figura 12. Seguimiento de la Producción y avance de una secuencia de deslizado.
Figure 12. Tracking of Production and slipforming sequence progress.

ha concebido a propósito por diversos motivos. Por una parte una estructura que ha de flotar y navegar, y con estas dimensiones y cargas, necesita de una reducción y optimización de los pesos no estrictamente necesarios. Por otra parte cuantías mayores suponen una fuente de problemas a la hora de la puesta en obra del acero, llevando al límite la capacidad de los operarios que han de manejar tales cantidades de acero de barras de diámetros 25 y 32 mm., y por último la puesta en obra y el vibrado del hormigón se complican pudiendo producirse defectos por falta de vibrado dado el escaso o nulo espacio entre barras como grandes huecos bajo embebidos, coqueas...

Para compensar la disminución en las cuantías de acero pasivo, ha sido necesaria la inclusión de una extensa red tridimensional de cables de postesado, para conseguir que la estructura soporte las cargas de diseño y en servicio. En el GBS se han instalado y postesado unas 4.100 Tm. de acero activo. Para darnos una idea de la magnitud de la cifra, esta cantidad es aproximadamente igual a todo el acero activo que empresas como las que conforman la UTE en la obra y entre las que se encuentran las tres principales empresas a nivel nacional, instalan en un año en todos los proyectos que acometen en España.

La estructura de hormigón está postesada en sus tres dimensiones, longitudinal, transversal y vertical, superando

los 1.900 tendones y los 3.500 kilómetros de cable. Una idea del éxito en la ejecución de la misma es que tan sólo se han detectado problemas por obstrucción en 4 de los 1.900 tendones, y de ellos sólo dos han sido irrecuperables sin que haya supuesto una merma en las propiedades resistentes de la estructura ya que se han recuperado los valores de tensión con los cables adyacentes siendo el cálculo aceptado y verificado por la ingeniería.

La actividad se ha organizado en siete fases bien diferenciadas: tres de losas (longitudinales y transversales), postesado vertical de muros inferiores, postesado vertical de muros superiores, postesado de las vigas principales de techo en los tanques (incluyendo dos tendones de continuidad una vez izadas) y los "towing brackets" o estructuras de remolque que llevan anclajes pasivos.

Para cada uno de estas fases se han realizado modelos a escala real (full scale) previos, algo que se ha demostrado muy efectivo a la hora de detectar problemas que podrían plantearse de no cuidar ciertos aspectos en el modelo real, y ejecutando todas las actividades relacionadas con el postesado (enfilado, tesado, e inyección). Se simuló siempre la situación más desfavorable posible según el diseño en la estructura. También se han realizado ensayos de corrosión del hilo, debido a la preocupación ante el permanente ataque marino.

areas, or due to mix proportioning changes, to improve its performance in splashing areas, specially exposed to the effects of the sea.

A typical sequence of slipformed walls involves, approximately, 6,900 m³ of concrete, about 2,000 Tons of passive reinforcement and, approximately, 100 tons of sheaths for active reinforcement, in addition to other mechanical systems and ancillary materials. And all this, has to be vibrated or mounted by the staff, in due time, accurately by hand and against the clock.

5.3. Postensioning

One feature that sets this GBS apart from those completed to date, is the fact that we have succeeded in reducing and eliminating some active reinforcement from the structure, with levels below 400 kg/m³ being achieved. This weight reduction has been deliberately introduced for several reasons: On the one hand, a structure designed to float and navigate, and provided with these dimensions and loads, requires a reduction and optimisation of any unnecessary weight. On the other hand, heavier weights are a source of problems for the delivery of the reinforcement on site, in that they overstretch the work capacity of the staff who has to handle big amounts of reinforcement bars with diameters of 25 and 32 mm., and, lastly, the placing on site and the vibration of the concrete is made more difficult, because defects might arise as a result of a deficient vibration, given the scant or non existent space between bars, such as big voids under embeds, holes...

In order to compensate for the reduction in passive reinforcement, it has been necessary to include an extensive tridimensional network of postensioning cables to make it possible for the structure to withstand de design and service loads. During the erection of the GBS, 4,100 Tons of active reinforcement have been installed and postensioned. To get an idea of the magnitude of the figures, the aforesaid amount, approximately, equals all the active reinforcement that companies, like the ones that make up the Joint Venture in this project, that includes the three main domestic companies, install in one year in all the projects completed in Spain.

The concrete structure has been postensioned in three directions: longitudinal, transversal and vertical. More than 1,900 tendons and 3,500 kilometres of cable were used. A proof of how successful the postensioning operation proved, is the fact that only 4 out of the 1,900 tendons had obstruction problems, and of them only two could not be recovered, without this resulting in a weakening of the bearing capacity of the structure, as stressing values were recovered thanks to the adjacent cables, with these calculations being verified and accepted by the engineering division.

The operation was organised into seven clearly distinct stages: three referred to slabs (longitudinal and transversal), as well as vertical postensioning of lower walls, vertical postensioning of upper walls, postensioning of main roof girders in the tanks (including two continuity tendons following lifting) and towing brackets or towing structures, which are provided with passive anchors.

For each of these stages, full scale models were performed in advance. This has proved very effective in detecting problems that might have arisen, if certain aspects had not been taken care of in the actual model, including the performance of all the activities associated with the postensioning (threading, tensioning and injection). A worst case scenario was always simulated, in accordance with the design of the structure. Cable corrosion tests were also performed, to allay any concerns associated with a continuously hostile marine environment.

A further technological innovation used in this project consisted in a remotely-controlled camera, for early detection of potential irregularities and obstructions in the tendons, in order to undertake, in a convenient and timely manner, any repairs, or, eventually (in serious instances of total obstruction in some very deep ducts) to allow engineering staff to provide solutions or re-design alternative ones.

6. ADDITIONAL WORKS

6.1. "Site operations", Support Infrastructure Activities

The activities of the GBS support infrastructure consisted in the procure-

ment and preparation of work areas and in the provision of utilities, offices, equipment and services on Site and their proper upkeep, as well as the demobilisation of the primary infrastructures listed below and of the secondary, or support, infrastructure itself.

Although, in principle, all of these activities were regarded as of a secondary or supporting nature to the GBS project, the success of the rest of the project, during numerous phases of the same, depended upon their proper planning, execution and management. Ever since they were conceived, they have posed a real challenge, as the facilities put in place could be put on an equal footing to those of a modern industrial complex, covering a 31 hectare site, owned by the Algeciras Bay Port Authority.

– The Primary Infrastructure included the sinking of the existing dry dock base, previously performed by ACCIONA INFRAESTRUCTURAS, including earthworks, fencing and a secure foundation for the GBS. Once completed, the dry dock had the following dimensions: 5 m. long, 25 m. wide and 2 m. deep.

– The Secondary Infrastructure included the provision of all the required utilities (drinking water, sewerage, site and town waste management, telecommunications, lighting, electrical power, security and 24 hour access control), roads, service roads and parking facilities, warehouses and storage areas, workshops for the fabrication of steel parts and the manufacture of T-heads, embeds and girders, two concrete manufacturing plants, complete with cooling system, using liquid nitrogen, two laboratories for the testing of concrete cylinders, erection of 6 heavy-duty, stationary cranes and 2 mobile cranes, serving the storage areas and reinforcement assembly yards.

Also worth noting is the erection and upkeep of more than 30 m² of office space and a site canteen to provide services to more than 8 people a day, in two shifts. The provision of proper management methods and the co-ordination of the staff and of the services required, so that a stable population of, approximately, 10 people a day, during many stages of the project, could feel themselves in a pleasant, whole-

Otro avance tecnológico empleado en este proyecto ha sido la utilización de una cámara operada por control remoto para detectar con antelación posibles irregularidades y obstrucciones en los tendones y poder así acometer de modo conveniente la reparación o, eventualmente (en casos críticos de obstrucción total a gran profundidad de algún conducto), permitir que la ingeniería pudiese plantear soluciones o recalcular posibles alternativas en casos críticos de obstrucción total a gran profundidad de algún conducto.

6. OBRAS ADICIONALES

6.1. "Site operations". Trabajos de la Infraestructura de Apoyo

Los trabajos de las infraestructuras de apoyo al GBS consistían en el aprovisionamiento y acondicionamiento de espacios y en la ejecución de las instalaciones, oficinas, equipos y servicios en la Obra y su perfecto mantenimiento, así como la desmovilización de la infraestructura primaria que a continuación describiremos y de la propia infraestructura secundaria o de apoyo.

Aunque en principio todas estas actividades se consideraban secundarias o de apoyo al proyecto del GBS, de su buena planificación, ejecución y gestión ha dependido el éxito del resto del proyecto en numerosas fases del mismo. Ya desde su propia concepción han supuesto todo un reto por cuanto se han generado unas instalaciones asimilables a un moderno complejo industrial sobre una superficie de 31 hectáreas pertenecientes a la Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras.

– La Infraestructura Primaria incluyó la profundización de la base del dique seco existente ejecutado previamente por ACCIONA INFRAESTRUCTURAS, incluyendo movimientos de tierras, vallado y seguridad de la cimentación para el GBS. El dique una vez terminado cuenta con unas dimensiones de 355 m de largo, por 215 m de ancho y 21 m de profundo.

– La Infraestructura Secundaria incluye la instalación de la red de servicios (agua potable, saneamiento, gestión de residuos de obra y urbanos, telecomunicaciones, alumbrado, electricidad, segu-

Tabla 6. Seguimiento y control de lo parámetros medioambientales
Table 6. Monitoring and control of environmental parameters

	Parámetro <i>Parameter</i>	Total puntos de muestreo <i>Total sample points</i>	Duración del muestreo <i>Duration of the sample</i>	Periodicidad <i>Periodicity</i>
Ruido <i>Noise</i>	Ruido en día laborable <i>Noise in a working day</i>	8	8 lecturas de 15 minutos <i>8 readings of 15 minutes</i>	Trimestral <i>Quarterly</i>
	Ruido en día festivo <i>Noise on holidays</i>	8	8 lecturas de 15 minutos <i>8 readings of 15 minutes</i>	Trimestral <i>Quarterly</i>
Calidad del aire <i>Air quality</i>	Partículas en suspensión <i>Suspension particles</i>	4	2 periodos de 24 horas <i>Two 24 hour periods</i>	Trimestral <i>Quarterly</i>
	Partículas sedimentables <i>Sedimentable particles</i>	4	32 días <i>32 days</i>	Trimestral <i>Quarterly</i>
	PM10 <i>PM10</i>	1	2 periodos de 24 horas <i>Two 24 hour periods</i>	Trimestral <i>Quarterly</i>
Calidad del agua <i>Water quality</i>	Tª, Ph, conductividad, salinidad, hidrocarburos.. <i>Temperature, pH, conductivity, salinity, hydrocarbons</i>	2		Trimestral <i>Quarterly</i>

ridad y control de accesos 24 hrs.), carreteras, vías de servicio y aparcamiento, almacenes y zonas de acopio, talleres de prefabricación de piezas de acero y elaboración de T-heads, embebidos y vigas, dos plantas de hormigón con sistema de refrigeración mediante nitrógeno líquido, dos laboratorios de ensayos de hormigones, instalación de 6 grúas torre fijas de gran porte y 2 grúas torre móviles en las zonas de almacenamiento y parques de ferralla.

Mención especial hemos de hacer a la construcción y mantenimiento de más de 5.000 m² de oficinas y un comedor de obra para dar servicio en dos turnos a más de 800 personas al día. La correcta gestión y coordinación del personal y de los servicios necesarios para que una población estable en torno 1.000 personas/día durante muchas fases de la obra se haya sentido en un entorno de trabajo agradable, saludable y sobre todo seguro, son otro de los haberes que cuentan entre los méritos de este proyecto del todo singular, reconocido en los numerosos galardones recibidos.

El programa de gestión medioambiental implantado, y su continuo seguimiento por parte de todos los agentes involucrados, no ha hecho más que afirmar la apuesta de ACCIONA INFRAESTRUCTURAS con el medio ambiente y el desarrollo sostenible en los ámbitos en los que desarrolla sus proyectos. Sin duda ello dará pie a otras

publicaciones en las que detallar las interesantes experiencias obtenidas.

7. GESTIÓN DE CALIDAD. PREPARACIÓN DEL TRABAJADOR

Los requisitos de calidad de un proyecto Off-shore como el del Adriatic LNG, rebasan con mucho los más habituales empleados en cualquier obra civil en España. La complejidad normativa de un diseño que ha de adaptarse a la legislación técnica de varios países, y la combinación de sistemas civiles y electromecánicos, convierten este tipo de obras en grandes retos y auténticos bancos de pruebas que llevan al límite las exigencias de los sistemas de calidad de las numerosas empresas involucradas.

Hemos de resaltar que la dificultad técnica y de comunicación (el idioma oficial del proyecto es el inglés y todos los documentos se reciben y emiten en dicho idioma), llevan además aparejada un fuerte condicionante por la necesidad de cumplimiento de unos plazos de ejecución y entrega, incluso documentales (comissioning o mechanical completion) de las distintas unidades, muy estrictos. El incumplimiento de los mismos se liga a penalizaciones económicas de gran importancia, ya que las cadenas de pérdidas por retraso de las actividades ligadas entre sí, y posiblemente ejecutadas por distintas empresas

some and, above all, safe work environment, are another positive among the merits of this very singular project, as the numerous prizes awarded have recognised.

The environmental management programme in place, and its continuous monitoring by all the people involved, has only served to prove that ACCIONA INFRAESTRUCTURAS has placed a strongly bet on the environment and on sustainable development, in the areas where it operates. Undoubtedly, this issue shall be the subject of further publications describing the interesting experiences gained in this field.

7. QUALITY CONTROL. STAFF TRAINING

The quality requirements of an Off-shore project like Adriatic LNG, far exceed most of the requirements commonly applied to any other civil work project in Spain. The complex codes and standards governing the design, and the need to accommodate this to the technical regulations of several countries, as well as the combination of civil work and electromechanical systems involved, turn this type of projects into big challenges and into real test beds that push the quality systems requirements of the many companies involved to their limits.

It must be emphasised, that the technical difficulties and language barrier involved (English is the Project official language and all documents are issued and received in this language), are additional conditioning factors, in view of the necessity to comply with very tight execution and delivery schedules, even of a documentary nature (commissioning or mechanical completion) of the different units. Failure to comply with these schedules entails serious financial penalties, as the chain of losses resulting from a delay in inter-related activities, probably performed by different companies that incur high mobilisation costs, and the failure to place in service a big Terminal like the GBS, translate into daily costs unacceptable by client.

7.1. Human Resources

The exacting technical demands of this type of project, and its tight schedule, mean that the entire organisation must take upon themselves two priorities: quality and safety. No major errors, affecting completion of the structure, within schedule and according to the specifications, shall be acceptable. For this reason, the staff exclusively responsible for monitoring compliance with any quality and safety requirements, which also include the review, filing and dispatch of the records of the processes and activities performed, is much more numerous and highly qualified than in the majority of projects, normally undertaken in the field of major civil works.

As far as the Adriatic LNG project is concerned, ACCIONA INFRAESTRUCTURAS' Quality Department has relied upon as many as 35 people, including engineers, inspectors and assistants, exclusively devoted to the following activities: quality assurance, preparation of Quality plans and technical and control procedures, supplier and subcontractor auditing, quality control and inspection, preparation, review and filing of documents. It goes without saying that the level of awareness and the numerous hours of training and task preparation activities, from a quality assurance point of view, has been extended to the rest of the organisation and, in particular, to the engineers of the following Departments: Engineering, Production (preparation of technical procedures) and Electromechanics. The first one was responsible, for instance, for the team of

Surveyors, 50% of whose members, approximately, worked on data verification (at peak times, up to 17 surveyors, 5 assistant engineers and 36 assistant surveyors), who on this project were responsible for securing accurate structural dimensions, within strict tolerances laid down by the drawings and specifications.

In addition, there is the outside concrete laboratory, manned by up to 8 technicians, working in two shifts, who were responsible for compliance with the concrete inspection and test programmes and its constituent materials.

On the other hand, and as far as the mechanical-industrial portion is concerned, ACCIONA INFRAESTRUCTURAS has retained the services of two companies engaged in the control, inspection and testing of welds and metallic materials. This meant that, at different stages of the project, up to 45 additional operatives and inspectors worked on the project, depending on the amount of procedures and welders to be qualified and the typology of the non-destructive examinations (NDE) to be performed: (Radiography, Magnetic Particles, Liquid Penetrant, Ultrasound and Vacuum Boxes).

63 structural welding procedure specifications (WPS) were prepared, according to standard EN 287-1 and 6 WPS for pipes according to standard ASME Sect. IX. These procedures were used to qualify 437 welders, for structural welding and 43 welders, for pipes and ducts, for a total of 1085 Welder Performance Qualification Records (WPQR), all accepted by client and Owner (Exxon Mobil and Aker Kvaerner)

In addition to ACCIONA's quality system, there are the autocontrol services of each contractor, who were requested to provide at least one officer responsible for quality issues per activity and shift.

7.2. Quality System. Quality Assurance. QA

For such a singular job, from a regulatory and client requirements point of view, provision has been made for a considerable amount of specific Procedures and for the so-called "Work Packages". These documents are vital to start any job, as they include all the information on each activity, regarding scope, drawings, reference procedures and specifica-

con costes importantes de movilización, y la no entrada en producción de un gran Terminal como el GBS, se traducen en costes diarios inasumibles por el cliente.

7.1. Equipo Humano

La alta exigencia técnica de este tipo de obra, y lo ajustado de los plazos, implican que toda la organización que la ejecuta, ha de tener en la calidad y en la seguridad, sus dos objetivos prioritarios, puesto que no son en ningún modo asumibles errores mayores que afecten a la terminación en tiempo y forma de la estructura. Y por ello dentro de la organización, el personal dedicado en exclusiva a la vigilancia del cumplimiento de los requisitos de seguridad y calidad, que incluyen también la revisión, archivo y transmisión de los registros de los procesos y actividades ejecutados, es mucho más numeroso y cualificado que en la mayor parte de los proyectos habitualmente ejecutados en el ámbito de grandes obras civiles.

En el proyecto Adriatic LNG la unidad de Calidad de ACCIONA INFRAESTRUCTURAS ha contado con hasta 35 personas entre técnicos, inspectores y ayudantes, dedicadas exclusivamente a labores de aseguramiento de la calidad, elaboración de planes de Calidad y procedimientos técnicos y de control, auditoría de proveedores y subcontratistas, control de calidad e inspección, elaboración, revisión y archivo de documentación. Por supuesto el grado de concienciación y las numerosas horas de formación y preparación de los trabajos desde un enfoque de aseguramiento de la calidad, se han hecho extensibles al resto de la organización, y en particular a los técnicos de los departamentos de Ingeniería, Producción (preparación de procedimientos técnicos) y Electromecánica. Del primero dependían por ejemplo los equipos de topografía de los cuales la mitad se dedicaban a tareas de verificación de datos (en punta hasta 17 topógrafos, 5 auxiliares técnicos y 36 auxiliares de topografía), que en este proyecto velaban por la consecución de las dimensiones de la estructura con unas estrictas tolerancias definidas en planos y especificaciones.

A todos ellos hay que sumar el laboratorio externo de hormigones que ha

Tabla 7. Documentos gestionados en el proyecto GBS Adriatic LNG. Resumen general
Table 7. Documents managed in the GBS Adriatic LNG project. Summary

Planes de Calidad aprobados <i>Quality Plans Approved</i>	Procedimientos específicos aprobados <i>Specific Plans Approved</i>	Workpacks aprobados <i>Workpacks Approved</i>	Documentos Técnicos (planos/procedimientos) gestionados <i>Technical Documents (drawings/procedures) managed</i>	Total de documentos gestionados <i>Total documents managed</i>
19	314	410	16.698	25.000

contado con hasta 8 técnicos en doble turno para el mantenimiento del plan de inspección y ensayos de hormigones y sus materiales constituyentes.

Por otra parte y para la parte mecánica-industrial se ha trabajado con dos empresas de control, inspección y ensayo de soldaduras y materiales metálicos, que en distintas fases del proyecto suponían hasta 45 operadores e inspectores adicionales según las necesidades de homologación de procedimientos y soldadores y la tipología de ensayos no destructivos (END) a realizar (Radiografía, Partículas Magnéticas, Líquidos Penetrantes, Ultrasonidos y Caja de Vacío).

Se han realizado 63 WPS estructurales de acuerdo a norma EN-287-1 y 6 WPS para tubería de acuerdo ASME Sect. IX. Con estos procedimientos han sido homologados un total de 437 soldadores para soldadura estructural y 43 soldadores para tuberías y conductos, para un total 1085 homologaciones (WPQR), todos ellos aceptados por el cliente y la propiedad (Exxon Mobil y Aker Kvaerner)

Aparte del sistema de calidad de ACCIONA, hay que añadir los servicios de autocontrol de cada subcontratista, al que se exigía al menos un responsable de calidad por actividad y turno.

7.2. Sistema de Calidad.
Aseguramiento de la Calidad.
QA

Para una obra tan singular en cuanto a normativa y exigencias por parte del cliente, se han elaborado una importante cantidad de Procedimientos específicos y los denominados "Work Packages". Estos documentos son imprescindibles para iniciar cualquier tajo ya que recogen toda la información para cada actividad

relativa al alcance, planos, procedimientos y especificaciones de referencia, materiales, medios auxiliares y personal, descripción detallada de los trabajos, medidas de seguridad y análisis de riesgos, control de calidad y programación. Estos documentos se redactan tanto en español como en inglés y son consultados tanto por los técnicos y encargados de obra como por los supervisores de calidad y seguridad.

Incluimos información del número total de documentos generados en la tabla 7 adjunta.

Para poder llevar a cabo una gestión eficaz de tal número de documentos sometidos a constantes procesos de revisión y aprobación, muchos de ellos de carácter contractual, fue necesario programar una base de datos que permitiese además la interrelación y vinculación de unos documentos con otros. Así por ejemplo entre planos y órdenes de cambio o no conformidades. Esta potente herramienta es habitual en proyectos de esta envergadura, ya que sin ella sería inmanejable el flujo de información generada. La obra cuenta con una sección del departamento de Calidad ligada únicamente al control documental.

Como datos significativos complementarios de las actividades del sistema de aseguramiento de la calidad, destacar que el propio equipo de obra ha realizado un total de 35 auditorías externas de proveedores y subcontratistas en dos años, soportando además la realización de otras 40 auditorías o revisiones del sistema o parte del mismo, por parte del cliente, además de las propias del sistema de Calidad interno de ACCIONA INFRAESTRUCTURAS (2 auditorías internas al año). Se ha gestionado con éxito, y en tiempo record, la certificación por una entidad europea acreditada de la producción de hormigón en las dos plantas a pie de obra bajo la norma EN-206-1. Por otra parte se gestionó así mismo en tiempo record, la implementación de todos los sistemas productivos

tions, materials, ancillary means and personnel, detailed job description, safety measures and risk analysis, quality control and planning. These documents are written both in Spanish and English and are consulted both by engineers and site managers, as well as by the quality and health and safety supervisors.

Please find below in the attached table 7, information on the total number of documents generated

In order to efficiently manage such a vast amount of documents, some of them subject to constant reviews and approvals and many of a contractual nature, it was necessary to set up a database that also made it possible to interrelate and link the documents to each other. For instance, between drawings and work orders or non conformances. This powerful tool is common place in projects of this size, because without such a tool it would be impossible to manage the flow of information generated by the project. The project has put in place a division, reporting to the Quality Department, devoted exclusively to document control activities.

The following significant items of information, complementing the activities of the quality assurance system, are worth noting: the site team itself has conducted a total of 35 outside audits on suppliers and subcontractors, over two years, and has also supported the performance of a further 40 audits or reviews, in whole or in part, of the system by client, in addition to those conducted by ACCIONA INFRAESTRUCTURAS's own internal quality system (2 internal audits a year). An application for certification has been filed, and successful obtained in record time, with an accredited European entity for the manufacture of concrete at the two site plants, according to standard EN-206-1. On the other hand, arrangements were also successfully completed, also

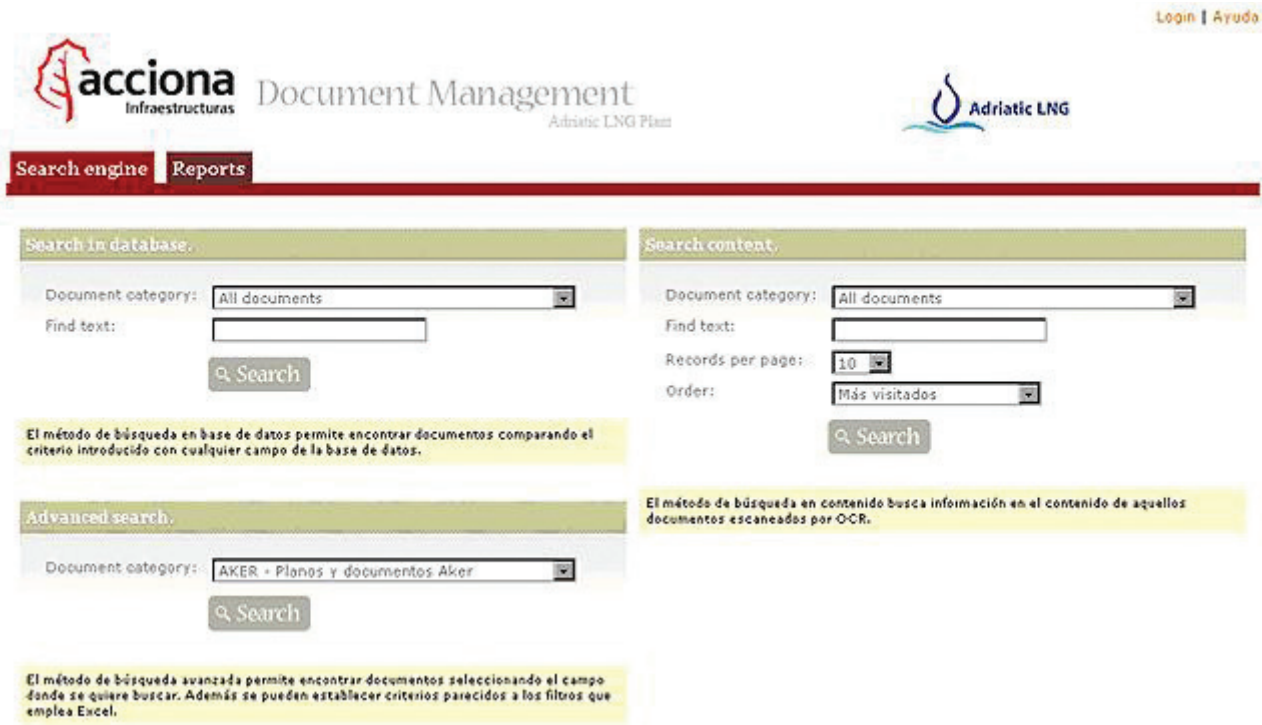


Figura 13. Presentación de la aplicación de gestión documental.
Figure 13. Presentation of the document management application.

in record time, for the implementation of all the production and control systems, leading to the securement of the EC branding of the aggregates quarry that supplied the materials for the project.

Another innovative system, as far as planning and anticipation of potential construction problems are concerned, is the simulation of all GBS activities, which are previously modelled on real life models of each representative portion of the structure, also called mock-ups. In this way, the construction systems, and their effectiveness and safety, can be simulated, allowing us to anticipate any critical points that require greater attention, when actually coming to construct them in the GBS and avoid ambiguities or errors that might give rise to a Non-conformance with the requirements of the project. Some of the activities that have been modelled read

as follows: slipforming, including the pouring of concrete and the placing of reinforcement and embeds, up to a height of 10 m, threading of postensioning tendons, tensioning and injection of vertical and horizontal postensioning ducts, application of epoxy resin and repairing product, as well as structure protections, construction of the tank intermediate slab and of the heads of the prefabricated girders and the different insulation layers of the tanks above said intermediate slab.

Another aspect of vital importance is the continuous training of staff. Prior to the start of each activity and, where required, during their performance, or due to changes of personnel or of the project itself, or to resolve problems or improve workmanship, training is organised for the people involved: production engineers, quality inspectors, officers, site foremen and labourers. Some overall da-

y de control que llevaron a la consecución del Marcado CE de la cantera de áridos que suministraba a la obra.

Otro sistema novedoso en cuanto a la planificación y anticipación a los posibles problemas constructivos, es la simulación de todas las actividades del GBS, que son ensayadas previamente en maquetas a escala 1:1 de cada porción representativa de la estructura, y que reciben el nombre de “Mock-up”. De esta manera se pueden ensayar los sistemas constructivos y su efectividad y seguridad, prever con antelación los puntos críticos en los que habrá que hacer mayor hincapié a la hora de su ejecución real en el GBS y evitar problemas de indefiniciones o errores que puedan dar como resultado una No Conformidad con los requisitos del proyecto. Algunas actividades que se han modelizado son: el deslizado incluyendo hormigonado colocación de acero y embebidos hasta 10 metros de altura, enfilado de tendones de postesado, tesado e inyección de conductos verticales y horizontales de postesado, aplicación de epoxi y producto de reparación y protecciones a la estructura, la ejecución de losa intermedia del tanque y de las cabezas de las vigas prefabricadas y las distintas capas del asilamiento de los tanques sobre la losa de intermedia.

Tabla 8. Datos de formación impartida en obra
Table 8. Training imparted on site

	Formación en Calidad <i>Quality Training</i>	Formación edioambiental <i>Environmental Training</i>
Nº de sesiones <i>Nº of sessions</i>	45	608
Nº de horas <i>Nº of hours</i>	947	6.555

Otra faceta de gran importancia es la formación continuada del personal. De forma previa al comienzo de cada actividad y, si lo requiere, durante la ejecución de la misma por cambios en el personal o del propio proyecto para resolver problemas o mejoras en la ejecución, se imparte formación del personal involucrado: ingenieros de producción, inspectores de calidad, encargados, capataces de obra y operarios. Algunos datos generales sobre las horas de formación impartidas hasta la fecha se reflejan en la Tabla 8.

Una última fase, tras finalizar cualquier actividad, es la de retroalimentación del sistema. Comienza con la revisión de la documentación que es tras ello sometida para aprobación por parte del cliente como documentación final de obra. Asimismo se estudian los rendimientos productivos y se comienza con el cierre y resolución de las no conformidades acontecidas. Todos estos puntos se tratan en una reunión conjunta con los responsables de cada empresa. De esta reunión de lecciones aprendidas (Lessons Learned Meeting), salen valiosas conclusiones para la mejora en la ejecución, y se hace una valoración conjunta de los errores/aciertos cometidos que sirve de retroalimentación para la siguiente fase del proyecto y sienta las bases para el comienzo de la próxima actividad.

7.3. Control de Calidad. QC

En cuanto al control de la calidad, la alta exigencia de un proyecto Off-Shore por parte de nuestro cliente implica que se inspeccione, revise y verifique el 100% de la obra ejecutada partiendo desde la propia unidad producción, y dejando convenientes registros de todo el proceso.

Para lograr este fin, se cuenta con un amplio equipo de supervisores que permite hacer turnos de 24 horas en los distintos tajos de la obra y un seguimiento y control de la documentación generada en todas las operaciones, de esta manera los posibles fallos o indefiniciones se pueden corregir a tiempo.

Tanto los procedimientos como los "Work-Packs" son distribuidos a todos los departamentos de la obra en el momento en el que son aprobados, para que el personal involucrado pueda co-

nocer previamente a su comienzo como se van a desarrollar los trabajos en la obra y los requisitos de calidad que se solicitan.

Entre los documentos básicos utilizados para el control de calidad en obra dentro del sistema de Acciona, podemos citar los siguientes:

- Programa de recepción de materiales (PRM): Utilizado para la verificación y liberación de los materiales recibidos en obra. Se han generado 50 PRM que se particularizan para cada tipo de material que entra en la obra. Para dar una idea de la magnitud de la tarea hemos de indicar que se han gestionado más de 3.600 toneladas de material de todo tipo, más de 10.000 placas embebidas. Toda esta ingente cantidad de distintos elementos y materiales necesitaban tras su aceptación en almacén, de su inspección y revisión, previa a la liberación para uso en obra.

- Programa de Puntos de Inspección (PPI): Definen las distintas actividades a controlar para cada proceso, los criterios de inspección y aprobación y los agentes involucrados. Se han generado 50 PPI básicos y un gran número de variantes, para cada actividad de la obra. Para cada secuencia del GBS se genera un nuevo PPI. Cada PPI está ligado a su hoja de Inspección, que se rellena en campo según se van completando las fases de la actividad.

- Informes de turno (Shift Report): con el fin de facilitar la comunicación entre turnos (se trabaja las 24 horas del día) y las labores de los inspectores de calidad, se han generado estos formularios, por disciplina y actividad, en los que se refleja cualquier tipo de incidencia ocurrida durante el turno de trabajo por parte del personal del turno saliente, quedando a disposición del turno entrante que tomará las acciones pertinentes para su resolución.

Por último hay que reseñar que toda esta actividad de control tan exhaustivo se traduce en la generación de una importante cantidad de registros de producción y calidad que han de acomodarse a una estructura e índice prefijado por el cliente para todos sus proyectos en todo el mundo. Dicha documentación ha de entregarse durante el proceso de ejecución y de forma previa a la apertura de una actividad relacionada con la anterior.

ta about the hours of training imparted to date are shown in table 8.

One final stage following the completion of any activity, is system feedback. This phase starts with the review of the documentation, which is then submitted for approval by client, as final project documentation. Production results are also reviewed, followed by the closing and resolution of non conformances, if any. All these issues are discussed at a joint meeting with the representatives of each company. From this Lessons Learned Meeting, valuable conclusions are drawn to improve workmanship and after this a joint assessment is made on the errors/hits achieved, which are then used as feedback for the following phase of the project and to lay the foundations for the start of the next activity.

7.3. Quality Control. QC

As for quality control, the exacting demands of an Off-Shore project and the requests of our client, mean that all the items constructed will be inspected, reviewed and verified, starting from the production unit itself and any relevant records of the process will be kept .

To accomplish this, provision has been made for a sizeable team of supervisors that allows 24 hour shifts to be organised in the different workplaces of the site. It is also possible to monitor and control the documents generated by all the operations. In this way, any defects or ambiguities can be made good and clarified, in due time.

Both procedures and "Work-Packs" are distributed to all site departments, the moment they are approved, so that the people involved can learn in advance, how work is going to proceed on site and the required quality demands.

Among the basic documents used for quality control purposes on site, within Acciona's system, the following can be named:

- *Materials Receiving Program (MRP): It is used to verify and release the materials received on site. 50 MRPs have been generated and itemised for each type of material reaching the site. To give some idea of the magnitude of the task, suffice it to say that more than 3,600 tons of materials of all kinds, and*

in excess of 10,000 embedded plates have been managed. All this huge amount of different items and materials had to be, once received in the store, inspected and reviewed, before being released to the site.

– *Inspection Points Program (IPP):* It defines the different activities to be controlled for each process, the inspection and approval criteria and the people involved. 50 basic IPPs have been generated and a great deal of variants, for each site activity. For each GBS sequence, a new IPP is generated. Each IPP is linked to its inspection sheet, which is filled in the field, as the different phases of the activity are being completed.

– *Shift Report:* in order to facilitate communication between shifts (a 24 hour working day is in place) and the tasks of the quality inspectors, provision has been made for these forms, according to discipline and activity, where indication is given of any kind of incidence, that has taken place during the shift, by the outgoing shift and put at the disposal of the incoming shift, for the taking of the relevant measures to resolve it.

Finally, it should be noted that all this intense control activity generates a considerable amount of production and quality records, that must be structured and made to comply with an index previously drawn up by client, for all its projects around the world. Said documentation must be submitted during the execution process and ahead of the opening of a new activity, associated with the previous one. These large volumes are digitised, for security reasons, and sent to client for final approval. Approximately, a total of 2,600 volumes will be generated in this project, until is fully completed.

8. PROJECT OCCUPATIONAL ACCIDENT PREVENTION MANAGEMENT

Acciona Infraestructuras S.A. has given special consideration, in this project, to the Occupational Accident Prevention Staff, throughout the development of the construction phase of the Adriatic LNG Floating Caisson Structure. The corner stone of the present prevention program is the assessment of the risks inherent to any activity, before this has started.

Prior to the commencement of each construction phase, a Workpack is prepared, detailing the work method for that operation. The Job Safety Analysis (JSA) is an integral part of the workpack. The method for the preparation of a JSA consists in dividing the tasks in small steps, and assess the risks that affect each step in particular. By identifying the hazards, we can mitigate the risk of an accident by applying appropriate control measures. The JSA is drawn up by a team made up of staff from accident prevention and production heads, typically, several days or weeks before the commencement of the activity.

In addition to the JSA, a Task Safety Analysis – (TSA) is also prepared. The TSA is drawn up by the work Supervisor, in conjunction with the person involved in the particular task. The TSA is prepared just before the start of each task.

Some of the activities are regarded as “highly dangerous” during construction; the risk inherent to said activities are then assessed by a team with extensive experience in accident prevention, in conjunction with the Heads of Production.

In assessing construction risks, a common factor is always going to be the need that the worker has proper training. Each individual working on the Adriatic LNG project receives several hours of introductory basic training. Additional specific training is further imparted where required. Said training can include work in high places, entering confined spaces, work in slippery areas, etc.

The opportunity to receive and/or share information must never be passed by. For this reason, so-called “tool box” or training talks are frequently held. The subjects discussed at these talks include: proper use of EPP, proper use of stairs, handling of concrete, etc. On several occasions, large meetings have been held on accident prevention, usually to mark a milestone, such as each million of hours worked without a serious accident. At these special meetings gifts may be presented to outstanding workers, on account of their special involvement in individual or group safety issues.

During periods of greater activity on the project and during the slipforming sequence operations, it shall be necessary to work 24 hours a day, 7 days a week. To accomplish the required safety

Estos voluminosos volúmenes, se digitalizan como medida de seguridad, y se envían al cliente para su aprobación final. En este proyecto se van a generar hasta su total terminación, un total aproximado de 2.600 volúmenes.

8. GESTIÓN DE LA PREVENCIÓN EN OBRA

Acciona Infraestructuras S.A. ha tenido especial consideración en esta obra con el personal de prevención de riesgos laborales a lo largo de toda la fase de construcción de la Estructura de Cajón Flotante de Adriatic LNG. La piedra angular del programa de prevención en curso es evaluar los riesgos inherentes a cualquier actividad antes de que ésta haya comenzado.

Previamente al comienzo de cada fase de la construcción, se elabora un “Workpack” o paquete de trabajo detallando el método de trabajo para esa operación. Parte del paquete de trabajo es un Análisis de Prevención por Proceso de Trabajo (JSA). El proceso de realización de un JSA consiste en dividir el trabajo en pequeños pasos y analizar los peligros que afectan particularmente a cada uno de dichos pasos. Identificando los peligros, se puede mitigar el riesgo de accidente aplicando medidas de control adecuadas. El JSA lo elabora un equipo formado por personal de prevención y jefes de producción normalmente varios días o semanas antes del comienzo de una actividad.

Además del JSA, se elabora un Análisis de Prevención de Tareas (Task Safety Análisis - TSA). El TSA lo realiza el Encargado y/o Supervisor junto con la persona implicada en la tarea concreta. El TSA se realiza justo antes de comenzar cada nueva tarea.

Algunas de las actividades se consideraron “altamente peligrosas” durante la construcción; el riesgo que conllevaban dichas actividades fue evaluado por un equipo experimentado de asesores en prevención, de conjunto con los Jefes de Producción.

Cuando se analizan los riesgos de la construcción, un factor común siempre va a ser la necesidad de que el trabajador cuente con una formación adecuada. Cada trabajador de la obra de Adriatic

LNG recibe varias horas de formación introductoria básica. Se da además una formación específica adicional en los casos en que se hace necesario. Esta puede incluir trabajos en altura, entradas a espacios confinados, trabajos en zonas deslizantes, etcétera.

Nunca hay que desaprovechar una oportunidad de recibir formación y/o compartir información, por lo que se llevan a cabo lo que se denominan “tool box” o charlas formativas de forma frecuente. Los temas de estas charlas incluyen asuntos tales como el uso correcto de EPP, uso correcto de escaleras, trabajos con hormigón, etc. En varias ocasiones se han celebrado reuniones masivas sobre prevención, normalmente para celebrar un hito como cada millón de horas de trabajo sin accidentes serios. En estas reuniones especiales se suelen entregar regalos a los trabajadores destacados por su especial implicación en la seguridad individual y colectiva.

Durante los períodos más activos del proyecto y durante las operaciones de las secuencias de deslizado, es necesario trabajar 24 horas al día, 7 días a la semana. Para conseguir seguridad en todo momento, se necesita contar o contratar hasta ocho Técnicos en Prevención. Estos son ayudados por un

equipo de trabajadores dedicados a ‘tareas internas’ y otras tareas relacionadas con la seguridad.

En el proyecto se desarrolló un Plan de Respuesta a Emergencias (“ERP” - Emergency Response Plan) para asegurar que, en caso de accidente, todos supieran cómo reaccionar. Un médico, una enfermera y una ambulancia se encuentran en la obra en todo momento mientras se realiza el trabajo. Además, existe permanentemente en la obra personal especializado en rescate, ayudado por trabajadores formados localmente para operaciones de rescate.

Los trabajos simultáneos en el entorno de la misma vertical pero a distintas alturas, el trabajo que se realiza en las celdas y otros procesos de índole similar se controlan mediante “permisos de trabajo”. El permiso de trabajo lo obtiene el supervisor del trabajo concreto del coordinador de permisos. Esto permite al coordinador, miembro del Equipo de Seguridad, asegurarse de que los procesos de trabajo no presenten un peligro debido a la falta de previsión o de información. Por ejemplo, si se ha concedido un permiso de pintado para realizarlo en una celda, el coordinador sabe que no puede conceder un permiso para soldar en la celda contigua.

standards at all times, it shall be necessary to rely upon or retain the services of up to eight Accident Prevention Engineers. These are supported by a team engaged in “internal tasks” or in other safety-related activities.

During the development of the project, an Emergency Response Plan (ERP) was drawn up, to ensure that, in case of an accident, everybody knew what to do. A doctor, a nurse and an ambulance are always present on site, while work is in progress. In addition to this, there are always specialists in rescue operations available on site, supported by operatives locally trained to perform rescue operations.

Simultaneous operations performed in the surroundings of the plumb line high above, but at different elevations, the work executed in the cells and other processes of a similar nature, are controlled by means of “work permits”. Said work permits are secured by the supervisor of the task in question, from the work permits co-ordinator. This allows the co-ordinator, who is a member of the Health and Safety Team, to ensure that the work processes do not pose a risk, due to a lack of foresight or information. To illustrate, if a paint work permit has been issued for a cell, the co-ordinator knows that no permit can be issued to weld on the adjacent cell.

FICHA TÉCNICA

- **Cliente:**
Ras Laffan Liquefied Natural Gas Company Ltd (ExxonMobil, Edison SpA., the Government of Qatar)
- **Contratista e Ingeniería:**
Aker Kvaerner AS, Skanska AS
- **Subcontratista Principal a cargo de la Construcción del GBS, de las Instalaciones Electromecánicas Incluidas, Barrera de Vapor y Aislamiento de los recintos de los tanques GNL y de las Instalaciones e Infraestructuras Auxiliares:**
ACCIONA INFRAESTRUCTURAS S.A.
Director de Proyecto: D. Ignacio Martín Poviña. ICCP
Gerente de Proyecto: D. Félix Ambrosio Račič. ICCP
Jefe del Depto. de Calidad y Medio Ambiente de Obra: D. Antonio Arcas Pedregosa. ICCP
Jefe del Depto. de Ingeniería de Obra: D. Lawrence Kaufer. ICCP
Jefe del Depto. de Instalaciones Electromecánicas de Obra: D. Mohamed Lotfy. BS`c
Jefe de Obra Civil del GBS: D. David Jiménez Galindo. ICCP
Jefe de Seguridad y Salud: John Knight. CMIOSH
- **Obra Civil, Acero Pasivo.**
Armasur
- **Trabajos de Postesado:**
PT ADRIÁTICO UTE (Freyssinet-BBR-VSL)
- **Encofrados Deslizantes:**
Gleitbau GmbH
- **Elevación de Cargas Especiales:**
Mammoet
- **Estructuras Metálicas y Tubería, Instalaciones Mecánicas:**
Comomin
Monesa
Prometalia
Meycagesal
Maristany
- **Instalaciones Eléctricas e Instrumentación**
G.S.I. S.A.
D. Javier Domínguez
- **Laboratorio Diseño de hormigones:**
IBERINSA
D. Máximo Santamaría González. ICCP
- **Laboratorio in situ de Obra Civil:**
SERGEYCO
D. Francisco José Moreno Aguado . ITOP
- **Laboratorios para ensayos especiales al hormigón, componentes y aceros:**
Laboratorio de Hormigones de la ETS. ICCP de Madrid.
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. CSIC.
SINTEF- Noruega
LADICIM Universidad de Cantabria
- **Laboratorio e inspección de estructuras metálicas y tubería:**
SCI
D. Juan Aparicio Lázaro. II, EWEng.
- **Laboratorio y seguimiento del Plan de Gestión Medioambiental:**
INTERLAB y SGS

Sistemas para Construcción Subterránea

BASF

The Chemical Company

El Campo de la Construcción de **Grandes Obras Subterráneas**, se encuentra en un período de constante y profunda innovación tecnológica. Estos avances engloban desde la técnica de excavación de túneles con perforación y voladura hasta el tratamiento de terreno exigido en la excavación mecánica con máquinas tuneladoras tipo TBM. Gracias a nuestra proyección internacional, estamos a la vanguardia en las últimas innovaciones tecnológicas. La división de UGC, de **BASF Construction Chemicals**, proporciona asesoramiento técnico en todas y cada una de las parcelas en las que está dividida la construcción de túneles...

- **Diseño de Hormigones Especiales para Revestimiento**
- **Impermeabilización de Túneles**
- **Inyección y Consolidación de terrenos, Jet Grouting**
- **Productos para excavación de terrenos con Tuneladoras TBM en sus diferentes modalidades**
- **Protección contra el Fuego**
- **Equipos y aditivos para Hormigón proyectado**
- **Minería**

A través de la participación de **BASF Construction Chemicals** en los proyectos más significativos, el departamento de I+D está en constante evolución y creación de novedosos productos para cualquier requerimiento o especificación técnica que se necesite a pie de obra.

BASF Construction
Chemicals España, S.L.
Basters, 15
08184 Palau-solità i Plegamans
(Barcelona)
Tel. 93 862 00 00 - Fax 93 862 00 20
basf-cc@basf-cc.es/www.basf-cc.es

Por favor remítanme información sobre
UGC
Sr./a
Empresa
Cargo
Dirección
Población
Telf.
C.P.

Los datos que Vd. nos facilita serán incluidos en el fichero de BASF Construction Chemicals España, S.L. para la relación comercial con Vd. Los datos facilitados son necesarios, por lo que su cumplimentación es obligatoria. Vd. tiene el derecho de acceso, rectificación, cancelación y oposición, que podrá ejercitar comunicándolo por carta a:

BASF Construction Chemicals España, S.L.
Basters, 15 - 08184 Palau-solità i Plegamans (Barcelona)
Tel. 93 862 00 00 - Fax 93 862 00 20

Adding Value to Concrete

CONCURSO DEL CARTEL ANUNCIADOR DEL IV CONGRESO DE ACHE

Se convoca el presente concurso con arreglo a las bases siguientes.

Los trabajos han de ser originales e inéditos. El tema es libre y en el cartel debe figurar:

**Congreso Internacional de Estructuras
IV Congreso de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural.**

Del 24 al 27 de noviembre de 2008, Valencia y también el logotipo de la asociación. Dicho logotipo se puede descargar desde www.e-ache.com

Los originales medirán 50 x 70 cm, incluyendo márgenes, en formato vertical e irán montados sobre soportes rígidos y ligeros (cartón pluma) que permitan su exposición, colgados. El procedimiento de ejecución es libre, a condición de que no ofrezca dificultades para su posterior impresión.

Para garantizar el anonimato de los concursantes, los trabajos presentados no estarán firmados, llevando como única identificación, en la parte posterior, un lema compuesto por seis caracteres. Cada concursante entregará, junto con su trabajo, un sobre cerrado en cuyo exterior irá escrito, únicamente, el lema antes citado, y en el interior se indicarán los siguientes datos: nombre del concursante, domicilio, teléfono de contacto y DNI o CIF.

El plazo para la admisión de los trabajos finalizará a las 14:00 horas del día 7 de mayo de 2008 y deberán presentarse en el:

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS DE VALENCIA.

c/ Luis Vives, 3 - 46003 Valencia

Tel: 963526961, Fax 963510160

E-mail: valencia@ciccp.es

Asunto: Concurso de Carteles Ache 2008

Serán rechazados los trabajos que lleguen una vez transcurrido dicho plazo.

Se establece un premio de 2.750 € y dos accésit dotados con 600 € cada uno. Los trabajos no premiados podrán ser retirados por sus autores en un plazo máximo de 30 días a partir del fallo del Jurado, entendiéndose que transcurrido este período los autores renuncian a todo derecho sobre los mismos.

Los originales de los trabajos premiados quedarán en exclusiva propiedad de ACHE. Ésta podrá destinarlos al uso que más convenga, sin alterar de modo sustancial su carácter.

Los trabajos recibidos que cumplan estas bases se exhibirán en la sede del Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Valencia, a partir del 14 de mayo de 2008.

El Jurado emitirá su fallo, que será inapelable, el día 9 de junio de 2008.



www.e-ache.com



Colaboran:

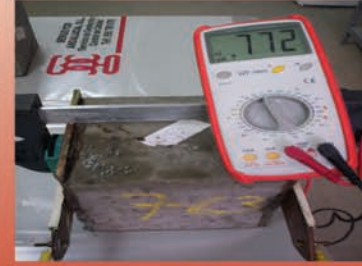
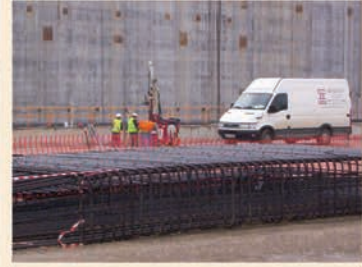




SERGEYCO
SERVICIO DE GEOTECNIA
Y CONTROL DE CALIDAD



Ctra. San Roque – La Línea, km.1 nave
11360 SAN ROQUE (Cádiz)
Tel.: 956 78 00 76
Móvil : 637 86 22 75 / 76 / 77
Fax: 956 694 065
E-mail: control@sergeycoandalucia.com
www.sergeyco.com



Edificación y Obra Civil.
Ensayos No Destructivos.
Ensayos Mecánicos.
O.C.A.
Inspección Industrial.

www.scisa.es

902 88 88 31

HORMIGÓN y acero

últimos números publicados



Base de datos de artículos
publicados en números
anteriores disponible en:

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

Diseño y ejecución de un muro pantalla pretensado y con contrafuertes

Design and construction of a prestressed diaphragm wall with burtresses

Climent Molins Borrell⁽¹⁾, Alberto Ledesma Villalba⁽²⁾
Rafael Casals Bohigas⁽³⁾, Carles Jaén González⁽⁴⁾

Recibido / Received: 25/06/2007
Aceptado / Accepted: 28/11/2007

RESUMEN

En este artículo se describe el diseño, la construcción y el comportamiento inicial de una estructura de contención de tierras muy próxima al túnel de la L5 del Metro de Barcelona entre las estaciones de Alfonso X y Guinardó. La excavación de unos 16 m de profundidad se realizó en 2001 durante la construcción del nuevo Hospital de la Santa Creu i Sant Pau en Barcelona, afectando una superficie rectangular con el lado mayor de 170 m casi paralelo, en una parte del mismo, al trazado del túnel. El diseño del muro tenía que satisfacer dos requisitos: primero que el túnel no viera comprometida su integridad y funcionalidad a causa de la excavación y, segundo, que el nuevo hospital tenía que quedar aislado de las vibraciones producidas por el metro y así evitar cualquier interferencia con instrumental sensible del área quirúrgica y de diagnóstico por imagen prevista al lado del muro. Para conseguir ambos requisitos se diseñó un muro de contención independiente del edificio principal y se exigió que los movimientos durante la excavación y en servicio fueran controlados. Además, TMB (Transports Metropolitans de Barcelona) para evitar cualquier servidumbre en la zona próxima al túnel, no permite la construcción de anclajes en el entorno de sus infraestructuras. Resultado de ello fue un diseño consistente en una alineación de paneles en T (primarios) separados entre sí por unos paneles más cortos (secundarios) y de menor profundidad. La estabilidad del muro y la resistencia a flexión la aportan exclusivamente los elementos en T dado el considerable canto del contrafuerte junto con la acción del pretensado vertical, proporcionado por los anclajes verticales que se anclan en el substrato rocoso a través de vainas instaladas en el interior de la cabeza de la "T". El muro se diseñó mediante un modelo de viga en apoyo elástico con comportamiento elástico plástico perfecto bajo empujes activos y pasivos con los parámetros del terreno obtenidos de ensayos realizados *in situ*. La interacción entre muro y túnel se analizó con modelos de elementos finitos de tensión plana imponiendo los movimientos del muro. La auscultación del muro y del túnel confirmó que la influencia de las obras en el túnel fue casi inapreciable.

Palabras clave: muro pantalla, hormigón pretensado, túneles existentes, interacción con estructuras existentes, auscultación.

ABSTRACT

This paper describes the design, construction and early performance of a retaining structure close to a subway tunnel in Barcelona. The excavation, about 16 m deep, was carried out in 2001 during the construction of a new Hospital and involved a

⁽¹⁾ Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. UPC. Universitat Politècnica de Catalunya.

⁽²⁾ Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. UPC. Universitat Politècnica de Catalunya.

⁽³⁾ Dr. Ingeniero Industrial. Asesor de BOMA, S.L.

⁽⁴⁾ Arquitecto. Asesor de BOMA, S.L.

rectangular area with the longer side (170 m) almost parallel to the tunnel. The design had to fulfil two requirements: First the influence of the excavation on the existing tunnel should be minimized and secondly the new hospital had to be isolated from the vibrations of the subway due to the high sensitivity of the medical instruments. In order to achieve that, the designed retaining wall was independent of the main building and the movements during the excavation stages had to be controlled. In addition, the use of sub-horizontal anchors was not allowed by the Metro Administration and therefore the wall comprised a line of T shaped panels linked to shorter intermediate panels excavated using a Hydromill. The stability of the wall and bending resistance were provided by the buttressing effect of the forward facing T and the compression in the panels and anchoring force provided by post tensioning anchors drilled into the underlying bedrock through ducts installed in the rear section of the T panels. The wall was designed using a "beam-spring" model with ground parameters derived from in situ tests and the interaction between the excavation and the tunnel was carried out using a plane strain finite element analysis imposing the wall displacements on the section. The monitoring of the wall and the tunnel confirmed that the influence of the work on the neighbour tunnel was almost negligible.

Key words: diaphragm wall, prestressed concrete, existing tunnels, existing structures interaction, field monitoring.

1. INTRODUCCIÓN

La pantalla que se presenta se construyó en Barcelona en 2001 para contener un corte vertical de 14 a 16 m de altura entre la calle Mas Casanovas y la base de los nuevos edificios del *Hospital de la Santa Creu i Sant Pau*. El túnel de la L5 que discurre por debajo de la calle se encontraba muy cercano al área de excavación y tuvo una influencia muy importante en el diseño y la construcción del Hospital. El túnel se encuentra a sólo 3,5 m del muro pantalla en su punto más cercano, tiene un ancho interior de 7,50 m y fue excavado alrededor de 1960. Su revestimiento es de hormigón en masa con un espesor de aproximadamente un metro en hastiales y 0,50 m en la clave de la bóveda. En este caso, la interacción entre los nuevos edificios y el túnel existente era crítica. Por una parte, Transportes Metropolitanos de Barcelona exigía una influencia mínima en el túnel debida a la excavación para evitar la fisuración del revestimiento que pudiese comprometer su funcionalidad o estabilidad a largo plazo. Por otra parte, las vibraciones causadas por los ferrocarriles no debían alcanzar el edificio principal porque el instrumental de los quirófanos situados muy cerca del muro es muy sensible a las mismas.

De hecho, esta última condición exigió que todo el edificio se diseñara con sistemas de amortiguación a nivel de la cabeza de los pilares del último sótano para que lo aislaran de las vibraciones que transmite el ferrocarril metropolitano al terreno. Las bajas frecuencias de las vibraciones producidas por el Metro se solucionaron con un aislamiento de base que garantizaba el aislamiento incluso para frecuencias de hasta 3,5 Hz.

El edificio del Nuevo Hospital es un proyecto de los arquitectos Sílvia Barberà, Esteve Bonell, Josep Lluís Canosa, Josep M^a Gil y Francesc Rius. El proyecto se plantea como un Nuevo Hospital junto al actual conjunto modernista de principios de siglo pasado obra del arquitecto Domènech i Montaner.

El antiguo Hospital está situado en una manzana del ensanche barcelonés que tiene una proporción cuadrada equivalente a nueve manzanas típicas del ensanche. El acceso principal se sitúa en la esquina inferior izquierda de parcela, exactamente en la confluencia de las calles Sant Antoni Marià Claret y Cartagena. En el interior del conjunto hospitalario los dife-

rentes pabellones se organizan en torno a un eje diagonal. El Nuevo hospital se sitúa en él, en el extremo opuesto a la entrada principal, con fachada a las calles Sant Quintí y Mas Casanovas. El nuevo Hospital se organiza en cuatro zonas claramente diferenciadas: dos alas situadas paralelas a las calles Sant Quintí y Mas Casanovas configuran las fachadas exteriores donde se sitúan los accesos principales, las consultas externas, los quirófanos y las urgencias. En la confluencia de estas dos alas se sitúa la zona de acceso con un gran vestíbulo de entrada que resuelve los accesos desde la calle a diferente cota y que a su vez da acceso a las unidades de Hospitalización que están formadas por cuatro bloques que se orientan hacia la zona ajardinada del interior de la manzana, que se relaciona con el antiguo conjunto modernista que aún sigue desempeñando muchas de las funciones del Hospital. Una vez finalizadas las obras del nuevo hospital, el conjunto histórico del antiguo hospital se destinará únicamente a un uso administrativo, educacional y de Museo.

A nivel de anteproyecto, el muro se diseñó con anclajes horizontales al terreno que garantizaran su estabilidad sin apoyarlo sobre el nuevo edificio para impedir la transmisión de las vibraciones. Sin embargo, Transportes Metropolitanos de Barcelona no permitió la construcción de anclajes permanentes en el terreno alrededor de su túnel y, en consecuencia, se contempló diseñar una estructura autoestable formada por un muro pantalla de casi 200 m de longitud, con contrafuertes separados 7,20 m y con un pretensado vertical que limitara la interacción entre el edificio principal y el túnel existente. La planta superior de la pantalla no tiene contrafuertes, estos se inician a partir del segundo nivel respecto a la calle y van incrementando su dimensión a medida que nos acercamos a la base del muro, de esta manera el brazo mecánico del muro se adapta a la ley de los momentos flectores. Para garantizar el aislamiento, la estructura de contención se separó con una junta de 50 mm del edificio principal. Esta junta, paralela al muro pantalla, está separada 4,40 m de su intradós. Esta separación coincide con el límite de los contrafuertes del último sótano.

El efecto de la estructura de contención sobre el túnel existente se definió básicamente en términos de desplazamientos inducidos. Para poder predecir dichos movimientos se realizó una completa investigación y caracterización geotécnica del

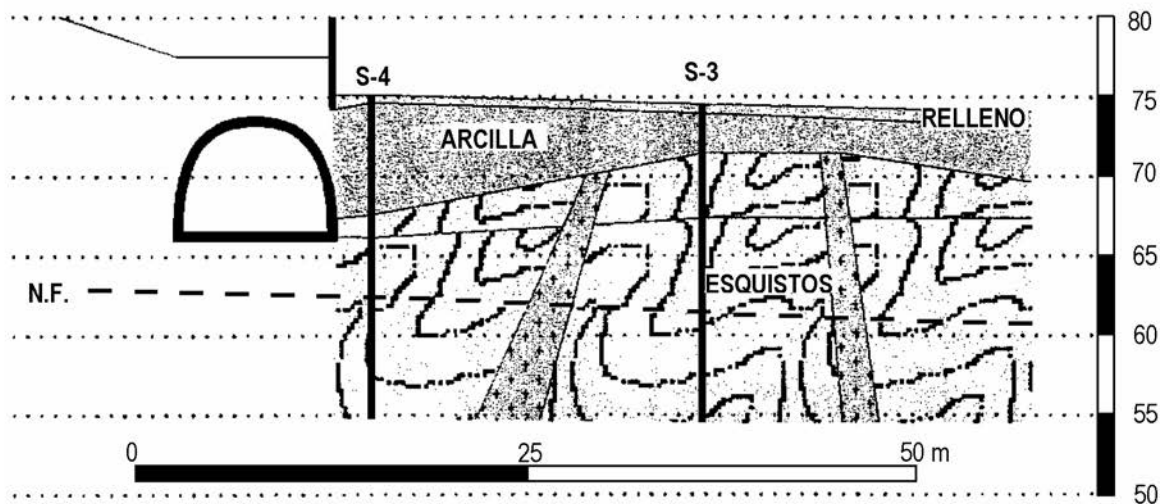


Figura 1. Perfil geológico del terreno en la dirección perpendicular al eje del túnel.

terreno, empleándose diversas técnicas que incluyeron ensayos estándar de laboratorio y ensayos de placa de carga horizontal en el interior de galerías de captación de agua existentes.

Se empleó pretensado para:

(a) prevenir la fisuración del hormigón de la pared y

(b) estabilizar el conjunto de la estructura de contención mediante su fuerza vertical y excéntrica anclada en el sustrato rocoso.

Muros pantalla pretensados fueron empleados por Icos [1] hace unos treinta años con el objetivo de reducir la cantidad total de armadura necesaria a flexión en ellos. Sin embargo, existen pocos ejemplos en la literatura de pantallas pretensadas con armaduras postesas (por ejemplo las diseñadas por Gysi [2, 3] debido a las dificultades que entraña conseguir la precisión necesaria durante la ejecución: fijar las vainas de los tendones con excentricidad variable, colocar en su posición la jaula de armadura y hormigonar la pantalla. Además, a no ser que la pantalla sea muy alta se precisa de un gran número de tendones cortos. Como es bien conocido, una longitud corta de tendón implica, primero, elevadas pérdidas de la fuerza de pretensado debido a la penetración de cuñas y, segundo, un coste importante de las placas de anclaje y operaciones de tesado.

Los anclajes permanentes al terreno se diseñaron para que resistieran la corrosión utilizando técnicas convencionales (p.e., vainas corrugadas de material impermeable muy resistente) y se controló la carga, los alargamientos y los desplazamientos en todos ellos. Otro factor a tener en cuenta que puede producir corrosión en las armaduras activas es la posible existencia de corrientes parásitas inducidas por las corrientes erráticas de retorno de la alimentación de las unidades del metro. Se dispusieron dos vainas sobrantes para facilitar la posible sustitución de un tendón que pudiera sufrir merma de su capacidad.

El espacio dejado en la junta entre el muro y el hospital se consideró suficientemente amplio para prevenir el contacto entre ambas estructuras. Otros aspectos que se tuvieron en cuenta en el diseño fueron:

- la ausencia de un nivel freático elevado,
- el drenaje que se realizó durante la construcción del muro, y
- la existencia de dos vainas adicionales en el panel primario que podían emplearse en el futuro en caso necesario. Cabe señalar que la junta se puede controlar de forma regular ya que es visible.

Tanto en el diseño del muro como en el análisis de la interacción entre éste y el túnel se emplearon modelos de elementos finitos. En los análisis estructurales se empleó el modelo de Winkler para simular la interacción suelo estructura. Se desarrollaron análisis de sensibilidad de los desplazamientos del muro en función de la longitud de clava. Dichos análisis se describen en el apartado 3. Finalmente, en los apartados 4 y 5 se describen algunos aspectos relevantes del proceso constructivo y de la monitorización de los movimientos del muro.

2. GEOTECNIA

En la Figura 1 se presenta el perfil geológico tipo donde se encuentra el muro en la zona donde el túnel se encuentra más próximo a la excavación. El perfil del terreno está constituido por 1 m de relleno, 5 a 8 m de arcilla rígida típica de Barcelona y un sustrato de esquistos con algunos diques de pórfidos. En dicha figura también se presenta el emplazamiento de los sondeos 3 y 4.

La arcilla rígida es un suelo cuaternario muy común en Barcelona, que es resultado de la alteración química y erosión de las montañas de la cordillera litoral. Dicha arcilla se encuentra ligeramente sobreconsolidada debido a sucesivos episodios de secado, cambios en el nivel freático y carbonatación, con un 60% de masa que pasa el tamiz No. 200, un límite líquido de 32 y un límite plástico de 16. De acuerdo con la Unified Soil Classification System (USCS), se puede clasificar como una arcilla de baja plasticidad (CL).

El sustrato rocoso está constituido por esquistos paleozoicos con intrusiones de diques de roca granítica. Los

Tabla 1. Parámetros del suelo empleados en el diseño

Material	Peso específico γ (kN/m ³)	Cohesión c' (kN/m ²)	Ángulo de rozamiento Φ	Módulo elástico (MPa)	Coefficiente de Poisson	Módulo de balasto K_b (MN/m ³)
Arcilla Barcelona	20	15	28°	250	0.3	150
Esquistos alterados	21	50	35°	500	0.2	250 – 380
Esquistos	21	200	28°	500	0.2	380 – 500

esquistos en contacto con la arcilla se encuentran meteorizados y presentan un elevado grado de fisuración, con un índice RQD prácticamente nulo. Sin embargo, su calidad mejora con la profundidad desde un material tipo suelo hasta una roca con una resistencia a compresión simple de 28 N/mm². Por esta razón en el substrato se diferenció una primera capa meteorizada de dos metros de espesor con propiedades distintas.

Durante la investigación geotécnica se desarrollaron diversas actividades entre las que cabe señalar la ejecución de los sondeos por rotación para definir el perfil geológico y extraer muestras inalteradas para ensayar en el laboratorio y ensayos Standard Penetration Test (SPT) allí donde eran posibles. Asimismo, se diseñaron ensayos de campo específicos para verificar las propiedades mecánicas de los esquistos dada su influencia crítica en los movimientos del muro ya que gran parte de la clava se encuentra dentro de este material. Por esta razón, se desarrollaron diversos ensayos de arrancamiento de micropilotes y de placa de carga horizontal para caracterizar con suficiente precisión los módulos de balasto y la fricción entre suelo y pantalla.

En la Tabla 1 se presenta un resumen de los parámetros del terreno empleados en los análisis realizados en el diseño. En su selección se emplearon tanto los resultados de los ensayos de laboratorio como de los ensayos in situ, además de la experiencia local de dichos materiales. Para la arcilla se emplearon los parámetros obtenidos en los ensayos de laboratorio mientras que para los esquistos se asumió que la resistencia dependía más de la cohesión que del ángulo de rozamiento de la roca inalterada dada la posible existencia de planos preferenciales de rotura con presencia de agua. Para el ángulo de rozamiento se escogió conservadoramente un valor similar al de las arcillas. En el caso de los esquistos alterados se asumió un comportamiento predominantemente de fricción y para su determinación fueron muy útiles los resultados del ensayo de placa de carga horizontal en los esquistos meteorizados y las pruebas con micropilotes.

Para obtener el coeficiente de balasto se emplearon los resultados de los ensayos de placa de carga. Sin embargo, es bien conocida la dependencia de dicho coeficiente de la geometría. Por ello, a fin de estimar los valores a emplear en los análisis para el proyecto se tuvieron en cuenta las recomendaciones relativas al efecto tamaño que se encuentran en la literatura (por ejemplo, Terzaghi et al. [4], Consoli et al. [5] y Simon [6]). Debido precisamente a estas dificultades que presenta la definición del coeficiente de balasto, en los cálculos de estabilidad y de deformabilidad se emplearon rangos de

valores en lugar de un único valor, tal y como se describe en el siguiente apartado.

En el análisis de la interacción entre el muro y el túnel se emplearon las propiedades elásticas del suelo y de la roca (módulo de Young y coeficiente de Poisson). Debido a la profundidad liviana a que se encuentran el túnel, en el análisis se tuvieron en cuenta solamente el nivel de arcillas y el de esquistos alterados.

En general se supusieron condiciones drenadas en todos los análisis porque la mayoría de materiales se encuentran en condiciones no saturadas. El nivel freático indicado en la Figura 1 corresponde al máximo nivel encontrado durante los meses anteriores al inicio de la construcción.

3. DISEÑO

El diseño consistió en un muro pantalla de 0,65 m de espesor con contrafuertes separados 7.20 m y de también 0,65 m de espesor conformando una ménsula de sección en T de canto variable [7]. La Figura 2 muestra la planta y el alzado de la parte central del muro (contrafuertes 7 a 11), donde el túnel es más cercano a la excavación. El perfil geológico presentado en la Figura 1 corresponde a una sección a través del contrafuerte B10.

La Figura 3 muestra el perfil tipo del panel primario con su contrafuerte junto con el túnel. Una planta detallada de los paneles primarios y secundarios se presenta en la Figura 4. Las alas de la sección en T de los paneles primarios tienen un ancho de 5,00 m y una altura total de 17,70 m. La fuerza de pretensado se aplicó mediante el postesado de 5 tendones de 9 cordones de $\Phi 0,6''$ de acero Y1860S7, con una resistencia unitaria de 1860 N/mm², colocados en el ala de la sección en T. Se instalaron un total de 7 vainas en cada panel primario de las cuales sólo se utilizaron 5. Las dos restantes se dejaron como reserva en caso de problemas inesperados en alguna de ellas o durante la perforación de los bulbos de anclaje en el substrato rocoso.

Los paneles secundarios, situados entre dos primarios, tienen una anchura de 2,20 m y una altura de sólo 9.80 m (Figura 2). Los paneles secundarios trabajan transmitiendo los empujes del terreno contra los paneles primarios mediante mecanismos de flexión y cortante horizontales. De esta forma, cada panel primario con su contrafuerte constituyen la sección en "T" responsable de la estabilidad del muro. El hecho de que

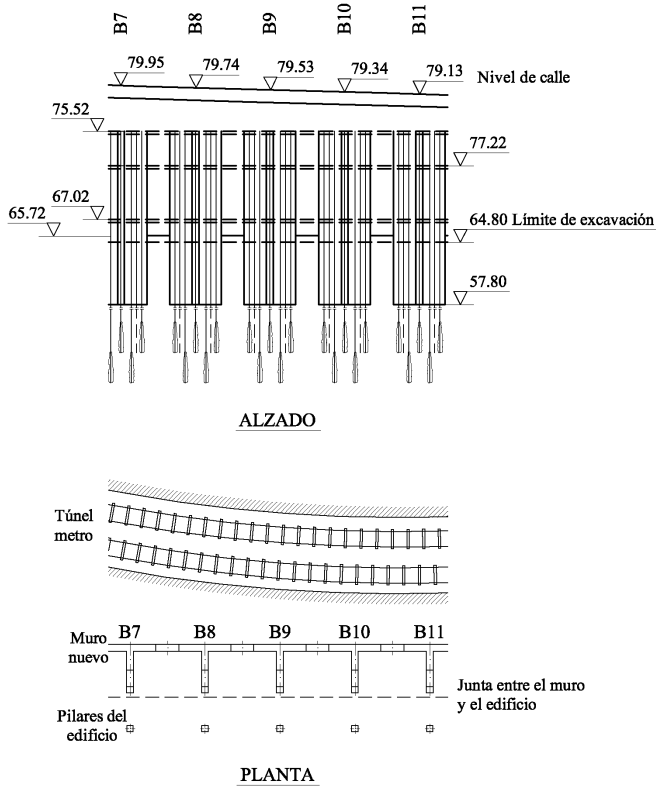


Figura 2. Planta y alzado del muro pantalla con contrafuertes.

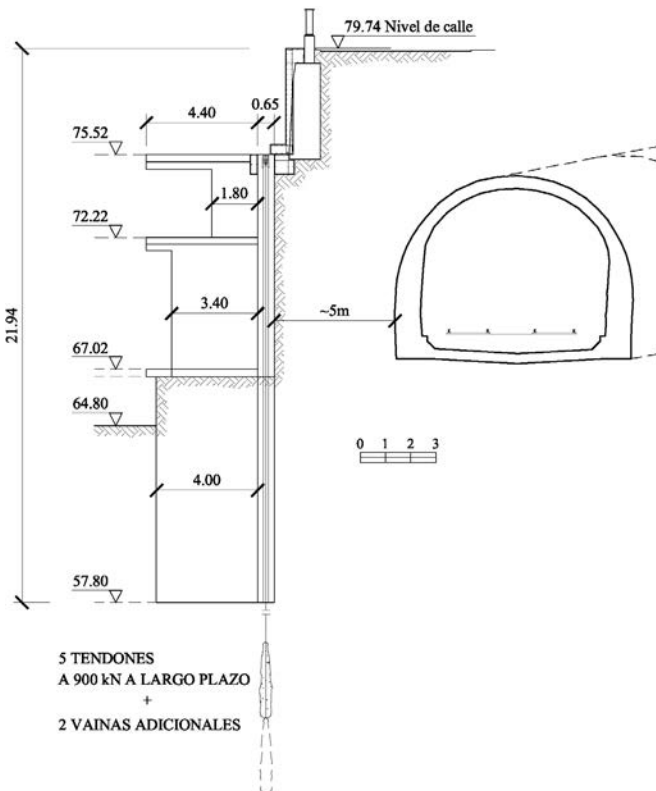


Figura 3. Perfil del muro y sus contrafuertes (perfil del contrafuerte B8).

el muro se ejecutara con hidrofresadora avalaba la solución de no introducir ninguna conexión entre los paneles primarios y secundarios durante la fase constructiva, aun así la solución final garantiza la perfecta transmisión de esfuerzos mediante los forjados de cada planta que se construyeron a posteriori.

El terreno entre contrafuertes situado por debajo del nivel 67,02 m no se excavó para que constituyera una berma que contribuyera a la estabilidad global.

Las condiciones más desfavorables se daban en las zonas de los contrafuertes B8 y B10: en el B8 se encontraba la peor situación en cuanto a propiedades del terreno mientras que el B10 era el más cercano al túnel.

El proceso del diseño y la verificación de este muro tenían que tener en cuenta:

- la definición de los empujes del terreno,
- la verificación de la estabilidad del muro,
- la resistencia estructural de los paneles, en especial la de los primarios, y
- una predicción cuidadosa de los movimientos que podían afectar al túnel.

Los empujes del terreno se calcularon usando las expresiones estándar de equilibrio límite con las formulaciones de Rankine y de Caquot-Kerisel, como plantearon, por ejemplo, Padfield y Mair (8).

Los análisis estructurales del panel primario se realizaron mediante elementos finitos. En el modelo, los empujes del terreno se aplicaron como cargas distribuidas y el efecto del pretensado se introdujo mediante cargas equivalentes que, en este caso, consistían en una carga vertical descendente en la coronación del muro y el momento resultante de tener en cuenta la excentricidad del pretensado respecto del eje del muro. La interacción suelo estructura se modeló mediante muelles no lineales con un comportamiento elástico perfectamente plástico. La rigidez de estos muelles se obtuvo a partir del coeficiente de balasto y el límite elástico se obtuvo a partir de los valores del empuje pasivo. La flexibilidad de la cimentación también se tuvo en cuenta mediante la aplicación del modelo de Winkler a una superficie rectangular de área 4.65 x 5.00 m. En la Tabla 2 se presentan los valores del movimiento horizontal en la coronación del muro obtenidos mediante análisis no lineal variando la longitud de la clava del panel primario. El resultado elástico de dicho movimiento, considerando que el macizo rocoso resiste indefinidamente fue de 6.5 mm. La longitud final adoptada para la clava fue de siete metros. Para dicha clava, el máximo momento flector en el primario en condiciones de servicio resultó de 19380 kN·m. Las compresiones producidas por dicha flexión junto con las otras tensiones verticales (debidas al pretensado) eran admisibles para los esquistos. Es importante destacar que esta solución no hubiera sido posible de no haber tenido un nivel rocoso al pie de la pantalla capaz de soportar tensiones tan elevadas. Además, gracias al pretensado se impide la aparición fisuras horizontales en la pantalla al ser las tensiones verticales de compresión.

El túnel tiene 7.50 m de anchura y, a pesar de su reducida cobertura de tan sólo siete metros, se construyó en mina. En general, el estado del túnel era bueno sin observarse fisuras significativas en la clava. Los testigos del hormigón del revestimiento que se ensayaron arrojaron una resistencia media a compresión de 13 N/mm².

Tabla 2. Análisis de sensibilidad de la profundidad de la clava

Profundidad de clava (m)	Desplazamiento horizontal en coronación (mm)	Momento de reacción en la base del panel primario (mkN)
9	10,6	4,0310 ³
8	11,9	6,3810 ³
7	13,3	9,1110 ³
7 (análisis lineal)	6,5	-
6	14,2	11,5510 ³

La interacción entre el nuevo muro y el túnel del ferrocarril metropolitano se analizó de forma desacoplada. El estado tensional real del túnel antes de la obra era muy difícil de determinar porque no se disponía de información del método constructivo empleado. Además, la complejidad de las operaciones que se tenían que realizar en la obra (micropilotaje, excavaciones generando efectos tridimensionales, etc.) sugirió el empleo de un proceso simplificado para el análisis de la interacción. De hecho, en lugar de realizar una predicción precisa de los desplazamientos causados por la obra (una tarea muy difícil), se definió un valor límite del movimiento que podría llegar a causar algún daño al túnel. Para estimar dicho valor límite se empleó un modelo de elementos finitos en deformación plana con la geometría real del túnel y de las capas del terreno en el extradós del muro.

Un conjunto de desplazamientos impuestos se aplicaron al borde del modelo que simulaba el paramento del extradós del muro. Para estos desplazamientos se empleó una ley lineal con el movimiento máximo en la coronación del nuevo muro. De esta forma, el modelo calculó los movimientos y las tensiones producidas en el revestimiento del túnel. Se asumió un

comportamiento elástico lineal del suelo en la mayoría de los análisis desarrollados, ya que en este caso conducirían a resultados conservadores. Los modelos plásticos del terreno generaron menores movimientos en el revestimiento del túnel. Estos análisis también permitieron visualizar las zonas del revestimiento de hormigón donde podían aparecer las fisuras y dónde debían concentrarse los esfuerzos en inspección y auscultación.

Dichos cálculos permitieron estimar un valor límite de 1,5 cm para el movimiento horizontal en la coronación del nuevo muro. Asimismo, Transports Metropolitans de Barcelona asumió dicho valor como valor de alerta para, en su caso, intensificar la frecuencia de las medidas.

4. CONSTRUCCIÓN

En las figuras 5a y 5b se presenta un conjunto de esquemas descriptivos del proceso seguido en la ejecución del muro. Dicho proceso se inició con la estabilización del muro de con-

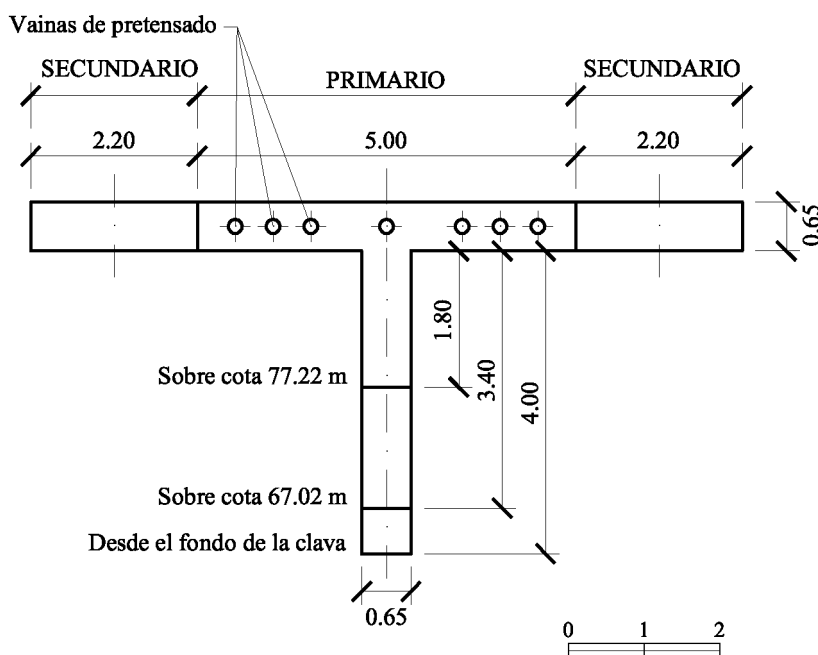


Figura 4 Sección transversal del módulo primario.

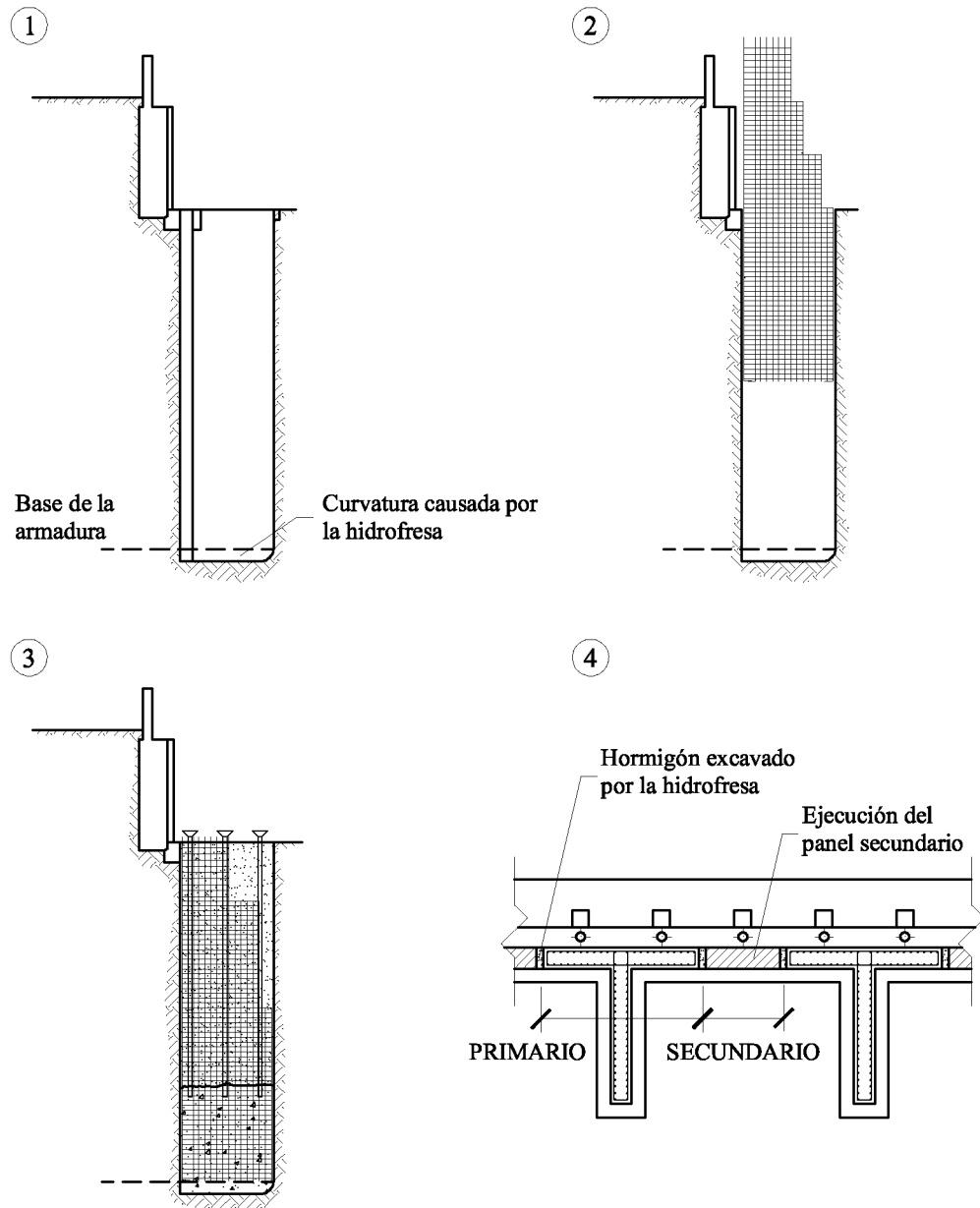


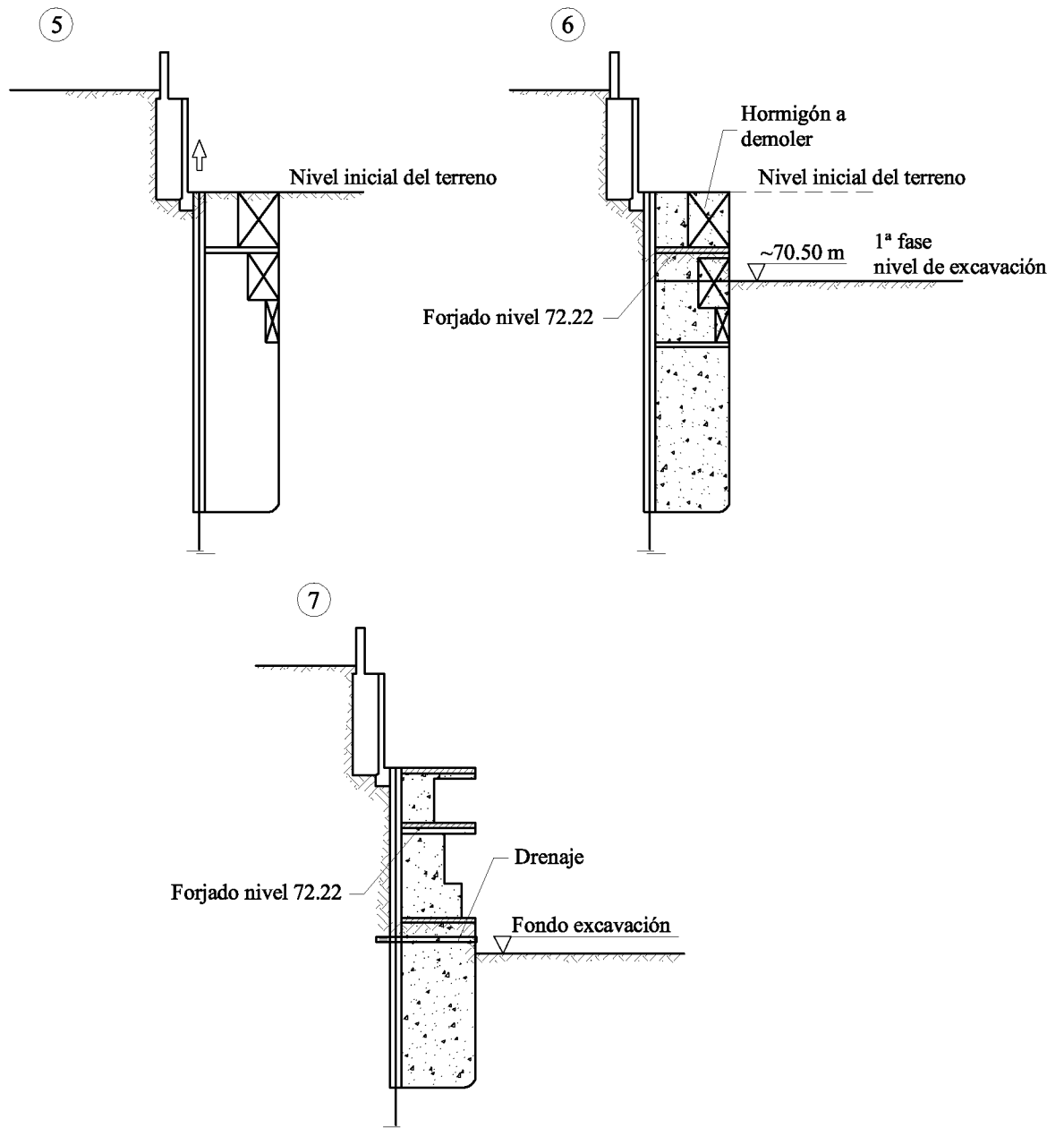
Figura 5a. Secuencia constructiva (1 a 4)

tención de mampostería concertada existente en el solar, que requirió el empleo de micropilotes para mejorar su cimentación y de un trasdosado de 20 cm de hormigón armado.

Con la pared existente ya estabilizada, se excavó la T de los paneles primarios con una hidrofresa. Para evitar el colapso de las paredes se emplearon lodos bentonínicos. Seguidamente se colocaba la armadura completa de la T –incluyendo las siete vainas (Figuras 4 y 6)– y se procedía al hormigonado tal y como se ilustra en la figura 5a. Posteriormente, la hidrofresa excavaba el panel secundario fresando el hormigón de las superficies laterales de los paneles primarios adyacentes previamente construidos, lo que permitía mejorar la conexión entre ellos. Cuando el hormigón estaba endurecido a través de los alojamientos que previamente se habían dispuesto en la pantalla se perforaba la zona de los bulbos de cada anclaje situada en el estrato rocoso y posteriormente se colocaban y pretensaban los tendones. De esta forma, el tesado de los tendones se realizó antes de iniciar la excavación en el intradós del muro. Los tendones se tesaron completamente antes del

inicio de la excavación. El tesado se realizó en dos fases del 50% de la fuerza total –de 1000 kN por anclaje. Durante el proceso de excavación se controló la fuerza en cada tendón. Al final de la excavación se comprobó una última vez la fuerza de tesado justo antes de proceder a retesar, en caso que fuera necesario e inyectar los tendones. A largo plazo, la fuerza de pretensado en cada tendón tiene que ser de al menos 900 kN en su trabajo como anclaje en el terreno, lo que significa una fuerza vertical de 4500 kN cada 7,20 m.

La excavación se dividió en dos grandes etapas para permitir una fácil demolición de las partes sobrantes que quedaban hormigonadas de las secciones superiores del contrafuerte de canto variable. La primera era de cinco metros de profundidad y la última de aproximadamente 5,70 m hasta alcanzar el fondo de la excavación situado en el nivel 64,80 m (Figura 5b). Cabe señalar que el terreno situado entre contrafuertes y por debajo de la cota 67,02 no se excavó para que contribuyera a la estabilidad del muro actuando como una berma, como se ha citado en apartados anteriores.



La Figura 6 muestra el proceso de elevación y colocación de la armadura de un panel primario con sus correspondientes vainas en el ala de la sección en T.

La Figura 7 muestra el muro completado, durante la ejecución de la losa de forjado entre contrafuertes a la cota 75,52 m.

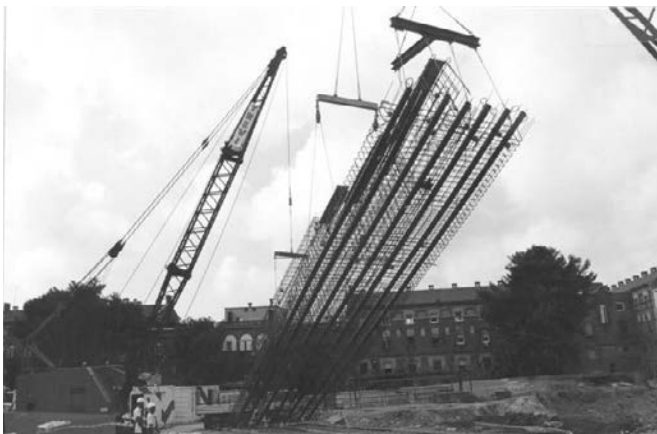


Figura 6. Colocación de la armadura con las vainas rectas para alojar los tendones de postesado.



Figura 7. Muro pantalla con contrafuertes con la excavación completada. Ejecución de las losas de los forjados.

El proceso de construcción del muro duró en torno a los cuatro meses. Solamente el montaje de la central de lodos, para la decantación de detritus, y de la propia máquina hidrofresadora duró casi tres semanas. Todo el utillaje ligado a la fresadora llegó a la obra en unos 14 camiones trailer.

Los rendimientos de construcción de la hidrofresadora estuvieron alrededor de unos 100 m²/día para los 3600 m² de superficie de muro. El coste total del muro fue de unos 1,8 M€ con una repercusión aproximada de 500€/m².

5. AUSCULTACIÓN

El comportamiento de la estructura de contención durante su ejecución se controló geoméricamente en el propio muro y en el túnel de Metro, y también se instalaron inclinómetros en el interior del muro.

El control geométrico del túnel se basó principalmente en la medida de convergencias en cinco secciones diferentes: cuatro situadas en la zona afectada por el muro pantalla y otra a unos cien metros, alejada de la influencia del muro como medida de referencia. Los movimientos, incluso los últimos medidos en 2002, mostraron que las convergencias verticales eran despreciables y que las horizontales mostraron una reducción que en ningún caso superó los 2 mm. Al encontrarse la misma tendencia de movimientos en la sección de referencia, se concluyó que el efecto del muro en el túnel era irrelevante.

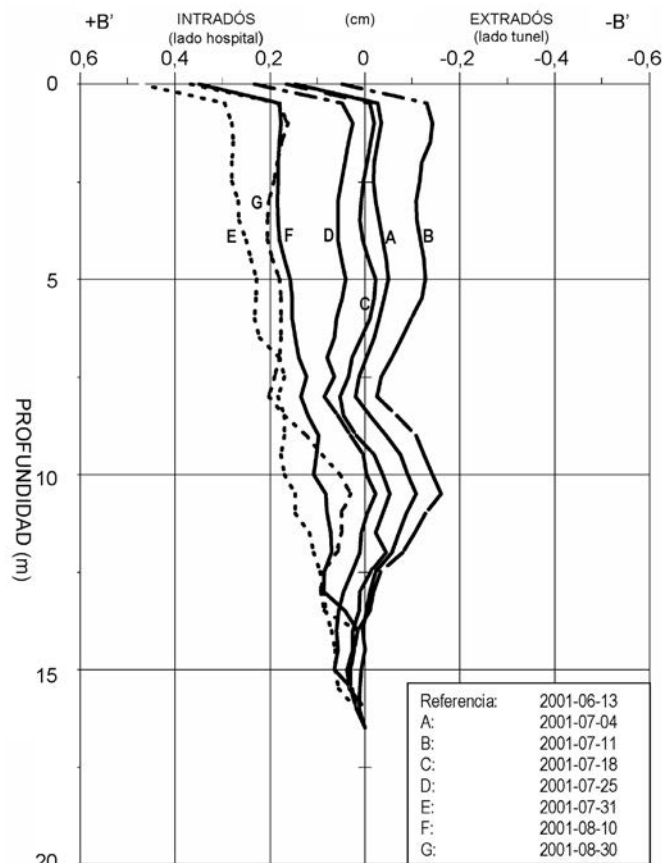


Figura 8. Lecturas inclinométricas (+B indica movimiento hacia la excavación).

Mediante topografía se controló el movimiento horizontal y vertical de la coronación del muro en cada contrafuerte. Además, los movimientos horizontales medidos se compararon con las lecturas inclinométricas, que tenían que coincidir en dicho punto. De hecho, esta era la principal variable a controlar y que nunca superó el límite de 1,5 cm, valor máximo admisible de acuerdo con los análisis descritos en el apartado de diseño. Todos los movimientos verticales fueron inferiores a un milímetro durante toda la ejecución, incluyendo el teso vertical y la excavación.

Se colocaron cuatro inclinómetros en distintos contrafuertes. Las vainas de los inclinómetros se fijaron a la armadura. La Figura 8 presenta las lecturas inclinométricas del contrafuerte B10, el más cercano al túnel. En esa figura, el perfil A se leyó al acabar la construcción de la pantalla completa y el B se midió justo después de pretensar, mostrando movimiento hacia el túnel. Los perfiles C, D y E se midieron durante la excavación. El perfil F corresponde a una fecha posterior al retesado final de los tendones y G se midió veinte días después de F. Dichas lecturas muestran un movimiento casi de sólido rígido de toda la estructura hacia la excavación tal y como predecían los análisis. El pretensado produjo siempre movimientos hacia el terreno. Los valores de los movimientos fueron menores de lo esperado debido, principalmente, a las hipótesis conservadoras que se adoptaron en el diseño.

Durante todo el proceso de la obra se mantuvieron dos células de carga equipadas con manómetro colocadas en la cabeza de dos de los anclajes de las pantallas de mayor altura, de manera que se podía comprobar al momento la posible pérdida de carga de los anclajes.

6. CONCLUSIONES

Se ha descrito una solución técnica para un muro de contención donde se debían controlar rigurosamente los movimientos. Dicha estructura tenía que aislar el edificio de las vibraciones producidas por el túnel del metro situado muy cercano, a la vez que el túnel no tenía que verse afectado por la excavación del solar. Estos dos objetivos se consiguieron proyectando un muro pantalla de contención de tierras autoestable, que requirió del empleo de contrafuertes y de pretensado. La utilización del pretensado no es usual en este tipo de cimentaciones pero, en este caso donde el trazado de los tendones era una simple recta, esta técnica resultó una solución competitiva que puede aplicarse en otras circunstancias. En particular, el uso de anclajes verticales pretensados redujo significativamente la cantidad de armadura necesaria y contribuyó directamente al equilibrio. Finalmente, la auscultación de la pared y del túnel mostró que el diseño y el proceso de construcción fueron apropiados para el problema considerado.

Agradecimientos

Los autores participaron en el proyecto de la estructura de contención por encargo de la *Fundació Privada Hospital de la Santa Creu i Sant Pau*, a la que manifiestan su agradecimiento. También agradecen la colaboración de *Transports Metropolitans de Barcelona*. El agradecimiento se extiende también al equipo de arquitectos directores del proyecto y a todas las empresas que colaboraron en su construcción.

REFERENCIAS

- [1] Puller, M., *Deep Excavations. A practical manual*, Thomas Telford, London, 1996.
- [2] Gysi, H.J., Linder, A., Leoni, R., Prestressed Diaphragm Walls, *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, 1975, 1, 141-148.
- [3] Gysi, H.J., Linder, A., Leoni, R., Behaviour of a prestressed Diaphragm Wall, *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Vienna, 1977, 2, 3-17 (in german).
- [4] Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G., *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Wiley - Interscience, 1996.
- [5] Consoli, N.C., Schnaid, F., Milititsky, J., Interpretation of plate load tests on residual soil site. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1998, 124, 9, 857-867.
- [6] Simon, B., Commentaires sur le choix des coefficients de réaction pour le calcul des écrans de soutènement, *Revue Française de Géotechnique*, 1995, 71, 11-19.
- [7] Ledesma, A., Molins, C., Marí, A., *Influencia del nou Hospital de Sant Pau sobre el túnel del Ferrocarril Metropolità de Barcelona*, Informe final, Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), Barcelona, 2001.
- [8] Padfield, C. J., Mair, R. J., Design of retaining walls embedded in stiff clays. CIRIA Report 104, London, 1984.

DATOS GENERALES DE LA OBRA

Arquitectos autores del proyecto:	Sílvia Barberà, Esteve Bonell, Josep Lluís Canosa, Josep M ^a Gil y Francesc Rius
Propiedad:	Fundació privada del Hospital de la Santa Creu i de Sant Pau
Cálculo de la estructura:	Robert Brufau i Associats, S.A.
Diseño del muro pantalla:	Rafael Casals, Dr. Ing. Industrial
Dirección de la ejecución del muro:	Carles Jaén, Arquitecto
Verificación del diseño y de la ejecución del muro:	Climent Molins, Dr. Ing. de Caminos Alberto Ledesma, Dr. Ing. de Caminos

Estudio del comportamiento aeroelástico del puente sobre el río Tajo en el embalse de Alcántara

Study of the aeroelastic behaviour of the bridge over the Tajo River at the Alcántara Reservoir

Juan Carlos Lancha Fernández⁽¹⁾

Recibido / Received: 31/05/2007
Aceptado / Accepted: 30/08/2007

RESUMEN

El puente sobre el río Tajo en el Embalse de Alcántara experimentó, en una fase inicial de la construcción, cuando la estructura estaba constituida únicamente por el arco exento, varios episodios de vibraciones aeroelásticas inducidas por el desprendimiento de torbellinos.

Se presenta el procedimiento de cálculo dinámico empleado para analizar la estabilidad de la estructura, durante sus fases constructivas y en servicio, frente a dicha acción. El procedimiento parte de la formulación contenida en el Eurocódigo para el análisis de este fenómeno, para extraer de ella un conjunto de cargas armónicas con las que se aborda un análisis, en el dominio de la frecuencia, de las diferentes estructuras parciales presentes en el proceso constructivo así como la estructura final en servicio.

Palabras clave: desprendimiento de torbellinos, análisis armónico, vibraciones aeroelásticas, puente arco, cálculo dinámico, cargas de viento.

SUMMARY

The bridge over the Tajo River at the Alcántara Reservoir experienced, in an initial phase of the construction, when the structure was only constituted by the arch, several episodes of vibrations induced by vortex shedding.

This article describes the dynamic calculation procedure employed to analyze the stability of the structure subjected to this action, during their constructive phases and later in service. The procedure starts at the formulation contained in the Eurocode for this phenomenon, extracting of it a set of harmonic loads with those an analysis in the frequency domain, of the different partial structures present in the constructive process and of the final structure, is done.

Key words: vortex shedding, harmonic analysis, aeroelastic vibrations, arch bridge, dynamic analysis, wind loads.

⁽¹⁾ Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. UPC. Oficina Técnica OHL, S.A.
Persona de contacto / Corresponding author: jclancha@ohl.es



Figura 1. El puente sobre el Río Tajo en el Embalse de Alcántara.

1. INTRODUCCIÓN

Tras la aparición de las primeras vibraciones, por desprendimiento de torbellinos sobre el arco exento en construcción, se hizo necesario realizar un análisis detallado de la respuesta de la estructura ante este tipo de excitación aerodinámica, a fin de garantizar la estabilidad de la obra, tanto durante las restantes fases constructivas como en la configuración actual de la estructura en servicio. A tal efecto se desarrolló un procedimiento de análisis específico. El presente artículo describe dicho procedimiento de cálculo.

El procedimiento de cálculo empleado, parte de la formulación contenida en el Eurocódigo [3] para este fenómeno, haciendo sobre ella un ejercicio de ingeniería inversa, previo a un análisis armónico de la estructura en el dominio de la frecuencia.

Para ello se propone una formulación que determina una presión armónica de viento, específica para cada elemento del puente, en función de sus propiedades aerodinámicas, de la velocidad del viento actuante y de las frecuencias de vibración de la estructura completa. Por otro lado, la modelización explícita de todos los elementos estructurales permite recoger adecuadamente todas las fuerzas de rigidez, inercia y viscosidad que se oponen a las vibraciones, con sus valores reales en cada uno de los elementos del puente.

2. LA ESTRUCTURA Y EL FENÓMENO VIBRATORIO OCURRIDO

El puente está constituido por dos estructuras gemelas. Cada una de ellas consiste en un arco metálico de tablero superior con una luz de 220 m y 42.5 m de flecha.

Los arcos tienen una sección en doble cajón rectangular, arriostrados entre sí. Están empotrados en arranques y su canto varía de 3.2 m en la base hasta 2.2 m en la clave.

Todos los pilares, de acero sobre el arco y de hormigón sobre laderas, tienen también sección de doble fuste rectangular y están situados longitudinalmente cada 26 m.

Cada uno de los tableros, con un ancho de 13.5 m y un canto de 2.0 m, está constituido por una losa de hormigón conectada a dos nervios de acero de sección trapecial.

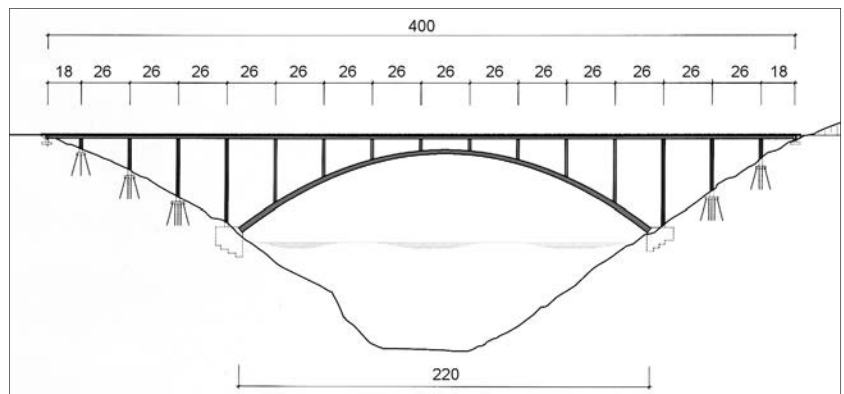


Figura 2. Esquema estructural del puente.

El artículo [1] de J.A. Llombart, J. Revoltós y S. Couto, contenido en el número 242 de esta misma revista, describe exhaustivamente esta singular obra y su particular proceso constructivo.

Así mismo, el artículo [2] de M.A. Astiz en ese mismo número detalla la naturaleza del fenómeno, los ensayos realizados en túnel de viento y las soluciones estudiadas, y finalmente adoptadas, para resolver el problema de las vibraciones.

No se abundará, por tanto, más sobre estos aspectos en el presente artículo; remitiendo, al lector interesado, a los citados artículos como lectura previa a éste.

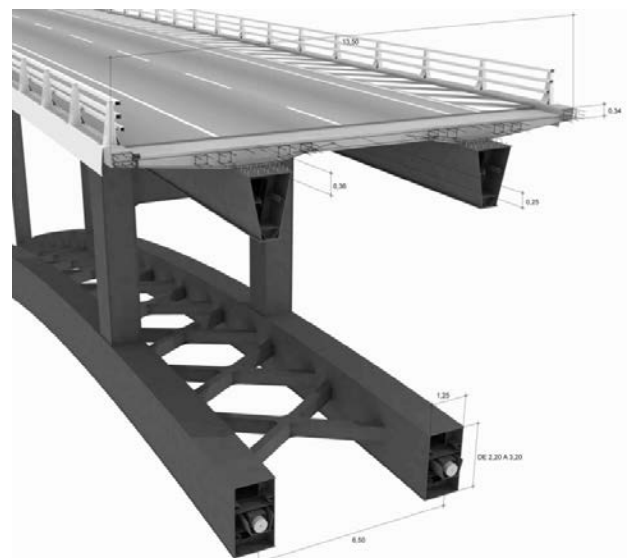


Figura 3. Detalle de la sección transversal.

3. DIFICULTADES EN LA APLICACIÓN DE LA FORMULACIÓN DEL EUROCÓDIGO Nº1 AL PUENTE EN CONSTRUCCIÓN Y EN SERVICIO

El Eurocódigo [3] propone la expresión (1) para el cálculo de la amplitud máxima de vibración producida por desprendimiento de remolinos cuando una estructura es excitada por viento a su velocidad crítica.

$$\frac{y_{F,max}}{b} = \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{Sc} \cdot K \cdot K_w \cdot c_{lat} \quad (1)$$

La expresión (1), presenta serias dificultades para su aplicación rigurosa a una estructura compleja, dado que en ella la amplitud de vibración máxima $y_{F,max}$ depende, además de la dimensión característica de la estructura en la dirección normal a la corriente b , de diferentes parámetros de difícil determinación y que podemos agrupar en tres tipos:

3.1. Constantes aerodinámicas que sólo dependen de la geometría de la sección

Es el caso de St y c_{lat} . Su determinación en ausencia de ensayos en modelo físico es muy difícil, especialmente en el caso del coeficiente de empuje lateral c_{lat} .

En el caso del número de Strouhal, St , la variación es más pequeña que para c_{lat} , pero interviene al cuadrado en la amplitud. De otro lado, si bien son conocidas formulaciones sencillas para los casos geoméricamente triviales (círculos, rectángulos,...), no es el caso de la sección en doble cajón del arco y las pilas, en las que la interacción entre ambos cajones tiene efectos de difícil predicción por tablas o cálculo.

3.2. Parámetros que caracterizan el modo de vibración de la estructura y la posición de la zona activa de torbellinos dentro de dicha forma modal

Es el caso de los coeficientes K y K_w .

K caracteriza la forma modal, el Eurocódigo propone para este parámetro valores entre 0.10 y 0.13, según se trate de ménsulas, vigas biapoyadas, biempotradas... En un caso general tiene un procedimiento de cálculo laborioso (24), pero un rango de incertidumbre relativamente pequeño.

K_w mide la distribución de la longitud de correlación en la forma modal, y por tanto la mayor o menor efectividad de la excitación del viento sobre la deformada modal, y también puede estimarse con facilidad mediante fórmulas aproximadas o calcularse con precisión (24) a partir de la forma modal considerada mediante el empleo de un software específico.

3.3. Variables que miden la resistencia de la estructura a la excitación aerodinámica

La formulación (1) del Eurocódigo incorpora a través de un único parámetro, el número de Scruton, Sc , los dos elementos

que se oponen al crecimiento por resonancia de la amplitud de vibración: la inercia y el amortiguamiento estructural.

$$Sc = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{ie}}{\rho \cdot b^2} \quad (2)$$

En la expresión (2) la inercia está representada por la relación entre la masa vibrante por unidad de longitud m_{ie} y una medida de la masa de aire por unidad de longitud $\rho \cdot b^2$. El amortiguamiento estructural se representa mediante el decremento logarítmico δ_s .

El número Sc es la variable fundamental que controla la amplitud de vibración esperable y es la más difícil de determinar para una estructura construida con diferentes materiales. Sc puede adoptar valores muy diferentes en los diversos elementos que componen la estructura, debido a las diferentes densidades y amortiguamientos de los respectivos materiales empleados, difíciles por tanto de conciliar en un único parámetro válido para toda la estructura.

4. APLICACIÓN A LA ESTRUCTURA DEL PUENTE

Cuando se pretende aplicar un procedimiento tan simplificado como el de la expresión (1) a una estructura compleja como el puente del embalse de Alcántara, se deben adoptar unos valores de compromiso para todos sus parámetros, ya que todos ellos adoptan valores diferentes en las diferentes zonas del puente, que vibran de forma conjunta y acoplada excitadas por el desprendimiento de torbellinos.

El problema es que la variación de los parámetros esenciales es muy grande entre unos elementos y otros, dentro del puente. Así por ejemplo, St pasa de 0.15 en arco y pilas a 0.12 para el tablero; el amortiguamiento pasa del rango del 0.3% del crítico en los elementos de acero, al rango del 1% al 2% del crítico en los elementos de hormigón armado e incluso depende fuertemente del nivel de deformación en elementos como los apoyos de neopreno y teflón; el canto b , que interviene linealmente en la amplitud $y_{F,max}$, también tiene variaciones importantes entre el 1.50 m de las pilas metálicas y los 2.40 m del arco. La variación de la masa por unidad de longitud m_{ie} es aún mayor, en una estructura que mezcla elementos de hormigón, elementos de acero y elementos mixtos.

La fórmula del Eurocódigo [3] es adecuada para representar el comportamiento de estructuras sencillas (mástiles, vigas simples, ménsulas,...), pero para poder abordar con cierto rigor el análisis de la respuesta de estructuras como el puente completo, que combinan diferentes elementos susceptibles de excitación aeroelástica interactuando entre sí, es preciso emplear un procedimiento de cálculo más detallado. Éste debe contemplar de forma explícita tanto las características de la excitación producida sobre los diversos elementos para una determinada velocidad de viento, como la distribución real de masa, rigidez y amortiguamiento en la estructura, así como la respuesta más o menos resonante de las diferentes partes sometidas a una misma velocidad de viento, que varía en diferente medida sobre la crítica para sus respectivas secciones.

Dicho método ha de ser necesariamente dinámico, pudiendo resolverse el problema en el dominio del tiempo o en el de la frecuencia.

Mediante un análisis transitorio (en el dominio del tiempo) puede obtenerse información de toda la secuencia de vibración, desde su inicio hasta alcanzar el valor máximo de amplitud en el que se estabiliza el fenómeno convirtiéndose en estacionario. No obstante, dicho método es muy costoso desde el punto de vista del cálculo, ya que para resolver adecuadamente la integración temporal en un problema de resonancia con un amortiguamiento muy bajo, como el que nos ocupa, son necesarios una gran cantidad de pasos de integración, del orden de varios cientos por periodo, sobre un número muy elevado de periodos.

También puede obtenerse directamente la respuesta estructural estacionaria final, mediante un análisis armónico en el dominio de la frecuencia, empleando variable compleja; éste es el tipo de análisis que se ha elegido.

5. ANÁLISIS ARMÓNICO DEL FENÓMENO DE LA RESONANCIA

En el análisis armónico se asume que todos los puntos de la estructura, una vez alcanzada la situación estacionaria, vibran con la misma frecuencia ω , que además coincide con la frecuencia de todas las cargas aplicadas, que deben ser funciones también armónicas.

Es decir, si la variación temporal de todas las cargas actantes sobre la estructura puede expresarse como

$$\{f(t)\} = (\{f_R\} + i\{f_I\}) \cdot e^{i\omega t} \quad (3)$$

Entonces, una vez alcanzada la situación estacionaria, la variación temporal del vector de desplazamientos nodales puede expresarse como

$$\{u(t)\} = (\{u_R\} + i\{u_I\}) \cdot e^{i\omega t} \quad (4)$$

Es decir, para un determinado grado de libertad j del modelo, la evolución temporal de los desplazamientos en dicho punto puede caracterizarse mediante su valor máximo y un ángulo de desfase ϕ , de forma más compacta, mediante las partes real e imaginaria de un número complejo en la forma

$$\begin{aligned} u^j(t) &= u_{máx}^j \cdot e^{i(\omega t + \phi^j)} = u_{máx}^j (\cos \phi^j + i \cdot \text{sen } \phi^j) \\ u^j(t) &= (u_R^j + i \cdot u_I^j) \cdot e^{i\omega t} \end{aligned} \quad (5)$$

Debe notarse que tanto el valor máximo del desplazamiento $u_{máx}^j$ como el ángulo de desfase ϕ^j pueden adoptar un valor diferente en cada uno de los puntos de la estructura.

Derivando con respecto al tiempo en (4) se obtiene el vector de velocidades como

$$\{\dot{u}(t)\} = i\omega \cdot (\{u_R\} + i\{u_I\}) \cdot e^{i\omega t} \quad (6)$$

Y volviendo a derivar se obtiene el vector de aceleraciones como

$$\{\ddot{u}(t)\} = -\omega^2 \cdot (\{u_R\} + i\{u_I\}) \cdot e^{i\omega t} \quad (7)$$

En estas condiciones la expresión matricial de la ecuación general de la dinámica

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{f\} \quad (8)$$

puede reescribirse, sustituyendo (3), (4), (6) y (7) en (8), como

$$\begin{aligned} ([K] - \omega^2[M] + i\omega[C]) (\{u_R\} + i\{u_I\}) \cdot e^{i\omega t} = \\ = (\{f_R\} + i\{f_I\}) \cdot e^{i\omega t} \end{aligned} \quad (9)$$

Eliminando de ambos miembros de (9) la dependencia armónica del tiempo, recogida en el término exponencial, la ecuación general (8) queda reducida a

$$\begin{aligned} ([K] - \omega^2[M] + i\omega[C]) (\{u_R\} + i\{u_I\}) = \\ = (\{f_R\} + i\{f_I\}) \end{aligned} \quad (10)$$

En (10) u_R y u_I son la parte real e imaginaria del campo de desplazamientos y f_R y f_I las partes real e imaginaria de las acciones.

Se trata pues de un único sistema de ecuaciones lineales en variable compleja, que puede resolverse, una vez fijado un valor para la frecuencia ω , de forma rápida en un solo paso. Además la expresión (10) permite representar adecuadamente tanto la distribución de rigidez $[K]$ masa $[M]$ y amortiguamiento $[C]$ de todos los elementos que componen la estructura, como la distribución de las diferentes acciones $\{f\}$ que excitan dichos elementos.

La ecuación (10) requiere, no obstante, que todas las acciones sobre la estructura sean armónicas de frecuencia ω , hecho que inicialmente no se da en el puente, puesto que hay diferencias notables en el número de Strouhal de los diferentes elementos que lo componen; en el siguiente punto se describe la idealización de las acciones realizada para poder tratarlas todas como armónicas de frecuencia ω .

6. OBTENCIÓN DE LA PRESIÓN ARMÓNICA DE VIENTO EQUIVALENTE

Para poder aplicar la formulación del Eurocódigo [3] en un cálculo armónico es necesario obtener, a partir de la amplitud máxima $y_{F,máx}$ dada por la ecuación (1) una presión armónica equivalente a efectos dinámicos.

Para ello, en primer lugar, se asume que, una vez alcanzado el bloqueo y la estacionaridad del fenómeno vibratorio, la vibración de la estructura "fuerza" el desprendimiento de los torbellinos en todas las zonas donde estos son activos (longi-

tudes de correlación), de forma que la acción de viento se comporta como armónica de una frecuencia ω igual a la de vibración de la estructura en estas zonas.

Se asume además, que la excitación dinámica del viento sobre, por ejemplo, un tramo del tablero del puente, que vibra en el sentido vertical, es la misma tanto si dicho tramo de puente está soportado elásticamente sobre el sistema de pilas y arcos como si estuviera apoyado sobre pilas convencionales, con la única condición de que la forma de la deformada, la amplitud de la misma y la frecuencia propia sean iguales. Es decir, se asume que localmente el fenómeno es independiente del resto de la estructura, salvo por los condicionantes de deformabilidad, inercia y amortiguamiento que el resto de la estructura induce en cada uno de sus elementos aislados.

Finalmente, se asume que el fenómeno aerodinámico es independiente, desde el punto de vista de la mecánica del fluido, en cada zona de la estructura sometida a torbellinos activos. Es decir, que se asume que los torbellinos desprendidos en la pila 4 sólo se afectan por los desprendidos en la pila 13 a través de los condicionantes que el movimiento de la pila 4 induce en el movimiento la pila 13 y viceversa. Esta hipótesis puede considerarse válida en una estructura de grandes dimensiones (cientos de metros) en comparación con la dimensión característica del fenómeno de desprendimiento de torbellinos (unos pocos metros).

Hechas estas hipótesis, se puede descomponer la ecuación (1) mediante su aplicación a un caso sencillo: la viga biapoyada de sección constante, al que después se asimilarán, desde el punto de vista de la excitación aeroelástica, todos los demás casos presentes en la estructura completa.

6.1. Máxima amplitud según Eurocódigo para el caso de viga biapoyada

Para el caso de la viga biapoyada de sección constante, la masa modal equivalente m_{ie} coincide con la masa por unidad de longitud m .

El coeficiente K dado por el Eurocódigo [3] para el caso de viga biapoyada es igual a 0.1

El coeficiente K_w viene en este caso dado por

$$K_w = \cos \left[\frac{\pi}{2} \cdot \left(1 - \frac{L_j/b}{\lambda} \right) \right] \quad (11)$$

Teniendo en cuenta que λ es el la esbeltez (l/b), que el $\cos(\pi/2-x)$ es igual al $\sin(x)$ y que es posible considerar sólo el primer término del desarrollo en serie de la función seno (dado que, al estar formado el puente por elementos esbeltos, L_j es pequeño comparado con l), esta expresión puede aproximarse como

$$K_w \approx \frac{\pi}{2} \cdot \frac{L_j}{l} \quad (12)$$

El decremento logarítmico de la amplitud para un sistema de un grado de libertad viene dado por

$$\delta = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (13)$$

Que para valores pequeños del amortiguamiento ξ , puede expresarse como

$$\delta \approx 2\pi\xi \quad (14)$$

Introduciendo este valor del decremento logarítmico en la expresión (2) del número de Scruton, S_c , y sustituyendo éste y el resto de los parámetros anteriormente citados por sus valores particulares para el caso de la viga biapoyada, obtenidos anteriormente, podemos reescribir la expresión general (1) del Eurocódigo [3] como se recoge en la expresión (15), válida para el caso de viga biapoyada.

$$y_{F,max} = \frac{c_{lat}}{80 \cdot S_c^2} \cdot \frac{L_j}{l} \cdot \frac{\rho \cdot b^3}{\xi \cdot m} \quad (15)$$

6.2. Máxima amplitud de vibración de una viga biapoyada sometida a carga armónica

Para una viga biapoyada de sección constante con rigidez EI , masa por unidad de longitud m y luz l , las frecuencias propias de vibración f_i vienen dadas por

$$f_i = \left(\frac{i}{l} \right)^2 \cdot \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (16)$$

Despejando en (16) es posible expresar la rigidez de la viga EI , en función de su primera frecuencia propia f , como se recoge en la expresión (17)

$$EI = \frac{4}{\pi^2} f^2 \cdot l^4 \cdot m \quad (17)$$

En el caso de una viga biapoyada sometida a una excitación armónica, inducida por desprendimiento de torbellinos, para una velocidad de viento igual a la crítica correspondiente a su sección transversal, una vez alcanzado el bloqueo y la situación estacionaria la acción es una presión armónica, que llamaremos Q_{Crit} , actuando de forma sincronizada sobre una longitud L_j de la zona central de la viga.

El Eurocódigo acota los valores de la longitud efectiva de correlación L_j entre un mínimo de $6b$ y un máximo de $12b$. Estos valores son notablemente inferiores al de la luz de los elementos principales del puente, cuyas luces (entre puntos de momento nulo) están en el entorno de los 100 m tanto en el arco como en el tablero, para cantos, b , en el entorno de los 2.0 m (tablero) a 2.5 m (arco), que conducen a valores de la luz l en el entorno de $40b$ a $50b$; es decir que L_j adopta valores entre 4 y 8 veces inferiores a la luz l .

Puede asumirse por tanto, en el caso de estructuras esbeltas como el puente, que L_j es pequeña comparada con la luz l . En

estas condiciones, la flecha dinámica máxima que tendrá dicha viga puede aproximarse por la recogida en la ecuación (18), en la que ξ es la fracción del amortiguamiento crítico.

$$y_{F,max} \approx \frac{1}{2\xi} \frac{Q_{Crit} \cdot L_j \cdot l^3}{48 \cdot EI} \quad (18)$$

Si se sustituye en (18) la rigidez EI por su valor en función de f según la ecuación (17), es posible escribir la máxima flecha de viga biapoyada, sometida a una presión armónica Q_{Crit} actuando a su primera frecuencia propia ξ , como se recoge en la ecuación (19).

$$y_{F,max} \approx \frac{\pi^2}{384} \cdot \frac{L_j}{l} \cdot \frac{Q_{Crit}}{f^2 \cdot \xi \cdot m} \quad (19)$$

6.3. Presión armónica crítica en función de la frecuencia de vibración de la estructura

Igualando el valor de la amplitud $y_{F,max}$ obtenido en el apartado 6.1 a partir de la formulación (1) del Eurocódigo [3], con el valor obtenido en el apartado 6.2 a partir del cálculo de una viga biapoyada sometida a carga armónica Q_{Crit} , es posible despejar el valor de dicha presión armónica crítica, resultando

$$Q_{Crit}(f) = \frac{24}{5\pi^2} \cdot \frac{c_{lat}}{St^2} \cdot \rho \cdot b^3 \cdot f^2 \quad (20)$$

En esta expresión, el número de Strouhal St y el coeficiente de empuje lateral c_{lat} pueden obtenerse aplicando las expresiones simplificadas del Eurocódigo [3] o, mejor, mediante ensayos específicos sobre las diferentes secciones presentes en la estructura; ρ representa la densidad del aire, de valor 1.25 kg/m^3 ; b es la dimensión principal de cada elemento en la dirección normal a la corriente, es decir, el canto de cada elemento en el caso del puente y f es la frecuencia de la vibración en Hz.

Lo realmente interesante de la expresión de Q_{Crit} dada por (20), es que en ella no intervienen los dos parámetros que representan la resistencia de la estructura al fenómeno de amplificación dinámica, la masa m_{je} y el amortiguamiento ξ , y que son los que controlan directamente la amplitud de las vibraciones producidas. Esto permite incluir estos dos parámetros esenciales, con sus valores específicos para cada uno de los elementos estructurales, en el modelo global de cálculo, desacoplándolos de la excitación.

6.4. Presión armónica equivalente en función de velocidad del viento

La expresión (20) de Q_{Crit} es la máxima presión posible, y es válida sólo para el caso de que la velocidad del viento sea igual a la velocidad crítica u_{Crit} de la sección transversal del elemento considerado, controlada por su canto b y su número de Strouhal St . Evidentemente, en el caso de una estructura como el puente, en la que existen secciones muy diferentes en tamaño y forma, y por tanto con velocidades críticas u_{Crit} muy

diferentes, no existe ninguna velocidad de viento u que, dada una frecuencia propia de vibración de la estructura f_j , sea simultáneamente crítica para todos los elementos de la estructura.

En realidad, para una velocidad de viento cualquiera u , la estructura alcanzará un estado estacionario de vibración a una frecuencia f , que corresponderá con una de sus frecuencias propias f_j ; y sobre cada uno de los elementos estructurales que la componen actuará una presión armónica equivalente Q_{Eqv} que dependerá de la diferencia entre la velocidad del viento u y la velocidad crítica u_{Crit} a la frecuencia f para la sección de dicho elemento. Dicha dependencia puede expresarse a través de un coeficiente β , función de dicha relación de velocidades, en la forma

$$Q_{Eqv}(u, f) = Q_{Crit}(f) \cdot \beta \left(\frac{u}{u_{Crit}(f)} \right) \quad (21)$$

Dado que en un análisis armónico existe una relación lineal entre las cargas y los desplazamientos, dicha función β puede obtenerse de un ensayo en modelo físico de la respuesta aerodinámica de la sección transversal de cada elemento, para velocidades diferentes a la crítica para dicha sección, a una frecuencia dada, ya que la relación entre las amplitudes $Y/Y_{Máx}$ para diferentes velocidades será también la relación β entre las presiones armónicas actuantes a dichas velocidades y frecuencias. En el caso del puente dicha función se obtuvo de los ensayos realizados en modelo físico, resultando la recogida en la Figura 4. La función β (igual a $Y/Y_{Máx}$) es, lógicamente, muy diferente en el caso de la sección del arco sin deflectores o las pilas, que presentan un acusado efecto de bloqueo, del caso de la sección del arco modificado con deflectores, en el que la posibilidad de bloqueo es muy limitada. Éste es el factor que más incide en la reducción de las vibraciones producida tras la colocación de los deflectores.

Así pues, introduciendo el valor de la presión crítica Q_{Crit} dado por la expresión (20) en la expresión (21) se llega a la expresión (22), que proporciona directamente la presión armónica equivalente Q_{Eqv}^j que debe considerarse actuando sobre cada elemento j de la estructura cuando la velocidad del viento sea u y la estructura esté vibrando a una frecuencia f .

$$Q_{Eqv}^j(u, f) = \frac{24}{5\pi^2} \cdot \frac{c_{lat}^j}{St_j^2} \cdot \rho \cdot b_j^3 \cdot f^2 \cdot \beta \left(\frac{u}{u_{Crit}^j(f)} \right) \quad (22)$$

Esta presión Q_{Eqv}^j tiene unidades de fuerza por unidad de longitud del elemento considerado, y debe aplicarse extendida en una longitud L_j obtenida, según la formulación del Eurocódigo [3], en función de la amplitud máxima resultante en dicho elemento.

Esta dependencia de L_j con la amplitud obliga a realizar el cálculo de forma iterativa, fijando un valor inicial de L_j para cada zona j de la estructura y modificándolo después de realizado el análisis armónico y obtenida la máxima amplitud en dicha zona. Este proceso de iteración se repite hasta que todas las longitudes L_j obtenidas en las diferentes zonas j de la estructura después de una iteración, coincidan con las

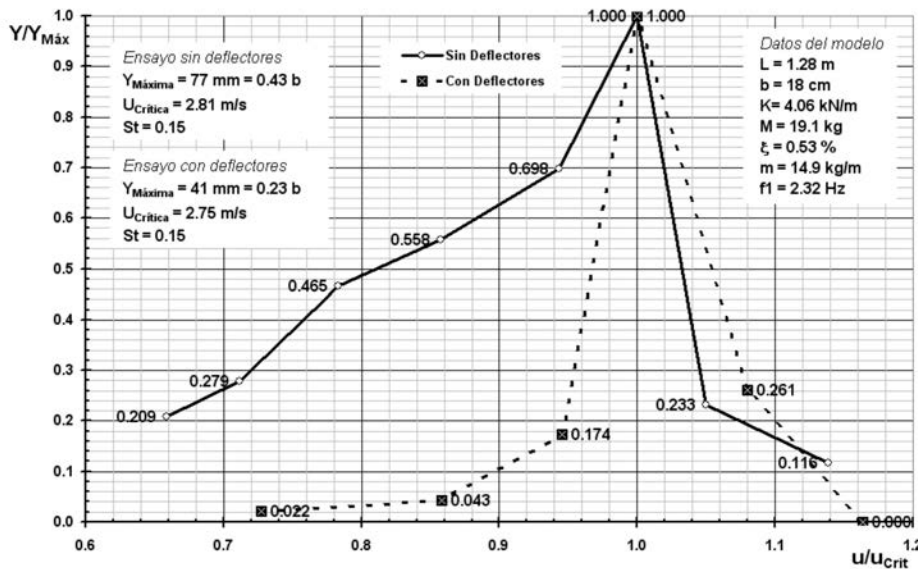


Figura 4. Resultados del ensayo en túnel de viento.

consideradas para definir las cargas en dicha iteración. En el apartado 8.4 se dan algunos detalles más de este proceso iterativo.

7. OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS AERODINÁMICOS DE LA SECCIÓN DEL ARCO A PARTIR DE LOS RESULTADOS DEL ENSAYO EN EL TÚNEL DE VIENTO

Las propiedades mecánicas fundamentales del modelo físico y los resultados obtenidos del ensayo en el túnel de viento se recogen en la Figura 4.

Del ensayo en túnel de viento, además del mencionado coeficiente β que recoge la Figura 4, se obtienen fundamentalmente los coeficientes de empuje lateral c_{lat} y el número de Strouhal St .

7.1. Número de Strouhal St

El número de Strouhal se calcula de forma inmediata, a partir de su definición, para la velocidad de viento en la que se producen las máximas amplitudes. Resultando $St = 0.15$, tanto para la sección del arco sin deflectores como para la sección modificada con los deflectores.

7.2. Coeficiente de empuje lateral c_{lat}

Para la obtención del coeficiente de empuje lateral a partir de los resultados del ensayo, se pueden emplear dos procedimientos.

El primero, que es el más consistente con la posterior aplicación de dicho coeficiente en los cálculos, consiste en obtener dicho coeficiente aplicando la misma fórmula que se empleará después al cálculo del puente, es decir la expresión (20) obtenida en 6.3, a la presión armónica equivalente en las

condiciones del ensayo. Para ello en primer lugar hay que obtener el valor de dicha presión en el ensayo.

Dado que el modelo ensayado es un sistema de un grado de libertad, la máxima amplitud dinámica en función de dicha presión será

$$y_{F,max} = \frac{1}{2\xi} \frac{Q_{Crit} \cdot L}{K} \tag{23}$$

Introduciendo los datos del ensayo, recogidos en la figura 4, dentro de la expresión (23) se llega a una presión armónica equivalente $Q_{Crit} = 2.59 \text{ N/m}$. A partir de este valor de Q_{Crit} es posible despejar directamente c_{lat} en la expresión (20), resultando $c_{lat} = 3.05$.

El segundo procedimiento, más consistente con la expresión directamente contenida en el Eurocódigo [3], es entrar directamente en la expresión (1) con valor de la amplitud máxima $Y_{F,max}$ obtenida en el ensayo. Para ello es necesario determinar el valor de los coeficientes K y K_w en las condiciones del ensayo. Dado que en las condiciones del ensayo tanto L_j como l coinciden con la longitud del modelo, ambos coeficientes adoptan los valores triviales

$$K = \frac{\sum_{j=1}^m \int_{l_j} |\Phi_{i,y}(s)| ds}{4\pi \cdot \sum_{j=1}^m \int_{l_j} |\Phi_{i,y}^2(s)| ds} = \frac{1}{4\pi} \tag{24}$$

$$K_w = \frac{\sum_{j=1}^n \int_{L_j} |\Phi_{i,y}(s)| ds}{\sum_{j=1}^m \int_{l_j} |\Phi_{i,y}(s)| ds} = 1$$

Introduciendo estos valores, junto con el resto de los datos del ensayo en la expresión (1) se llega a un valor de

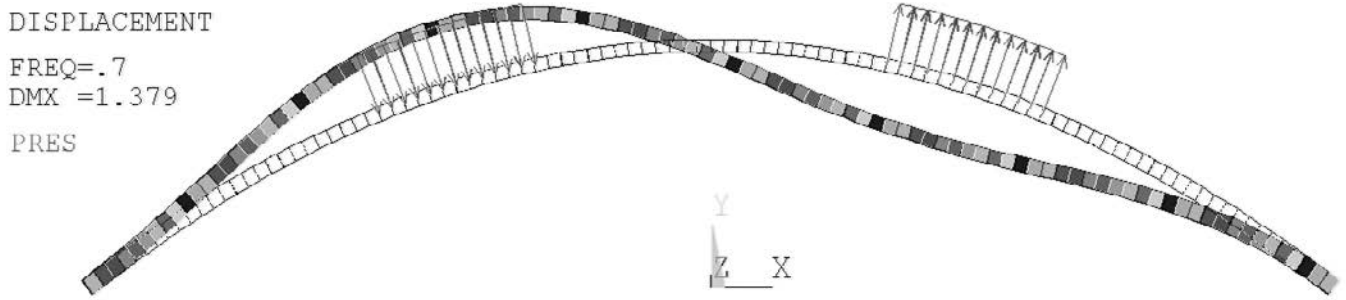


Figura 5. Vibraciones en el arco exento sin deflectores.

$c_{lat} = 3.00$. Dicho valor concuerda sensiblemente con el obtenido a partir de la expresión (20), lo que avala la validez de la misma.

8. RESULTADOS OBTENIDOS PARA ARCO EXENTO

El primer análisis realizado es la situación de arco exento sin deflectores, a fin de comparar el resultado obtenido con el procedimiento de cálculo anteriormente descrito, con las vibraciones realmente observadas en el arco.

Para realizar este cálculo se emplean los siguientes parámetros:

8.1. Propiedades mecánicas del arco

La masa y rigidez están perfectamente definidas en una estructura de este tipo (arco de acero); para introducirlas en los cálculos simplemente se adoptan, en cada sección del modelo, sus propiedades mecánicas reales.

En cuanto al amortiguamiento ξ se considera un 0.14% del amortiguamiento crítico a la frecuencia de 0.7 Hz, valor obtenido del ensayo de suelta súbita de peso sobre arco exento.

Este valor es conservador, dado que en el ensayo de suelta de peso la amplitud de las oscilaciones del arco es muy pequeña, conduciendo a un valor del amortiguamiento mínimo. Para las oscilaciones producidas por el viento la carrera de tensiones y deformaciones del arco fue mucho mayor, y en estas condiciones es esperable un nivel de amortiguamiento mayor, entre el 0.20% y el 0.40% del crítico.

8.2. Cargas

Las cargas quedan definidas mediante la aplicación de la expresión (20) con los siguientes parámetros, obtenidos del ensayo en túnel de viento, $St = 0.15$, $c_{lat} = 3.00$, $b \geq 2.40$ m, $f = 0.70$ Hz. Resultando una presión de viento $Q_{crit} = 1.72$ kN/m.

8.3. Resultado

El análisis armónico de la situación de arco exento, aplicando el procedimiento descrito en el apartado 5, conduce al

resultado de la Figura 5, con una amplitud máxima de 1.38 m en la zona de riñones.

Dado que $St = 0.15$ y que el canto medio del arco en la zona de desprendimiento activo de torbellinos es $b = 2.40$ m, la velocidad crítica de viento para la que se produciría esta amplitud es de 11.2 m/s, es decir, unos 40 km/h.

Cabe señalar que los 1.38 m son la máxima flecha posible, es decir, requiere que el viento sople de forma mantenida, sin turbulencia alguna, a la velocidad crítica de la sección del arco (40 km/h).

El hecho de que el viento en los días en que sucedió el fenómeno fuera de inferior velocidad, más próxima a los 30 km/h según las estimaciones realizadas, y el hecho de que el 0.14 % del crítico sea un valor conservador del amortiguamiento, en realidad debe ser más alto para oscilaciones del arco en el entorno de amplitudes del metro, explican que las oscilaciones apreciadas fueran inferiores a este máximo “de cálculo”.

8.4. Evolución de L_j en el proceso iterativo

Como curiosidad, la Figura 6 recoge la evolución de $y_{F,max}$ y L_j en el proceso iterativo necesario para realizar el cálculo descrito. Como puede observarse se necesitan unas 10 iteraciones para alcanzar el valor definitivo correcto de ambos parámetros.

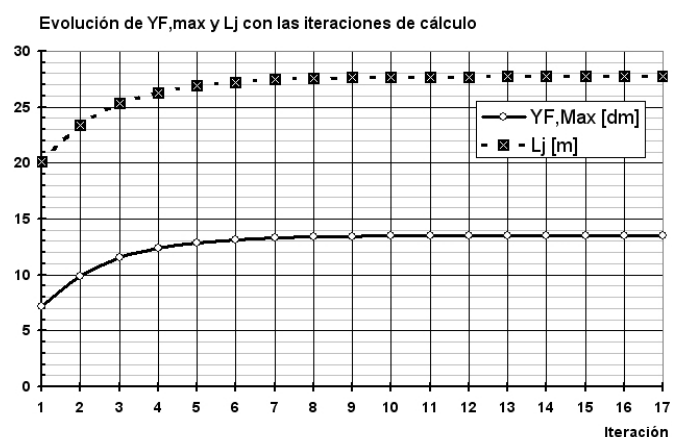


Figura 6. Convergencia de L_j .

9. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO PARA LAS SITUACIONES DE CONSTRUCCIÓN Y SERVICIO

En colaboración con los proyectistas y la asistencia técnica a la dirección de obra se determinaron 7 fases (o estructuras parciales) por las que atravesaría el arco durante el proceso constructivo y que podían ser susceptibles de sufrir vibraciones aeroelásticas. Estas fases incluyen la consideración de grúas y elementos auxiliares de construcción, y en el modelo se detalló su influencia en tanto a como modifican la masa y la rigidez de la estructura, añadiendo los correspondientes elementos y masas a los modelos que representaban cada fase de construcción.

Estas siete fases, unidas a la fase inicial de arco exento y a la situación final de estructura en servicio (fase 9) constituyen las **9 fases analizadas**.

Para cada una de las fases elegidas se determinaron todos los modos de vibración posibles con frecuencias por debajo de los 2 Hz; frecuencias superiores a los 2 Hz requerirían vientos constantes de más de 70 km/h lo cual es totalmente improbable fuera de un túnel de viento.

Cada uno de esos modos de vibración se identificó como una situación de cálculo, identificándose un total de **24 situaciones** de cálculo.

Para cada una de estas 24 situaciones de cálculo se realizó la siguiente secuencia de análisis:

9.1. Identificación de las regiones activas a los efectos de desprendimiento de torbellinos

A la vista de la forma modal correspondiente a cada situación de cálculo se identifican en ella las diferentes regiones activas y sus correspondientes antinodos. El antinodo es el punto de cada región en donde la amplitud de vibración normal a la directriz es máxima y sobre él se centra la longitud L_j de zona activa de torbellinos sincronizados.

9.2. Elección del rango de velocidad de viento

A partir de la frecuencia de vibración propia de la estructura f se elige un rango de velocidades de viento entre $9f$ y $18f$ m/s; esto asegura que se cubren las velocidades críticas de todos los elementos de la estructura para dicha frecuencia.

Entre dichas dos velocidades se eligen 90 valores u de la velocidad intermedios, de forma que se cubre todo el rango de velocidades (susceptibles de ser críticas o casi críticas para algún elemento del puente) con suficiente resolución.

9.3. Cálculo de la presión Q_{Eqv} para cada región

Una vez elegida una velocidad de viento u a estudiar, a partir de la velocidad crítica en la zona del antinodo de cada región j , para la frecuencia de vibración f , se determina el coeficiente β correspondiente al cociente entre dicha velocidad u

y la velocidad crítica de dicho elemento. Después, aplicando la expresión (22) se obtiene la presión de viento equivalente a considerar en dicha región Q_{Eqv}^j para la velocidad u .

9.4. Análisis inicial para L_j mínimo

En cada una de las regiones se empieza con una longitud de correlación mínima (6 cantos según el Eurocódigo) y se aplica la presión Q_{Eqv}^j en dicha zona. Con estas cargas se realiza el primer análisis, con lo que se obtiene un valor inicial de las amplitudes en los antinodos de cada una de las regiones.

9.5. Iteración en L_j

A partir de las amplitudes Y_{Fmax} obtenidas en cada una de las regiones, se obtienen las nuevas longitudes de correlación L_j correspondientes a dichas amplitudes. Así mismo, en aquellos elementos con un nivel de amortiguamiento dependiente de su nivel de deformación, como es el caso de los apoyos deslizantes de teflón, se ajusta su amortiguamiento al correspondiente a la deformación obtenida en ellos. Se redefine el esquema de cargas con estas nuevas L_j y se repite el cálculo.

Este proceso iterativo se repite hasta que en todas las regiones j , las longitudes L_j obtenidas coincidan con las inicialmente consideradas, momento en el que puede darse el resultado por convergido o correcto.

10. RESULTADOS PARA EL PUENTE EN CONSTRUCCIÓN

De las 24 situaciones susceptibles de resonancia analizadas, 21 correspondían a diferentes fases del proceso constructivo. Se reseñan aquí algunas de las más significativas.

En las Figuras 7 a 12 se representa: en la parte superior un gráfico de la deformada modal de la estructura en su situación constructiva correspondiente, con indicación de las diferentes regiones de desprendimiento de vórtices mediante número encerrado en un círculo; en la parte inferior se representa, contra la velocidad de viento en km/h representada en abscisas, la amplitud máxima en mm para cada una de dichas regiones.

10.1. Pilas 5 y 12 en ménsula sobre el arco

En la gráfica de amplitudes de la Figura 7 se ven dos máximos separados, uno en los 24 km/h que corresponde con la velocidad crítica de la sección de la pila (regiones 1 y 3) para la frecuencia de 0.67 Hz. El segundo máximo de amplitud y el más importante se produce a los 38 km/h que corresponden con la velocidad crítica de la sección de riñones del arco para esa misma frecuencia (regiones 2 y 4).

A 24 km/h la presión dinámica del viento es muy pequeña, y por eso la amplitud producida por el desprendimiento de torbellinos actuando sobre la pila es muy pequeña, no sobrepasa los 30 mm. A 39 km/h se produce la máxima amplitud,

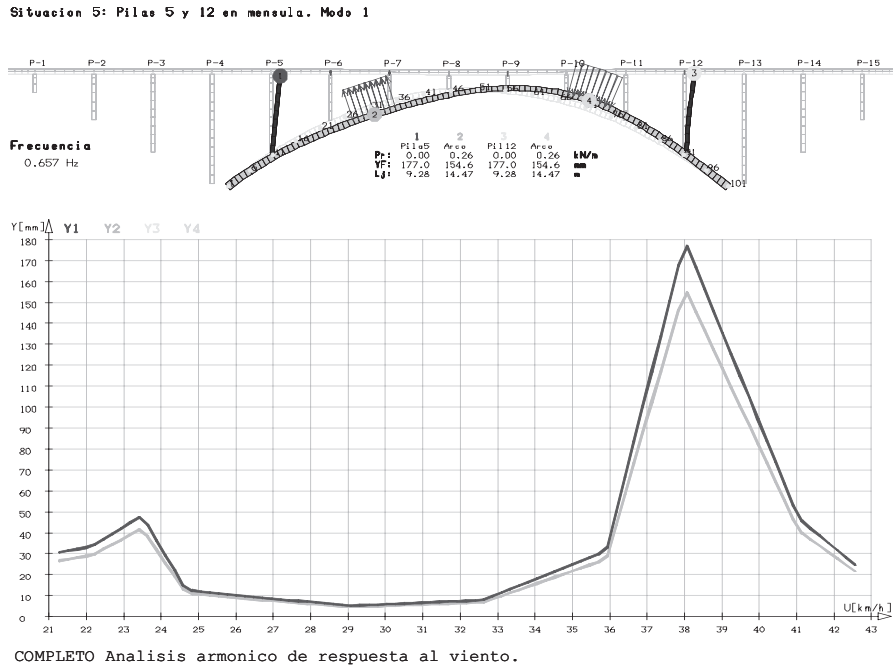


Figura 7. Pilas 5 y 12 en ménsula.

en este caso debida a la actuación del viento sobre los arcos, totalmente desacoplados en velocidad crítica de la pila.

Para prevenir esta situación se dispusieron en las cabezas de pila un sistema de arriostramiento al frente del tablero en avance que impedía este modo de vibración (puede verse una fotografía de este sistema de arriostramiento en la figura 39 de [1]).

siendo esencialmente la del arco exento, pero parte de la masa del tablero y el sistema de pilas ya gravita sobre el arco, lo que incrementa muy notablemente la masa movilizada. Aunque la presión de viento sobre tablero y arco guarda cierto sincronismo, el importante aumento de la masa, unido a la presencia de los deflectores sobre el arco hacen que las amplitudes esperables sean muy pequeñas, inferiores al milímetro.

10.2. Pilas 7 y 10 en ménsula sobre el arco

La situación 10, recogida en la Figura 8, es representativa de muchas de las situaciones presentes durante el proceso de construcción. La rigidez dominante en la estructura incompleta sigue

10.3. Antes del cierre en clave del tablero

La situación 16, recogida en la Figura 9, corresponde a una fase más avanzada del proceso constructivo, con más masa de tablero y pilas sobre el arco, lo que aumenta aún más la resistencia de la estructura a las vibraciones; así mismo, el incre-

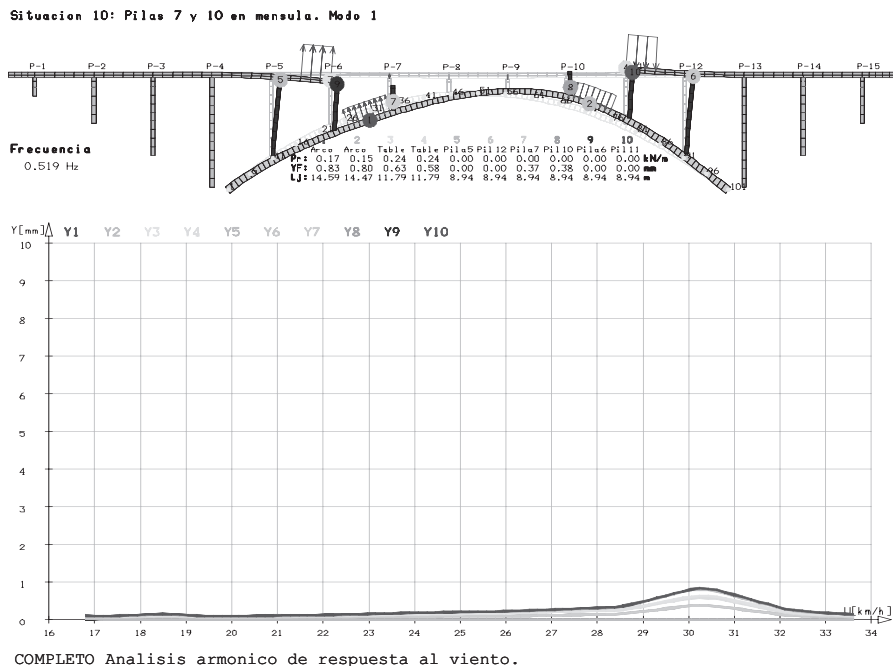


Figura 8. Pilas 7 y 10 en ménsula.

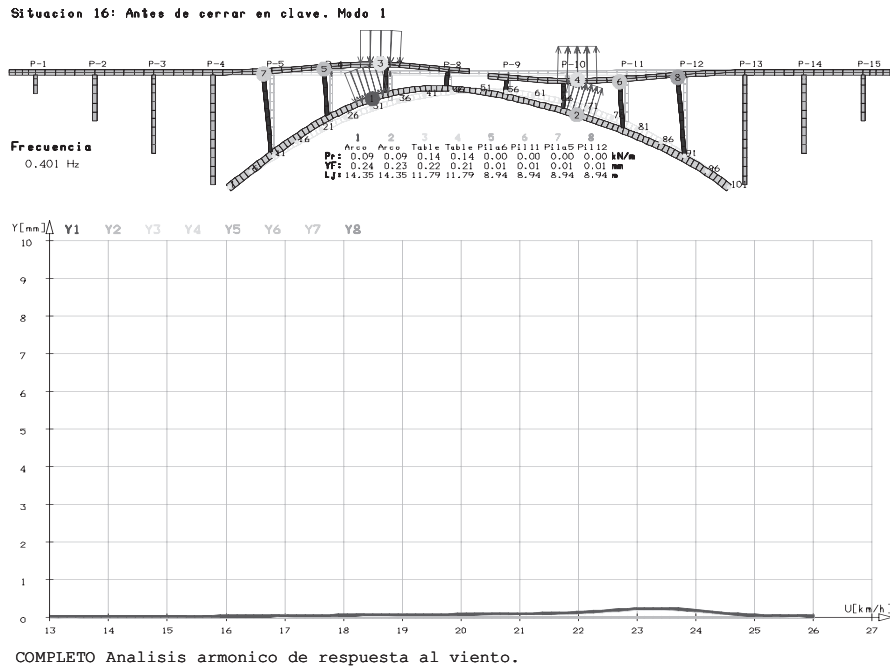


Figura 9. Antes del cierre en clave.

mento de la masa hace caer la frecuencia propia de vibración hasta los 0.4 Hz, lo que reduce la velocidad crítica de tablero y arco al entorno de los 23 km/h, velocidad a la que la presión dinámica de viento es muy pequeña, en el entorno de los 100 N/m, incapaz de producir oscilaciones de la estructura superiores a los 0.3 mm, es decir, inapreciables.

máxima amplitud no supera los 10 mm, a una frecuencia muy baja, casi una oscilación cada 3 segundos.

11. RESULTADOS PARA EL PUENTE EN SERVICIO

11.1. Primera frecuencia propia del puente en servicio

La situación 23, recogida en la Figura 10, representa la frecuencia más baja del puente en servicio, como puede verse la

11.2. Segunda frecuencia propia del puente en servicio

La situación 23, recogida en la Figura 11, es muy similar al primer modo de vibración del puente, sin embargo en este caso la frecuencia de vibración es notablemente más alta. Si se comparan en detalle ambos modos de vibración puede apreciarse claramente la causa: en el caso anterior la vibración antimétrica del arco se consigue mediante el movimiento de las cabezas de las pilas metálicas bajo el tablero deformando los apoyos de neopreno, en tanto que en este caso la vibración antimétrica del arco se compatibiliza con el tablero mediante

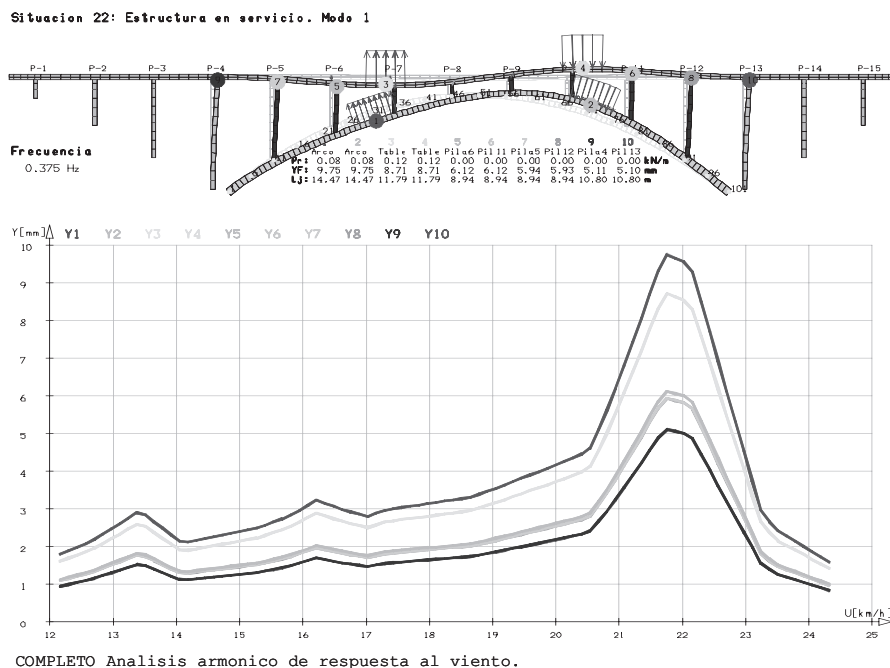


Figura 10. Primera frecuencia propia en servicio.

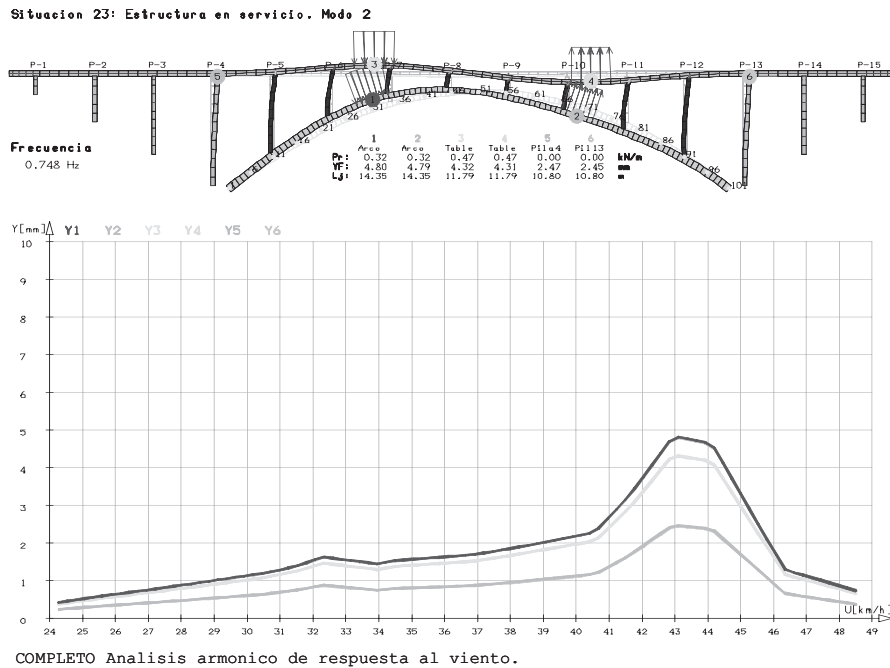


Figura 11. Segunda frecuencia propia en servicio.

la flexión de las pilas metálicas, bastante más rígidas que los neoprenos. Como puede verse el incremento de la rigidez, así como el incremento del efecto inercia y el efecto viscosidad, que crecen respectivamente con el cuadrado y la primera potencia de ω , como puede verse en la expresión (10), hacen que a pesar del notable incremento de la presión dinámica, la amplitud sea mucho menor, del orden de la mitad.

corresponden respectivamente con las velocidades críticas de viento para de las pilas metálicas, la zona de clave del arco, las tres regiones del tablero y la zona de riñones del arco. Cabe comentar dos aspectos, el primero que se trata de una vibración perfectamente asumible dada su pequeña amplitud de 30 mm, el segundo es que se trata de un fenómeno de casi nula probabilidad de ocurrencia, dado que requiere de la presencia de vientos mantenidos con pequeña turbulencia a una velocidad entre los 45 y los 50 km/h.

11.3. Tercera frecuencia propia del puente en servicio

La situación 24, recogida en la Figura 12, representa la máxima vibración posible en el puente en servicio por esta causa. En este modo hay un cierto solape de la acción del viento en los diferentes elementos del puente, en la gráfica pueden apreciarse 4 máximos locales consecutivos que

12. CONCLUSIONES

Tras la aparición de las primeras vibraciones, por resonancia con un fenómeno de desprendimiento de torbellinos, en la estructura en construcción de los Arcos de Alconétar se abor-

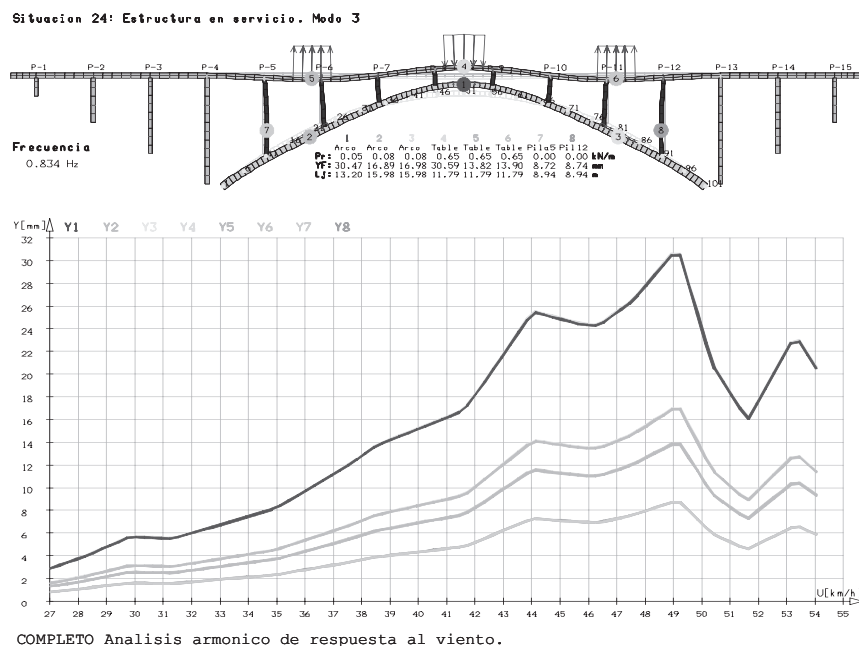


Figura 12. Tercera frecuencia propia en servicio.

dó un análisis dinámico detallado del comportamiento de la estructura frente a este fenómeno, que pudiera garantizar la estabilidad de la obra, tanto durante los restantes pasos del proceso constructivo como después en servicio.

Debido a la complejidad de la estructura a estudiar fue necesario idear un procedimiento de análisis específico que, partiendo de los conceptos y la formulación recogidas en el Eurocódigo [3] para este fenómeno, desarrolla una formulación general que permite abordar un análisis armónico detallado de la estructura en el dominio de la frecuencia, integrando todos los detalles tanto de las acciones como de la resistencia estructural. El procedimiento, presentado en detalle en este artículo, es de aplicación a otras obras en las que pudiera presentarse este fenómeno.

Los resultados obtenidos del análisis permitieron, por un lado adoptar los medios adecuados durante las restantes fases constructivas para evitar la nueva aparición de estos fenómenos, así como, por otro lado, comprobar la completa estabilidad de la obra en servicio sin la necesidad de adoptar ninguna modificación en la misma ni medio adicional a los defletores colocados durante su construcción.

Agradecimientos

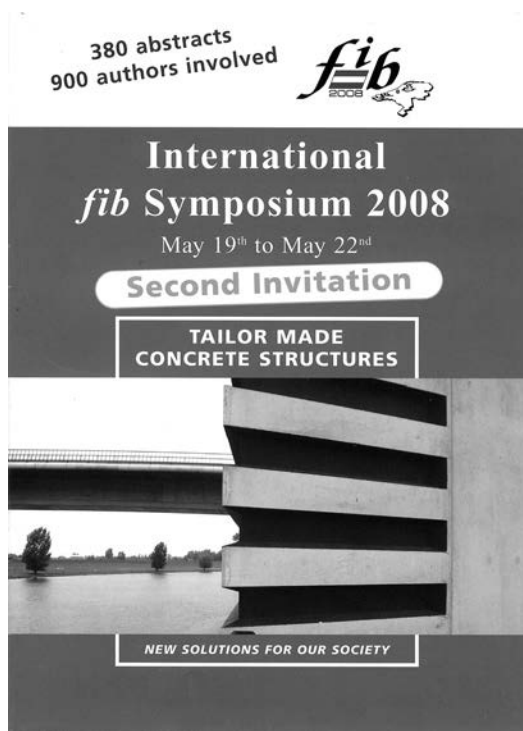
El trabajo presentado se desarrolló en estrecha colaboración con: D. Luis Matute y D. Gonzalo Antúnez (IDEAM); D. José Antonio Llombart, D. Jordi Revoltós y D. Sergio Couto (EIPSA); D. José Meseguer (UPM); D. Carmelo Enciso (VIBRACHOC); Dña. Elena Arredondo (OHL) y muy especialmente bajo la dirección del profesor D. Miguel Ángel Astiz (UPM). Sin la decidida colaboración de todos ellos hubiera sido imposible abordar un análisis de esta complejidad en el muy escaso plazo de tiempo de que se disponía para hacerlo. Así mismo resultó decisiva la intervención tanto de D. Fernando Pedraza (Director de la Obra) como de D. Manuel Alpañés, D. José Manuel Sanjurjo, D. José Miguel

Pato y D. Miguel Moreno (OHL) en la rápida coordinación y toma de decisiones en los momentos cruciales de aparición de los fenómenos, lo que permitió actuar a tiempo y completar la obra con total seguridad.

REFERENCIAS

- [1] Llombart, J.A., Revoltós J., Couto S., “Puente sobre el río Tajo, en el Embalse de Alcántara (Arcos de Alconétar)”, Hormigón y Acero, nº242, 2.006.
- [2] Astiz M. “Estudio de las vibraciones de los Arcos de Alconétar”, Hormigón y Acero, nº242, 2.006.
- [3] EN 1991-1-4: 2005, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1.4: General actions – Wind actions
- [4] O.C. Zienkiewicz, R.L. Taylor “El método de los elementos finitos. Volumen 2.”, McGraw Hill 1.995
- [5] H. Bachman et Al., “Vibration problems in structures”, Birkhauser 1.995.
- [6] Meseguer J., Sanz A., Perales J.M., Pintado S., “Aerodinámica Civil”, McGraw-Hill, 2.001.
- [7] Simiu E. & Scalan R.H., “Wind effects on structures”, John Wiley & Sons, 1.999.
- [8] Simiu E. & Miyata T., “Design of buildings and bridges for wind”, John Wiley & Sons, 2.006.
- [9] Dyrbye C. & Hansen S.O., “Wind loads on structures”, John Wiley & Sons, 1.989.
- [10] E.N. Strommen, “Theory of Bridge Aerodynamics” Springer 2.006.

International *fib* Symposium 2008



INVITATION

The last FIP Congress was organised in Amsterdam in 1998. That event marked the official end of FIP and the start of *fib* as a result of the merger of FIP and CEB. Now, 9 years later, it may be concluded that the merger was a good decision. The new co-operation between scientists and practitioners has proven to be an enrichment leading to new ideas and initiatives.

Working together in an international context is nowadays a basic condition for progress. The considerable developments and challenges in a rapidly changing world ask for grouping of forces and a common approach. In the area of concrete and concrete structures many changes can be noted. New types of concrete challenge the imagination of design. Ecological constraints stimulate the implementation of life cycle design. Maintenance and upgrading of structures move to the centre of interest. Buildings are not only designed for safety and serviceability, but also for flexibility and adaptability. Design of performance based materials and structures will develop to a new general strategy.

It was felt that 'Ten Years after' would be a good point in time for another international symposium in The Netherlands, evaluating the past and exploring the future.

Prof. dr. ir. J. (Joost) C. Walraven
fib Honorary President

CONGRESS THEMES

Authors have been asked to send in a summary that focus on:

- Life cycle design

In the past, designs of concrete structures were made principally for safety and serviceability. Only recently it was realised that a major cost factor is maintenance and repair. Life cycle design means design not only for adequate safety and serviceability, but also for durability and minimum maintenance costs. Finally demolition and removal should be added to the design criteria.

- Increasing the speed of construction

Time, more than ever is a cost-critical influencing factor. Building in shorter time means saving money both directly and indirectly for example due to reduced hindrance in the work environment, by improving the flow of traffic. Short construction times give the possibility of reacting quickly to impending social needs. Shortening of construction time can be achieved by many means, for example improved standardization, use of lighter and stronger structural elements, more rapid hardening of concrete or smarter construction procedures.

- Modifying and adapting structures

Activities of structural designers are gradually widening from design of new structures to upgrades of existing structures. Many buildings are partially dismantled and rebuilt to serve other functions. Many bridges are strengthened because of

deterioration or increasing traffic loads. New techniques are developed to allow more efficient adaptation, upgrading or repair.

- Diagnosis of structures

Investigation of the condition of an older structure can be a complicated task. The remaining bearing capacity should be determined taking into account of visible damage and a search for invisible defects. Monitoring equipment should be used in order to compensate lack of data. For some aspects procedures can be developed. The skill of the engineer is however indispensable.

- Codes for the future

National and International codes focus on structural safety and serviceability of new structures.

In future, other aspects will become of importance, such as life cycle design, high performance and defined performance materials, strengthening and repair of old structures, monitoring and inspection and design for low maintenance. All will demand strongly updated design recommendations.

- Underground structures

Prognoses of the migration of people in the world show, that there will be an increasing desire to live in cities. Shortage of space has led already to underground structures of various natures. A special challenge is to build in existing congested areas. Interesting recent examples can be given. On the other hand there is need for new concepts and innovative ideas in this field.

- Building in condensed areas

As an alternative for underground structures, in urban areas structures can be built beyond existing structures. In this way more multi-level cities can be created providing larger spaces for living, working and recreation. Successful first applications can be given. In order to develop multi level cities in which it will be desirable to live new and innovative ideas are challenged.

- Maintaining the cultural inheritance

Old structures, sometimes centuries old, have to be preserved in order to permanently fulfil their function as testimonies of a cultural past. Many conservation - and upgrading techniques have been developed, but their durability is often unknown.

- Developing a modern infrastructure

Developing a modern infrastructure is and will be an everlasting task for many structural engineers. New concepts for bridges and tunnels must be developed and designs prepared in sometimes difficult boundary conditions. In recent times spectacular examples of new structures may be noted. Developing innovative methods is a must.

- Innovative materials

The last decade has shown a revolutionary development of new types of concrete. After an increase of the concrete strength classes to C90/105, self-compacting concrete, ultra high strength concrete, high performance fibre concrete and the like have all attracted attention. Applications with the various new types of concrete testify their potential.

- Architectural concrete and concrete structures

The beauty of structures, and their integration in the environment, is now finally gaining recognition as a criterion for design. The involvement of architects has generally led to an enrichment of the aesthetics of structures. New concrete types, for example coloured concrete, glass concrete and even transparent concrete trigger the fantasy of designers. High demands are imposed on the quality of construction.

- Monitoring and inspection

Life cycle design requires new methods to predict durability of structures under their particular environment. The development of maintenance programs will be part of future design. It is necessary regularly to inspect or continuously monitor structures in order to record their inevitable degradation and to be able to adapt a suitable maintenance strategy. On the other hand advanced monitoring systems are necessary to investigate the condition of an existing structure, in order to take the right preservation or strengthening measures.

- Designing structure against extreme loads

Natural catastrophes unfortunately are a part of human life. Earthquakes, gas explosions, floods have taken many casualties in the recent past. Structural design should opt always to save human lives as much as possible.

- Financing

Financing of building projects is moreover a matter of private partners. Their involvement becomes more and more an essential intermediate for the realisation of projects. How do these financial oriented organisations impact the market?

- Design strategies for the future

Responsibilities in the building sector are changing. Worldwide there is a wish for transparency, diminishing the direct influence of the government during the building phase. How do we ensure that the technical knowledge necessary for construction will be continued for the future?

Further information:
www.fib2008amsterdam.nl

Modelo numérico para el análisis no lineal de secciones prefabricadas construidas evolutivamente

Numerical model for the non linear analysis of precast and sequentially constructed sections

Albert de la Fuente Antequera⁽¹⁾, Antonio Aguado de Cea⁽²⁾
Climent Molins Borrell⁽³⁾

Recibido / Received: 02/11/2007
Aceptado / Accepted: 20/12/2007

RESUMEN

En este artículo se presenta un nuevo modelo general para el análisis en el tiempo de secciones construidas evolutivamente y compuestas por varios materiales, tipo hormigón y acero, teniendo en cuenta las principales no linealidades del comportamiento de los mismos (fluencia no lineal, plastificación, abolladura...). El problema de las deformaciones diferidas del hormigón se resuelve atendiendo a un planteamiento basado en el método del coeficiente de envejecimiento aplicado *paso a paso*. Ello permite alcanzar excelentes resultados con intervalos de paso más dilatados en comparación con el método *paso a paso* aplicado de forma estricta, reduciendo los tiempos de cálculo y garantizando una mayor libertad en la duración de los intervalos de tiempo a emplear en cualquier tipo de sección.

Palabras clave: análisis seccional, fluencia y retracción, secciones evolutivas, secciones prefabricadas, secciones mixtas.

SUMMARY

In this article, a new general model for time analysis of sections composed by several materials, type concrete and steel, including the sequential process of construction and the main nonlinearities of the behaviour of the materials (nonlinear creep, yielding, buckling...) is presented. The problem of the deferred deformations of the concrete is solved by using the aging coefficient method applied step by step. This method allows reaching better results with expanded intervals of time than using the step by step method applied in a strict way. This leads to smaller times of calculation and a greater versatility in the discretization of time in any kind of section.

Key word: sectional analysis, creep and shrinkage, sequentially constructed sections, precast sections, composite sections.

⁽¹⁾ Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Doctorando del Departamento de Ingeniería de la Construcción de la UPC

⁽²⁾ Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Catedrático del Departamento de Ingeniería de la Construcción de la UPC

⁽³⁾ Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Profesor titular del Departamento de Ingeniería de la Construcción de la UPC

Persona de contacto / Corresponding author : albert.de.la.fuente@upc.es

1. INTRODUCCIÓN

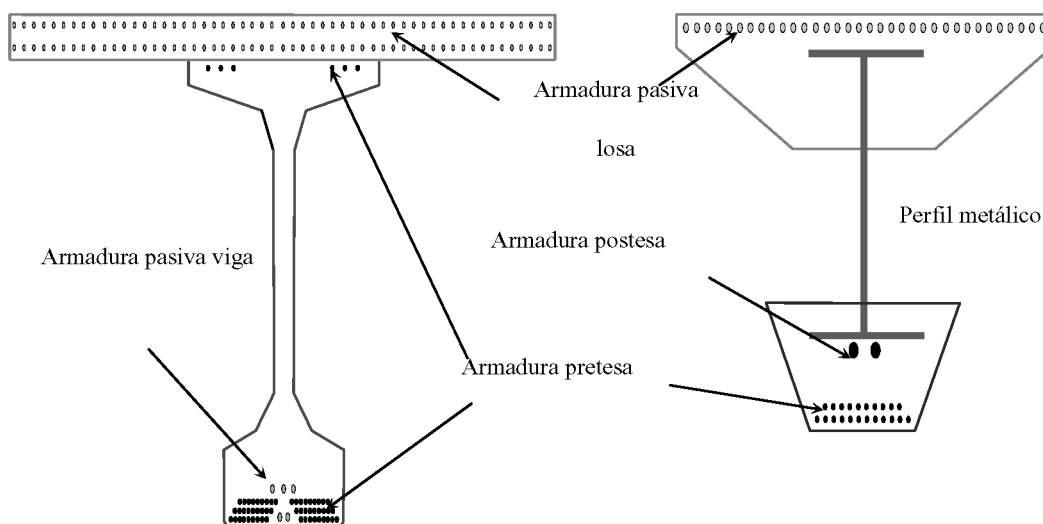
Durante los últimos años se ha comprobado que la prefabricación como alternativa para la construcción de estructuras de hormigón o mixtas es, en muchas ocasiones, la opción óptima debido a la rapidez de ejecución y la industrialización de la mayoría de los procesos que deben llevarse a cabo. Esto no solamente se cumple en obras del ámbito de la ingeniería civil sino también en el de la edificación. En éstas es frecuente el empleo de soluciones estructurales cuya sección resistente se concibe en distintos periodos de tiempo mediante la aparición de las diversas secciones parciales y cargas durante el proceso constructivo. El análisis de estas secciones es complejo, pues se está tratando con materiales de rigideces y comportamiento reológico completamente distintos, lo que da pie a fenómenos de índole diferida y redistribuciones tensionales en los tres niveles: fibra, sección y estructura; la mayoría de veces no despreciables y que conviene considerarlos tanto desde el punto de vista económico (racionalización y optimización de armado) como desde la vertiente estructural (deformabilidad vertical y/o lateral, pérdidas de pretensado, redistribución de esfuerzos...).

Dentro de todo este conjunto de secciones resulta interesante estudiar aquéllas que, por su gran componente evolutiva, su análisis no puede abordarse con los métodos manuales tradicionales. Un caso concreto lo protagonizarían las piezas prefabricadas pretensadas en taller y armadas con acero pasivo, completadas *in situ* con una losa de compresión hormigonada en una o varias fases; además, en ocasiones, todo el conjunto puede presolicitarse mediante armaduras postesas para dotarlo de una mayor rigidez a flexión y mejorar su comportamiento en servicio. O bien, secciones mixtas formadas por un perfil metálico parcial o totalmente embebido en una losa inferior de hormigón pretensada en taller que, finalmente, se completa con otra losa superior hormigonada *in situ* reforzada con acero pasivo. Por último, si las condiciones de deformabilidad impuestas por el ingeniero proyectista lo requirieran, se podrían emplear también armaduras postesas para proporcionar al conjunto mayor resistencia frente a las tracciones. En la Figura 1a y 1b se representa, de forma esquemática, una sección compuesta por dos hormigones distintos y una sección mixta hormigón y acero como las descritas, respectivamente.

La Figura 1 ilustra la dificultad que entrañan este tipo de secciones al abordar manualmente su diseño íntegro; pues, sin duda, pretender obtener las pérdidas de pretensado, verificar su idoneidad en servicio y en rotura puede ser tedioso dada las formas geométricas y configuración de materiales que se presentan, lo que se agrava sobremedida cuando la sección está fisurada o no trabaja en régimen lineal.

El diseño preciso de secciones construidas es complejo. Esta tarea implica el empleo de la metodología general *paso a paso* para resolver la ecuación integral de *Volterra* o bien, acudir a otros modelos reológicos basados en cadenas de *Kelvin* (método de *Dischinger*). No obstante, estos métodos son numéricamente costosos y requieren una inversión en tiempo por parte del ingeniero que, con las exigencias del mercado actual de la prefabricación, sólo se justifica en proyectos con procesos altamente evolutivos, que influyan enormemente en la ejecución y en la puesta en servicio de la estructura, por ejemplo en puentes en voladizos sucesivos... Por ello, en la mayoría de los casos, los modelos simplificados presentan excelentes resultados con tiempos significativamente menores, que a la postre se invierten en la entrada de datos y la interpretación de los resultados.

En este artículo se presenta un modelo de cálculo basado en *Método del Módulo de Deformación Ajustado a la Edad*¹, de aquí en adelante MMDAE, suficientemente contrastado y válido desde primeras edades hasta estados avanzados de carga dónde la respuesta de la sección es fuertemente no lineal. Para ello se ha tenido que recurrir a los modelos constitutivos adecuados para los materiales, a una formulación del fenómeno de fluencia válido para altos niveles de tensión y a una expresión del coeficiente de envejecimiento χ adecuado para cualquier edad de puesta en carga para el hormigón como los propuestos en [2].



Figuras 1a y 1b. Sección compuesta por dos hormigones y sección mixta hormigón-acero.

¹ Método inicialmente propuesto por Trost (1967) [1] bajo el principio de superposición que acepta una historia variable de tensiones y que puede evaluarse mediante la inclusión de un coeficiente de envejecimiento χ . Se le conoce también como el método de Trost-Bazant.

Todo el aparato de cálculo se ha implementado en Análisis Evolutivo de Secciones Simétricas AESS, escrito en código MATLAB, fruto de una tesina de especialidad [3] desarrollada en el departamento de Ingeniería de la Construcción de la UPC. Con éste se han llevado a cabo distintos análisis paramétricos y de sensibilidad y, en definitiva, está destinado a formar parte de una subrutina de un modelo de análisis estructural más completo.

En España ya se han presentado otros modelos de índole seccional basados en una metodología *paso a paso* como VSEC, desarrollado por M. Fernández Ruiz [2], SECSER implementado por Ll. Torres Llinàs [4] y PERD por T. Mòdol [5]. Si bien, en el que se presenta en este trabajo cabe destacar, además de la inclusión de las principales contribuciones de cada uno de ellos referentes al comportamiento de los materiales y métodos de cálculo, las siguientes aportaciones:

- El empleo de los modelos constitutivos más avanzados para caracterizar el comportamiento instantáneo y diferido de los materiales; en particular, la ecuación constitutiva del hormigón se extiende hasta los 100 MPa de resistencia característica empleando las recomendaciones recogidas en [6].
- La verificación, de forma sistemática, de los estados límite de servicio de microfisuración y fisuración en todas las etapas constructivas de la sección. Asimismo, se aborda el análisis en rotura frente a sollicitaciones normales empleando la técnica de los diagramas de interacción Flector-Axil y Momento-Curvatura.
- El cálculo de la resistencia última a cortante considerando la sección realmente existente en cada etapa, las propiedades y configuración de los materiales y las cargas de pretensado aplicadas, una vez contabilizadas las pérdidas instantáneas y diferidas obtenidas tras el análisis en el tiempo.

Lo anteriormente expuesto se complementa con una entrada de datos ágil y fácil de manejar, junto a una salida de gráfica y numérica completa que permite un análisis exhaustivo de la sección sin llevar a cabo ningún tipo de simplificación. Si bien, en este artículo se hará especial hincapié en el análisis temporal de la sección.

En primer lugar se presentan los modelos constitutivos instantáneos y diferidos de los materiales a nivel de fibra, para luego integrar su comportamiento y obtener la respuesta a nivel sección. Se detallan los criterios empleados en la discretización de la sección y de los materiales que la componen. Asimismo, se presentan las bases para el análisis en rotura frente a sollicitaciones normales y, por último, se presenta un ejemplo de aplicación.

La casuística de secciones es grande y resulta imposible abordarlas de forma general en el presente documento. Por ello, sin pérdida de rigor, se ha seleccionado una sección prefabricada tipo artesa, pretensada y postensada en taller, y completada con una losa de compresión *in situ*. Se trata de una sección compuesta de un puente de vigas isostático con alta componente evolutiva. Dicho ejemplo pone de manifiesto el potencial del algoritmo para el cálculo en servicio y en

rotura de este tipo de secciones, las ventajas del modelo gracias a su fácil manejo, su interfaz gráfica y la presentación de los resultados.

2. MODELOS CONSTITUTIVOS DE LOS MATERIALES

2.1. Hormigón

En este trabajo, igual que en otros similares [4 y 7], las deformaciones diferidas se han englobado dentro del concepto de deformaciones no mecánicas $\varepsilon_{cm}(t, t_0)$, considerando como deformaciones mecánicas $\varepsilon_{cm}(t_0)$ las producidas de forma instantánea en t_0 por una tensión originada por las cargas aplicadas.

Luego, se pueden escribir las siguientes ecuaciones:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{cm}(t_0) + \varepsilon_{cm}(t, t_0) \quad (1)$$

$$\varepsilon_{cm}(t, t_0) = \varepsilon_\phi(t, t_0) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) + \varepsilon_T \quad (2)$$

donde:

$\varepsilon_c(t)$: Deformación total en el instante t .

$\varepsilon_\phi(t, t_0)$: Deformación del hormigón por fluencia en el intervalo $t - t_0$.

$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$: Deformación del hormigón debida a la retracción entre el instante t y t_s (instante en el que se inicia la retracción).

ε_T : Deformación del hormigón debida a los efectos térmicos.

Sin embargo, las ecuaciones (1 y 2) se modifican para su empleo en el modelo de fibras de hormigón que aquí se expone.

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{cm}(t_0) + \Delta\varepsilon_c(t, t_0) \quad (3)$$

siendo:

$\Delta\varepsilon_c(t, t_0)$: Incremento de deformación del hormigón en el intervalo $t - t_0$. Este incremento incluye deformaciones de origen mecánico debidas a las redistribuciones tensionales.

Los siguientes apartados se destinan a ilustrar cómo se procede al cálculo de estas dos componentes de la deformación del hormigón.

2.1.1. Respuesta instantánea

Para caracterizar la respuesta instantánea de las fibras de hormigón comprimidas, se ha optado por emplear un diagrama tipo TTJ [8], cuya expresión es (4).

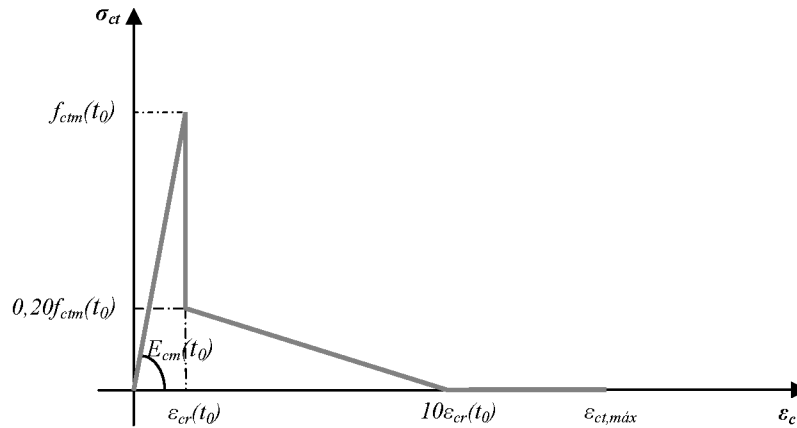


Figura 2. Diagrama constitutivo para el hormigón traccionado.

$$\sigma_c(t_0) = \frac{n \left(\frac{\varepsilon_{cm}(t_0)}{\varepsilon_c(t_0)} \right)}{(n-1) + \left(\frac{\varepsilon_{cm}(t_0)}{\varepsilon_c(t_0)} \right)^{nk}} f_{cm}(t_0) \quad (4)$$

con: $n = 0.8 + \frac{f_{cm}(t_0)}{17}$, $\varepsilon_c = \frac{f_{cm}(t_0)}{\varepsilon_{cm}(t_0)} \cdot \frac{n}{n-1}$

y $k = 0.67 + \frac{f_{cm}(t_0)}{62} \geq 1,0$

$f_{cm}(t_0)$: Resistencia media a compresión del hormigón en el instante inicial t_0 .

$E_{cm}(t_0)$: Módulo de deformación longitudinal medio del hormigón el instante inicial t_0 .

El uso de este diagrama se justifica porque reproduce de forma fiel el comportamiento en compresión de hormigones no confinados, con f_{ck} comprendidas entre los 25-100 MPa.

Para el estudio de los estados de servicio es particularmente importante la consideración de la capacidad resistente del hormigón traccionado. Para ello, se modela su comportamiento acudiendo a un diagrama como el presentado en la Figura 2.

Donde $f_{cm}(t_0)$ es la tensión media de fisuración de la fibra en el instante inicial de aplicación de la carga y $\varepsilon_{cr}(t_0)$ es la deformación de ésta para la cual se alcanza dicha tensión.

El régimen lineal instantáneo en tracción del hormigón se caracteriza empleando los parámetros $f_{cm}(t_0)$ y el módulo de deformación medio del hormigón $E_{cm}(t_0)$. Una vez superada la tensión máxima a tracción se activa el mecanismo de colaboración del hormigón traccionado entre fisuras “Tension Stiffening”, que se simula con dos tramos rectos: el primero corresponde a una pérdida instantánea de tensión del 80% para la deformación $\varepsilon_{cr}(t_0)$ y otra pérdida lineal de tensión hasta una deformación de $10\varepsilon_{cr}(t_0)$ [9] para la que el hormigón deja de trabajar a tracción. Este régimen se prolonga hasta una deformación $\varepsilon_{ct,máx}$ (apartado 3.5).

2.1.2. Respuesta diferida

– a) Estrategia empleada

El conocimiento de la respuesta diferida del hormigón pasa por la obtención del término $\Delta\varepsilon_c(t,t_0)$, que incluye término mecánico y no mecánico de las deformaciones diferidas del hormigón. Éstos se recogen en ecuación integral de *Volterra* (5), que a la vez es fruto de considerar un comportamiento viscoelástico y lineal del hormigón [10]:

$$\Delta\varepsilon_c(t,t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{cm}(t_0)} \varphi(t,t_0) + \int_{t_0}^t \frac{1+\varphi(t,\tau)}{E_{cm}(\tau)} d\sigma_c(\tau) + \varepsilon_{cs}(t,t_s) \quad (5)$$

donde:

$\sigma_c(t_0)$: Tensión en la fibra de hormigón en el instante inicial de aplicación de la carga.

$\varphi(t,t_0)$: Coeficiente de fluencia de la fibra de análisis.

$d\sigma_c(\tau)$: Evolución de la historia de tensiones en el hormigón.

Nota: En la ecuación integral (5) el coeficiente de fluencia $\varphi(t,\tau)^2$, no se refiere al módulo de deformación del hormigón a los 28 días de edad $E_{cm}(28)$, tal como se hace en el CEB - FIB y otras instrucciones que siguen su planteamiento (EHE, por ejemplo). Ello se debe a que el modelo adoptado en éstas para el coeficiente de fluencia $\varphi_{CEB}(t,\tau)$ se calibró en base a una campaña de probetas cargadas a los 28 días de edad; por ello, el uso de este modelo debe ir acompañado de un coeficiente corrector de modo que la expresión definitiva para el coeficiente $\varphi(t,\tau)$ a emplear sea:

$$\varphi(t,\tau) = \varphi_{CEB}(T,\tau) \frac{E_{cm}(\tau)}{E_{cm}(28)} \quad (6)$$

El módulo de deformación empleado $E_{cm}(\tau)$ en (5 y 6) es el secante al nivel de tensiones existente en la fibra de análisis. Si bien, cuando la tensión existente en ésta es inferior al 40%

² Para cualquier instante de tiempo comprendido entre t_0 y t .

de la resistencia media característica $f_{cm}(\tau)$, el comportamiento es lineal y, por lo tanto, el módulo a emplear es el tangente al origen. Asimismo el empleo de la ecuación constitutiva (4) para la respuesta instantánea del hormigón, como se hace en este trabajo, permite eludir hacer tal distinción entre el régimen lineal y el no lineal, conduciendo a un análisis tensional completamente continuo.

La resolución de la ecuación integral (5) conduce a la discretización directa de la misma en intervalos de tiempo tan pequeños como precisa se desee la solución, tal como se procede en los métodos *paso a paso*. Sin embargo, para el presente estudio se considera oportuno el empleo del *MMDAE*, a partir del cual se discretiza una etapa cualquiera de la siguiente forma:

$$\Delta \varepsilon_c(t, \tau_0) = \varphi(t, \tau_0) \frac{\sigma(t_0)}{E_{cm}(t_0)} + \sum_{i=1}^{npasos} \Delta \sigma_c(t, t_i) \left[\frac{1 + \chi(t, t_i) \varphi(t, t_i)}{E_{cm}(t_i)} \right] + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \tag{7}$$

La ecuación (7) distingue las siguientes componentes:

1. La deformación de fluencia debida a la carga instantánea en t_0 : $\varphi(t, t_0) \sigma_c(t_0) / E_{cm}(t_0)$.
2. La deformación de origen instantáneo debido al incremento de tensión en el intervalo: $\Delta \sigma_c(t, t_i) / E_{cm}(t_i)$.
3. La deformación de fluencia producida por el incremento de tensión en el intervalo: $\Delta \sigma_c(t, t_i) \chi(t, t_i) \varphi(t, t_i) / E_{cm}(t_i)$.
4. La deformación de retracción $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$.

El coeficiente de envejecimiento χ es un factor reductor que tiene en cuenta que el coeficiente de fluencia decrece con la edad de aplicación de la carga (envejecimiento del hormigón). De esta forma se reduce el valor de φ , que corresponde a un tiempo de la aplicación de la carga t_0 para tener en cuenta que el incremento de tensión $\Delta \sigma_c(t, t_i)$ se aplica gradualmente entre t_i y t .

La aplicación parte de una situación inicial de equilibrio para alcanzar otro estado final de equilibrio diferido, a través de tres etapas distintas. Ello se logra a través de las relaciones clásicas de equilibrio de tensiones y planeidad de deformaciones, de acuerdo con las siguientes premisas:

1ª La primera fase corresponde a dejar deformar libremente la fibra de hormigón una cantidad $\Delta \varepsilon_c^*(t, t_s)$ correspondiente a los fenómenos de la fluencia y de la retracción. Este incremento es de origen no mecánico y se aplica sin ningún tipo de coacción (sin compatibilidad entre fibras adyacentes). La ecuación (8) recoge esta deformación y se aplica en la ecuación constitutiva de la fibra de hormigón tal como se representa en la Figura 3.

$$\Delta \varepsilon_c^*(t, t_s) = \varepsilon_{cm}(t_0) \varphi(t, t_0) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \tag{8}$$

2ª En la segunda fase se modifica la ecuación constitutiva de la fibra de hormigón acorde con el módulo ajustado a la

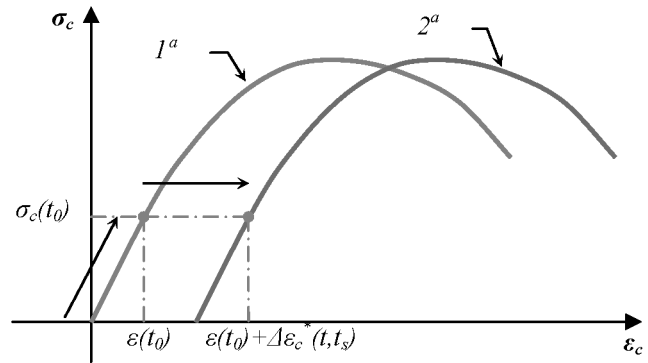


Figura 3. Deformación libre de la fibra de hormigón debida a la fluencia y a la retracción.

edad $E_{ef}(t)$, calculado según la ecuación (9), que se aplicará al incremento de tensión que se produce en el intervalo. En la Figura 4 se recoge esta etapa de cálculo.

$$E_{ef}(t) = \frac{E_{cm}(t_0)}{1 + \chi(t, t_0) \varphi(t, t_0)} \tag{9}$$

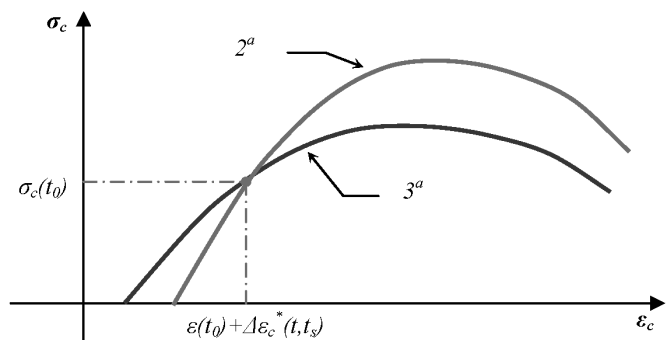


Figura 4. Aplicación del módulo de deformación longitudinal ajustado a la edad.

3ª La tercera y última fase consiste en imponer las condiciones de compatibilidad entre las fibras de toda la sección, teniendo en cuenta el módulo de rigidez ajustado a la edad de cada fibra que se ha calculado en la segunda fase. La ecuación constitutiva del hormigón en esta etapa se modifica de la siguiente forma para hallar las tensiones en el estado diferido, resultando la ecuación (10).

$$\sigma_c = \sigma_c(\varepsilon_c(t) + \chi(t, t_0) \varphi(t, t_0) \varepsilon_{cm}(t_0) - \Delta \varepsilon_c^*(t, t_s)) \tag{10}$$

Esta ecuación consiste en una traslación del origen de coordenadas de la ecuación constitutiva del hormigón para poder tener en cuenta, a la vez, las tres etapas descritas en un solo proceso iterativo de cálculo. De este modo se alcanza un óptimo entre número de operaciones a realizar y tiempo de cálculo, lo que permite discretizar las etapas de cálculo en un mayor número de intervalos para alcanzar una mayor precisión.

En la Figura 5 se muestra el último paso a seguir para completar el procedimiento de cálculo de la respuesta diferida de la fibra de hormigón:

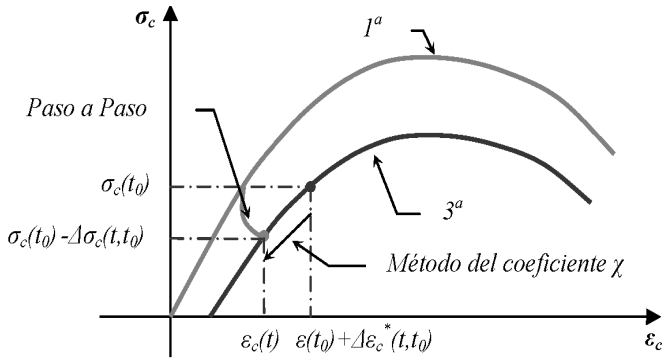


Figura 5. Imposición de compatibilidad entre fibras adyacentes.

Si se ha elegido el coeficiente de envejecimiento χ adecuado, el estado tensional al final del intervalo de cálculo coincide con el obtenido mediante el método paso a paso.

– b) Formulación del coeficiente de envejecimiento χ

La principal ventaja del método del coeficiente de envejecimiento radica en que dicho coeficiente prácticamente no varía en función de la tensión. De hecho, en algunos casos, como el de la relajación pura, es independiente de la tensión. Este coeficiente se puede calcular de forma suficientemente aproximada a partir de algunos modelos ya publicados por el CEB-FIB o por el GEHO [12]. El CEB-FIB propone un valor de χ sólo para largo plazo mientras que el GEHO lo propone exclusivamente para edades tempranas. En este trabajo se emplea la formulación propuesta en [2], dónde se ajusta el valor del coeficiente χ a partir de la expresión propuesta en el CEB-FIB para largo plazo y, para edades tempranas, se adopta un valor de 0,90. Ello conduce a resultados suficientemente realistas para cualquier tipo de hormigón en estas circunstancias. Por lo tanto, considerando una transición lineal se obtiene una expresión (11) directa de evaluar para el coeficiente de envejecimiento χ .

$$\chi(t, t_0) = 0,90 + \left(\frac{\sqrt{t_0}}{1 + \sqrt{t_0}} - 0,90 \right) \frac{t - t_0}{t} \quad (11)$$

Si la fibra está sometida a altas tensiones, suficientes para provocar fluencia no lineal, el coeficiente de envejecimiento debe corregirse adecuadamente para contemplar dicho fenómeno. En [2] se ha realizado un estudio detallado del fenómeno y se ha logrado ajustar, en base a un modelo parametrizado en el que se han variado los distintos parámetros involucrados en el coeficiente de fluencia, una expresión para la evaluación del coeficiente de envejecimiento no lineal χ_{nlin} para análisis a largo plazo (12):

$$\chi_{nlin} \left(\frac{\sigma_c(t_0)}{f_{cm}(t_0)}, t_\infty, t_0 \right) = \frac{\sqrt{t_0}}{1 + \sqrt{t_0}} \left(1 - 100 \left(\frac{\sigma_c(t_0)}{f_{cm}(t_0)} - 1 \right) \right) \quad (12)$$

– c) Concepto de tiempo equivalente

Las tensiones internas causadas por las deformaciones diferidas que experimenta el hormigón se producen de forma gra-

dual en el intervalo de tiempo considerado y no al principio o al final de dicho intervalo. Por esta razón, este incremento de la tensión $\Delta\sigma_c(t, t_0)$ debe ser aplicado en un instante equivalente t_{eq} tal que se desarrolle únicamente χ veces la fluencia total desde el comienzo del proceso. De esta forma, se procede análogamente a un método *paso a paso*, con un gran paso efectuado en el instante adecuado (Figura 6).

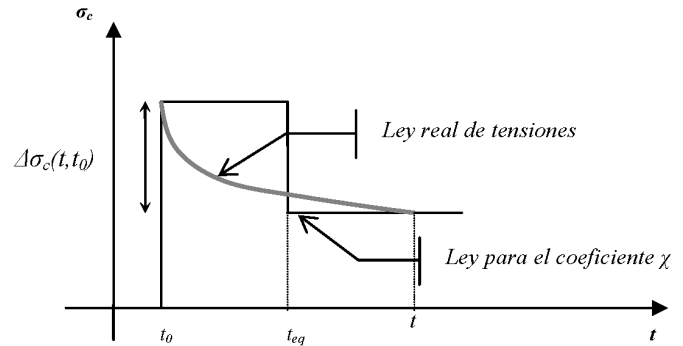


Figura 6. Escalón de tensiones empleado para aproximar la ley de tensiones real.

El tiempo equivalente t_{eq} se calcula resolviendo la ecuación no lineal (13).

$$\frac{1}{E_{cm}(t_0)} \left(1 + \chi(t, t_0) \varphi(t, t_0) \right) = \frac{1}{E_{cm}(t_{eq})} \left(1 + \varphi(t, t_{eq}) \right) \quad (13)$$

– d) Fluencia a altas tensiones

En la mayoría de las estructuras del ámbito de la ingeniería civil se cumple que las tensiones del hormigón, en servicio, no superan el 40% de la resistencia media del hormigón (f_{cm}), donde el comportamiento del hormigón es prácticamente lineal y es posible aplicar el principio de superposición. Sin embargo, en casos de transferencia de la fuerza de pretensado en edades tempranas, pueden desarrollarse tensiones superiores a dicho valor.

Para poder abordar el análisis evolutivo del hormigón sometido a tensiones superiores al 40% de su resistencia media, debe modificarse la predicción lineal del coeficiente de fluencia $\varphi(t, t_0)$. Para ello se emplea la expresión (14) propuesta en [13].

$$\varphi_{nlin} \left(t, t_0, \frac{\sigma(t_0)}{f_{cm}(t_0)} \right) = \left(1 + 2 \left(\frac{\sigma(t_0)}{f_{cm}(t_0)} \right)^4 \right) \varphi(t, t_0) \quad (14)$$

$\varphi_{nlin} \left(t, t_0, \frac{\sigma}{f_{cm}} \right)$: Coeficiente de fluencia no lineal.

2.2. Armadura activa

2.2.1. Comportamiento instantáneo

Existen diferentes propuestas para la modelización de la curva tensión – deformación para la armadura activa. De entre ellas, se emplea la formulación de Ramberg-Osgood debido a

su buen ajuste con los resultados experimentales, la sencillez analítica de su expresión y por no ser una función definida por intervalos. Dicha curva adopta la siguiente expresión:

$$\sigma_p = E_p \varepsilon_p \left(A + \frac{1-A}{\left[1 + (B\varepsilon_p)^C \right]^{\frac{1}{C}}} \right) \leq f_{pu} \quad (15)$$

donde:

E_p : Módulo de deformación del acero activo.

ε_p : La deformación del acero activo.

f_{pu} : La tensión última del acero activo.

Los valores usuales de A , B y C son 0,025, 118,0 y 10,0 respectivamente.

2.2.2. Comportamiento diferido. Pérdidas de fuerza de pretensado

Para el cálculo de la pérdida de tensión de las armaduras activas por relajación, se considera el modelo clásico logarítmico

recogido en la actual instrucción EHE [14] y empleado por otros autores en sus modelos de análisis estructural, como en [15].

Por otra parte, al tratarse de un modelo de análisis fibra a fibra en el tiempo, que tiene en cuenta el pretensado como una deformación impuesta que produce unas tensiones internamente autoequilibradas, se deberán formalizar las bases empleadas para el cálculo de pérdidas de pretensado, tal como se entienden en este trabajo, así como cada término que las componen.

El proceso seguido para el cálculo de las pérdidas de pretensado, tanto instantáneas como diferidas, se muestra en las Figuras 7 y 8, respectivamente.

El algoritmo de la Figura 7 también es válido para las pérdidas en las armaduras postesas; bastaría con añadir el término referente a pérdidas por rozamiento y sumar todas las pérdidas.

En base a las Figuras 7 y 8 se desprende que:

1. Se distingue entre pérdidas instantáneas (iniciales) y diferidas. Las primeras se deben al acortamiento instantáneo al transferir y a la penetración de cuñas. En cambio, las segundas son las producidas por la relajación del mismo acero activo y a la propia reología del hormigón. Si bien, la relajación

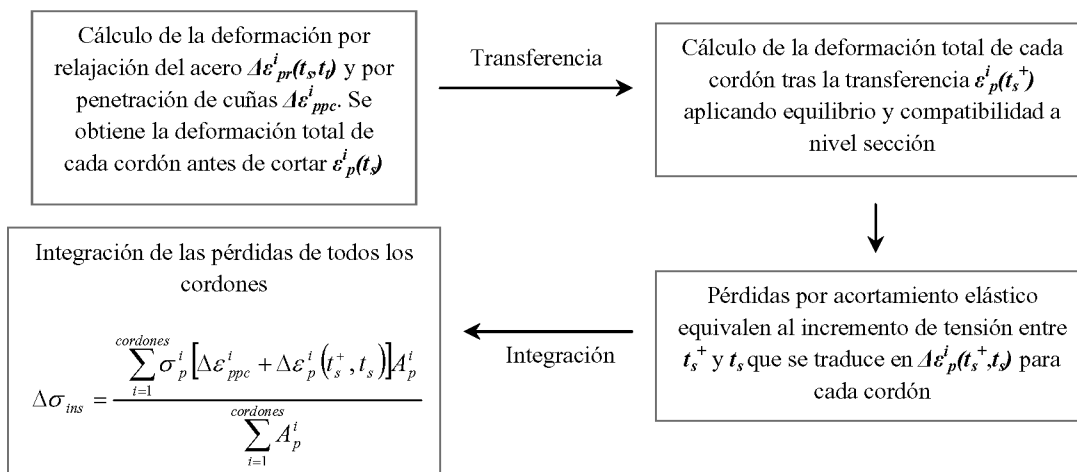


Figura 7. Algoritmo empleado para el cálculo de pérdidas instantáneas de fuerza de pretensado en el acero activo.

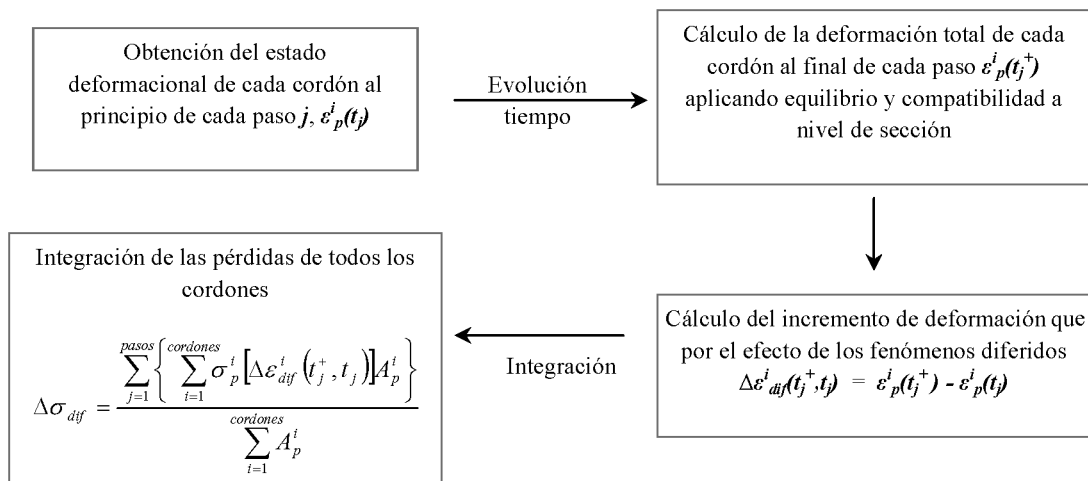


Figura 8. Algoritmo empleado para el cálculo de pérdidas diferidas de pretensado.

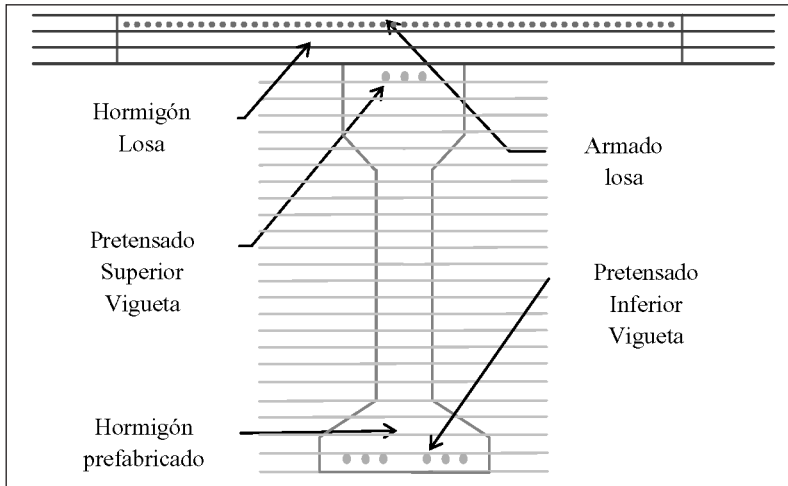


Figura 9. Ejemplo de discretización de una sección compuesta por dos hormigones.

del acero activo empieza a desarrollarse desde el momento del tesado del elemento de tensión.

2. El modelo considera el comportamiento de cada unidad de tensión independientemente entre sí (sin considerar un elemento de tensión equivalente), con lo que se obtiene una deformación total en cada capa de pretensado. Sin embargo, el algoritmo discierne entre deformación mecánica y deformación no mecánica; ésta última es la que debe entenderse como pérdida diferida de la fuerza de pretensado en el tiempo, añadiendo, al total, las de naturaleza instantánea que, en este caso, si que tienen un origen tensional y se obtienen en la etapa inicial de transferencia.

2.3. Armadura pasiva

La armadura pasiva está embebida en el hormigón e interactúa con él en el proceso evolutivo, de modo que hay compatibilidad entre las deformaciones del acero y del hormigón que le rodea ya que se considera que la adherencia es perfecta y no se producen deslizamientos relativos. Por ello, basta con considerar su comportamiento instantáneo ya que no sufre fenómenos diferidos intrínsecos, sino que se limita a

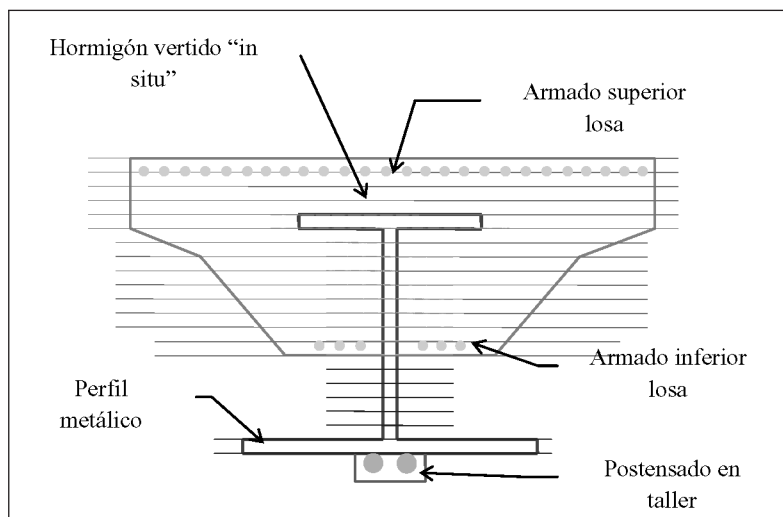


Figura 10. Ejemplo de discretización de una sección mixta hormigón-acero pretensada.

deformarse junto con el hormigón y asimilar las tensiones que migran del hormigón fruto de las redistribuciones tensionales que hay a nivel seccional.

Tanto para compresión como en tracción se ha optado por emplear un modelo elástico perfectamente plástico sin considerar el posible endurecimiento por deformación.

2.4. Acero estructural

El modelo empleado para el acero estructural de perfiles metálicos responde a un diagrama de tipo trilineal elastoplástico sin endurecimiento. El mismo se modifica adecuadamente para tener en cuenta el posible desarrollo de inestabilidad por abolladura del panel comprimido.

3. MODELO PARA EL ANÁLISIS DE SECCIONES

3.1. Consideraciones generales

El modelo de análisis seccional por fibras que se ha empleado en este estudio verifica las siguientes hipótesis:

- Las secciones inicialmente planas antes de ser sometidas a una acción, continúan siendo planas después de la aplicación de una carga o de una deformación impuesta.
- Las deformaciones originadas por las tensiones tangenciales son despreciables. En consecuencia, no se han considerado.
- Adherencia perfecta entre los materiales que constituyen la sección. Ello es aplicable a distintas tipologías de armaduras (después de la inyección en el caso de cables postesados adherentes) y a secciones construidas evolutivamente, ya sea añadiendo hormigones u otros materiales.
- Los esfuerzos se aplican en un plano de simetría de la sección, originándose una situación de flexocompresión recta.

3.2. Convenio de signos. Idealización de la sección

La sección de estudio se discretiza en capas paralelas entre sí y perpendiculares al eje de simetría. Las capas están compuestas exclusivamente de un solo material, aunque se pueden superponer diversas capas para representar distintos materiales situados en la misma ordenada. Por otro lado, existe la posibilidad de modelar armaduras y refuerzos externos como capas sin grosor. Asimismo, la sección se analiza tomando como eje de referencia la fibra inferior de la sección, independizándose así el análisis de la posible variación del baricentro con el tiempo. Todo ello permite simular la construcción evolutiva de secciones compuestas por varios hormigones o mixtas de hormigón y acero.

En las Figuras 9 y 10 se muestran ejemplos de discretización de secciones constituidas por diversos materiales. Si bien, se han escogido estos ejemplos por su gran componente evolutiva, pues el modelo es general y puede abordar piezas con solamente una sección parcial compuesta por un solo hormigón y/o acero (pilares, vigas sin losa, perfiles metálicos...).

El convenio de signos empleado para la idealización de la sección es el siguiente:

- Los flectores que comprimen la fibra superior de la sección son los positivos.
- Los axiles que comprimen la sección son los positivos.
- Las deformaciones que provocan tensiones de tracción son positivas.

3.3. Equilibrio y Compatibilidad

El *equilibrio* entre las tensiones de la sección discretizada en filamentos paralelos entre sí, las armaduras en puntos, y los esfuerzos externos se obtiene de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$N \approx \sum_{i=1}^{bandas} \sigma_{c,i} A_{c,i} + \sum_{i=1}^{pret} \sigma_{pret,i} A_{pret,i} + \sum_{i=1}^{pas} \sigma_{pas,i} A_{pas,i} + \sum_{i=1}^{estr} \sigma_{estr,i} A_{estr,i} + \sum_{i=1}^{estr} \sigma_{estr,i} A_{estr,i} \tag{16}$$

$$M \approx \sum_{i=1}^{bandas} y_{c,i} \sigma_{c,i} A_{c,i} + \sum_{i=1}^{pret} y_{pret,i} \sigma_{pret,i} A_{pret,i} + \sum_{i=1}^{pas} y_{pas,i} \sigma_{pas,i} A_{pas,i} + \sum_{i=1}^{estr} y_{estr,i} \sigma_{estr,i} A_{estr,i} \tag{17}$$

donde:

- N : Axil externo aplicado.
- M : Momento externo aplicado.
- $\sigma_{c,i}$: Tensión en la fibra i – ésima de hormigón.
- $A_{c,i}$: Área relativa a la fibra i – ésima de hormigón.
- $y_{c,i}$: Altura del centro de gravedad del área relativa a la fibra i – ésima de hormigón.
- $\sigma_{pret,i}$: Tensión en la capa i – ésima de acero activo.
- $A_{pret,i}$: Área total de la capa i – ésima de acero activo.
- $y_{pret,i}$: Altura del centro de gravedad de la capa i – ésima de acero activo.
- $\sigma_{pas,i}$: Tensión en la capa i – ésima de acero pasivo.
- $A_{pas,i}$: Área total de la capa i – ésima de pasivo activo.
- $y_{pas,i}$: Altura del centro de gravedad de la capa i – ésima de acero pasivo.
- $\sigma_{estr,i}$: Tensión en la fibra i – ésima de acero de perfiles metálicos.

$A_{estr,i}$: Área total de la fibra i – ésima de acero de perfiles metálicos.

$y_{estr,i}$: Altura del centro de gravedad de la fibra i – ésima de acero de perfiles metálicos.

La *compatibilidad*, se expresa analíticamente en la ecuación (18).

$$\epsilon(y) = \epsilon_0 + \frac{1}{r} y \tag{18}$$

donde:

- y : Es la distancia considerada a la fibra de referencia.
- ϵ_0 : Es la deformación en la fibra de referencia.
- $1/r$: Es la curvatura de la sección parcial considerada.

3.4. Discretización del tiempo

La discretización del tiempo se ha llevado a cabo definiendo una serie de etapas, las cuales representan instantes en los que se aplica alguna acción externa o simplemente hay un cambio en las condiciones de vinculación.

Entre las distintas etapas se calculan los efectos que los fenómenos diferidos causan a la sección empleando el MMDAE; de este modo, se obtienen las nuevas distribuciones tensionales y de deformaciones en la sección al inicio y al final de cada etapa considerada. De forma general, el modelo de análisis de secciones distingue las siguientes etapas:

1. *Transferencia* del pretensado y aplicación del peso propio.
2. *Hormigonado* de la losa.
3. *Tesado* de los tendones de armadura *postesa* e *inyección* de las vainas.
4. Aparición de las *cargas muertas*.
5. *Descimbrado* de la estructura.
6. Aparición de las *sobrecargas a corto y largo plazo*.

Todos estos tiempos característicos pueden combinarse de distintos modos según el proceso constructivo adoptado para la estructura en cuestión, las cargas y los requerimientos establecidos.

Para efectuar la discretización de las etapas en un método paso a paso existen varias propuestas. En el Boletín 142 del CEB [16] se propone la ecuación (19), que permite obtener el valor final de cada paso t_i con respecto al instante inicial t_0 en el que se modifica alguna condición de contorno. Lógicamente, en cada etapa debe reiniciarse la discretización tomando el origen de tiempo en el inicio de la misma t_0 .

$$t_i - t_0 = 10^{1/m} (t_{i-1} - t_0) \tag{19}$$

3.5. Deformaciones máximas. Diagramas de interacción

El modelo de cálculo presentado para el análisis seccional se ha empleado también para la construcción de diagramas de interacción. En éstos se ha tenido en cuenta los coeficientes de minoración de las resistencias y las leyes constitutivas de los materiales para realizar la comprobación de los estados límite último frente a solicitaciones normales. Para ello, ha sido necesaria la definición de pivotes de agotamiento acordes con la RPX-95 [17] más una serie de criterios propios que se exponen a continuación:

- *Hormigón en compresión.* Deformación máxima -3,5? en flexocompresión y del -2,0‰ para la compresión pura. La deformación del hormigón en tracción sin armadura $\varepsilon_{ct,max}$ no se define en la RPX-95 ni en la actual instrucción EHE por lo que se adopta un valor de 10,0‰.
- *Acero estructural en compresión.* Deformación máxima $-1,2\varepsilon_y$ si existe la posibilidad de abolladura (sección esbelta) siendo ε_y la deformación asociada al límite elástico, y -10,0‰ en caso contrario (sección compacta).
- *Acero estructural en tracción.* Se acepta una deformación máxima de $5\varepsilon_y$.
- *Acero pasivo y activo.* En tracción se adopta un 10,0‰ como deformación máxima, mientras que en compresión, al estar embebido en el hormigón, será éste quien sea limitativo.

4. SECCIÓN DE PUENTE PREFABRICADO DE VIGAS ISOSTÁTICO CONSTRUIDO EVOLUTIVAMENTE

4.1. Introducción

El ejemplo de aplicación trata de una sección compuesta por dos hormigones distintos: una parte prefabricada y pretensada en taller, a la cual se le aplica un postensado posterior para aumentar su rigidez y hacer frente a las tracciones que la solicitan, y otra constituida por una losa de compresión completada in situ. La puesta en obra de dicha losa se considerará de forma (a) apeada y (b) no apeada, ambas hormigonadas en una sola fase. Se compararán y analizarán los resultados de la sección final desde sus primeras horas de vida hasta la rotura de la misma. Se ha seleccionado este ejemplo porque ha sido usado anteriormente en [7] utilizando otro modelo de análisis evolutivo basado en el método *paso a paso* para resolver la integral de *Volterra*.

Es objeto de este ejemplo obtener, en función de la variable temporal, los siguientes resultados:

- El estado tensodeformacional de los materiales, con o sin el apeo de la viga prefabricada, y conocer las pérdidas de pretensado a corto y a largo plazo suponiendo que se cortan los cordones a una edad temprana (3días) o a una edad superior, en la que el hormigón alcanza una resistencia cercana a la contractual de proyecto (6 días).
- El momento de fisuración y descompresión de la sección compuesta atendiendo al proceso constructivo empleado.

- La respuesta última de la sección frente a solicitaciones normales comparando los valores obtenidos por el diagrama de interacción y el diagrama momento-curvatura de la sección, y, analizando las diferencias que presenten ambas respuestas.
- Se estudian tres casos distintos que se diferencian entre sí por alguno de los procesos constructivos que intervienen en la concepción de la sección transversal:

Caso 1: En primer lugar se analiza un caso que pudiera considerarse “estándar” o de referencia, en el cual, tomando como origen de tiempos en el tesado de la armadura en bancada, se hormigona la viga al día siguiente; cinco días después (día 6) se transfiere el pretensado a la viga, y dos días más tarde (día 8) se efectúa el postesado de la misma, inyectándose la vaina al día siguiente (día 9). Una vez transportada la viga a obra y colocada en su posición sobre el puente, el (día 60) se hormigona la losa de compresión en una sola fase, sin estar la viga apeada. Al cabo de un mes aproximadamente (día 90) se considera que actúan las cargas muertas (pavimento, aceras, barandillas...). A partir de ahí se deja fluir el puente con estas cargas hasta los (20.000 días), en los que se le aplican las sobrecargas, se calculan las pérdidas de pretensado y la capacidad resistente de la sección en su configuración final.

Caso 2: El segundo caso difiere del caso de referencia en que se considera una edad de transferencia del pretensado de (3 días) con una configuración no apeada de la viga durante el hormigonado de la losa.

Caso 3: El tercer caso consiste en resolver el problema suponiendo el apeo total de la estructura durante la ejecución de la losa de compresión y que el corte de los cordones de pretensado es a los (6 días). El resto de actuaciones sobre la sección se aplican a la misma edad y con las mismas cargas que el caso de referencia.

4.2. Datos para el análisis de la sección

Se trata de un puente de trazado recto, de 12,0 m de anchura total y 29,78 m de luz, cuya sección transversal está constituida por tres vigas artesas, de 1,10 m de canto y 2,80 m de anchura superior, separadas 4,6 m entre ejes y unidas superiormente por una losa de compresión de 0,25 m de espesor. Se realiza el análisis seccional de la viga central, con la parte correspondiente de losa.

En la Figura 11 se acotan los valores más significativos de la geometría de la sección del ejemplo con su armado activo y pasivo. En la Tabla 1 se recogen los parámetros constitutivos de los materiales de la sección.

En la Tabla 2 aparecen las distintas edades (tiempos) y cargas actuantes (momentos) empleados para el análisis en cada situación constructiva.

4.3. Presentación de los resultados del análisis evolutivo

En cuanto a los resultados más significativos cabe destacar la evolución de las tensiones en las fibras extremas de la

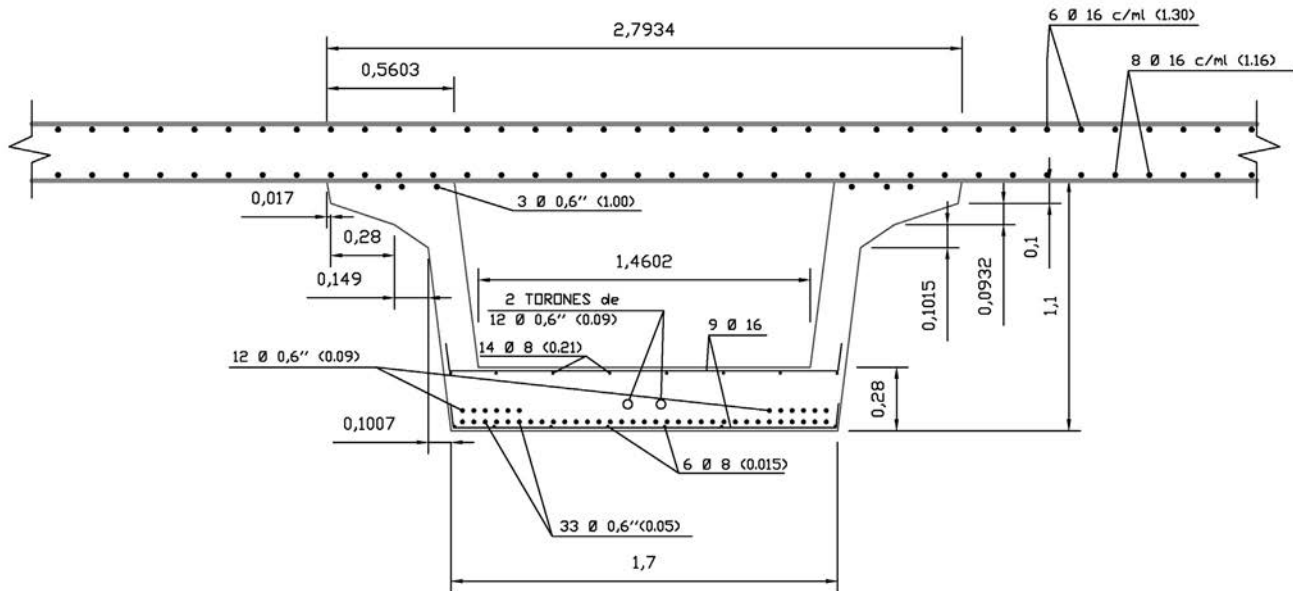


Figura 11. Sección empleada en el análisis.

Tabla 1. Propiedades de los materiales

Materiales	
Hormigón viga	$f_{ck} = 42,5$ MPa
Hormigón losa	$f_{ck} = 25$ MPa
Acero activo	1.700/1.900 MPa
Tensión de tesado	1.400 MPa
Módulo elástico cordones	200 GPa
Relajación a las 1000 h	2%
Relajación a 1.000.000 h	6%
Humedad relativa	60%

Tabla 2. Tiempos característicos y momentos externos actuantes (acumulados)

	Configuración no apeada		Configuración apeada	
	Tiempos (días)	Momento (KNm)	Tiempos (días)	Momento (KNm)
<i>Transferencia Pretensado</i>	3/6		6	
<i>Postesado</i>	8	2.625,7	8	2.625,7
<i>Inyección de la vaina</i>	9		9	
<i>Hormigonado losa</i>	60	5.815,2	60	
<i>Descimbrado</i>	-	-	75	5.815,2
<i>Cargas muertas</i>	90	7.211,4	90	7.211,4
<i>Sobrecarga a largo</i>	20.000	11.135,5	20.000	11.135,5

viga para los distintos casos analizados plasmadas en la Figura 12.

Bajo la configuración no apeada de la losa, la viga trabaja a niveles de tensión de compresión razonables, dándose el valor máximo de ésta, -22,3 MPa, en la fibra superior de la misma al hormigonar la losa. Sin embargo, la relación $\sigma_c / f_{cm,j}$ máxima se da en la fibra inferior de la viga al postesar la misma; ello provoca la evolución de deformaciones por fluencia no lineal ($\sigma_c / f_{cm,j} > 0,40$). Es en estos casos, en los que considerar dicho fenómeno con una formulación como la propuesta en este trabajo tiene especial interés; sobretodo a lo que se refiere al cálculo de pérdidas de pretensado. No se prevé la aparición de microfisuras por compresión ya que no se supera el valor límite normalmente considerado como umbral ($\sigma_c / f_{ck,j} = 0,59 < 0,60$), con $f_{ck,j}$ de -32,1 MPa a los 8 días.

Las tracciones en la fibra inferior de la viga son similares en los tres casos, siendo mayores a largo plazo cuando se transfiere el pretensado a los 3 días (3,0 MPa), lo que se debe

a una mayor pérdida por acortamiento elástico, ya que el hormigón tiene un menor módulo de deformación E_c que en el resto de casos (transferencia a los 6 días) y se acorta más. Sin embargo, tampoco debe temerse por la fisuración de la fibra inferior del hormigón, pues se estima una resistencia a tracción a los 20.000 días de 4,0 MPa.

En la Tabla 3 se recogen las tensiones de la fibra inferior de la viga tras la transferencia del postesado para el caso de referencia y en el instante de aplicación de la sobrecarga a largo plazo en la situación apeada. Las mismas se comparan con las obtenidas por el modelo propuesto por Marí et al. [7].

Tabla 3. Tensión en la fibra inferior de la viga al postesar

	PERD	AESS
σ_{inf} tras postesado (MPa)	-19,7	-19,1
σ_{inf} tras sobrecarga (MPa)	0,9	1,0

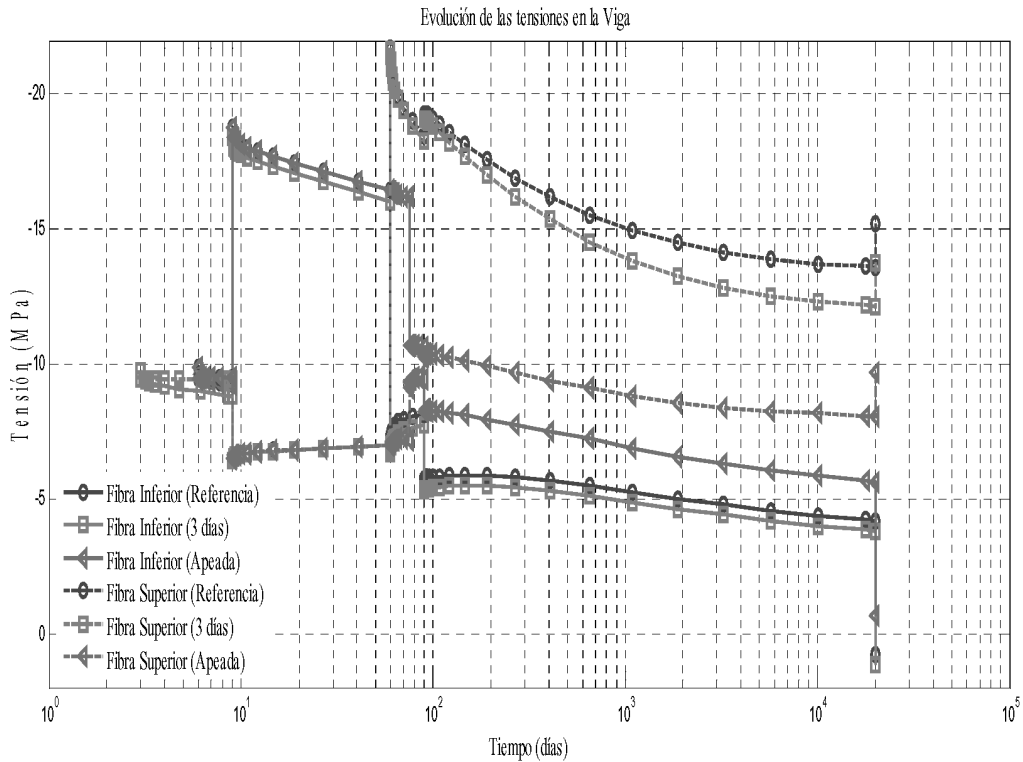


Figura 12. Representación de la evolución de las tensiones en las fibras extremas de la viga.

A la luz de los resultados, se observa que la diferencia entre ambos valores es del 3,1%, para la tensión tras la transferencia del postesado y del 11,0% tras la aplicación de la sobrecarga, lo que es debido al uso de distintos modelos para simular el comportamiento reológico del hormigón y distintos parámetros de endurecimiento para obtener el módulo de deformación del hormigón con el tiempo. Si bien, a efectos prácticos, en ninguno de los dos casos se produce la microfisuración del hormigón por compresión ni la fisuración por tracción de la fibra inferior de la sección.

Con la configuración no apeada de la estructura la losa trabaja a niveles de compresión relativamente bajos, como se muestra en la Figura 13

Las únicas tensiones que debe soportar la losa son las debidas al arrastre por fluencia de la viga prefabricada, la coacción que ejercen las armaduras pasivas a la libre deformación por retracción y fluencia de la losa y, por último, las carga muertas. No obstante, éstas últimas ya se aplican sobre la sección compuesta (caso no apeado). No sucede lo mismo en el caso

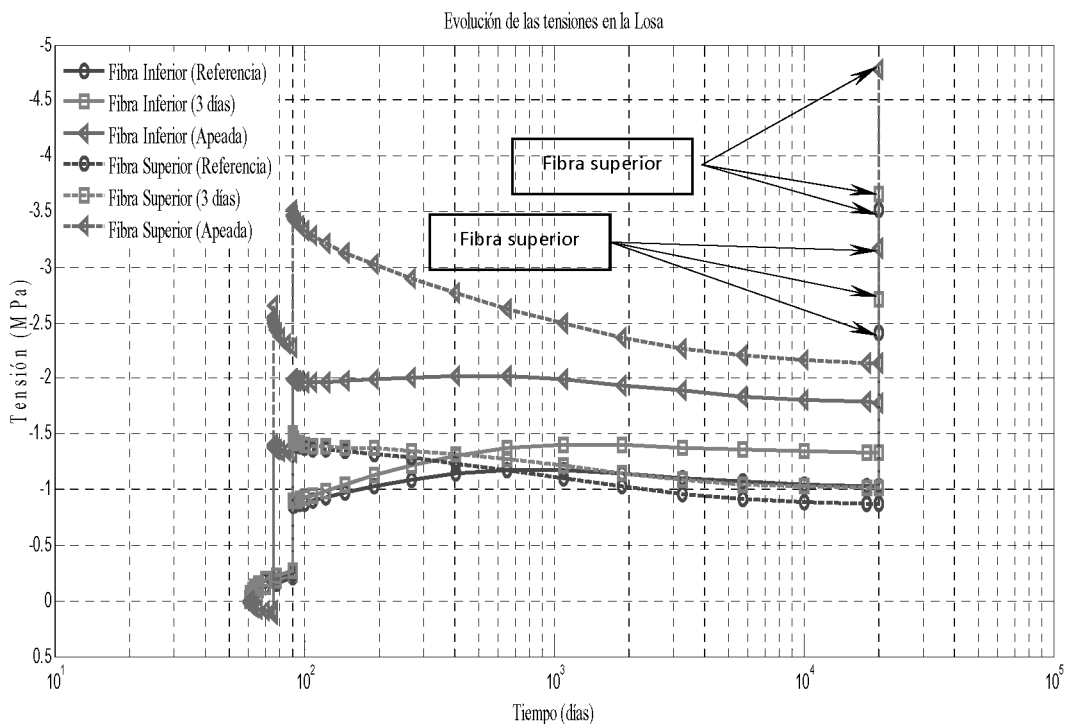


Figura 13. Evolución de las tensiones en las fibras extremas de la losa.

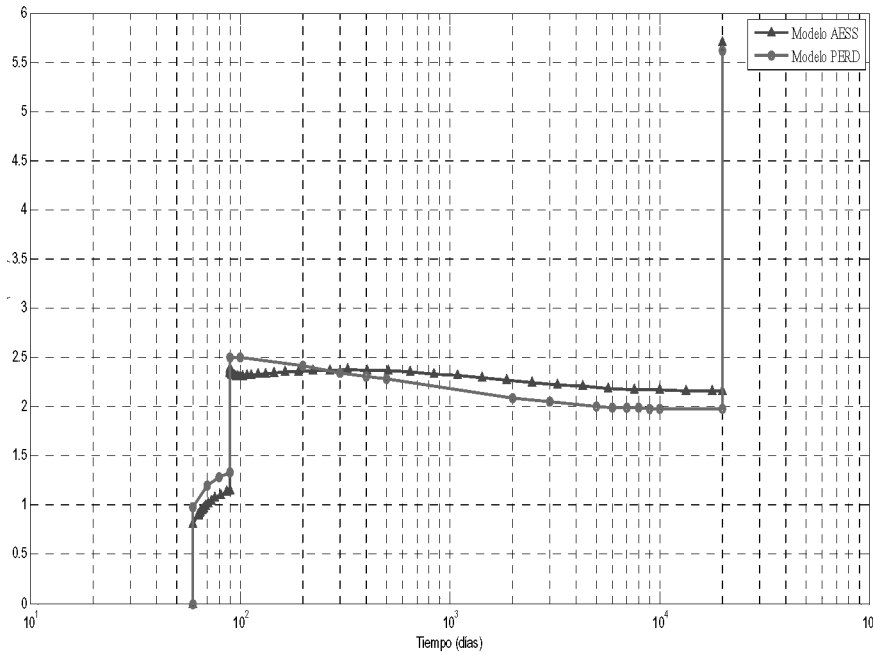


Figura 14. Ley de tensiones de la fibra superior de la losa según el modelo considerado.

apeado, donde, además de las cargas anteriormente mencionadas, actuaría el peso propio de la losa sobre la sección compuesta, provocando mayores tensiones de compresión en las fibras extremas de ésta respecto a la configuración no apeada.

Tras la ejecución de la losa, bajo la configuración apeada, se generan unas tensiones de tracción de hasta 0,2 MPa antes de retirar las cimbras. Ello se debería al impedimento que ejercen las armaduras de la losa a la libre deformación por retracción de la misma; si bien, también podría considerarse el efecto del encofrado de fondo, que no se tiene en cuenta en este modelo y que también conduciría a un aumento de estas tensiones de tracción y, por lo tanto, existiría una probabilidad no nula de fisuración de la losa.

En la Figura 14 se recoge la ley tensión-tiempo de la fibra

superior de la losa para el caso de referencia atendiendo al modelo AESS y al modelo PERD.

Nótese que tras la aparición de las cargas muertas ambas leyes de tensión parecen tener una tendencia ligeramente distinta, aunque los valores de las tensiones no diverjan en más de 0,5 MPa. Ello se debe a las leyes de fluencia y retracción adoptadas en cada modelo, así como al esquema adoptado para la resolución del problema temporal (paso a paso en PERD y paso a paso con coeficiente de envejecimiento para AESS). Si bien, ambas tendencias tienden a converger a largo plazo, dando tensiones prácticamente iguales al aplicar la sobrecarga a largo plazo.

Las armaduras pasivas embebidas en la viga (Figura 15) se comprimen a partir de la transferencia del pretensado.

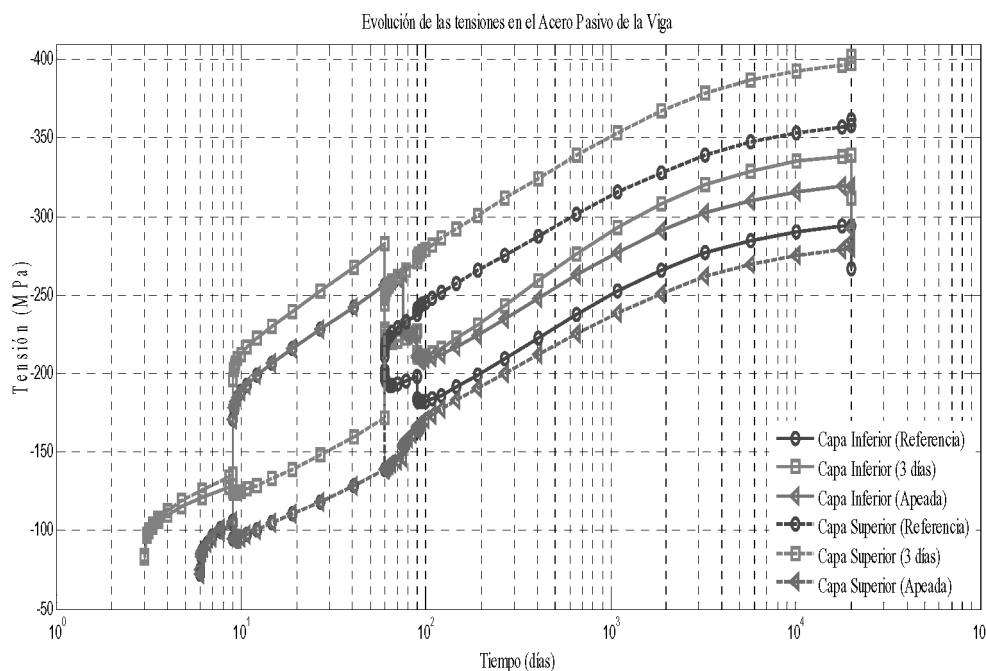


Figura 15. Evolución de las tensiones en las capas extremas de armadura pasiva de la viga.

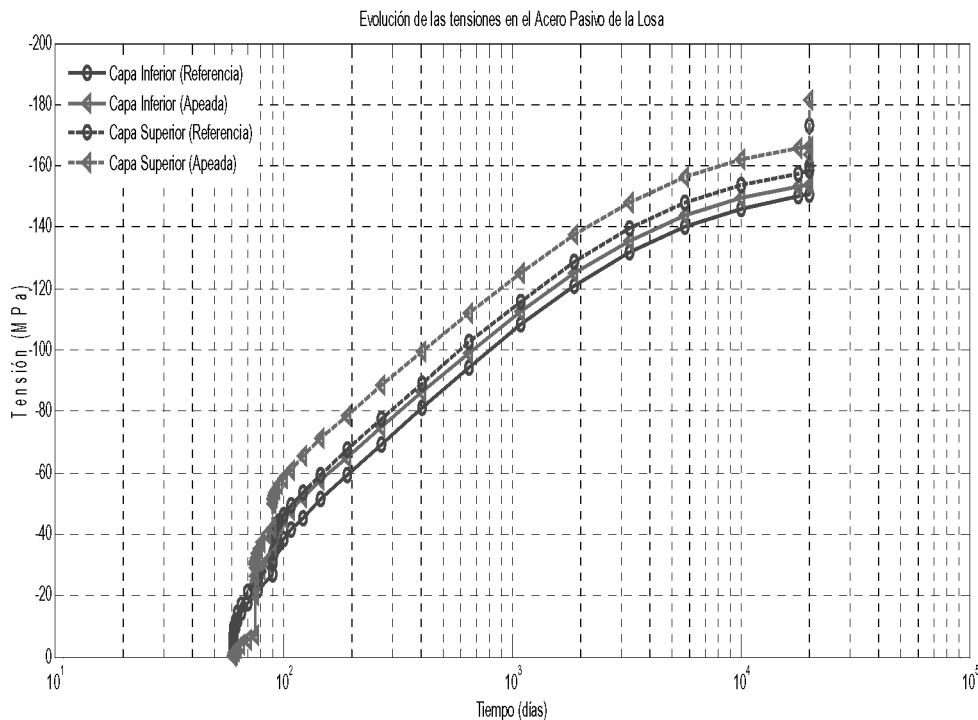


Figura 16. Evolución de las tensiones en las capas extremas de armadura pasiva de la losa.⁴

Tabla 4. Tensiones a largo plazo en MPa para la capa inferior de acero de pretensado

	Referencia	Transferencia 3 días	Viga apeada
Armadura pretesa inferior ($\sigma_{po} = 1400$ MPa)	1.039,9 (-25,7%)	1.001,9 (-28,4%)	1.017,5 (-27,3%)

Además, deben absorber tanto las tensiones que migran del hormigón de la viga por la coacción que ejercen a la deformación por sus fenómenos reológicos como por las tensiones que se redistribuyen entre éste y la losa.

Las tensiones de compresión del acero pasivo son superiores en el caso de transferencia a los 3 días; pues, el acortamiento de la viga es superior y las deformaciones por fluencia que se desarrollan posteriormente, también. Además, el peso propio de la losa recae, exclusivamente, sobre la viga prefabricada. En este caso, la capa superior se comprime desde los -211,7 MPa tras cargar la losa de compresión, hasta los -358,5 MPa antes de aplicar la sobrecarga a largo plazo. En cambio, en el caso apeado, al trabajar conjuntamente la sección compuesta, estas tensiones son de -138,5 MPa tras ejecutar la losa y de -278,7 antes de aplicar la sobrecarga.

Lo mismo sucede con las armaduras pasivas de la losa (Figura 16)³, si bien, éstas no se comprimen al mismo nivel que las de la viga, ya que no sufren el efecto directo del pretensado.

Las armaduras de la losa también se comprimen, tanto por el efecto de las cargas exteriores como por las redistribuciones de tensiones entre la viga y losa y, en ésta, entre el hormi-

gón y el acero pasivo embebido. Las mayores compresiones en el acero se alcanzan cuando la construcción se realiza de forma apeada. En este caso, el peso propio de la losa recae sobre la sección compuesta y no sobre la viga, como sucede en el caso no apeado. De este modo, las tensiones de compresión más elevadas se dan en la capa superior, siendo de -50,0 MPa tras aplicar las cargas muertas y de -166,5 MPa antes de aplicar la sobrecarga. En la capa inferior éstas son de -38,3 MPa y de -153,4 MPa, respectivamente.

En la Tabla 4 se recogen las tensiones de la capa inferior de pretensado antes de la aplicación de la sobrecarga. Entre paréntesis se muestran los decrementos de tensión a largo plazo, a partir de la tensión inicial al pretensar.

Esta puede ser una forma de calcular el estado final de pretensado, tal como se calcula en [7]; si bien, no debe confundirse con las pérdidas totales de pretensado porque, como se expone en el apartado 2.2.2, éstas sólo incluyen las pérdidas instantáneas, las debidas a la interacción con los procesos reológicos del hormigón y a la relajación del mismo acero activo. En cambio, las que se dan en la tabla 4 incluyen también los incrementos de tensión provocados por las cargas externas (peso propio, cargas muertas...), que tienden a traccionar más el acero y, por lo tanto, a enmascarar las verdaderas pérdidas de pretensado. En el apartado 4.4 se proporcionan las pérdidas de pretensado calculadas atendiendo a la teoría establecida en 2.2.2.

El hecho de transferir a edad temprana el pretensado (3 días), conduce a una tensión final de los cordones inferior que en los

³ Se muestran los resultados para el caso de referencia y el de construcción apeada de la losa con el fin de facilitar la comprensión de la figura. El caso de transferencia a tres días presenta un comportamiento intermedio entre ambos casos.

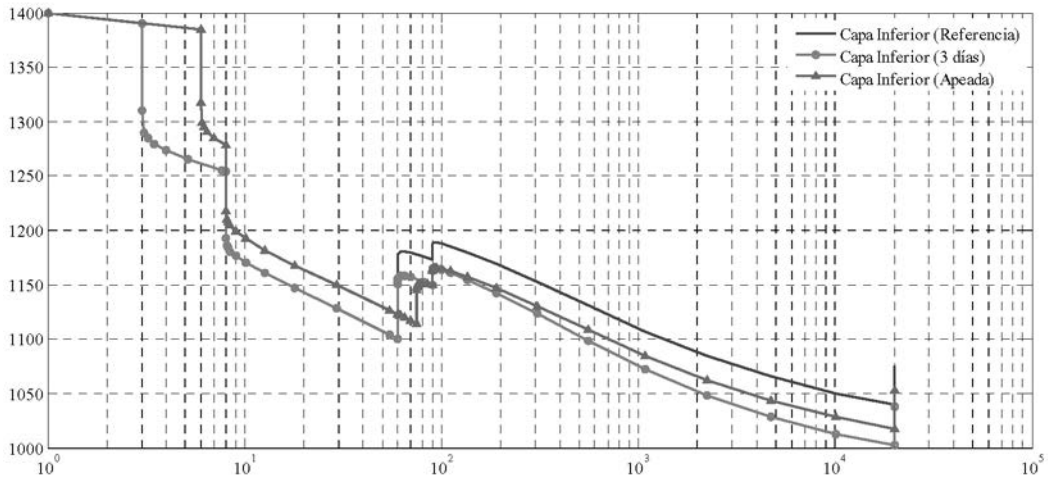


Figura 17. Evolución de las tensiones en la capa inferior de armadura pretensa de la viga.

Tabla 5. Tensiones a largo plazo en MPa en el postensado

	Referencia	Transferencia 3 días	Viga apeada
Armadura postesa ($\sigma_{po}=1400$ MPa)	1.190,7 (-15,0%)	1.176,0 (-16,0%)	1.740,0 (-16,1%)

otros dos casos. Este hecho se debe a la existencia de un módulo de deformación del hormigón menor para la misma carga de pretensado transferida en todos los casos estudiados. Esto conlleva un mayor acortamiento elástico y, con el paso del tiempo, un desarrollo superior de las deformaciones por fluencia. Esta situación es la más desfavorable frente a las tracciones que aparecen en la fibra inferior de la viga. Ello se debe a que la predeformación remanente de los cordones es menor y, por consiguiente, la probabilidad de fisuración de la viga.

En la Figura 17 se ilustra la evolución de las tensiones con el tiempo de la capa inferior de pretensado; con ésta se quiere evidenciar lo anteriormente expuesto.

En la Figura 17, se aprecia un tramo inicial recto que corresponde a las pérdidas de tensión fruto de la relajación del acero activo entre el instante de tesado y la transferencia. Las únicas pérdidas instantáneas son las debidas al acortamiento elástico del hormigón, ya que la penetración de cuña se ha desprecia-

do en virtud de la longitud de bancada empleada (110 metros), aunque dicha consideración se pueden llevar a cabo con el modelo sin ninguna dificultad.

La tensión de pretensado mayor a largo plazo corresponde al caso de referencia. El hecho de aplicar el peso propio de la losa exclusivamente sobre la viga provoca la aparición de un incremento de tensión de tracción en el acero de pretesar tal como se recoge en la Tabla 2.

En cuanto al acero de postesar, la Tabla 5 resume los valores de las tensiones a largo plazo. Del mismo modo que en el acero de pretesar, se recoge entre paréntesis el ratio entre el incremento de tensión a largo plazo y la tensión inicial del postensado.

En la Figura 18 se presenta la evolución de las tensiones en la armadura postesa desde el tesado de los tendones hasta la aplicación de la sobrecarga a largo plazo.

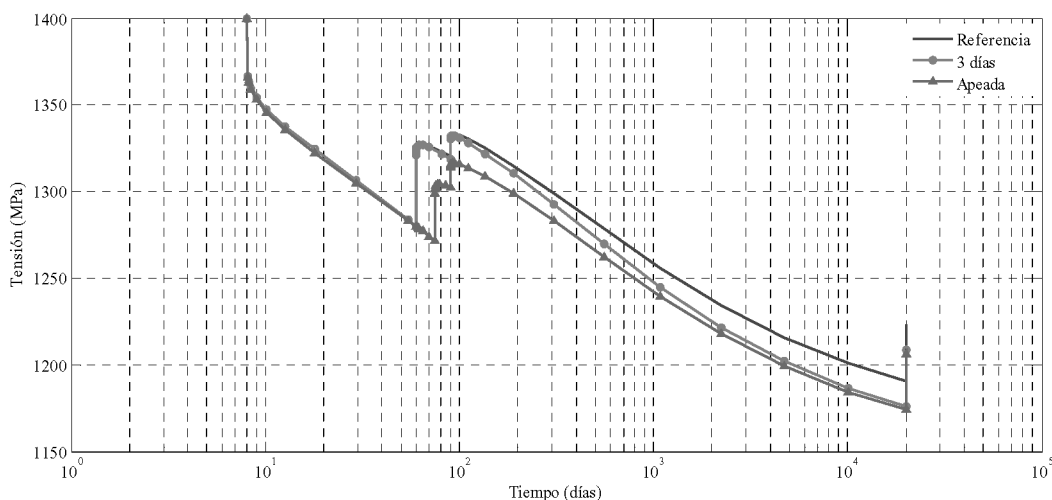


Figura 18. Evolución de las tensiones en la capa inferior de armadura postesa de la viga.

Tabla 6. Pérdidas de pretensado y postensado en KN atendiendo a los criterios del modelo AESS

	Referencia			Transferencia 3 días			Viga apeada		
	Iniciales	Diferidas	Totales	Iniciales	Diferidas	Totales	Iniciales	Diferidas	Totales
Pretesado $F_{po} = 9.996,0\text{KN}$	590,9 (-5,9%)	2.004,2 (-20,0%)	2.595,1 (-26,0%)	641,2 (-6,4%)	2.220,4 (-22,2%)	2.861,6 (-28,6%)	590,9 (-5,9%)	2.008,3 (-20,1%)	2.599,2 (-26,0%)
Postesado $F_{po} = 4.704,0\text{KN}$	0,0 (-0,0%)	881,3 (-18,7%)	881,3 (-18,7%)	0,0 (-0,0%)	930,5 (-19,8%)	930,5 (-19,8%)	0,0 (-0,0%)	890,7 (-18,9%)	890,7 (-18,9%)

En el caso de la armadura postesa, la tensión más elevada previa a la aplicación de la sobrecarga a largo plazo corresponde al caso de referencia, 1.190,7 MPa, frente a los 1.176,0 y 1.174,0 para el caso de transferir a los 3 días o en la situación de viga apeada respectivamente. Si bien, la razón de ello es similar a la argumentada para las armaduras pretesas: la carga de la losa recae sobre la viga exclusivamente, lo que provoca un mayor incremento de tensión en los tendones que en la configuración apeada de la viga. No obstante, se recuerda que ello no implica que las pérdidas de postesado sean mayores; pues se está considerando la evolución de tensiones incluyendo todos sus términos, sin discriminar entre incrementos de tensión debidos a cargas externas o a los procesos diferidos provocados por el comportamiento reológico del hormigón.

4.4. Pérdidas de pretesado y de postesado

En la tabla 6 se recogen las pérdidas de pretensado y postesado tal como se consideran en este trabajo. En dicha tabla se han separado la componente instantánea (inicial) de la diferida, para luego sumarlas y obtener las pérdidas totales.

A la luz de los resultados reflejados en la tabla 6 cabe señalar las siguientes reflexiones:

- La transferencia a una edad temprana con hormigones con velocidad de endurecimiento normal, como el que se emplea en este análisis, provoca unas pérdidas por acortamiento elástico mayores y, a la postre, menos capacidad para contrarrestar las tensiones de tracción que provoca la sobrecarga a largo plazo.
- La similitud de las pérdidas obtenidas para el caso de referencia y el caso de construcción apeada (26,0% en ambos casos para el pretensado y 18,7% o 18,9% para el postesado, respectivamente) demuestra que, a largo plazo, los efectos del apeo o no apeo de la losa de compresión no influyen en el cálculo de las pérdidas de pretensado y/o postesado. Si bien, si que tienen influencia en el comportamiento en servicio (fisuración, deformaciones...) como se ha visto en el estudio de las fibras extremas de la viga.

4.5. Capacidad resistente de la sección a la descompresión, fisuración y rotura.

Una vez resuelto el problema del análisis evolutivo cabe plantearse la verificación de la respuesta seccional a la des-

compresión M_{des} , a la fisuración M_{fis} y en rotura M_u . Para las dos primeras cargas es necesario emplear los diagramas momento-curvatura, sin embargo, para el cálculo de la capacidad última se puede acudir, alternativamente, a los diagramas de interacción momento-axil de la sección. El uso de una u a otra técnica puede comportar diferencias sensibles, pues las hipótesis y método de proceder son distintos:

- El empleo de la técnica de los diagramas de pivotes prescinde de la historia evolutiva de la sección; exclusivamente requiere las resistencias de los materiales minoradas adecuadamente y de la definición de unas deformaciones máximas admisibles para los materiales. Finalmente, las pérdidas de pretensado y postesado, que pueden haber sido calculadas de forma simplificada [14], o como se ha llevado a cabo en este trabajo⁴, se introducen como una predeformación para obtener, mediante la integración de los distintos planos de agotamiento, el diagrama de interacción momento – axil de la sección.
- El planteamiento basado en los diagramas momento – curvatura sí que permite considerar la historia evolutiva de la sección; concretamente, la consideración del apeo o no apeo de la viga durante el hormigonado de la losa. Asimismo, ésta es la metodología óptima para abordar el cálculo no lineal, pues se emplean las ecuaciones constitutivas adecuadas para cada material, se tiene en cuenta el proceso evolutivo de carga con la configuración de la sección en cada etapa y, además, se emplean las pérdidas de pretensado y postesado afines al proceso constructivo empleado en cada caso.

En la Figura 19 se representan los diagramas momento – curvatura obtenidos en cada caso y en la tabla 7 la estimación de los momentos de descompresión, fisuración y rotura.

Nótese que el apeo de la viga mejora considerablemente la respuesta en servicio de la pieza compuesta, dando una resistencia mayor a la descompresión y a la fisuración de la sección, un 25,7% y 21,1% mayores respectivamente frente al caso de transferencia en tres días.

La acción del peso propio de la losa sobre la viga, cuando ésta no se apea durante su ejecución, puede considerarse como una presolicitación de las fibras de la viga, con la que se tracciona la fibra inferior y se disminuye así su resistencia frente a la descompresión y a la fisuración. Sin embargo, esta

⁴ Ello no implica que en el cálculo en rotura mediante los diagramas de pivotes se tenga en cuenta la historia evolutiva de la sección.

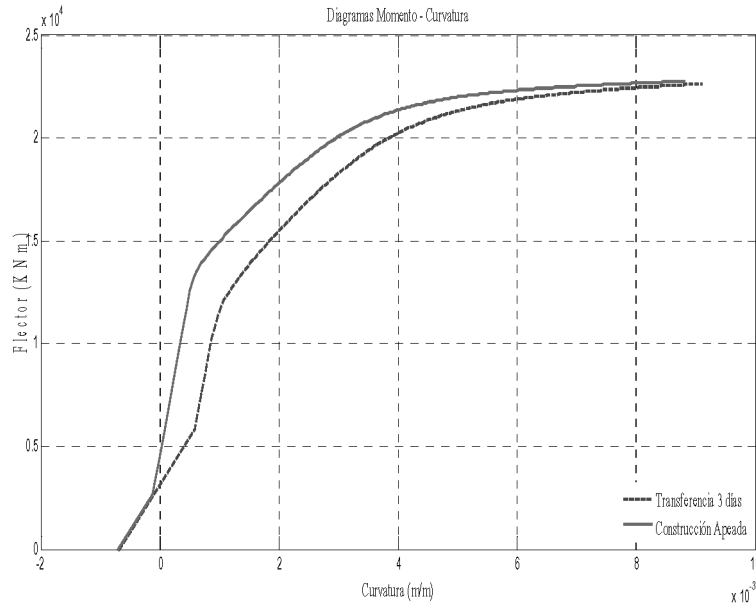


Figura 19. Diagramas momento-curvatura para cada situación constructiva.

Tabla 7. Momentos característicos de la sección compuesta en KNm según el proceso constructivo

	Referencia	Transferencia 3 días	Viga apeada
Descompresión	7.857,1	7.564,9	10.182,6
Fisuración	10.034,2	9.740,9	12.356,3
Rotura	21.727,6	21.715,4	21.785,6

presolicitación garantiza una capacidad de giro en rotura ligeramente superior (4,3%) respecto al caso apeado.

La figura 19 corrobora, además, que la capacidad resistente última M_u es prácticamente independiente del proceso constructivo empleado cuando se goza de la ductilidad necesaria, como

en este caso. Aquí la rotura de la sección se produce en las tres situaciones constructivas por alargamiento excesivo de la capa inferior de acero pasivo de la viga (10,0%).

En la figura 20 se presenta el diagrama de interacción momento-axil de la sección compuesta en su configuración

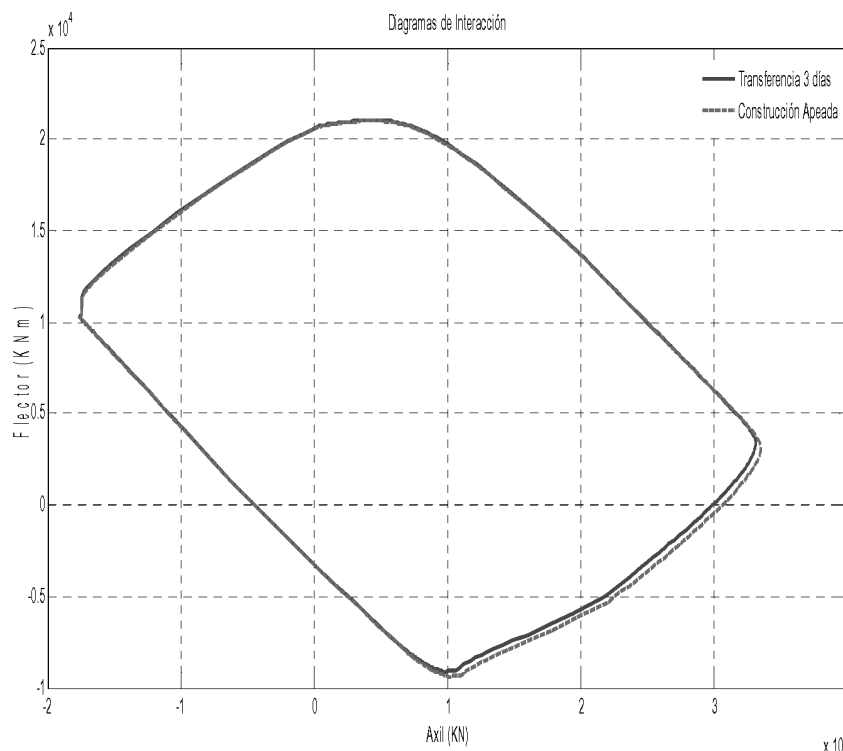


Figura 20. Diagrama de interacción momento-axil de la sección compuesta.

Tabla 8. Momentos últimos (KNm) según la situación constructiva considerada

	Referencia	Transferencia 3 días	Viga apeada
Momento último	20.869,5	20.859,2	20.871,0

final y en la Tabla 8 se incluyen los valores obtenidos para los momentos de agotamiento en cada situación constructiva.

Los resultados obtenidos con el método de los diagramas de interacción no difieren entre sí más de un 0,05%, pues el plano de rotura pivota sobre el punto de deformación máxima de la capa inferior de acero pasivo (10,0‰) y, por lo tanto, la rotura es dúctil. Esto conduce a que el modo de rotura sea independiente de la predeformación remanente del acero activo tras las pérdidas de pretensado a largo plazo.

En este caso, al producirse una rotura dúctil, los resultados obtenidos entre el método de los diagramas de pivote y los diagramas momento – curvatura no varían en más de un 4%. Ello se debe principalmente al empleo de ecuaciones constitutivas y coeficientes de minoración de los materiales distintos entre ambos métodos. Entonces, el empleo de uno u otro método en situaciones como las que aquí se han planteado, es prácticamente equivalente; si bien, el primero tiene sus limitaciones y, en casos en que la rotura sea frágil o haya fuertes redistribuciones, puede no capturar sus consecuencias y proponer resultados del lado de la inseguridad (de ahí los coeficientes de minoración de resistencias de los materiales).

5. CONCLUSIONES

Se ha presentado un modelo general de análisis de secciones construidas evolutivamente y compuestas por diversos materiales tipo hormigón y acero. El modelo es válido para el análisis en régimen lineal de los materiales hasta estado avanzados de carga, pues se han implementado los modelos necesarios para tener en cuenta las principales no linealidades (plastificación, abolladura, fluencia a altas tensiones...) y es válido para hormigones de hasta 100 MPa, incluso reforzados con fibras de acero.

Para resolver el problema de las deformaciones diferidas del hormigón se ha acudido al *Método del Módulo de Deformación Ajustado a la Edad*⁵, aprovechando que en los últimos tiempos se ha trabajado en una formulación para la estimación del coeficiente de envejecimiento χ con el que se logran resultados con excelente precisión, lo que le convierte en un método muy robusto y, sobre todo, rápido, que lo hace apto para el empleo en la comprobación y diseño de secciones que se emplean con frecuencia en la prefabricación. En este ámbito, el modelo desarrollado en AESS puede tener una mayor incidencia, pues éste permite al técnico usuario del programa la optimización de los materiales teniendo en cuenta todas las etapas, desde el hormigonado y transferencia del pretensado hasta la rotura en la configuración final de la sección.

⁵ En [18 y 19] se demuestra que este método también es válido para secciones mixtas.

Con el fin de ilustrar las capacidades del programa y demostrar su potencial para el análisis de secciones con fuerte componente evolutiva, se han presentado un ejemplo con el que se ha probado que:

- Las condiciones de vinculación en construcción bajo la forma de apeo o no apeo de la estructura tienen una influencia considerable en servicio pero que a largo plazo desaparecen sus efectos. Las pérdidas de la fuerza de pretensado han resultado ser mayores para el caso apeado debido al mayor efecto de las deformaciones por fluencia.
- Haciendo uso del método de los ELU como técnica de análisis en rotura, se ha comprobado que la resistencia última no es sensible al proceso constructivo, salvo en el valor de la fuerza de pretensado. Por este motivo no se pueden capturar fenómenos como el aumento de ductilidad o fallos prematuros como puede hacerse en un cálculo no lineal mediante diagramas momento-curvatura. Sin embargo, este método de análisis es el que se recoge en todos los códigos y normativas para abordar el cálculo en rotura de la sección obviándose, de este modo, los efectos que induce la construcción por etapas.

Además, se ha contrastado el modelo con otro ya sancionado por la práctica y que permite plantear análisis seccionales no lineales con carga evolutiva como el que aquí se plantea.

Agradecimientos

Este trabajo es fruto de un convenio de colaboración entre la Universidad Politécnica de Cataluña y la empresa de prefabricados PRECON S.A, del grupo Cementos Molins. En esta última, Jaime Armengou y Josep Serarols han participado activamente. También se agradecen todas las aportaciones realizadas por Antonio Ricardo Marí, por toda la información cedida en formulaciones y modelos para el análisis en el tiempo de secciones construidas evolutivamente, así como a Juan Carlos Rosa y a Bernat Viñolas.

REFERENCIAS

- [1] Trost, H., *Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech und Relaxations Probleme bei Beton und Spannbeton*, Beton und Stahlbetonbau 62, N° 10, Alemania, 1967.
- [2] Fernández Ruiz M., *Evaluación no lineal de los efectos estructurales producidos por las deformaciones diferidas del hormigón y el acero*, Tesis doctoral (Dir. F. del Pozo) UPM, Ed. ACHE, 2003.
- [3] De la Fuente Antequera A., *Análisis no lineal y comportamiento en servicio y rotura de secciones construidas evolu-*

tivamente sometidas a flexocompresión recta, Tesina de Especialidad (Dir. A. Aguado de Cea y C. Molins Borrell) UPC, Barcelona, 2007.

[4] Torres Llinàs, Ll., *Modelo numérico y verificación experimental del comportamiento en servicio de estructuras de hormigón*, Tesis Doctoral (Directores: L. Manuel Bozzo y M. López Almansa) UPC-UPG, Barcelona, 2001.

[5] Módol, T; *Análisis en el tiempo de puentes isostáticos compuestos por vigas prefabricadas de hormigón pretensado y losa superior construida in situ*. Tesina de especialidad (Dir. A. R. Marí), ETSECCPB, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1992.

[6] *Recomendaciones para el proyecto de estructuras de hormigón de alta resistencia*, Monografía M-8, Ed. ACHE, 2004.

[7] Marí, Bernat, A., Valero, López, I., Montaner, Fragüet, J., *Evaluación de flechas y estados tensodeformacionales en servicio, en puentes isostáticos de vigas prefabricadas de hormigón pretensado*, Hormigón y Acero, N° 202, 4° Trimestre 1996, 2-58.

[8] Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A., Jensen, J. J., *Mechanical properties of High – Strength Concrete and application in design*. Proceedings of the simposio “Utilization of High Strength Concrete”, Stavanger, 1987.

[9] Gilbert, R.I., Warner, R.F. (1978). *Tension Stiffening in Reinforced Concrete Slabs*, Journal of the Structural Div., ASCE, 104(12), 1885 – 1900. Discussion (1980), 106(1), 359-361.

[10] CEB (M. A. Chiorino et al.). *Manuel de Calcul. Effets structuraux du fluage et des déformations différées du béton*. Bulletin d’Information n°80. Comité Euro-Internatinal du Béton. Paris, 1972.

[11] *Código modelo CEB-FIB 1990 para hormigón estructural*, Ed. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y puertos.

[12] GEHO. G.T. II/3 (1998). *Caracterización de las propiedades diferidas del hormigón y su incidencia estructural*. Boletín N° 22.

[13] Fernández, Ruiz, M., del Pozo, Vindel, F., Arrieta, Torrealba, J.M., *Estudio sobre el comportamiento no lineal de la fluencia: Propuesta de comparación con resultados experimentales y modelos teóricos*, Hormigón y Acero, N° 231, 2004, 75-86.

[14] EHE, *Instrucción de Hormigón Estructural*, Ministerio de Fomento, Secretaría General Técnica, Servicio de Publicaciones, 1999.

[15] Marí Bernat, A., Barain Garcia, J.M., *Modelo simplificado para el análisis de efectos diferidos y proyecto de estructuras prefabricadas compuestas construidas evolutivamente*, Congreso Sociedad Mexicana de Ingeniería estructural, Artículo 014, 2002, 13-24.

[16] Comité Euro Internacional du Béton (CEB) (1984). *Structural effects of Time – Dependent Behaviour of Concrete*. Butllet d’Information n° 158-E.

[17] *Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras*. RPX – 95. Ministerio de Fomento, 1996.

[18] Fernández Ruiz M., *Estudio y comparación de diferentes métodos de cálculo para el análisis de redistribuciones a nivel de sección y estructura debidas a deformaciones diferidas en el hormigón*, Hormigón y Acero, N° 227, 1° Trimestre 2003, 75-88.

[19] Pérez Caldentey A., Corres Peiretti H., *Redistribución de esfuerzos en estructuras mixtas: un planteamiento general basado en el coeficiente de envejecimiento*, Hormigón y Acero, N° 192, 1994, 9-36.

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Primavera 2008
Ciclo 57



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

10 ABRIL
12,00 h

**Ignasi Jarauta
Bragulat**

Ingeniero Industrial
ASOC. NACIONAL DE
FABRICANTES DE ADITIVOS PARA
HORMIGÓN Y MORTERO
(ANFAH)

**El hormigón
autocompactante**

24 ABRIL
12,00 h

**José Emilio Herrero
Benítez**

Ingeniero de Caminos, C y P
FERROVIAL - AGROMÁN, MADRID

**Cimbras autolanzables
y otros equipos para la
construcción de
puentes y viaductos**

8 MAYO
12,00 h

Julián Salas Serrano

Dr. Ingeniero Industrial
INSTITUTO EDUARDO TORROJA,
CSIC, MADRID

**Ante el gran reto de la
edificación a nivel
mundial:
las necesidades
abrumadoras**

29 MAYO
12,00 h

**Lidia Argelia Juárez
Ruiz**

Maestra en Ciencias
CIIDIR - INSTITUTO
POLITÉCNICO NACIONAL,
OAXACA, MÉXICO

**Absorción de agua
en el hormigón**

12 JUNIO
12,00 h

César Ruiz Larrea

Arquitecto
ESCUELA TS DE ARQUITECTURA,
UPM

**Nuevos paradigmas:
industrialización y
sostenibilidad en la
arquitectura**

26 JUNIO
12,00 h

**Mercedes Sánchez
Moreno**

Dra. en Ciencias Químicas
INSTITUTO EDUARDO TORROJA,
CSIC, MADRID

**Contribución de los
métodos de protección
en la vida útil de las
estructuras**

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, que está situado en la c/ Serrano Galvache, 4 (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar normalmente los jueves alternos a las 12:00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Incidencia de los aditivos antilavado en los hormigones puestos en obra bajo el agua (hormigones sumergidos)

Effect of anti-washout admixtures in underwater concrete

Lorenzo Sanz Pérez⁽¹⁾

Recibido / Received: 27/02/2007
Aceptado / Accepted: 30/10/2007

RESUMEN

El artículo recoge los resultados obtenidos en la investigación experimental acerca de la influencia de los aditivos antilavado sobre las propiedades del hormigón, llevada a cabo en el Laboratorio Central de Intemac para la realización de la tesis doctoral del autor ^(*), de acuerdo con los cuales se requiere una dosificación de cemento del orden de 400 kg/m³ y un contenido de aditivo antilavado mínimo del 2% del peso de cemento para obtener una eficacia aceptable. En estas condiciones se puede asegurar una resistencia mínima a compresión del hormigón de 20 a 25 MPa, incluso si durante la puesta en obra se produce una caída libre moderada del hormigón a través del agua. Tiene especial relevancia entre los resultados obtenidos la reducción observada en la adherencia hormigón acero, que puede conducir a longitudes de anclaje y solape de las armaduras considerablemente mayores que las establecidas en la EHE, dependiendo del diámetro de las barras empleadas, o a la sustitución de los anclajes o solapes por adherencia por anclajes mecánicos.

Palabras clave: aditivos, hormigón sumergido, lavado, segregación, juntas bajo el agua, adherencia hormigón-armaduras.

ABSTRACT

The present paper describes the results of experimental research on the effect of anti-washout admixtures on concrete properties, conducted at the Intemac Central Laboratory for the author's ^() PhD thesis. According to these findings, acceptable effectiveness calls for a cement dose on the order of 400 kg/m³ and an admixture content of at least 2% by cement weight. These conditions guarantee concrete compressive strength of at least 20 to 25 MPa, even in the event of moderate concrete contact with the water during placement. One particularly relevant result was the drop observed in the concrete-steel bond, which may necessitate anchorage and lapping lengths substantially longer than specified in the EHE Code, depending on bar diameter, or the substitution of mechanical anchorage for bonded anchorage or lapping.*

Key words: admixture, submerged concrete, washout, segregation, submerged joints, steel-concrete bond.

(*) SANZ, L. "Investigación experimental sobre las características mecánicas del hormigón, el comportamiento de las juntas de hormigonado y la adherencia hormigón-armaduras en los hormigones sumergidos". Tesis Doctoral realizada bajo la dirección del Prof. J. CALAVERA en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. Julio de 2005.

⁽¹⁾ Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director General de INTEMAC.
Persona de contacto / Corresponding author : lsanz@intemac.es

1. INTRODUCCIÓN

El empleo del hormigón sumergido en medio marítimo presenta el problema de que el contacto del agua con el hormigón fresco, principalmente si aquélla está en movimiento, produce un lavado de los finos del hormigón, tanto del cemento como de los finos de los áridos, y esto se traduce, además de en una reducción de la resistencia y de otras propiedades del hormigón, en la posible formación de capas o bolsadas de árido suelto desprovisto de material cementante.

La utilización de hormigón sumergido en la construcción de obras marítimas de volumen importante data de principios del siglo XX. A lo largo del mismo, y hasta finales de la década de los setenta, los esfuerzos investigadores se orientaron a la mejora de los métodos y medios de puesta en obra, con el intento de limitar el contacto del hormigón con el agua circundante a la superficie de avance del hormigonado.

A finales de los años setenta la orientación cambió, y desde entonces se han venido desarrollando una serie de aditivos, conocidos bajo el nombre de aditivos o agentes antilavado, que al aumentar la viscosidad y la cohesión de la masa de hormigón y reducen drásticamente el lavado por el agua.

En la actualidad no hay unanimidad en cuanto a las características que deben exigirse a los hormigones sumergidos que incorporan aditivos antilavado ni en lo tocante a los ensayos a realizar para evaluarlas, e incluso hay discrepancias en lo concerniente a la influencia que los mencionados aditivos tiene sobre las juntas de hormigonado y sobre la adherencia hormigón-acero.

El presente artículo recoge los resultados obtenidos en la investigación experimental acerca de la influencia de los aditivos antilavado sobre las propiedades del hormigón llevada a cabo en el Laboratorio Central de Intemac para la realización de la tesis doctoral del autor.

2. OBJETO DE LA INVESTIGACIÓN

La investigación realizada persiguió tres objetivos, que dieron lugar a las tres fases en que se desarrolló:

- Conocer las variaciones que sufren las propiedades de los hormigones con aditivos antilavado puestos en obra bajo el agua con respecto a las que tienen esos mismos hormigones puestos en obra en seco con y sin los mencionados aditivos, como medio para seleccionar una dosificación adecuada para la realización de las fases siguientes.
- Evaluar el comportamiento mecánico de las juntas de hormigonado ejecutadas bajo el agua en este tipo de hormigones.
- Estimar la variación que sufre la adherencia hormigón-acero.

INFLUENCIA SOBRE LAS PROPIEDADES DE LOS HORMIGONES

En una primera fase de la investigación se hicieron ensayos de caracterización sobre hormigones amasados en laboratorio empleando varias dosificaciones.

3.1. Variables analizadas y dosificaciones resultantes

Las variables de la investigación se eligieron teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- Utilización de los tipos de cemento que habitualmente se emplean en las obras marítimas de carácter masivo.
- Empleo de contenidos de agua que, en combinación con las relaciones a/c elegidas, dieran lugar a contenidos de cemento habituales en hormigones estructurales para hormigonados en seco (300 kg/m^3), habituales en hormigones sumergidos sin aditivos antilavado (400 kg/m^3) y extraordinariamente elevados (mayores de 400 kg/m^3)
- Empleo de relaciones a/c propias de hormigones estructurales para hormigonados en seco.
- Empleo de contenidos de aditivo antilavado dentro de los límites habitualmente citados en la literatura consultada.

Así, las dosificaciones estudiadas resultaron de la combinación de las siguientes variables:

- Dos tipos de cemento:
 - CEM III / B - 32,5 SR (cemento de horno alto)
 - CEM IV / B - 32,5 SR/BC (cemento puzolánico)
- Dos contenidos de agua:
 - 180 l/m^3
 - 250 l/m^3
- Dos relaciones agua/cemento y, derivados de ellas, cuatro contenidos de cemento:
 - a/c = 0,45 (400 kg/m^3 de cemento y 555 kg/m^3 de cemento para 180 l/m^3 y 250 l/m^3 de agua respectivamente)
 - a/c = 0,60 (300 kg/m^3 de cemento y 417 kg/m^3 de cemento para 180 l/m^3 y 250 l/m^3 de agua respectivamente)
- Tres contenidos de aditivo antilavado de tipo celulósico (en tanto por ciento del peso de cemento):
 - 0%
 - 1%
 - 2%

En la investigación experimental se eliminó la combinación de 250 l/m^3 de agua con relación agua/cemento 0,60 porque proporcionaba prácticamente el mismo contenido de cemento que la de 180 l/m^3 de agua con relación agua/cemento 0,45, resultando así un total de dieciocho dosificaciones estudiadas.

Para hacer que la masa de hormigón fuese trabajable, se empleó un superplastificante compatible químicamente con el aditivo antilavado en una proporción del 1% del peso de cemento.

Las dosificaciones finalmente estudiadas fueron las siguientes:

**DOSIFICACIÓN CON 300 kg/m³ DE CEMENTO.
CONTENIDO DE COMPONENTES EN kg**

Contenido de aditivo	0%	1%	2%
Cemento	300,00	300,00	300,00
Grava 12/20	494,00	490,00	486,00
Gravilla 5/12	612,00	608,00	603,00
Arena 0/5	778,00	772,00	766,00
Agua	180,00	180,00	180,00
Aditivo antilavado (0%)	0,00	3,00	6,00
Superplastificante (1%)	3,00	3,00	3,00
Árido compuesto	1884,00	1869,00	1855,00
TOTAL	2367,00	2355,00	2344,00

**DOSIFICACIÓN CON 400 kg/m³ DE CEMENTO.
CONTENIDO DE COMPONENTES EN kg**

Contenido de aditivo	0%	1%	2%
Cemento	400,00	400,00	400,00
Grava 12/20	470,00	465,00	460,00
Gravilla 5/12	583,00	577,00	571,00
Arena 0/5	741,00	733,00	725,00
Agua	180,00	180,00	180,00
Aditivo antilavado (0%)	0,00	4,00	8,00
Superplastificante (1%)	4,00	4,00	4,00
Árido compuesto	1795,00	1776,00	1757,00
TOTAL	2379,00	2364,00	2349,00

**DOSIFICACIÓN CON 555 kg/m³ DE CEMENTO.
CONTENIDO DE COMPONENTES EN kg**

Contenido de aditivo	0%	1%	2%
Cemento	555,00	555,00	555,00
Grava 12/20	387,00	380,00	373,00
Gravilla 5/12	480,00	471,00	463,00
Arena 0/5	609,00	598,00	588,00
Agua	250,00	250,00	250,00
Aditivo antilavado (0%)	0,00	5,55	11,10
Superplastificante (1%)	5,55	5,55	5,55
Árido compuesto	1476,00	1449,00	1423,00
TOTAL	2286,00	2265,00	2245,00

En todos los casos se utilizó grava (12/20) y gravilla (5/12) de naturaleza silíceo procedente de cantera y arena (0/5), también silíceo, procedente de río.

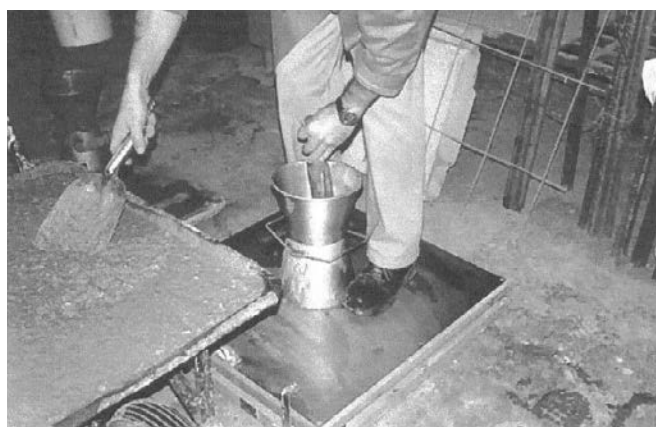
3.2. Propiedades estudiadas

De cada una de las dosificaciones se fabricó una amasada y sobre ella se determinaron las siguientes propiedades:

- Consistencia (asiento en el Cono de Abrams, según la norma UNE 83313:90 [11], y mediante la medición del escurrimiento en la mesa de sacudidas (Flow Table Test), según la norma BS 1881, part 105: 1984 [1]).



Cono de Abrams. UNE 83313.90



Flow table test. BS 1881, part 105: 1984

- Resistencia a la segregación (procedimiento basado en el método “Test Method of Evaluating Segregation of Concrete”, propuesto por Otsuki, Hisada, Nagataki y Kamada [3], consiste en la determinación del coeficiente de variación con la vertical del contenido de árido grueso en las seis muestras de hormigón fresco obtenidas al dividir en partes iguales una probeta cilíndrica de hormigón).



Molde para el ensayo de resistencia a la segregación. Se aprecian los 6 anillos separables que forman el molde, los cuales dan lugar a las 6 muestras de hormigón fresco

- Resistencia al lavado (medición del contenido de cemento y de finos en suspensión en el agua, por filtrado, desecación y pesada y medición del pH del agua, tras verter en caída libre una muestra de hormigón fresco en un recipiente conteniéndola, de acuerdo con las previsiones del método Method of Test for Level of Underwater Washout in Antiwashout Underwater Concrete recogido en los Standards of the Japan Society of Civil Engineers. Annex 2, anexos a la Recommendations for design and construction of antiwashout underwater concrete [2]).

- Resistencia a compresión en probetas moldeadas en seco y en probetas moldeadas bajo el agua (De acuerdo con las especificaciones de la norma UNE 83300:84 [5] la toma de muestras. De acuerdo con la norma UNE 83301:91 [6] la fabricación de las probetas moldeadas en seco. Según el método "Procedures for Preparation of Underwater Fabricated Specimens for Compressive Strength Test of Antiwashout Underwater Concrete", recogido en los Standards of the Japan Society of Civil Engineers anexos a la Recommendations for design and construction of antiwashout underwater concrete [2] el moldeo de probetas bajo el agua. Según las normas UNE 83303:84 [7] y UNE 83304:84 [8] el refrentado y ensayo.

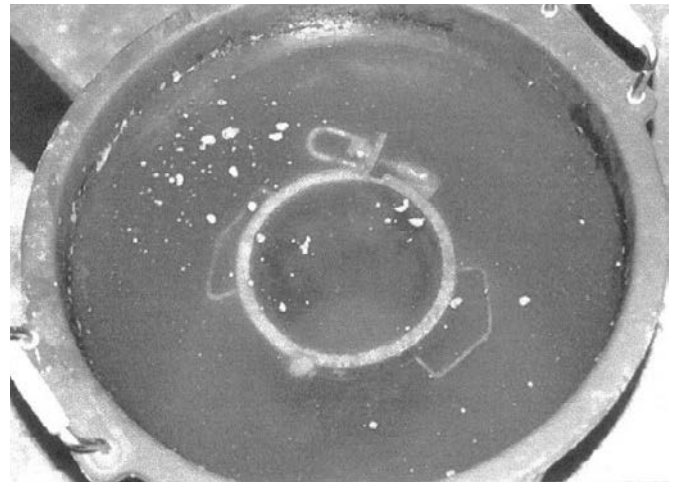
- Resistencia a tracción indirecta en probetas moldeadas en seco y en probetas moldeadas bajo el agua (norma UNE 83306:85 [9]).

- Permeabilidad en probetas moldeadas en seco y en probetas moldeadas en agua (norma UNE 83309:90 EX [10]).

- Contenido de aire (norma UNE 83315:96 [12], método de la columna de agua -apartado 4.1 de la norma-, calibración del medidor según el procedimiento del anexo B de la norma, y realizando la compactación de la muestra de acuerdo con el procedimiento de "compactación con barra" descrito en su apartado 5.5.4).

3.3. Resultados obtenidos

Los resultados obtenidos se presentan a continuación resumidamente en forma de tablas. Las tres primeras líneas de cada tabla ponen de manifiesto; la propiedad medida, el tipo de cemento (III o IV) y el contenido de cemento en kg/m^3 (300, 400 ó 555 kg/m^3). Eventualmente puede haber en la



Moldeo de probetas bajo el agua dejando caer el hormigón en caída libre desde el borde de la lámina de agua (aproximadamente 5 cm. sobre la boca del molde) y sin aplicar compactación.

tabla dos líneas más de encabezamiento de resultados cuando la propiedad estudiada se ha medido por dos procedimientos distintos. Por su parte, en la primera columna de cada tabla figura el contenido de aditivo antilavado en las muestras a que se refieren los resultados numéricos que figuran en su línea.

3.3.1. Consistencia

En cada amasada fabricada se hizo una determinación del asiento en el Cono de Abrams y una determinación del escu-

CONSISTENCIA						
CEMENTO TIPO	III			IV		
CONTENIDO DE CEMENTO (kg/m^3)	300	400	555	300	400	555
ASIENTO EN EL CONO DE ABRAMS (descenso en mm)						
Contenido de aditivo antilavado 0%	160	170	280	190	190	260
Contenido de aditivo antilavado 1%	210	240	250	210	240	250
Contenido de aditivo antilavado 2%	210	210	240	220	210	250
ESCURRIMIENTO EN MESA DE SACUDIDAS (diámetro en mm)						
Contenido de aditivo antilavado 0%	540	570	590	580	570	590
Contenido de aditivo antilavado 1%	500	530	560	510	560	570
Contenido de aditivo antilavado 2%	470	460	480	500	480	490

rrimiento en la mesa de sacudidas. Los resultados obtenidos ponen de manifiesto que el ensayo de escurrimiento en la mesa de sacudidas es más adecuado para evaluar la consistencia de este tipo de hormigones que el del asiento en el Cono de Abrams.

3.3.2. Resistencia a la segregación

En cada una de las amasadas se hizo una medición de la resistencia a la segregación. Como se desprende de la tabla, el incremento de aditivo antilavado disminuye el coeficiente de variación con la vertical del contenido de áridos en las probetas, o, lo que es lo mismo, aumenta la resistencia a la segregación de los hormigones, como era de esperar.

3.3.3. Resistencia al lavado

Sobre cada amasada se hicieron dos mediciones de sólidos en suspensión y dos determinaciones del pH del agua, los

resultados que se muestran en la tabla son los valores medios de las dos determinaciones respectivas. Como se puede apreciar, la medición del contenido de sólidos en suspensión en el agua resulta más eficaz que la medición del pH de la misma para evaluar la resistencia al lavado de este tipo de hormigones. Dicha resistencia aumenta con el contenido de aditivo antilavado.

3.3.4. Resistencia a compresión

En cada amasada se fabricaron seis probetas moldeadas en seco y otras seis fabricadas bajo el agua, rompiéndose dos a 7 días, dos a 28 y dos a 90, siendo cada determinación la media de los resultados obtenidos en las dos probetas correspondientes. Según se deduce de los valores presentados, se requieren contenidos de cemento de 400 kg/m³ y superiores, y contenidos de aditivo antilavado del 2% del contenido de cemento como mínimo para alcanzar una resistencia a compresión apreciable en las probetas moldeadas bajo el agua.

COEFICIENTE DE VARIACIÓN CON LA VERTICAL DEL CONTENIDO DE ÁRIDOS EN LA PROBETAS (%)						
CEMENTO TIPO	III			IV		
CONTENIDO DE CEMENTO (kg/m ³)	300	400	555	300	400	555
Contenido de aditivo antilavado 0%	2,58	3,92	5,67	10,02	5,98	5,52
Contenido de aditivo antilavado 1%	2,09	2,45	3,79	7,28	5,38	4,69
Contenido de aditivo antilavado 2%	1,92	2,00	2,64	7,15	3,26	4,69

RESISTENCIA AL LAVADO						
CEMENTO TIPO	III			IV		
CONTENIDO DE CEMENTO (kg/m ³)	300	400	555	300	400	555
SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN (MG/l)						
Cont. de aditivo antilavado 0%	25.851	12.961	10.189	7.031	19.560	12.068
Cont. de aditivo antilavado 1%	7.898	4.070	2.366	2.950	4.198	2.404
Cont. de aditivo antilavado 2%	2.022	1.143	846	2.538	321	538
pH						
Cont. de aditivo antilavado 0%	12,2	12,1	12,0	12,4	12,6	12,3
Cont. de aditivo antilavado 1%	12,0	12,1	12,1	12,1	12,2	12,1
Cont. de aditivo antilavado 2%	11,9	11,7	11,9	12,0	11,7	11,8

RESISTENCIA A COMPRESIÓN A 28 DÍAS (MPa)						
CEMENTO TIPO	III			IV		
CONTENIDO DE CEMENTO (kg/m ³)	300	400	555	300	400	555
PROBETAS MOLDEADAS EN SECO						
Contenido de aditivo antilavado 0%	24,65	33,85	69,75	26,70	33,75	63,35
Contenido de aditivo antilavado 1%	29,85	41,30	50,55	23,75	30,95	42,70
Contenido de aditivo antilavado 2%	24,10	32,95	43,65	21,05	27,50	35,35
PROBETAS MOLDEADAS BAJO EL AGUA						
Contenido de aditivo antilavado 0%	0,00	0,00	28,95	0,00	0,45	23,65
Contenido de aditivo antilavado 1%	2,00	10,65	33,55	1,15	7,00	26,15
Contenido de aditivo antilavado 2%	6,15	22,90	35,40	7,00	16,55	30,50

RESISTENCIA A TRACCIÓN INDIRECTA (MPa)						
CEMENTO TIPO	III			IV		
CONTENIDO DE CEMENTO (kg/m ³)	300	400	555	300	400	555
PROBETAS MOLDEADAS EN SECO						
Contenido de aditivo antilavado 0%	(*)	3,57	5,30	4,08	4,59	5,71
Contenido de aditivo antilavado 1%	3,87	4,18	4,99	3,67	4,28	4,08
Contenido de aditivo antilavado 2%	2,85	4,18	4,69	3,87	3,57	3,36
PROBETAS MOLDEADAS BAJO EL AGUA						
Contenido de aditivo antilavado 0%	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Contenido de aditivo antilavado 1%	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,47
Contenido de aditivo antilavado 2%	0,00	2,45	4,38	0,00	2,55	3,77
(*) resultado aberrante, anulado						

PROFUNDIDAD MEDIA DE LA PENETRACIÓN DEL AGUA A PRESIÓN (mm)						
CEMENTO TIPO	III			IV		
CONTENIDO DE CEMENTO (kg/m ³)	300	400	555	300	400	555
PROBETAS MOLDEADAS EN SECO						
Contenido de aditivo antilavado 0%	(*)	70	8	21	16	7
Contenido de aditivo antilavado 1%	19	8	15	18	11	9
Contenido de aditivo antilavado 2%	18	12	14	12	12	12
PROBETAS MOLDEADAS BAJO EL AGUA						
Contenido de aditivo antilavado 0%	P	P	P	P	P	P
Contenido de aditivo antilavado 1%	P	P	P	P	P	17
Contenido de aditivo antilavado 2%	P	38	18	P	26	11
(*) resultado aberrante, anulado P significa permeable						

El moldeo bajo el agua disminuye sensiblemente la resistencia alcanzada por las probetas, pero debe tenerse en cuenta que la resistencia de las probetas moldeadas bajo el agua según el procedimiento seguido en la investigación llevada a cabo, con una caída libre moderada a través del agua, está probablemente penalizada con respecto a la que tendría el hormigón también puesto en obra bajo el agua pero tomando las precauciones recomendadas para este tipo de obras.

Con contenidos de cemento de 400 kg/m³ y un 2% de aditivo antilavado, la resistencia alcanzada por las probetas moldeadas bajo el agua llega a valores que superan el 70% de la correspondiente a la de las moldeadas en seco, en el caso de los hormigones fabricados con cemento tipo III, y el 60% en el de los hormigones con cemento tipo IV. En los hormigones sin aditivo antilavado, con los contenidos habituales de cemento de 400 kg/m³ e inferiores, la resistencia de las probetas moldeadas bajo el agua es nula.

3.3.5. Resistencia a tracción indirecta

En cada amasada se fabricaron tres probetas en seco y otras tres bajo el agua, los resultados mostrados son la media de los obtenidos en las tres probetas correspondientes a cada determinación.

La resistencia a tracción de las probetas moldeadas bajo el agua de hormigones con aditivo se sitúa en niveles entre el 60% y el 70% de la que se obtiene si la colocación es en seco, siempre que el contenido de aditivo antilavado sea suficiente (2% o superior), ya que si no es así la resistencia a tracción del hormigón puesto en obra bajo el agua es prácticamente nula.

3.3.6. Permeabilidad

Los ensayos de penetración de agua a presión en cada amasada se llevaron a cabo sobre las probetas que posteriormente se sometieron al ensayo de tracción indirecta, los valores mostrados en la tabla son la media de los obtenidos en las tres probetas que corresponden a cada determinación.

La adición de aditivos antilavado reduce drásticamente la permeabilidad de los hormigones puestos en obra bajo el agua. En general las probetas de los hormigones con un contenido de aditivo antilavado inferior al 2% resultaron ser permeables, mientras que las que contenían un 2% de aditivo, excepto las correspondientes a hormigones con un contenido de cemento de 300 kg/m³, tuvieron una penetración de agua limitada, si bien netamente superior a la experimentada por las probetas moldeadas en seco (en niveles que variaron entre el 30% y el 300%).

3.3.7. *Contenido de aire*

En cada amasada se hizo una determinación del contenido de aire. Con las dosificaciones estudiadas, en todos los casos el contenido de aire fue inferior al 4%, valor máximo recomendado por los Standards of the Japan Society of Civil Engineers anexos a la Recommendations for design and construction of antiwashout underwater concrete [2].

3.3.8. *Selección de la dosificación a utilizar en las fases posteriores.*

A partir de los ensayos realizados se estableció la dosificación para realizar las fases siguientes, formada por 400 kg/m³ de cemento CEM IV A (V) 32,5 N/SR, un 2% de aditivo antilavado y un 2% de superplastificante, según se muestra en la tabla que sigue.

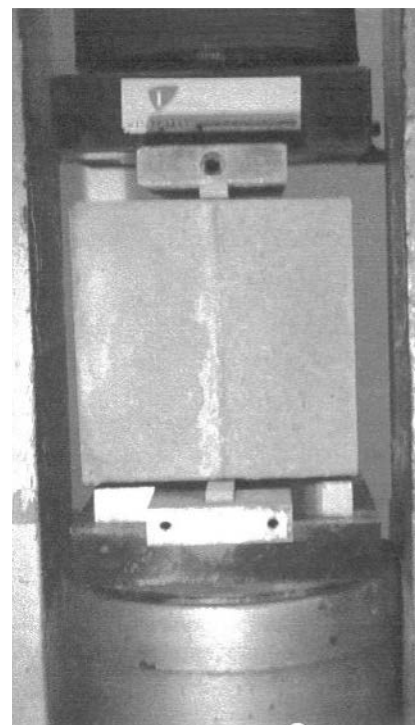
En los hormigones fabricados para estas fases se utilizó grava (12/20) y gravilla (5/12) de naturaleza silíceo procedente de cantera y arena (0/5), también silíceo, procedente de río. La elección del cemento tipo IV para fabricar los hormigones obedeció a que las resistencias alcanzadas con este tipo de cemento en las probetas moldeadas bajo el agua son algo inferiores que las obtenidas con cemento tipo III. La dotación de superplastificante se elevó hasta el 2% del peso de cemento para mejorar las características de trabajabilidad de la masa.

4. INFLUENCIA SOBRE EL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LAS JUNTAS DE HORMIGONADO EN ENTORNOS BAJO EL AGUA

En esta segunda fase de la investigación se hicieron ensayos para determinar la influencia de los aditivos antilavado sobre las características mecánicas de las juntas de hormigonado efectuadas bajo el agua.

4.1. Variables analizadas

Se realizaron ensayos de tracción indirecta sobre probetas cúbicas de 20 cm. de arista mediante un método de ensayo derivado del ensayo brasileño (norma UNE 83306: 85 [9]), disponiendo bandas de interposición paralelamente a la arista en el centro de las caras sobre las que se aplican las cargas, y en coincidencia con la junta de hormigonado en el caso de probetas que tenían una junta, y se compararon sus resultados con los obtenidos en probetas hormigonadas monolíticamente. La variable estudiada fue, por lo tanto, la existencia de la junta de hormigonado.



Probeta cúbica para ensayo de tracción indirecta, se aprecian la banda de interposición y la junta de hormigonado

4.2. Ensayos realizados

Se efectuaron un total de dieciséis ensayos. Los ocho primeros sobre probetas fabricadas en seco, cuatro de ellas con junta y las otras cuatro sin junta. De los ocho segundos cuatro

CONTENIDO DE AIRE OCLUIDO (%)						
CEMENTO TIPO	III			IV		
CONTENIDO DE CEMENTO (kg/m ³)	300	400	555	300	400	555
Contenido de aditivo antilavado 0%	0,1	0,1	0,2	0,6	0,7	0,2
Contenido de aditivo antilavado 1%	2,2	1,1	1,5	1,8	1,3	1,6
Contenido de aditivo antilavado 2%	2,0	2,2	2,1	2,0	3,4	2,6

COMPONENTES	%	VOL. REL. (dm ³)	PESO ESP. (kg/m ³)	PESO (kg)
Cemento	—	131,15	3,05	400,00
Grava 12/20	31,68	218,87	2,65	580,00
Gravilla 5/12	19,34	133,59	2,62	350,00
Arena 0/5	48,98	338,46	2,60	880,00
Agua	—	180,00	1,00	180,00
Agente antilavado (2%)	—	14,55	0,55	8,00
Superplastificante (2%)	—	6,67	1,20	8,00
Arido compuesto	100,00	690,92	—	1810,00
TOTAL	—	1023,29	—	2406,00

lo fueron sobre probetas moldeadas en seco sin junta y los otros cuatro sobre probetas moldeadas bajo el agua con junta.

4.3. Resultados obtenidos

Los resultados obtenidos en los ensayos efectuados quedan resumidos en la tabla que sigue en la que se presentan los valores medios de las resistencias obtenidas en cada tipo de probetas:

TENSIÓN DE ROTURA A TRACCIÓN INDIRECTA (MPa)		
Tipo de probeta	Ocho primeros ensayos	Ocho segundos ensayos
Sin junta	2,01 (s)	2,21 (s)
Con junta	1,54 (s)	0,48 (a)

La letra entre paréntesis detrás de los valores de la resistencia a tracción indica si la probeta fue moldeada en seco (s) o bajo el agua (a).

La existencia de la junta de hormigonado implicó una disminución de la resistencia a tracción de las probetas moldeadas en seco del orden del 25%, mientras que en las probetas moldeadas bajo el agua dicha disminución superó el 75%.

5. INFLUENCIA SOBRE LA ADHERENCIA HORMIGÓN-ACERO

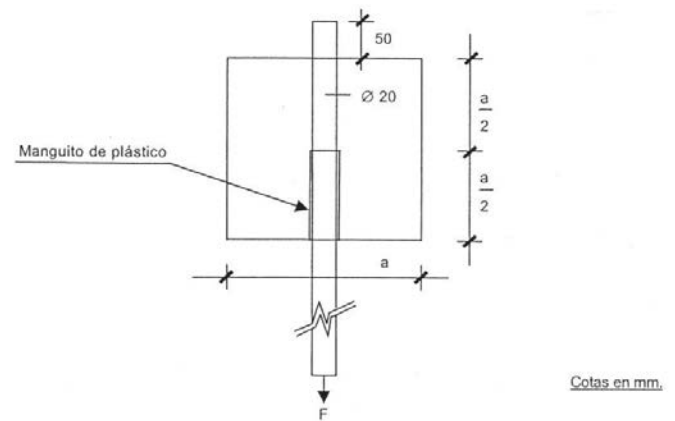
Finalmente, en la tercera fase de la investigación se hicieron ensayos para determinar la influencia de los aditivos antilavado y de la puesta en obra bajo el agua sobre la adherencia hormigón-acero.

5.1. Variables analizadas

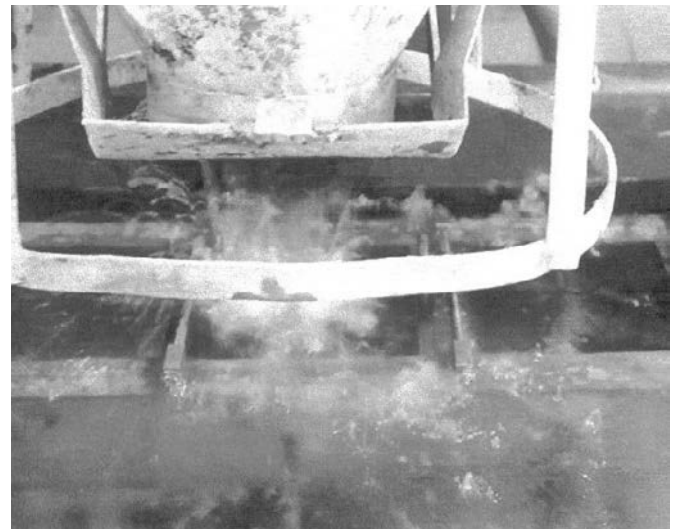
Con un hormigón igual al utilizado en la fase anterior se realizaron ensayos de adherencia (pull-out) sobre probetas moldeadas en seco y sobre probetas moldeadas bajo el agua, y se compararon los resultados obtenidos en unos y en otros. Las variables en estudio fueron dos, que corresponden a los dos diámetros de las barras de acero corrugado B 500 SD “Nervaductil” ensayadas; 20 mm y 12 mm respectivamente.

5.2. Ensayos realizados

Se adoptó básicamente el procedimiento de RILEM / CEB / FIP “Bond Test for Reinforcement Steel: 2 – PULL-OUT TEST” de mayo de 1983 [4], con la modificación consistente en variar la longitud de adherencia de la barra ($a/2$), para evitar roturas por “splitting”, y en utilizar la dosificación de hormigón arriba mencionada en lugar de la establecida en la norma.



Esquema de la probeta para el ensayo de pull-out



Fabricación de las probetas bajo el agua

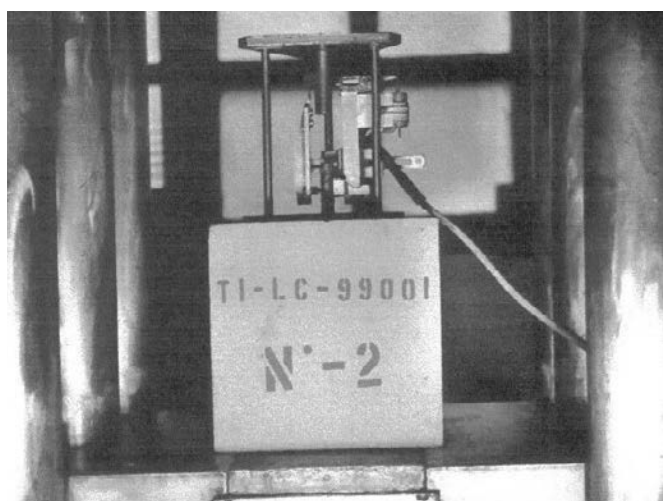


Curado de probetas en cámara climática

Se realizaron ensayos de pull-out sobre un total de 20 probetas de distintas dimensiones y condiciones de curado, según se resume en la tabla que sigue.

Una vez transcurridas 48 horas desde su fabricación, las probetas fueron sometidas durante los 26 días restantes hasta

ENSAYOS DE PULL-OUT REALIZADOS					
Dimensiones de la probeta (cm.)	Nº de probetas	Armadura (Ø mm)	Moldeo	Designación de la probeta	Condiciones de curado
20X20X20	5	Ø12	en seco	1	intemperie
				2 a 4	c. está
				5	c. climática
	5		bajo el agua	6	intemperie
				7 a 9	c. está
				10	c. climática
32X32X32	5	Ø20	en seco	1	intemperie
				2 a 4	c. está
				5	c. climática
	5		bajo el agua	6	intemperie
				7 a 9	c. está
				10	c. climática



Probeta instrumentada y lista para ensayar

el momento de su ensayo a las condiciones de curado que se definen a continuación:

- Intemperie: T = 28±8 °C; HR = 44,5%

- Cámara estándar: T = 20±2 °C; HR = 60±5% (cámara estándar RILEM / CEB / FIB)

- Cámara climática: T = 55±5 °C; HR = 35±5%, las probetas fueron cubiertas con arpillera y regadas con agua de mar cada 12 horas.

El curado de las probetas por procedimientos no normalizados obedeció al deseo de reproducir ambientes de mayor agresividad o la incidencia del transcurso del tiempo sobre la propiedad investigada.

5. RESULTADOS OBTENIDOS

Los valores de la tensión de adherencia τ_{dm} obtenidos se muestran en las tablas que siguen.

En los resultados obtenidos destaca la fuerte reducción de la tensión (τ_{dm}) de adherencia hormigón-acero en las probetas moldeadas bajo el agua, hasta niveles del orden del 50% de la de las probetas moldeadas en seco para las barras de 12 mm, y del orden del 25% para las barras de 20 mm.

TENSIÓN DE ADHERENCIA HORMIGÓN-ACERO EN LAS PROBETAS CURADAS A LA INTEMPERIE (N/mm ²)		
Ø(mm)	moldeadas en seco	moldeadas bajo el agua
12	16,3	7,3
20	17,1	3,5

TENSIÓN DE ADHERENCIA HORMIGÓN-ACERO EN LAS PROBETAS CURADAS EN CÁMARA ESTÁNDAR RILEM / CEB / FIB (N/mm ²)		
Ø(mm)	moldeadas en seco	moldeadas bajo el agua
12	15,6	6,9
20	16,5	4,2

**TENSIÓN DE ADHERENCIA HORMIGÓN-ACERO EN LAS PROBETAS CURADAS
EN CÁMARA CLIMÁTICA (N/mm²)**

Ø(mm)	moldeadas en seco	moldeadas bajo el agua
12	16,4	8,1
20	16,7	4,3

6. CONCLUSIONES

Las conclusiones más relevantes de la investigación realizada pueden resumirse como sigue.

- Las estructuras de hormigón construidas bajo el agua con este tipo de hormigones necesitan fuertes contenidos de cemento, del orden de 400 kg/m³, y contenidos de aditivo antilavado del 2% del peso de cemento o superiores.
- En estas condiciones, incluso si durante la puesta en obra se produce la rotura del sello hidráulico en la tubería que suministra el hormigón o tiene lugar una caída libre moderada del hormigón a través del agua, se puede garantizar con este tipo de hormigones una resistencia del orden del 60% al 70% de la que tendría el mismo hormigón de no haberse producido tales circunstancias adversas, con el hormigón sin aditivo antilavado la resistencia sería nula.
- Con este tipo de hormigones se puede garantizar una resistencia del hormigón puesto en obra bajo el agua entre el 50% y el 70% de la que tendría el hormigón puesto en obra en seco sin aditivo antilavado, cosa que no puede hacerse con los hormigones sin aditivo antilavado.
- En principio, y tomando como referencia la resistencia a compresión de las probetas moldeadas bajo el agua, no es recomendable contar con resistencias superiores a los 20 MPa ó 25 MPa, a efectos del dimensionamiento y cálculo de los elementos estructurales construidos bajo el agua con hormigones que contienen aditivos antilavado.
- De acuerdo con lo anterior, el principal efecto de la adición del aditivo antilavado, desde el punto de vista de la constitución y resistencia de la masa de hormigón, es garantizar su uniformidad y su resistencia así como la ausencia de zonas debilitadas por la presencia de coqueiras o de capas pobres en cemento, y asegurar la fiabilidad de sus características.
- El aumento de penetración de agua que se observa en las probetas moldeadas bajo el agua, aún cuando los hormigones incorporen cantidades adecuadas de aditivo antilavante, hace aconsejable emplear recubrimientos de las armaduras superiores a los establecidos en la Instrucción EHE.
- La reducción de la resistencia de las juntas de hormigonado hasta valores del 25% de la resistencia a tracción del hormigón hace que, en estructuras ejecutadas bajo el agua con este tipo de hormigones, las juntas, además del adecuado tratamiento, requieran una consideración específica en el proyecto ya que incluso pueden condicionar la propia configuración estructural.
- Especial atención merece la fuerte reducción de la adherencia hormigón-acero, que puede conducir a longitudes de anclaje y solape del orden del 200% de las establecidas en la Instrucción EHE en el caso de barras de 12 mm de diámetro, y del 400% en el de las de 20 mm de diámetro. De lo expuesto puede concluirse que en las estructuras de hormigón armado construidas bajo el agua con estos tipos de hormigones deberían soldarse las barras longitudinales a las transversales para sustituir el anclaje o solape por adherencia por el mecánico.

BIBLIOGRAFÍA

- BS 1881, part 105:1984. Flow table test
- NAGATAKI, S. et alies. "Recommendations for design and construction of antiwashout underwater concrete". Concrete Library International JSCE nº 19, junio de 1992.
- OTSUKI, N., HISADA, M., NAGATAKI, S. y KAMADA, T. "An experimental study on the fluidity of antiwashout underwater concrete". ACI Materials Journal, enero-febrero 1996.
- RILEM/CEB/FIP. "Bond Test for Reinforcement Steel:2. Pull-Out Test. Mayo de 1983
- UNE 83300:84. Ensayos de hormigón. Toma de muestras de hormigón fresco.
- UNE 83301:91. Ensayos de hormigón. Fabricación y conservación de probetas.
- UNE 83303:84. Ensayos de hormigón. Refrentado de probetas con mortero de azufre.
- UNE 83304:84. Ensayos de hormigón. Rotura por compresión.
- UNE 83306:85. Ensayos de hormigón. Rotura por tracción indirecta (Ensayo brasileño).
- UNE 83309:90 EX. Ensayos de hormigón. Determinación de la profundidad de penetración de agua bajo presión.
- UNE 83313:90. Ensayos de hormigón. Medida de la consistencia del hormigón fresco. Método del Cono de Abrams.
- UNE 83315:96. Ensayos de hormigón. Determinación del contenido de aire del hormigón fresco. Método de presión.

Álvaro García Meseguer

miembro honorífico de la fib



En reconocimiento a toda una trayectoria profesional en el ámbito del hormigón estructural, Álvaro García Meseguer, nuestro entrañable Álvaro, ha sido nombrado miembro honorífico de la FIB “*fédération internationale du béton*”, de cuyo predecesor CEB (Comité Euro-International du Béton) fue miembro distinguido y activo antes de que la fusión CEB-FIP (Fédération International de la Précontraint) diera lugar a la fib.

Álvaro García Meseguer es Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos y ha sido Profesor de Investigación del Instituto Eduardo Torroja, del CSIC. Desde 1960 ha presidido diversas Comisiones y Grupos de Trabajo del citado CEB. Miembro

del Comité 104 del American Concrete Institute (ACI), fue fundador de la Sección de Construcción de la EOQC (European Organisation for Quality), que presidió durante once años. Asimismo, ha sido miembro de la Comisión Interministerial Permanente del Hormigón.

Autor o coautor de varios libros (entre ellos el famosísimo Montoya-Meseguer-Morán), artículos y monografías, Álvaro es profesor de Hormigón Armado en la Escuela de la Edificación de la UNED (Universidad Nacional de Educación a Distancia) y ha presidido la Sección de Construcción de la AEC (Asociación Española para la Calidad).

Es especialmente destacable su tarea como presidente del Grupo Español del Hormigón (GEHO-CEB, 1989-1998, y presidente de la Delegación española en el CEB, hasta su fusión con la ATEP-FIP, en 1998, para constituir la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), de la que ha sido Vicepresidente. Ponente de los estatutos de nuestra Asociación y protagonista principal de aquel proceso de fusión de las dos asociaciones que dieron lugar a ACHE, Álvaro está en posesión de la Encomienda con Placa de la Orden de Alfonso X el Sabio y de la Medalla de ACHE por méritos a la investigación en el campo del hormigón estructural.

Une a su extenso curriculum de ingeniero entregado a la investigación y al movimiento asociativo nacional e internacional, un destacado perfil como lingüista, esforzado en enseñar a los ingenieros –y a los que no lo son– el arte de expresarse con corrección, con amenidad, con la categoría intelectual que se espera del ingeniero.

Nuevos Boletines *fib*

En los últimos meses la Fédération Internationale du Béton (*fib*) ha publicado tres interesantes boletines, cuyas reseñas se recogen a continuación.

Los interesados en adquirir cualquiera de ellos pueden hacerlo a través de la página web de *fib*: (<http://www.fib-international.org/publications/order/>) indicando el título del mismo.

DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES

El Boletín nº 39 recoge un estado del arte sobre diseño sísmico de puentes bajo el título “*Seismic design and retrofit - structural solutions*”.

Los puentes pueden dar la impresión de ser unas estructuras relativamente sencillas, cuyo comportamiento sísmico puede predecirse con cierta facilidad. Sin embargo, la experiencia demuestra que un gran número de puentes no se ha comportado satisfactoriamente en los últimos sismos acaecidos, lo que pone de manifiesto la necesidad de incrementar la investigación y el conocimiento sobre su comportamiento y los posibles mecanismos de colapso. A nivel mundial se están produciendo una serie de adelantos en el diseño sísmico y en los procedimientos de evaluación que, en la práctica, suponen importantes cambios en el proyecto de este tipo de estructuras.



En este contexto el objetivo del boletín nº 39 de *fib* es presentar, discutir y comparar de forma crítica las distintas soluciones desarrolladas para abordar el diseño sísmico de un puente, a raíz de la publicación del último manual sobre la materia hace ya más de 10 años. Para llevar a cabo este trabajo, se constituyó un comité internacional formado por relevantes expertos en este campo cuyo resultado se plasma en esta publicación.

Los primeros cuatro capítulos del boletín presentan las distintas soluciones de diseño a nivel mundial, realizando una comparativa entre ellas en la que se destacan sus ventajas así como sus potenciales problemas. Los siguientes tres capítulos se dedican a describir los avances actuales, con un especial énfasis en el diseño por control mejorado de daños, en el diseño considerando la variación espacial de movimiento del terreno y en el diseño en el caso en que se atravesase una falla. La última parte de este boletín recoge un resumen de los aspectos más actuales relativos a puentes existentes.

En las dos últimas décadas se han producido amplios desarrollos técnicos con el objetivo de hacer de los puentes una importante infraestructura de transporte con limitación de daños durante la ocurrencia de un terremoto. La consecución de este objetivo depende del nivel sísmico del territorio, del sistema de transporte, de las prácticas constructivas, o de la cultura local, aspectos todos ellos que se describen y se discuten en este documento.

A continuación se recogen los principales epígrafes de su índice:

Fib Bulletin no. 39 Seismic design and retrofit - structural solutions.

PART I – INTRODUCTORY REMARKS

1. Introduction

PART II – CURRENT DESIGN PRACTICE AND TRENDS

2. Pier section for bridges in seismic regions
3. Pier/superstructure connection details
4. Superstructure
5. Design of foundations

PART III – CURRENT DEVELOPMENTS

6. Design for enhanced control of damage
7. Design for spatial variation of ground motion
8. Design for active fault crossing

PART IV – PROBLEMS WITH EXISTING BRIDGES

9. Screening of bridges for assessment and retrofit
10. Fragility assessment
11. Seismic retrofit

ARMADURA POLIMÉRICAS

El empleo de armaduras poliméricas en las estructuras de hormigón es el objeto del Boletín nº 40 de fib “*FRP reinforcement in RC structures*”.

Este boletín recopila los trabajos emprendidos en el año 1996 por un grupo específico de trabajo creado en el seno del CEB, cuyo objetivo principal era la elaboración de unas recomendaciones de proyecto que permitieran la utilización de armaduras no metálicas en la construcción de estructuras de hormigón, adoptando para ello un formato similar al utilizado en el Código Modelo.

En los trabajos llevados a cabo han participado un elevado número de expertos procedentes de universidades, centros de investigación y empresas líderes en el campo de los composites.

En el año 2001 se publicaron los trabajos abordados en el campo del pretensado y postesado, que pueden consultarse en el Boletín nº 14 de fib “*Externally bonded FRP reinforcement for concrete structures*”, publicándose ahora la parte relativa a las armaduras embebidas en el hormigón.



La creciente sensibilización de la sociedad hacia la durabilidad y sostenibilidad de las estructuras, hacen que este tipo de soluciones cobren una especial importancia en el campo del hormigón estructural. Pero la tarea no es sencilla, dado que bajo el epígrafe de armaduras poliméricas (FRP) se aúna una gran variedad de productos resultado de la combinación de diferentes tipos de fibras en diferentes proporciones, lo que les da unas características muy variadas a este tipo de armaduras, de las que hay casos particulares como las fibras de aramida (AFRP), las fibras de vidrio (GFRP) o las fibras de carbono (CFRP), entre otras.

En esta publicación se recopilan las principales propiedades y características de las armaduras poliméricas, haciendo un especial hincapié en los aspectos de durabilidad. Se contemplan los distintos modelos mecánicos de estos materiales en las situaciones de E.L. Últimos y de Servicio, así como diversos modelos de cálculo conformes a los códigos existentes.

Las formulaciones tradicionalmente desarrolladas para armaduras de acero, con un comportamiento marcadamente plástico, se adaptan al comportamiento de estos nuevos materiales caracterizados por un comportamiento eminentemente elástico lineal que alcanza una rotura frágil, lo que implica la necesidad de replantear la filosofía con la que actualmente se proyectan las estructuras de hormigón.

La consulta de este boletín es, por tanto, indispensable para aquellos que quieran conocer de primera mano las últimas innovaciones en materiales, y que necesiten dar respuesta a situaciones de extrema agresividad química, ausencia de campos electromagnéticos, alta resistencia o estructuras ligeras.

A continuación se recogen los principales epígrafes de su índice:

Fib Bulletin no. 40 FRP reinforcement in RC structures.

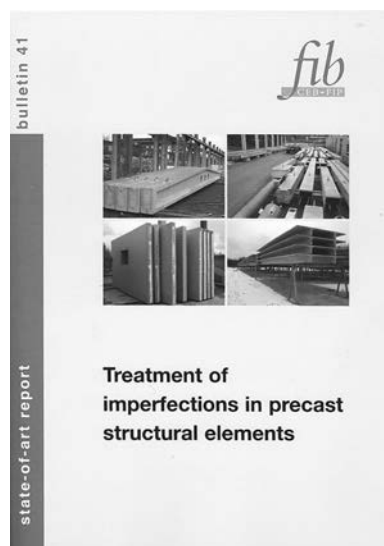
1. Introduction
2. Material characteristics
3. Durability: performance and design
4. Ultimate Limit States for bending, compression and tension

5. Serviceability Limit States
 6. Shear and punching shear
 7. Bond, anchorage and tension stiffening behaviour
 8. Design philosophy
- Annex A: Splitting resistance of concrete
Annex B: Background to a new design philosophy

LAS IMPERFECCIONES EN LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS

El desarrollo de la prefabricación ha sido notable en los últimos años, con una tendencia en la que se va imponiendo la construcción industrializada por las indudables ventajas que presenta.

Se trata de procesos industriales repetitivos, en los que es posible sistematizar las labores de control y ejecución. No obstante, los elementos prefabricados no están libres de presentar diversos tipos de desperfectos o deterioros que han podido producirse durante el proceso de fabricación, almacenamiento, transporte o colocación, y que en muchas ocasiones pueden ser reparados, dependiendo de su importancia, de las posibilidades de reparación y del uso previsto del elemento.



El Boletín nº 41 de fib, recientemente publicado bajo el título “*Treatment of imperfections in precast structural elements*” aborda la descripción de los defectos que pueden presentarse en los diferentes elementos prefabricados, haciendo una descripción de sus posibles causas, las medidas que deben adoptarse para prevenir que no se produzcan este tipo de fallos, el efecto e importancia que puede llegar a tener, y la forma de reparación de los mismos.

Se trata de un documento eminentemente práctico que da solución a los problemas que pueden presentarse en aquellos elementos prefabricados en los que no se hayan alcanzado los niveles de calidad inicialmente previstos. En esta situación no se trata tan sólo de aceptar o rechazar un elemento, para lo cual hay que tener una sólida base de conocimientos, sino de averiguar cuáles han sido las causas que lo han originado para tratar de resolverlas y evitar que pueda volver a repetirse.

Esta publicación contempla elementos tales como pilares, vigas, jácenas, viguetas, losas alveolares, prelosas, muros, viguetas, etc. dejando fuera de su alcance los elementos prefabricados para depósitos y balsas.

Los contenidos de este boletín son los siguientes:

Fib Bulletin no. 41 Treatment of imperfections in precast structural elements.

1. INTRODUCTION

2. SCOPE

3. TYPE OF DEFECTS

- i. Geometrical deviations
- ii. Deflection and camber
- iii. Cracks
- iv. Spalling, splitting and bursting
- v. Accidental damage

4. GENERAL ASPECTS CLASSIFICATION

- i. Level of safety requirements
- ii. Durability
- iii. Aesthetic issues

5. SPECIFIC CASES

- i. Columns and beams
- ii. Panels
- iii. Hollow core slabs
- iv. Double tee units
- v. Solid planks
- vi. Beams and blocks

6. BIBLIOGRAPHY

ANNEX

- a. Calculating strength capacity reduction due to a defect
- b. Maximum allowable strength loss
- c. Examples

RESUMEN DE COMISIONES Y GRUPOS DE TRABAJO DE ACHE

JUNIO 2007

Comisión	Grupo de trabajo	Coordinador
C1 Proyecto Presidente: Juan Carlos Arroyo Portero	GT1/1 Recomendaciones para el proyecto de losas alveolares	Manuel Burón Maestro
	GT1/2 Representación gráfica de estructuras de hormigón de edificación	Roberto Brufau Niubó
	GT1/3 Proyectos de estructuras de hormigón en zona sísmica	José Romo Martín
	GT1/4 Adherencia en elementos prefabricados con armadura pretesa	Fernando Martínez Abella
	GT1/5 Proyecto de edificios altos	Jesús Gómez Hermoso
C2 Materiales Presidente: David Fernández Ordóñez Hernández Vicepresidente: Honorino Ortega Valencia	GT2/1 Armaduras activas	José Quereda Laviña
	GT2/2 Hormigón autocompacto	Luis Pablo González Torijano
	GT2/3 Aditivos químicos para el hormigón estructural	Joana Roncero
	GT2/4 Estadística aplicada. Modelos lineales	Juan Carlos López Agüí
C3 Ejecución Presidente: Manuel Burón Maestro Secretario: José A. del Rosario	GT3/2 Hormigonado no convencional	Fernando Hué García
	GT3/4 Seguridad y Salud	Manuel Burón Maestro
	GT3/5 Andamios y Apeos	José Antonio del Rosario
	GT3/6 Ejecución de edificios altos	Jesús Gómez Hermoso
	GT3/7 Muros-Pantalla	José García de Miguel
	GT3/8 Movimiento de grandes pesos	Javier Ripoll
C4 Uso y mantenimiento Presidente: Javier León González Secretario: Ariel Dante Espeche	GT4/1 Sistemas de protección para garantizar la durabilidad	Marta García Guillot
	GT4/2 Demoliciones	Agustín Prudencio Díaz
C5 Estructuras y elementos estructurales Presidente: Ángel Aparicio Bengoechea Secretario: Concepción Velando Cabañas	GT5/1 Puentes de ferrocarril	Ignacio Granell Vicent
	GT5/2 Resistencia a cortante en elementos sin armadura transversal	Alejandro Pérez Caldentey
	GT5/5 Diseño de estructuras de hormigón frente a los efectos de las deformaciones impuestas	Alejandro Pérez Caldentey
	GT5/6 Forjados mixtos con chapa nervada	Guillermo Corres Peiretti



PETICIÓN DE PUBLICACIONES

Dirección de la Secretaría de ACHE:
 E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos; Laboratorio de Estructuras
 Avda. Profesor Aranguren, s/n 28040 Madrid - Tlf: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 NIF: G28813442
 info@e-ache.net

Complete los datos requeridos a continuación. Luego rellene el número de unidades de las publicaciones que desee solicitar
 Recuerde que NO SE REALIZARÁ LA COMPRA Y EL ENVÍO hasta no haberse procedido al pago de la forma elegida en el formulario.

Datos de Envío

Nombre completo Empresa.....
 Dirección Población C.P.
 Provincia Email Fax Teléfono

Datos de Facturación

Nombre completo Empresa..... CIF/NIF
 Dirección Población C.P.
 Provincia Email Fax Teléfono

¿ Es miembro de ACHE ?

Forma de pago:

- Cheque nominal a nombre de ACHE
- Transferencia bancaria a: Banco Español de Crédito, c.c. 0030-1125-19-0001560271

LISTA DE PRECIOS

LIBROS

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades
B-1	Evaluación de la capacidad portante de estructuras mediante pruebas de carga	4,81	3,61
B-2	Inyección de fisuras con formulaciones de resinas epoxídicas	6,01	4,51
B-4	Morteros de reparación	6,01	4,51
B-5	Modelos de análisis de estructuras de hormigón	13,22	9,22
B-7	Recomendaciones CEB para empalmes mecánicos de armaduras	12,02	9,02
B-8	Tecnología del hormigón Código MC-90 e instrucciones EH-91	12,02	9,02
B-9	Recomendaciones CEB para separadores, calzos y atado de armaduras	6,01	4,51
B-10	Encuesta sobre patología de estructuras de hormigón	9,02	6,77
B-11	Recomendaciones CEB para uniones soldadas en barras de armado	6,01	4,51
B-12	Durabilidad de estructuras de hormigón. Guía de diseño CEB	24,04	18,03
B-13	Consideraciones de seguridad para variables hidráulicas	7,81	5,86
B-14	Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón. Guía FIB de buena práctica	12,02	9,02
B-15	Comentarios a las modificaciones de la EH-91 relativas a la calidad de hormigones	12,02	9,02
B-16	Estado límite de fisuración en el hormigón estructural	9,62	7,21
B-17	Cálculo simplificado de flechas en estructuras de edificación	9,62	7,21
B-18	El fenómeno de <i>tensión-stiffening</i> en las estructuras mixtas	6,01	4,51
B-19	Propuesta de Documento Nacional de Aplicación del Eurocódigo 4. Estructuras mixtas. Parte 1.1	3,01	2,25
B-20	Hormigón de alta resistencia. Fabricación y puesta en obra	12,02	9,02
B-21	Demolición y reutilización de estructuras de hormigón	12,02	9,02
B-22	Caracterización de las propiedades diferidas del hormigón y su incidencia estructural	12,02	9,02
B-23	Análisis de estructuras mixtas en ordenador	9,02	6,76
E-1	Recomendaciones para la conservación de puentes pretensados HP 7-92	12,02	9,02
E-4	Código modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural	60,10	45,08
E-5	Recomendaciones para el proyecto y construcción de losas postesadas con tendones no adherentes HP-9-96	25,24	18,93
E-6	Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior HP 10-96	24,04	18,03
E-8	Problemas de vibraciones en estructuras	30,05	24,04
E-9	Hormigones de ejecución especial (seis tipos)	24,00	20,00
E-10	Recomendaciones para el Proyecto, ejecución y montaje de elementos prefabricados	55,00	44,00
	Comunicaciones al 1º Congreso ACHE 1999 (Vol. 1,2,3)	62,51	56,25
	Comunicaciones II Congreso ACHE 2002. Puentes y Estructuras de Edificación (4 volúmenes + CD)	112,00	75,00
E-11	Diseño y utilización de Cimbras	26,25	21,00
E-12	Manutal de Tirantes	42,00	34,00

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades
G-1 3ª Edición	Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno	16,25	13,00
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 1	12,02	9,02
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 2	12,02	9,02
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 3	12,02	9,02
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 4	24,04	18,03
	Estructuras pretensadas en España 1994 -1997	36,06	30,05
	Estructuras de edificación prefabricadas	39,67	29,75
	Comunicaciones presentadas a las Jornadas sobre El Estado del Arte en Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón	24,04	18,03
	Primeras Jornadas de ACHE sobre la enseñanza del hormigón estructural	30,05	2,54
	Patología y control de calidad del hormigón	28,25	16,23
	Comunicaciones Primer Congreso Nacional de Prefabricación (Libro+CD)	60,00	45,00
	Comunicaciones "Jornada Comportamiento de Estructuras de Hormigón en zonas Sísmicas Madrid 5/6 Mayo 2004"	50,00	37,50
	Comunicaciones "Seminario Proyecto de Estructuras de Hormigón de Alta Resistencia Madrid 30 Noviembre 2004"	50,00	37,50
	Comunicaciones III Congreso ACHE 2005. Puentes y Estructuras de Edificación (5 volúmenes + CD)	120,00	90,00
M-1	Armaduras pasivas en la EHE	19,83	15,03
M-2	Manual de tecnología del hormigón reforzado con fibras de acero	19,83	15,03
M-3	Principios generales para el proyecto de detalles de armado	19,83	15,03
M-4	Manual de ejemplos de aplicación a la EHE a la edificación	27,05	21,64
M-5	Conceptos de aseguramiento de la calidad aplicados al control de recepción del hormigón estructural adaptado a la EHE	19,83	15,03
M-6	Método de Bielas y Tirantes	25,00	20,00
M-7	Control estadístico del hormigón estructural	35,00	30,00
M-8	Recomendaciones para el proyecto de estructuras de hormigón de alta resistencia	25,00	20,00
M-9	Pruebas de Carga de Estructuras	25,00	20,00
M-10	Comprobación de un tablero mixto	25,63	20,50
M-11	Utilización de árido reciclado para fabricación de hormigón estructural	25,63	20,50
M-12	Ejemplo de tablero de hormigón pretensado según la normativa española	25,63	20,50

TESIS DOCTORALES

	Reparación de elementos lineales de hormigón armado. Comportamiento en servicio - Manuel Octavio Valcuende Payá	18,03	9,02
	Comportamiento en servicio del hormigón estructural. Estudio teórico y experimental - Alejandro Pérez Caldentey	24,04	12,02
	El efecto del tamaño y mecanismos de rotura en el ensayo de compresión diametral - Claudio Rocco	30,05	15,03
	Influencia del tamaño y de la adherencia en la armadura mínima de vigas en flexión - Gonzalo Ruiz López	30,05	15,03
	Análisis acoplado de los fenómenos de fluencia, retracción y fisuración y efectos de segundo orden en estructuras de hormigón armado - José Antonio Martínez	30,05	15,03
	Análisis técnico-económico de la influencia que presenta el empleo de diferentes materiales y tipologías estructurales en el proyecto de estructuras de edificios - Jesús Gómez Hermoso	30,05	15,03
	Estudio de los mecanismos combinados de fisuración y adherencia en elementos de hormigón armado y pretensado- Bahaa Sharaf Tork	19,83	15,03
	Estudio experimental y numérico del comportamiento en servicio y rotura de puentes continuos prefabricados monoviga - Gustavo Ariel Pérez	19,83	15,03
	Influencia de la puesta en obra del hormigón en la durabilidad de las estructuras de hormigón armado y pretensado(+ separata) - Manuel Burón Maestro	19,83	15,03
	Comportamiento y optimización de puentes atirantados continuos - Juan Rodado López	19,83	15,03
	Establecimiento de índices de calidad de la unión entre tongadas en presas de hormigón HCR - Jesús M. de la Fuente González	19,83	15,03
	Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Criterios de comprobación - José A. Martín Caro Álamo	19,83	15,03
	Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes con pretensado extradadoso - Gustavo Chio Cho	19,83	15,03
	Estudio de la adherencia de cordones de pretensado en elementos prefabricados de hormigones de altas prestaciones iniciales - Cristina Vázquez Herrero	19,83	15,03
	Estudio experimental de la adherencia de cordones pretensos en hormigones de altas prestaciones iniciales - José Rocío Martí Vargas	19,83	15,03
	Comportamiento diferido del hormigón estructural considerando la no linealidad mecánica. Estudio teórico y experimental - Mirian Valentina Sánchez Pérez	19,83	15,03
	Shear Strength of Reinforced High-Strength Concrete Beams - Antoni Cladera Bohigas	19,83	15,03
	Estudio del comportamiento del hormigón con fibras de acero en elementos laminares de pequeño espesor y su comportamiento postfisuración- Alberto Domingo Cabo	19,83	15,03
	Evaluación no lineal de los efectos estructurales producidos por las deformaciones diferidas del hormigón y el acero - Miguel Fernández Ruiz	19,83	15,03
	Hormigones con áridos reciclados procedentes de demoliciones: Dosificaciones, propiedades mecánicas y comportamiento estructural a cortante - Belén González Fonteboa	19,83	15,03
	Estudio del comportamiento a flexión y cortante de puentes de dovelas de hormigón con pretensado exterior y junta seca - José Turmo Coderque	27,33	20,50

REVISTA HORMIGÓN Y ACERO

Revista Nº	24,00	20,00
------------------	-------	-------	-------



Normas para la publicación de contribuciones en la revista HORMIGÓN Y ACERO

1. GENERALIDADES

Hormigón y Acero, revista trimestral de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), acoge para su publicación contribuciones que estén relacionadas con el campo de las estructuras de obra civil y edificación y los materiales que las conforman.

La presentación de contribuciones para publicación en la revista está abierta a todos los técnicos o científicos interesados en publicar y divulgar sus experiencias, conocimientos u opiniones sobre diferentes aspectos de las estructuras y sus materiales.

2. TIPOS DE CONTRIBUCIONES

Las contribuciones, según su extensión y profundidad, podrán clasificarse como artículos, Comunicaciones y Comentarios o Notas.

Los artículos constituyen la base de la revista y podrán referirse, entre otros, a estudios y trabajos de investigación, proyectos y realizaciones, o aspectos relacionados con la explotación, mantenimiento, rehabilitación o demolición de las estructuras y sus materiales. Básicamente deberán contemplar aspectos científicos y técnicos de las estructuras y sus materiales, pero además podrán también referirse a aspectos estéticos, socio-económicos o ambientales de las mismas.

Además de los artículos, podrán presentarse asimismo otras contribuciones más breves para su publicación en la sección del Rincón de ACHE. Estas contribuciones podrán ser, entre otras, comentarios a artículos publicados anteriormente en la revista, recomendaciones, revisiones de normas, etcétera.

La revista se imprime en blanco y negro, salvo el artículo central. El artículo central es seleccionado por el Comité de Redacción entre los artículos que se vayan a incluir en cada número. Normalmente se tratará de un artículo sobre alguna realización estructural significativa, que se imprime en color y con el texto completo en español e inglés.

3. CONDICIONES GENERALES

Sólo podrá solicitarse la publicación de artículos que no hayan sido previamente publicados o que no estén en proceso de revisión en otros medios de difusión. Se exceptúan los resúmenes publicados sobre el tema y las tesis doctorales elaboradas por alguno de los autores.

Es responsabilidad del autor el disponer de un permiso por escrito para poder reproducir cualquier material (texto, imágenes, tablas, etc.) que haya sido publicado en otra publicación o página web, por lo que Ache no se hace responsable del copyright anterior del material recibido.

El procedimiento para solicitar la publicación de una contribución se describe detalladamente en el apartado 4. Los originales de las contribuciones que se deseen publicar en *Hormigón y Acero* deberán redactarse cumpliendo estrictamente las normas que se especifican en el apartado 5.

Cualquier contribución que ACHE reciba y que incumpla el procedimiento de solicitud de publicación o la normativa de redacción será devuelta a su autor para su oportuna rectificación.

4. PRESENTACIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA SU PUBLICACIÓN EN HORMIGÓN Y ACERO

El autor o autores que deseen publicar una contribución en la revista *Hormigón y Acero* deberán remitir a ACHE la siguiente documentación:

1. Escrito solicitando la publicación de la contribución enviada, lo que supone la aceptación de estas Normas de Presentación de artículos.

En el mismo escrito deberán incluirse los siguientes datos:

- Nombre completo del autor con el que se desea que se mantenga la comunicación mientras dure el proceso de publicación de la contribución.

- Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y fax de dicho autor.
 - Declaración de la originalidad de la contribución comentada en el apartado 3 de estas Normas.
2. Original completo de la contribución (incluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternativamente impreso en papel, siendo necesario en este caso enviar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se insertarán en el texto con el tamaño aproximado con el que el autor desearía que cada figura fuera publicada y en las posiciones aproximadas dentro del texto en las que desearía que quedasen finalmente insertadas según la estructura indicada en el apartado 5.8.
 3. Texto de la contribución (**sin figuras**) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.
 4. Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (*v.gr.* Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figura: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, Freehand (versión 9 o posterior), CorelDraw e Ilustrador. **No se admite como archivo de figura la simple inclusión de la figura en el archivo de texto Word (doc.), o los archivos en formato Power Point (.ppt).**

La dirección de envío de toda la documentación anteriormente indicada, necesaria para solicitar la publicación de una contribución es la siguiente:

- PARA ENVÍOS POSTALES:
Revista *Hormigón y Acero*
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n - Ciudad Universitaria
28040 - Madrid
- PARA ENVÍOS POR CORREO ELECTRÓNICO:
info@e-ache.net

5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

5.1. EXTENSIÓN

Los artículos no deberán tener una extensión superior a las 8.000 palabras (10.000 en el caso de los

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.

El texto no debe duplicar información o resultados incluidos en las tablas de la contribución.

Si un artículo es seleccionado por el Comité de Redacción de la revista para aparecer como artículo central, se solicitará a los autores que envíen también el texto completo del mismo en inglés (incluidos los pies de las figuras y fotos).

5.3. GRÁFICOS, FIGURAS Y FOTOS

Los gráficos, figuras y fotos deberán ir numerados correlativamente en el orden que se citen en el texto. **La numeración no distinguirá entre gráficos, figuras y fotos.**

Las figuras, gráficos y fotografías se citarán en el texto mediante la palabra *Figura* y su número correspondiente.

Dado que la mayor parte de la revista se publica en blanco y negro deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Las fotos, especialmente si el original es en color, deberán tener el contraste suficiente para que cuando se impriman en blanco y negro permitan distinguir claramente su contenido e información.
- Es recomendable que no se incluyan gráficos y figuras cuya información se distinga por el color de las curvas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curvas y de la información contenida en la figura o gráfico al imprimirlo en blanco y negro.

Las figuras y gráficos se publican habitualmente en la revista con tamaños aproximados de 8, 12 ó 18 cm.

de anchura. Esta circunstancia deberá ser tenida en cuenta al preparar las fotos y figuras que ilustren el artículo.

Las fotos deberán tener, al tamaño al que el autor pretenda que aparezcan publicadas, una resolución mínima de 300 pixels por pulgada (120 pixels por cm. aproximadamente).

En cuanto a los dibujos delineados y gráficos deberán ser claros, esquemáticos (no con excesivos detalles) y deberán contener el mínimo posible de información en forma de texto, números y símbolos. En todo caso ésta última deberá ser claramente legible al tamaño al que se pretende que aparezca la figura en la publicación. Debe, por tanto, evitarse incluir en las figuras información innecesaria para la adecuada comprensión de la contribución. Este aspecto afecta especialmente a los planos en los artículos sobre realizaciones estructurales, que habitualmente incluyen información excesivamente prolija para el artículo e innecesaria para su comprensión, con el agravante de que al reducir el tamaño del plano al necesario para la publicación en la revista, el texto y números quedarían apelmazados e ilegibles. En estos casos se solicitará al autor la sustitución del plano por una figura análoga más adecuada al artículo.

5.4. TABLAS

Las tablas deberán ir numeradas correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación. Cada tabla tendrá su título.

Las tablas se citarán en el texto mediante la palabra *Tabla* y su número correspondiente, que será independiente a la numeración de las *Figuras*.

5.5. UNIDADES

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las normas UNE 82 100 y UNE 82 103.

5.6. ECUACIONES Y EXPRESIONES MATEMÁTICAS

En las ecuaciones se procurará la máxima calidad de escritura y el empleo de las formas más reducidas siempre que no entrañen riesgo de incompreensión. Para su identificación se utilizará un número entre paréntesis a la derecha de la fórmula.

Las ecuaciones se numerarán consecutivamente y se citarán en el texto mediante la palabra *Ecuación* y su número correspondiente.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similar) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (v. gr. la l y el uno (1); la O y el cero (0); la K y la k, etc.).

5.7. CITAS DE OTROS AUTORES

Las citas en el texto deberán ir acompañadas de un número entre corchetes que permita localizar el documento citado en las referencias bibliográficas incluidas al final del artículo.

5.8. ESTRUCTURA GENERAL DE LAS CONTRIBUCIONES

En la página web de la revista hay, a disposición de los autores, una plantilla en Word (.doc) para la redacción de los manuscritos.

Como norma general la estructura de los artículos se ajustará al siguiente esquema:

Título: El título deberá presentarse en español e inglés, ser breve y explícito y reflejar claramente el contenido de la contribución. Deberá evitarse el uso de siglas y nombres comerciales.

Autores y filiación: Se hará constar el nombre y apellidos completos del autor o autores, su titulación profesional y el Centro o Empresa donde desarrollan sus actividades.

Resumen: Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en español e inglés, de extensión no inferior a cincuenta (50) palabras ni superior a ciento cincuenta (150) palabras.

Palabras clave: Se incluirán cinco (5) palabras clave, en español e inglés, que faciliten la búsqueda y clasificación del artículo en las bases de datos.

Texto del artículo: Se organizará con un esquema numerado de apartados y subapartados. Normalmente contendrá una breve introducción, el cuerpo principal del artículo y unas conclusiones o comentarios finales, así como un apartado final de agradecimientos (si procede).

Apéndices: En artículos de carácter científico en los que haya una cierta profusión de expresiones matemáticas es recomendable la inclusión de un apéndice que resuma la notación empleada.

Referencias Bibliográficas: Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del

mismo dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación para su localización. En lo posible se seguirán los siguientes criterios de referencia adoptados por la normativa internacional:

a) *Referencias a artículos publicados en revistas:*

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación; número de la primera y última de las páginas que ocupa el artículo al que se refiere la cita.

b) *Referencias de libros:*

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del libro; edición; editorial y año de publicación.

En la estructura de contribuciones que no sean artículos sólo requerirá obligatoriamente la existencia de título, autores, filiación de los autores y el texto.

6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

Todas las contribuciones recibidas que cumplan con los requisitos de recepción exigidos serán revisadas por al menos dos miembros del Comité de Redacción, ya sean Vocales o Asesores. En ocasiones, el Comité de Redacción podrá requerir para esta labor de revisión, la intervención de algún experto ajeno a él, que sea especial conocedor del tema tratado en el artículo.

Como consecuencia de esa revisión, el Comité de Redacción decidirá sobre la aceptación o no de la contribución presentada para su publicación en *Hormigón y Acero*. En caso de aceptación ésta podrá estar condicionada a que el autor realice los cambios que, a juicio del Comité, deban efectuarse para que la contribución pueda ser finalmente publicada en *Hormigón y Acero*.

7. CESIÓN DE DERECHOS

Una vez que la contribución haya sido aprobada por el Comité de Redacción de la revista, la Secretaría de ACHE remitirá a los autores un “Acuerdo de Publicación”, que deberá ser firmado por todos y cada uno de los autores de la contribución y devuelto a ACHE, por el cual cedan todos los derechos de publi-

cación 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.

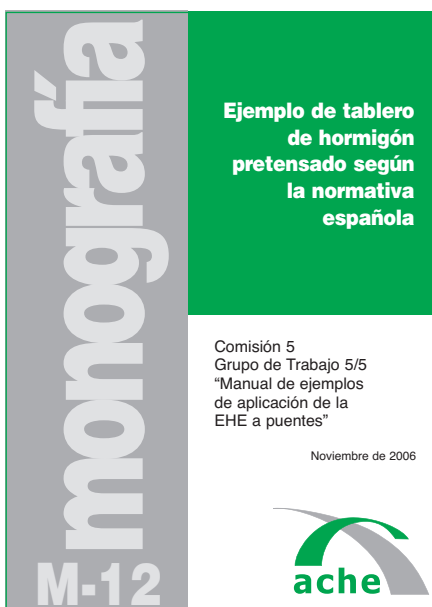
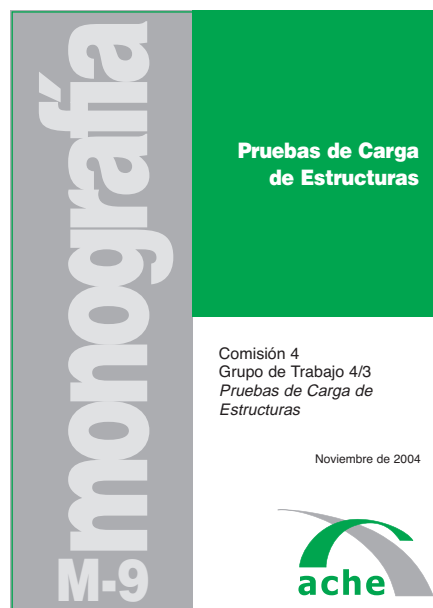
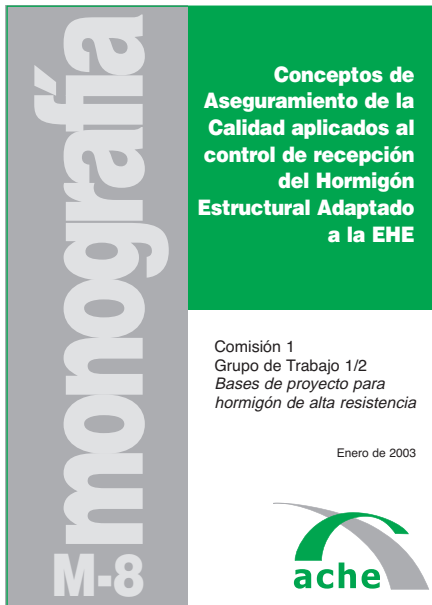
El autor de un artículo podrá encargar un mayor número de separatas (mínimo 50), lo cual deberá indicar al remitir la versión final de su artículo. El coste de estas separatas adicionales correrá a cargo de los autores del artículo.

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.



ÚLTIMAS
MONOGRAFÍAS
PUBLICADAS

Véase listado de monografías
publicadas y formulario de petición
de publicaciones en páginas
104 y 105 de este mismo número



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



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 periódicas que decida el Consejo. El voto del miembro personal se computa con peso 1.
- 5. Miembro Menor de 30 años-** Es la categoría que corresponde a las personas físicas menores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones aperiódicas que decida el Consejo. El voto del miembro menor de 30 años se computa con peso 1.
- 6. Miembro Estudiante.** Es la categoría que corresponde a las personas físicas de edad igual o menor que 30 años, admitiéndose también en esta categoría a los doctorandos en disfrute de una beca que hubiesen rebasado dicho límite de edad. Tiene los mismos derechos que el miembro persona, incluido el de voto.

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
 ACHE - Secretaría
 ETSI Caminos, Canales y Puertos
 Ciudad Universitaria
 Avda. Profesor Aranguren, s/n - 28040 Madrid

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relacionan seguidamente:

Nombre.....

NIF Calle.....

Ciudad Código Postal..... País.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para Personas Jurídicas).....

Teléfono..... Fax E-mail.....

desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de solicita más información sobre la modalidad de Miembro

Estudiante (1º y 2º ciclo y menores de 30 años) (20 €)

Menor de 30 (40 €)

Personal (80 €)

Colectivo (187 €)

Protector (337 €)

Patrocinador (675 €)

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada más abajo.

Lugar, fecha y firma..... (sello de la entidad para personas jurídicas)

Sr. Director del Banco de.....

Agencia.....

Calle.....

Ciudad..... Código Postal.....

Muy Sr. mío:

Le ruego que, con cargo a la cuenta cuyos datos relaciono más abajo, atienda hasta nuevo aviso los recibos emitidos por la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural ACHE.

Atentamente,

Lugar, fecha y firma.....

DATOS DE LA CUENTA BANCARIA

Titular.....

NIF.....

Código cuenta cliente: Banco..... Sucursal..... Dígitos control.....

Número cuenta.....





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



DELEGACIONES IECA

SEDE CENTRAL
D. Joaquín Romero Postiguillo
Juan Rejón 103, 3º A
28003 Madrid
www.ieca.es

Delegación de Canarias
D. Joaquín Romero Postiguillo
Juan Rejón 103, 3º A
35008 Las Palmas de Gran Canaria
Tel.: 928.46.28.00 - Fax: 928.46.14.03
E-mail: ieca Canarias@ieca.es

Delegación de Cataluña
D. Sergio Carrascón Ortiz
Valencia, 245 3º - 5º p
08007 Barcelona
Tel.: 934.87.22.83 - Fax: 934.87.04.10
E-mail: iecat@ciment-catala.org

Delegación Centro
D. José Quereda Laviña
José Abascal 57, 4º
28003 Madrid
Tel.: 914.01.11.12 - Fax: 914.01.05.86
E-mail: ieca centro@ieca.es

Delegación de Levante
D. Rafael Rueda Arriete
Plaza del Ayuntamiento 2, Pta. 17
46002 Valencia
Tel.: 96.381.90.33 - Fax: 96.381.90.34
E-mail: iecadelegacionlevante@ono.com

Delegación Noroeste
D. Jesús Díaz Minguela
Plaza de San Marcos, 6 - 3º E
24001 León
Tel.: 987.23.48.33 - Fax: 987.23.65.79
E-mail: iecanoroeste@infonegocio.com

Delegación Norte
D. Inaki Zabala Zuazo
Telletxe 36, 3º Centro (B)
48993 Algorta, Vizcaya
Tel.: 944.91.53.61 - Fax: 944.91.43.98
E-mail: iecanorte@sarenet.es

Delegación Sur
D. Luis Garrido Romero
Virgen de Regla, 1 Esc. B, 1º 3
41011 Sevilla
Tel.: 954.27.40.43 - Fax: 954.27.26.43
E-mail: delegacion@iecasur.com

Sumario

Carta del Director

REALIZACIONES Y PROYECTOS

Obra Cajón Adriatic LNG Terminal Algeciras

Algeciras Adriatic LNG terminal Caisson project

J. Knight, A. Arcas y F. Ambrosio

Diseño y ejecución de un muro pantalla pretensado y con contrafuertes

Design and construction of a prestressed diaphragm wall with burtresses

C. Molins, A. Ledesma, R. Casals y C. Jaén

INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS

Estudio del comportamiento aeroelástico del puente sobre el río Tajo en el embalse de Alcántara

Study of the aeroelastic behaviour of the bridge over the Tajo River at the Alcántara Reservoir

J.C. Lancha

Modelo numérico para el análisis no lineal de secciones prefabricadas construidas evolutivamente

Numerical model for the non linear analysis of precast and sequentially constructed sections

A. de la Fuente, A. Aguado y C. Molins

Incidencia de los aditivos antilavado en los hormigones puestos en obra bajo el agua (hormigones sumergidos)

Effect of anti-washout admixtures in underwater concrete

L. Sanz

RINCÓN DE ACHE

Álvaro García Meseguer, miembro honorífico de la *fib*

Nuevos Boletines *fib*



A s o c i a c i ó n
C i e n t í f i c o - t é c n i c a
d e l H o r m i g ó n
E s t r u c t u r a l