HORMIGÓN y acero

núms. 223 a 226

Año 2002 completo

Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural

http://www.e-ache.net

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Una construcción singular

A singular structrure

Dragados Obras y Proyectos

FCC

Dragados y FCC han construido en Algeciras el dique de abrigo y muelle flotante mayor del mundo, con 352 metros de eslora (un tamaño superior a tres campos de fútbol), que ha servido para la ampliación del puerto de la Condamina, en Mónaco, cuya infraestructura actual se construyó en los primeros años del siglo XX.

Los trabajos que han realizado las constructoras y sus filiales especializadas BBR, DRACE, y Geocisa, han consistido en la construcción de un dique o muelle flotante de 352 metros de eslora, 19 metros de puntal (24,5 m. con superestructura), 28 metros de manga y un desplazamiento de 163.000 toneladas.

La estructura se ha construido para una duración de 100 años.

Dragados and FCC recently built the largest floating dock and breakwater in the world in Algeciras, Spain, destined to expand Condamine Port in Monaco. This structure adds 325 lm of new docking space (equivalent to more than three soccer fields) to the port's original infrastructure that dates from the beginning of the 20th Century.

The project carried out by the contractors and their specialized subsidiaries BBR, DRACE and Geocisa, involved the construction of a floating dock or breakwater 352 meters long with a 19 meter height (24.5 meters with the superstructure), 28 meter width and 163.000 ton displacement.

The structure was built to have a working life of 100 years.

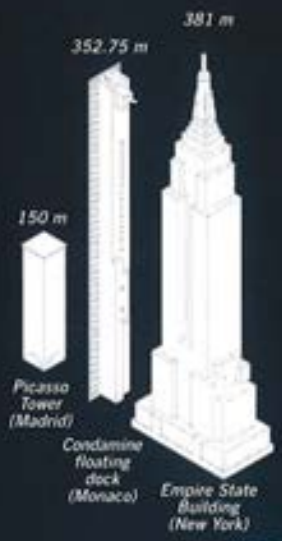
Datos relevantes del proyecto

45.000 m
de hormigón

3.000 T de acero
en armaduras activas

9.500 T de acero
en armaduras pasivas

165.000 T
de desplazamiento



Una vez finalizado el dique en la dársena habilitada al efecto en la Bahía de Algeciras, aquélla se inundó y el dique comenzó a flotar. A continuación, se demolió y dragó el macizo que la cerraba por el lado de la bahía y el dique se sacó al mar mediante remolcadores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Una construcción singular

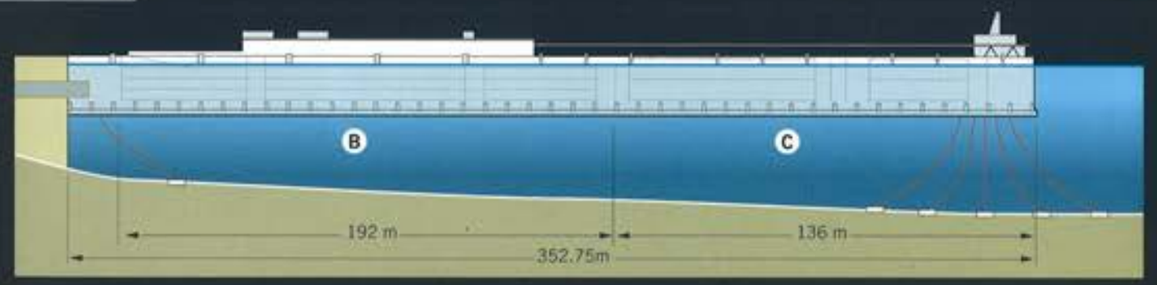
A singular structrure

Dragados Obras y Proyectos

FCC

Una vez en Mónaco, el muelle se conectó a tierra mediante una rótula metálica y se ancló a pilotes previamente hincados mediante cadenas. Finalmente, se ejecutaron los trabajos complementarios para ponerlo en servicio.

After reaching Monaco, the floating dock was connected to land by means of a metal ball and socket joint and anchored with chains to piles that had previously been driven. Finally, the complementary works were carried out to put the dock in service.

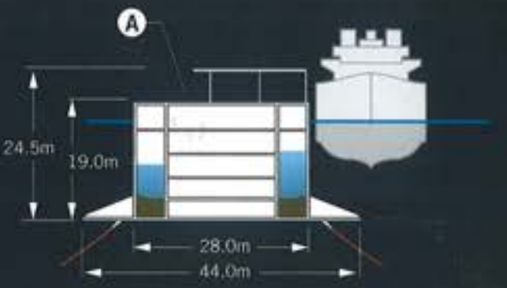


La superficie de este cajón constituye el muelle donde atracan los grandes cruceros que llegan a Mónaco. Hasta ahora el principado no disponía de una infraestructura que permitiese las escalas de estas embarcaciones en su puerto, y el más cercano es el de Niza.

La superestructura aloja las estaciones marítimas, zonas comerciales, paseos peatonales y calzadas para la circulación rodada (A). En el interior del dique, los primeros 192 metros (B) se destinan a un aparcamiento de cuatro plantas, con capacidad para 380 vehículos. En los siguientes 136 metros (C) se han previsto dos plantas de seis metros de alto para almacén de mercancías y pequeñas embarcaciones.

The upper surface of the structure provides the berthing facilities for large ocean liners taking port in Monaco. Until now, the principality did not have the infrastructure necessary for these ships, the closest port being Niza.

The superstructure houses the marine terminals, commercial zones, pedestrian walkways and roads for rolling traffic (A). In the interior of the dock, the first 192 meters (B) are used as a four level car park with a capacity of 380 vehicles. In the following 136 meters (C) are foreseen two six meter high levels for storing merchandise, cargo and small boats.



Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Foto portada: Vista panorámica del puerto de Mónaco con el dique flotante en su maniobra de aproximación para colocación en su posición final.

HORMIGÓN y acero

índice

Presentación del Comité de Redacción 3

El dique flotante de Mónaco - Resumen general 5
The floating dock of Monaco - General summary

1. Introducción y descripción del proyecto 7-17
Introduction and description of the project
1.1. Antecedentes.
1.2. Estructuras flotantes de hormigón pretensado en el mar.
1.3. Concepción del proyecto de ampliación del puerto de la Condamine.
1.4 Descripción del dique flotante.
Luis Peset González, Juan Barceló Llauger, Luis Troya Gozálvez

2. Proyecto del dique de Mónaco 19-39
The Monaco dock project
2.1. Introducción.
2.2. Descripción del funcionamiento estructural del dique.
2.3. Estudios para el anteproyecto.
2.4. Normativa aplicada.
2.5. Hipótesis de base, especificaciones y criterios de justificación.
2.6. Proceso de cálculo.
2.7. Armaduras pasivas.
2.8. Armaduras activas de pretensado.
2.9. Zona de anclaje de la rótula.
2.10. Distribución de los pesos en una obra flotante.
2.11. Estudios realizados para el transporte marítimo.
Jean-Marc Jaeger, Luis Peset González, Luis Troya Gozálvez

3. El hormigón en el dique de Mónaco 41-57
The concrete used for the Monaco dock
3.1. Características del hormigón.
3.2. Ensayos previos y dosificación del hormigón.
3.3. Estudios térmicos.
3.4. Ensayos y controles durante la construcción del dique.
David López Navarrete, Fernando Hue García, José Ángel Carrasco

4. Pretensado de la estructura del dique 59-65
Pre-stressing for the dock structure
4.1. Descripción.
4.2. Ensayos.
4.3. Ejecución y controles.
José Manuel Illescas Villa

5. Elementos singulares en el dique de Mónaco 67-117
Special features of the Monaco dock
5.1. La rótula.
5.2. Instalación de las líneas de amarre.
5.3. Control de pesos y lastrados.
5.4. Singularidades del armado de la estructura.
5.5. Control de estanqueidad.
5.6. Control de fisuración.
5.7. Monitorización del dique.
Luis Peset González, Juan Barceló LLauger, David López Navarrete, Fernando Hue García, Antonio Vázquez Salgueiro, Luis Ortega Basagoiti

6. Ejecución del dique en la dársena de Cranavis 119-137
Execution of the dock in the Cranavis basin
6.1. La dársena.
6.2. Instalaciones de obra.
6.3. Cimentaciones provisionales.
6.4. Fases de ejecución.
6.5. Procesos de colocación de armaduras, encofrado y hormigonado.
6.6. Proceso de pretensado.
Manuel Patiño Cajide, José Manuel Illescas Villa

EDITAN:

ache
Declarada de utilidad pública con fecha 4-3-77

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

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

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

COMITÉ DE REDACCIÓN:

Director:
APARICIO BENGOECHEA, Ángel C.

Miembros del comité:
AGUADO DE CEA, Antonio
ARRIETA TORREALBA, José Mª
ASTIZ SUÁREZ, Miguel Ángel
BARBAT BARBAT, Alex H.
BURÓN MAESTRO, Manuel
CUVILLO JIMÉNEZ, Ramón del
FERNÁNDEZ GÓMEZ, Jaime
GÁLVEZ RUIZ, Jaime
LÓPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART JAQUES, José Antonio
MARTÍNEZ CALZÓN, Julio
MILLANES MATO, Francisco
MORÁN CABRÉ, Francisco
ORTEGA BASAGOITI, Luis M.
PÉREZ-FADÓN MARTÍNEZ, Santiago
RIPOLL GARCÍA-MANSILLA, Javier
RODRÍGUEZ SANTIAGO, Jesús
SIEGRIST FERNÁNDEZ, Carlos
VILLAR LUENGO, José Mª de

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

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

Hormigón y Acero:
E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos
Avda. Profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid
Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02
Depósito Legal: M-853-1958
ISBN: 0439-5689
Diseño: María del Pozo
Imprime: INVOPRINT, S.L.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

HORMIGÓN y acero

EDITAN:

ache
Declarada de utilidad pública con fecha 4-3-77

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

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

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

COMITÉ DE REDACCIÓN:

Director:
APARICIO BENGOECHEA, Ángel C.

Miembros del comité:
AGUADO DE CEA, Antonio
ARRIETA TORREALBA, José Mª
ASTIZ SUÁREZ, Miguel Ángel
BARBAT BARBAT, Alex H.
BURÓN MAESTRO, Manuel
CUVILLO JIMÉNEZ, Ramón del
FERNÁNDEZ GÓMEZ, Jaime
GÁLVEZ RUIZ, Jaime
LÓPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART JAQUES, José Antonio
MARTÍNEZ CALZÓN, Julio
MILLANES MATO, Francisco
MORÁN CABRÉ, Francisco
ORTEGA BASAGOITI, Luis M.
PÉREZ-FADÓN MARTÍNEZ, Santiago
RIPOLL GARCÍA-MANSILLA, Javier
RODRÍGUEZ SANTIAGO, Jesús
SIEGRIST FERNÁNDEZ, Carlos
VILLAR LUENGO, José Mª de

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

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

Hormigón y Acero:
E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos
Avda. Profesor Aranguren, s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid
Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02
Depósito Legal: M-853-1958
ISBN: 0439-5689
Diseño: María del Pozo
Imprime: INVOPRINT, S.L.

7. **Ejecución de las fases marítimas** 139-165
Execution of the maritime stages
7.1. Ensayos de estanqueidad.
7.2. Llenado de la dársena y flotación del dique.
7.3. Dragado de apertura de la dársena.
7.4. Operaciones marítimas.
7.5. Operaciones en Mónaco: Instalación de líneas de anclaje, conexión de la rótula.
7.6. Acabados finales en Mónaco.
Fernando Hue García, David López Navarrete, Luis Peset González, Luis Troya Gozálvez

8. **Programa general de trabajos** 167-173
General work schedule
8.1. Introducción.
8.2. Instalaciones de obra.
8.3. Programación de la ejecución del dique en la dársena.
8.4. Programación de las operaciones marítimas.
8.5. Controles de programación.
Santiago Arteaga Padilla, Javier Pérez Altares

9. **Conclusiones e innovaciones aplicadas** 175-180
Conclusions and innovations applied
9.1. Introducción.
9.2. Breve historia y perspectivas de estas estructuras.
9.3. Innovaciones aplicadas.
9.4. Conclusiones y tendencias.
Juan Barceló Llauger, Luis Troya Gozálvez, Luis Peset González

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Número monográfico extraordinario dedicado al dique de Mónaco

Querido lector:

Como ya anunciaba Ángel C. Aparicio en su carta como director de la revista, publicada hace aproximadamente un año en el número 227 de la misma, los números 223 al 226 iban a dedicarse a un monográfico de extraordinario interés. Ese número monográfico es el que ahora tienes en tu mano. Esta decisión del Consejo de ACHE se adoptaba, por un lado, por el interés de acercar a nuestros asociados una obra pretensada absolutamente única y, por otro, como solución del retraso que se había acumulado en la publicación de la revista, en gran parte por la carencia de artículos originales, fundamentalmente sobre realizaciones..

Este número está íntegramente dedicado al nuevo dique del puerto de Mónaco, obra muy singular realizada por una UTE con participación mayoritaria de las empresas españolas DRAGADOS y FCC Construcción. Su elaboración ha requerido un esfuerzo importante de los autores, un muy considerable trabajo por parte de los coordinadores especiales de este número, lo que unido a la habitual tarea de revisión de los artículos y a la subsiguiente corrección de originales para incorporar las observaciones de esas revisiones, explica que, finalmente, el número haya tardado en ver la luz más tiempo del que el adverbio "pronto" empleado entonces por Ángel Aparicio, hacía presagiar. Esperamos que esta tardanza quede ampliamente compensada por el interés del tema tratado.

El nuevo dique es un elemento de grandes dimensiones de hormigón pretensado, que ha sido íntegramente fabricado en el sur de España, en un dique seco en la Bahía de Algeciras y trasladado mediante flotación y remolque hasta el puerto de Mónaco. El dique permanecerá flotando, conectado por un extremo a tierra mediante una gran rótula metálica y por el otro mediante "cadenas" ancladas a pilotes en el fondo del mar.

El carácter monográfico dedicado a esta construcción en este número extraordinario de la revista ha exigido estructurarlo en forma algo distinta a la habitual: los artículos están ordenados a modo de capítulos que de manera consecutiva describen los antecedentes históricos del puerto de Mónaco, el proyecto del nuevo dique, el hormigón utilizado, el sistema de pretensado y todos los detalles inherentes al proceso de ejecución. En contraposición a lo que es habitual en la revista, cada artículo-capítulo es el resultado de la yuxtaposición de textos de diferentes autores, agrupados por razón de su temática. Al comienzo de cada uno de ellos se recogen los nombres de los autores que han participado en el mismo sin que en este caso, por tanto, ello implique una coautoría de la totalidad del artículo.

Con este número, ACHE desea rendir un homenaje al sector de la construcción de obras de ingeniería civil que sitúa a nuestro país entre los más avanzados en ingeniería y procesos de construcción.

Observarás que este número extraordinario, por primera vez en la historia de Hormigón y Acero, se edita en su totalidad en color. Esto ha sido posible gracias al patrocinio de DRAGADOS y FCC Construcción, empresas que han hecho suya la idea de este Comité de Redacción, de que la ocasión bien valía el esfuerzo.

Como Comité de Redacción no deseamos finalizar esta presentación sin expresar nuestro más elocuente agradecimiento a las personas, conocedoras de la obra, que han coordinado este número así como a las que lo han revisado. Por lo comentado anteriormente, bien se puede imaginar la ingente labor de coordinación editorial que el número ha exigido, de cara a evitar que la unión de textos de diferentes autores repitiera en muchas ocasiones detalles ya descritos y, por el contrario, dejara en el olvido aspectos interesantes de la obra. Ello no ha implicado la supresión absoluta de repeticiones que, en determinados casos, se han dejado a propósito, para facilitar la comprensión del conjunto de la obra a lectores interesados solamente en algún aspecto específico de la misma. Sabemos que las horas de su tiempo libre, sustraídas a los fines de semana con su familia han sido numerosas: muchas gracias desde aquí a los coordinadores Luis Peset, Juan Barceló y Luis Troya, así como al equipo que ha revisado los artículos en nombre del Comité de Redacción que, por razones obvias, debe permanecer en el anonimato.

Deseamos lector, que disfrutes con este número de la revista Hormigón y Acero y confiamos repetir esta iniciativa con otras obras que se construyan en el futuro en las que, por su singularidad o envergadura similares a las de este caso, así se justifique, a juicio de este Comité.

El Comité de Redacción

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Documento descargado de www.e-archivo.com el 23/10/2026

El dique flotante de Mónaco

The floating dock of Monaco

RESUMEN GENERAL

La ampliación del Puerto de la Condamine en Mónaco ha requerido, como elemento principal de abrigo, la realización de un gran dique flotante en hormigón pretensado de 352 m de longitud. La concepción de esta estructura recoge, de forma innovadora para un proyecto de ingeniería civil, las tecnologías desarrolladas para las grandes plataformas en hormigón utilizadas en la extracción de petróleo y gas en alta mar. Este proyecto abre un nuevo camino en la utilización, muy escasa hasta el momento, de estructuras de hormigón pretensado en el ámbito portuario.

La tipología adoptada ha permitido resolver los importantes problemas, tanto técnicos como medioambientales, que planteaban las soluciones convencionales de diques con utilización masiva de materiales de escollera, y se ha demostrado viable como solución en futuras ampliaciones hacia el mar en casos específicos con parecida problemática. Son de destacar los aspectos siguientes en la realización de este proyecto: ejecución de una gran obra en un lugar alejado de su emplazamiento definitivo, condición de estructura flotante en el mar en su fase de servicio y naval en su fase de transporte, durabilidad establecida en 100 años con condicionantes muy estrictos en tanto a materiales utilizados, especificaciones y normativa, utilización masiva de pretensado en una gran estructura de hormigón y, por ultimo, procesos de ejecución muy complejos debido a la singularidad del proyecto.

GENERAL SUMMARY

The enlargement of the Condamine Port in Monaco has required, like the main shelter element, the performance of a large floating dike in prestressed concrete 352 m long. The conception of this structure includes, in an innovative way for a project of civil engineering, the technologies developed for large platforms in concrete used for the extraction of oil and gas on the high seas. This project opens a new way in the use, very scarce up to now, of prestressed concrete structures in ports.

The typology taken has allowed solving the main problems, both technical and environmental, that conventional solutions of docks with massive use of breakwater materials have risen. This has become a viable solution for future enlargements to the sea in specific cases with similar problems. The following aspects have to be emphasized: execution of a great project in a place far away from its definitive emplacement; condition of floating structure over the sea in its service phase and naval in its transport phase; durability established in 100 years with very strict determining factors such as used materials, specifications and rules; massive use of prestressed in a large structure of concrete; and lastly, execution processes very complex due to the singularity of the project.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

1. Introducción y descripción del proyecto

Introduction and description of the project

♦

Luis Peset González
Ingeniero de Caminos, DRAGADOS OP

♦

Juan Barceló Llauger
Ingeniero de Caminos, DRACE

♦

Luis Troya Gozálvez
Ingeniero de Caminos, FCC

RESUMEN

Desde principios del siglo XX el Puerto de la Condamine, en Mónaco, no había podido ampliarse debido a las grandes profundidades del fondo marino adyacente que impedían su expansión. Se fueron estudiando diversas soluciones hasta llegar a los años 80 con tentativas más innovadoras procedentes de las tecnologías aplicadas en el mundo del petróleo "offshore".

La concepción final consiste en un dique de abrigo flotante como estructura principal y un contradique. El dique, de más de 350 m, se une a tierra con un peculiar sistema de rótula a un cajón fijo en el estribo; en el otro extremo se amarra mediante líneas de anclaje al fondo marino. Además de proteger la zona del puerto permite el atraque de grandes barcos existiendo en su interior un aparcamiento de vehículos y un puerto seco para embarcaciones menores.

Por otra parte la estructura del dique tiene como parte principal exterior un doble casco realizado con hormigón pretensado dividido en compartimentos de lastrado y en el interior los niveles de las cuatro plantas en la zona de aparcamiento y las dos plantas en la zona de puerto seco.

SUMMARY

Since the early 20th century the Port of La Condamine, in Monaco, has been unable to expand owing to the great depth of the adjacent seabed. Several possible solutions were studied until, in the 1980s, innovative new attempts were explored using technologies applied in the offshore oil sector.

The concept finally chosen consists of a floating dock as the main structure with a counterdike. The dock, which is over 350 m long, is linked to the land with a special ball joint to a fixed caisson on the abutment, while at the other end it is tied to the seabed with anchor lines. Besides protection the port area, it enables large ships to moor and includes a car park and dry dock for smaller vessels.

The main exterior part of the dock structure is a twin prestressed-concrete shell, divided into ballast compartments, while inside it is divided into the four storeys of the car park and two storeys in the dry-dock area.

1.1. ANTECEDENTES

El principal problema en la expansión y crecimiento del Principado de Mónaco, el país más pequeño del mundo después del Vaticano, con una superficie de 1,9 km^2 es su falta de espacio, debido a su emplazamiento a los pies de una cordillera cercana a la costa. Por ello, su vocación es extenderse hacia el mar, estando ya realizados todos los rellenos marítimos posibles, dada su complicada topografía. Así se han ejecutado importantes extensiones terrestres en la zona de Fontvieille, ganando 20 hectáreas al mar para usos habitacionales, industriales y de servicios.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 1.1 Vista general de Mónaco. Situación previa.

Dado el perfil montañoso de la zona, los fondos marinos alcanzan importantes profundidades con gran rapidez, por lo que toda operación en el mar entraña una gran dificultad.

Desde principios del siglo XX, el Principado trabaja sobre la realización de su puerto. En 1914 se acaban los trabajos del Puerto de la Condamine utilizable, tanto para el tráfico de embarcaciones de placer como comerciales, y que, dado el problema de las grandes profundidades del fondo marino, consta de dos diques de abrigo, en una misma alineación de 170 m cada uno, que dejan una bocana de 100 metros de ancho. Ante la imposibilidad de realizar, en esos años, obras más complejas, no se pudo disponer del esquema clásico de dique y contradique que pudiera asegurar la protección y abrigo de las zonas de muelle, así como reducir la agitación de las aguas interiores. El puerto quedó sin protección suficiente contra los temporales del Este, los más frecuentes, dificultando su utilización en las épocas invernales.

Este hecho, y sus reducidas dimensiones, habían imposibilitado el tráfico de grandes paquebotes y cruceros de turismo, que permitieran un mayor desarrollo turístico del Principado.

A partir de la segunda mitad del siglo pasado, se fueron estudiando diversas soluciones, para la ampliación del puerto, tratando de resolver el problema de profundidades, de hasta 70 metros, mediante diseños económicamente viables y que respetaran medioambientalmente el histórico entorno. Por ello se desecharon las construcciones clásicas de grandes banquetas de escollera para la cimentación de cajones de hormigón, que permitían conformar diques verticales, pero que implicaban la extracción y transporte de millones de metros cúbicos de material de cantera.

Desde los años 80, se realizaron tentativas innovadoras que, recogiendo los avances tecnológicos en proyectos de pla-

Figura 1. 2. Antiguo Port Hercule.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

taformas de hormigón pretensado para la industria del petróleo en "offshore", consiguieran solucionar los problemas planteados.

1.2. ESTRUCTURAS FLOTANTES DE HORMIGÓN PRETENSADO EN EL MAR

En el siglo XIX se iniciaron las perforaciones petrolíferas en el mar, datando de 1869 la primera actuación "offshore" en este sentido. Paralelamente, en el mismo siglo, Joseph Louis Lambot presentó en la Feria Industrial de Paris de 1855, el primer barco de hormigón armado.

Figura 1.3. Barco de "Lambot".

Estos aspectos han tenido un desarrollo dispar hasta nuestros días. Los elementos flotantes han evolucionado, con ciertas embarcaciones de hormigón pretensado, utilizando hormigones ligeros.

Las tecnologías "offshore", para la industria petrolera, han tenido un desarrollo imparable, alcanzando sus plataformas cada vez mayores profundidades y distancias de la costa, siendo más susceptibles a sufrir mayores acciones de vientos y oleajes.

Tradicionalmente, estas plantas se ejecutaron en base a estructuras metálicas y no ha sido hasta los años 70, cuando se utilizó el hormigón pretensado en grandes proyectos. Desde que en 1973 se instaló el primer gran proyecto (EKOFISK TANK), se han desarrollado más de 50 grandes estructuras de hormigón en el campo del "offshore", debido principalmente a los siguientes aspectos y ventajas técnicas:

- Muchos países tienen experiencia en la construcción en hormigón, mientras que el empleo de complejas estructuras metálicas no está tan extendido. La utilización de encofrados deslizantes para elementos flotantes de gran puntal, es una solución sencilla y económica, muy utilizada, incluso, con grandes cuantías de armado pasivo o activo.

  La construcción en diques secos, ubicados en distinto emplazamiento que el de instalación definitiva, permite garantizar la buena calidad de la construcción.

- Con estructuras de hormigón se pueden alcanzar importantes profundidades, creando grandes plataformas apoyadas por gravedad en el fondo marino (Gravity Base Structure, GBS). El mayor exponente de este tipo de plataformas es la Troll "A", para un campo de gas situado al Noreste de Bergen (Noruega), instalada en 1995. De 370 metros de altura, debe resistir oleajes de hasta 30 metros, y tiene una vida prevista de 70 años. Está apoyada a 305 metros de profundidad, debiendo resistir las presiones hidrostáticas correspondientes.

  Para dar una idea de la magnitud de esta colosal estructura en hormigón pretensado hay que tener en cuenta que se utilizaron 245.000 m^3 de hormigón, 101.000 t de acero pasivo, y 11.300 t de acero activo, con un desplazamiento total durante el transporte de 1.052.000 t, calado de 222 m y un franco bordo de 143 m en esta fase. La altura completa de la obra, con instalaciones, es de 472 m.

Figura 1.4. Plataforma Troll "A".

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

- Mejor resistencia al fuego que los elementos metálicos. Los incendios, producidos por hidrocarburos, pueden alcanzar temperaturas superiores a los 1.000º C. El hormigón puede resistir, durante cierto tiempo, altas temperaturas con pequeñas pérdidas de su integridad estructural.

- Las estructuras de hormigón tienen, en general, un mejor comportamiento frente a los impactos que producen sólo daños locales, lo cual es importante ante la posibilidad de choque de barcos o de masas de hielo.

- En comparación con las metálicas, tienen unos costes de mantenimiento e inspección mucho más reducidos. La accesibilidad, a sus diferentes partes, es también mayor.

- Dado el carácter cíclico de las cargas a las que están sometidas este tipo de construcciones (oleaje y viento), las obras de hormigón presentan grandes ventajas, respecto a la resistencia por fatiga, frente a las metálicas.

- Por último, el aspecto más importante es la durabilidad del hormigón, en un medio salino, respecto a otros elementos.

  El hormigón provee la protección alcalina a las armaduras para su pasivación. Para que ésta se rompa y comience el proceso de corrosión, hace falta que las armaduras estén en contacto con agua de mar y oxígeno. Para evitar dicho fenómeno es necesario considerar las siguientes precauciones:

  – Mantener importantes recubrimientos de las armaduras, (entre 50 y 70 mm), con un control muy estricto en la ejecución.
  – Utilización de dosificaciones especiales, que mantengan una permeabilidad baja a los cloruros.
  – Control exhaustivo de la fisuración, con estudios térmicos del proceso de endurecimiento y de disipación del calor de hidratación, con la disposición requerida de pretensado para mantener las compresiones necesarias que cierren las posibles fisuras.

  Estudios realizados, en base a ensayos de penetración de cloruros, en zonas expuestas sobre las primeras plataformas "offshore" realizadas, muestran que la durabilidad de las mismas es ampliable a más de 100 años, sobre la prevista inicialmente.

Otras ventajas más específicas en este campo son:

- Posibilidades de reutilización, en diferentes ubicaciones, mediante reflotación.
- Debido a sus grandes dimensiones, en la superficie de la línea de flotación, existe la posibilidad de ubicar grandes instalaciones, de proceso, en las propias plataformas.
- Aprovechar la tipología de estas estructuras, en base a las grandes dimensiones de espacios cerrados requeridos para su flotación, para el almacenamiento de petróleo y gas, con lo que se evitan costes de tuberías submarinas de transporte, pudiendo los barcos atracar en la propia plataforma.

El desarrollo de este tipo de construcciones ha ido paralelo con el avance tecnológico, tanto de sistemas constructivos, como de materiales utilizados (hormigones, pretensados, etc.)

Por ello, y debido a que las perforaciones en que se trabajan son cada vez mayores (superiores a los 1.000 metros), se han desarrollado, las estructuras flotantes de hormigón pretensado, en base a grandes cuerpos que se mantienen en flotación ligados mediante líneas de anclaje (cadenas o tubos) al fondo marino, que coaccionan sus movimientos frente al viento y al oleaje. Estas son las T.L.P. (Tension Leg Plataform).

La primera realización de este tipo data de 1995 (Heidrun). Estos elementos flotantes son un cambio cualitativo, muy importante, respecto a los gravitacionales.

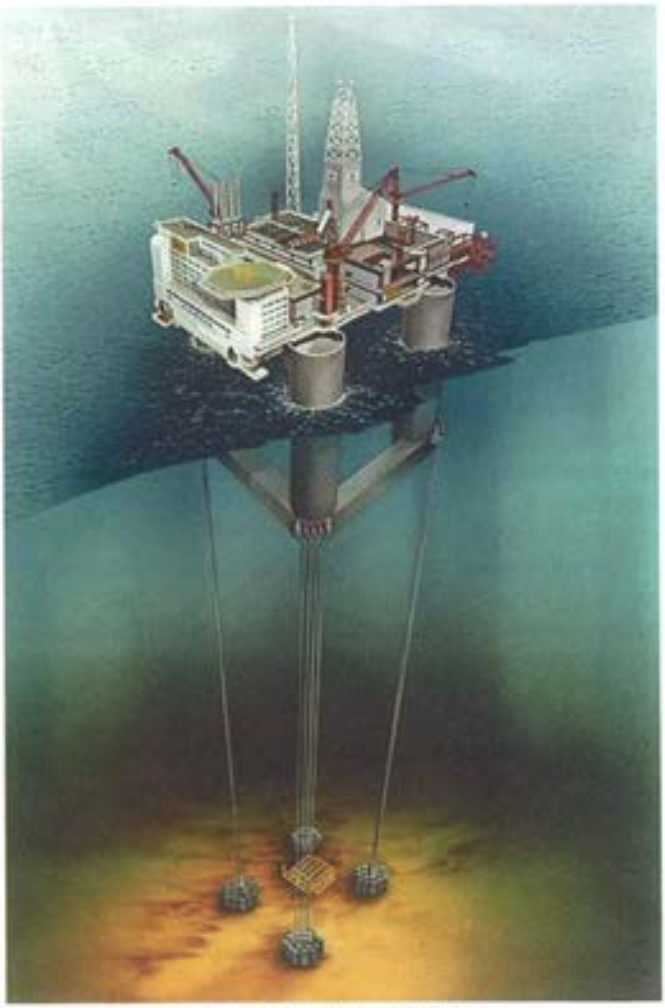


Figura 1.5. Heidrun T.L.P.

En estas estructuras el peso, su distribución, y la flotabilidad son partes esenciales para su diseño. Toda variación en las mismas puede engendrar importantes cambios en los esfuerzos generales, con una sensibilidad mucho mayor que en las apoyadas en el fondo marino.

En base a este tipo, se ha concebido el Dique de Mónaco que, aunque recoge gran parte de las tecnologías desarrolladas

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

en el mundo del "offshore", contiene otros aspectos que crean dificultades añadidas.

El cuerpo tiene su eje y mayor dimensión en horizontal, mientras que las estructuras contempladas lo tienen en vertical. Ello implica, que las acciones de viento y oleaje son más importantes, con su consiguiente repercusión tanto en la propia obra como en las líneas de amarre. También conlleva el problema de pesos, y su distribución en horizontal, con mayor importancia que en el caso de elementos de eje vertical.

Para desarrollar la concepción del dique flotante de Mónaco, se han utilizado las tecnologías aquí citadas, que representan un primer paso de adaptación, de las experiencias del mundo de la construcción en el "offshore", a la ingeniería civil actual de grandes proyectos.

Al no existir en Mónaco las instalaciones necesarias para la ejecución del dique, éste se ha realizado en seco en la dársena de Crinavis en la Bahía de Algeciras, siendo, posteriormente, remolcado a su lugar de instalación en Mónaco. Los terrenos utilizados son propiedad de la Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras.

La comparación de esta obra en relación con otras, hasta ahora ejecutadas, de tipo "offshore", se puede analizar en la Tabla 1.1.

De la misma se desprende que, aunque la estructura del Dique de Mónaco, en cuanto a volumen, es intermedia, respecto a las cuantías de armaduras es comparable con las mayores. Ello ha sido una de las principales razones de la complejidad de ejecución de la obra.

1.3. CONCEPCIÓN DEL PROYECTO DE AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE LA CONDAMINE

La concepción final del proyecto de ampliación, está basada en la realización de un dique de abrigo y un contradique que protejan y tranquilicen las aguas interiores del puerto.

Dada su longitud y la imposibilidad de ejecutarlo cimentado en los fondos marinos, se ha escogido la novedosa solución de realizar un dique flotante como elemento de abrigo, unido a tierra mediante un cajón estribo fijo y una gran pieza metálica que contiene una rótula, que permite giros pero no traslaciones. Por su extremo opuesto, el más alejado, está amarrado mediante 8 líneas. La longitud total de la obra es de 352 metros.

La zona de estribo, en tierra, está conformada por 4 grandes cajones de hormigón armado, apoyados en escollera. Uno de ellos, cimentado a la cota –30,00, contiene el elemento metálico, para conexión de la rótula, y con unas dimensiones de 80 x 40 x 30 m. Los otros tres cajones fondeados a cotas entre –10,00 y –17,00, delimitan el relleno necesario para el estribo.

El contradique está formado por una gran estructura de hormigón pretensado, de 145 metros de longitud, biapoyada en el fondo marino mediante dos cajones: uno de estribo en el lado tierra y otro de tipo pila, en el lado mar.

El objetivo del proyecto es, además de tranquilizar las aguas del antepuerto formado, permitir el atraque de grandes barcos de hasta 200 metros de eslora (30.000 t), o bien dos menores de 180 m y 130 m respectivamente en el lado interior. En tiempos de calma, también podrían atracar grandes barcos por la borda exterior del cajón.

Tabla 1.1 Comparación de distintas estructuras "offshore".

Proyecto	Año	Hormigón m^3	Acero Pasivo t	Densidad de Acero Pasivo kg/m^3	Acero Activo t	Densidad de Acero Activo kg/m^3
MBeryl A	1975	52.000	8.400	162	820	16
Ninian	1978	140.000	26.000	186	3.000	21
Statfjord B	1981	140.000	35.500	254	3.800	27
Gullfaks C	1988	240.000	70.000	292	3.500	15
Troll GBS	1995	245.000	101.200	385	11.300	46
Hibernia	1996	166.000	93.000	560	6.600	40
Heidrun TLP	1995	60.000	23.000	383	2.400	40
N'Kissa barge	1995	27.000	5.000	218	2.350	87
Dique Mónaco	2001	44.000	10.500	240	3.300	75

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 1.6. Planta del puerto ampliado.

Las condiciones climáticas de cálculo han sido:

- La marea, con relación al nivel medio, es: –0,25 m / +0,30 m. Las variaciones globales (atmosféricas + marea) del nivel son: -0,40 m / +1,00 m.

- Oleaje: Mónaco está en parte protegido por las islas de Córcega y Cerdeña. Las olas de cálculo son:

	H_s (m)	T_{pico} (s)
Anual	2,8	7,2
Decenal	4,0	9,6
Centenaria	4,9	12,0

Las máximas centenarias previstas son de $H_{máx}$ = 7,9 m y $T_{máx}$ = 9,6 a 11 s y H_{max}=6,5 m y T_{max}= 7,7 a 8,8 s.

- Viento. La ráfaga centenaria de 3 segundos es de 44,7 m/s en cualquier dirección, aunque, para el cálculo, el de tierra no está asociado a olas.

- No hay corrientes significativas.

- Sismo. Sismicidad media (a=1,6 m/s²).

Los criterios de explotación son los siguientes:

- La vida de la obra es 100 años

- Se admiten con cargas excepcionales (tempestad), unos ángulos de:

inclinación transversal ... (balanceo) ± 2,0° (1,5° en inspección)

inclinación longitudinal ... (cabeceo) ± 2,0° (0,5° en inspección)

- No habrá rebases para olas menores de 6,0 metros.

- Los esfuerzos de amarre, del navío de 200 metros, serán sumados con los esfuerzos de las olas del período de retorno de 10 años.

- Los esfuerzos de atraque, del mismo barco, se calcularán con una velocidad de aproximación de 0,25 m/s.

- Para la estabilidad naval, en fases de operaciones temporales, la distancia metacéntrica transversal (GMT) debe de ser mayor de 1 m.

- Choque de barco sin rumbo de 15.000 t, con velocidad de 2,1 m/s de velocidad con punto de contacto a la cota –5,0.

- Choque de barco de 30.000 t con velocidad 1,25 m/s frontal al morro

- Inundación simultanea de dos compartimentos laterales.

- Posibilidad de vaciar completamente un compartimento de lastrado para inspección.

- Las líneas de amarre deben permitir, en seguridad, tanto la rotura de una de ellas como la colisión de embarcaciones.

- La carga variable admitida es de 2.800 t (aparcamientos, almacenes, etc.), con excentricidades de 1,40 m en transversal y 7,10 m en longitudinal.

- El lastrado del dique es fijo en condiciones de operación y se calcula suponiendo una carga fija de 8.700 t y una variable del 50% de la posible que, como hemos dicho, es de 2.800 t como máximo. Es decir, se lastra-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

rá para un total de 10.100 t. Este valor es invariable para una horquilla entre 0 a 2.800 t. Fuera de ella con variaciones excepcionales de carga, es necesario recalcular de nuevo los lastres a disponer en el dique.

La disposición de las estructuras fue ensayada a escala 1:60, en laboratorio, para calibrar los cálculos realizados, mereciendo destacarse los siguientes aspectos y resultados:

- Se determinó la cota de posición de la rótula, que debía ser la –8,0.
- El desplazamiento total fue de 163.700 t
- El peso estructural (incluidas superestructuras) fue de 107.000 t
- Los períodos de oscilación de la estructura fueron:
  - * Balanceo ..... 17,1 s
  - * Cabeceo ..... 13,1 s
  - * Guiñada ..... 70,0 s
- Los movimientos horizontales extremos, con ola centenaria, se limitaron a 13 metros en el morro. Sin ésta y navío atracado se reducen a 7 metros.
- La transmisión de ola al interior de puerto se reduce en un 90%. Para una de 6 m, la interior se quedó en 0,6 m
- Los rebases no se producen con olas inferiores a 6,0 m. Sólo en la segunda mitad (coronada a la +6,50) rebasa alguna, cuando está muy encrestada (período menor de 6/7 s)

El modelo hidráulico para la reducción de la transmisión de la ola al interior del antepuerto, está basado en el criterio de oponer al oleaje un gran cuerpo flotante que, además, sea capaz de movilizar la inercia de la masa de agua que está situada entre su solera y el fondo marino. Para ello la losa de solera del dique se extiende 8 metros, en voladizo, a cada lado del cuerpo central.

Característica esencial del proyecto es la durabilidad, establecida de 100 años, inusual en los proyectos de obra civil.

Tomando las experiencias de las plataformas "offshore" del Mar del Norte, ha sido de prescripción en este proyecto, además de la normativa francesa de hormigón pretensado, habitual en las obras civiles, la noruega, principalmente para todos los aspectos de limitación de apertura de fisuras y estados límites de fatiga. Además de las consideraciones de diseño, este requisito de vida útil, ha condicionado los materiales utilizados y se ha reflejado en exigentes especificaciones para los procesos de ejecución.

1.4. DESCRIPCIÓN DEL DIQUE FLOTANTE

El Dique de Mónaco, consiste en un gran cajón flotante en estructura de hormigón armado y pretensado de grandes dimensiones, único en el mundo en su género.

De forma de paralelepípedo, tiene 352 m de largo, 19 de alto y 28 de ancho. La sección transversal consiste en una "U" con doble paramento, cerrada, en su parte superior, mediante una única losa de mayor espesor. El doble paramento, en vertical, consiste en cuatro muros longitudinales paralelos, A, B, F y G, de 19 m de altura, y 352 m de longitud, que dejan un espacio libre interior de 17 m, distribuyéndose dos a cada lado, de este espacio central, separados 5,5 m entre ellos.

En horizontal, el doble paramento consiste en dos losas, separadas 4 m en la zona inferior de la sección, la –16 o de solera y la –12 o intermedia. La primera tiene un ancho de 44 m sobresaliendo, en voladizo, 8 m a cada lado de los muros exteriores (A y G), la segunda tiene un ancho libre de 17 m, discurriendo entre los muros longitudinales interiores (B y F) Los espesores están comprendidos entre 40 y 60 cm. La losa de cierre superior de la sección, +3,00 o de cubierta, tiene un ancho de 28 m y 65 cm de espesor.

Esta disposición de doble muro, tanto en la zona inferior como en ambos laterales, se asemeja al principio de doble casco de los barcos, que tiene la doble función de protección contra impactos, así como la de crear cámaras laterales y de fondo que sirvan para los lastrados necesarios, de acuerdo con la distribución de las cargas que se dispongan en su interior. En el dique, evita la inundación del gran espacio interior central, en caso de impacto en los muros y losas externas. En efecto, la entrada de agua desde el exterior, sólo ocasionaría la inundación de los compartimentos laterales, y por tanto, un escoramiento, pero no hundimiento, que se produciría si el agua llegara a los espacios centrales.

Por otro lado los espacios laterales y de fondo, entre muros y losas del doble casco, son aprovechados para disponer de los lastrados necesarios que equilibren la distribución de pesos de la estructura y superestructura, a fin de obtener el calado necesario de 16 m en la fase de servicio, la horizontalidad necesaria en la flotación del dique, y minimizar los esfuerzos para cargas permanentes. Por todo ello los muros y losas descritos tienen carácter estanco.

La rigidez transversal se consigue mediante muros transversales de 19 m de altura distanciados cada 8 m, entre los longitudinales A y B, y F y G, así como entre la losa –16 y la losa –12. Con un número total de 45 elementos, tienen carácter estanco uno de cada 7, creando 6 recintos en sentido longitudinal. En el transversal, cada recinto esta dividido en dos, contando el dique con 12 compartimentos estancos para disponer distintos niveles de lastrado en cada uno de ellos. La división transversal no es simétrica dado que los recintos de las filas longitudinales A y B, engloban la parte inferior, entre losas –16 y –12. Ello es debido a que el peso de las superestructuras se encuentra desequilibrado longitudinalmente respecto al centro del dique, situándose sobre los muros F y G.

La prolongación en 8 m de la losa inferior fuera de ambos muros longitudinales exteriores, A y G, es debido a la función estabilizadora que crean estos voladizos para los movimientos, del dique en el mar, en la fase de servicio. Por necesidades estructurales se disponen, sobre la losa inferior y coincidiendo con los muros interiores transversales, rigidizadores triangulares exteriores de 4 m de altura.

El gran espacio interior del que dispone el dique; 328 m de longitud, 15 m de altura, y 17 m de ancho, se dedica a aparcamiento de automóviles y embarcaciones de recreo. Está

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

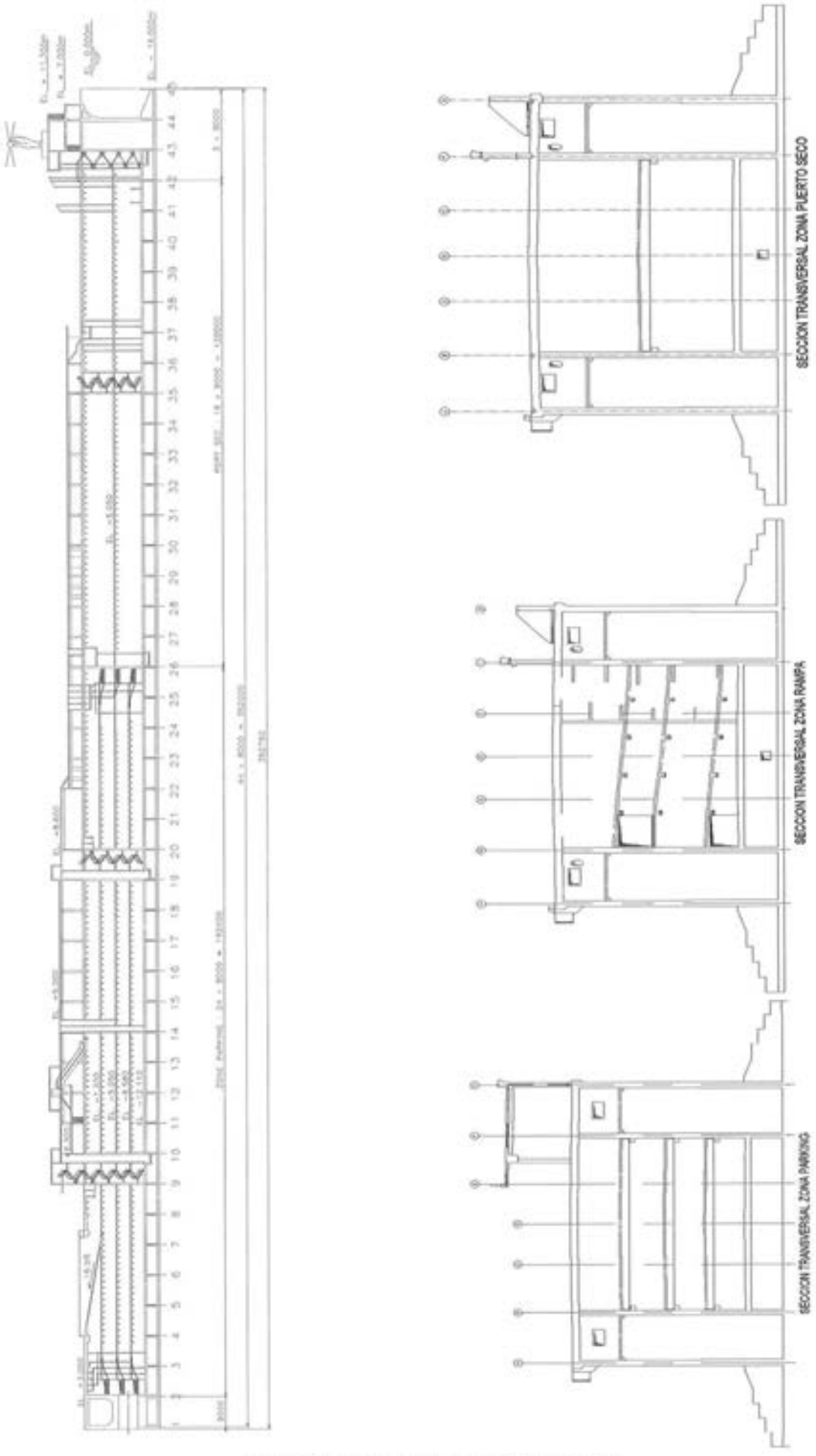


Figura 1.7. Alzado y secciones transversales el dique.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 1.8. Sección transversal en zona de aparcamientos.

dividido, prácticamente, en dos mitades en su sentido longitudinal, una de 192 m de longitud libre para aparcamiento, y otra de 136 m para puerto seco.

El aparcamiento de 13.000 m² de superficie, con capacidad para 380 plazas, está dispuesto en 4 plantas con alturas de 2,68 m las dos inferiores y, 3,00 y 3,55 m las dos superiores. El puerto seco de 4.600 m² de superficie, dispone únicamente de dos plantas, de 6,11 y 6,85 m de alto, al eliminarse la segunda y cuarta plantas que corresponderían al aparcamiento, con el fin de aumentar el gálibo para el almacenamiento de embarcaciones.

Los forjados de estas plantas son de tipología convencional en base a vigas biapoyadas y losas compuestas de placas prefabricadas colaborantes de encofrado y losa " in situ" de compresión, de 8 cm y 7 cm de espesor respectivamente. Las vigas, de 0,7 m de canto para el aparcamiento y de 0,8 m para el puerto seco, tienen 17 m de longitud, están espaciadas 3,20 m, y son de hormigón pretensado.

Dado que la estructura principal dispone de un fuerte pretensado, para evitar la difusión de éste en las losas de forjados, así como los movimientos diferidos impuestos, debido a la fluencia y retracción, los forjados se han concebido como estructuras no solidarias con la estructura principal. Por ello, las vigas están apoyadas, en sus extremos, sobre voladizos puntuales, que sobresalen de los muros longitudinales interiores, mediante apoyos de neopreno, con movimientos coaccionados, dependiendo de su situación en planta.

Dentro de la zona de aparcamiento y puerto seco, se disponen también las estructuras secundarias para los servicios normales de estos espacios:

- Rampas helicoidales para la subida y bajada de vehículos en ambos extremos del aparcamiento.
- Rampas de acceso para los vehículos desde la losa de cubierta al interior del aparcamiento.
- Escaleras y ascensores, en número de 6, distribuidos en la longitud total del dique.
- Conductos de ventilación.
- Huecos para escaleras mecánicas en el aparcamiento y ascensor para barcos en el puerto seco.

Las superestructuras se sitúan en la parte superior de la losa de cubierta y constan de:

- Túnel de acceso de vehículos desde el estribo de tierra. Tiene una longitud de 163 m y esta dispuesto longitudinalmente, en el lado mar del dique, discurriendo hasta la mitad del mismo.
- Muro rompeolas que completa, en el lado mar, la longitud del dique a partir de la terminación del túnel de acceso. Al igual que el túnel realiza la función de espaldón del dique. Está compuesto a su vez por dos muros, uno en el cantil del dique, con festones y rigidizadores transversales, cada 8 m, y un segundo, completo, retranqueado, al interior, 4 m del primero. Ambos coronan a la cota +6,50
- Huecos de ascensores y escaleras de acceso.
- Superestructuras, del extremo más alejado del estribo de tierra, donde se sitúa el futuro faro del puerto, así como oficinas e instalaciones para las autoridades portuarias.
- Dos estaciones marítimas para el acceso de viajeros a los buques atracados en ambos costados.
- Bolardos y defensas para el atraque, tanto en la zona interior del puerto como en la exterior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 1.9. Superestructuras del dique.

Además de la estructura de hormigón propiamente dicha, el proyecto contempla los siguientes elementos para su instalación en el Puerto de la Condamine en Mónaco.

- Rótula para la conexión al estribo de tierra. Esta pieza, de 689 t de peso, conecta el dique con el estribo fijo, permitiendo los movimientos de giro en las tres direcciones y coartando todos los posibles movimientos de traslación. Se trata de una compleja estructura, en acero moldeado, que contiene una gigantesca rótula de 2,60 m de diámetro que permite giros de hasta 5º.
- Sistema de amarre del dique en su extremo exterior. Compuesto por un sistema de 10 líneas de cadenas y pilotes, situándose, 8 de ellas, en el extremo del faro (5 del lado mar y 3 del puerto o interior) y 2 en el extremo de la rótula, cuya función es la retención del

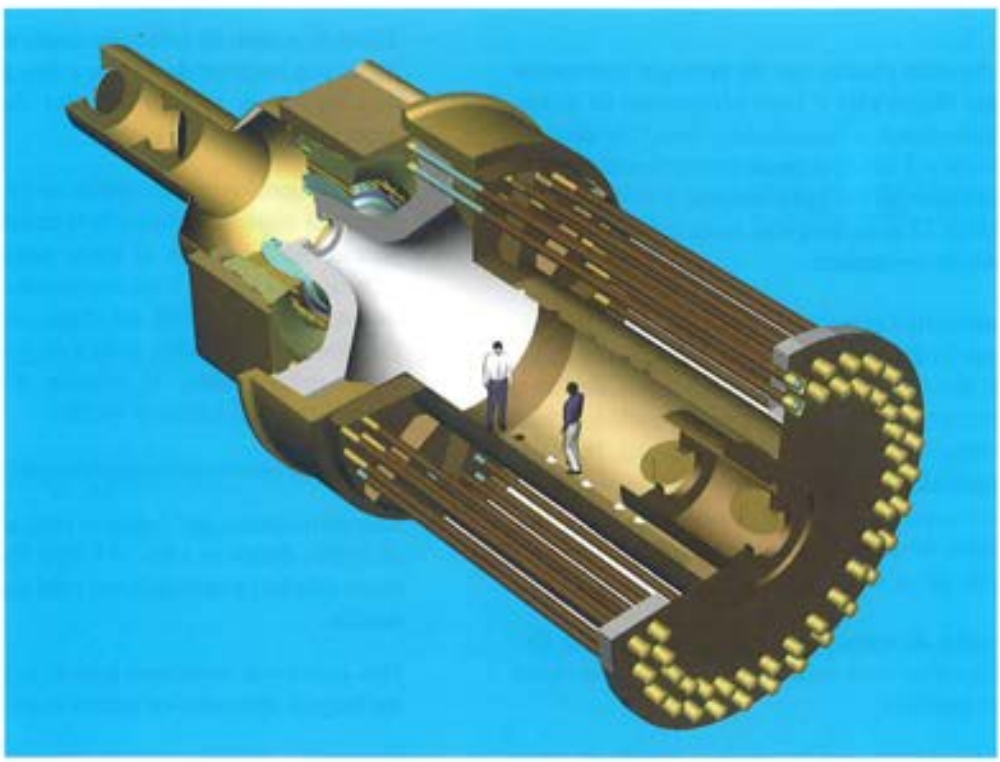


Figura 1.10. Rótula.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 1.11. Vista inferior del dique.

dique, en caso de desconexión del estribo de tierra. Cada línea está compuesta por una pieza de conexión, una cadena que, en el caso de las del lado mar, llega a 500 m de longitud y en los del puerto a 150 m, y un pilote metálico, hincado en el fondo marino de hasta 25 m de longitud y de 1,80 m de diámetro. Además, se instalan sendos pórticos con cabrestantes, de 120 t de capacidad a ambos lados del dique, para el tesado final de las líneas de amarre.

- Instalación para los movimientos de lastre líquido en el interior, consistente en un sistema de tuberías y válvulas que permiten vaciar y llenar los diversos compartimentos estancos de lastrado, así como trasegar entre cualesquiera de ellos.
- Protección catódica, en base a ánodos de sacrificio, de las armaduras, así como de todos los elementos metálicos en ellos integrados.

El 14 de junio de 1999 fue adjudicado el contrato para la ejecución del Dique de Mónaco a la agrupación temporal de empresas formada por Dragados y FCC por parte española y una participación minoritaria de las francesas BEC y H. TRIVERIO y la monegasca SMMT.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

DRACE
CONSTRUCCIONES ESPECIALES Y DRAGADOS, S.A.

¿A quién no sorprende y maravilla esta máquina insigne, esta braveza?

Miguel de Cervantes Saavedra

>> www.drace.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

2. Proyecto del dique de Mónaco

The Monaco dock project

♦

Jean Marc Jaeger
Ingeniero ECP-CHEBAP, SETEC

♦

Luis Peset González
Ingeniero de Caminos, DRAGADOS OP

♦

Luis Troya Gozálvez
Ingeniero de Caminos, FCC

RESUMEN

Uno de los principales retos del Proyecto del Dique de Mónaco ha sido la conjugación de especialidades de ingeniería muy distintas. La coordinación de estas actividades relacionadas con la técnica, hormigones, estructuras, operaciones marítimas, ingeniería mecánica (rótula), transportes, etc ha sido uno de los grandes retos.

Respecto a su funcionamiento estructural, aspecto más importante de la ingeniería, se destaca su comportamiento como un buque de hormigón. Las distintas fases de su construcción desde el dique seco, salida de la dársena, remolque, conexión, así como su estado final en servicio han supuesto comprobaciones distintas, durante el proyecto de ejecución.

Se repasan los modelos de cálculo, los casos de carga, efectos del oleaje, estados límite, estudios de fatiga o combinaciones de cálculo. Se destacan también las exigencias funcionales y criterios adoptados para una durabilidad de 100 años.

Finalmente se analizan los procesos de cálculo con su metodología y programas con algún análisis de resultados. Se comentan aspectos de las armaduras pasivas y activas al igual que la zona de influencia del anclaje de la rótula.

SUMMARY

One of the principal challenges of the Monaco Dock Project was to combine widely differing engineering specialisations, including tasks related to technical matters, concrete, structures, operations at sea, mechanical engineering (ball joint) and transport.

From the point of view of structural functioning, the major engineering factor was the dock's behaviour as a concrete vessel. The various construction stages from the dry dock, leaving the basin, towing, coupling and during service required many different checks to be made during the course of the execution project.

The calculation models, load cases, wave effects, limit status, fatigue studies and combinations of calculations all had to be checked. Another challenge was that the functional requirements and criteria chosen had to be designed for a life of 100 years.

Finally, the calculation processes were analysed with the corresponding methodology and software, and some of the results studied. Aspects of the passive and active reinforcement were discussed, together with the area of influence of the ball joint anchorage.

2.1. INTRODUCCIÓN

La complejidad del proyecto del Dique de Mónaco ha ocasionado que hayan tenido que participar en su proyecto y definición más de 20 entidades diferentes. Ello es debido a que en un mismo proyecto se conjugan especialidades muy distintas,

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

habiéndose recurrido a técnicos de contrastada experiencia para cada una de las disciplinas.

Un resumen de los principales intervinientes se recoge en la tabla 2.1.1.

Tabla 2.1.1. Resumen de principales intervinientes en la obra

Geotecnia	
Estudios geotécnicos/Sondeos en el mar en Mónaco	FUGRO
Estudios geotécnicos de la dársena	SENER
Estudios geotécnicos de mantenimiento de la dársena	GEOCISA
Estudios geotécnicos para el dragado de la bocana de la dársena	GEOMYTSA
Hormigones	
Estudios térmicos del hormigón	ITECH
Estudio de definición del hormigón	CEBTP/GEOCISA
Laboratorio de control de hormigón en obra	CEBTP/GEOCISA
Proyecto de la estructura del dique	
Proyecto de ejecución de la estructura de hormigón	SETEC
Verificación de la estructura para el transporte marítimo	SETEC/ACRI
Operaciones marítimas	
Ensayos hidráulicos en piscina para el transporte del dique	Lab. OCEANIDE
Estudios meteorológicos fases marítimas	METEOMER
Estudios de lastrado	DRACE
Estudios para la operación de flotación del dique	INTECSA
Estudios para los amarres y atraques provisionales del dique	DRACE/INTECSA
Definición estructuras auxiliares para operaciones marítimas	DRACE/INTECSA
Estudios de viabilidad transporte marítimo y ensayos estabilidad	SEAPLACE
Instrumentación del dique	GEOCISA/INTECSA
Estudios de las operaciones marítimas	SMIT
Operaciones de conexión de la rótula	
Estudios de viabilidad para operación conexión rótula	D2M CONSULTANTS, SA
Definición instalaciones auxiliares para conexión rótula	DRACE/SMIT
Control geométrico de la operación de conexión rótula	GEOID
Elementos singulares del dique	
Definición de pilotes / Control de hinca	SAGE GEODIA
Estudio de definición y tensionado cadenas de líneas de anclaje	SEAL ENGINEERING
Proyecto de piezas de conexión de las cadenas al dique y pórticos de tensionamiento	SENER
Proyecto de sistema de lastrado	SEDINTA
Proyecto de la rótula	NFM
Estudios de las estructuras auxiliares para el transporte y montaje de la rótula en Algeciras	LASTRA IBÉRICA
Proyecto de protección catódica	BAC CORROSION CONTROL

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Es de resaltar que, dado el carácter pluridisciplinar de todas estas actividades, la labor de coordinación entre ellas ha sido uno de los retos del presente proyecto.

En los apartados siguientes se describe con más detalle el diseño de la estructura de hormigón pretensado del dique, realizado por la Ingeniería SETEC TPI, sin duda el de más relevancia de todos ellos.

2.2. DESCRIPCIÓN DEL FUNCIONAMIENTO ESTRUCTURAL DEL DIQUE

2.2.1. GENERALIDADES

La estructura del dique está constituida por dos partes distintas: la principal o doble casco realizado con hormigón pretensado y las internas y superestructuras de hormigón armado.

2.2.1.1. Doble casco

El cajón principal tiene una eslora de 352 m, una manga de 28 m y un puntal de 19 m. El espesor de las paredes exteriores es de 55 cm y el de la losa superior (cota +3) es de 65 cm. La solera tiene 52 cm, se prolonga en ambos lados del cajón, con un ancho total de 44 m.

Está dividido, longitudinalmente en compartimentos, por dos paredes interiores y una losa baja (cota –12) de espesor variable, que delimitan una zona de doble casco, arriostrado por 44 hileras de paredes y contrafuertes transversales, con una separación entre ellos de 8 m.

Esta estructura está conectada a tierra mediante una rótula de acero moldeado y su extremo del lado mar sujeto por 8 cadenas conectadas a unos pilotes. En caso de seísmo, el eje de la rótula es fusible y el dique se desconecta entonces de la orilla.

Se ha hecho la construcción en ocho partes llamadas "plots". El número 1, con 16 m de longitud, corresponde a la zona de fijación de la rótula y es mucho más macizo que los normales, dada su función de apoyo. Entre los otros, que tienen todos una longitud de 48 m, hay que distinguir el número 5, que corresponde a una zona de solape de los cables de pretensado, así como el 8, extremo que soporta un faro y la fijación de las cadenas de anclaje.

2.2.1.2. Estructuras internas y superestructuras

El volumen interior aloja las estructuras interiores formadas por cuatro niveles de aparcamiento y dos niveles de almacenamiento. Los pisos intermedios no son solidarios con la estructura del cajón, se sitúan sobre unas ménsulas puntuales mediante unos apoyos elastoméricos.

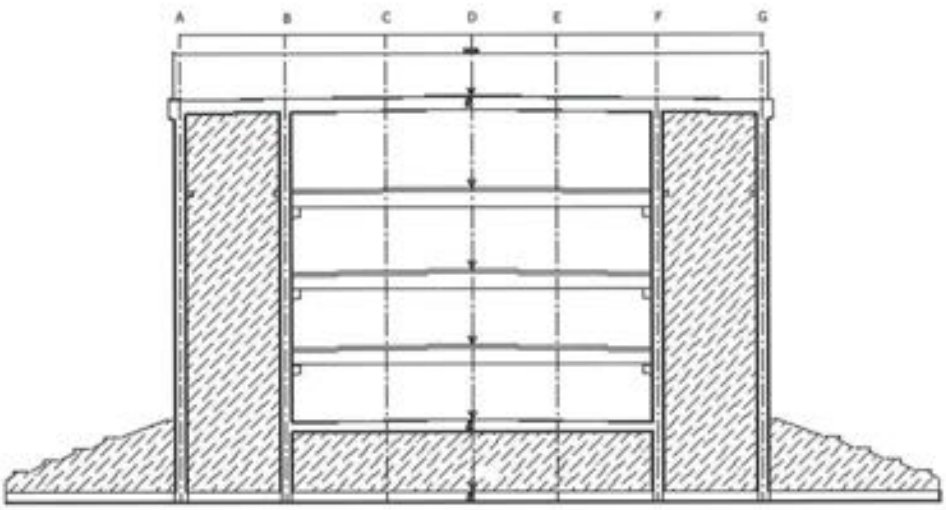


Figura 2.2.1. Doble casco.

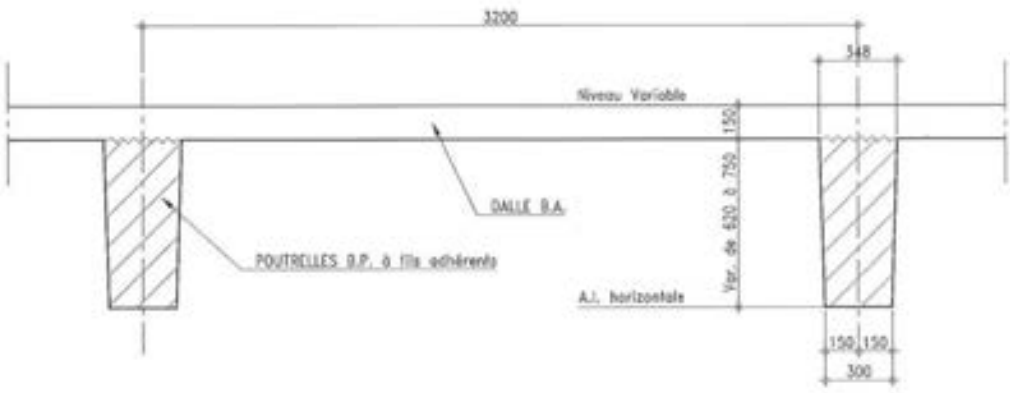


Figura 2.2.2. Forjados del aparcamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

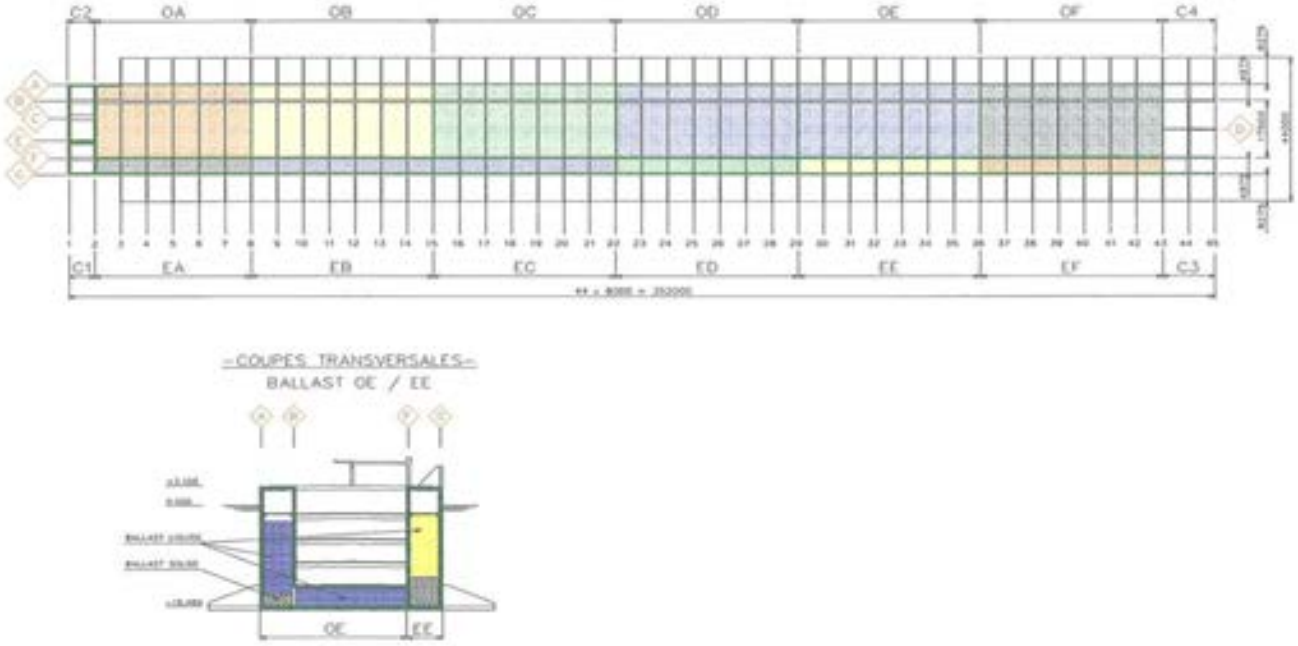


Figura 2.2.3. Compartimentos de lastrado.

Sobre la losa de cubierta se han dispuesto unas superestructuras: cubierta de paseo, estación marítima, locales comerciales y técnicos, faro, muros rompeolas, accesos a los aparcamientos y a los locales de almacenamiento, así como diversos equipos que completan este conjunto; es decir, sistemas de lastrado y deslastrado, de drenaje y ventilación, red de protección contra incendios, bolardos de amarre y defensas de atraque.

2.2.2. COMPARTIMENTACIÓN Y LASTRE

Las dos zonas laterales y la baja constituyen un doble casco, compartimentado cada 8 m por unas paredes de arriostramiento. Se dividen, cada 56 m, en 12 departamentos estancos que contienen dos tipos de lastre, líquido y sólido.

Se puede distribuir el lastre líquido en los 12 compartimentos usuales y en los 4 extremos (que no están rellenos en situación normal). Cada uno es independiente de los otros. La división sirve para limitar los efectos dinámicos del líquido, garantizar la seguridad en caso de colisión, permitir diferenciar las alturas de lastre, a lo largo del dique, y facilitar el vaciado de un compartimento para inspección.

2.2.3. FUNCIONAMIENTO ESTRUCTURAL Y FASES DE CONSTRUCCIÓN

La estructura se comporta como un buque de hormigón y se regula el reparto de su lastre para asegurar su estabilidad geométrica. Se mantiene la estructura en su sitio, por el lado

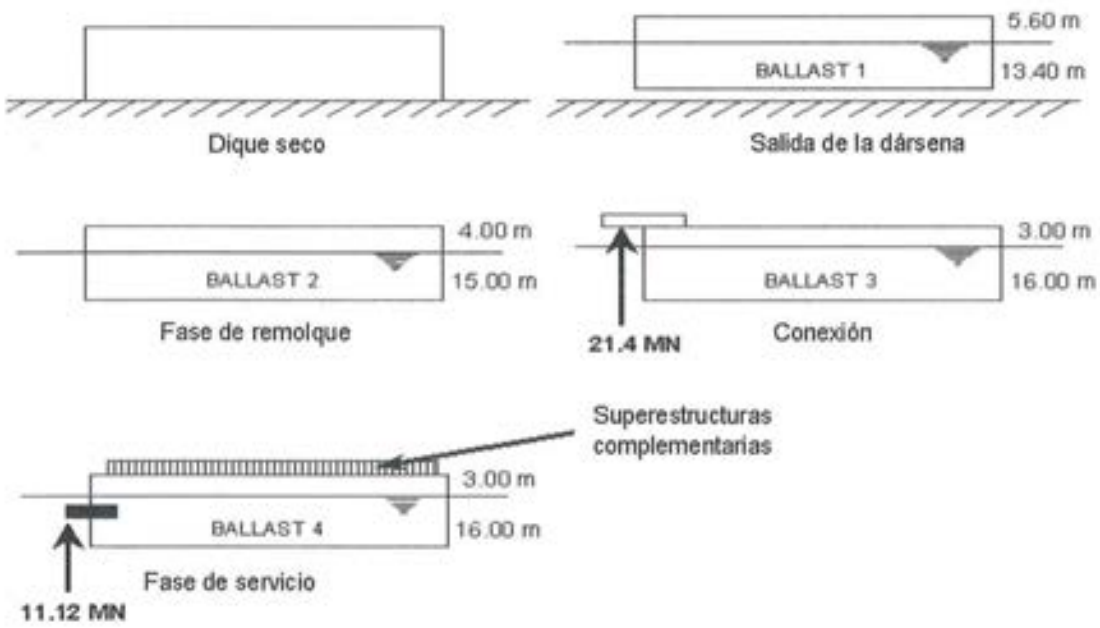


Figura 2.2.4. Operaciones marítimas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

tierra con una rótula metálica, y por el lado mar con unas líneas de anclaje.

La construcción se ha hecho en varias grandes fases, previamente a su puesta en servicio definitiva:

- Realización en seco en la dársena de Algeciras.
- Salida de la dársena.
- Remolque desde Algeciras hasta Mónaco.
- Conexión de la rótula.
- Finalización de las superestructuras en Mónaco.

El comportamiento del dique, los criterios de comprobación y las cargas aplicadas cambian en función de las fases y cada una de éstas ha sido objeto de comprobaciones especiales durante el proyecto de ejecución.

2.3. ESTUDIOS PARA EL ANTEPROYECTO

Los estudios técnicos del anteproyecto, realizados por la oficina de proyectos DORIS Engineering y por el Bureau Veritas, se plasmaron en el establecimiento de un dossier de planos, que describen la obra en servicio, y en unas especificaciones técnicas detalladas.

La definición geométrica del cajón y de su conexión, al estribo en tierra, es el resultado de los estudios hidráulicos e hidrodinámicos efectuados, en el marco del anteproyecto, sobre la base de los ensayos, en modelo reducido, realizados en el Laboratorio de hidráulica marítima, OCEANIDE.

2.3.1. MODELO DE CÁLCULO DEL ANTEPROYECTO

El diseñador ha utilizado un modelo de cálculo de elementos finitos, completo y definitivo del conjunto de la estructura en servicio, con el programa de cálculo PAFEC, específico de DORIS. Este modelo incluye 103.462 nudos. Se ha cargado con 126 casos de cargas elementales, aplicadas a la estructura en estado de servicio. Los resultados, con características de "cálculos de ejecución", fueron transmitidos al contratista y han servido de base para la determinación de todas las combinaciones reglamentarias y las justificaciones de la obra en servicio.

2.3.2. CASOS DE CARGA

Los casos de carga que se han tenido en cuenta para estos cálculos corresponden a las siguientes acciones:

- Las acciones permanentes del peso propio, de los equipamientos y de los empujes de Arquímedes (G), del pretensado (P), de los desplazamientos de apoyo impuestos (D).
- Las acciones variables de explotación (Q), de circulación, del aparcamiento, de la zona de almacenamiento y las cargas de amarre de buque (C_1 y C_2).
- Las cargas medioambientales: efectos del oleaje (H), de la corriente, del viento (W), de la amplitud de marea (M), de la nieve, de las variaciones lineales de temperatura (T) y de los gradientes térmicos $\Delta\theta$.

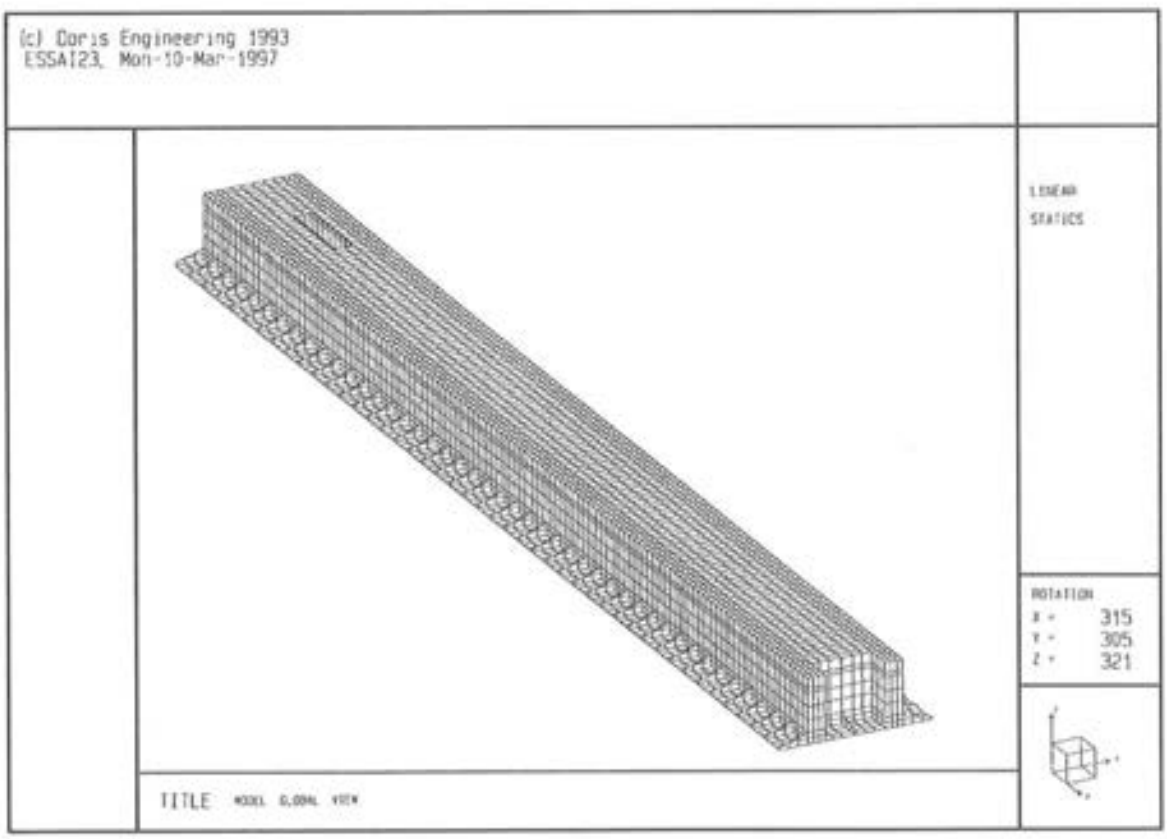


Figura 2.3.1. Modelo de elementos finitos del anteproyecto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

- Las cargas accidentales de origen sísmico (E) y de choques de buques: el buque "Labrax", de 15.000 toneladas de desplazamiento (C_3) y un buque de crucero de 30.000 toneladas de desplazamiento (C_4).

- Las cargas accidentales relacionadas con la invasión de un compartimento exterior o de dos compartimentos exteriores contiguos.

- Las situaciones de inspección de los diferentes compartimentos de lastre con las disposiciones de contralastre correspondientes.

- El fuego: se ha tenido en cuenta el caso de incendio en el interior de las zonas de aparcamiento y de almacén. La estabilidad, de los elementos portantes, no es nunca inferior a 1,5 horas. Se asegura un grado cortafuego igual al menos a 3 horas, entre los aparcamientos localizados en los compartimentos y los edificios de superestructura.

2.3.3. EFECTOS DEL OLEAJE

Se definen los valores característicos H de la acción del oleaje in situ, para las diferentes situaciones transitorias (fases de ejecución, atraque y permanencia en el muelle de los buques) de la siguiente manera:

H_{100} oleaje centenario para las fases operativas

H_{10} oleaje decenal para las fases de construcción y remolque

H_1 oleaje anual para las fases de instalación in situ.

Teniendo en cuenta su orientación y los *fetchs* existentes, el dique se calcula desde el punto de vista de sus prestaciones (movimientos, esfuerzos y agitación en el antepuerto) para los oleajes de proyecto e incidencias considerados (H, altura significativa; Tpic, periodo de pico), recogidos en la Tabla 2.3.1.

El oleaje, en la fase de remolque, ha sido objeto de estudios específicos realizados durante los estudios de ejecución.

2.3.4. ESTADOS LÍMITES

Se justifica la estructura para los diferentes estados límites reglamentarios, que son los siguientes:

- Los últimos (E.L.U.), que corresponden al límite, sea del equilibrio estático, de la resistencia, o de la estabilidad de forma, tanto de la obra como de uno de sus elementos.

- Los criterios de dimensionamiento, en estado límite accidental (E.L.A.), cubren los riesgos de rotura debidos a un accidente. Los materiales se utilizan entonces al máximo de su capacidad, mediante deformaciones de orden "no despreciable", que necesitan reparación, después, pero que permiten asegurar la integridad de la estructura. Las comprobaciones, en los estados límites accidentales, se hacen en las mismas condiciones que las E.L.U., pero con coeficientes de cargas y de materiales diferentes.

- En cuanto a los criterios de dimensionamiento, en estado límite de fatiga (E.L.F.), éstos cubren el riesgo de rotura por fatiga debido a cargas cíclicas. En los estados límites de fatiga, las comprobaciones muestran que en las zonas más solicitadas, la estructura es capaz de resistir los ciclos de carga esperados.

- Los criterios de dimensionamiento en estado límite de servicio (E.L.S.) cubren la utilización normal y la permanencia del dique en el tiempo. Para ello, los cálculos ELS están encaminados a proteger las armaduras de la corrosión (limita la abertura de las fisuras) y a asegurar la estanqueidad (espesor comprimido mínimo), así como la durabilidad.

2.3.5. ESTUDIOS DE FATIGA

Las justificaciones con respecto a la fatiga del hormigón se realizan de acuerdo con las prescripciones de la Norma Noruega 3473.

Se justifica la obra, con relación a la fatiga, sobre la base de las estadísticas de alturas de oleaje, considerando una duración de 200 años y con un factor de envejecimiento del hormigón de 1,15. El daño acumulado se limita a 0,5 para el hormigón y a 1 para los aceros.

2.3.6. COMBINACIONES DE CÁLCULO

Los valores característicos de la acción del oleaje corresponden a las condiciones centenarias. En las combinaciones ELS, se considera el oleaje de proyecto con un coeficiente

Tabla 2.3.1. Características de los oleajes de proyecto considerados

	Condiciones del mar					
Incidencia/Norte	**216° a 160°**		**160° a 110°**		**110° a 75°**	
	Hs (m)	**Tpic (s)**	**Hs (m)**	**Tpic (s)**	**Hs (m)**	**Tpic (s)**
Anual	2,8	7,2	2,2	7,2	2,2	7,2
Decenal	4,0	9,6	3,2	8,4	3,2	8,4
Centenario	4,9	12,0	4,0	9,6	4,0	9,6

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

de 0,7, lo que corresponde aproximadamente a la acción del oleaje decenal.

Se ha realizado una comprobación adicional en ELS con un coeficiente 1 sobre esta acción, que tiene por objeto asegurarse que, después del paso del oleaje centenario, las armaduras no plastificarán y que cualquier fisura posible se volverá a cerrar.

En la combinación ELU fundamental 1, se considera el oleaje de proyecto con un coeficiente 1,3 y se asocia a los efectos de la amplitud de marea (coeficiente 1,3), a los efectos del viento (coeficiente 1,5), al efecto de las cargas de explotación (coeficiente 1) y a los efectos térmicos (coeficiente 0,65). Esta combinación es una de las más desfavorables.

2.3.7 EXIGENCIAS FUNCIONALES

En condiciones nominales, el lastre permanente del cajón se reparte de tal modo que se pueda asegurar una escora y un cabeceo nulos. En operación normal, los criterios de estabilidad son inferiores a ±2,0° para la escora y ±0,5° para el cabeceo. En situaciones de inspección de los diferentes compartimentos de lastrado, los criterios de estabilidad son inferiores a ±1,5° para la escora y ±0,5° para el cabeceo.

2.3.8. CRITERIOS ADOPTADOS PARA UNA DURACIÓN DE VIDA DE 100 AÑOS

El dique se caracteriza por una duración de vida muy importante (100 años), cuando se trata en realidad de una obra situada en medio marino, considerado como muy agresivo, y sometida a unos esfuerzos importantes, que debe permanecer estanca en servicio y estable en caso de avería. Se han tomado unas disposiciones especiales, para asegurar esta durabilidad, tanto en lo que se refiere a los criterios de justificación como a las disposiciones constructivas:

Tabla 2.3.2. Combinaciones de cálculo en estados límites de servicio.

Combinaciones	P_d	G_{sd}	G_a	G_s	H_{100}	H_{10}	H_1	M (marea)	W	Q	C_1	C_2	T	Δθ
Ocasional 1 en servicio	1	1	1	1	0,7			0,7	1	0 ó ψ_0			0 ó 0,60	0 ó 0.50
Ocasional 2 en servicio	1	1	1	1	0 ó 0,5			0 ó 0,5	0 ó 0,77	1			0 ó 0,60	0 ó 0,50
Ocasional 3 en servicio	1	1	1	1	0 ó 0,5			0 ó 0,5	0 ó 0,77	0 ó ψ_0	1		0 ó 0,60	0 ó 0,50
Ocasional 4 en servicio	1	1	1	1	0 ó 0,5			0 ó 0,5	0 ó 0,77	0 ó ψ_0		1	0 ó 0,60	0 ó 0,50
Construcción Remolque	1	1	1	1		0,7		1		0 ó ψ_0				
Instalación en Mónaco	1	1	1	1			0,7	1		0 ó ψ_0				
Frecuente 1 en servicio	1	1	1	1	0 ó 0,35			0 ó 0,35	0 ó 0,2	0 ó ψ_0				
Frecuente 2 en servicio	1	1	1	1	0			0	0	ψ_1				
Cuasi - permanente	1	1	1	1				– 0,25 ó 0,30		0 ó 0,65				
Inspección	1	1	1	1	0 ó 0,35			– 0,14 ó 0,35	0 ó 0,2	0 ó ψ_2				

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Tabla 2.3.3. Combinaciones de cálculo en estados límites últimos

Combinaciones	P_d	G_{sd}	G_a	G_s	H_{100}	H_{10}	H_1	M (marea)	W	Q	C_1	C_2	T	Δθ
Fundamental 1 (en explotación)	1	1	1	1 min ó 1,35 max	1,3			1,3	1,5	1			0 ó 0,8	0 ó 0,65
Fundamental 2 (en explotación)	1	1	1	1 min ó 1.35 max	0 ó 0,6			0 ó 0,6	0 ó 1,0	1,5			0 ó 0,8	0 ó 0,65
Inspección de compartimento	1	1	1	1 min ó 1,35 max	0 ó 0,6 0			0 ó 0,6	0 ó 1,0	1,5				
Situación de ejecución (construcción – remolque)	1	1	1	1 min ó 1,35 max		1,3		1,3		0				
Instalación en Mónaco	1	1	1	1 min ó 1,35 max		1,3	1,3	1,3 1,3		0 0				
Atraque	1	1	1	1 min ó 1,35 max						0 ó $1,3_{\psi_0}$		1,5	0 ó 0,8	0 ó 0,65
Amarre	1	1	1	1 min ó 1,35 max		0 ó 0,9 0		0 ó 0,9	0 ó 1,0	0 ó $1,3_{\psi_0}$	1,5		0 ó 0,8	0 ó 0,65

- Reglas específicas de cálculo para las obras "*offshore*"
- Recubrimiento de las armaduras y separaciones máximas
- Longitudes de anclaje y armaduras mínimas
- Compacidad del hormigón
- Protección catódica con ánodos de protección.

2.4. NORMATIVA APLICADA

Se justifica el dique según las normas vigentes en Francia, reglas BAEL y BPEL, complementadas por las normas noruegas NS3473 para las justificaciones de ancho de fisuras y de fatiga.

- Reglas francesas BAEL91 – Reglas técnicas de diseño y cálculo de las obras y construcciones de hormigón armado según el método de estados límites.
- Reglas francesas BPEL91 – Reglas técnicas de diseño y cálculo de las obras y construcciones de hormigón pretensado según el método de estados límites.
- Modificaciones de las reglas de cálculo BAEL91 / BPEL91 de junio de 1997 y agosto de 1998, procedentes de los anales del ITBTP y del boletín de comunicación del Setra.
- Norma noruega NS3473E – 4ª edición Nov. 1992 - Reglas de diseño para las estructuras de hormigón. Se utiliza para las comprobaciones en estados limites de abertura de fisuras, estados de tensiones pluriaxiales, fatiga y tensiones tangentes.

2.5. HIPÓTESIS DE BASE, ESPECIFICACIONES Y CRITERIOS DE JUSTIFICACIÓN

2.5.1. FISURACIÓN

En Estado Límite de Servicio el objeto de las justificaciones es comprobar que el ancho de las fisuras permanece inferior al limite admisible para asegurar una resistencia suficiente a la corrosión, una transferencia satisfactoria de esfuerzos en el caso de trabajo en membrana, la durabilidad requerida al limitar los efectos del entorno y la estanqueidad cuando ésta es solicitada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

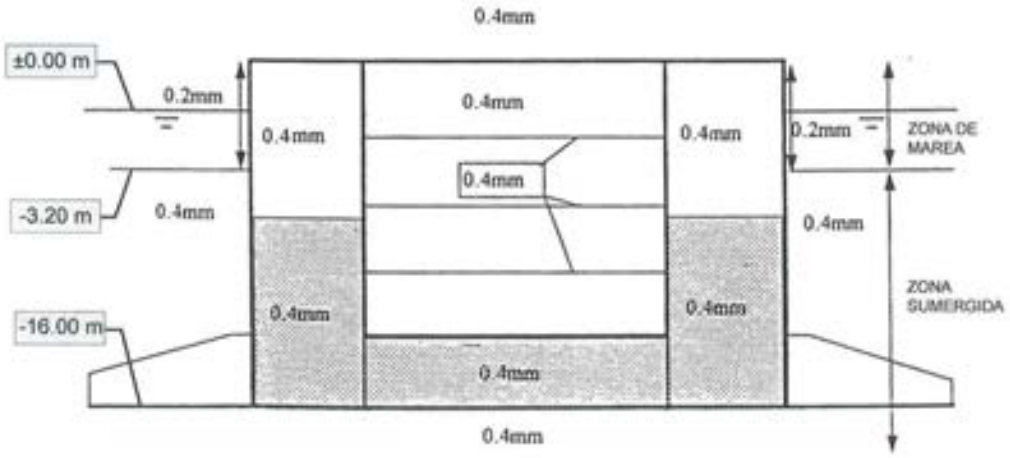


Figura 2.5.1. Limitación de abertura de fisura.

Los valores límites de las aberturas nominales de las fisuras son los siguientes:

- En explotación
  - 0,2 mm en zona de oleaje en paramentos exteriores (entre las cotas –3,20 y +3,00)
  - 0,4 mm en cualquier otra parte.
- en fase de inspección: 0,6 mm en toda la estructura
- en fase de construcción o de remolque: 0,3 mm para todas las paredes exteriores y 0,6 mm en cualquier otra parte.

El criterio de estanqueidad requiere, además, una zona mínima de hormigón comprimido igual al máximo de dos valores: 0,25 h y 100 mm. En caso de que esta condición no se cumpla, el ancho equivalente se limita a 0,1 mm y la tensión de los aceros se limita según el fascículo 74 (153 MPa para HA32).

2.5.2. RECUBRIMIENTOS

Se fijan los recubrimientos de las armaduras de la manera siguiente:

- Para las camisas de pretensado y complementando las reglas BPEL, su recubrimiento mínimo se fija en 100 mm.
- En lo que se refiere a los aceros pasivos, en la cara exterior del casco externo, el recubrimiento mínimo es de 55 mm; en los interiores de los muros y losas de los compartimentos de lastrado, el recubrimiento mínimo es de 45 mm, sobre la parte interna de los muros y losas de los aparcamientos, el valor mínimo es de 40 mm; para las losas del aparcamiento, se han considerado 30 mm mínimos.

2.5.3. COMPRESIÓN

Las comprobaciones realizadas son las siguientes:

- Limitación de las tensiones de compresión del hormigón según BPEL
  - 0,6 f_{c28} para combinación poco frecuente
  - 0,5 f_{c28} para combinación frecuente.

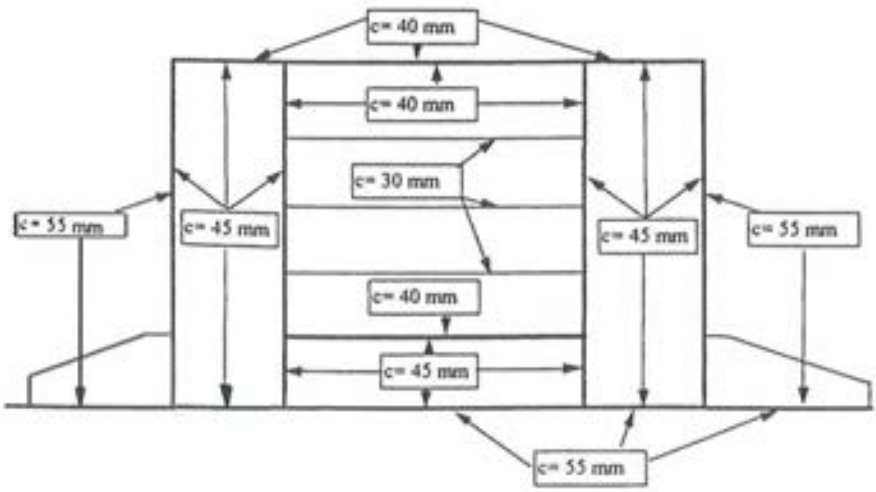


Figura 2.5.2. Recubrimientos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

2.6. PROCESO DE CÁLCULO

2.6.1. COLABORADORES QUE HAN PARTICIPADO EN LA REALIZACIÓN DEL TRABAJO

Los cálculos justificativos detallados del dique de Mónaco han necesitado la intervención de múltiples colaboradores cuyo trabajo se ha coordinado estrictamente:

- DORIS ha suministrado la base de datos de las solicitaciones en servicio y ha tenido que realizar unos cálculos complementarios con ayuda del programa de cálculo mediante elementos finitos PAFEC.
- La oficina de proyectos SETEC TPI, encargada de los estudios de ejecución, que ha establecido, con ANSYS, los modelos de elementos finitos de cálculo de la estructura para las fases de construcción y remolque y que ha justificado las secciones mediante el post-procesador ARMATEC, sacando partido de los resultados de PAFEC.
- El servicio de planificación y métodos de la agrupación contratista encargada de definir en unión con SETEC los procesos de construcción y las normas generales de colocación de las armaduras activas y pasivas.
- La oficina de proyectos HYDRATEC del grupo SETEC, encargada de los cálculos hidrodinámicos para el remolque y del seguimiento de los ensayos en dársena realizados por ACRI.
- La empresa de operaciones marinas SMIT, encargada de definir las condiciones del remolque.

2.6.2. METODOLOGÍA

El análisis exhaustivo del casco de hormigón pretensado, construido en fases sucesivas, que incluye la profundidad y la dirección de las fisuras y los estados de tensiones en el hormigón, en los aceros pasivos y en los aceros activos de pretensado, ha requerido la utilización de herramientas de cálculo especiales:

- Un programa de cálculo para analizar el funcionamiento de conjunto de una estructura de hormigón pretensado, construida en fases sucesivas: el programa PHYTHAGORE, desarrollado por SETEC TPI.
- Un desarrollo informático, por el método de los elementos finitos, para determinar los estados de tensión y deformación a lo largo de la estructura: el programa ANSYS desarrollado por la empresa americana ANSYS Inc.
- Un post-procesador de los resultados del cálculo por elementos finitos, para analizar, punto por punto, el

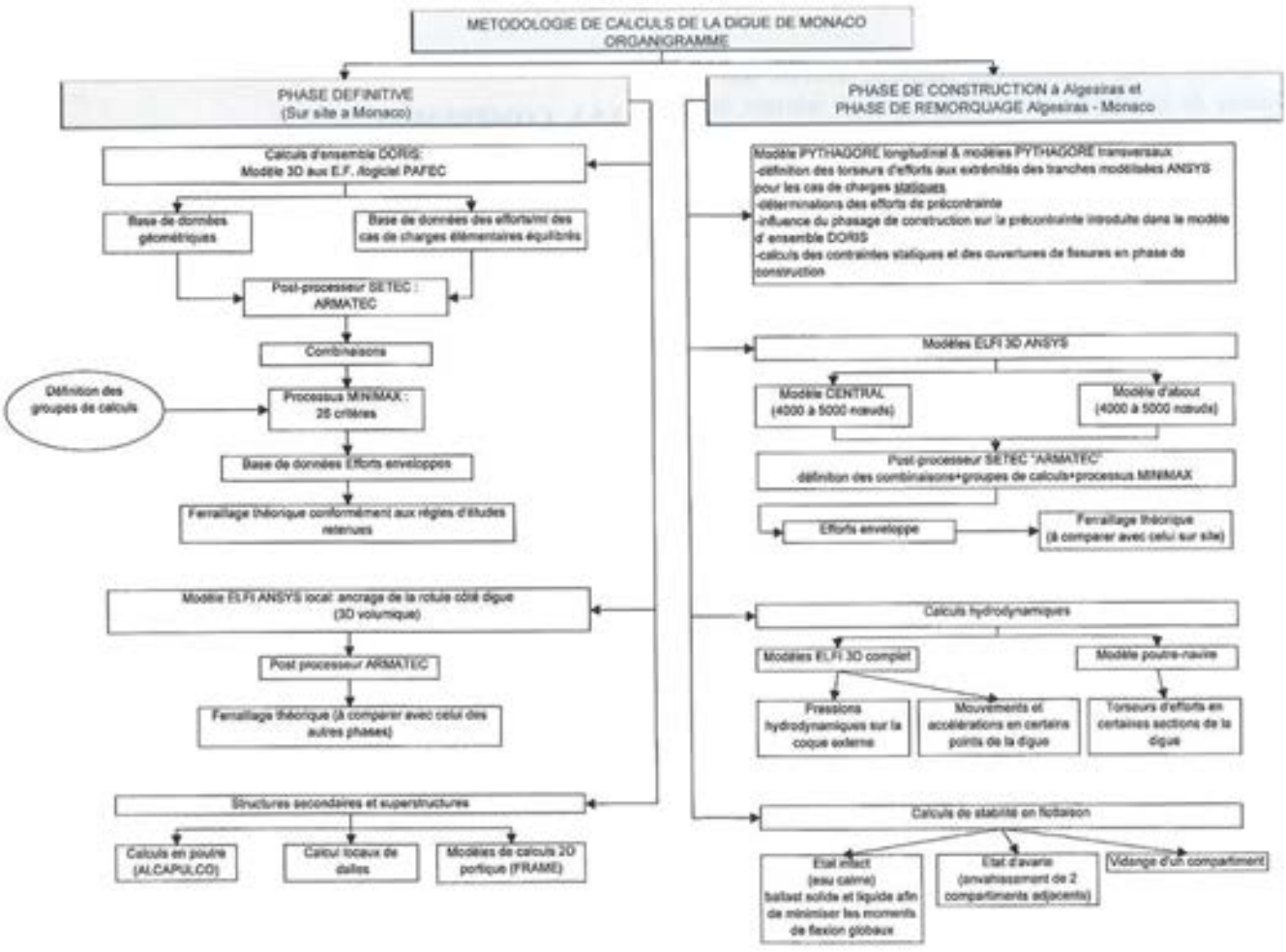


Figura 2.6.1. Diagrama de flujo para cálculos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

comportamiento local del hormigón armado-pretensado: el programa informático ARMATEC desarrollado por SETEC TPI.

La determinación de los efectos del oleaje, durante la fase de remolque, ha sido objeto de cálculos hidrodinámicos especiales, validados por un ensayo en modelo reducido.

El diagrama de flujo del estudio de la Figura 2.6.1. representa, de manera esquemática, el desarrollo de los estudios de ejecución.

2.6.3. PROGRAMAS DE CÁLCULO UTILIZADOS POR SETEC

2.6.3.1. ANSYS

SETEC TPI ha utilizado el programa de cálculo mediante elementos finitos ANSYS, para el estudio en servicio del extremo del dique, situado del lado de la rótula, así como para estudiar el funcionamiento de la estructura, durante todas las fases de construcción.

Se han realizado dos modelos de elementos finitos

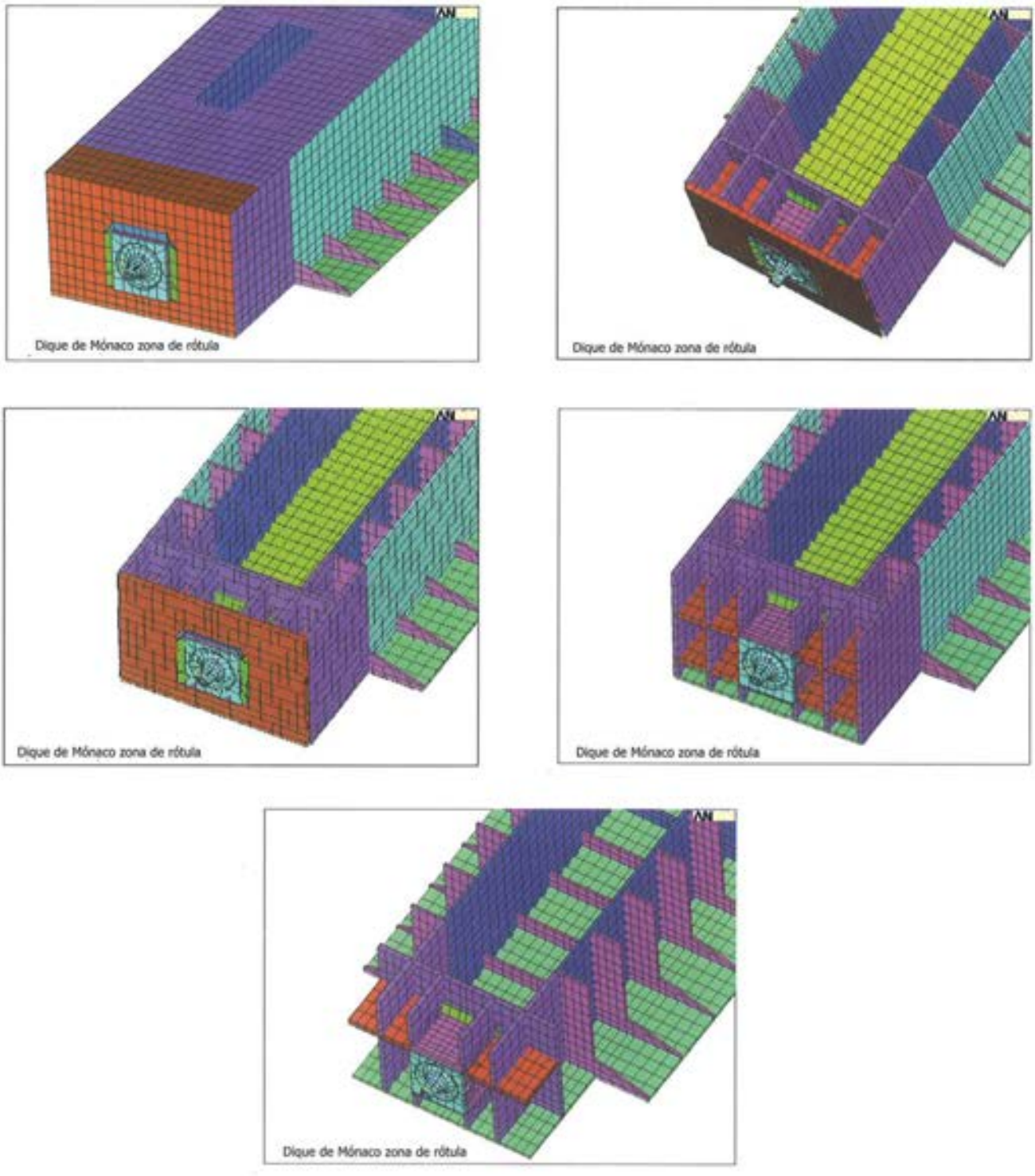


Figura 2.6.2. Modelización ANSYS zona rótula.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

ANSYS que consideran dos zonas de cálculo: la rótula (plots 1 y 2) y un plot normal (3 a 7). La continuidad del área estudiada ha sido reconstituida, al aplicar los esfuerzos cuyas envolventes corresponden a los de torsión, equivalentes en los extremos del modelo.

Se han introducido las tensiones del oleaje, en forma de presiones, aplicadas sobre las mallas externas y de aceleraciones lineales y angulares en el centro de gravedad del dique.

Una carga, distribuida sobre la losa de cubierta, representa la lámina de agua que se puede rebasar, durante el remolque, por un efecto del oleaje.

Se ha tenido en cuenta el lastre, considerando unas alturas de agua envolventes, en el interior de los compartimentos, que corresponden al lastre del remolque.

Se ha desarrollado el mismo tipo de cálculo para la fase de puesta en obra de la rótula, en la zona de la misma, teniendo en cuenta los esfuerzos particulares de esta fase.

2.6.3.2. PHYTAGORE

Fue esencial tener en cuenta las diferentes fases de construcción para obtener una representación correcta de los estados de tensión en la obra, no solamente durante estas fases intermedias, sino también en lo que se refiere al estado final del dique.

Los cálculos fueron realizados gracias al programa informático PYTHAGORE que permitió, fase por fase, el cálculo de la evolución de las tensiones en función del hormigonado de los diferentes elementos, de la retracción y de la fluencia del hormigón, del tensado de los cables de pretensado y, finalmente, de la puesta en flotación de la estructura.

El dique es una obra de gran longitud, muy esbelta: para una longitud total de 352 m, la altura de la estructura es de 19 m, o sea tiene una esbeltez geométrica de 1/18,5. Los cálculos efectuados han tenido en cuenta las solicitaciones creadas de empujes de Arquímedes debidos a la deformación de la estructura por las diferentes acciones aplicadas. El funcionamiento es igual al de una viga continua deformable sobre apoyos hidro-elásticos.

2.6.3.3. ARMATEC

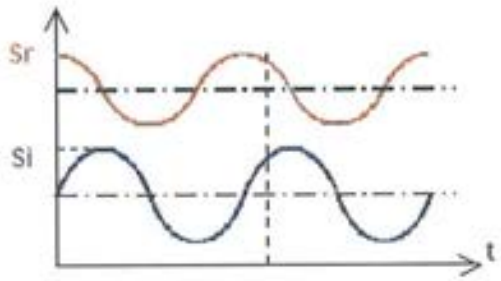
Se ha efectuado el conjunto de las justificaciones de secciones de hormigón armado o pretensado con el programa ARMATEC, desarrollado por SETEC TPI.

Este programa realiza principalmente las siguientes operaciones:

(i) **combinaciones y envolventes reglamentarias de casos de cargas elementales,** procedentes de los programas ANSYS, PYTHAGORE, o de una base de datos exterior de tipo PAFEC; a título indicativo, la base de datos suministrada por DORIS para las fases de servicio incluía 140 casos de cargas elementales, relativos a más de 100000 nudos; fue necesario realizar aproximadamente 170 combinaciones y envolventes.

Las envolventes se efectuaron según 26 "criterios" de comprobación, referiéndose no sólo a los valores mínimos y máximos de las 8 solicitaciones en un nudo dado (esfuerzos de membrana Fxx – Fyy – Fxy, momentos de flexión y de torsión Mxx – Myy – Mxy, esfuerzos cortantes Vxz – Vyz, lo que correspondería a 2 x 8 = 16 criterios), sino también a las principales tensiones en cada una de ambas caras (σ sup - σ inf) y a los principales esfuerzos (Fp – Mp – Vp).

ARMATEC cuenta además con un modulo de cálculo de envolventes para los efectos del oleaje, definido a partir de una o varias partes reales (Sr) e imaginarias (Si).



$$S(t) = \sum_k \left\{ Sr_k \cdot \cos(\omega_k \cdot t) + Si_k \cdot \sin(\omega_k \cdot t) \right\}$$

En este caso, el programa determina la envolvente de las solicitaciones correspondientes, tomando en consideración unos pasos de tiempo sucesivos.

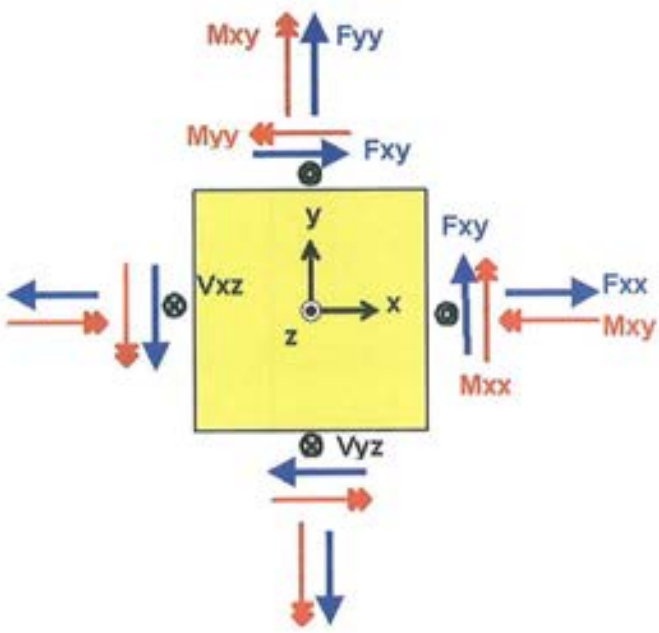


Figura 2.6.3. Esfuerzos ARMATEC.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

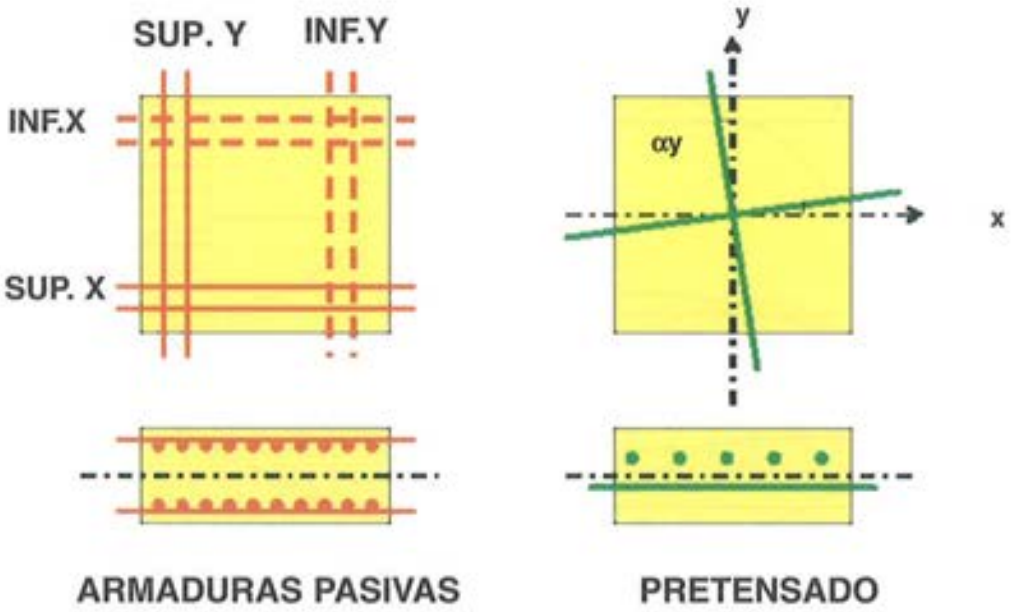


Figura 2.6.4. Armado ARMATEC.

(ii) **Justificaciones ELS y ELU** que consisten en limitar las tensiones en los materiales, así como los anchos de fisuras calculados según la norma noruega NS 3473 E de Nov. 92.

Se definen las armaduras en forma de:

- 4 capas de acero pasivo, que corresponden con las direcciones X e Y de cada una de ambas caras. Cada una de ellas puede constar de varios estratos sucesivos, en función de la importancia de las armaduras requeridas. El programa toma automáticamente en cuenta la posición exacta de los aceros, calculada en función del diámetro y separación de las barras y del número real de estratos.

- 2 capas de pretensado que pueden presentar un ángulo cualquiera con relación a los ejes locales de la placa (X, Y).

En materia de cálculo de los anchos de fisuras (aspecto que condiciona fuertemente las cantidades de armaduras pasivas que hay que colocar en el caso del dique de Mónaco), el programa ARMATEC determina sucesivamente:

- los campos de deformación [ε]
- las tensiones [σ] en el hormigón y las armaduras
- los anchos de fisuras en cada cara.

La fisuración del hormigón necesita la utilización de un método de resolución iterativa, que consiste en discretizar el casco en multicapas, y determinar el estado de cada una de las capas (fisurada o no, ángulo de fisura).

Se puede emplear el programa ARMATEC para la comprobación de sección (se imponen entonces las armaduras), o bien para la determinación automática de éstas: en este caso, las 4 capas de aceros pasivos se determinan de tal modo que cumplan con los diferentes criterios impuestos, tanto con ELS como con ELU.

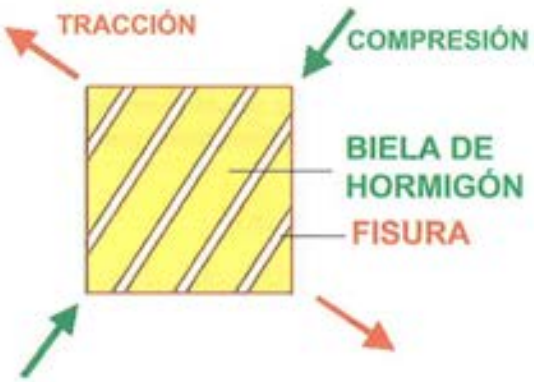


Figura 2.6.5. Tensiones ARMATEC.

(iii) determinación de las armaduras transversales

Las justificaciones se llevan a cabo de conformidad con la norma noruega y consisten en:

- comprobar que la tensión cortante no sobrepase el limite
- determinar la cantidad de armaduras transversales (del tipo horquilla) a colocar, si es necesario.

2.6.4. RESULTADOS

El diagrama de la Figura 2.6.6. muestra la variación de los momentos de flexión de eje horizontal a lo largo del dique en los casos elementales y en las combinaciones de estos casos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

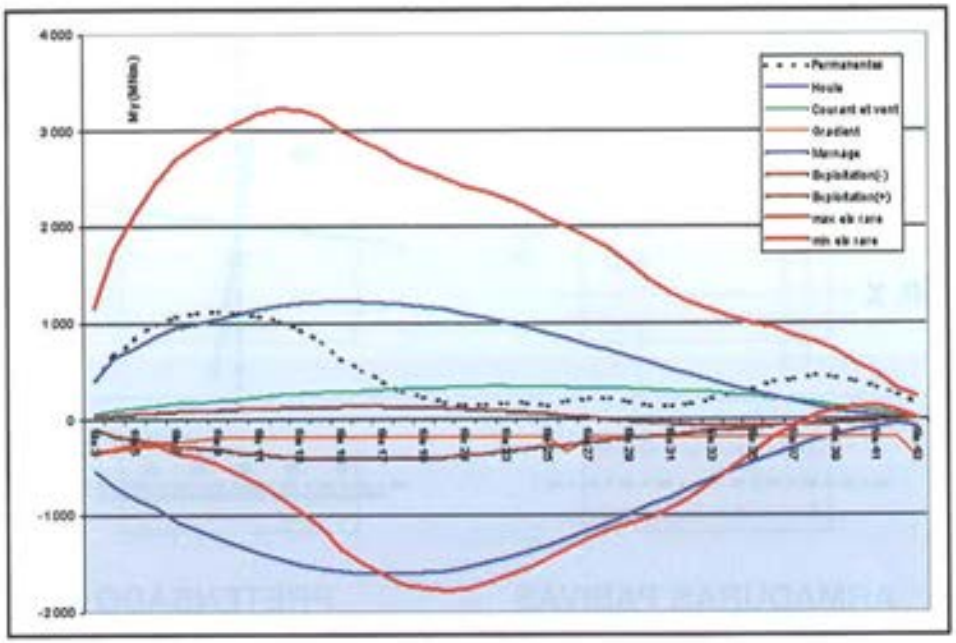


Figura 2.6.6. Solicitaciones del dique.

Hay que notar la contribución relativa de los casos de cargas determinantes: 1100 MNm para las cargas permanentes, 1600 MNm para los efectos del oleaje y 1200 MNm para los efectos de la amplitud de marea.

2.7. ARMADURAS PASIVAS

Su densidad asociada a un valor también fuerte de armaduras activas, de pretensado, ha dejado poco margen para la colocación en el interior de las dimensiones previstas.

2.7.1. CRITERIOS UTILIZADOS

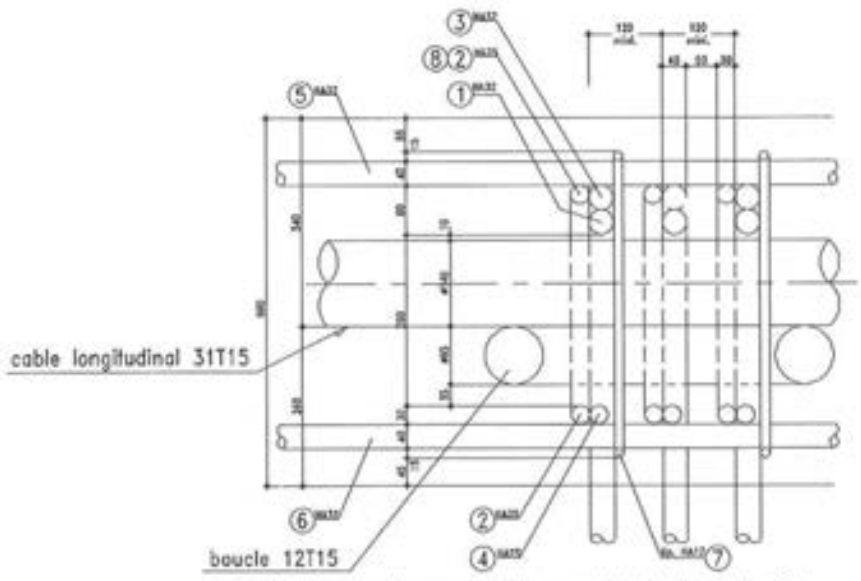
Excepto los criterios ya mencionados, se han limitado las tensiones de tracción en los aceros pasivos a los siguientes valores :

- 175 MPa en explotación ELS frecuente (clase 3 del BPEL).
- 220 MPa en explotación ELS poco frecuente (fisuración muy perjudicial del BAEL).
- 273 MPa en inspección o en fase de construcción (fisuración perjudicial del BAEL).

2.7.2. ASPECTOS ESPECÍFICOS DEL PROYECTO

Se ha definido la separación de las armaduras pasivas en 150 mm, en relación con los problemas de fisuración, para reducir lo más posible el diámetro de las barras.

Se han realizado unos estudios muy detallados de colocación de las armaduras pasivas en las zonas críticas. Se trata de los nudos de unión de la solera con las paredes, de los formados por las paredes longitu,dinales y las transversales, así como de los de unión de las losas a las cotas -12 y +3 con las paredes transversales y longitudinales.



2.7.1. Principio de armadura de muros longitudinales A y G.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Teniendo en cuenta las fuertes unidades de pretensado que hay que poner en obra, en la parte baja de las paredes longitudinales (31T15), los bucles verticales transversales (12T15) y las secciones de acero pasivo (emparrillado de barras de 32 mm de diámetro), se han aumentado de espesor algunas paredes para disponer de una tolerancia de colocación en la puesta en obra, estimándose un valor de 35 mm para una pared de 600 mm de espesor.

Las tres secciones transversales de las Figuras 2.7.2. a 2.7.4 dan una idea de la densidad global del armado en la parte baja del dique.

La estructura de la losa superior situada a la cota +3, prevista en el proyecto en forma de losa nervada, fue realizada en forma de losa maciza para permitir la colocación de las armaduras activas y pasivas.

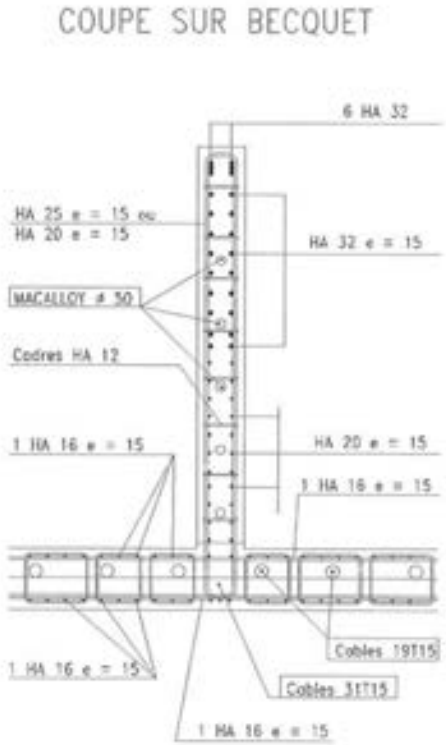


Figura 2.7.2. Sección de rigidizadores.

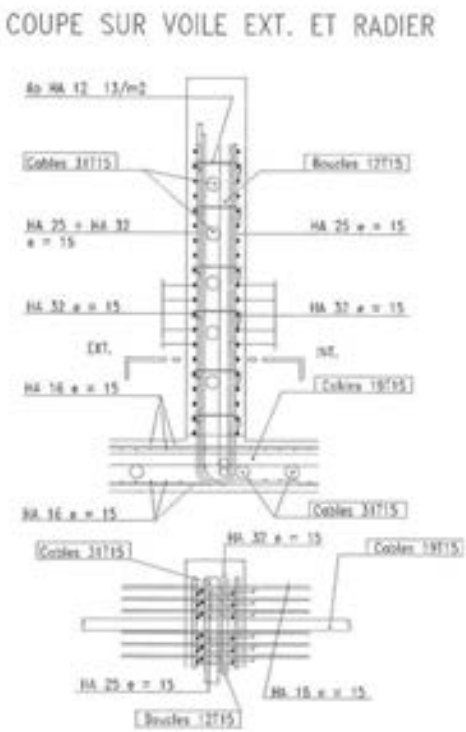


Figura 2.7.3. Sección de muro exterior y solera.

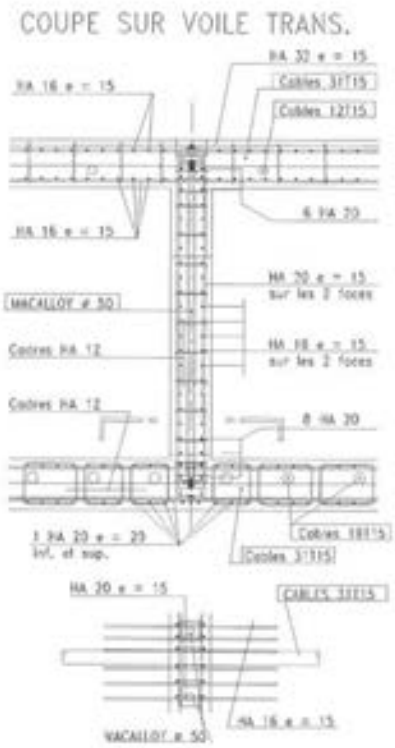


Figura 2.7.4. Sección de muro transversal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

2.8. ARMADURAS ACTIVAS DE PRETENSADO

El sistema de pretensado, utilizado en el dique de Mónaco, es el sistema BBR. El esquema de la Figura 2.8.1, recoge las características geométricas específicas en el caso de un cable 31T15.

El pretensado de la estructura se sitúa en tres direcciones, longitudinal y transversalmente en la dirección vertical y transversalmente en la dirección horizontal y está realizado según el sistema BBR, donde se destacan las siguientes familias principales, existiendo excepcionalmente otra serie de grupos:

- Cables longitudinales en la solera del tipo 29T15, en la losa a la cota –12 (28T15) y en la losa a la cota +3 (29T15), así como en las paredes longitudinales
- Cables transversales en la solera del tipo 18T15, en la losa a la cota –12 (31T15), en la losa a la cota +3 (21T15) y en las paredes transversales estancas.
- Cables verticales en forma de bucles en las paredes longitudinales (tipo 12T15 ó 6T15) y en las paredes transversales estancas (19T15)
- Barras de pretensado en algunas paredes estancas.

Los esquemas de las Figuras 2.8.2 y 2.8.3 representan dos familias de pretensado.

2.8.1. CRITERIOS UTILIZADOS

El dimensionamiento del pretensado resulta de la aplicación de los criterios de resistencia, estanqueidad y durabilidad que ya hemos mencionado. Uno de los criterios, determinante para las paredes de casco estancas, fue el mantener en los casos de carga extremos un espesor mínimo de hormigón comprimido de 10 cm. La sobretensión de los aceros de pretensado se ha limitado a 100 MPa en explotación ELS frecuente según la clase III del BPEL. En este cálculo para secciones fisuradas, se tiene en cuenta la participación de las armaduras de pretensado a reserva de una adherencia entre éstas y el hormigón.

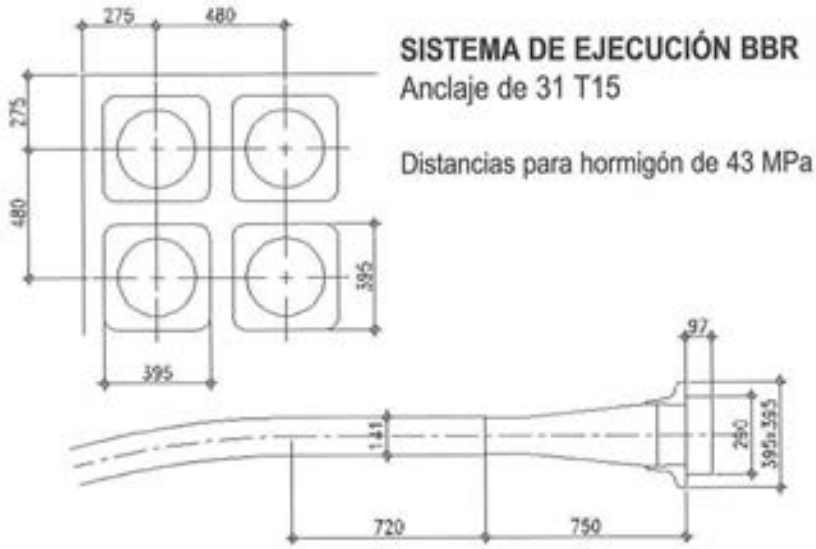


Figura 2.8.1. Dispositivos BBR para un cable de 31 ϕ 0.6´´.

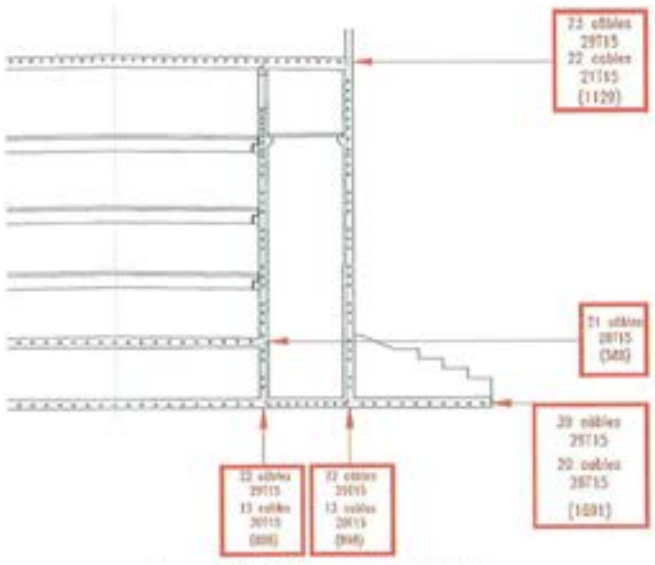


Figura 2.8.2. Pretensado longitudinal.

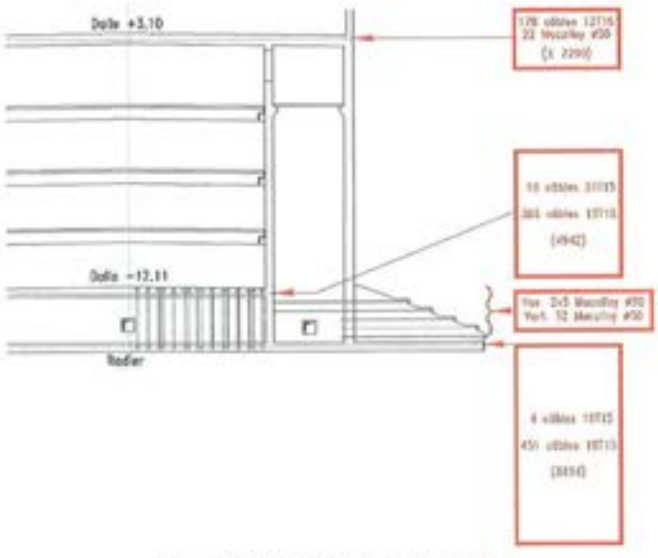


Figura 2.8.3. Pretensado transversal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

2.8.2. PRETENSADO ADICIONAL

No se ha previsto un pretensado adicional, pero se ha efectuado una comprobación complementaria en ELS con la hipótesis de una reducción del 15% del pretensado longitudinal con unos criterios de justificación ampliados (ancho de fisura de 0,45 mm y altura mínima de hormigón comprimido de 7,5 cm).

2.8.3. COMPRESIONES OBTENIDAS

Teniendo en cuenta las solicitaciones alternadas soportadas por la estructura debido a los efectos del oleaje, el pretensado longitudinal está aproximadamente centrado. Su tensión media es elevada y alcanza 13 MPa. La de compresión relacionada con el pretensado transversal, es más baja, del orden de 2 MPa.

2.8.4. ASPECTOS ESPECÍFICOS DEL PROYECTO

La cuantía global de armaduras activas de pretensado es de 74 kg/m^3, que corresponde a la puesta en obra de 2250 t de pretensado longitudinal, 730 t de transversal y 250 t de vertical, o sea un total de 3230 t, de las cuales 110 t son barras Macalloy.

Se ha pretensado la obra en tres direcciones y las interferencias entre los cables verticales y horizontales, por una parte, entre los longitudinales y transversales, por otra, han obligado a estudiar la disposición de conjunto de los cables, desde la solera a la losa de la cota +3, previamente a cualquier estudio detallado, dado que cualquier modificación aportada, en la parte baja del dique, podía tener unas repercusiones a nivel de la losa +3. El ritmo de reparto de los cables transversales fue condicionado por la posición de los bucles de las paredes longitudinales.

En lo que se refiere a los cables longitudinales, unas zonas de solape fueron dispuestas en las tres losas y en las cuatro paredes principales, con el fin de que no fueran demasiado largos e ineficaces. Los esquemas de las Figuras 2.8.4 y 2.8.5 representan la zona de solape de los cables de pretensado en el plot 5, situado en el centro de la obra.

En este área, se ha duplicado la densidad de armaduras de pretensado, lo que ha incrementado los problemas normales, relacionados con las bajas tolerancias de colocación.

Por otra parte, las fases de hormigonado y tensado, de los cables de pretensado, han sido introducidas en los cálculos PYTHAGORE para tener en cuenta la evolución de los diferentes esquemas estáticos a medida del avance de la construcción.

2.9. ZONA DE ANCLAJE DE LA RÓTULA

2.9.1. DESCRIPCIÓN DE LA UNIÓN RÓTULA / HORMIGÓN

El dique está unido al cajón estribo fijo por una rótula de acero de 2,60 m de diámetro, de una masa aproximada de 700 toneladas, cuyo eje está situado a la cota –8. El sistema está constituido por un eje de forma troncocónica, (198 t de acero), apoyado sobre una brida metálica (120 t de acero) y 8 m de diámetro, unida con el dique mediante la compresión del hormigón circundante, provocada por sesenta cables de pretensado de tipo 19T15.

La rótula está sujeta al eje troncocónico y alojada en un manguito cónico solidario, con el cajón estribo.

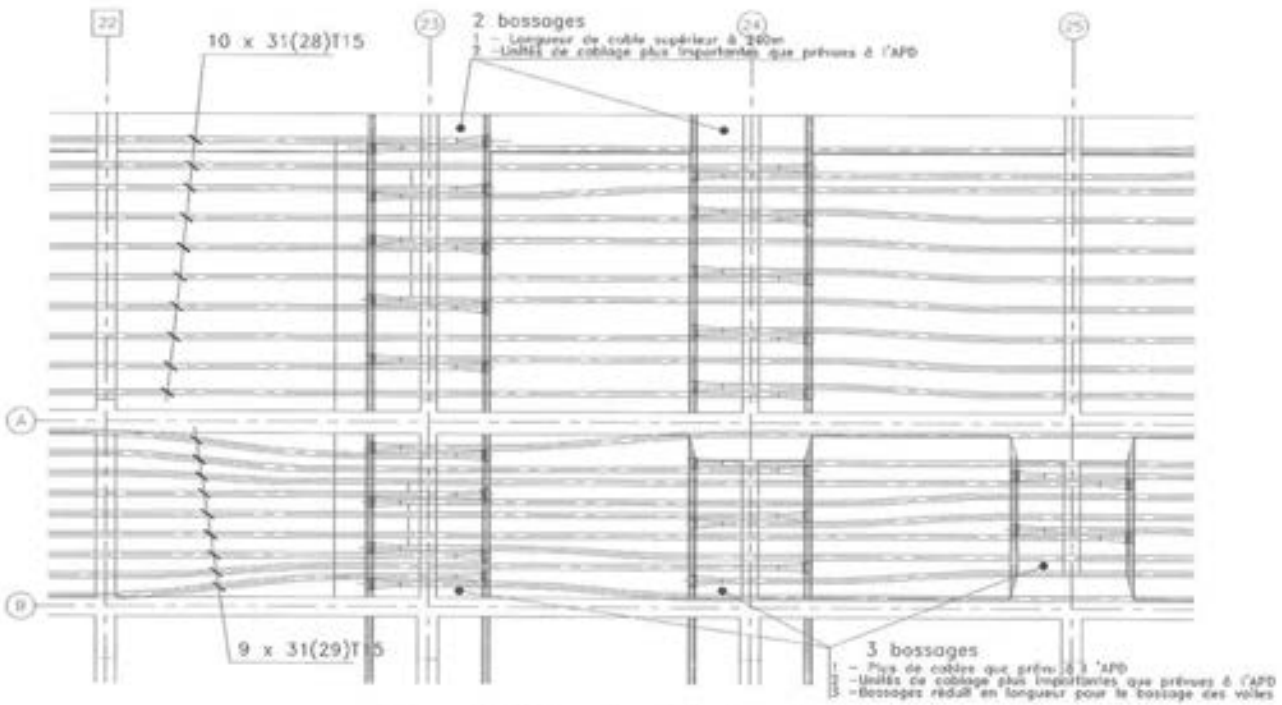


Figura 2.8.4. Vista en planta del refuerzo del Plot 5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

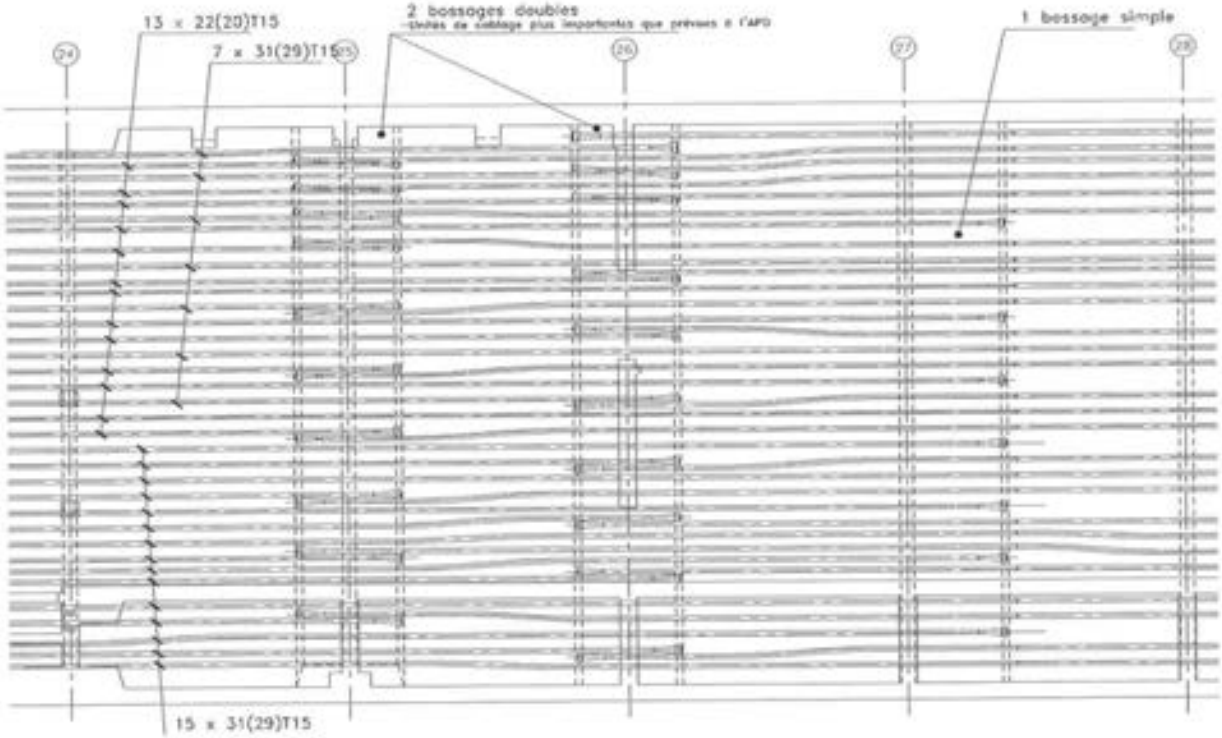


Figura 2.8.5. Alzado fila B del Plot 5.

2.9.2 INTERACCIÓN BRIDA / HORMIGÓN

La zona de unión entre la rótula metálica y el plot 1 del dique constituye también una zona de interfase entre dos proyectos: el de ejecución de hormigón armado pretensado y el de la rótula. Se ha construido un modelo de cálculo, mediante elementos finitos, para determinar los esfuerzos de interfase teniendo en cuenta el modo de acoplamiento.

2.9.3. ESFUERZOS SOBRE LA RÓTULA

Los ejes y las convenciones de signo son los siguientes:

X: eje longitudinal del dique, sentido positivo hacia el mar,

Y: eje transversal del dique, sentido positivo hacia el puerto,

Z: eje vertical, positivo hacia arriba.

Los esfuerzos máximos no ponderados, aplicados por el dique sobre el estribo, son los que se reflejan en la Tabla 2.9.1.

Para las solicitaciones de origen sísmico y dada la colocación de pernos fusibles, el esfuerzo axil se limita a 33 MN.

2.9.4. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DEL PLOT 1 ALREDEDOR DE LA RÓTULA

La brida de acero (diámetro 8 m) está sujeta al plot 1 del dique mediante un gran macizo de hormigón cuyas dimensiones son: 8,5 m x 8,5 m x 8,5 m, fuertemente arriostrado por unos muros y losas cuyo espesor varía entre 80 cm y 1 m.

La brida de acero, así como el macizo de hormigón, han sido modelizados por elementos volumétricos. Los muros y losas lo han sido por láminas gruesas y tienen en cuenta las cartelas, previstas en el cruce, con el macizo de hormigón.

Los cables de pretensado han sido modelizados por barras cuyo módulo de acero y sección es equivalente al de los cables. Los esfuerzos de pretensado se introducen como fuerzas exteriores aplicadas al modelo.

2.9.5. RESULTADOS DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Presión al ELU de la brida sobre el hormigón:

- La presión frontal máxima en el eje X con el pretensado a largo plazo es de 22 MPa y la presión mínima es de 2,8 MPa; siempre de compresión, no hay por lo tanto despegue.
- La presión lateral máxima de la brida sobre el hormigón con el pretensado a largo plazo es de 17 MPa y la presión mínima es de 0,2 MPa; siempre de compresión, no hay por lo tanto despegue.
- La tensión cortante entre brida y hormigón es de 5 MPa, que es inferior a $0{,}5*\sigma_c$.

Muros y losas que llegan al macizo de hormigón:

Estos muros y losas están pretensados en ambas direcciones, de tal manera que en cualquier sección, y especialmente en el cruce con el macizo de hormigón, no se sobrepasa el ancho de fisura admisible.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Tabla 2.9.1. Esfuerzos máximos aplicados sobre el estribo

Esfuerzos máximos en rótula	FX >0	FX <0	FY >0	FY <0	FZ >0	FZ <0
a- condiciones excepcionales						
estáticas (MN)	0	-0.59	2.6	-1.7	19	-23
dinámicas (MN)						
• oleaje 100 años, dirección 160°	14	-14	84	-84	27	-27
b- condiciones ocasionales						
estáticas (MN)	0	-0.45	5.7	-5.0	2.0	-19
dinámicas (MN)						
• oleaje 10 años, dirección 160°	7.0	-7.0	49	-49	12	-12
• oleaje 10 años, dirección 102.5°	8.8	-8.8	33	-33	8.1	-8.1
c- condiciones frecuentes						
estáticas (MN)	0	-0.33	4.2	-3.7	2.0	-19
dinámicas (MN)						
• oleaje 1 año, dirección 160°	3.6	-3.6	21	-21	7.2	-7.2
• oleaje 1 año, dirección 125°	5.0	-5.0	21	-21	7.9	-7.9
• oleaje 1 año, dirección 102.5°	5.3	-5.3	19	-19	5.7	-5.7
d- seísmo						
estáticas (MN)						-11
dinámicas (MN)						
• seísmo 1	290	-290	40	-40	67	-67
• seísmo 2	261	-261	44	-44	56	-56
• seísmo 3	158	-158	24	-24	82	-82

La tensión media de pretensado vertical es del orden de 3 MPa, siendo la tensión media transversal del orden de 5 MPa.

Macizo en hormigón:

Las tensiones principales, que resultan de los cálculos mediante elementos finitos, han sido analizadas en dirección y amplitud. Las tensiones de tracción han servido para la determinación de las secciones de acero necesarias. Se analizaron los isovalores de estas tensiones, según las secciones longitudinales radiales, y las secciones transversales a lo largo del cubo.

Las barras de acero pasivo resultantes son barras de prolongación de las de los muros y losas, transversales radiales y transversales circulares. La cuantía de acero, en el macizo, es de 340 kg/m^3, aproximadamente, cifra que es importante.

Estas barras de acero permiten coser los planos en las intersecciones con las paredes y losas que llegan al macizo, la circunferencia de cizallamiento alrededor de los tirantes, repartir los esfuerzos concentrados (pretensado, oleaje, seísmo) y equilibrar los tirantes de bielas debidos a las diferentes flexiones.

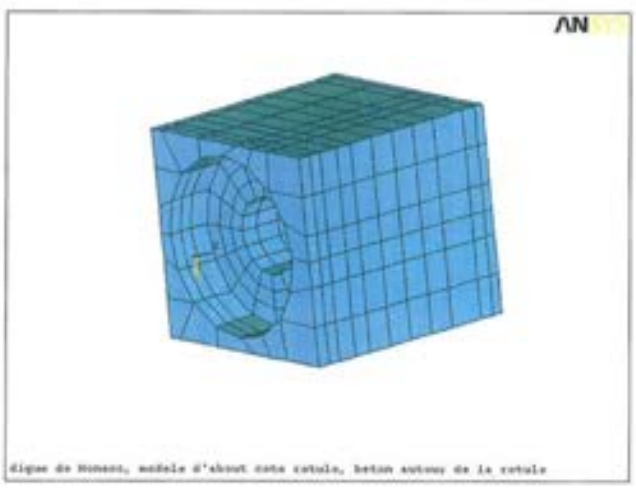


Figura 2.9.1. Elementos finitos del macizo de la rótula.

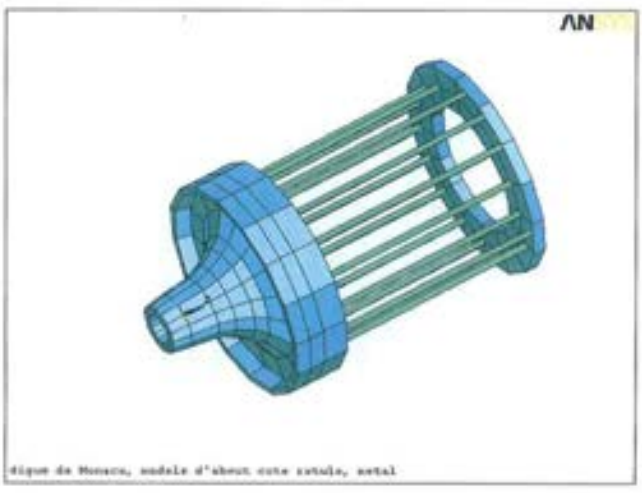


Figura 2.9.2. Elementos finitos de la rótula.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

2.10 DISTRIBUCIÓN DE PESOS EN UNA OBRA FLOTANTE

2.10.1. ACCIONES, INVARIANTES

Una obra flotante está en equilibrio bajo la acción de dos sistemas de fuerzas de considerable intensidad:

- la acción de las cargas permanentes y de las cargas de lastrado
- la acción de los empujes hidrostáticos.

Si el equilibrio es perfecto, entre estos dos sistemas, la obra se queda rectilínea y no soporta esfuerzos internos. Dado que la distribución de las cargas permanentes no es regular debido a las funcionalidades del dique (rótula, aparcamiento, puerto seco, estaciones marítimas, etc...) y a la regulación limitada del lastre, este equilibrado perfecto no se puede realizar; de lo cual resultan unas solicitaciones internas que pueden ser importantes, ya que son el resultado de la diferencia de dos grandes números.

La relación de los pesos y su distribución, a lo largo del dique, condicionan directamente las solicitaciones soportadas por la obra. Este valor previsto como invariante, al principio del proyecto, ha experimentado cuatro evoluciones importantes durante las fases de estudios de ejecución.

El gráfico de la Figura 2.10.1. muestra la variación de los dos sistemas de esfuerzo, por rebanadas transversales de 8 m de ancho. Se comprueba que la zona de la rótula es mucho más pesada que los volúmenes normales. De ello resulta un desequilibrio de extremo, difícilmente compensado por la reducción de lastre cercana, que es la principal fuente de los momentos de flexión de cargas permanentes.

2.10.2. LASTRADOS

Se han utilizado dos tipos de lastre en obra:

- Uno líquido con un peso total de 36.000 toneladas
- Uno sólido con un volumen total de 1482 m^3

La definición y optimización del lastrado sólido y líquido han constituido una parte importante del proyecto. Los objetivos fijados para la optimización del lastrado son los siguientes:

- Minimizar los momentos de flexión y torsión
- Asegurar la horizontalidad (cabeceo y escora nulos) y el calado

Procurar que las alturas de lastrado no penalicen el cálculo de la solera o de la parte baja de las paredes con unas diferencias de presión (interior/exterior) demasiado importantes.

2.11. ESTUDIOS REALIZADOS PARA EL TRANSPORTE MARÍTIMO

2.11.1. AJUSTES DEL LASTRADO

SETEC TPI ha verificado el lastrado, sólido y líquido, a colocar en obra en las diferentes fases marítimas, desde la puesta en flotación en la dársena de Algeciras hasta la conexión de la rótula en el puerto de Mónaco, con un modelo de cálculo unidireccional de barras del dique sobre apoyos hidroelásticos, teniendo en cuenta la distribución de los pesos en rebanadas transversales.

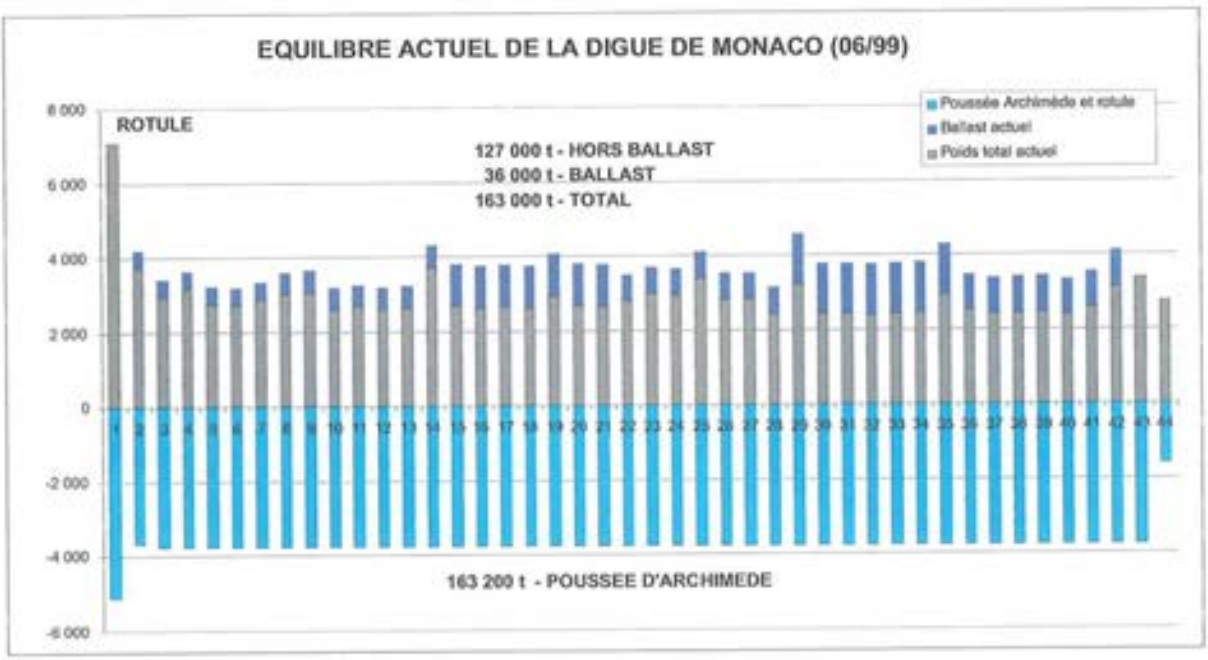


Figura 2.10.1. Fuerzas de equilibrio del dique.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

En este modelo, el cálculo del volumen y posición del centro de gravedad de los lastres líquidos en función de su altura, tiene en cuenta las mediciones reales de los compartimentos, con todas las particularidades de las formas internas.

Cada variación de altura de agua en un compartimento influye sobre el desplazamiento vertical, la rotación, los momentos de flexión y torsión en todos los puntos de la estructura.

Los criterios son minimizar los desplazamientos verticales, en relación con el calado que debe ser respetado, las rotaciones, así como los momentos de flexión y torsión aplicados a la estructura. Para un lastrado dado, estos criterios se pueden expresar como una combinación lineal de casos unitarios (1 tonelada de lastre colocada sucesivamente en cada compartimento), ponderados por la masa de lastre en el compartimento correspondiente. Por consiguiente, todo se resume en determinar el lastrado que minimiza el conjunto de estos criterios en todos los nudos de la estructura: problema de minimización de un sistema lineal tratado por cálculo matricial según los algoritmos usuales de minimización.

Debido a la evolución de la relación de los pesos y de las diferentes fases de construcción que se han tomado en cuenta (flotación, transporte, conexión de la rótula, explotación), se han efectuado cerca de una docena de verificaciones de lastrado durante los estudios de ejecución.

2.11.2. DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES DEL OLEAJE DURANTE LA FASE DE REMOLQUE

Los efectos del oleaje durante la fase de remolque han sido definidos por HYDRATEC en conexión con la sociedad ACRI. Se trataba de determinar para las condiciones de oleaje:

- Las amplitudes de los movimientos oscilatorios del dique según sus seis grados de libertad: el vaivén, la deriva, la arfada, el balanceo, el cabeceo y la guiñada.
- Los esfuerzos de torsión internos que se ejercen en las diversas secciones rectas del dique.

Se han realizado los estudios en tres partes:

- Estudio del comportamiento de conjunto del dique bajo el oleaje (estudio hidrodinámico)
- Determinación de los esfuerzos globales de viga-buque (estudio hidrodinámico)
- Determinación de los esfuerzos locales (presiones) a lo largo del dique (estudios generales de la fase de remolque).

Se han efectuado los cálculos mediante un modelo hidrodinámico en el campo de las frecuencias (oleajes monocromáticos, unidireccionales); posteriormente, se han ampliado a los casos de oleajes complejos, irregulares en frecuencia.

Los resultados obtenidos con el modelo de cálculo fueron después objeto de una comprobación con unos ensayos en modelo reducido, que no se referían a la justificación de los elementos estructurales, sino que estaban encaminados únicamente a comprobar el comportamiento hidrodinámico global del dique (estabilidad). Después de las pruebas, se ha constatado que los resultados experimentales eran totalmente conformes con los cálculos teóricos y confirmaban los mismos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2025

3. El hormigón en el dique de Mónaco

The concrete used for the Monaco dock

♦

David López Navarrete
Ingeniero de Caminos, DRACE

♦

Fernando Hue García
Ingeniero de Caminos, DRACE

♦

José Ángel Carrasco
Licenciado en Ciencias Químicas, GEOCISA

RESUMEN

El condicionante de la durabilidad superior a 100 años del dique ha requerido unas prescripciones técnicas muy exigentes en la dosificación.

Se hace un repaso de los elementos constituyentes, de los ensayos previos y de dosificación del mismo, al igual que de los ensayos a escala 1:1.

Igualmente se describen los estudios térmicos realizados en condiciones de hormigonado en verano e invierno, mediante modelos con la obtención de las tensiones máximas de tracción y las fisuras que se podrían producir.

Finalmente se hace un repaso de los ensayos y controles realizados durante la construcción del dique con un resumen de los resultados obtenidos.

SUMMARY

The conditioning factor of the dock lasting over 100 years gave rise to a number of extremely demanding requirements insofar as the mix design was concerned.

The constituent parts, preliminary tests, mix design and full scale tests were all described

The technical studies carried out in winter and summer conditions were also reviewed using models to obtain the maximum tensile stresses and any cracking that could occur.

Finally, the tests and controls performed during the construction of the dock were revised and the results obtained summarised.

3.1. CARACTERÍSTICAS DEL HORMIGÓN

3.1.1. INTRODUCCIÓN

A comienzos del verano de 1999 y con motivo de la ampliación del Puerto de la Condamine en el Principado de Mónaco, se planteó el diseño de una mezcla de hormigón, de altas prestaciones, a utilizar en la construcción del mayor dique rompeolas flotante del mundo con un volumen total aproximado de 42.000 m^3 y una vida útil prevista de 100 años en ambiente marino.

Esta última condición, garantía de durabilidad igual o mayor de 100 años, se tradujo contractualmente en unas prescripciones técnicas para el diseño de la mezcla y para la fabricación del hormigón muy exigentes, poco habituales en otras estructuras asimilables.

Los trabajos comenzaron con la búsqueda y selección de los materiales constituyentes que debían cumplir con las exigencias establecidas por el Pliego de condiciones.

A continuación se detallan las propiedades más relevantes exigidas a los áridos y aditivos constituyentes, al diseño de la mezcla, al hormigón fresco, al proceso de endurecimiento y al hormigón endurecido.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

3.1.2. PROPIEDADES QUE SE EXIGÍAN A LOS MATERIALES CONSTITUYENTES

Cemento: Se permitía el uso de cementos conformes a la norma NF P 15-301 y norma NF P 15-317 para cementos resistentes al agua de mar y a los sulfatos, con certificación NF-VP o normativas internacionalmente equivalentes.

Constituyentes puzolánicos: La cantidad de constituyentes de naturaleza puzolánica debía ser inferior al 15% en peso de cemento y tenían que cumplir las condiciones de la norma NF P 15-301 con una limitación del 6% de pérdida al fuego.

Microsílice: La cantidad de microsílice no podía exceder el 8% y el contenido mínimo en SiO_2 de la microsílice debía ser superior al 85%.

Agua: El agua de amasado, de lavado de áridos y de curado del hormigón tenía que ser conforme a la norma NF P 18-303. Debería ser potable, exenta de elementos nocivos, restos de ácidos, álcalis, productos de origen petrolífero, materias orgánicas, sedimentos u otros elementos perjudiciales. El contenido en cloruros, nitratos y sulfatos no debía superar los 200 ppm para cada ión.

Aditivos: Sólo se podían utilizar aquellos que estuvieran acreditados con el sello NF y siempre conformes a la correspondiente norma NF P 18-335 y 18-337.

Árido grueso: Tenían que ser conformes a la norma NF P 18-301, cumpliendo las siguientes exigencias complementarias: podían ser de origen natural, machaqueo o una mezcla de ambos; el contenido en cloruros solubles no podía superar el 0,05% en peso de árido; había que determinar la reactividad de tipo álcali-sílice, según las normas NF P 15-884 y 15-585; el coeficiente de absorción de agua debía ser inferior al 2%, la resistencia mecánica debía ser tal que el valor obtenido en el ensayo de Los Ángeles fuera inferior a 25 y los áridos de machaqueo debían presentar valores inferiores al 20%, para gravas superiores a 10 mm, en el ensayo del coeficiente de aplastamiento (coefficient d'aplatissement) e inferiores a 25%, para gravas inferiores o iguales a 10 mm.

Árido fino: Tenían que ser conformes a la norma NF P 18-301, con las siguientes exigencias complementarias: se podían utilizar naturales, de machaqueo o una mezcla de ambos; el contenido en cloruros solubles no podía superar el 0,05% en peso de árido; el coeficiente de absorción de agua debía ser inferior al 2%; la resistencia mecánica debía ser tal que el valor obtenido en el ensayo de Friabilidad fuera inferior a 40 y el valor del ESV superior o igual a 80 y el ESP mayor o igual a 75.

3.1.3. LIMITACIONES AL DISEÑO DE LA MEZCLA

El diseño de la mezcla debía cumplir con los siguientes requisitos:

- Máxima relación agua-cemento 0,35
- Cantidad de cemento + adiciones + microsílice fijada en 425 kg/m^3
- Contenido máximo de microsílice 8%
- Contenido mínimo de microsílice 5%

3.1.4. PROPIEDADES QUE SE EXIGÍAN AL HORMIGÓN FRESCO

Se exigía la elaboración de un hormigón con una consistencia tal que pudiese ser bombeado y colocado en obra después de transcurrido un periodo de una hora desde su fabricación. Debido a la alta fluidez del hormigón fabricado no era posible determinar la consistencia mediante la utilización del cono de Abrams, por lo que se tuvo que recurrir a emplear un ensayo alternativo basado en la norma EN-12350-5, el cual determina la consistencia del hormigón mediante la denominada "tabla DIN". También se le exigía una ausencia total de exudación y de segregación.

Figura 3.1.1. Tabla DIN y molde troncocónico para la realización del ensayo.

Figura 3.1.2. Formación de la torta de hormigón tras la finalización del ensayo.

Este ensayo consiste en rellenar de hormigón un molde troncocónico, de 20 cm de altura, 13 cm de diámetro superior y 20 cm de diámetro inferior, colocado en la parte central de

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

un mesa cuadrada de 70 cm de lado, provista de un asa que permite levantar uno de los lados la tabla, girando sobre el lado opuesto, hasta un tope, dejándola posteriormente caer libremente hasta su situación de origen.(Ver Figura 3.1.1) Esta operación se repite 15 golpes en 15 segundos, originándose una "torta" de hormigón y obteniéndose como resultado del ensayo el diámetro de la misma.(Ver Figura 3.1.2) Las tolerancias, predeterminadas para esta obra, definían un rango comprendido entre 49 y 61 cm para el hormigón de tamaño máximo 16 mm y entre 53 y 63 cm para el hormigón de tamaño máximo 10 mm.

3.1.5. PROPIEDADES QUE SE EXIGÍAN AL PROCESO DE ENDURECIMIENTO

Se estableció un seguimiento de las siguientes propiedades del hormigón endurecido:

- Desarrollo de la resistencia a compresión a 12 h y a 1, 3, 7, 14, 28 y 90 días
- Desarrollo de la resistencia a tracción a 12 h y a 1, 3, 7, 14, 28 y 90 días
- Desarrollo del módulo de elasticidad a 14 y 28 días
- Desarrollo del calor de hidratación

3.1.6. PROPIEDADES QUE SE EXIGÍAN AL HORMIGÓN ENDURECIDO

Las propiedades que se exigían al hormigón endurecido eran:

- Resistencia característica a compresión > 54 Mpa (probetas ϕ16x32 cm).
- Resistencia característica a tracción > 3,84 Mpa (probetas ϕ16x32 cm).

Además se tenía que verificar la durabilidad mediante la determinación de la permeabilidad con los siguientes ensayos:

- Determinación de la resistencia a la penetración de los cloruros mediante la norma de ensayo ASTM C 1202.
- Determinación de la porosidad y densidad aparente.
- Determinación de la permeabilidad al oxígeno (AFREM).
- Determinación de la porosimetría por intrusión de mercurio.

3.2. ENSAYOS PREVIOS Y DOSIFICACIÓN DEL HORMIGÓN

3.2.1. SELECCIÓN DE MATERIALES

Áridos: Para la selección de la arena se ensayaron muestras provenientes de varias canteras diferentes, eligiéndose finalmente dos de ellas. Se seleccionó una arena natural dolomítica, de color marrón claro, cuya composición petrográfica microscópica era 100% dolomía con menos del 1% de partículas reactivas presentando granos mayoritariamente esféricos y tamaño 1.44 mm. El yacimiento elegido era la cantera de Alhaurín de la Torre (Málaga), perteneciente a la Compañía General de Canteras.

Como complemento se seleccionó otro árido fino calizo de machaqueo de color gris oscuro, cuya petrografía la definía como 100% de caliza micrítica (grano muy fino), y tamaño máximo en la lámina transparente que sirvió de base al estudio 2,43 mm.

Para el agregado grueso se optó por una caliza triturada cuya composición petrográfica era 100% oolítica, con algunos restos sigmoidales recristalizados y estiolitos o huellas de sedimentación. Era de grano fino, compacta y dura de color gris claro, con cristales de tamaño máximo 0,01 mm. Las fracciones granulométricas utilizadas fueron 5/10 y 10/16. Procedían de la cantera de Manilva (Málaga) y perteneciente también a la Compañía General de Canteras.

Los ensayos que se realizaron para la aceptación de los áridos fueron los siguientes:

- Análisis granulométrico
- Equivalente de arena
- Densidad real y superficie saturada seca
- Absorción
- Friabilidad de las arenas
- Módulo de finura
- Índice de aplastamiento
- Ensayo Micro-Deval
- Desgaste Los Ángeles
- Limpieza superficial
- Reactividad álcali-sílice
- Análisis petrográfico
- Contenido en cloruros
- Contenido en materias orgánicas
- Contenido en álcalis solubles

Cemento: Se seleccionó un cemento con denominación CEM II A-S 42,5 SR proveniente de las instalaciones del grupo Holcim en Jerez de la Frontera. Al no tratarse de un cemento con el sello NF, para su empleo era necesaria la aprobación previa, por parte de la dirección facultativa, de cada lote de fabricación mediante una serie de ensayos a realizar en la propia fabrica y en dos laboratorios acreditados. La aptitud se hizo extensiva a todas las fabricaciones realizadas, cuyas cantidades fueron aproximadamente de 1000 toneladas, con una vida útil del cemento de 50 días, a los cuales había que restar los primeros 10, que se perdían en el envío y recepción de las muestras y la obtención de resultados.

Se trataba de un cemento cuyos componentes principales y sus porcentajes se dividían en un 77,5% de clinker, un 11,3% de adición de escoria, un 5,2% de yeso y un 6,0% de adición de humo de sílice, cuyo resultado era un producto especial, de uso exclusivo para la obra del dique de Mónaco, tal como puede verse en la Figura 3.2.1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

COMPONENTES DEL CEMENTO.
CEM II A-S 42,5 SR

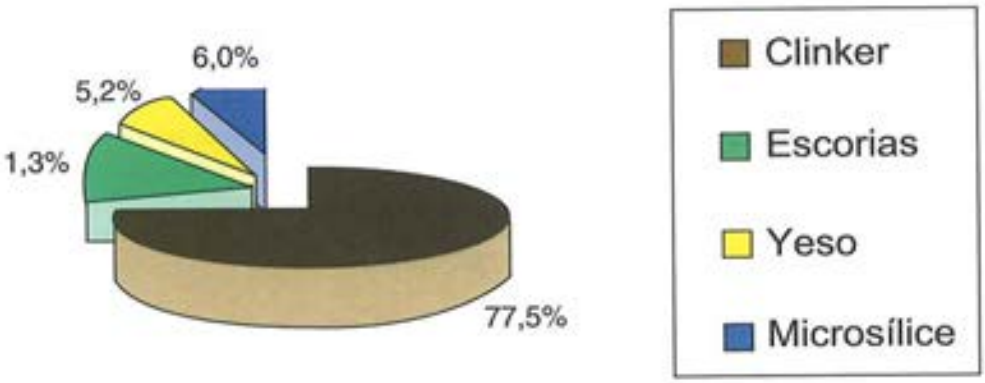


Figura 3.2.1. Componentes del cemento CEM II A-S 42,5 SR.

Debido a que la elaboración del CEM II A-S 42,5 SR quedaba fuera de las producciones estándar de la factoría, fue necesaria la realización de una serie de cambios en el proceso de elaboración. El día de la fabricación la planta paralizaba su habitual sistema para dedicarse exclusivamente a la obtención de cemento para el dique. Para ello reservaba un silo de 500 toneladas, para el almacenamiento de la microsílice, y otro de 1200 toneladas donde se almacenaba el producto terminado.

En la molienda del cemento II/A-S 42,5/SR, la dosificación de los componentes principales (clinker, yeso y escoria) se realizaba por medio de básculas dosificadoras. En cambio, y dadas sus especiales características, la adición de microsílice se realizaba por medio de una instalación que actuaba por pérdida de peso.

El proceso era complejo y en una breve síntesis del mismo se puede decir que la adición del humo de sílice se efectuaba a través de un aerodeslizador hacia el elevador de cangilones de salida del molino de cemento, produciéndose en él una primera mezcla de éste y de la microsílice que caía sobre un distribuidor rotatorio ubicado en el separador de alta eficiencia, y de allí bajaba, en forma de cortina circular, delante de las paletas del rotor. El aire se introducía tangencialmente a través de las paletas guía a la zona de separación. Las partículas finas salían del separador con el aire a través del rotor, precipitándose en los ciclones externos, por toda la superficie de la jaula del rotor, yendo directamente al producto terminado. Las partículas gruesas eran rechazadas y por medio de una serie de procesos retornaban posteriormente al molino de cemento. Este mecanismo, así como su modo de operación totalmente continuo garantizaba la mezcla íntima entre el cemento y la microsílice la cual se verificaba mediante la determinación del contenido en microsílice, realizado por el laboratorio sobre muestras puntuales.

Aditivos: Dos fueron los aditivos utilizados. Un superfluidificante de altas prestaciones de nueva generación, basado en un éter policarboxílico modificado, el GLENIUM 21, y un retardante, el POZZOLITH 250R, ambos aditivos de la firma BETTOR-MBT y con la acreditación NF imprescindible para su uso en esta obra.

Con el superfluidificante Glenium se conseguía una reducción muy elevada del agua de amasado sin provocar efectos retardantes de fraguado. La molécula de este superfluidificante es compleja y flexible, que comprende grupos funcionales y cadenas de diferentes longitudes. Cuando la mezcla de agua con cemento inicia una reacción química, la hidratación, el agua es parcialmente absorbida por las partículas de cemento, y la superficie de estas se reblandece rápidamente.

Finas capas de gel crecen alrededor de las partículas de cemento, solidificándose con el tiempo convirtiéndose en pasta de cemento endurecida. Las moléculas del superfluidificante, después de la mezcla, son atraídas por las partículas de cemento reblandecidas y las rodean rápidamente. Este proceso incrementa las cargas negativas de la superficie de las partículas de cemento y causa una repulsión electrostática, obteniéndose un aumento importante de la dispersión, lo que conduce a una mejor trabajabilidad del hormigón, incluso con un contenido bajo de agua. Las moléculas de Glenium tienen largas cadenas laterales que provocan impedimentos estéricos que facilitan enormemente que las partículas de cemento puedan mantenerse alejadas unas de otras, es decir, generan un excelente efecto dispersante.

Microsílice: Se utilizó en polvo y adicionada al cemento, durante el proceso de fabricación del mismo como se ha explicado al describir el cemento. Procedía de las instalaciones que Ferroatlántica posee en Sabón (La Coruña). Se trata de un producto mineral amorfo de una gran finura, resultado de la reducción del cuarzo de alta pureza, con carbón de hulla y astillas de madera, en hornos de arco eléctrico durante la producción de silicio metal o ferrosilicio. Es una adición puzolánica que combinada con la cal libre en el hormigón fresco, produce nuevos silicatos de calcio hidratados (CSH) que son químicamente resistentes, disponiendo de una estructura microscópica densa, que facilita la confección de hormigones de alta resistencia e impermeables.

Los granos son de forma esférica, compactos y de 0,1 a 1 micrones. La elevada finura, unas cien veces superior a la del cemento, le confiere una gran reactividad. La microsílice, extraída directamente del filtro de mangas (densidad aparente de 150-200 kg/m^3), es de parecida densidad que el humo. Es autonivelante como un líquido y no se mantiene por sí misma en sacos. Es tan ligera que casi flota, siendo necesaria su densificación para poder utilizarla.

Después de una serie de días cambia completamente la apariencia de la microsílice. Con una densidad de 300 kg/m^3, ésta se

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

parece a un polvo fino, con 400 kg/m³ es ya de forma granular y con 600 kg/m³ el tamaño del grano aumenta casi a 0,5 mm. El contacto íntimo entre las partículas, reduce el volumen pero no cambia sus propiedades físicas ni químicas. Su extrema finura utilizada junto con reductores de alto rango, reducen la segregación y la exudación. La lenta velocidad de evaporación, que experimenta un hormigón con microsílice, produce una mayor proporción de poros finos que una pasta u hormigón convencional.

La utilización adecuada de este producto permite una importante reducción de la permeabilidad, consiguiendo un hormigón muy denso, protegiendo a las armaduras de los ataques de los cloruros, sulfatos y otros agentes químicos. La elevada proporción de partículas finas en el hormigón adicionado con microsílice incrementa la adhesión a los áridos y a las armaduras cuyo resultado se traduce en una elevada resistencia a compresión y un aumento de la cohesión.

Agua de amasado: Se utilizó un agua industrial que cumplía con los parámetros exigidos para la fabricación de hormigón (sulfatos, cloruros, pH, sólidos en suspensión y aceites y grasas).

3.2.2. DISEÑO DE LA MEZCLA

Una vez seleccionados los constituyentes del hormigón se comenzaron los estudios del diseño de la mezcla con el objetivo de cumplir los requisitos exigidos por el pliego de prescripciones técnicas. Varias mezclas fueron propuestas y ensayadas, optándose finalmente por la que a continuación se detalla:

Cemento + microsilice	425 kg/m³
Agua	148 kg/m³
Superfluidificante	6,4 kg/m³
Retardante	0,85 kg/m³
Árido fino 0/2	341 kg/m³
Árido fino 0/5	497 kg/m³
Árido grueso 5/10	411 kg/m³
Árido grueso 10/16	617 kg/m³

Esta dosificación fue sometida a múltiples ensayos durante la fase denominada de "pre-testing" o de ensayos previos, cuyos resultados más significativos se muestran en las Tablas 3.2.1 y 3.2.2.

Esta mezcla fue aprobada y utilizada para la fabricación de hormigón de la mayor parte de las estructuras del dique semiflotante. Para ello se llevaron a cabo múltiples ensayos de puesta a punto de la fórmula, durante un período de 3 meses. Estos comenzaron con la homologación de las dos plantas de

Tabla 3.2.1 Propiedades mecánicas del hormigón. Resultados fase "pre-testing"

Ensayo	Valor medio
Calor de hidratación (jul/kg)	**261**
Resistencia a compresión	
15 horas (MPa)	**16,5**
1 día (MPa)	**27,2**
3 días (MPa)	**40,4**
7 días (MPa)	**57,3**
14 días (MPa)	**61,7**
28 días (MPa)	**68,1**
90 días (MPa)	**74,6**
Resistencia a tracción indirecta	
15 horas (MPa)	**2,0**
1 día (MPa)	**2,7**
3 días (MPa)	**3,7**
7 días (MPa)	**4,2**
14 días (MPa)	**4,7**
28 días (MPa)	**5,1**
90 días (MPa)	**5,8**
Resistencia a compresión probetas cúbicas	
28 días (MPa)	**74,6**
Módulo de elasticidad	
14 días (Gpa)	**41,8**
28 días (Gpa)	**42,3**
Tracción directa	
14 días (MPa)	**3,7**
28 días (MPa)	**4,3**
Densidad (Kg/m³)	**2466**

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Tabla 3.2.2 Ensayos de durabilidad. Resultados fase "pre-testing".

Ensayo	Valor medio
Porosidad y densidad aparente	
Densidad aparente 14 días (Kg/m^3)	**2464**
Porosidad accesible al agua 14 días (%)	**3,2**
Densidad aparente 28 días (Kg/m^3)	**2479**
Porosidad accesible al agua 28 días (%)	**1,4**
Resistencia a la penetración de cloruros (culombios)	**481**
Calificación	**Muy bajo**
Permeabilidad al oxígeno	
Densidad aparente (Kg/m^3)	**2481**
Porosidad (%)	**3,56**
Permeabilidad al mercurio	
Porosidad total (%)	**4,68**
Porosidad 200-5 micras (%)	**0.063**
Porosidad < 5 micras (%)	**4,62**
Tamaño medio de poros (micras)	**0,032**
Superficie específica (m^2/g)	**2,52**

hormigón de la obra, que tenía como finalidad acreditar su capacidad para realizar una producción continua y homogénea. (Figura 3.2.2)

De entre los múltiples ensayos de laboratorio que se realizaron sobre muestras de hormigón tomadas de amasadas de las plantas, cabe destacar los de penetración de cloruros y permeabilidad al oxígeno y al mercurio, destinados a evaluar la compacidad del hormigón, indisolublemente ligada a su durabilidad.

Durante el transcurso de la obra surgió la necesidad de definir y diseñar una nueva mezcla de hormigón, debido a las dificultades de su colocación, en zonas de alta densidad de ferralla y otras de difícil acceso y relleno. La nueva formula fue una modificación de la original en la cual se suprimió el tamaño máximo del árido grueso (fracción 10/16), volviendo a calcular las cantidades a emplear del resto de constituyentes, para conseguir un hormigón ligeramente más fluido, que unido a su menor granulometría, posibilitaba una mayor trabajabilidad.

Figura 3.2.2 Vista aérea de las dos plantas de hormigón Skako y zona de acopio de áridos con el techado correspondiente a los áridos finos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

La dosificación de esta segunda formula de hormigón tamaño máximo 10 mm fue la siguiente:

Cemento + microsilice	425 kg/m³
Agua	148 kg/m³
Superfluidificante	7,5 kg/m³
Retardante	0,90 kg/m³
Árido fino 0/2	434 kg/m³
Árido fino 0/5	505 kg/m³
Árido grueso 5/10	939 kg/m³

3.2.3. ENSAYOS ESCALA 1:1

El hormigón fabricado para los distintos elementos del dique debía de cumplir todas las propiedades anteriormente enumeradas. Finalizada la primera etapa de ensayos, se tenía que ejecutar, reproduciendo las mismas condiciones de trabajo de este hormigón, la fabricación, transporte, vertido, compactado y curado, de un elemento singular a escala 1:1.

Estas pruebas se realizaron mediante las dos plantas de hormigón Skako instaladas ya en obra. El proceso de hormigonado consistía en la producción de amasadas de 2 m³, su descarga en camiones hormigonera hasta un máximo de 6 m³

fecha 24:01:02 hora 15:59:07 DIQUE MONACO LOTE 2.DRAGE.PLANTA 1

protocolo total

proc. is	receta	nota de entrega camion	seccion	amasada	cantidad
0201241551-009	000019 HORMIGON 10mm	008281	000000	1/ 1	2.00/ 2.00

silo		material	humedad	debe	es	div.	kg/m3	agua kg/m3	mat. seca kg/m3	mat. seca densidad	mat. seca l/m3
CE1	1	CEMENTO MISALBA		850	850	0	425.00	0.00	425.00	3147	135.04
A1	5	GLENIUM 21	22.0	16.00	16.05	0.05	8.02	6.25	1.76	1060	1.66
A2	6	POZZOLITH 250 R	27.0	1.80	1.81	0.01	0.90	0.66	0.24	1260	0.19
ASF	4	AGUA		227	227	0	113.50	113.50	0.00	1000	0.00
AR4	11	TARALPE 0-2	4.6	906	908	2	454.00	19.96	434.03	2748	157.94
AR3	10	MANILVA 0-5	0.5	1014	1010	-4	505.00	2.51	502.48	2669	188.26
AR2	9	MANILVA 5-10	0.6	1889	1890	1	945.00	5.63	939.36	2698	348.17
agua extra			0	0	0		0.00	0.09	0.00	1000	0.00
agua/cemento		0.348		0.349	0.349						
agua/polvo				0.349	0.349						
tiempo final de mezclar				120	120						
tiempo mezclar				210	215						
total kg				4904	4903		2451	148	2362		
total l/m3				1960	1960			148			821
cont. de aire l/m3			2.0%	40	40						20
pasta de cemento l/m3				571	571		285				
agua l/m3				296	296						148
total l/m3				2000	2000						999

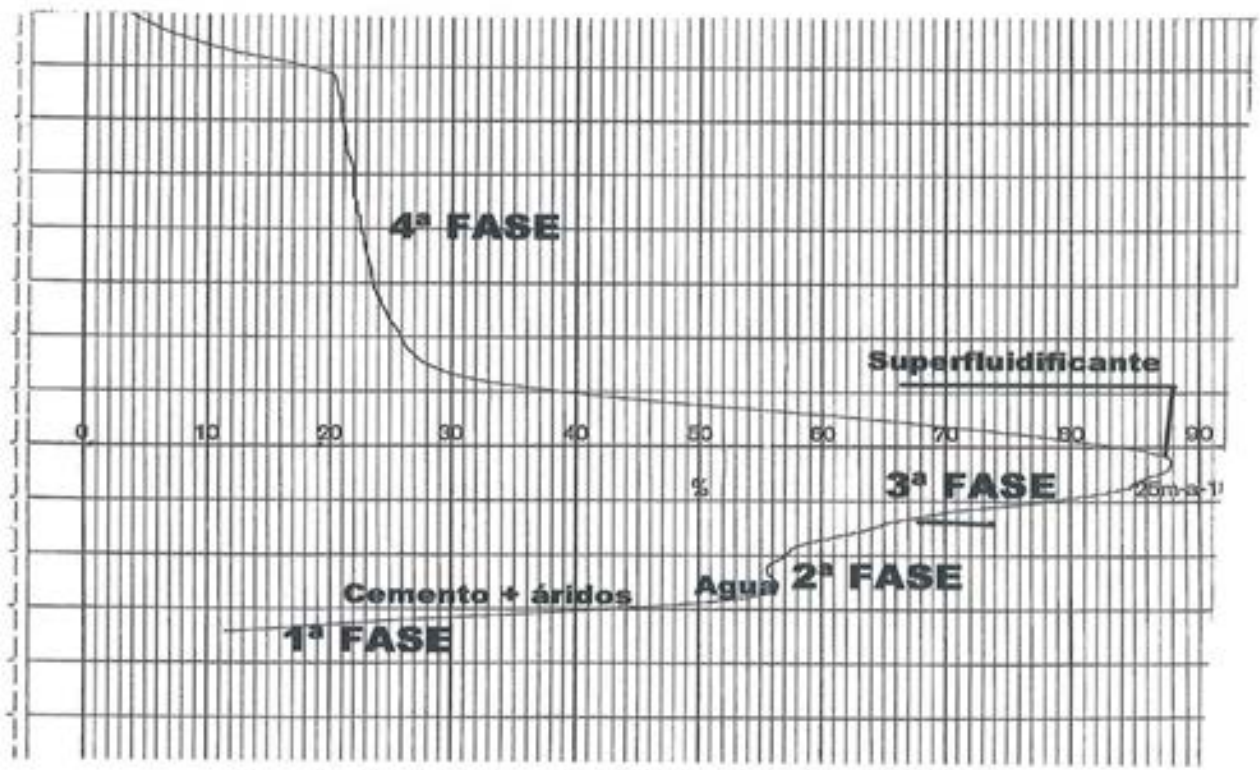


Figura 3.2.3. Dosificación detallada del hormigón fabricado y curva del vatímetro

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

y su posterior transporte a la bomba desde donde se colocaba en obra. Por cada amasada, la planta imprimía la dosificación detallada de los 2 m³ fabricados, así como una curva del consumo eléctrico producido (curva del vatímetro), en cuyo gráfico se podían observar las entradas a la amasadora de los distintos constituyentes del hormigón. La curva se podía dividir en cuatro fases claramente diferenciadas:

- Una primera ascendente que indicaba la entrada en la amasadora del cemento y de los áridos.
- Una segunda donde se observaba un punto de inflexión correspondiente a la llegada del agua y del aditivo retardante, para seguidamente seguir ascendiendo hasta un punto máximo.
- La tercera fase, se iniciaba en el valor máximo de la gráfica, punto en el cual se producía la descarga del superfluidificante. El acentuado descenso producido en el gráfico indicaba el poder fluidificante del aditivo y por consiguiente el descenso de consumo ejercido por la amasadora.
- La cuarta y última era la de estabilización del hormigón fabricado, que se prolongaba hasta el tiempo total de amasado, predeterminado en la receta introducida en la planta.

3.3. ESTUDIOS TÉRMICOS

El objetivo de la simulación termomecánica que se realizó antes de comenzar la construcción del dique, era deducir si era necesario imponer ciertas limitaciones a las condiciones de ejecución y obtener en su caso estos valores, para poder asegurar el cumplimiento de las especificaciones del contrato, debido a la posibilidad de que, como resultado de la simulación, en determinadas condiciones de ejecución, se observase que no se conseguían estas prescripciones, por ejemplo en días muy calurosos o muy fríos.

Para predecir la evolución térmica y mecánica del hormigón en las diferentes partes del dique, considerando el comportamiento exotérmico de las reacciones de endurecimiento del mismo y las condiciones ambientales y de situación de encofrados, la empresa ITECH utilizó el programa de cálculo de elementos finitos CESAR del Laboratorio Central de Puentes y Carreteras (LCPC) de Francia. La modelización utilizada se muestra en la Figura 3.3.1.

Los parámetros de generación de calor del hormigón, se obtuvieron a partir de los resultados de ensayos realizados por el CEBTP, sobre muestras tomadas de mezcla de cemento CEM II A-S 42.5 SR y humo de sílice. Se utilizaron los parámetros de transmisión de calor que emplea habitualmente el LCPC, para las superficies libres y encofradas de los modelos, valores contrastados en obras reales.

Para calibrar y verificar estos parámetros y poderlos modificar después de acuerdo con los resultados reales de la obra del dique, se realizaron dos ensayos de verificación. En primer lugar se utilizaron los resultados obtenidos por el CEBTP, mediante la toma de temperaturas en un bloque paralelepipédico de 70 x 70 x 50 cm, hecho con hormigón con la dosificación que se empleó en el dique.

A continuación se efectuó un ensayo a escala real, con simulación de un nudo de encuentro entre la zapata, un muro longitudinal, una pared transversal y un regruesamiento para los anclajes del pretensado. El hormigonado del ensayo se ejecutó en varias fases para simular las juntas de hormigonado. Se tomaron temperaturas a lo largo del tiempo en varios termopares dispuestos en zapata, muro y regruesamiento. A partir de los resultados de este ensayo, a escala real, se realizó la calibración y verificación de la generación de calor en el hormigón, para su aplicación en el modelo de simulación en edades tempranas.

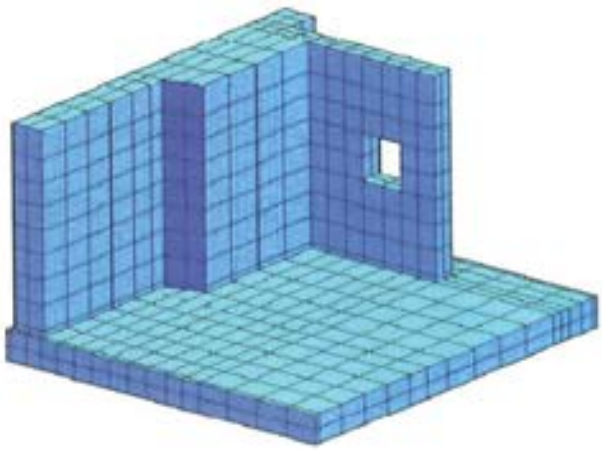


Figura 3.3.1. Modelo de elementos finitos del ensayo a escala real.

Para la simulación del dique, tanto para la obtención de la evolución de temperaturas como para la obtención de tensiones y evaluación del riesgo de fisuración, se preparó un modelo que representaba dos zonas contiguas del dique, de 48 m de longitud cada una, de acuerdo con el programa previsto de hormigonado. (Ver Figura 3.3.2) Este modelo era muy complicado, con un número elevado de nudos, elementos finitos y grados de libertad, lo que unido a la cantidad de fases de construcción requería un tiempo muy largo de cálculo en el ordenador y además era complicado el análisis de los resultados.

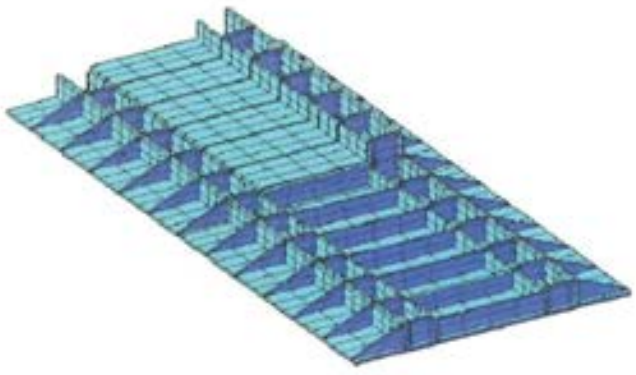


Figura 3.3.2. Modelo de elementos finitos de dos zonas contiguas del dique.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Para reducir el tiempo de cálculo, facilitar el estudio de los resultados y ajustar el modelo a la realidad, se preparó un modelo reducido más simple, suficiente para el análisis térmico y en un primer paso para el de las tensiones en las primeras fases de la construcción. Con este modelo reducido se podían cambiar, más rápida y fácilmente, las condiciones de ejecución y obtener unos resultados previos, que luego debían confirmarse con el modelo completo, pero que al ser el reducido la representación del nudo más complicado del completo, los resultados más desfavorables de ambos no deberían ser muy diferentes.

El modelo reducido se realizó para la primera zona que se construyó del dique. Constaba de la zapata y de los dos muros de un lado, exterior e interior. El efecto de los dos muros del otro lado era similar al de los dos primeros, por lo que no se incluyeron. Para considerar el efecto de hormigonado de una zona estando construida la anterior, se modificaron las condiciones de movimientos de los nudos del borde de contacto. La evolución de las temperaturas era la misma excepto en la junta de unión entre las dos zonas donde había algunas diferencias poco importantes.

Para evaluar la diferencia entre la construcción en verano y en invierno, se consideraron ambas situaciones. Debido a las características de los datos de entrada, en el programa de cálculo, era complicado considerar las variaciones de la temperatura ambiente a lo largo de un día. Por ello, se consideró siempre, ésta constante, e igual a la media del día. Con esta simplificación la diferencia a efectos de temperatura máxima alcanzada en el hormigón, era insignificante. Se comprobaron ejemplos con otros programas de cálculo, en los que era fácil utilizar valores variables senoidalmente durante el día. La curva máxima alcanzada era prácticamente la misma, excepto en el final de la rama descendente, donde se iban apreciando las oscilaciones diarias conforme el valor máximo se iba aproximando a la máxima ambiente.

Las condiciones consideradas para verano fueron de 35ºC de media ambiente (equivalente a una máxima de 40ºC y una mínima de 30ºC) y de 30ºC del hormigón fresco al ser colocado. Las condiciones consideradas para invierno fueron de 10ºC de media ambiente (equivalente a una máxima de 15ºC y una mínima de 5ºC) y de 20ºC del hormigón fresco al ser colocado. Estas condiciones se consideraban extremas y no era previsible que fuesen rebasadas.

Las características tipo, consideradas para la construcción de esta zona, para las que se realizaron los cálculos fueron:

t = 0 h	: hormigonado de la zapata
t = 24 h (1 día)	: desencofrado de la zapata
t = 480 h (20 días)	: hormigonado de los dos muros
t = 504 h (21 día)	: desencofrado de los dos muros
t = 800 h (33 días)	: fin del análisis de temperaturas

Los resultados de la simulación térmica se reflejaron en un informe con las curvas de temperatura a lo largo del tiempo en las cinco zonas que se analizaron, con tres puntos estudiados en cada una de ellas, uno en el centro de la zona y otro en cada una de las dos superficies exteriores. Las zonas fueron: una en el centro de la zapata, otra en el del regruesamiento del muro exterior, a una altura de 1,4 m sobre la zapata, la tercera en la parte del muro exterior, con espesor normal, a una altura de 1,4 m sobre la zapata y el resto similares a las anteriores pero en el muro interior. Los resultados se muestran en la Figura 3.3.3 para las condiciones de verano y en la Figura 3.3.4 para condiciones de invierno.

La temperatura máxima que se obtuvo correspondía evidentemente al verano en el regruesamiento del muro exterior, por ser el punto donde había un mayor espesor de hormigón y era de 60,0ºC, con un margen disponible importante de seguridad hasta el máximo de 70ºC permitido por las condiciones especificadas. En invierno se obtuvo un valor máximo de

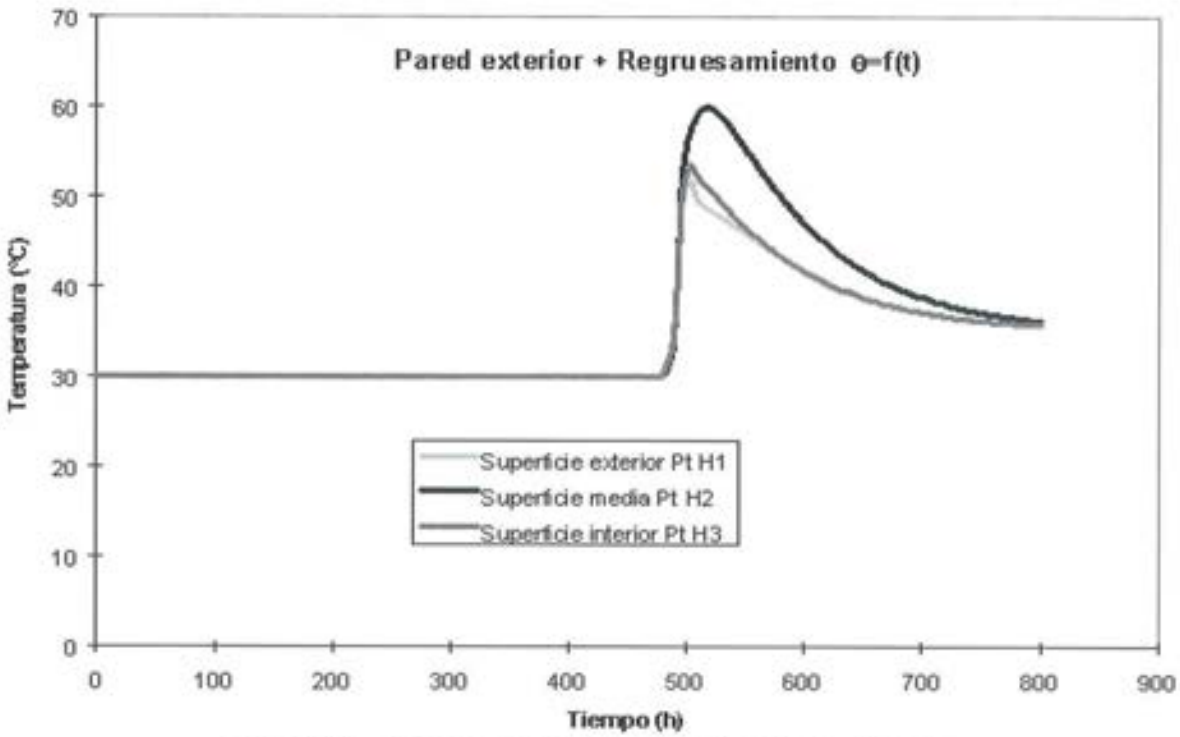


Figura 3.3.3. Temperaturas en verano en regruesamiento de pared exterior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

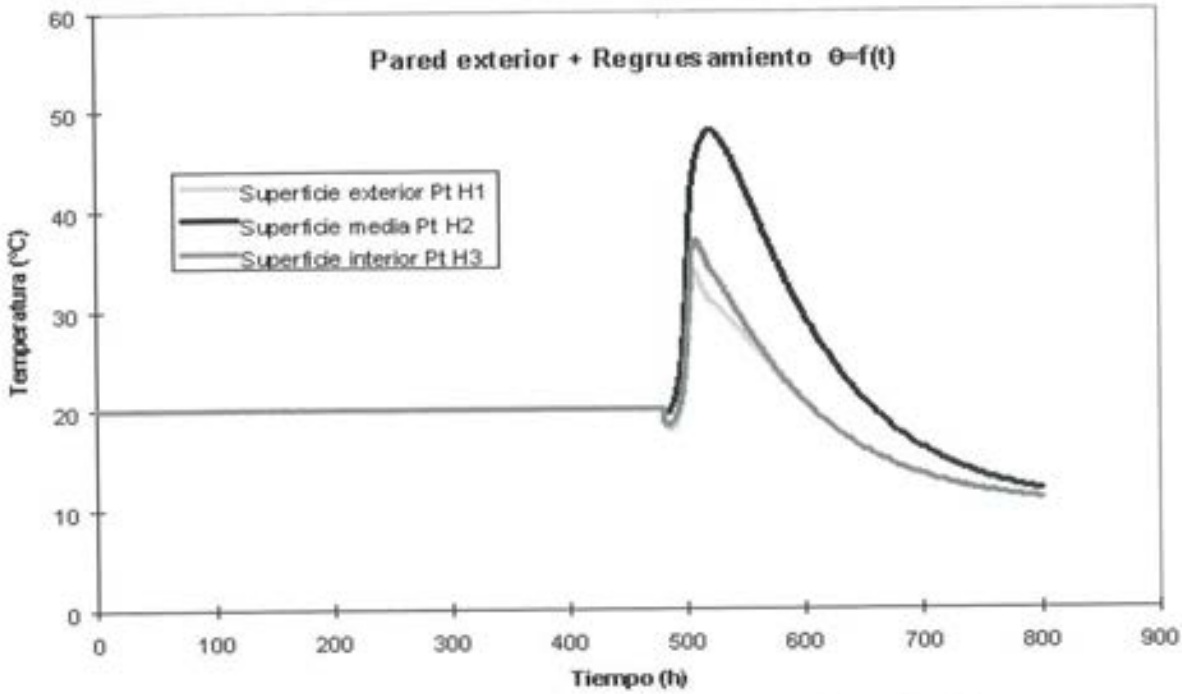


Figura 3.3.4. Temperaturas en invierno en regruesamiento de pared exterior.

48,3ºC en ese mismo punto. En la zapata se alcanzaron 56,3ºC y 37,6ºC respectivamente. Por lo tanto se cumplía, holgadamente, la condición exigida, para la temperatura máxima, en las especificaciones.

La temperatura calculada en la superficie disminuía, como máximo, en verano de 52,2ºC a 39,4ºC, es decir 12,8ºC, en 72 h, muy lejos de la condición impuesta por la especificación de 20ºC en 24 h. En invierno esta disminución era de 16,6ºC (de 33,0ºC a 16,4ºC) en el mismo tiempo. También se cumplía pues holgadamente la prescripción para la máxima disminución de la temperatura en 24 h.

El gradiente máximo en cada zona se producía en invierno. Para la zapata era de 6,2ºC en 26 cm; para una zona de muro exterior con regruesamiento de 17,2ºC en 65 cm; sin regruesamiento de 7,8ºC en 30 cm y para el muro interior de 16,4ºC en 60 cm con regruesamiento y de 6,6ºC en 25 cm sin él. El gradiente máximo permitido por la especificación era de 35ºC en 30 cm; mientras que el mayor obtenido de 16,4ºC en 60 cm, correspondiente a 8,2ºC en 30 cm, era inferior a la cuarta parte de aquel. En verano estos gradientes eran 4,7ºC para la zapata, y 11,5ºC, 4,6ºC, 11,0ºC y 4,1ºC para las zonas de muros exterior e interior, con y sin regruesamiento respectivamente. Se deducía de estos valores, que la condición

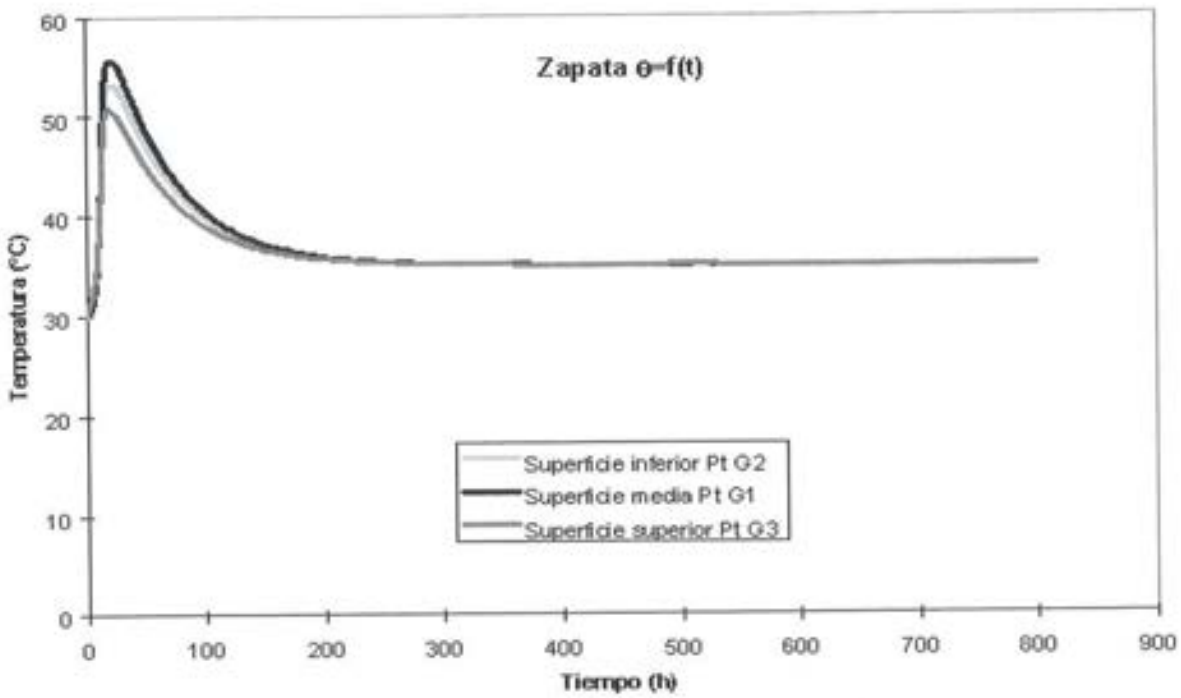


Figura 3.3.5. Temperaturas en verano en zapata con espesor tipo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

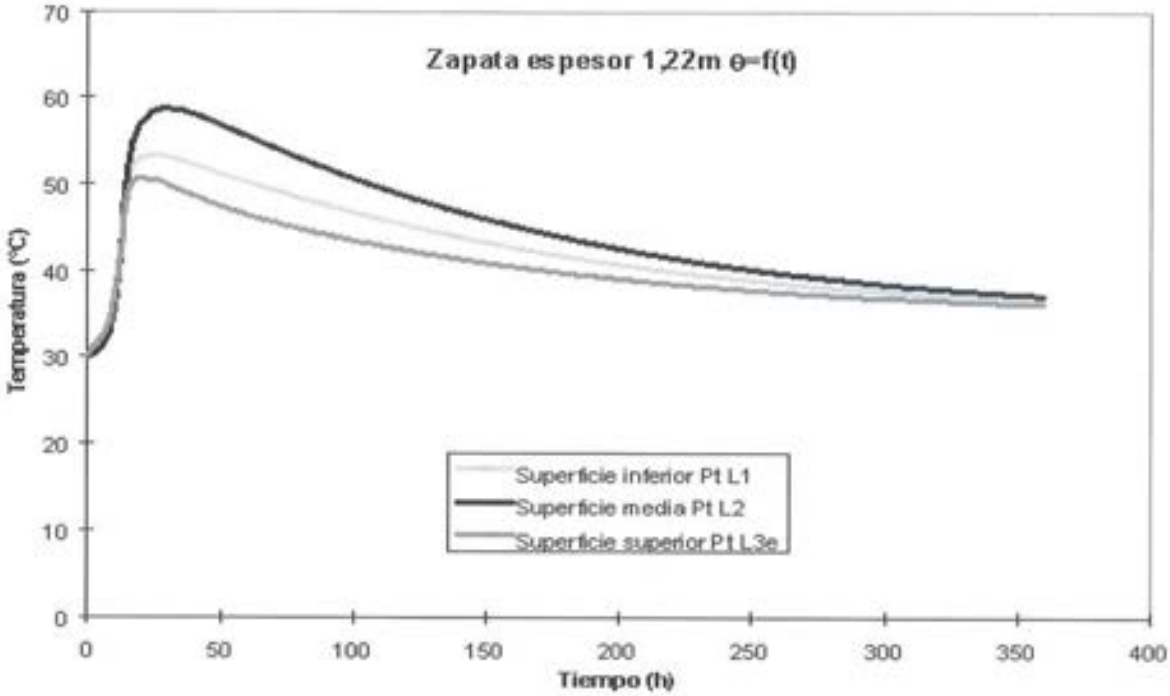


Figura 3.3.6. Temperaturas en verano en zapata con espesor regruesado.

impuesta, en las especificaciones, para el máximo gradiente de temperatura, a través del espesor de muros y paredes, también se cumplía con suficiente holgura.

En el modelo estudiado, por facilidad, el espesor de la zapata era constante y no se tuvieron en cuenta las zonas más gruesas de anclaje de los cables de pretensado. Para considerar los efectos térmicos en ellas, se elaboró un modelo reducido con el espesor total de zapata y regruesamiento. La temperatura máxima en verano era de 58,8ºC en lugar de los 56,3ºC obtenidos para el espesor normal y en invierno de 45,2ºC en lugar de 37,6ºC. El gradiente máximo en invierno era de 13,7ºC en 61 cm, algo inferior al obtenido de 6,2ºC en 26 cm para el espesor normal. En verano el valor era de 8,6ºC en 61 cm, también inferior al de 4,7ºC en 26 cm obtenido en la zona de espesor normal.

De acuerdo con todos estos resultados, de la modelización y simulación térmica del proceso de endurecimiento del hormigón, se cumplían con suficiente holgura todas las condiciones impuestas en las especificaciones.

Los resultados de la simulación mecánica se reflejaron en otros informes. En la zapata las tensiones máximas de trac-

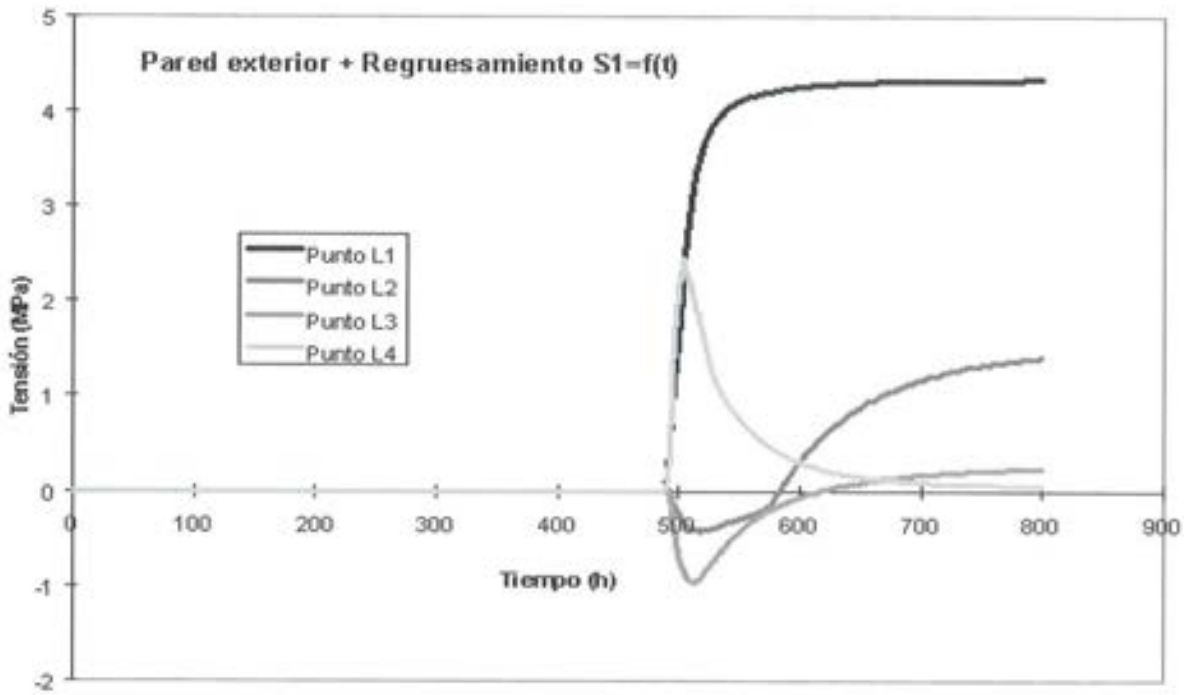


Figura 3.3.7. Tensión principal S1 en verano en regruesamiento pared exterior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

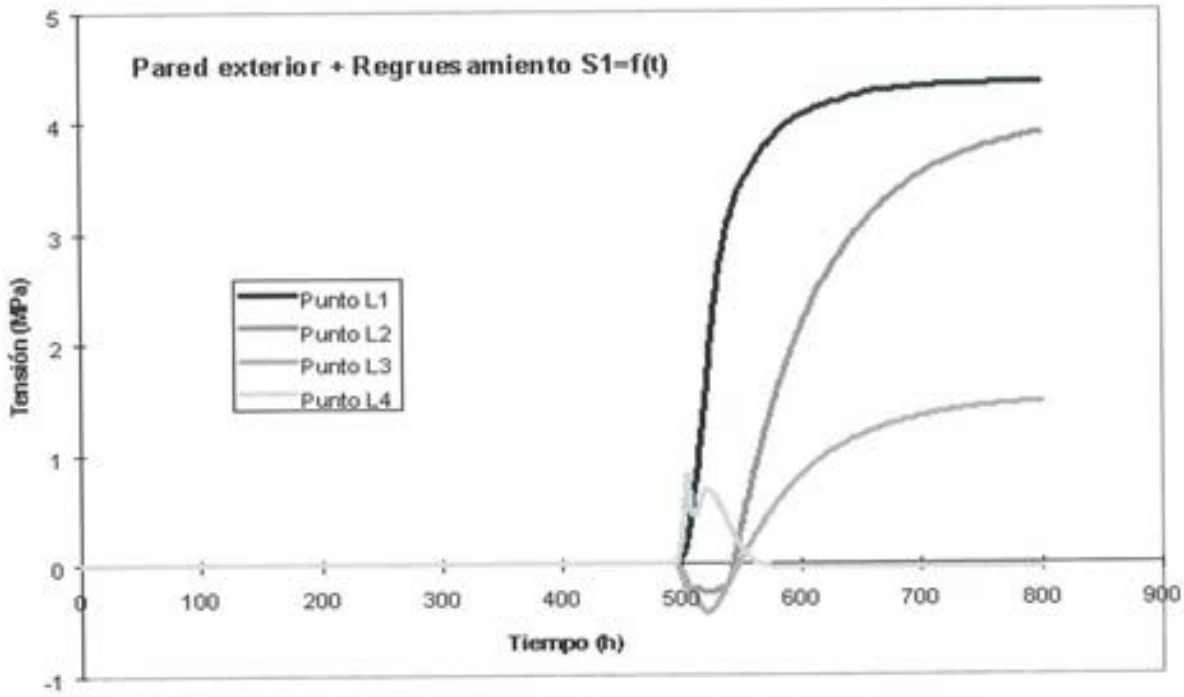


Figura 3.3.8. Tensión principal S1 en invierno en regruesamiento pared exterior.

ción, eran inferiores a 1,5 MPa, exceptuando puntos de los bordes, de la misma, donde la simulación hubiera requerido una malla más fina. El hormigón las podía soportar perfectamente y no había riesgo de fisuración. El problema se presentaba en los muros verticales, donde se alcanzaban tensiones de tracción de 3,8 MPa en el exterior y de 5,5 MPa en el interior a los tres días del hormigonado, cuando no se había alcanzado todavía su resistencia nominal.

Los resultados del modelo completo fueron prácticamente iguales a los del reducido en las zonas y puntos congruentes en ambos.

Las fisuras que se podían producir eran muy pequeñas. La separación estimada entre ellas se calculó de acuerdo con la fórmula de la Norma Española EHE-98, similar a la del Eurocódigo 2, pero teniendo en cuenta algún factor más, como el recubrimiento y la separación entre armaduras. Con estas fórmulas y considerando la armadura más general dispuesta en los dos muros, el valor resultaba 0,37 m en el muro exterior y 0,32 m en el interior. Suponiendo que las fisuras se abriesen el 70% de las deformaciones impuestas por los efectos de la temperatura y de la retracción sobre los muros, las aberturas medias estimadas en los muros fueron de 0,03 mm en el exterior y de 0,04 mm en el interior y las aberturas de fisuras características, 1,7 veces las medias, alcanzaron 0,05 mm en el muro exterior y 0,07 mm en el interior, valores todos inferiores a 0,1 mm.

La reducción del riesgo de fisuración, mediante actuaciones, debía tender a que se redujeran las tensiones o a que el hormigón fuera capaz de resistir las mismas. Las tensiones se producen por los efectos combinados de retracción y temperatura. Al fraguar y endurecer los muros se produce calor en ellos, por lo que se dilatan más que la zapata, volviéndose a contraer cuando se enfrían. El problema consiste en que los muros se dilatan cuando el hormigón tiene poca edad es poco rígido y fácil de deformar, ya que su módulo de elasticidad es muy bajo. Cuando se contrae, por disminuir su temperatura, es mucho más rígido y difícil de deformar, su módulo de elasticidad es más alto. Al estar los muros unidos a la zapata, la contracción está restringida y se producen tracciones en la parte baja de estos. Para reducirlas habría que dilatar la zapata al mismo tiempo que los muros, calentándola, de forma que al enfriarse todo el conjunto las contracciones, por disminución de temperatura, no produjeran movimientos diferentes ni por lo tanto restricciones entre elementos. El problema es que este calentamiento es muy difícil y complicado de realizar.

La mejor y más recomendable forma de reducir el riesgo de fisuración, era incrementar la resistencia del hormigón, en el momento de aparecer las máximas tensiones de tracción. Se podía conseguir reduciendo, en lo posible, la pérdida del calor de hidratación que ha generado el hormigón, para que la contracción térmica de los muros se produjera de una forma retardada, dando tiempo a que el hormigón tuviera una mayor madurez y resistencia. La forma más sencilla de realizarlo era mantener los encofrados de los muros un mayor tiempo, produciendo un aislamiento frente a la pérdida de calor del hormigón. En los cálculos efectuados, en la simulación, se consideró mantener los encofrados sólo 24 h después del hormigonado. Como las temperaturas máximas se producían entre las 20 h y las 24 h después del hormigonado, el dejar más de 24 h los encofrados, no afectaba al valor máximo que alcanzaría el hormigón en los muros siendo los cálculos y comprobaciones efectuadas válidas. Además, reduciendo la velocidad de pérdida de temperatura en los muros se disminuía también la del aumento de las tensiones de tracción, de forma que el hormigón podía ser capaz de resistirlas y desaparecía prácticamente el riesgo de fisuración.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

3.4. ENSAYOS Y CONTROLES DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEL DIQUE

3.4.1. ENSAYOS Y CONTROLES A LOS MATERIALES CONSTITUYENTES

Áridos: Diariamente se realizaban granulometrías, de las cuatro fracciones de áridos recibidos en obra, rechazando aquellos cuyos ensayos quedaban fueran del huso predeterminado como tolerancia para esta obra. Para los tamaños gruesos se realizaba el ensayo de limpieza superficial, eliminándose todas las partidas que superaran el 2%. Otra prueba, de control en obra, realizada sobre el árido fino, era el equivalente de arena, con un valor mínimo de 80. Para valores inferiores se realizaba el ensayo del azul de metileno, que permitía determinar la naturaleza de los finos en las arenas ensayadas, rechazando definitivamente el material si el resultado del ensayo era negativo.

Cemento: Merecen una mención especial los ensayos que se realizaron sobre todas y cada una de las fabricaciones de cemento empleadas en la obtención del hormigón, utilizado en los elementos estructurales del dique, no por los ensayos en sí, sino por su cantidad. Como datos más relevantes destacan los siguientes:

- Como control de rutina de la producción, se realizaba un ensayo por cada 80 toneladas, en lugar de uno por cada 230 toneladas de cemento fabricado (un 290% más), como el plan de inspección, de la fábrica de Holcim en Jerez, tenía estipulado, al no existir ninguna normativa española ni europea en cuanto a la frecuencia de aquellos. Sin embargo, para las muestras de expedición, sí existía una exigencia definida, sobre la frecuencia de inspección, recogida en las normas UNE 80301, EN 197-1 y en la Instrucción para la Recepción de Cementos (RC-97).
- Como control diario se realizaba un ensayo por cada 160 toneladas en lugar de uno por cada 2760 lo que suponía un incremento del 1575%.
- Por último y referente a ensayos de expedición se efectuaba uno por cada 125 toneladas, en lugar de uno por cada 6250, lo que superaba en un 5000% lo que marcaba la normativa citada anteriormente.

Se realizaron un total de veintiséis fabricaciones de cemento, con una cantidad media de 1.000 toneladas. Al llevar incorporado humo de sílice, se tomaban dos tipos de muestras de cada una de las fabricaciones anteriormente citadas. Una de ellas sin microsílice, de la que se hacían dos tomas, una previa y otra posterior a la adición del. La otra estaba formada exclusivamente por cemento con microsílice, efectuándose pruebas por cada 200 toneladas fabricadas.

Las muestras eran ensayadas, en la propia fábrica de cemento y en dos laboratorios acreditados, para recibir la aprobación por parte de la dirección facultativa para su utilización.

Los ensayos más restrictivos, que servían para validar las fabricaciones de cemento, así como sus tolerancias eran los siguientes:

- Resistencias a compresión superiores a 35 Mpa a la edad de 7 días, ensayadas en el laboratorio de Holcim (cementera), CEBTP y Geocisa. Con el avance de la obra y con el fin de acortar el periodo de aprobación, se realizó este ensayo a la edad de 5 días con la misma exigencia (35 Mpa) obteniéndose resultados satisfactorios en todas las muestras.
- De tipo físico destacan, el principio de fraguado, superior a 60 minutos; la estabilidad de volumen inferior a 5 mm; la determinación de la finura (ensayo Blaine) en los laboratorios de Holcim y CEBTP y el tiempo de fluidez de lechada preparada con una relación a/l de 0,41 y un tiempo de 15 ±3 s, realizados en Geocisa. Adicionalmente y en obra se realizaba un ensayo Blaine, por cada cisterna recibida, rechazando aquellas cuyos resultados quedaban fuera de tolerancia.
- En cuanto a ensayos químicos destacan, el contenido en sulfatos, comprendido entre 2 y 3% y el de microsílice, entre el 5 y 8%

A continuación se muestran en las Tablas 3.4.1 y 3.4.2 las pruebas efectuadas para cada una de las fabricaciones, y los valores medios obtenidos para el cemento con y sin microsílice. (Figura 3.4.1)

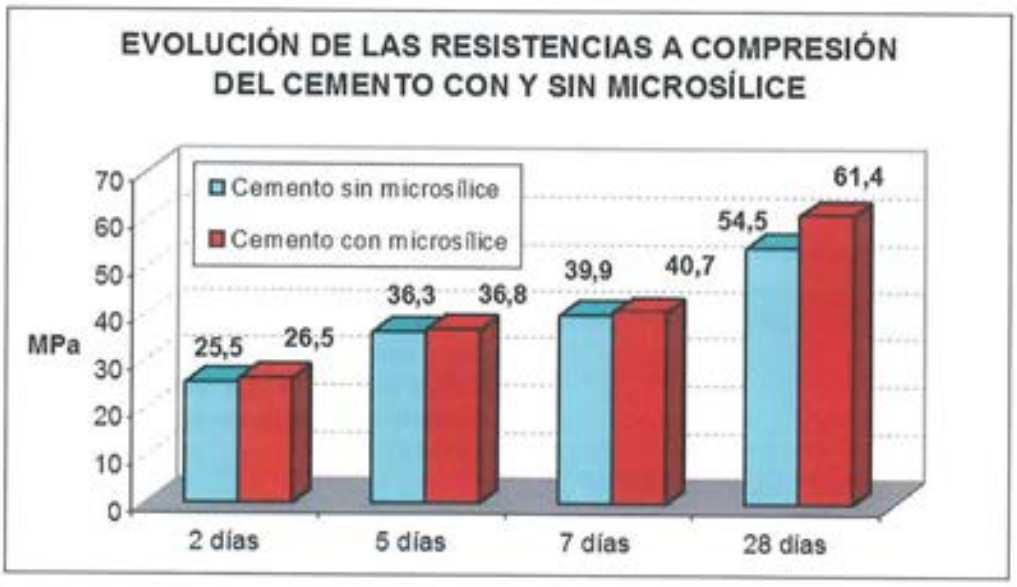


Figura 3.4.1. Evolución de las resistencias a compresión del cemento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Tabla 3.4.1 Resultados de los ensayos del cemento con microsílice

Ensayos del cemento con microsílice						
Laboratorio	HOLCIM		CEBTP		GEOCISA	
Ensayo	Valor medio	N	Valor medio	N	Valor medio	N
Ensayos mecánicos						
Rcomp 2 (MPa)	27,2	99	26,2	49	26,2	84
Rcomp 5 (MPa)			36,8	33		
Rcomp 7 (MPa)	41,4	99	40,8	70	40,0	84
Rcomp 28 (MPa)	63,1	99	60,6	76	60,5	84
Rflexotracción 2 (MPa)			5,3	49		
Rflexotracción 5 (MPa)			6,8	27		
Propiedades físicas						
Inicio de fraguado (min)	142	99	108	76		
Final de fraguado (min)	198	99	172	76		
Estabilidad de volumen (mm)	0,8	99	0,50	76		
Peso específico (g/cm^3)			3,05	76		
Finura Blaine (cm^2/g)	6276	99	6144	76		
Residuo 45 m	2,2	99				
Residuo 63 m	0,7	99				
Pérdida al fuego (%)	1,9	99				
Residuo insoluble (%)	2,7	99				
Consistencia (cm)			28,8	76		
Tiempo de lechada (s)					13,1	87
Relación a/c					0,41	87
Propiedades químicas						
Sulfatos (%)	2,5	99	2,4	5		
Cloruros (%)	0,02	26	0,02	1		
MgO (%)			1,7	5		
C3A/clinker (%)	4,4	26	4,4	5		
Sulfuros (%)			0,1	5		
Microsilice (%)	5,98	99	6,05	76		

N = número de ensayos

Microsílice: Se realizaban ensayos químicos mensuales, del humo de sílice, en dos laboratorios acreditados.

Aditivos: De cada cisterna recibida en obra se tomaba una muestra para realizar los ensayos de pH, densidad y residuo seco, esperando el camión, antes de descargar, en los depósitos de las plantas los resultados de los mismos.

Agua de amasado: Semanalmente se analizaban dos tomas, una por planta de hormigón, realizándose los ensayos de pH, cloruros, sulfatos, aceites y grasas y sólidos en suspensión.

3.4.2. ENSAYOS Y CONTROLES AL HORMIGÓN FRESCO Y ENDURECIDO

Para la construcción del nuevo Dique de Mónaco fueron vertidos un total de 41845 m^3 de hormigón, de los cuales 31295 m^3 corresponden a tamaño máximo 16 mm y los 10551 m^3 restantes a tamaño máximo 10 mm.

Como ensayo de control del hormigón fresco se realizaba, el de la tabla DIN, con una frecuencia superior al 33%, a la salida de la central, y del 100% a la entrada de la bomba en la mayor parte de los hormigonados. Los valores medios encontrados se muestran en las Tablas adjuntas: 3.4.3, 3.4.4, 3.4.5 y 3.4.6.

Respecto al producto endurecido, dos son los parámetros que se controlaban, por un lado las resistencias tanto a compresión como a tracción indirecta y por otro la durabilidad, mediante el ensayo de resistencia a la penetración de cloruros ASTM C 1202.

Para el control de resistencias se fabricaron un total de 10076 probetas cilíndricas de ϕ16x32 cm, ensayadas a compresión a las edades de 7 y 28 días (Ver Figura 3.4.2) y a tracción indirecta (Brasileño) a la edad de 28 días. El núme-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Tabla 3.4.2 Resultados de los ensayos del cemento sin microsílice

Ensayos del cemento sin microsílice				
Laboratorio	HOLCIM		CEBTP	
Ensayos	Valor medio	N	Valor medio	N
Ensayos mecánicos				
Rcomp 2 (MPa)	25,2	51	25,7	34
Rcomp 5 (MPa)			36,3	18
Rcomp 7 (MPa)	39,3	51	40,4	48
Rcomp 28 (MPa)	52,8	51	56,1	52
Rflexotracción 2 (MPa)			5,2	34
Rflexotracción 5 (MPa)			6,5	18
Propiedades fisicas				
Inicio de fraguado (min)	132	51	103	52
Final de fraguado (min)	175	51	158	50
Estabilidad de volumen (mm)	0,9	51	0,8	52
Retracción hidráulica			665	47
Peso específico (g/cm³)			3,12	51
Finura Blaine (cm²/g)	3862	51	3928	52
Residuo 45 m	2,4	51		
Residuo 63 m	0,5	51		
Pérdida al fuego (%)	1,5	51	1,1	4
Residuo insoluble (%)	0,8	51	0,7	25
Consistencia (cm)			28,5	52
Propiedades quimicas				
Sulfatos (%)	2,5	51	2,6	47
Cloruros (%)	0,02	26	0,02	9
MgO (%)			1,8	47
C3A/clinker (%)			4,3	27
Sulfuros (%)			0,1	47
Álcalis (%)			0,5	26
Calor de hidratación (J/g)			335	26

N = número de ensayos

Tabla 3.4.3 Resumen de resultados totales (16mm + 10mm) obtenidos en los hormigonados desde el 15/06/00 al 31/07/02

Volumen	Tabla DIN		Resistencias mecánicas			cloruros	densidad
(m³)	Central (cm)	Bomba (cm)	RC 7d (Mpa)	RC 28 (Mpa)	RTI 28 (Mpa)	(Culombios)	(kg/m³)
41.485	**59**	**56**	**60,0**	**76,9**	**5,54**	**405**	**2.445**

Tabla 3.4.4 Número de ensayos de resistencias mecánicas

Probetas cilíndricas ϕ16x32 cm a compresión 7 días	**3.094**
Probetas cilíndricas ϕ16x32 cm a compresión 28 días	**3.888**
Probetas cilíndricas ϕ16x32 cm a tracción indirecta 28 días	**3.094**
Total probetas cilíndricas ϕ16x32 cm ensayadas	**10.076**

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Tabla 3.4.5 Resumen de resultados obtenidos en los hormigonados desde el 15/06/00 al 31/07/02 para el hormigón tamaño máximo 16 mm.

Volumen	Tabla DIN		Resistencias mecánicas			cloruros	densidad
(m^3)	Central (cm)	Bomba (cm)	RC 7d (Mpa)	RC 28 (Mpa)	RTI 28 (Mpa)	(Culombios)	(kg/m^3)
31.295	**57**	**55**	**60,2**	**76,9**	**5,57**	**406**	**2.447**

Tabla 3.4.6 Resumen de resultados obtenidos en los hormigonados desde el 15/06/00 al 31/07/02 para el hormigón tamaño máximo 10 mm.

Volumen	Tabla DIN		Resistencias mecánicas			cloruros	densidad
(m^3)	Central (cm)	Bomba (cm)	RC 7d (Mpa)	RC 28 (Mpa)	RTI 28 (Mpa)	(Culombios)	(kg/m^3)
10.551	**60**	**56**	**59,8**	**77,6**	**5,60**	**396**	**2.445**

Figura 3.4.2 Probeta cilíndrica 16 x 32 cm después del ensayo a compresión.

ro de pruebas, así como los valores medios obtenidos, se muestran en las Tablas resumen de resultados 3.4.3, 3.4.4, 3.4.5 y 3.4.6. Destaca el valor medio de resistencia a compresión a 7 días (60 Mpa), que supera al exigido por el Pliego de condiciones a la edad de 28 días (54 MPa). También cabe destacar valores de resistencias a compresión, superiores a 90 MPa, obtenidos en alguno de los elementos del dique.

En cuanto a la durabilidad del hormigón, los resultados pueden calificarse como excelentes, en el rango de "very low" según la norma de ensayo ASTM C 1202. Todos los ensayos realizados, de resistencia a la penetración de cloruros, demuestran que el hormigón, fabricado y vertido en el cajón, es prácticamente impermeable al ataque de dicho ión, protegiendo la estructura metálica y favoreciendo la durabilidad de 100 años exigida. En las Tablas 3.4.3, 3.4.5 y 3.4.6 se muestran los resultados medios alcanzados en los 41845 m^3 fabricados.

3.4.3. CONCLUSIONES

La singularidad del hormigón utilizado en la ejecución del dique de Mónaco proviene de los siguientes aspectos:

- La durabilidad establecida de 100 años ha significado un gran esfuerzo, tanto en el establecimiento de las especificaciones a cumplir, como los estudios de definición de la dosificación y controles durante la producción.
- Dada la alta densidad de armadura, tanto pasiva como activa, la puesta a punto de la dosificación, desde el punto de vista de trabajabilidad, también es de resaltar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

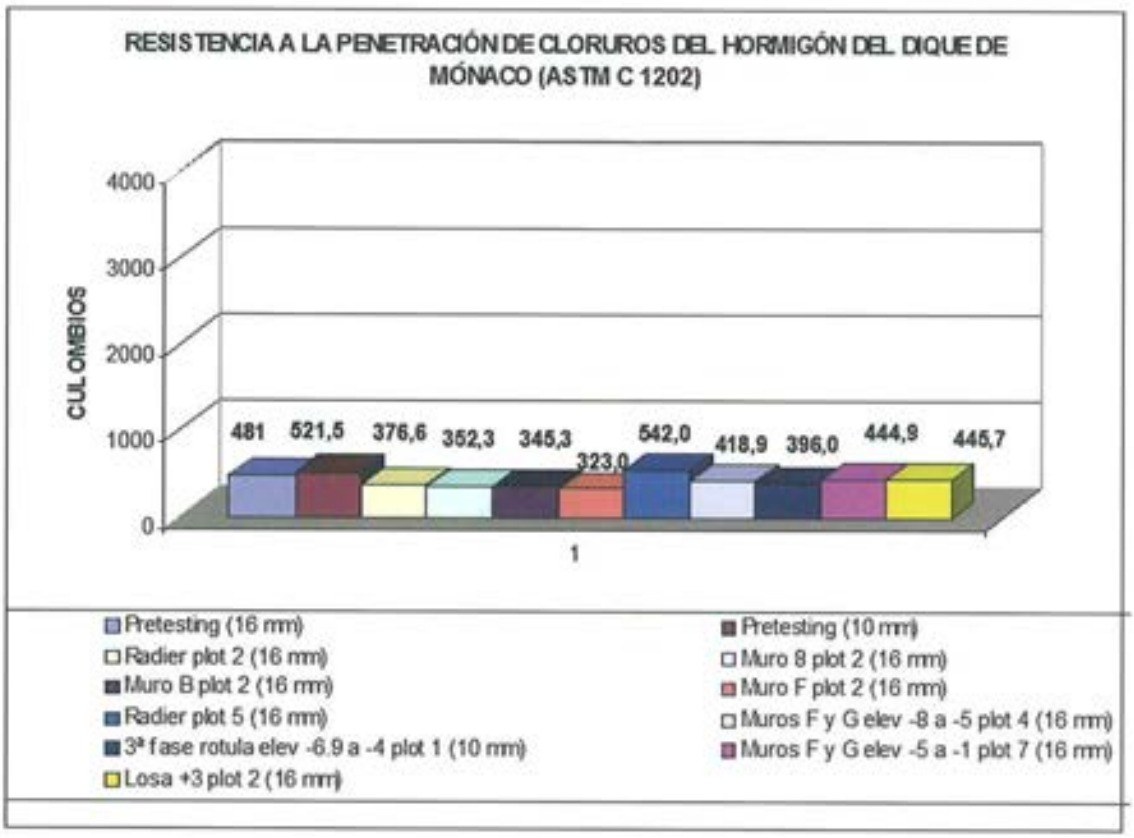


Figura 3.4.3. Gráfico de resistencia a la penetración de cloruros en el hormigón.

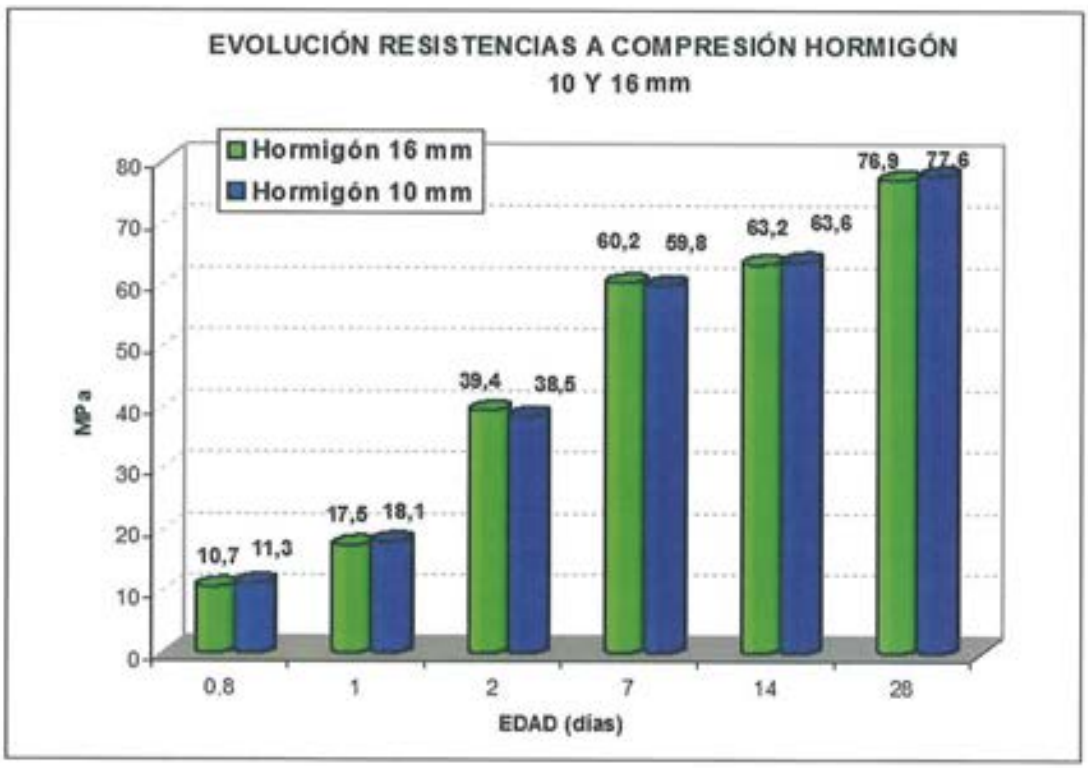


Figura 3.4.4. Gráfico de evolución de resistencias a compresión del hormigón.

– Es de destacar que, por primera vez en España, se ha utilizado un cemento con microsílice adicionada durante el proceso de fabricación. Ello ha implicado notables cambios, tanto en las secuencias de fabricación, como en los controles en la propia fábrica de cemento.

– Dadas las necesidades de durabilidad como de estanqueidad del hormigón, se realizaron exhaustivos estudios sobre la fisuración, tanto en los procesos de endurecimiento como de retracción, para poder limitar las fisuras a lo establecido en el pliego de prescripciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

BBR PTE

BBR Pretensados y Técnicas Especiales, S.L.

- Sistemas de postesado
- Tirantes
- Puentes empujados de hormigón y metálicos
- Elevación de grandes cargas
- Hinca de cajones bajo ferrocarril
- Encofrados deslizantes

- 3.150.000 Kg de postesado en tendones BBR Cona 31Φ0,6", 22Φ0,6", 19Φ0,6", 12Φ0,6" y 7Φ0,6".
- 120.000 Kg de barras de pretensar Φ50 mm.
- Pretensado tridireccional con longitudes de tendón entre 8 m y 254 m. Tendones verticales tipo bucle.
- Conductos de pretensado formados por tubos rígidos de acero preformado en taller. Uniones machihembradas selladas mediante manguitos termo-retráctiles.
- Doble protección contra corrosión en cabezas de anclaje: capot metálico + sellado con grout del cajetín.
- Enfilado cordón a cordón incluso para los tendones de 254 m y para los bucles.
- Técnica de inyección al vacío para todos los tendones y posibilidad de reinyección para los verticales.

AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE MÓNACO. Suministro y ejecución de los trabajos de postesado del dique semi-flotante.

BBR PTE Retama, 5 · 28045 Madrid · Tel. 91 385 91 90 · Fax: 91 385 91 99

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

4. Pretensado de la estructura del dique

Pre-stressing for the dock structure

José Manuel Illescas Villa
Ingeniero de Caminos, FCC

RESUMEN

Nos encontramos ante una estructura con armaduras activas en las tres direcciones posibles: longitudinal, vertical y transversal.

Los tendones utilizados son de 6 a 31 cables de ϕ0.6", del sistema "BR CONA Compact" además de barras tipo Macalloy de 50 mm.

Las principales mediciones llegan a casi 130 km de vaina, con más de 3.150.000 kg de cable y 120.000 kg en barras.

Otras características significativas han sido: vaina de tubo rígida, doble protección exterior de los anclajes, protección catódica de todos los elementos e inyección al vacío de los tendones.

Dada la singularidad del pretensado se realizaron una serie de ensayos especificados en el proyecto y normativa. Igualmente se realizaron pruebas para comprobar la viabilidad de los proyectos desarrollados para la ejecución.

SUMMARY

This structure has active reinforcement in all three directions: length, height and width.

The tendons used are "BR CONA Compact"–system with 6–31 cables of a diameter of 0.6", as well as 50-mm Macalloy bars.

The main measurements total almost 130 km of sheath, over 3,150,000 kg of cable and 120,000 kg of bars.

Other significant features included: rigid tubular sheath, dual anchorage outer protection, cathode protection for all parts and vacuum injection of the tendons.

Given the special characteristics of the pre-stressing a number of tests was performed as specified in the project and by the relevant regulations. Further tests were done to verify the viability of the execution projects developed.

4.1. DESCRIPCIÓN

Atendiendo al condicionante prioritario de esta obra, la durabilidad, la estructura está pretensada en las 3 direcciones, longitudinal, transversal y verticalmente, de forma que no aparezcan descompresiones en ninguna sección de la misma.

El pretensado longitudinal, en losas y muros, está formado por tendones de 20, 21, 22, 28, 29, 30 y 31ϕ0,6" con longitudes comprendidas entre 8,5 y 254 m.

El transversal lo constituyen tendones de 12, 18, 19, 21 y 31ϕ 0,6" con longitudes de 7 a 44 m y por barras ϕ50 de entre 5,5 y 13,5 m de longitud.

El vertical compuesto por tendones, en disposición de bucle, de 6, 7, 11, 12, 17, 18, 19, 21 y 28ϕ0,6" con una altura de 17m y desarrollo de 39 a 42 m y por barras ϕ50 con longitudes comprendidas entre 3,7 y 18,9 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 4.1. Anclaje BBR Cona Compact tipo M1.

El sistema utilizado ha sido el BBR CONA Compact, empleándose anclajes del tipo M1 para tendones de 7, 12, 19, 22 y 31 cordones de 0,6" según norma UNE 36094-97 Y 1860 S7 15,2.

Las barras son del tipo Macalloy, de 50 mm de diámetro nominal B50-1030-NL-MC.

Las mediciones son las que aparecen en las Tablas 4.1.1 y 4.1.2.

Las características más significativas del pretensado aplicado en la obra, tanto para los tendones como para las barras, son:

- Vaina formada por tubos rígidos de acero. Se trata de elementos lisos de 2-3 mm de espesor, curvados y conformados en taller para adaptarse a la geometría del trazado. La conexión entre tramos (de 6 m de longitud) y entre tubo y trompeta se realizó mediante uniones machihembradas, selladas con manguitos termorretráctiles provistos además de una capa de adhesivo sellante. En los puntos de instalación de purgas, se soldaron a los tubos, que componen la vaina, unos manguitos metálicos que permitían la fijación mediante roscado. La utilización de este tipo de vainas estaba requerida en el pliego contractual, por razones de la excepcional durabilidad de la obra en un medio tan agresivo como es el agua de mar.

Figura 4.2. Vaina formada por tubos rígidos de acero.

- Doble protección contra corrosión de los anclajes (capot de acero + hormigón). Los anclajes disponen de un capot de acero fijado a la placa de apoyo mediante tornillos. La estanqueidad se consigue con una junta en U de EPDM, que posibilita la inyección del tendón y del interior del capot, previamente a la protección exterior de éste mediante hormigón.

- Protección catódica. Conexión a la red de protección catódica a través de la vaina y las placas de apoyo.

- Inyección al vacío de los tendones. La inyección de los tendones, realizada con una lechada de cemento de gran calidad (con unos valores de exudación y reducción de volumen prácticamente nulos) se realizó mediante la técnica de vacío, que consiste, básicamente, en la extracción del aire del conducto a inyectar previamente

Tabla 4.1.1. Medición de pretensado en tendones

Tipo Anclaje	Nº de torones	Vaina (m)	Acero activo (Kg)
7ϕ0,6"	360	7.213	47.294
12ϕ0,6"	422	18.041	235.761
19ϕ0,6"	1.162	22.915	451.084
22ϕ0,6"	240	16.067	355.020
31ϕ0,6"	1.008	65.248	2.063.068
Total	**3.192**	**129.484**	**3.152.227**

Tabla 4.1.2. Medición de pretensado en barras

Tipo Barra	Nº Barras	Vaina (m)	Acero activo (Kg)
ϕ 50	1.156	7.404	118.609

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 4.3. Equipo de vacío.

y durante la colocación de lechada. Este sistema permite, incluso, la inyección de tendones verticales desde el anclaje superior.

- Aplicación de un sistema de calidad excepcionalmente exigente para garantizar la durabilidad especificada. Esto se materializó con la redacción de unos procedimientos específicos de ejecución y control acordes con los requerimientos.

A continuación se relacionan las principales especificaciones requeridas para el sistema de pretensado y su aplicación.

Sistema de pretensado:

- Homologación en Francia por la CIP (*Commission Interministérielle de la Précontrainte*).

Anclajes (para cada tipo de anclaje utilizado en obra):

- Eficacia mayor del 92% en ensayo de tracción.
- 500.000 ciclos sin rotura en ensayo de fatiga entre el 60 y el 66% de la carga de rotura.
- 100 ciclos sin rotura en ensayo de carga alternativa entre el 40 y el 80% de la carga de rotura.

Materiales de pretensado:

- Homologación mediante auditoría en los centros de producción por parte del LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*) de la fabricación de todos los componentes de los anclajes de pretensado.

Especialistas de pretensado:

- Cualificación CMP (*Chargé de mise en Précontrainte*) según el *Fascicule n° 65 A.*

Lechada de inyección (especificaciones a cumplir en el rango de temperaturas esperables en obra):

- Ausencia de falso fraguado.
- Fluidez: inferior a 25 segundos con el cono de Marsh.
- Mantenimiento de la fluidez: mínimo 3 horas.
- Exudación: inferior al 2% a 3 horas, siendo el agua reabsorbida a 24 horas.
- Resistencia mecánica a compresión a 28 días: superior a 30 Mpa.
- Resistencia mecánica a flexión a 28 días: superior a 4 Mpa.
- Inicio de fraguado: superior a 3 horas.
- Fin de fraguado: inferior a 24 horas.
- Absorción capilar medida a los 28 días: inferior a 1 g/cm^2.
- Variación de volumen: comprendida entre –1% y +5%.
- Estabilidad en ensayo de tubo inclinado:
  - Ausencia de estratificación.
  - Volumen de agua (exudación + filtración): inferior al 0,3%.
  - Volumen de aire residual: inferior al 0,3%.

Inyección al vacío:

- Nivel de vacío: 0,1 bar (presión absoluta).

Ante todo se debe de destacar que para la ejecución de los trabajos de pretensado, además de los requerimientos de calidad y durabilidad, se dispuso de un plazo muy reducido para realizar una medición excepcional, quizás la mayor a nivel mundial. Todo ello agravado por las implicaciones de las fases y secuencias de tesado, impuestas por el proyecto, que supusieron la ejecución de la mayoría de los trabajos de enfilado, tesado e inyección en los 3 meses finales, realizándose en el último mes más de 1.000.000 kg de pretensado.

Básicamente las restricciones más determinantes, impuestas por las fases y secuencias de tesado, fueron las siguientes:

- El plazo máximo autorizado entre el enfilado y la inyección de cada cable era de 15 días, por motivos de protección provisional contra la corrosión, lo que impedía adelantar los trabajos de enfilado e hizo necesaria una planificación muy precisa de los trabajos a realizar.

- Pretensado transversal. Ubicado fundamentalmente en 3 losas, a lo largo de todo el dique, a las cotas –16 m (solera), -12 m y +3 m. El cajón estaba dividido longitudinalmente en 8 *plots* (zonas). Para comenzar el pretensado transversal de la solera y de la losa –12 m de un *plot* se requería que éste y los contiguos estuvieran hormigonados al menos hasta la cota –12 m. Las zonas se tesaban en 3 etapas, cada una de ellas con el 33% de los tendones. No era posible pasar a la siguiente, sin haber realizado la anterior en los *plots* contiguos. Por otra parte el tesado, de ambas losas, debía ser simultáneo, con un desfase máximo de 2 tendones. Para el tesado de

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

la losa +3 m se requerían condiciones similares y además que los bucles verticales estuvieran tesados e inyectados.

- Pretensado longitudinal. Estaba dividido en 4 fases, 2 correspondientes al de la losas y muros por debajo de la cota –12 m (solera y losa –12 m, muros) y otras 2 correspondientes a los tendones por encima de esa cota (losa +3 m, muros). Las 2 primeras se realizaban sucesivamente, una vez hormigonados los muros hasta la cota –4 m en su zona de influencia. Las 2 últimas se ejecutaban posteriormente, una vez hormigonada la losa +3 m.

- Bucles verticales. Antes de comenzar el tesado en un *plot* se requería que la losa +3 m estuviera hormigonada en los adyacentes. Los bucles están dispuestos por parejas, en el mismo plano, uno interior al otro. Como restricción principal cabe destacar la imposibilidad de tesar los bucles de cada pareja hasta que los interiores estuvieran inyectados, al menos, una semana, lo cual condicionaba el tesado de los tendones transversales de la losa +3 m.

Figura 4.4. Bucles verticales.

Como resultado de todos estos aspectos, la mayor parte de los trabajos de postesado se concentraba al final de la ejecución del dique.

El pretensado fue realizado por una UTE formada por las empresas FCC Construcción, S.A. y BBR Systems Ltd.

4.2. ENSAYOS

Debido a la singularidad del pretensado de esta obra, fue necesario realizar una serie de ensayos, algunos especificados en el proyecto o en la normativa vigente y otros surgidos de la necesidad de comprobar la viabilidad de los procedimientos desarrollados para la ejecución.

Ensayos preliminares. Previamente al inicio de los trabajos se realizaron los siguientes ensayos:

- Ensayo de enfilado de un tendón 31ϕ0,6" de 200 m de longitud cordón a cordón: se trataba de comprobar que con las enfiladoras hidráulicas especiales propuestas para esta obra, era posible enfilar cordón a cordón los tendones longitudinales, de incluso 254 m, valor muy superior al de los más largos de las estructuras habituales. Para ello se preparó, fuera de obra, una vaina de 200 m de longitud igual a las de la estructura y se procedió, con éxito, al enfilado unidad a unidad. También se probó con un tendón completo, tirando con un cabrestante neumático.

- Ensayos estáticos y dinámicos de conjuntos tendón-anclaje 7, 12, 19, 22 y 31ϕ0,6". Si bien el sistema de pretensado BBR está homologado en Francia y disponía ya de estos ensayos, el pliego exigía realizar una serie de pruebas específicas para la obra. Se efectuaron tres por tipo de anclaje utilizado, de tracción a rotura, de fatiga a 500.000 ciclos entre el 60 y 66% de la carga de rotura y de tracción alternativa de 100 ciclos entre el 40 y el 80% de aquella. En los primeros se obtuvieron eficacias superiores al 95%. En los de fatiga se alcanzaron los ciclos previstos sin ninguna rotura.

- Ensayos de tarado de los gatos de tesado. Debido al gran número de equipos utilizados en la obra, se decidió realizar los tarados a pie de tajo. Para ello se instaló en obra un banco y se llevaron células de carga de 200 t, 300 t, 500t y 750 t previamente calibradas en un laboratorio oficial.

- Ensayos de lechada de inyección. De cara a la preparación de la formulación óptima para cumplir las especificaciones de la lechada, así como para *homologar* los potentes equipos fabricados específicamente para esta obra, se realizaron los siguientes ensayos:

  - Ensayos de laboratorio, con varias formulaciones distintas en cuanto a cemento y aditivos, con 3 rangos de temperatura, con medida de fluidez, tiempo de utilización, exudación, variación de volumen, absorción capilar, resistencia a compresión y a flexión a 7 y 28 días, retracción, ausencia de falso fraguado e inicio y final del mismo.

  - Ensayos en obra, a escala 1:1 para las 3 formulaciones, elegidas en los ensayos anteriores, con lechada preparada con las máquinas a usar realmente en la obra, con medida de fluidez, tiempo de utilización, exudación y variación de volumen.

  - Ensayos de estabilidad en tubo inclinado en obra. Consiste en disponer un tubo transparente de 5 m de longitud con una inclinación de 30º, enfilar en su interior un tendón 12ϕ0,6" y proceder a su inyección, midiéndose el remonte de agua y la reducción de volumen. Ambos resultaron inferiores al 0,1% para la lechada elegida. Cada ensayo se realiza con y sin reinyección. La reinyección consiste en dejar reposar durante una hora el tubo inyectado y a continuación introducir una cantidad de lechada desde el extremo inferior purgando por el superior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 4.5. Ensayos de tubo inclinado.

- Ensayo de inyección de tubos verticales de 17 m. De tipo no estándar, se realizó de un modo similar al del tubo inclinado, para simular las condiciones reales de obra, de los bucles verticales, y poder decidir si era necesaria alguna actuación especial en dichos tendones, como una reinyección o la instalación de depósitos de exudación sobre los anclajes. La lechada elegida presentaba exudación nula y reducción de volumen inferior al 0,1%.

Figura 4.6. Ensayos tubo vertical.

- Ensayo de inyección de un tendón 31ϕ0,6" de 250 m de longitud. Se diseñó para comprobar la viabilidad de la inyección de los cables más largos y potentes con la lechada y las máquinas preparadas a tal fin. Se preparó una vaina, de las características reseñadas, y se procedió a su inyección. La operación se realizó en algo menos de una hora y en la posterior autopsia se comprobó el correcto llenado de dicha vaina.

Ensayos realizados durante la ejecución. Durante la ejecución de los trabajos de pretensado, aparte de los controles habituales, se realizaban los siguientes ensayos:

- Estanqueidad de la vaina. Previamente a la inyección de cada tendón se comprobaba la estanqueidad de la vaina por 2 vías: mantenimiento de una presión de aire comprimido de 3 bar y de un nivel de vacío de 0,1 bar.

- Ensayos de fricción. Previamente al comienzo del tesado de cada grupo de tendones similares, se procedía a realizar, en uno de ellos, un ensayo de fricción "*in situ*" para confirmar los coeficientes de rozamiento previstos. Para ello se ponía carga en un tendón mediante dos gatos de tesado, equipados con captador electrónico de presión, uno en cada extremo de éste, conectados a un ordenador con el software adecuado para calcular los coeficientes de rozamiento en función del trazado y de los valores de las fuerzas de cada momento en los extremos activo y pasivo. En todos los tendones ensayados los coeficientes de rozamiento reales resultaron iguales o inferiores a los de cálculo.

- Ensayos de control de fabricación de lechada. Para cada grupo de cables, inyectados un día con el mismo equipo de fabricación de lechada, se medían los valores de fluidez y exudación.

4.3. EJECUCIÓN Y CONTROLES

La ejecución de los trabajos de pretensado se realizó de acuerdo con los procedimientos de pretensado redactados específicamente para esta obra:

- Recepción de materiales de pretensado.
- Control de la protección provisional.
- Puesta en obra de los tendones de pretensado.
- Puesta en obra de barras de pretensado.
- Tesado.
- Inyección.
- Sellado de cajetines.

En dichos procedimientos se especificaban paso a paso todas las operaciones a realizar así como los controles a efectuar. La aplicación de los procedimientos en la ejecución generaba las siguientes hojas de control:

- Hoja de recepción de materiales de pretensado.
- Hoja de recepción de bobinas de cordón 0,6".
- Hoja de recepción de barras ϕ50.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

- Hoja de acción preventiva de la protección provisional.
- Hoja de control de la instalación de anclajes.
- Hoja de control de la instalación de vainas.
- Hoja de estado e identificación de tendones.
- Hoja de enfilado.
- Hoja de control de manómetros patrón.
- Hoja de control de manómetros de tesado.
- Hoja de control de gatos de tesado.
- Hoja de control de tesado.
- Hoja de control de ensayo de conveniencia de la lechada de inyección.
- Hoja de control de fabricación de lechada.
- Hoja de control de inyección.

Básicamente las operaciones y controles realizados fueron los siguientes:

Recepción de materiales de pretensado. Todos los materiales de pretensado utilizados en la obra (cordón, barras, vainas, anclajes, material de inyección, etc.) eran sometidos a un proceso de recepción en el que se controlaba procedencia, certificado de calidad, estado, etc.

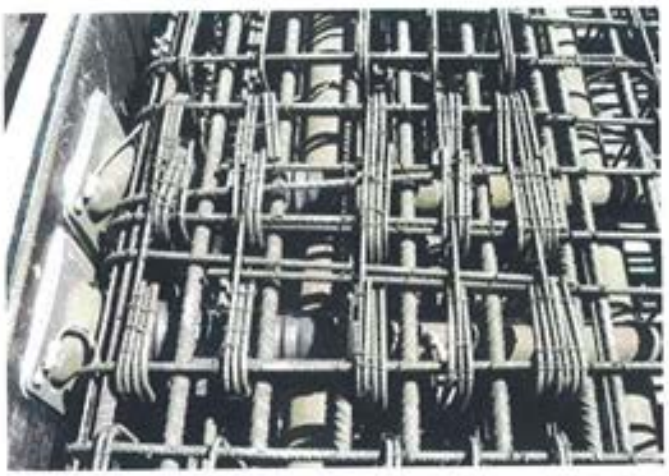


Figura 4.7. Anclajes BBR CONA Compact instalados.

Protección provisional contra la corrosión. Dicha protección provisional se realizó por una parte a nivel de acopio y por otra del material instalado en obra hasta el momento de la inyección. Este último caso se refiere principalmente a la protección mediante aceite soluble de las vainas y las armaduras activas.

Instalación de trompetas y vainas. La instalación de los tramos de vaina, previamente conformados en taller, se efectuó de acuerdo a los planos de despiece preparados a tal fin. Una vez posicionados topográficamente y atados a la ferralla, se fijaban los manguitos termo-retráctiles sobre las juntas machihembradas.

Mantenimiento de la vaina instalada. Si bien los tubos se instalaban previamente aceitados con aceite hidrosoluble como medida anticorrosión, era necesario hacer un mantenimiento hasta el enfilado, consistente en lo siguiente:

- Colocación de tapones plásticos en los extremos de los tramos de tubo al aire, para evitar la entrada de hormigón, agua de lluvia o cualquier elemento extraño.
- Inmediatamente después del hormigonado de cada zona, se pasaba, por dentro de las vainas, un *ratón* limpiador tirado con un alambre.
- Inspecciones periódicas y eventual reposición de la capa de aceite soluble interior de las vainas.

Figura 4.8. Enfilado cordón a cordón en bucles verticales.

- Previamente, al enfilado de los tendones, se volvía a pasar el *ratón* limpiador.

Enfilado. El enfilado de los tendones se realizó cordón a cordón. En previsión de posibles problemas de longitud (254 m) o en los bucles, se disponía de 2 cabrestantes neumáticos de 4 t, para enfilado del tendón completo, que no fue necesario utilizar. Durante la operación los cordones se impregnaban con aceite soluble como protección provisional contra la corrosión. Las hojas de control permitían garantizar la trazabilidad del acero utilizado en cada tendón así como registrar los datos o incidencias de interés.

Figura 4.9. Tesado en el interior de las celdas estancas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 4.10. Equipo de inyección.

Figura 4.11. Anclaje preparado para la inyección al vacío.

Tesado. Tras cumplir con los requisitos previos (gatos y manómetros patrón tarados, ensayo de fricción del tipo de tendón realizado y plan aprobado) se procedía al control del manómetro de tesado y de los tendones correspondientes, anotando en la hoja de control los datos relevantes (presiones, fuerzas, alargamientos, incidencias, etc.).

Inyección. A continuación del proceso de tesado, se procedía al corte de las sobrelongitudes, instalación de capots de inyección y preparación en sí de la operación. Tras realizar los ensayos de estanqueidad de la vaina (aire comprimido a 3 bar y nivel de vacío de 0,1 bar) se procedía a la fabricación de lechada, anotando en la hoja de control los valores de fluidez y exudación. Posteriormente se realizaba la inyección mediante vacío, controlando la presión y la fluidez de la lechada a la salida del tendón. También se realizaba una comprobación posterior del llenado completo de los capots para detectar posibles anomalías que, en su caso, podían ser corregidas mediante reinyección.

Figura 4.12. Anclaje preparado para el sellado.

Sellado de cajetines. Se efectuaba con un hormigón sin retracción, tamaño máximo de árido de 10 mm. Previamente se trataba la superficie, junto a la placa del anclaje, mediante un repicado y la aplicación de un producto, para mejorar la adherencia, y se disponía la armadura pasiva correspondiente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

5. Elementos singulares en el dique de Mónaco

Special features of the Monaco dock

♦
Luis Peset González
Ingeniero de Caminos, DRAGADOS OP
♦
Juan Barceló Llauger
Ingeniero de Caminos, DRACE
♦
David López Navarrete
Ingeniero de Caminos, DRACE
♦
Fernando Hue García
Ingeniero de Caminos, DRACE
♦
Antonio Váquez Salgueiro
Ingeniero de Caminos, DRACE
♦
Luis Ortega Basagoiti
Ingeniero de Caminos, GEOCISA

RESUMEN

5.1. La rótula

Es la pieza más singular del dique, para conectar éste a tierra. Un dispositivo metálico de 2,60 m de diámetro y un peso de 854 toneladas. Destaca no sólo el elemento en sí sino también las conexiones con el hormigón del dique y el estribo.

Permite giros de hasta 5º en cualquier dirección y debe tener una duración superior a los 100 años. También se permite su desmontaje. Además sirve de fusible en caso de seísmo.

5.2. Instalación líneas de amarre

El sistema de amarre del dique tiene diez líneas, de las cuales ocho están en el extremo del faro del dique (las otras dos líneas, en el lado de la rótula no están solicitadas en estado de servicio). Estas ocho líneas deben controlar las rotaciones y desplazamientos no coartados por la rótula y que permitan la explotación del puerto.

Cada uno de estos anclajes consiste en una cadena conectada a una pieza metálica fijada al dique y por el otro extremo a un pilote metálico hincado en el fondo marino. Se describe todo el proceso para la instalación de estos elementos hasta su puesta en tensión final para la fase de servicio.

5.3 Control de pesos y lastrados sucesivos

Desde la flotación en Algeciras hasta su puesta en servicio en Mónaco el dique ha pasado por unos estados intermedios de lastre (sólido y líquido) con unos estudios muy detallados de pesos, su distribución y esfuerzos generales en la estructura.

Para ello se disponía de un sistema de lastrado y deslastrado que se describe en este capítulo.

Por otra parte, el control de pesos del dique durante las fases de proyecto y construcción ha sido fundamental.

5.4. Singularidades del armado de la estructura

Dada la complejidad de la obra y sus condicionantes se tiene un dimensionamiento muy estricto de la estructura sin poder variar espesores de losas y muros. Ello producía unas cuantías de armadura activa y pasiva superiores a unos valores convencionales: 75 kg/m^3 de acero de pretensado y superior a 250 kg/m^3 en el pasivo. Se hace un análisis de las dificultades, especialmente en la zona de la rótula.

5.5. Control de estanqueidad

En este caso estamos ante una estructura en donde su flotación debe ser permanente. Por otra parte se tiene un elevado número de juntas de construcción y con fisuración por efectos térmicos de fraguado.

Todo esto llevó a un pretensado gradual, por fases, tratamiento especial con manguera e inyección en todas las juntas del dique, con posibilidad de reinyección mediante resinas muy flexibles.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

5.6. Control de fisuración

Se analizan los estudios realizados y sus modelos termomecánicos. Se realizó un seguimiento completo de todas las fisuras de todos los paramentos.

5.7. Monitorización del dique

Se realizó para comprobar que durante el transporte no se producían daños en la estructura. Se controlaban los siguientes parámetros:

- Movimientos
- Esfuerzos de flexión
- Niveles de lastre
- Presiones en losa superior y paredes.
- Temperaturas

Todo ello en las fases de flotación, durante la travesía y en la conexión, mediante registro, envío y comprobación de datos en tiempo real.

SUMMARY

5.1. The ball joint

This steel device is the most unusual part of the dock, and is used to connect it to the land. It has a diameter of 2.60 m and weighs 854 tonnes. Besides the proper object, also worthy of mention are the connections to the concrete of the dock and the abutment.

It allows for movement of up to 5° in any direction and had to be designed to last over 100 years. It can also be disassembled, as well as acting as a fuse in the event of an earthquake.

5.2 Installation of mooring lines

The mooring system of the dock consists of ten lines, eight of which are located at the lighthouse end of the dock (the other two, at the ball joint end, are not required to be in service status). These eight lines must control the rotation and displacement not controlled by the ball joint and enable the port to be operational.

Each of these anchorages consists of a chain connected at one end to a fixed steel part on the dock and at the other to a mechanical pile driven into the seabed. The process to install these items to their final stress points in readiness for service is described.

5.3. Control of successive weights and ballast

Between being floated in Algeciras until its commissioning in Monaco the dock passed through intermediate ballast stages (solid and liquid) involving highly detailed studies of weights, their distribution and overall forces throughout the structure.

In order to do this, a ballast and ballast-removal system was used, which is described in this chapter.

The control of weights on the dock during the project-design and construction stages was key.

5.4. Special features of the reinforcement of the structure

Given the complexity of the works and the conditioning factors involved the structure had to be sized very strictly, with no variations in slab or wall thickness. This led to quantities of active and passive reinforcement that were significantly higher than usual: 75 kg/m³ of pre-stressing steel and over 250 kg/m³ of reinforcing steel. The difficulties involved, particularly in the ball joint area, are analysed.

5.5. Watertight control

We are dealing with a structure that must remain permanently afloat. It also has a large number of construction joints and cracking as a result of heat effects during setting.

Consequently, pre-stressing had to be carried out gradually, in stages, with special hose and injection treatments for all the joints on the dock, with the option of further injections using highly flexible resins.

5.6. Cracking control

The studies carried out and thermo-mechanic models used were analysed. Any cracking on any of the sections was carefully monitored.

5.7. Monitoring the dock

To ensure that the structure was not damaged during transport, the following parameters were recorded:

- *Movements*
- *Bending stresses*
- *Ballast levels*
- *Pressures on the top slab and walls*
- *Temperatures*

These actions were taken during the flotation stages, during the sea crossing and during coupling operations by recording, sending and checking data in real time.

5.1. LA RÓTULA

5.1.1 INTRODUCCIÓN

Los sistemas de amarre en los extremos del dique en su situación en servicio en Mónaco, fueron definidos en el anteproyecto tras múltiples ensayos en laboratorio y modelizaciones matemáticas. En el extremo de tierra, el sistema de ama-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

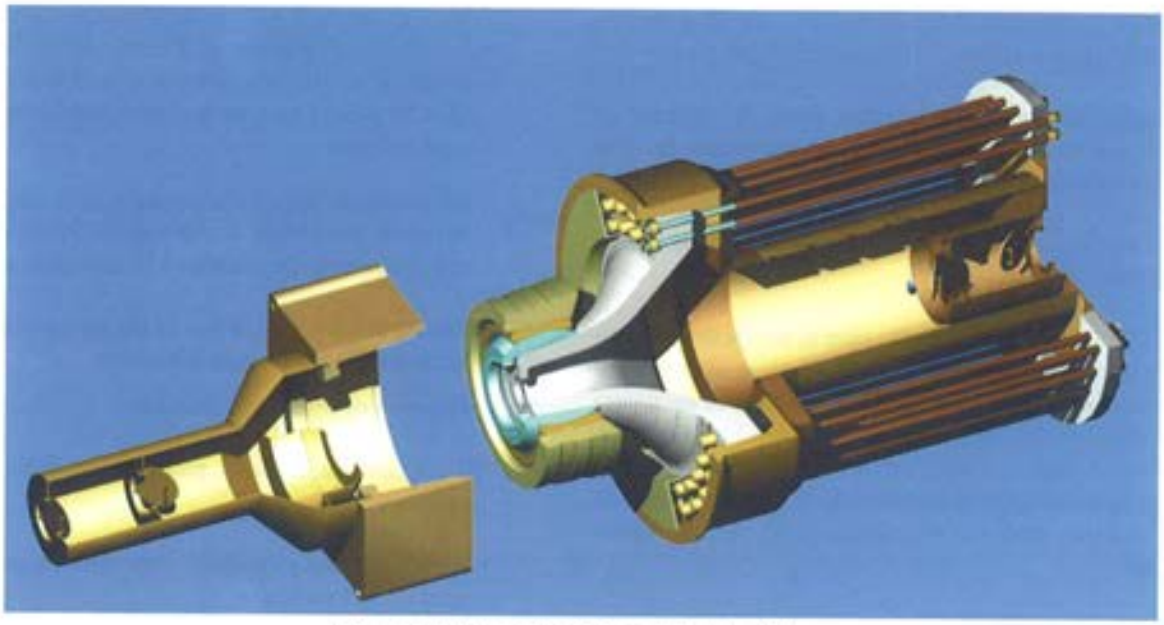


Figura 5.1.1. Perspectiva del conjunto de la rótula.

rre debía, además de absorber los movimientos inducidos por las acciones del mar (marea, oleaje, etc), permitir el paso de vehículos a la losa de cubierta del dique. Tras el estudio de viabilidad de diversas soluciones, se eligió un sistema de rótula que aseguraba que el dique mantenía constantemente un mismo nivel respecto al estribo en tierra, a la vez que permitía los giros en el punto de unión. Esta pieza, la más singular del dique, consiste en un gran dispositivo de 2,60 metros de diámetro, con un peso total del conjunto de 854 toneladas. El eje de la rótula, coincidente con el longitudinal del dique, está situado a la cota -8,00 metros; profundidad definida de acuerdo con los ensayos y cálculos hidrodinámicos realizados, que han demostrado que en esta situación se optimizaban los movimientos del dique. La complejidad de la pieza no solamente reside en su estructura, sino también en los elementos que la conectan con las partes, en hormigón, del dique y estribo. Es interesante resaltar los medios previstos, tanto para el ensamblaje de los diversos componentes, como para su montaje en obra.

El proyecto y fabricación fue realizado por la empresa N.F.M. en sus talleres de Le Creuzot, cerca de Lyon, en Francia.

5.1.2. DESCRIPCIÓN

La rótula, propiamente dicha, consta de una pieza esférica en acero moldeado de diámetro 2,60 metros. Se encuentra unida al dique, rígidamente en su eje, mediante una gran pieza

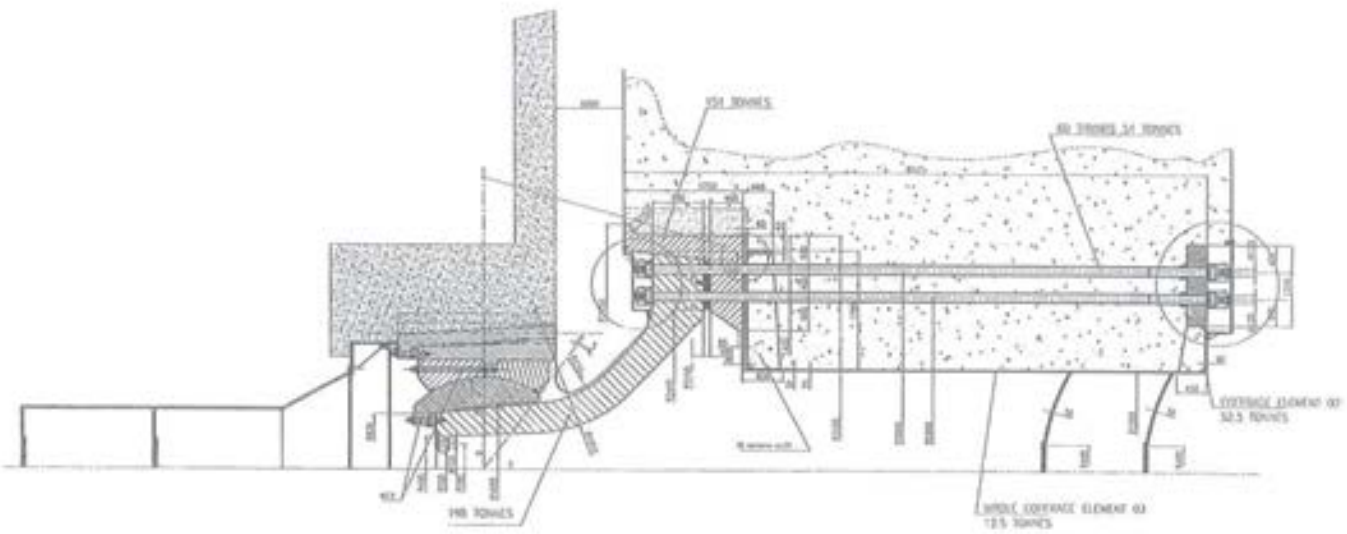


Figura 5.1.2. Sección longitudinal de la rótula.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

troncocónica y conectada al estribo en tierra con un gran casquillo esférico que permanece fijo y sobre el que gira.

La superficie de contacto entre estas dos piezas es acero/PTF con un coeficiente de rozamiento menor del 1%. Las distintas partes que forman este singular elemento son:

1. La estructura de unión al cajón de hormigón de estribo en tierra que consta de:

   - Cajón en acero moldeado para la recepción del conjunto de la rótula. Este elemento tiene unas dimensiones de 2.300 x 4.360 x 4.658 mm y se encuentra embebido en el hormigón del estribo. En su interior, está alojada una brida loca de 3.660 mm de diámetro a la que se unió el conjunto de la rótula instalada en el dique, mediante 40 bulones de 52 mm. de diámetro.

   - Una estructura cilíndrica en acero soldado de acceso desde el estribo, de 7.972 mm de longitud y 1.840 mm de diámetro. Consiste en una doble compuerta estanca (S.A.S.), para caso de inundación por agua de mar en el interior, embebida en el hormigón del estribo.

     El peso del conjunto es de 165 toneladas.

2. La estructura de unión del conjunto de rótula al dique está formada por una estructura en acero soldado, prevista para quedar embebida en el gran macizo de hormigón que recibe esta pieza en el dique, y esta formada por:

   - Una gran pletina mecanizada, de 7 metros de diámetro, para el asiento del eje troncocónico de la rótula.

   - Un cilindro de 3 metros de diámetro y 6.875 mm de longitud, que permite el acceso, por el interior del dique, a la rótula mediante una doble compuerta (S.A.S) para el caso de inundación del interior por el agua del mar.

   - 60 tubos, de encofrado perdido, para alojar las 60 barras de pretensado de diámetro 120 mm, que anclarán el conjunto de la rótula a la estructura del dique.

   - Pletina interior para apoyo de las placas de anclaje de las barras de pretensado anteriores.

     El peso total es de 112 toneladas.

3. El conjunto de la rótula, propiamente dicho, está formado por:

   - Rótula esférica y casquillo troncocónico, con un peso total de 120 toneladas.

   - Manguito cónico de unión, de la pieza anterior, al cajón del estribo, por medio de la brida loca, fabricado en acero moldeado. El diámetro exterior de este manguito varía entre 3.710 a 3.825 mm, con una longitud de 1.535 mm, y un peso de 50 toneladas.

   - Eje troncocónico de unión del conjunto de rótula esférica/casquillo/manguito al dique. Esta pieza, realizada también en acero moldeado, tiene una longitud de 3.650 mm y un diámetro variable de 6.320 mm en el lado del dique a 1.810 mm en el lado de la rótula. Al transmitir los esfuerzos, desde la rótula situada en el cajón del estribo al dique, situado a 2.480 mm, es el elemento de mayor responsabilidad desde el punto de vista estructural. Sus espesores varían desde 370 a 755 mm. El peso total es de 198 toneladas.

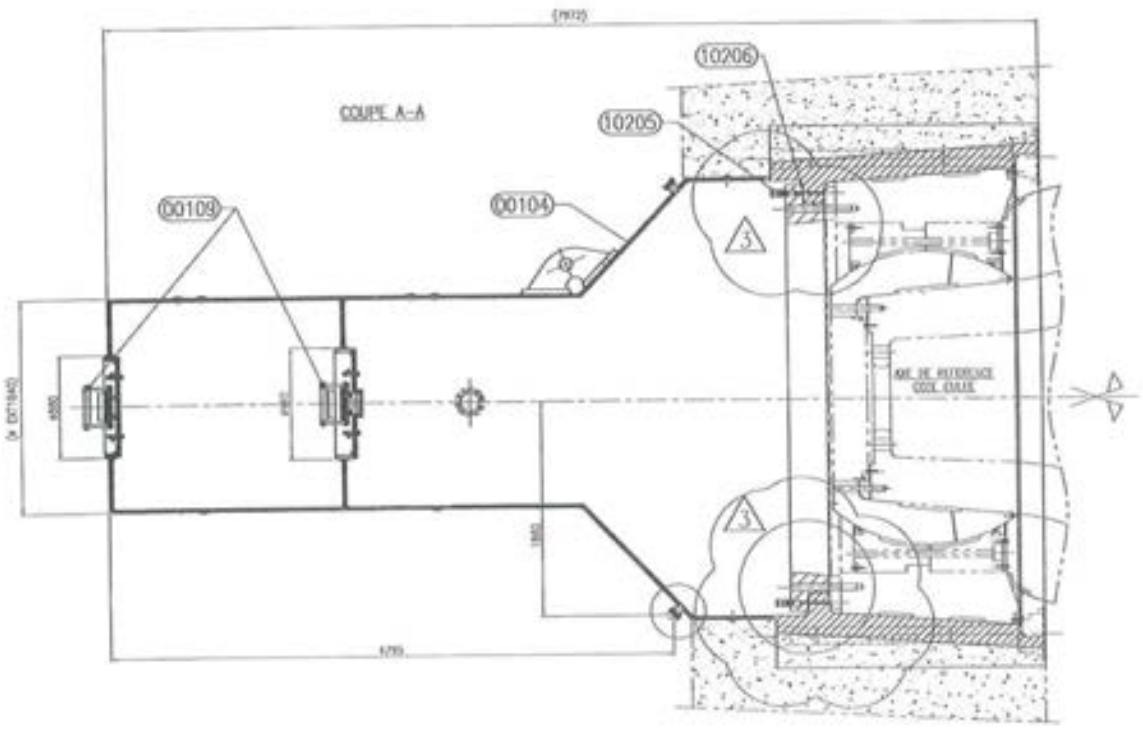


Figura 5.1.3. Estructura cajón estribo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

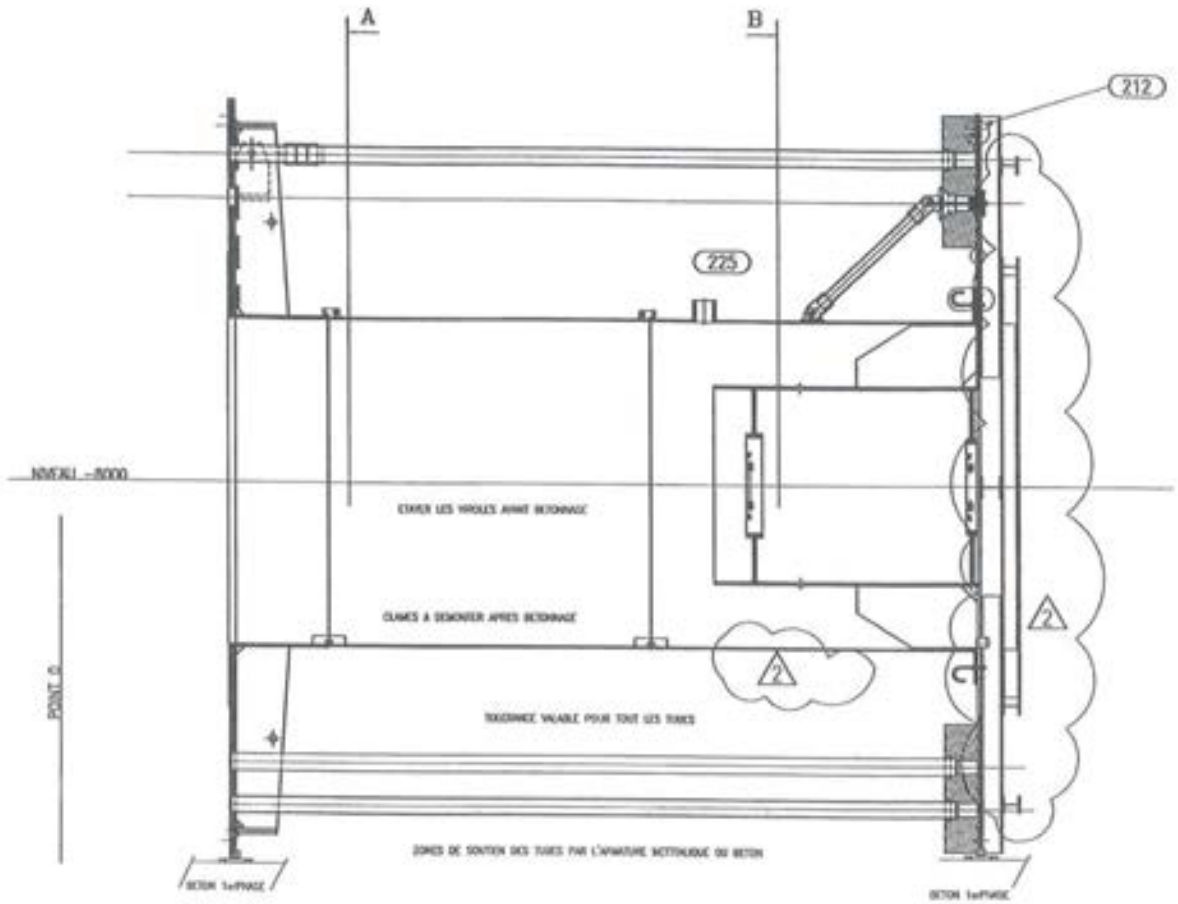


Figura 5.1.4. Estructura de unión de la rotula al dique.

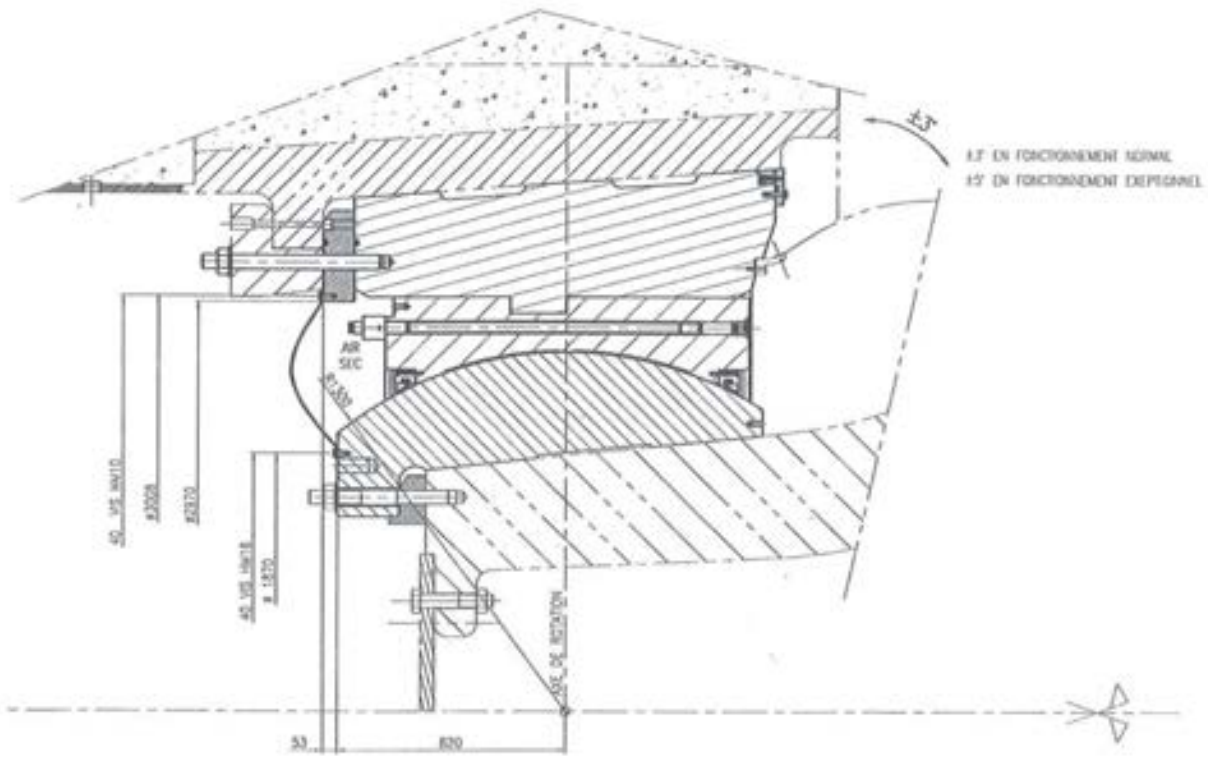


Figura 5.1.5. Conjunto rotula/casquillo/manguito.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 5.1.6 Perspectiva del eje troncocónico.

Figura 5.1.7. Perspectiva de la brida.

- Brida mecanizada, de asiento del eje troncocónico de la rótula en la pletina de recepción hormigonada en el dique, de 7.300 mm de diámetro y 120 toneladas de peso, realizada en acero moldeado.

El peso total del conjunto es de 577 toneladas.

La rótula dispone además de diversos sistemas anticorrosión. Todos los dispositivos metálicos están conectados al sistema de protección catódica general del dique. Además dispone de unos elementos para la inyección de grasa en las uniones entre superficies metálicas, susceptibles de ser atacadas por el medio salino. Finalmente se ha dispuesto una membrana exterior, de neopreno reforzado, que cubre el eje troncocónico, evitando su contacto con el agua de mar. El volumen confinado, entre la membrana y el eje metálico, se ha rellenado con líquido inhibidor.

5.1.3. CARACTERÍSTICAS FUNCIONALES

La rótula permite un giro en cualquier dirección de hasta 5º, siendo el máximo previsto, en las condiciones extremas, de 3º.

Como el resto de los elementos del dique, la duración de vida prevista es de 100 años, por lo que fue preciso compro-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

bar la estructura y mecanismos de la rótula al desgaste y fatiga correspondientes.

Asimismo, se ha considerado la posibilidad de desmontaje de la rótula, mediante desconexión del estribo en tierra, por retirada de los bulones de conexión al cajón del estribo. Esta operación podría ser necesaria en caso de daños graves sobre la rótula o por revisiones de gran importancia de los mecanismos.

Otra característica es su función de fusible en caso de seísmo. Con el fin de que el dique no ejerza unos esfuerzos excesivos sobre el cajón del estribo, que originen su pérdida de equilibrio o fuertes daños, está previsto que, a partir de un cierto umbral de esfuerzo longitudinal (33 MN), los pernos de unión al cajón puedan romperse, produciéndose la desconexión de la rótula y, por tanto, la liberación de los esfuerzos en el estribo producidos por el dique. El umbral de rotura debe de situarse por encima del correspondiente a los esfuerzos medioambientales a 100 años. Estos esfuerzos son:

- Esfuerzos de oleaje debidos a la ola centenaria
- Esfuerzos de viento, corriente y marea
- Esfuerzos estáticos (cargas permanentes, de explotación, empuje de Arquímedes, etc)
- Condiciones de fatiga
- Condiciones de desgaste

El valor de las tensiones consideradas para el dimensionamiento de la rótula, han sido los siguientes:

– Las correspondientes al propio peso, cargas de explotación, mareas, viento y corriente, resumidas en la Tabla 5.1.1.

Tabla 5.1.1.

Esfuerzo	Máx. Positivo (MN)	Máx. Negativo (MN)
Longitudinal	0,000	-0,589
Vertical	13,803	-21,092
Transversal	2,619	-1,687

– Las dinámicas originadas por la ola centenaria:

Esfuerzo longitudinal:	14,296 MN
Esfuerzo vertical:	26,762 MN
Esfuerzo transversal:	83,973 MN

– Las causadas por seísmo (aceleración máxima 1,6 m/s^2)

Esfuerzo longitudinal:	+ 290,120 MN
Esfuerzo vertical:	+ 66,700 MN
Esfuerzo transversal:	+ 39,760 MN

5.1.4. FABRICACIÓN, TRANSPORTE Y MONTAJE

La pieza completa de la rótula se fabricó en los talleres de la empresa NFM en Francia. Tanto esta operación como el posterior ensamblaje de las distintas piezas han sido de una gran complejidad y precisión, con tolerancias de mecanizado comprendidas entre 0,1 y 0,2 mm. El material utilizado, para la mayor parte de las piezas, ha sido acero moldeado procedente de las fundiciones existentes en las proximidades.

Se han realizado los necesarios montajes, en blanco, para asegurar con precisión el perfecto acople de las diferentes pie-

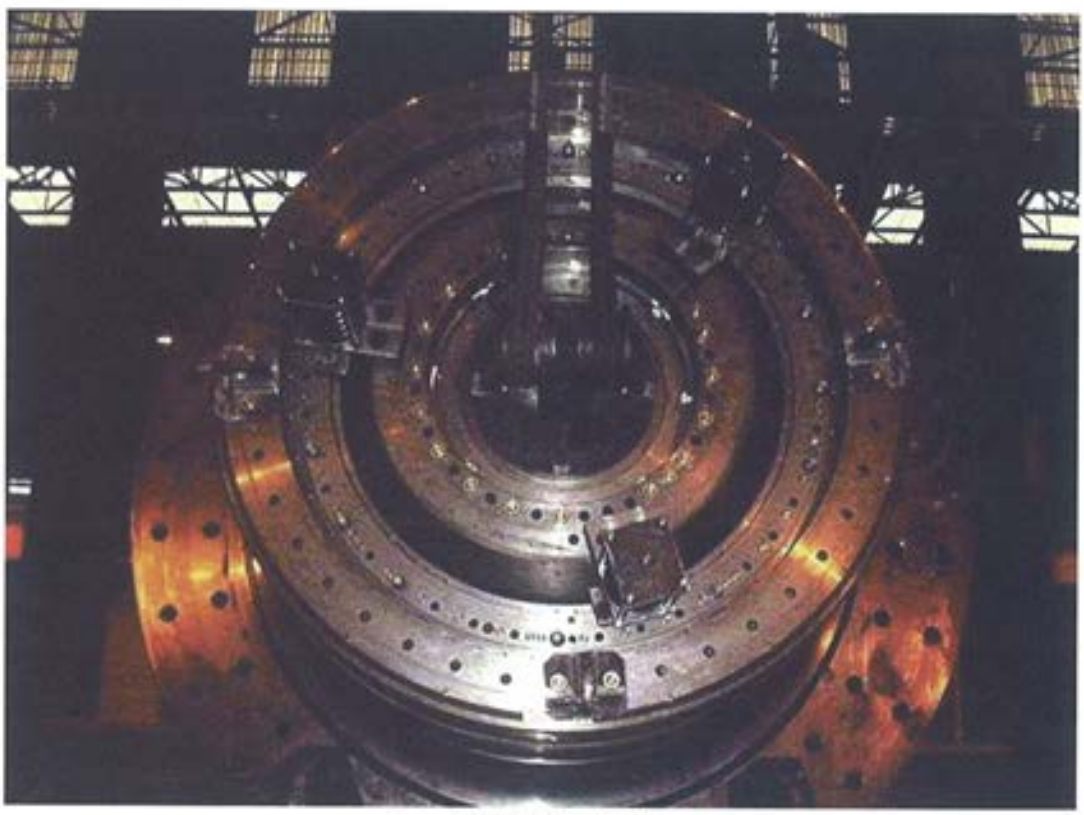


Figura 5.1.8. Fabricación rótula.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

zas, tanto en seco en la dársena de Algeciras, como en la conexión definitiva en Mónaco.

Así, se han montado en taller las siguientes piezas:

- Acople de la brida sobre la pletina mecanizada que forma parte de la estructura embebida en el hormigón del dique.
- Montaje en blanco entre brida y eje troncocónico de la rótula
- Montaje en blanco del conjunto de la rótula con el cajón del estribo

Asimismo, se realizó en la fábrica un ensayo, a escala real en posición horizontal, que representaba la unión de brida y conjunto de rótula que posteriormente había que realizar en la obra en Algeciras.

El transporte se realizó en tres envíos, por medios marítimo-fluviales, a través del río Ródano, desde las proximidades de Lyon hasta su desembocadura cerca de Marsella, y de ahí, por mar hasta las instalaciones de la obra en Algeciras.

El primer transporte consistía en el conjunto del cajón del estribo que debía de ser instalado, en la estructura de hormigón correspondiente, por otro contratista.

El segundo estaba formado por las estructuras mecanizadas y soldadas que debían de quedar embebidas en el hormigón del dique.

El último envío compuesto por el conjunto de rótula que tenía que ser instalado en el dique, una vez finalizados los hormigones del mismo.

El montaje de las piezas, en la obra de Algeciras, se realizó con ayuda de un gran pórtico metálico que apoyado en tierra y en el dique, mediante gatos hidráulicos de pretensado, permitía la elevación y volteo de los diferentes elementos.

Una vez instalado el conjunto, se procedió al pretensado en diferentes fases del macizo de hormigón de la zona de la rótula, que consiguió, como estaba previsto en el cálculo, que, por compresión del hormigón sobre el exterior de la brida, ésta se deformara hasta que la unión entre la brida y el eje troncocónico fuera perfecta, sin holgura, permitiendo asegurar la transmisión de esfuerzos transversales y verticales de la rótula al dique. Finalmente se procedió al pretensado de las 60 barras de acero de 120 mm de diámetro que garantizaban la unión.

Una vez instalada la membrana de protección de la rótula, se instaló una gran tapa de acero que la cubría y protegía durante el transporte.

5.2. INSTALACIÓN DE LAS LÍNEAS DE AMARRE

5.2.1. INTRODUCCIÓN

Si bien su concepción se aleja por completo de las soluciones convencionales para diques de abrigo, el cajón semiflotante del Puerto de la Condamine ha de asumir las mismas exigencias funcionales que aquellos. De entre ellas es primordial, la condición de equilibrio estable frente a las acciones exteriores que actúan sobre la estructura. De inmediato se comprende que un sólido en flotación libre no garantizaría dicho equilibrio.

Figura 5.1.9. Transporte de la rótula.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 5.1.10. Protección de la rotula para el transporte.

Por esta razón, los movimientos del dique de La Condamine están parcialmente coartados. De los seis grados de libertad posibles en un sólido rígido, tres (traslaciones) están totalmente impedidas en el extremo de tierra por la rótula, y parcialmente en el lado opuesto (faro) por ocho ligaduras. Desde un punto de vista estructural, el proceso es asimilable a una viga de gran luz, articulada en uno de sus extremos (tierra) y ligada elásticamente en la parte opuesta (faro).

Los elementos mecánicos que aportan la necesaria reacción elástica, en el lado faro del dique, componen el llamado sistema de amarre definitivo.

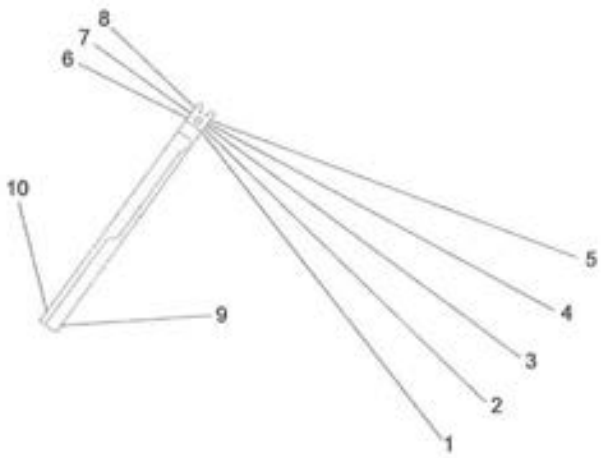


Figura 5.2.1 Planta esquemática de la configuración del sistema de amarre.

5.2.2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE AMARRE

En la Figura 5.2.1 se representa, en planta y de manera esquemática, la configuración del sistema de amarre del dique, compuesto por un total de diez líneas, ocho de ellas –numeradas del 1 al 8– conectadas en el extremo faro, y las dos restantes –9 y 10– ancladas en el lado contiguo al estribo en tierra.

Puesto que en éste último la reacción, frente a las acciones exteriores, la aporta íntegramente la rótula de articulación, las líneas 9 y 10 no reciben solicitación alguna en condiciones de servicio. Son meros elementos de retenida, frente a una eventual "desconexión" de la rótula en situaciones extremas.

Por el contrario, las otras ocho líneas han de controlar las rotaciones y desplazamientos del dique, no coartados por la rótula, reduciéndolos hasta límites compatibles con las condiciones de explotación del puerto.

Cada una de estas líneas de amarre se compone de una cadena de eslabones de acero de distinto tamaño, dependiendo del peso requerido en cada zona de su catenaria. Los eslabones eran de dos tipos, de calibre 92 mm y de 152 mm. Las líneas de amarre están sujetas al dique mediante una gran pieza metálica de conexión que se describe posteriormente. El otro extremo de las líneas queda fijado al fondo marino con un pilote metálico hincado

La composición de las respectivas líneas de amarre, desde el pilote hasta la pieza de conexión al dique, es la siguiente:

- Líneas 1 a 5: 430 m de cadena de 95 mm
  70 m de cadena de 152 mm con contrete
  52 m de cadena de 95 mm

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

- Líneas 6 a 8: 124 m de cadena de 152 mm con contrete
  35 m de cadena de 95 mm
- Línea 9: 226 m de cadena de 95 mm
- Línea 10: 174 m de cadena de 95 mm

La Figura 5.2.2 muestra de forma gráfica la catenaria de la línea 1 en ausencia de esfuerzos externos.

Si bien el anteproyecto inicial de la obra contemplaba el empleo de anclas para la retenida de las cadenas, las distintas campañas geotécnicas previas a la redacción del proyecto constructivo desaconsejaron esta solución. De ahí que todas ellas se amarraran, finalmente, a pilotes metálicos hincados. Sus características y dimensiones figuran en la Tabla 5.2.1.

Cada cadena se conecta al pilote mediante un grillete. A tal efecto, aquellos disponen de una orejeta, calculada para resistir los esfuerzos de dimensionamiento de la línea de amarre (Figura 5.2.4.).

Teniendo en cuenta que la hinca de los pilotes había de hacerse con la cadena previamente conectada, la posición de las respectivas orejetas se determinó de modo que estas no lle-

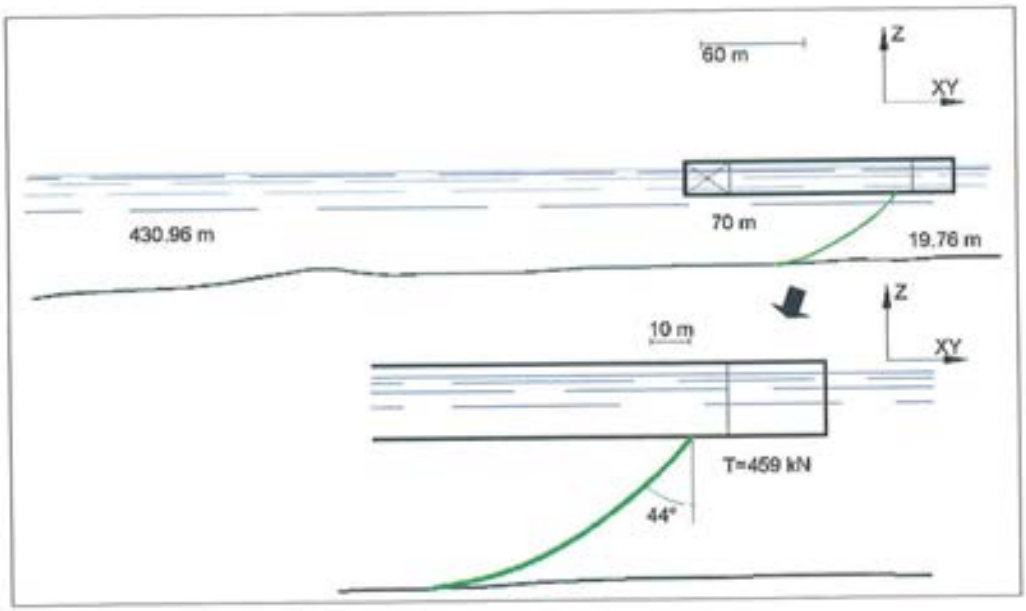


Figura 5.2.2. Gráfica de la catenaria de la línea 1.

Tabla 5.2.1.Características y dimensiones de los pilotes para anclaje de las líneas de amarre

Pilote N.º	Longitud (m)		D ext (mm)	e (mm)	Peso (t)	Altura Agua (m)
	Total	Enterrada				
1 a 5	29	25	1.829	63.5	80	75
6 a 8	20	20	1.524	63.5	45	50
9 - 10	20	20	1.066	38.1	20	50

Figura 5.2.3. Vista del acopio de los pilotes metálicos para anclaje.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 5.2.4.Detalle de grillete y orejeta de conexión de la cadena al pilote.

garan a penetrar en el sustrato de material duro, quedando enterradas a diferentes profundidades.

El corte tipo del terreno estaba constituido por una primera capa de arcilla blanda, de 4.30 m de espesor medio, situada sobre otra, de arena densa a medianamente densa, de 3,80 m. Bajo esta última se encuentra el limo firme. Los valores mínimos se alcanzan en el pilote nº 9 con 1,00 m de arcilla blanda y el firme a 5,00 m de profundidad, y los máximos en el nº 10 con 10, 20 m y 14, 40 m, respectivamente.

Las piezas de conexión ("stoppers") al dique, de cada una de las 10 cadenas, consisten en grandes placas de acero de 150 mm de espesor, adosadas al dique mediante cables de pretensado. Unidas a estas piezas se encuentra el sistema de enfilado de la cadena (trompeta) y el pestillo de retención "stoppers".

El sistema de enfilado consiste en una trompeta de acero moldeado, abocinada para facilitar la entrada de la cadena, y que en su interior tiene las necesarias variaciones de geometría para que, a su salida por la parte superior, la cadena tenga los eslabones orientados de una forma fija. El pestillo consiste en una placa abisagrada que en su posición de descanso impide, por contacto con los eslabones de la cadena, que ésta pueda retroceder y salirse de la pieza de conexión. Al elevar la cadena, en el tesado de la misma, el pestillo permanece abierto automáticamente por arrastre de aquella. (Figura 5.2.5).

El tesado final se realiza mediante dos cabrestantes de 120 t de capacidad, situados sobre dos pórticos, en estructura metálica, a ambos lados del dique (Figura 5.2.6) y que han sido suministrados al cliente para que puedan realizar los futuros retesados, en caso necesario.

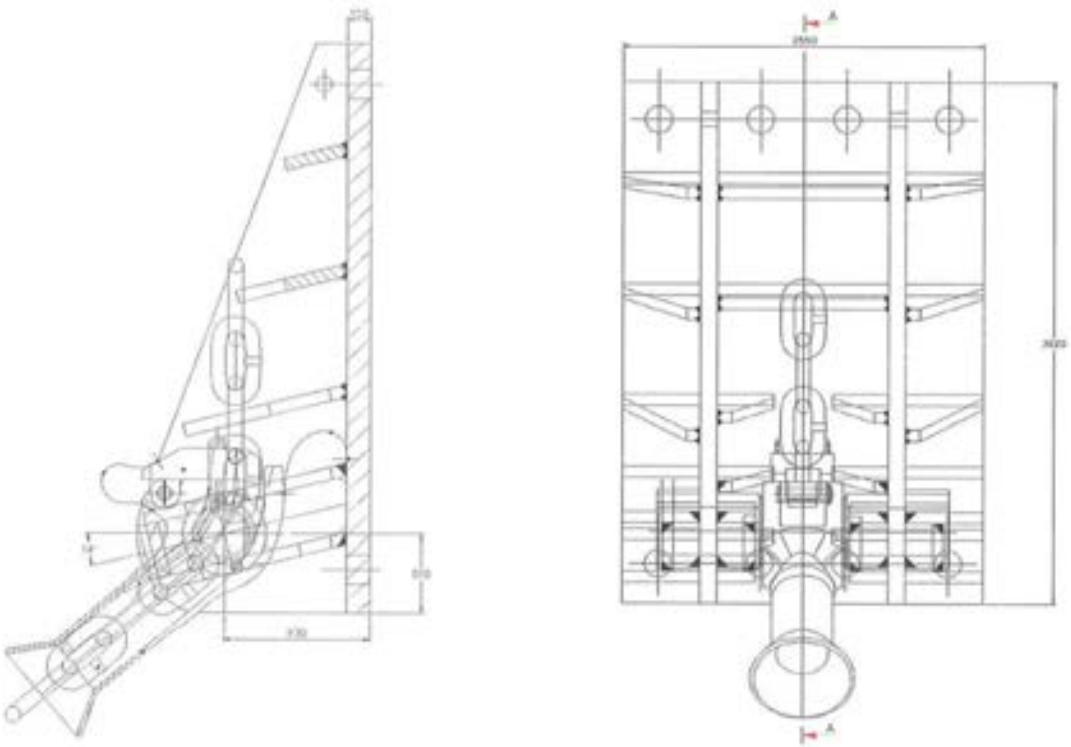


Figura 5.2.5. Placa de conexión de las cadenas al dique.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

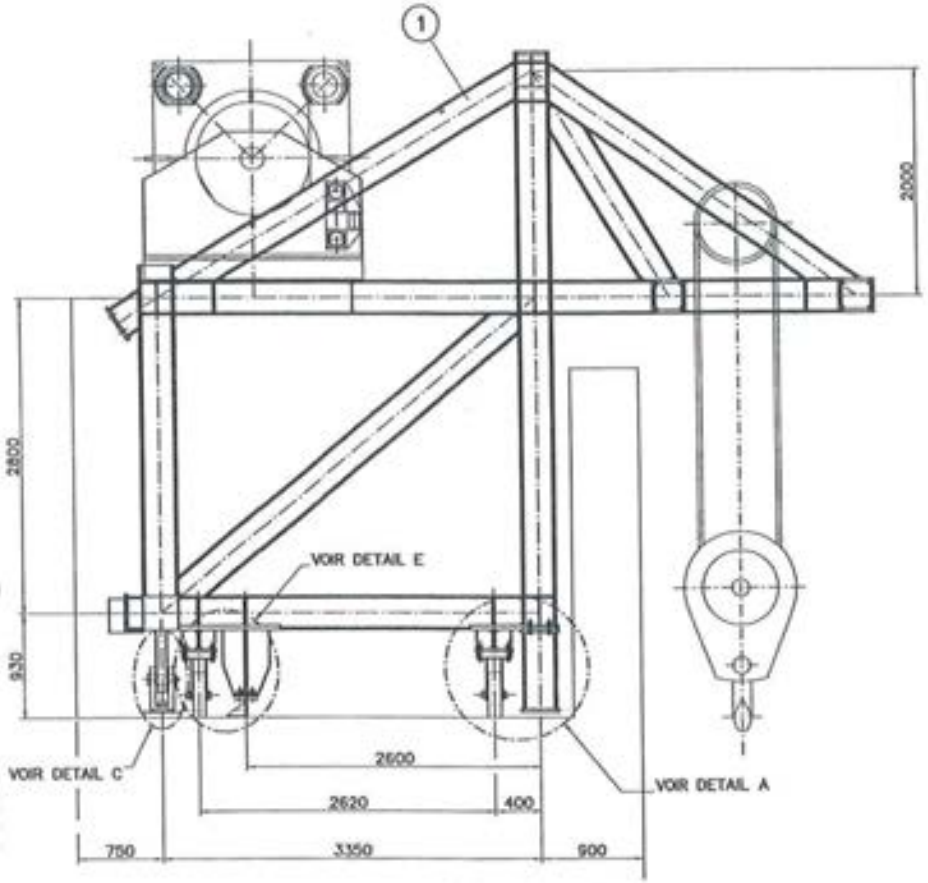


Figura 5.2.6. Pórticos de tesado.

5.2.3. INSTALACIÓN DEL SISTEMA DE AMARRE

Según se desprende de la información contenida en el epígrafe anterior, la instalación del sistema de anclaje definitivo del dique comportaba, de un lado, la hinca de pilotes metálicos a 75 m de profundidad bajo el agua y, de otro lado, el tendido de casi 4 km de longitud de cadena de gran calibre. Desde luego, tales operaciones son comunes en el ámbito de la ingeniería "offshore". Sin embargo, su proyecto, planificación y ejecución representan una primicia mundial en la ingeniería portuaria.

Los trabajos de instalación del sistema de amarre se llevaron a cabo en dos grandes fases:

- Preinstalación, que comprende:
  - Conexión de las cadenas a los pilotes.
  - Hinca de los pilotes.
  - Tendido de las cadenas en su corredor respectivo.
  - Pretensado del sistema hasta los valores de las cargas de proyecto ("maximum storm loads").

    Esta primera fase tuvo lugar en el mes de noviembre del año 2001.

- Conexión de las cadenas al dique, esto es:
  - Recuperación de las cadenas desde el fondo marino.
  - Conexión propiamente dicha al dique.
  - Tesado hasta los valores de carga por línea "en vacío" (sin solicitación exterior).

    Esta última fase fue culminada con éxito en el mes de septiembre del año 2002.

5.2.3.1. Preinstalación del sistema

Para llevar a cabo la hinca de los pilotes y el fondeo de las cadenas a profundidades comprendidas entre 75 y 35 m, fue preciso movilizar medios marítimos propios de los proyectos "off shore". Así, intervino en Mónaco el barco Stanislav Yudin, de 180 m de eslora y equipado con una grúa a bordo de 2.500 t de capacidad de carga -a un radio de 35 m- y una altura sobre cubierta de 100 m (Figuras 5.2.7. y 5.2.8.)

Para la manipulación de sus propias anclas y líneas de amarre (hasta 8 de ellas) el Stanislav Yudin fue acompañado por dos remolcadores del tipo AHT ("Anchor handling tug"), que también fueron empleados en el tendido de las cadenas 6 a 10, así como en las operaciones de tesado de las mismas.

Este barco-grúa trabaja habitualmente en operaciones de instalación y retirada de plataformas petrolíferas "off shore" en todo el mundo y principalmente en el Mar del Norte.

Las restrictivas tolerancias de posicionamiento (0,50 m en planta para la posición de los pilotes y un corredor de 1 m de anchura para el tendido de las cadenas), así como la proximidad de la costa y de las restantes obras de ampliación del puer-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 5.2.7. Vista del barco Stanislav Yudin desde donde se hincaron los pilotes.

to, agudizaban la complejidad de las ya de por sí críticas operaciones de posicionamiento del barco respecto de sus anclas. Los sofisticados equipos de posicionamiento a bordo (GPS RTK, radar, sonar) sumados a los controles de posición por topografía clásica desde tierra, garantizaron en todo momento el éxito de las mismas.

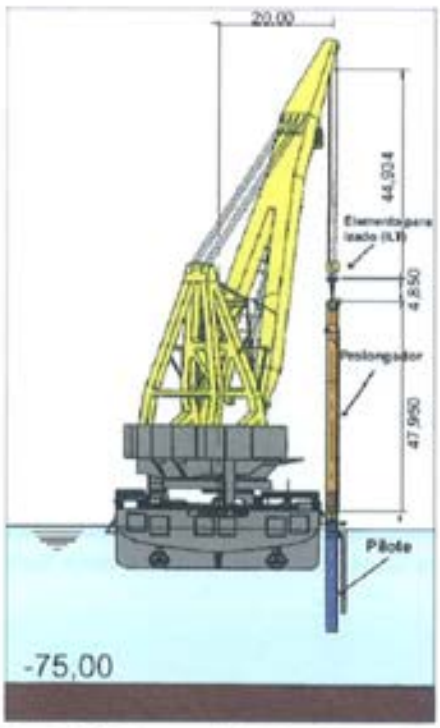


Figura 5.2.8. Esquema de la hinca de los pilotes desde el barco Stanislav Yudin.

La hinca se realizó con un martillo IHC S-500, (Figura 5.2.9.), con energía nominal de 500 kJ, monitorizado y con posibilidad de trabajar sumergido, aunque en este caso se utilizaron unos prolongadores recuperables. El peso total del martillo es de 57 t, el diámetro exterior 1,20 m y su longitud 10 m.

Se estudió la hinca de 5 pilotes mediante un analizador tipo *FPDS-S system*, que procesaba la onda producida por el

Figura 5.2.9. Detalle del martillo suspendido de la grúa durante la hinca de un pilote.

golpe, a partir de la lectura de dos parejas de extensómetros y acelerómetros colocados en la cabeza del pilote.

Los pilotes penetraron en el terreno, por su propio peso, hasta una profundidad de entre 4,00 m y 13,00 m. El número medio de golpes para la hinca total fue de 400 para los de 1.066 mm de diámetro, de 600 para los de 1.524 mm y de 950 para los de 1.829 mm.

El seguimiento del reconocimiento del terreno, replanteo e hinca se verificaba desde el fondo, con un robot submarino (R.O.V.) dotado con cámara de televisión (Figura 5.2.10), que también se utilizó en el corte de las eslingas de unión pilote-prolongador. Equipado con un sistema de posicionamiento sonar relativo al casco del barco, este robot fue también empleado en la inspección del tendido de las cadenas.

Figura 5.2.10. Vista del robot submarino utilizado para el control de la hinca de los pilotes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Una vez instaladas todas las líneas, la integridad estructural de las mismas se puso a prueba mediante un tesado, hasta los valores de la tensión máxima, por línea en las condiciones extremas de cálculo. La operación se hizo entre cadenas opuestas, para el caso de las líneas 1 a 8, y contra puntos de anclaje fijos en el estribo, en el caso de las líneas 9 y 10.

La puesta en tensión de las cadenas y el registro ulterior de los valores alcanzados se hizo con la ayuda de un equipo Stevtensionner (Figura 5.2.11.), con medida directa del esfuerzo sobre uno de los grilletes de anclaje de la cadena.

Fig. 5.2.11. Vista del equipo Stevtensionner para control de la puesta en tensión de las cadenas.

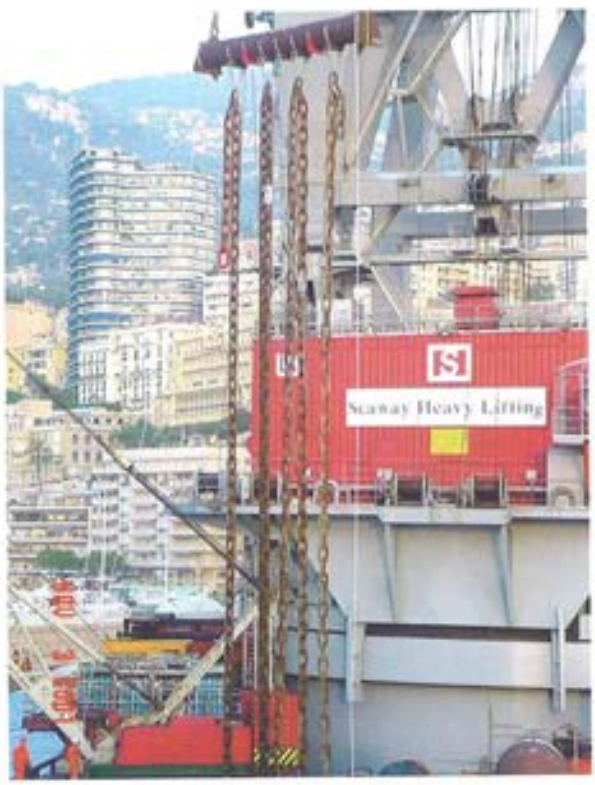


Figura 5.2.12. Vista de las cadenas de amarre.

5.2.3.2. Conexión de las cadenas al dique

En noviembre de 2001, las cadenas fueron abandonadas, en los respectivos corredores de fondeo, aguardando la llegada del dique, que se produjo en agosto del año siguiente. Para poder ser recuperadas desde el fondo, cada línea fue equipada con dos boyas sumergidas: la primera de ellas (Figura 5.2.13.), que representaba el sistema de recuperación principal, se encontraba a una profundidad fácilmente accesible para los buzos (máximo -25 m); la segunda, de menor boyancia, constituía el sistema de emergencia ante la pérdida eventual de la primera, y se encontraba a unos 5 m sobre la cadena tendida en el fondo marino.

Figura 5.2.13. Detalle de la boya principal para recuperación de las cadenas desde el fondo.

En las maniobras de recuperación y conexión de las cadenas al dique participaron el remolcador Smitwijs Typhoon (Figura 5.2.14) y la pontona Taklift 4 (Figura 5.2.15).

Figura 5.2.14. Vista del remolcador Smitwjs Typhoon.

Figura 5.2.15. Vista de la pontona Taklift.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 5.2.16. Vista de la operación de izado de una cadena.

5.2.4. PUESTA EN TENSIÓN DEL SISTEMA DE AMARRE

La determinación de las tensiones teóricas de cada línea de amarre se basaron en los cálculos de las catenarias de cada cadena. Para ello se tuvieron en cuenta los siguientes parámetros:

- Profundidad enterrada de la orejeta de conexión cadena / pilote.
- Situación del punto en el terreno donde la cadena deja de estar enterrada.
- Evaluación teórica de la longitud de cadena enterrada entre orejeta y el punto anterior.
- Longitud total de cada cadena, incluyendo accesorios.
- Peso de las cadenas por cada tipo de eslabón.
- Situación real de los "stoppers" correspondientes para cada cadena con el dique situado en Mónaco en la alineación teórica (36º).

Con estos parámetros se calcularon las tensiones reales de cada cadena, el ángulo que la catenaria debía de formar con la vertical, en su "stopper" correspondiente, así como la longitud de cadena recuperada (sobrante que se hacía pasar por el "stopper"), comprobando que se aproximaban suficientemente a las tensiones teóricas del anteproyecto.

Con estos datos previos, se procedió al tesado de las cadenas mediante los pórticos de tesado instalados en el dique y en un orden alterno que mantuviera el dique en su posición teórica. Estos tesados se realizaban midiendo, en primer lugar, la cadena recuperada a través del "stopper" y comprobando, una vez tesadas todas, los ángulos con la horizontal. Las conclusiones fueron las siguientes (Tabla 5.2.2).

- Los ángulos medidos en las líneas 6, 7 y 8 del lado puerto, muestran que estas líneas deberían de estar más destesadas en la realidad que en la teoría.
- La alineación del dique de 35,92º muestra que debe de estar prácticamente en equilibrio y en su situación teórica (36º), mientras que, según los cálculos, aparece una resultante horizontal, aplicada al dique por las cadenas de 480,50 kN sin equilibrar (Figura 5.2.17).

Se llegó a la conclusión que estas diferencias se debían a que la longitud de las cadenas tomada en el cálculo teórico, podía no corresponder a la realidad por las siguientes razones:

- Los tramos enterrados de cadenas podían haber aumentado en longitud, debido al período invernal

Tabla 5.2.2. Tensiones teóricas de las líneas de amarre.

Dirección del dique: 35,92º	Tensión de las cadenas en el "stopper" (kN)	Azimut		Ty (kN)	Ángulo con la vertical calculado	Ángulo con la vertical medido
Línea 01	459	22,8		-294,0	46	46
Línea 02	493	8,0		-345,2	45	47
Línea 03	466	0,0		-323,7	46	47
Línea 04	442	8,2		-292,8	48	48
Línea 05	458	16,1		-300,1	47	48
			Total	**-1.555,8**		
Línea 6	449	7,6		297,8	48	40
Línea 7	552	0,0		403,7	43	40
Línea 8	525	8,2		373,8	44	40
			Total	**1.075,3**		
Línea 9						
Línea 10						
Resultante total				**480,5**		

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

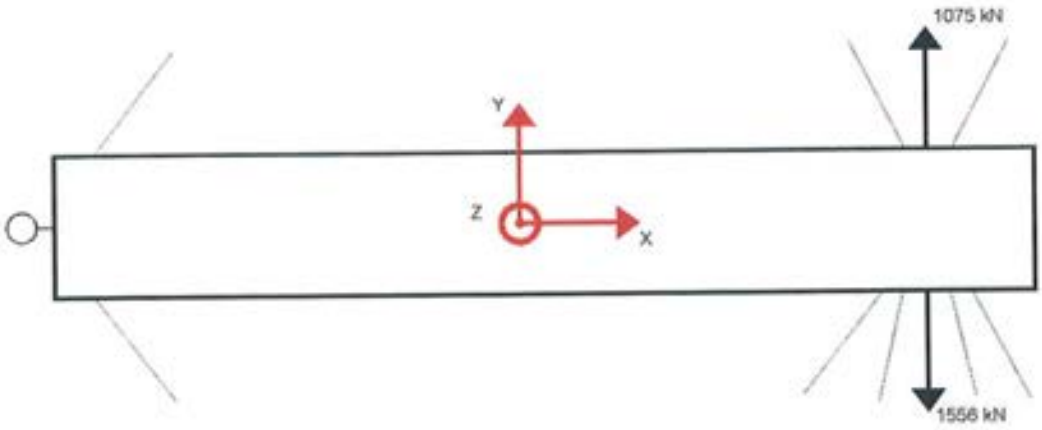


Figura 5.2.17. Equilibrio del dique.

pasado entre las dos fases de instalación de las mismas. También, la longitud estimada de cadena podía ser distinta a la real, debido a ligeros cambios en las características del terreno utilizados para el cálculo de la catenaria de la parte enterrada. Por ultimo otra razón de posible variación podía ser que la batimetría considerada fuera algo distinta a la real de modo que se consumiera distinta longitud.

- Los cálculos se realizan suponiendo que las cadenas está instaladas perfectamente rectas sobre el fondo marino. Si se considera que podían tener algún desvío, respecto a esta posición teórica (culebreo), el ángulo medido debería de ser inferior que el considerado.

Por ello se procedió al cálculo de los ángulos de las cadenas en los dos casos siguientes:

- Tensión de las cadenas, añadiendo ficticiamente longitud en ellas, para igualar los ángulos teóricos a los medidos con el dique en la posición real (35,92º)

- Tensión y ángulo de las cadenas, así como nueva posición del dique, en caso de que, con las longitudes teóricas de las cadenas, estás se coloquen en posición recta en planta entre pilote y "stopper".

Las conclusiones finales fueron que las mediciones de los ángulos reales y, por tanto, las tensiones de las cadenas, correspondían a un valor intermedio entre ambos, encontrándose el cajón prácticamente en su dirección teórica (35,92º = 36º).

Además, en el caso de que un temporal pueda mover en el futuro el dique y, por tanto, estirar las cadenas, el equilibrio de éste vuelve a estar prácticamente en su posición teórica (36º,10º = 36º), y con una tensión admisible en las cadenas.

Tabla 5.2.3. Tensiones de las líneas de amarre igualando ángulos.

Dirección del dique: 35,92º	Tensión de las cadenas en el "stopper" (kN)	Azimut		Ty (kN)	Ángulo con la vertical calculado	Ángulo con la vertical medido
Línea 01	459	22,8		-294,0	46	46
Línea 02	446	8,0		-301,2	47	47
Línea 03	466	0,0		-323,7	46	47
Línea 04	442	8,2		-292,8	48	48
Línea 05	458	16,1		-300,1	47	48
			Total	**-1.511,8**		
Línea 6	628	7,6		476,8	40	40
Línea 7	631	0,0		483,4	40	40
Línea 8	630	8,2		477,7	40	40
			Total	**1.437,9**		
Línea 9						
Línea 10						
Resultante total				**-73,9**		

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Tabla 5.2.4. Tensión en las líneas de amarre con cadenas en posición recta.

Dirección del dique: 35,92°	Tensión de las cadenas en el "stopper" (kN)	Azimut		Ty (kN)	Ángulo con la vertical calculado	Ángulo con la vertical medido
Línea 01	410	22,8		-253,0	46	46
Línea 02	434	8,0		-287,6	48	47
Línea 03	410	0,0		-269,0	49	47
Línea 04	392	8,2		-244,2	51	48
Línea 05	404	16,1		-249,5	50	48
			Total	**-1.303,2**		
Línea 6	511	7,6		364,4	44	40
Línea 7	637	0,0		488.0	40	40
Línea 8	610	8,2		455,7	41	40
			Total	**1.308,0**		
Línea 9						
Línea 10						
Resultante total				**4,8**		

5.3. CONTROL DE PESOS Y LASTRADOS SUCESIVOS

5.3.1. INTRODUCCIÓN

Desde el estado "en seco", en que se construye el dique, hasta su puesta en servicio, ha pasado por una serie de fases intermedias que han necesitado un estudio pormenorizado de los niveles de lastre.

El dique tiene 2 tipos de lastre:

- Líquido, compuesto por agua dulce.
- Sólido, formado por una grava-gravilla libre de finos, con una estudiada granulometría.

Estos lastres se introducían en los compartimentos correspondientes, que tienen la siguiente denominación:

- 6 Compartimentos O: de OA a OF, situados en el costado puerto del dique en servicio. Abarcan la parte central inferior (con un volumen unitario de, aproximadamente, 2.400 m^3) y el lateral (con un volumen unitario de, aproximadamente, 3.200 m^3).
- 6 Compartimentos E: de EA a EF, situados en el costado mar. Solo comprenden la parte lateral (con un volumen unitario de, aproximadamente, 3.200 m^3).

Cada elemento no tiene conexión con el resto y está formado por 7 celdas (salvo el OA y EA, constituidos por 6 celdas) de tamaño similar entre ellas y conectadas por el fondo a través de pequeños huecos que permiten que el nivel de agua en todas sea el mismo, pero que hace que, ante movimientos del dique debidos al oleaje, funcionen como independientes, sin problemas de carena liquida.

El lastre sólido se distribuye entre los compartimentos OC y OE, no existiendo en el resto de ellos.

Las fases de lastrado que fueron objeto de estudio son las siguientes:

- Puesta en flotación.
- Terminación de los hormigonados en la dársena (ya en flotación).
- Introducción del lastre sólido.
- Pruebas navales.
- Salida de dársena.
- Transporte.
- Operación de conexión de la rotula en Mónaco.
- Situación temporal del dique ya conectado en Mónaco.
- Situación en servicio.

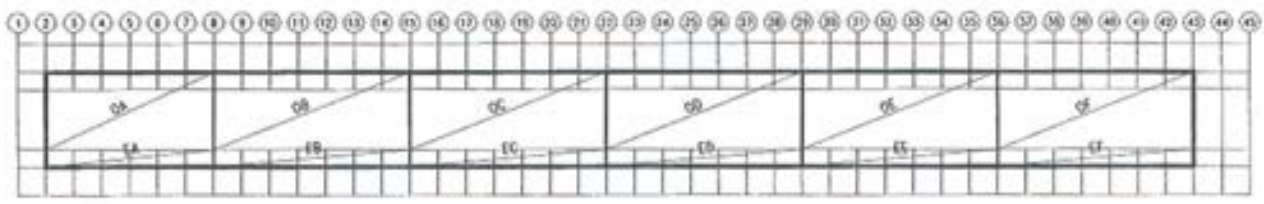


Figura 5.3.1. Distribución en planta de los tanques de lastrado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

En cada una de estas fases, el peso y el c.d.g. del dique eran diferentes, así como los calados a respetar para cada una de ellas. Dichos valores se actualizaban periódicamente, con el avance del proyecto y la ejecución de la obra.

Con todos estos condicionantes y en las diferentes fases, había que intentar minimizar el trasiego de agua y evitar, por todos los medios, sacarla del dique, ya que, al ser dulce, y estar hablando de volúmenes importantes, existía un grave problema logístico de suministro (aparte del coste de la misma).

Para realizar los análisis de las diferentes fases de lastrado, se desarrolló un programa en hoja de cálculo que, con los datos de:

- Distribución de pesos a lo largo del dique.
- Correcciones de pesos.
- Altura de agua en las diferentes celdas de lastrado.
- Altura de grava en las diferentes celdas de lastrado.
- Contra flechas iniciales debidas al pretensado.

Daba como resultados:

- Calados en las 4 esquinas y en la sección central del dique.
- Distribución por compartimentos, volúmen de agua y peso del lastre liquido.
- Esfuerzos generales (momentos flectores longitudinales, momentos torsores y cortantes).
- Centros de flotación y de carena.

El programa permitía analizar instantáneamente modificaciones en los niveles de lastre, así como buscar soluciones, de forma rápida, que:

- Equilibraran el dique.
- Minimizaran los calados.
- Minimizaran los esfuerzos.

5.3.2. SISTEMA DE LASTRADO Y DESLASTRADO

5.3.2.1 Introducción

Para las operaciones de lastrado o deslastrado del dique, tanto para las fases temporales como para las definitivas, se instaló un sistema de tuberías y valvulería que a continuación se describe.

Los lastrados se realizaban mediante el llenado de los compartimentos estancos con agua dulce para consumo industrial. Con el dique en flotación, la operación hubo que realizarla aportando la misma desde buques tanque. La utilización de este tipo de agua viene condicionada por la imposibilidad, en los casos de deslastrado, de verter el agua de lastrado al mar, teniendo que enviarla a la red de saneamiento de Mónaco que sólo admite agua dulce.

Las principales operaciones fueron, en primer lugar, un llenado inicial para la flotación en la dársena de unos 13.100 m^3. Posteriormente, ya en la Bahía de Algeciras, y previamente al transporte, se añadieron aproximadamente otros 16.000 m^3, mediante un buque tanque, a partir de una toma de agua en la misma Bahía (Figura 5.3.2.). Finalmente, para alcanzar el calado de 16 m, ya en Mónaco, se introdujeron 10.500 m^3 adicionales, transportando el agua desde el puerto de La Vera, cerca de Marsella, a 26 horas de navegación. En total se utilizaron casi 40.000 m^3 de agua dulce.

Figura 5.3.2. Lastrado con barco tanque en Algeciras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

5.3.2.2 Descripción del sistema

El sistema de lastrado consiste en dos líneas de tuberías de acero PN10 y de 250 mm de diámetro nominal, que discurren una por cada lado del dique en la parte superior de los compartimentos estancos, sin interconexión entre ambas. La longitud de cada línea es de 320 m aproximadamente (Figura 5.3.3.).

Al final de cada una, y para su conexión con la alimentación o evacuación desde tierra, existe una válvula manual (DN 250).

A lo largo de la parte superior de los tanques, se extienden a ambos lados del dique, por debajo de la losa de cubierta, una galería de servicio que permite el acceso tanto a las dos válvulas manuales de conexión con las líneas de tierra, como a las (DN 150) que están previstas para las maniobras de lastrado y deslastrado de cada tanque.

Dado el carácter estanco de los compartimentos de lastre, el acceso a las galerías de servicio, se realiza a través de unas puertas estancas, reglamentarias a bordo de los buques tipo Ferry, y situadas en los muros de separación de estas galerías con los espacios centrales del dique dedicados a aparcamientos y almacenes.

Como protección adicional, al tratarse de un aparcamiento de vehículos, cada puerta estanca esta protegida exteriormente por otra cortafuegos, teniendo en cuenta la normativa contra incendios.

También existen unos registros dotados de tapas estancas en la losa de cubierta, una por tanque, que permiten el acceso a la galería de servicio y cuyo tamaño está dimensionado para el tamaño de la bomba sumergible prevista, para los servicios de deslastrado, así como para paso de hombre.

El mismo sistema de lastrado puede ser utilizado a la inversa (deslastrado), maniobrando las válvulas correspondientes, de manera que el circuito se adapte para este servicio.

5.3.2.3. Operación de lastrado y deslastrado.

Para la operación de lastrado, al estar alimentado el circuito desde la línea general de tierra, se procede a maniobrar las válvulas, correspondientes a cada tanque, cuyo nivel se quiera modificar.

En los lastrados iniciales se procedió al llenado directo, desde el buque tanque, a través de cada uno de los registros estancos situados en la losa de cubierta, utilizando equipos de bombeo y conducciones provisionales diferentes a las definidas anteriormente.

Para deslastrar se introduce la bomba correspondiente en el interior del tanque, se conecta a la línea general y se maniobra el sistema de válvulas para proceder a la operación de descarga directa a la red de saneamiento o al trasiego entre tanques.

La bomba sumergible de deslastrado tiene una potencia de 33 kW, colocada sobre una estructura transportable, que puede discurrir a lo largo del dique para poder usarla en cualquier tanque que lo requiera. La capacidad de bombeo es la necesaria para vaciar un compartimento estanco, incluso los que tienen lastre sólido, en 48 horas.

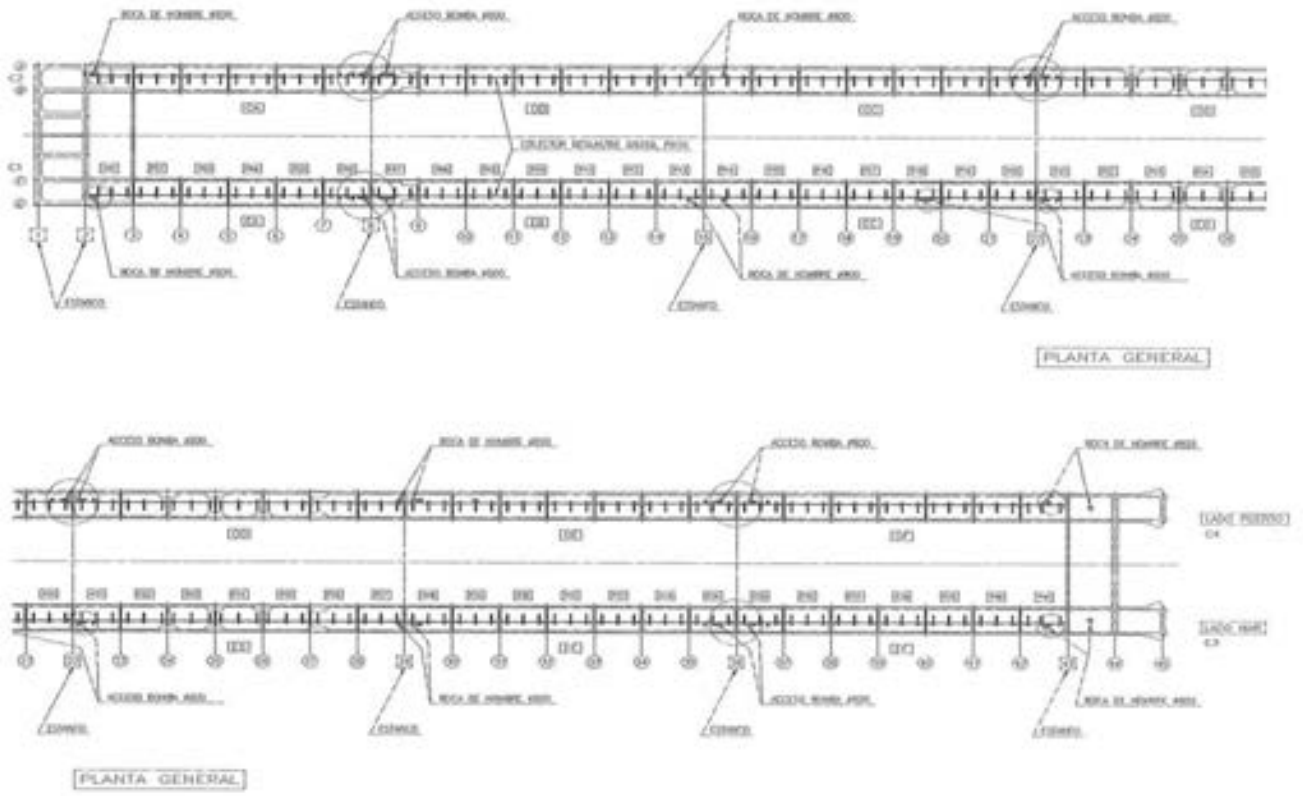


Figura 5.3.3. Distribución del sistema de lastrado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

En la estructura transportable va situado un polipasto para el izado / arriado de la bomba, así como enrolladores para las mangueras eléctricas y la de achique.

La longitud de estos elementos es la suficiente para que la bomba alcance el fondo de cualquiera de los tanques. La alimentación de este equipo, al igual que la bomba, es eléctrica La disposición general del carrito y colector se muestra en la Figura 5.3.4.

Para el control de niveles de los tanques se instalaron unas marcas de referencia calibradas en todos ellos.

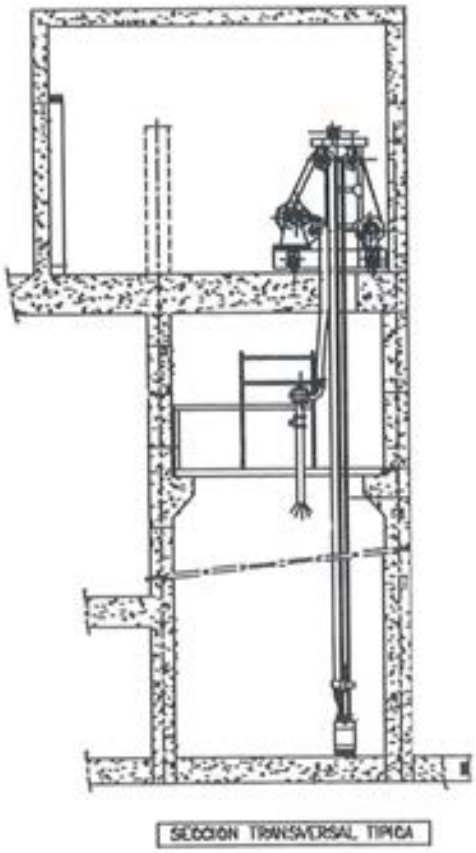


Figura 5.3.4. Bomba de deslastrado.

5.3.3. CONTROL DE PESOS

5.3.3.1. Introducción.

El control del peso del dique y su distribución ha sido una de las facetas más importantes durante todo el proyecto y construcción. Ello ha implicado que, durante todo el proceso de la obra se ha cumplido un procedimiento que exigía un control exhaustivo de ellos, de manera que se tuviera, de forma periódica, una situación de esfuerzos y calados del dique.

5.3.3.2. Controles

Los controles realizados han sido, en esencia, de los dos niveles, sobre proyecto y sobre ejecución, que se describen seguidamente.

5.3.3.2.1. Control sobre proyecto

Este control consistía en la medición sobre planos de los volúmenes de hormigón, así como los pesos del resto de elementos (rótula, elementos de conexión de cadenas de amarres, galerías de ventilación, instalaciones, etc.)

Para ello se estableció un peso específico, aparente teórico del hormigón, que incluyera armaduras, de 2,70 t/m^3, en base a los ensayos realizados en laboratorio, y las estimaciones preliminares de cuantías de armaduras y pretensado. Dado lo elevado de estas últimas, en este caso particular y para una mayor precisión, se deducía del volumen de hormigón el ocupado por las armaduras.

Estas mediciones se establecían por "rebanadas" transversales de 8 metros de ancho del dique, con el fin de ajustar al máximo la distribución de pesos.

El control se ajustaba tanto periódicamente como cuando se producían cambios en el proyecto que originaban variaciones sensibles en los pesos y su distribución.

Precisamente y debido a estos cambios, que, en general, tendían a incrementar el peso total del dique, hubo que realizar otras modificaciones que permitieran reducir pesos. Dichas variaciones se produjeron especialmente en:

- Losas de forjado de aparcamiento y puerto seco, mediante optimización de vigas y losas prefabricadas.
- Losa de cubierta, cota +3,00.
- Galerías de ventilación, cuyos muros pasaron de hormigón armado a ligeros paneles de silicato cálcico.
- Losas de galerías técnicas, que se cambiaron de losas de hormigón armado a forjados metálicos de chapa estriada.

Para cada estado de pesos se realizaba un cálculo de esfuerzos generales del dique y se determinaba un estado de lastre, (Tabla 5.3.1) que lo equilibrara en cada una de sus fases marítimas.

En estos cálculos se estudiaba, además, la estabilidad naval y la sensibilidad de los resultados a las variaciones de peso. Para ello, se consideraban variaciones sobre la densidad del hormigón (+/- 1%), así como variaciones en la situación del centro de gravedad de los pesos (ΔX +/- 10 cm, +/- 20 cm, +/- 50 cm y ΔY+/- 2 cm,+/- 5 cm).

5.2.3.2.2. Control sobre la ejecución

Paralelamente al control de proyecto, se realizaba también uno exhaustivo, de pesos durante la ejecución de la obra, que consistió básicamente en:

- Pesado en báscula de todos los camiones del hormigón utilizado en la obra.
- Medición precisa de todas las planillas de armadura pasiva, incluyendo las modificaciones realizadas en obra sobre el proyecto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

- Medición exhaustiva de la armadura activa y todos sus elementos.

- Medición del peso de todos los elementos que no fueran de hormigón, incluyendo los posibles cambios sobre proyecto.

Este control se completaba además, con otro topográfico de los elementos del dique (losas y muros) para evaluar las desviaciones geométricas que pudieran existir en los paramentos. Un ejemplo de la distribución de pesos, que se obtenían, se muestra en la Tabla 5.3.2.).

Como resumen final hay que resaltar que, con estos controles, en el momento de la flotación, la diferencia en los pesos del dique, entre el calculado y el real, fue inferior al 0,5%.

5.3.3.2.3. Control final

Una vez el dique en flotación, se realizaron los ensayos de estabilidad que permitieron ajustar, de forma real, el peso, así como su centro de gravedad.

CHANTIER: EXTENSION DU PORT DE LA CONDAMINE - MONACO

CENTROS DE GRAVEDAD EN COMPARTIMENTOS

Compartimento	H (m) Líquido	H_1	V_1	X_1	Y_1	Z_1	H_2	V_2	X_2	Y_2	Z_2	H_3	V_3	X_3	Y_3	Z_3
		-15,40 y -12,70					-12,70 y -12,25					-12,25 y -8,35				
OA	0,10	0,100	95,462	32,238	2,300	0,566	0,000	0,000	36,098	11,292	0,000	0,000	0,000	32,561	11,474	0,000
OB	7,13	2,780	3124,370	84,004	2,282	1,907	0,450	99,055	84,355	11,292	3,527	3,900	896,560	84,352	11,200	5,700
OC	7,87	2,780	3118,710	140,000	2,323	1,910	0,450	100,628	140,007	11,294	3,527	3,900	911,200	140,000	11,200	5,700
SOLIDO OC	3,35	2,780	649,839	140,012	11,199	1,910	0,450	100,628	140,007	11,294	3,527	0,120	28,037	140,000	11,200	3,810
OD	10,37	2,780	2901,361	196,745	2,287	1,868	0,450	96,090	195,866	11,284	3,527	3,900	866,069	195,894	11,199	5,702
OE	12,60	2,780	3066,240	251,678	2,353	1,906	0,450	100,650	251,997	11,293	3,527	3,900	911,196	252,000	11,200	5,700
SOLIDO OE	3,87	2,780	644,269	251,835	11,199	1,919	0,290	64,843	251,997	11,293	3,447	0,000	0,000	252,000	11,200	0,000
OF	6,78	2,780	3046,198	307,600	2,365	1,893	0,450	70,597	308,550	11,296	3,527	3,550	815,569	308,397	11,200	5,535
EA	1,97	1,970	376,809	32,590	-11,475	1,503	0,000	0,000	36,098	-11,292	0,000	0,000	0,000	32,561	-11,474	0,000
EB	2,44	2,440	561,016	84,348	-11,200	1,740	0,000	0,000	84,355	-11,292	0,000	0,000	0,000	84,352	-11,200	0,000
EC	6,39	2,780	649,519	140,000	-11,200	1,910	0,450	100,628	140,007	-11,294	3,527	3,160	738,306	140,000	-11,200	5,330
ED	7,97	2,780	596,409	196,362	-11,209	1,947	0,450	96,090	195,866	-11,284	3,527	3,900	866,069	195,894	-11,199	5,702
EE	10,66	2,780	643,949	251,823	-11,200	1,919	0,450	100,650	251,997	-11,293	3,527	3,900	911,196	252,000	-11,200	5,700
EF	3,91	2,780	634,500	308,306	-11,210	1,904	0,450	70,597	308,550	-11,296	3,527	0,660	158,222	308,397	-11,200	4,090
TOTAL			20.109,65					1.000,48					7.100,62			

COORDENADAS CENTRO DE GRAVEDAD

H_4	V_4	X_4	Y_4	Z_4	VOLUMEN	PESO	X	Y	Z
-8,35 y -1,385									
0,000	0,000	32,602	11,492	0,000	96,46	96,46	32,24	2,30	0,87
0,000	0,000	84,346	11,225	7,650	4.119,90	4.119,90	84,09	4,44	2,77
0,740	174,858	140,000	11,200	8,020	4.306,40	4.306,40	140,00	4,77	3,00
0,000	0,000	140,000	11,200	0,000	778,50	739,58	140,01	11,21	2,19
3,240	727,964	195,898	11,224	9,270	4.591,49	4.591,49	196,43	5,57	3,80
5,470	1292,530	252,000	11,225	10,365	5.370,62	5.370,62	251,62	6,18	4,62
0,000	0,000	252,000	11,225	0,000	709,13	673,68	251,65	11,21	2,06
0,000	0,000	308,394	11,225	0,000	3.932,36	3.932,36	307,64	4,36	2,69
0,000	0,000	32,602	-11,492	0,000	378,81	378,81	32,59	-11,48	1,50
0,000	0,000	84,346	-11,225	0,000	561,02	561,02	84,36	-11,20	1,74
0,000	0,000	140,000	-11,200	0,000	1.469,45	1.469,45	140,00	-11,21	3,72
0,840	188,732	195,898	-11,224	8,070	1.747,30	1.747,30	196,06	-11,21	4,66
3,530	834,119	252,000	-11,225	9,415	2.469,91	2.469,91	251,96	-11,21	6,09
0,000	0,000	308,394	-11,225	0,000	861,32	861,32	307,69	-11,22	2,43

NOTA:
H =
H1 + H2 + H3 + H4
H1 = 2,78
H2 = 0,45
H3 = 3,90
H4 = 6,965

Hsolido OC = 3,30
Hsolido OE = 3,00

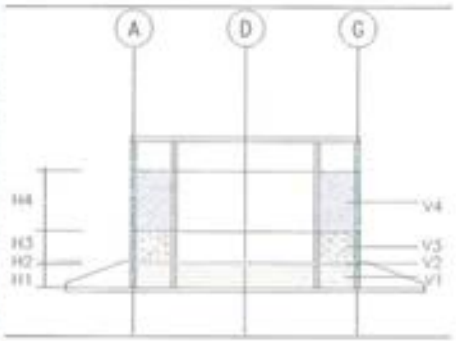


Tabla 5.3.1. Tabla de capacidades de tanques de lastrado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Tabla 5.3.2. Tabla de distribución de pesos del dique en flotación

Elemento	Peso (t)	XTG (m)	YTG (m)	ZTG (m)
1	6.873,79	2,99	0,01	9,60
2	3.506,52	11,32	0,01	9,24
3	2.794,85	20,09	-0,11	9,12
4	3.012,15	28,38	-0,61	8,85
5	2.659,92	36,32	-0,56	9,51
6	2.595,08	43,97	-0,69	9,46
7	2.734,89	51,93	-0,47	9,56
8	3.039,69	60,27	-0,29	9,45
9	2.735,21	68,12	-0,65	9,23
10	2.584,51	76,02	-0,53	9,21
11	2.562,38	83,86	-0,51	8,99
12	2.668,34	91,87	-0,99	9,69
13	2.614,44	99,85	-0,42	9,13
14	2.630,61	107,88	-0,59	9,41
15	2.646,67	115,76	-0,67	9,28
16	2.519,00	123,81	-0,34	9,01
17	2.547,59	131,80	-0,37	9,02
18	2.549,70	139,79	-0,44	8,93
19	2.808,47	147,88	-0,80	9,35
20	2.599,99	155,79	-0,54	9,28
21	2.723,15	162,84	-0,80	9,80
22	2.967,23	171,41	-0,06	9,07
23	3.081,46	178,92	-0,17	8,22
24	3.120,83	186,79	-0,33	8,48
25	2.982,71	194,83	-0,22	8,78
26	2.589,11	202,59	-0,34	8,51
27	2.725,52	212,55	-0,24	8,74
28	2.352,64	220,86	-0,25	8,50
29	2.372,37	228,78	-0,24	8,54
30	2.315,57	236,65	-0,03	8,78
31	2.453,38	244,56	-0,24	8,99
32	2.341,68	252,89	-0,25	8,60
33	2.342,55	260,73	-0,25	8,54
34	2.400,53	268,85	-0,08	8,36
35	3.064,91	276,43	-0,64	8,23
36	2.479,04	285,28	-0,25	8,90
37	2.365,97	292,73	-0,07	8,52
38	2.298.26	300,79	-0,10	8,31
39	2.458,42	308,69	-0,20	9,02
40	2.314,04	317,11	-0,21	8,20
41	2.452,74	325,42	-0,25	7,95
42	3.206,76	334,08	-0,29	9,83
43	3.341,03	342,83	-0,06	11,11
44	2.698,78	350,22	-0,03	9,39
Peso total	**122.132,50**	**167,66**	**-0,33**	**9,06**

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

5.3.4. LASTRADOS DEL DIQUE

5.3.4.1. Cálculo de lastrado

El programa de cálculo emplea los siguientes fundamentos:

- Los de flotación, para determinar su situación en este estado, (considerado como barco).
- Los de resistencia de materiales, para la determinación de los esfuerzos generales y la flecha.

5.3.4.1.1. Fundamentos de la flotación

Los movimientos (escora y trimado) se determinan a partir de:

- Centro de gravedad de los pesos, corregido con la inercia de las superficies libres de agua de lastrado. Esta corrección es distinta en el sentido transversal que en el longitudinal.
- Situación del metacentro transversal y longitudinal con el dique adrizado.

Es decir, se considera que, para los pequeños ángulos resultantes de las diferentes situaciones provisionales de lastrados y pesos, la situación de los metacentros, para un determinado desplazamiento, no varía. Por tanto, el equilibrio del dique se obtiene uniendo:

- El metacentro transversal con el c.d.g. de los pesos corregido en la dirección transversal. El ángulo de esta línea con la vertical nos da la escora.
- El metacentro longitudinal con el c.d.g. de los pesos corregido en la dirección longitudinal. El ángulo de esta línea con la vertical nos da el trimado del dique.

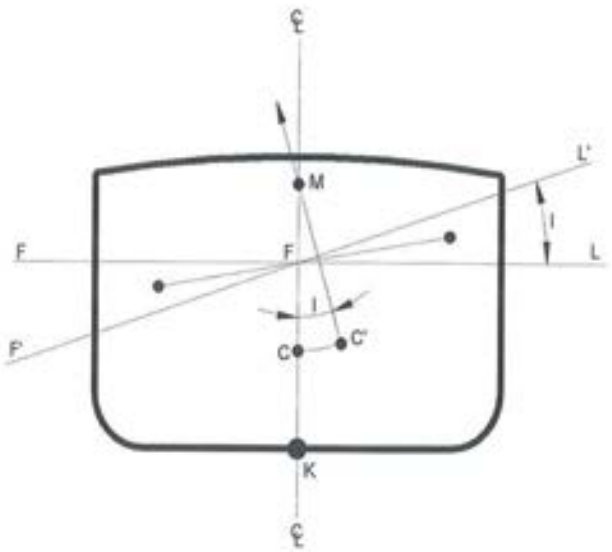


Figura 5.3.5. Escoras de un elemento flotante.

En la Figura 5.3.5. se denomina:

M: Metacentro

C y C': Centros de carena para 2 superficies de flotación próximas.

I: Ángulo de escora.

Asimismo, se obtienen los siguientes valores:

- GMT: distancia entre el metacentro transversal y el c.d.g. corregido en la dirección transversal.
- GML: distancia entre el metacentro longitudinal y el c.d.g. corregido en la dirección longitudinal.

La situación de los metacentros es la siguiente:

- Están situados en la vertical del centro de carena para el dique adrizado.
- La distancia entre el centro de carena y el metacentro (radio metacéntrico) se obtiene por la siguiente fórmula:

$$CM = \frac{Inercia * \gamma_{agua}}{Desplazamiento}$$

Donde:

CM = Radio metacéntrico (m)

Inercia = Inercia de la superficie de flotación (m^4). En función de que se esté determinando el CMT o CML, la inercia será según uno u otro eje.

γ_{agua} Densidad del agua de mar (t/m^3)

La corrección en altura, del c.d.g. de los pesos, con la inercia de las superficies libres de lastre líquido se realiza de forma similar a como se determina el radio metacéntrico, pero con la inercia de las superficies libres de agua (y no con la de la superficie de flotación) y con la densidad del agua dulce (que es la empleada en el lastrado).

La determinación de la corrección de calados, por la flecha del dique, se realiza mediante la siguiente aproximación:

- Suponiendo una deformada parabólica de eje vertical.
- Haciendo que el área comprendida entre dicha parábola y el eje X sea nula.

Es decir, para una flecha positiva (el centro sube frente a los extremos), el incremento de calado en éstos es de 2/3 de la flecha y la disminución de calado en la sección central es de 1/3 de la misma.

5.3.4.1.2. Fundamentos de la resistencia de materiales

La determinación de los esfuerzos en el dique se realiza a partir de la situación de flotación (calados en las 4 esquinas), considerándolo como infinitamente rígido y corrigiendo los valores obtenidos con las variaciones de empujes hidrostáticos que produce la flecha longitudinal. En sentido transversal (torsión) se considera infinitamente rígido.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

La flecha debida a las cargas exteriores se obtiene a partir de la rigidez longitudinal (que se considera constante en toda la longitud), de la siguiente forma:

Considerando el dique empotrado en un extremo y libre en el otro.

- La flecha en un punto se determina mediante:

$$Flecha = \int_{X=0}^{X=Xp} \frac{M}{E*I}\left(X - X_p\right)dX$$

- Se establece un giro de sólido rígido, alrededor del extremo empotrado, hasta que la flecha del otro extremo sea 0.
- Se determina la flecha máxima.
- Con ese valor se hace la consideración (para correcciones de empuje de agua y flotación) de deformada parabólica con flecha igual a la máxima.

El valor producido por el pretensado se consideraba como dato de partida.

Para los tanteos iniciales, se consideró el máximo posible, debido al pretensado, que el proyectista tenía calculado. Una vez en flotación, se hizo una medición, comprobándose que la flecha medida no alcanzaba dicho máximo. Se optó por corregir la inicial, debida al pretensado, para ajustar la calculada a la obtenida.

Los momentos flectores longitudinales máximos venían condicionados por no superar los obtenidos en el cálculo del transporte, que eran los determinantes para las fases temporales. Estos valores se obtenían como suma de los debidos al peso propio y de los producidos por la ola característica (equivalente a la ola de cálculo * 0.7). La distribución de los mismos puede verse en la Figura 5.3.6.

Desde X = 72 m hasta X = 310 m, el dique estaba calculado para un momento resistente máximo de 2.800 MN*m.

5.3.4.2. Fases de lastrado

En cada una de las fases, que se describen a continuación, tan importante fue la situación final de los lastres, como las fases intermedias necesarias para llegar a ésta.

Los diferentes lastrados del dique en el interior de la dársena estaban fuertemente condicionados por dos factores contrapuestos:

- Limitación de calado. El calado de la dársena oscilaba entre los 15,30 m en pleamar y 14,30 m en bajamar, aunque todos los cálculos se realizaban, por seguridad, con esta última. Dicho valor obligaba a minimizar el lastre del dique en el interior de la dársena, pues, además, existía la necesidad de dejar una distancia mínima de resguardo al fondo:
  - 0,60 m para situación de dique adrizado.
  - 0,50 m para situaciones provisionales con el dique escorado.
  - 0,20 m para la prueba naval. Esta es la distancia mínima del borde más profundo de los voladizos de solera, con una escora de 2º (máximo ángulo al cual se llegaba en la prueba naval). En este caso, el margen era inferior al normal, ya que se trataba de una situación provisional, controlada y realizada con la mar en calma.
- No sobrepasar los esfuerzos longitudinales admisibles en el cálculo del dique en fases temporales, determinados por la condición de transporte, con la ola del temporal de cálculo. La utilización de lastres tiene dos efectos positivos en relación a los esfuerzos generales. En primer lugar aumentan el calado, y por tanto los empujes hidrostáticos que tienden a contrarrestar los pesos y los esfuerzos por ellos producidos, mejorando también la estabilidad del "barco". En segundo lugar sirven para laminar los picos de la distribución de pesos, de tal forma que compensa la ley de momentos flectores (disminuyendo los máximos). Por tanto, de forma general, al aumentar el lastrado, y por tanto el calado, se disminuían los esfuerzos.

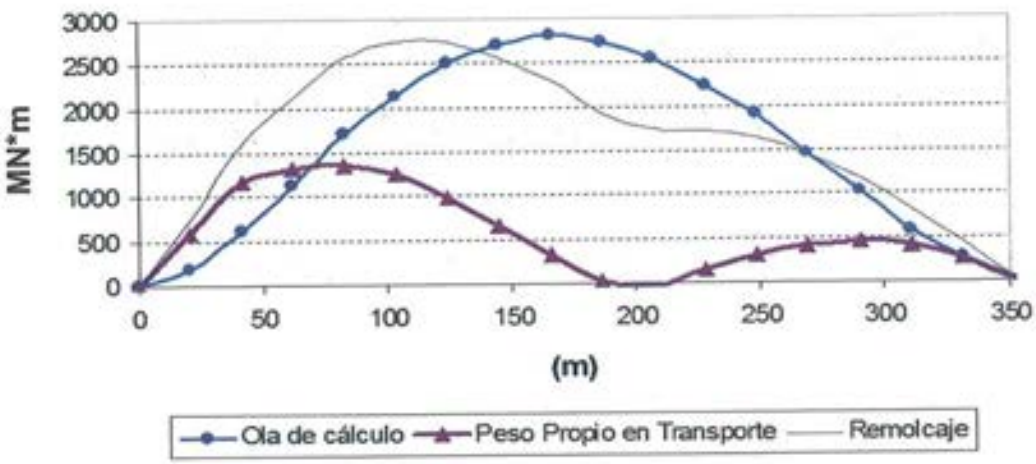


Figura 5.3.6. Momentos flectores longitudinales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

- En nuestro caso, la condición de estabilidad naval (GMT>1 m) no ha sido condicionante en ninguna de las fases.

Aparentemente, los esfuerzos producidos por la ola de cálculo, durante el temporal pésimo considerado para el transporte, debían de ser muy superiores a los generados en cualquier otra situación. En nuestro caso, la necesidad de no sobrepasarlos, conjugada con la de que el calado, dentro de la dársena, debía de ser lo mas reducido posible dejaba un margen muy estrecho para los lastrados en esta situación. De hecho, en algunos momentos, se alcanzaron valores muy próximos a los calculados para el transporte (sin mayorar), por lo que se puede afirmar que los lastrados del dique, en el interior de la dársena, constituyeron una autentica prueba de carga del mismo.

Para la salida de la dársena, a los esfuerzos de flotación, había que sumar los del oleaje (lógicamente no era la ola de cálculo del transporte), por lo que se agravaba la situación.

5.3.4.2.1. Puesta en flotación

En la puesta en flotación, además de los condicionantes anteriores, existían los siguientes.

- Los depósitos de lastre líquido que una vez flotando el dique podían llenarse hasta una altura de 14m de agua, cuando estaba en seco, la altura máxima de llenado estaba limitada en algunos tanques por la ausencia de presiones exteriores. Además, había que considerar la influencia del nivel de llenado de los adyacentes.

- Existía un agua residual, mínima en todos los tanques, ya que, con anterioridad a la puesta en flotación, se habían realizado las pruebas de estanquidad de los mismos, y, como ya se ha comentado, el vaciado total era una labor lenta. Esta agua residual (en algunos casos hasta 23 cm), sin ser determinante, sí era significativa (unas 600 t, que suponen aproximadamente un 4% del lastre usado para la puesta en flotación).

- Antes de flotar el dique, la situación del c.d.g. y su peso son valores teóricos, con una incertidumbre asociada de muy difícil cuantificación. No hay que olvidar que se estaba realizando un barco de hormigón (no metálico) con unas dimensiones no convencionales. Por otro lado, el diseño no era propiamente el de un barco (aunque su condición de flotante tiene un fuerte peso). Todo ello conducía a una gran incertidumbre a la hora de determinar cuales eran las variaciones, "razonablemente esperables", de la situación del c.d.g. y peso.

- Esta indeterminación conduce a que la situación de lastrado debía ser lo suficientemente flexible para poder introducir correcciones durante la puesta en flotación, debiendo abarcar tanto a la posibilidad física de movimiento del agua (los tanques empleados no debían de estar ni muy llenos ni con poca agua), como al margen disponible con respecto a los momentos flectores de diseño.

- La dificultad (y coste) de conseguir agua dulce en volúmenes importantes, aconsejaba usar el mínimo lastre posible. Por otro lado, al ser necesario introducir el lastre sólido con el dique flotando dentro de la dársena, había que intentar que el líquido empleado en la flotación fuera compatible con el líquido necesario, una vez introducido el lastre sólido, es decir, que no hubiera que tirar agua dulce al mar y que los movimientos producidos fueran los mínimos posibles.

Todos estos condicionantes e incertidumbres hicieron que fuera necesario invertir muchas horas de estudios y tanteos en el problema de la puesta en flotación, y disponer de herramientas de cálculo rápidas y flexibles para el análisis de todos los condicionantes.

Además de todos los trabajos previos de análisis, hubo que estudiar y hacer procedimientos, con detalle, de los pasos a seguir durante la puesta en flotación:

- Control de llenado de la dársena.
- Detección de los primeros movimientos del dique.
- Seguimiento del dique durante el proceso de flotación.
- Acciones correctoras.
- Límites admisibles de desviación con respecto a la situación teórica que obligaban a introducir correcciones, pero no a parar la maniobra.
- Límites admisibles de desviación con respecto a la situación teórica a partir de los cuales era necesario parar la maniobra.

Todos estos trabajos y estudios se concretaron en un lastrado para flotación consistente en:

- Peso teórico del dique en el momento de la flotación: 122.132 t
- Situación teórica del c.d.g.:
  - X = 167,665 m (Desde el lado rotula).
  - Y = -0,334 m (Desde eje longitudinal).
  - Z = 9.061 m (Desde fondo).

Tabla 5.3.3. Niveles máximos de llenado de depósitos antes de flotar

	OA	OB	OC	OD	OE	OF
Nivel Máx (m)	14.0	10.2	14.0	10.6	14.0	10.2
	EA	EB	EC	ED	EE	EF
Nivel Máx (m)	10.2	10.2	10.2	10.2	10.5	11.7

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

- Situación de lastre:

Como era de esperar, el peso del dique y la situación del c.d.g. eran teóricos, y la situación de los lastres, que se había estudiado para que el dique flotara uniformemente (es decir, sensiblemente adrizado), no consiguió un levantamiento completamente uniforme, pero si lo suficientemente aproximado para que la operación de flotación se realizara sin problemas, gracias a las medidas preventivas tomadas de posibles trasiegos de lastres.

La previsión, según los cálculos, era que el proceso de flotación del dique debía de consistir en:

- Un levantamiento progresivo de la sección central.
- Una vez levantada la sección central unos 20 cm (la flecha considerada en el dique), debía empezar a flotar todo él de forma uniforme.

El proceso real fue el siguiente:

- Comenzó a flotar por el extremo del faro, de forma sensiblemente uniforme a babor y estribor (aunque un poco adelantados los compartimentos O => Babor).
- No se había detectado el levantamiento inicial de la sección central.
- A la vista de la progresión de esta forma de flotar, y cuando la parte del faro había levantado unos 20cm, se comenzó a bombear agua, desde los compartimentos de la parte central hacia los situados en la zona del faro. El volumen especificado (en base a la situación provisional) era de 400 m^3.
- Al poco tiempo de comenzar el bombeo de lastre para corregir, (no se había podido completar) comenzó a levantar la parte de rótula por babor (compartimentos O).
- Cuando la diferencia entre babor y estribor fue de unos 13 cm, se inició el bombeo a los compartimentos E (estribor) a los O (babor), de forma simultánea al efectuado para la corrección longitudinal. El volumen especificado (en base a la situación provisional) era de 70 m^3.
- Con estas correcciones, y debido a que no se detuvo el proceso de flotación, se llegó a una diferencia máxima de calados de 24 cm en sentido longitudinal y 28 cm en sentido transversal, que resultaron admisibles dadas las holguras existentes con el fondo de la dársena.
- Una vez que estuvo todo el dique en flotación, se pudo determinar que ambas correcciones eran insuficientes, pero se decidió actuar solamente en la transversal, aumentándose el volumen trasvasado en 130 m^3 más.

Con estos datos, y cuando se terminaron los trasvases de lastre para corrección, se pudieron analizar las desviaciones obtenidas en peso y situación del c.d.g.. Dichos valores fueron:

- En peso del dique: Se encontró que el dique pesaba unas 600 t menos de las teóricas (0.5%).
- En situación del c.d.g.: La desviación encontrada, que justificaba la forma de flotar fue:
  - En X (longitudinal): 0,647 m => 0,18% de la eslora.
  - En Y (transversal): 0,031m => 0,11% de la manga.
  - En Z (vertical): no se determinó.
- En flecha del dique: Se había considerado una flecha mínima de 0 mm y una máxima de 40 mm en la sección central (positiva indicaba flecha hacia arriba). De la puesta en flotación se determinó que la flecha era prácticamente nula.

Tabla 5.3.4. Situación de lastrado estudiada

	OA	OB	OC	OD	OE	OF
Nivel agua (m)	0.10*	0.10*	4.04	10.40	0.10*	9.27
	EA	EB	EC	ED	EE	EF
Nivel agua (m)	0.10*	0.10*	0.10*	0.10*	3.68	3.75

NOTA: Los niveles con (*) indican agua residual, en este caso teórica.

Tabla 5.3.5. Situación de lastrado real medido antes de la flotación

	OA	OB	OC	OD	OE	OF
Nivel agua (m)	0.09*	0.24*	4.02	10.56	0.11*	9.10
	EA	EB	EC	ED	EE	EF
Nivel agua (m)	0.13*	0.15*	0.18*	0.17*	3.80	3.88

NOTA: Los niveles con (*) indican agua residual

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

A la vista de estos datos, podría decirse que hubo una gran concordancia entre los datos teóricos y los reales, tanto en peso como en situación del c.d.g.

Desde el punto de vista estructural se revisaron detenidamente los procesos de obtención de los datos teóricos. Por ello, en un primer paso, se repasó detenidamente la determinación de los pesos y c.d.g. teóricos para buscar errores que justificaran esta desviación. Lógicamente, se detectaron algunos errores, pero que, no justificaban, en su totalidad, las variaciones observadas.

Después de corregir las anomalías encontradas, las diferencias entre los pesos y situación del c.d.g., obtenidos de las mediciones y los calculados de la flotación, eran las siguientes:

- Diferencia en peso: 556 t
- En situación del c.d.g:
  - Error en X (longitudinal): 0,439 m
  - Error en Y (transversal): 0,045m

No quedó, por tanto, más remedio que establecer una desviación teórica "razonable", y que estuviera del lado de la seguridad, que consistió en lo siguiente:

- La diferencia en peso se aplicaba, de forma uniforme, solamente al hormigón, no a la rótula ni a los elementos metálicos existentes. Esto no variaba la situación del c.d.g. del hormigón, pero si del dique como conjunto.
- La variación del c.d.g. se realizó:
  - La corrección en el sentido longitudinal: introduciendo un peso en la rótula de 150 t y en el faro de -150 t.
  - La corrección en el sentido transversal: moviendo los c.d.g. de todos los pesos la cantidad a corregir.

La situación de esfuerzos en el dique, considerando ya las correcciones de pesos y c.d.g. propuestos quedó de la forma indicada en las Figuras 5.3.7 a 5.3.9. (los esfuerzos cortantes y torsores no resultaban críticos en ninguna de las fases temporales).

En los gráficos de las figuras citadas, el 0 de las abcisas corresponde al lado rótula.

5.3.4.2.2. Terminación de hormigonados en la dársena (en flotación)

Una vez puesto a flote el dique, era necesario terminar una serie de hormigonados, mientras se dragaba el canal de salida. Estas unidades estaban, principalmente, en la zona del faro y sumaban unas 726 t.

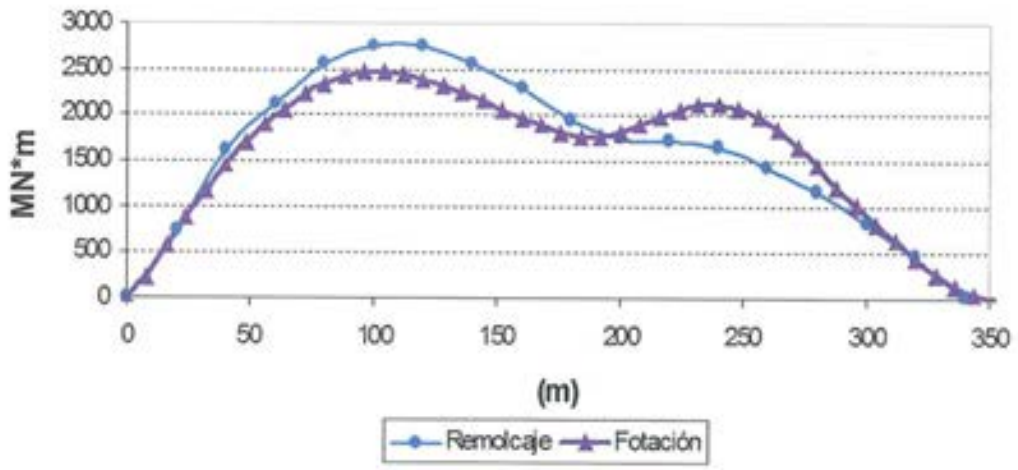


Figura 5.3.7. Comparación de momentos flectores longitudinales después de la flotación.

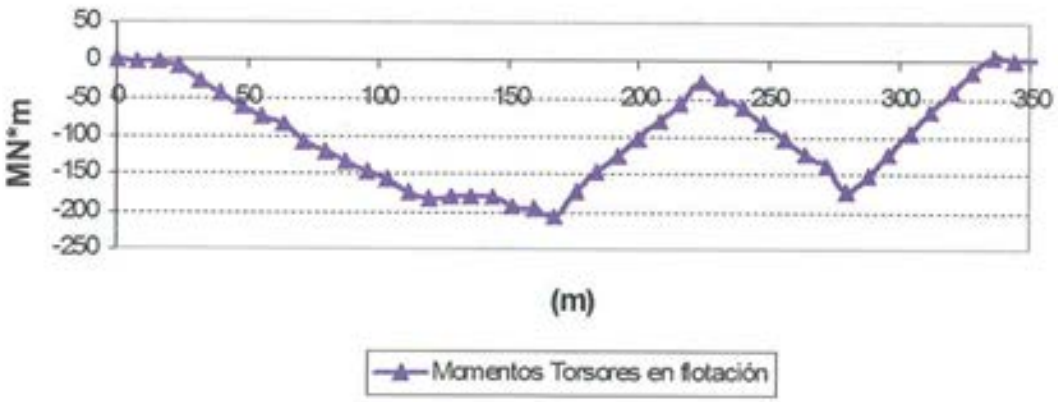


Figura 5.3.8. Momentos torsores en flotación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

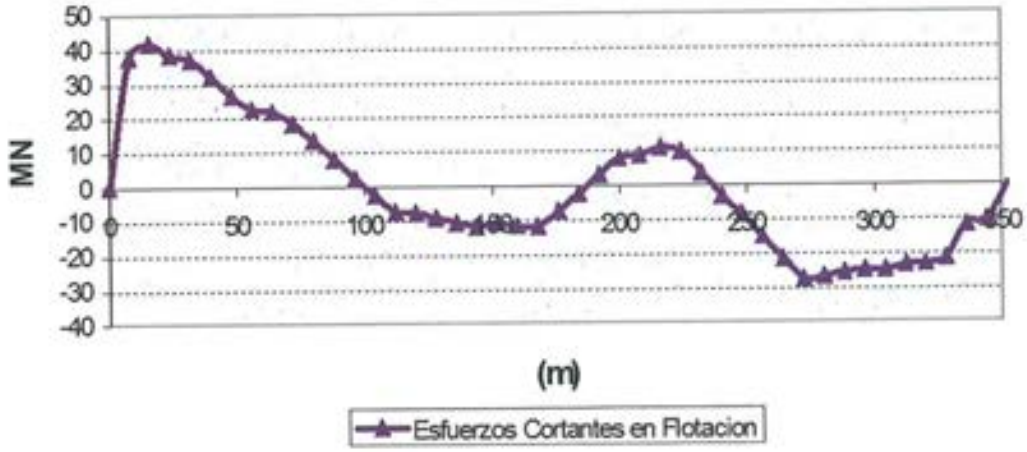


Figura 5.3.9. Esfuerzos cortantes en flotación.

Para estas actividades se estableció una programación con 5 fases de hormigonado y una fase final de retirada de encofrados y grúas. En base a ella se estudió si era necesario introducir correcciones en el lastre para evitar calados excesivos en algún punto o esfuerzos inadmisibles.

Como resultado se comprobó que era conveniente establecer variaciones intermedias, con el lastre líquido, para evitar sobrepasar los márgenes de seguridad en los calados, ya que si no se hubieran realizado, se habría llegado a un calado máximo de 13,65 m en el extremo de las aletas, lo que dejaba un resguardo de, tan solo, 0,65 m. La situación de los momentos flectores, aunque aumentaban con los diferentes hormigonados, no resultaba crítica (sin correcciones de lastre se hubiera llegado a un máximo de 2670 MNm).

Las modificaciones realizadas fueron:

- Al finalizar la Fase 1 de hormigonado se movieron 530 t de lastre.
- Al finalizar la Fase 3 de hormigonado se movieron 260 t de lastre.

No fue necesario añadir o eliminar agua del dique.

5.3.4.2.3. Introducción del lastre sólido

La introducción del lastre sólido era una operación más compleja que la correspondiente a la verificación de la terminación de los hormigonados, ya que, en este caso, se debían introducir 2.226 t, en un mismo lado de compartimentos O del dique.

La operación se estudió sin eliminar agua, por lo que los momentos flectores, solo fueron un factor limitativo en las operaciones iniciales de movimiento de lastres líquidos, antes de introducir el sólido, pues una vez que se empezaba a colocar éste, al aumentar el calado, disminuían los momentos flectores.

La operación consistió en:

- Un primer movimiento de lastre de 470 t para escorar el dique hacia los compartimentos E (los contrarios en donde se iba a introducir el lastre sólido). En esta situación se llegaba a un calado máximo de 13,83 m en el punto pésimo (el resguardo mínimo se quedaba en tan solo 47 cm).
- Introducción del lastre sólido del compartimento OE (1.060 t). Con ello se escoraba el dique en el sentido contrario, llegándose a un calado máximo de 13,87 m.
- Movimiento de lastre para volver a escorar el dique hacia los compartimentos E y corregir el trimado. Para ello se movieron 962 t de agua. Con ello se seguía manteniendo un calado máximo de 13,80 m.
- Llenado parcial del compartimento OC con 836 t de lastre sólido. Esta operación vuelve a escorar el dique hacia los compartimentos O, obteniéndose un calado de 13,80 en el punto pésimo.
- Movimiento de 569 t de lastre para escorar el dique hacia los compartimentos E. El calado máximo era de 13,80 m en el punto más desfavorable.
- Se completaba el llenado del compartimento OC con 329 t de lastre sólido. Con esta operación, el dique debía quedar sensiblemente adrizado, y con un calado máximo de 13,54 m.

5.3.4.2.4 Pruebas navales

Las pruebas navales consistían en un escorado controlado del dique de 2º a babor y posteriormente 2º a estribor. Con ello se determinaba la altura del c.d.g. y, por tanto, se comprobaba su estabilidad.

Según las especificaciones de proyecto, el GMT (corregido con las superficies libres de lastre líquido) debía ser mayor de 1m.

De los resultados de la prueba naval, se determinó que el c.d.g. estaba situado 0,20 m más bajo de lo que se había calculado y se corroboró que se disponía de un amplio margen con respecto al GMT, ya que se estaba en valores de 2,60 m para el dique dentro de la dársena.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Esta corrección de altura en el c.d.g. afectaba únicamente a la sensibilidad ante el movimiento de lastre, por lo que no era necesario introducir ésta variación de forma detallada en los cálculos y, por tanto, se optó por hacer un desplazamiento de todos los c.d.g. de los pesos (salvo los del lastre) en -0,20m.

Al tener que girar el dique 2°, como el ancho del mismo en la zona de solera era de 44 m, se producía un aumento de calado de 77 cm. Después de introducir el lastre sólido, existía un calado de 13,54 m, por lo que, si se hubiera realizado la prueba naval en esta situación, se habría corrido un serio riesgo de tocar el fondo y dañar la solera.

Era, por tanto, necesario disminuir el calado antes de realizar la prueba naval. Para ello, la única opción consistía en extraer agua dulce de lastrado y tirarla al mar (debido a la dificultad de almacenarla en tierra).

Por otro lado, al disminuir el calado, se aumentaban los momentos flectores longitudinales. Se determinó que, con un calado de hidrostáticas de 13,29, se estaba en una situación adecuada para realizar la prueba naval, ya que:

- Los momentos flectores estaban en 2.532 MNm (inferiores a los 2.600 MNm que se habían adoptado como límite de seguridad).
- En la prueba naval se llegaba a un calado máximo de 14,06 m, con lo que se tenía un resguardo de 0,24 m, que se consideró suficiente para una situación controlada y con el mar en calma.

Para preparar el dique, para la Prueba Naval, fue necesario extraer 2.650 t de lastre líquido para llegar a un total de 12.207 t. La distribución de lastres, a partir de la cual se hacían los trasvases necesarios para lograr la escora de +/-2° fue la indicada en la Tabla 5.3.6.

La escora de 2° se realizaba moviendo 505 t de babor a estribor y viceversa (entre compartimentos OF y EF).

La comparación de los esfuerzos flectores longitudinales con los de diseño, era la indicada en la Figura 5.3.10.

5.3.4.2.5. Salida de dársena

La salida del dique de la dársena presentaba otro punto en el cual las condiciones externas dejaban poco margen de maniobra:

- Por un lado, el dragado del canal de salida presentaba más incertidumbres, con respecto al calado, que la situación del fondo de la dársena, por lo que la holgura entre solera del dique y fondo marino debería de ser mayor.
- Por otro lado, al salir a la bahía, había que considerar la actuación de un cierto oleaje, que, aunque limitado por ser de corta duración y en el interior de la bahía de Algeciras (que es una zona abrigada), se estimaba que podía producir unos esfuerzos de unos 300 MNm.

Con estos condicionantes se optó por la siguiente distribución de lastre líquido, que totalizaba 13.107 t (Tabla 5.3.7).

Tabla 5.3.6. Distribución de lastre líquido para prueba naval

	OA	OB	OC	OD	OE	OF
Nivel agua (m)	0.09	0.24	3.35	2.78	0.13	9.85
Peso (t)	86	266	2875	2879	128	4621
	EA	EB	EC	ED	EE	EF
Nivel agua (m)	0.13	0.15	0.18	0.17	0.10	5.39
Peso (t)	25	36	41	32	23	1201

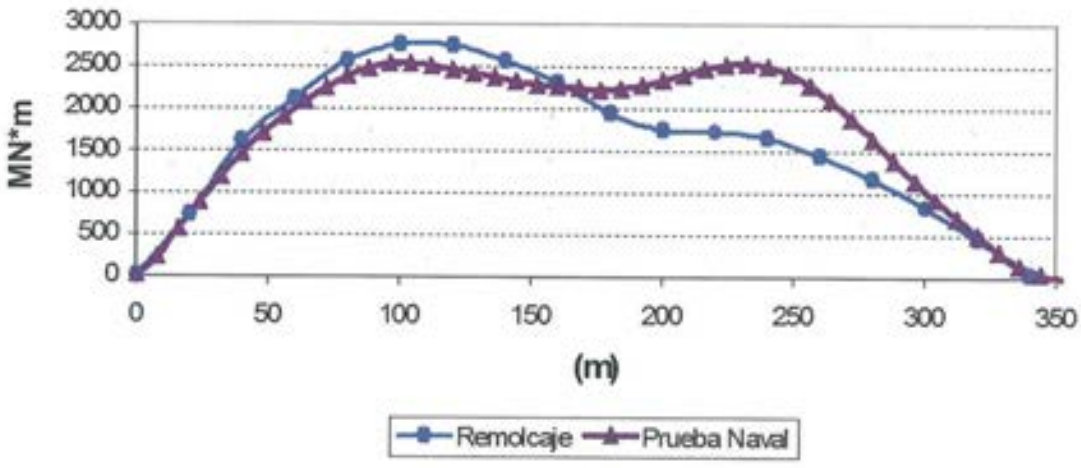


Figura 5.3.10. Comparación de momentos flectores longitudinales en la prueba naval.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Tabla 5.3.7. Distribución de lastre líquido para salida de la dársena

	OA	OB	OC	OD	OE	OF
Nivel agua (m)	0.09	0.24	5.65	3.52	0.13	8.79
Peso (t)	86	26	3382	3038	128	4372
	EA	EB	EC	ED	EE	EF
Nivel agua (m)	0.13	0.15	0.18	0.17	3.25	4.29
Peso (t)	25	36	41	32	751	948

Que junto con las 2.240 t de lastre sólido, llevaban al dique a un calado máximo de 13,41 m, por lo que la mínima distancia entre el fondo de la dársena y solera del dique era de 0,89 m, que se consideró como admisible.

5.3.4.2.6. Transporte

Para el transporte del dique hasta Mónaco, se había estudiado un lastrado que minimizaba los esfuerzos de peso propio.

Este lastrado daba un calado de hidrostáticas de 15,0 m, por lo que no era posible realizarlo en el interior de la dársena.

Por ello fue necesario, una vez el dique fuera de la dársena, transportarlo a un muelle dentro de la Bahía para poder introducirle el agua necesaria desde un barco tanque. Debido a la capacidad de transporte del barco, fue necesario organizar el proceso en 3 fases, de aproximadamente 6.000 t cada una.

La situación de lastre sólido, que correspondía a la fase en servicio del dique, ya era invariable desde que se introdujo, sumando 2.240 t.

El lastre líquido pasó de la distribución en la salida de la dársena (13.107 t), al valor de transporte (29.116 t), que se indica en la Tabla 5.3.8. Por lo que fue necesario introducir unas 16.000 t de agua dulce.

Con este lastrado y la distribución final de pesos, los momentos flectores de peso propio resultantes no eran exactamente los considerados para el diseño, aunque sí estaban muy próximos y la diferencia no era significativa. Los esfuerzos de peso propio se indican en las Figuras 5.3.11. a 5.3.13.

Tabla 5.3.8. Lastre líquido de transporte

	OOA	OB	OC	OD	OE	OF
Nivel agua (m)	0.09	7.07	7.86	10.37	12.62	6.77
Peso (t)	86	4104	3900	4568	5014	3904
	EA	EB	EC	ED	EE	EF
Nivel agua (m)	1.97	2.43	6.40	7.98	10.66	3.92
Peso (t)	378	559	1491	1746	2492	863

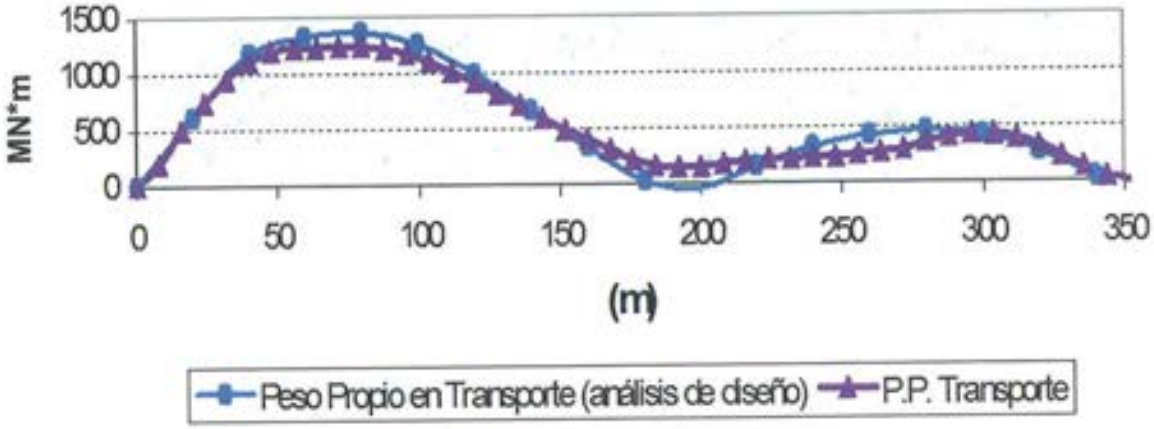


Figura 5.3.11. Comparación de momentos flectores longitudinales en transporte.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

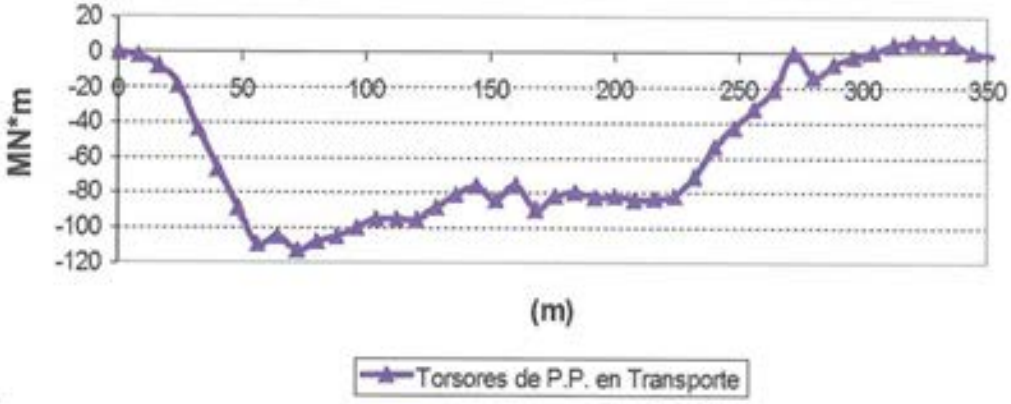


Figura 5.3.12. Momentos torsores de peso propio en transporte.

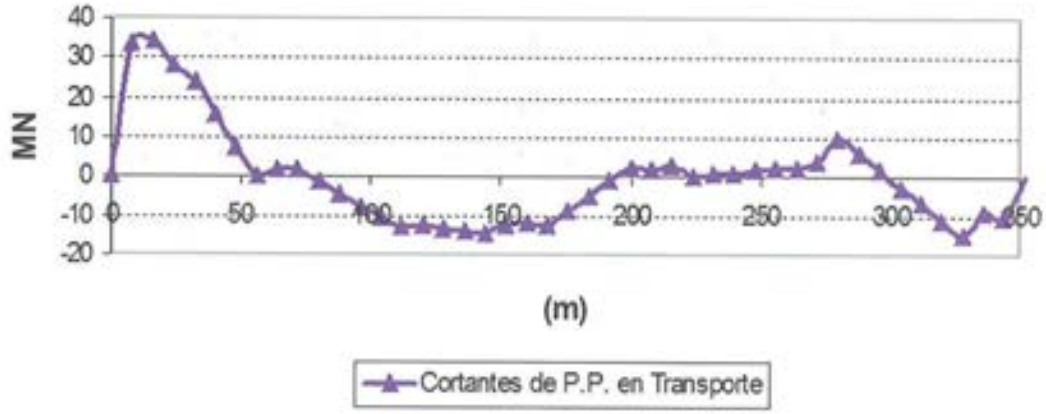


Figura 5.3.13. Esfuerzos cortantes de peso propio en transporte.

5.3.4.2.7. Lastrados del dique en Mónaco

Ya en Mónaco, para las fases restantes, estaban previstos 6 lastrados diferentes con líquido (el sólido era invariable):

• *Lastrado para la operación de conexión de la rótula*

Para esta operación era necesario que el dique tuviera escora 0º, un calado en el extremo rótula de 16,35 m y en el faro de 15,63. Esto se lograba mediante el lastrado indicado en la Tabla 5.3.9. Lo cual totalizaba 39.649 t, por lo que había que añadir 10.550 t de agua, con el mismo barco tanque que se había utilizado en Algeciras.

• *Lastrado del dique con la rótula conectada*

En esta posición el dique ya se encontraba con la rotula conectada al estribo de tierra y las líneas de amarre instaladas y tensadas. El lastrado debería de ser tal que originara una reacción vertical en la rotula de 1.134 t. Así pues para el cálculo había de tener en cuenta las siguientes acciones exteriores:

- Peso del dique 122.316 t.
- Calado 16 m.
- Tensión de las líneas de amarre:
  - Líneas de 1 a 5: 430 kN con un ángulo de 45º respecto a la horizontal.

Tabla 5.3.9. Distribución de lastre líquido para la operación de conexión de la rótula

	OA	OB	OC	OD	OE	OF
Nivel agua (m)	3.63	11.18	13.0	12.07	14.0	9.88
Peso (t)	2805	5060	5115	4950	5340	4626
	EA	EB	EC	ED	EE	EF
Nivel agua (m)	0.0	5.75	12.98	11.0	14.0	7.50
Peso (t)	0.0	1318	3044	2425	3281	1687

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

- Líneas de 6 a 8: 624 kN con un ángulo de 45º respecto a la horizontal.
- Líneas 9 y 10: 350 kN con un ángulo de 30º con respecto a la horizontal.
- Reacción vertical permanente en la rotula de 1.134 t con una excentricidad de 2,50 m respecto al borde del dique.

Con ello se llegó al estado de lastres líquidos indicado en la Tabla 5.3.10.

• *Lastrados finales del dique en Mónaco*

La construcción del dique continuó en Mónaco, con diversos trabajos de acabados que fueron variando su peso y c.d.g., y por tanto hubo que ir adecuando los lastres a cada nueva situación. Para ello se establecieron las fases, pesos y estados de lastrado líquido que se indican en las tablas 5.3.24 a 5.3.27. Para el cálculo de estos estados los esfuerzos en el dique ya no eran limitativos, por lo que se trataba de mantenerlo adrizado y con el calado definitivo de 16 m, conservando la reacción predeterminada sobre la rótula.

5.4. SINGULARIDADES DEL ARMADO DE LA ESTRUCTURA

5.4.1. INTRODUCCIÓN

En este apartado se trata de reflejar las dificultades constructivas, para el armado de la estructura del dique, en comparación con una obra civil convencional.

Estamos ante una obra muy compleja y con unos condicionantes, que ya se han citado en capítulos anteriores, que han definido y acotado una serie de peculiaridades específicas tales como: limitación de peso por flotabilidad, eslora apreciable de la estructura con todos sus esfuerzos asociados, cargas accidentales (tipo choque de buques), efectos del oleaje, ambiente marino combinado con una durabilidad de 100 años, sistema de conexión específico en uno de sus extremos (rótula), fases de transporte y de flotación del dique, etc.

Tabla 5.3.10. Lastrado fin conexión dique

	OA	OB	OC	OD	OE	OF
Nivel agua (m)	3,63	11,18	13,0	12,07	14,0	9,88
	EA	EB	EC	ED	EE	EF
Nivel agua (m)	0,0	5,75	12,98	11,0	14,0	7,50

Tabla 5.3.11. Dique sin todos los elementos para el transporte y conexión de la rótula. Peso del dique 121.896 t

	OA	OB	OC	OD	OE	OF
Nivel agua (m)	5,13	11,18	11,68	11,58	14,0	10,98
	EA	EB	EC	ED	EE	EF
Nivel agua (m)	0,0	5,75	12,98	10,0	14,0	7,50

Tabla 5.3.12. Dique con todos los hormigones completados. Peso del dique 122.272 t

	OA	OB	OC	OD	OE	OF
Nivel agua (m)	4,45	10,98	9,80	11,76	14.0	9,54
	EA	EB	EC	ED	EE	EF
Nivel agua (m)	0,0	4,93	9,43	9,37	14,00	6,61

Tabla 5.3.13. Dique con toda las instalaciones y acabado completados. Peso del dique 125.511 t

	OA	OB	OC	OD	OE	OF
Nivel agua (m)	3,76	10,59	7,92	11,83	14,00	8,10
	EA	EB	EC	ED	EE	EF
Nivel agua (m)	0,0	4,10	5,88	8,73	14,00	5,71

Tabla 5.3.14. Dique con todas las superestructuras completadas (estado de servicio). Peso del dique 126.663 t

	OA	OB	OC	OD	OE	OF
Nivel agua (m)	3,63	8,81	7,92	11,83	14.0	8,03
	EA	EB	EC	ED	EE	EF
Nivel agua (m)	0,0	4,10	4,40	8,00	14,00	5,05

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 5.4.1. Aspecto general de los trabajos de armado.

Ello implicaba que los criterios de dimensionamiento de la estructura fueran muy estrictos, además de tener que cumplir reglas específicas de cálculo de obras offshore.

5.4.2. ARMADURA PASIVA Y PRETENSADO

Si se tiene en cuenta la invariabilidad del peso del dique lastrado, las dimensiones geométricas eran muy estrictas, y además, no se podían variar los espesores de muros y losas aunque se encontrara gran dificultad en su armado, tanto en fase de proyecto como en fase de ejecución.

Por todo ello las cuantías de armadura sobrepasaban en gran parte los valores convencionales, alcanzando unas cifras totales de 3250 toneladas de acero en armadura activa y 10.500 toneladas de armadura pasiva en Fe500 (NFA 35-016).

Con esto se generaban unos valores medios muy altos, más de 75 kg/m^3 de acero activo y superando los 250 kg/m^3 de armadura pasiva.

A su vez, si se tiene en cuenta el volumen ocupado por las vainas de pretensado, que eran de acero liso de hasta 141 mm de diámetro, las densidades aparentes de armadura se pueden considerar todavía más elevadas. Se ha de tener en cuenta que, para todo el dique, la medición superaba los 130.000 metros tubo.

Sirva como ejemplo la densidad aparente, superior a 600 kg/m^3 en las losas, sin tener en cuenta la zona de conexión y armado alrededor de la rótula, que se comentará en otro punto.

Esta densidad de armadura ha sido tan importante que en la mayoría de las zonas se han tenido que utilizar manguitos de conexión para evitar los solapes entre las barras con el fin de ganar tolerancia en su colocación. Según las características específicas de la zona, éstos tenían que ser de varios tipos: roscados simples, de doble rosca, de presión, etc., en sus distintas variantes de las casas comerciales. Se han llegado a colocar hasta 40.000 unidades en todo el dique.

Figura 5.4.2. Horquillas y cercos de armado transversal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Igualmente se debe destacar la importancia de todo el armado transversal de los muros del dique, con elevadas cuantías por m^2, debido a la aplicación de las normas noruegas (NS) en el cálculo de las comprobaciones de las tensiones multiaxiales de todos los elementos. Se utilizaron horquillas y cercos de atado transversal hasta en el 100% de los nudos con valores por encima de 50 uds/m^2.

Por otra parte, la durabilidad de la obra, al estar parte de la estructura siempre sumergida en el mar, obligaba a que los recubrimientos de las armaduras de los paramentos y losas, en contacto con el agua salada, alcanzasen los 5,5 cm, que eran estrictamente respetados.

Igualmente, las tolerancias de montaje han sido muy estrictas, con exhaustivas comprobaciones para verificar que todas las armaduras cumplían las especificaciones en los planos y pliegos. Ello se ha traducido en una disminución importante de los rendimientos de colocación, alcanzando cifras excepcionalmente bajas.

Figura 5.4.3. Atado en el 100% de los nudos.

Las inspecciones realizadas a estos recubrimientos, y asociadas a las fases de hormigonado en losas y al cierre de encofrados en paramentos, tenían que estar perfectamente coordinadas para cumplir los estrictos condicionantes del programa.

Tanto el alambre de atar la ferralla como el de fijación de los separadores, debían cumplir los mismos requisitos en cuanto a calidad de materiales, distancias de recubrimiento y tolerancias.

Igualmente los separadores y distanciadores de armaduras han sido fabricados, con hormigones y morteros, con las mismas características de durabilidad y resistencia que el resto de los elementos de la obra.

5.4.2.1. Prefabricación de armaduras

Para respetar los plazos de construcción establecidos, así como los estrictos requerimientos de calidad, se optó por ejecutar gran parte de la ferralla mediante prefabricación.

Para ello se realizaron en el taller situado al efecto en la misma obra:

- 1.000 cajas de armadura prefabricada en muros perimetrales con las siguientes características:
  - longitud: 8 m para los muros longitudinales
    5 m para los muros transversales
  - anchura: 0,32 m a 0,52 m según espesor de los muros
  - altura: 3,3 a 3,7 m más las esperas correspondientes
  - peso de la caja: menor de 300 kg
  - otros elementos: tubos de pretensado, manguitos, red de tierras, etc.

Figura 5.4.4. Prefabricación de cajas de armadura y tubos.

- Más de 3.000 vigas de ferralla en losas

Todo ello asociado a un sistema de trazabilidad, debido a la gran cantidad de elementos existente, muy riguroso con denominación específica para cada elemento prefabricado con su plano (o planos) correspondiente.

5.4.2.2. Complejidad del pretensado

Además de la armadura pasiva, la estructura contaba con acero activo en las tres direcciones (transversal, longitudinal y vertical) por un valor total de 3.100 t en cables y 150 t de barras rígidas de 50 mm (en muros rigidizadores laterales y muros estancos).

Figura 5.4.5. Vigas prefabricadas con sus tubos de pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 5.4.6. Pretensados en tres direcciones.

Las unidades de pretensado iban desde 7 T15 hasta 31 T15, según se describen en el capítulo 4.

Hay que destacar en este apartado que la complejidad del mismo, con cables de más de 240 m de longitud y bucles verticales de 20 m de altura, han requerido una adaptación del programa de trabajos y del sistema de ejecución a la secuencia de pretensado. En paralelo se ha tenido que recalcular la estructura del dique, en sus distintas fases de ejecución, para validar los métodos previstos garantizando la integridad del cajón.

5.4.3. ENCASTRE DE LA RÓTULA EN EL HORMIGÓN DEL DIQUE

La zona a analizar en este apartado y denominada específicamente como Plot 1, tiene más enfatizadas todas las dificultadas citadas anteriormente.

En ella se concentran las mayores densidades de armaduras del dique, donde la configuración del armado es en volumen, con barras y conductos en las tres direcciones, tanto de pretensado como de acero pasivo.

Para ello hubo la necesidad de construir, a escala real, un modelo de ejecución de las zonas alrededor de la rótula y todo el encastre de la misma: se modelizaron las dimensiones reales de los distintos elementos, las circunstancias específicas de la colocación de ferralla con sus manguitos, los encofrados y las fases de hormigonado para, finalmente, comprobar la idoneidad de los sistemas de ejecución y procedimiento de trabajo de tal forma que se garantizase un hormigón estructural de acuerdo con el diseño previo.

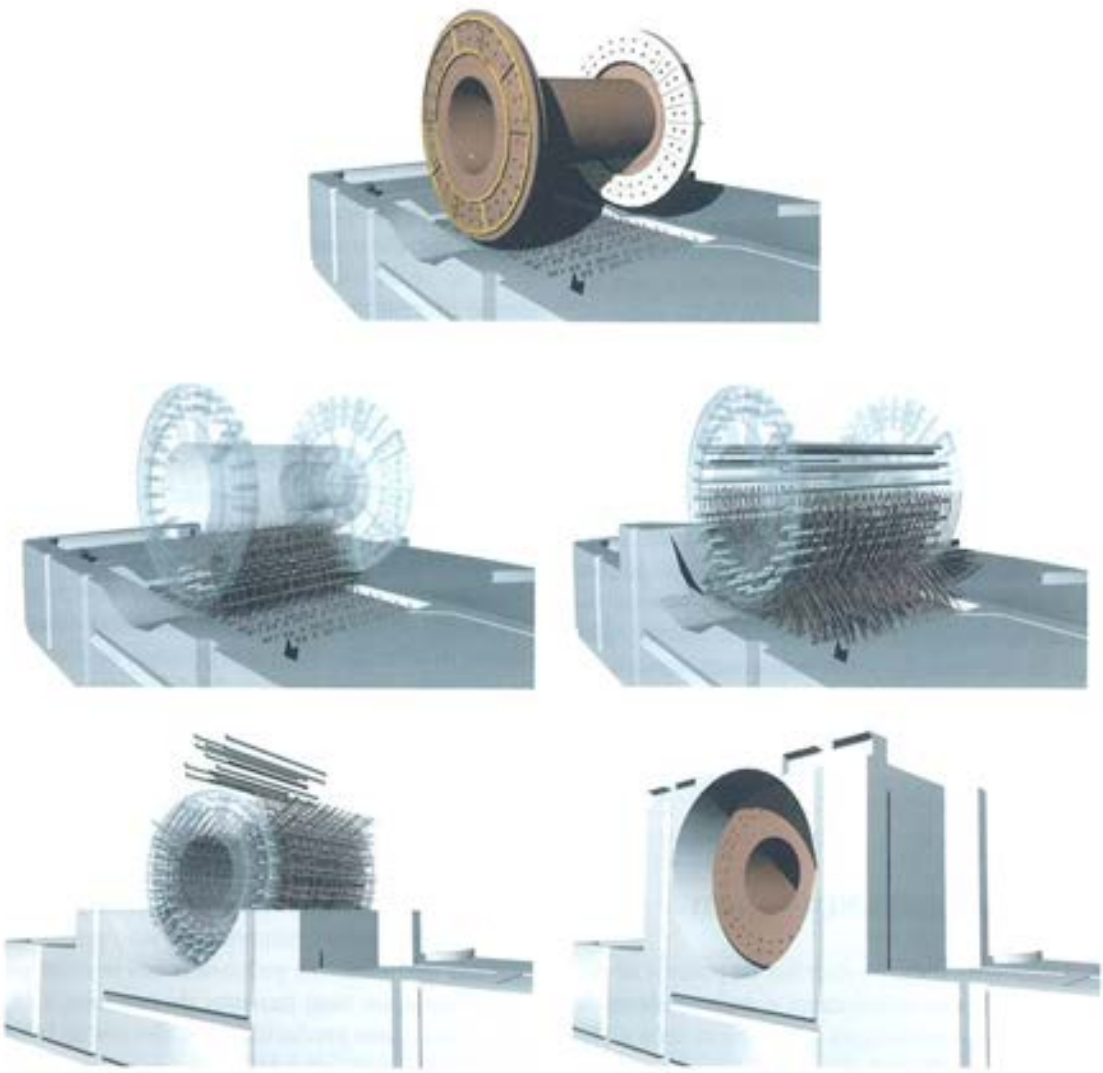


Figura 5.4.7. Modelización del armado de la rótula.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 5.4.8. Armadura en volumen.

El hormigón, utilizado en diversas zonas de este Plot 1, era específico del mismo con modificación de dosificaciones y de tamaño máximo de árido.

Las condiciones de colocación de las armaduras eran todavía más desfavorables, que las citadas en el apartado anterior para la generalidad del dique:

- densidad aparente de cuantía de armadura pasiva: hasta 800 kg/m^3,
- densidad real de armadura activa (barra + cable): hasta 150 kg/m^3.

Igualmente, tanto los propios elementos embebidos de la rótula como los correspondientes a su posicionamiento, dificultaban los trabajos tanto de armado como de hormigonado.

Al ser la armadura pasiva de tipo cúbico, se tuvieron que utilizar manguitos de conexión de forma sistemática para no cerrar los accesos en la secuencia de ejecución de los trabajos. Se colocaron más de 10.000 unidades, sólo en esta zona.

Las tolerancias de la armadura eran las mismas que las del resto del dique, en las zonas de contacto con el agua salada, en función de los recubrimientos necesarios.

Por otra parte para situar las armaduras, alrededor de la rótula, hubo que colocar previamente un elemento de gálibo, y así garantizar su posición definitiva antes de montar las distintas partes de la rótula o de recepción de la misma, tales como la brida, la contrabrida y los tubos que servían de vaina a las barras especiales de pretensado. Todo ello, condicionado por las propias tolerancias de montaje, que eran inferiores a 2 mm.

5.5. CONTROL DE ESTANQUEIDAD

En la construcción de diques y muelles de puertos se utilizan habitualmente cajones unicelulares o multicelulares de hormigón armado, que se construyen en un dique seco o flotante, se sitúan en el agua después de su construcción o algunas veces se terminan en ella, se remolcan desde el punto de ejecución a su emplazamiento definitivo y se fondean, llenándolos primero de agua y después con áridos o incluso con hormigón, en algunas o en todas sus celdas, terminando la estructura en su parte superior con una losa o con los elementos propios de su función.

En estos cajones es importante su estanqueidad, pero sólo durante el tiempo que debe flotar, generalmente muy corto si el cajón se coloca completo y no se termina en el agua. Después la penetración de ésta por las grietas o fisuras puede afectar a su durabilidad por ataque salino. Durante el corto tiempo de flotación, se podría achicar agua, en caso necesario. Estos cajones se suelen construir deslizados, sin juntas de construcción en su alzado, sólo con la existente entre paredes y zapata, lo que favorece su estanqueidad.

En el caso del dique de Mónaco su flotación debe ser permanente, ya que no se apoya en el fondo, y además, debido a su gran tamaño y complejidad de formas, armadura y pretensado, no se ha podido construir con encofrados deslizantes siendo preciso utilizar moldes trepantes con juntas de construcción, verticales entre módulos cada 48 m y horizontales entre elevaciones cada 3 o 4 m, circunstancias que dificultan lograr un dique estanco.

Por otro lado, al tener que hormigonar paneles de muro sobre la zapata u otro ya construido y ser el módulo muy largo, se producen fisuras por efectos térmicos de fraguado, lo que también afecta a la estanqueidad. Afortunadamente, la elevada cantidad de pretensado, en las dos direcciones de los dos muros del dique, fue capaz de cerrar estas fisuras impidiendo su afección. Todo este proceso, de aparición de fisuras de fraguado, se explica más detenidamente en el apartado de control de fisuración.

Al ser el dique un cajón con paredes planas de hormigón sometidas a la presión del agua, existe riesgo de fisuración por flexión en ellas. Por ello se han diseñado con pretensado en dos direcciones perpendiculares, el cual no es suficiente para que, en la hipótesis más desfavorable, todo el espesor de la pared permanezca comprimido, sino que se ha limitado la abertura de fisuras. El pretensado nos permite garantizar que estas fisuras no sean pasantes de una cara a la otra. Por lo tanto, las fisuras producidas, por flexión de la pared, pueden afectar a la durabilidad del dique por penetración y ataque del agua de mar, pero no a su flotación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Como se ha explicado, las fisuras por efectos térmicos y por flexión de los muros, todas ellas con pretensado que las atraviesa perpendicularmente, están suficientemente controladas a efectos de estanqueidad. Pero se ignoraba, antes de la construcción del dique, si el pretensado sería capaz de proporcionar la suficiente estanqueidad en las juntas, puntos débiles en las paredes. Por ello se adoptaron un conjunto de medidas para minimizar el riesgo de filtraciones: reducción de tensiones parásitas, estudio, mediante ensayos, del tratamiento de hormigonado a seguir en las juntas y colocación de una especial, que pudiera sellar la posible falta de estanqueidad.

Al no ser posible pretensar de forma simultánea todo el dique y hacerlo por fases, fue necesario actuar sobre elementos verticales u horizontales contiguos en fechas distintas, por lo que el flujo de tensiones producidos ocasionaba esfuerzos rasantes entre ellos, que podían estar separados por una junta de hormigonado. Si la tensión rasante producida era suficientemente grande, se podía fisurar la junta que era un punto débil.

Para disminuir este efecto hubo que aplicar el pretensado de forma gradual, tensando primero una parte de los cables, una segunda después de haber realizado la primera de la zona contigua, una tercera después de la primera de la siguiente y de la segunda de la limítrofe, etc. La aplicación del pretensado, con una distribución lineal, con los cables tensados más separados, en la proximidad de la junta, y más próximos conforme se apartaban de ella, en lugar de una distribución uniforme, disminuía de forma sustancial las tensiones rasantes en las juntas de hormigonado.

La diferente retracción entre zonas contiguas de hormigonado, en fases distintas, también producía esfuerzos en las juntas, que podían incrementar el riesgo de fisuración.

Para reducirlo se hizo un estudio de la aplicación progresiva del pretensado, tanto horizontal como vertical, mediante el modelo longitudinal utilizado para calcular el dique y otro, suficientemente largo, de elementos finitos, contemplando el efecto en varios módulos contiguos hormigonados en fases diferentes. En ellos se variaban las aplicaciones y se obtenían las tensiones de tracción y rasantes en las juntas, verificando que eran admisibles y no existía riesgo de fisuración.

Como ya se ha dicho, las juntas constituían un punto débil, susceptible de fisurarse y afectar a la estanqueidad. Para conocer la forma más adecuada de ejecutarlas y definiendo el tratamiento a seguir, se hicieron una serie de ensayos, a escala 1:1, consistentes en hormigonar dados en dos fases, con una junta de construcción horizontal en la mitad del espesor, a la que se le aplicaba uno de los posibles tratamientos. Después de endurecido el hormigón, se sacaban testigos a rotación, en sentido de la junta y perpendicular a ella, rompiéndolos después a compresión, y comparándolos con otros sin junta, y comprobando si la rotura era dentro o fuera de ella. Aunque todos los tratamientos dieron buenos resultados, el mejor correspondió a la aplicación de retardante de fraguado sobre la superficie de la junta y la limpieza, posterior, con chorro de agua a presión, después del endurecimiento del hormigón y antes del fraguado, retardado, de la lechada superficial.

Para tener una mayor seguridad en la estanqueidad se decidió añadir un sistema adicional al tratamiento de construcción. Se estudió la colocación de cintas expansivas en contacto con el agua, desde las más habituales, basadas en bentonitas, hasta otras, más sofisticadas, de resinas hidrofílicas moldeadas y vulcanizadas sobre caucho de neopreno, que, aunque más caras, mantienen la geometría permitiendo los ciclos de mojado y secado. El inconveniente de este procedimiento es que no permite la corrección de errores, por tratamiento posterior de la junta, si hay filtraciones por ella.

Por esta razón se decidió colocar el sistema Masterflex 900 Fuko, consistente, esencialmente, en una manguera de PVC diseñada especialmente para ser instalada en uniones de hormigón (juntas frías), sometidas a presiones hidrostáticas, posibilitando su posterior inyección. El dispositivo tiene un núcleo central resistente, capaz de soportar la presión del hormigón sin deformarse excesivamente, con cierre del conducto. Está provista de unas aberturas laterales, recubiertas por

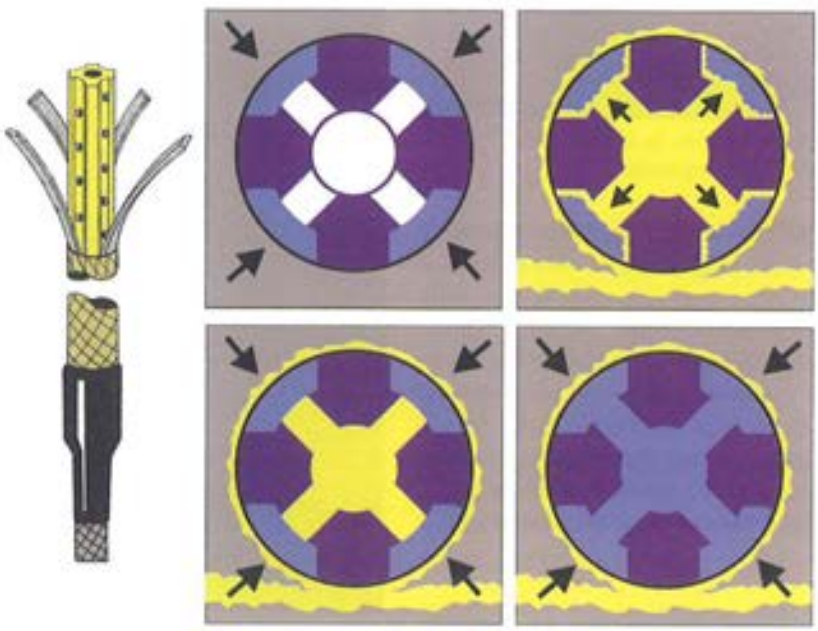


Figura 5.5.1. Detalle de manguera FUKO y fases de la inyección y lavado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

unas tiras de neopreno que hacen de válvulas que evitan que penetre la lechada del hormigón fresco, asegurando una descarga uniforme del material de inyección e impidiendo que vuelva a penetrar en el núcleo de la manguera.

La característica principal, que diferencia este sistema de los que habitualmente se utilizan, es la posibilidad de volver a inyectar, si se detecta pérdida de estanqueidad en la junta tratada. Esta reinyección se logra por el sistema de cierre, que actúa de válvula antirretorno, y por el vaciado y lavado del interior de los tubos después de cada operación. Esto no es válido para todos los materiales, ya que algunos, como las resinas epoxi, bloquean los canales y no permiten la reinyección.

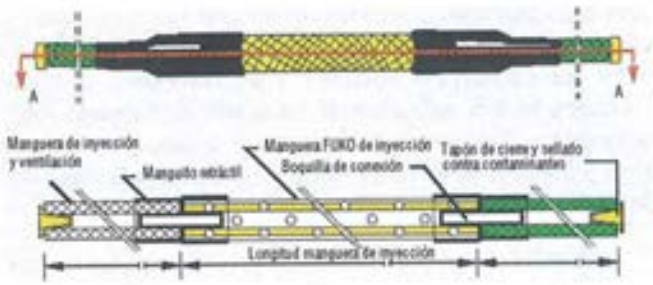


Figura 5.5.2. Detalle de las piezas del sistema de inyección FUKO.

Este sistema admite varios productos de inyección, dependiendo de las características de las fisuras y del servicio y prestaciones que se quieran obtener. El microcemento es el material de mayor tamaño, siendo adecuado para las comprendidas entre 0,2-0,3 mm. Las resinas epoxi más finas, tienen una viscosidad relativamente alta, 150 cps, por lo que no se puede trabajar con valores menores de 0,05-0,1 mm. La resina especial Masterflex 601, con viscosidad menor, 40 cps, se emplea para cuando no es posible usar los productos anteriores.

Figura 5.5.3. Detalle de sujeción de la manguera y de junta de hormigonado.

Como complemento para definir el tratamiento a realizar en las juntas de hormigonado, se hicieron en obra ensayos a escala 1:1 de inyección de agua, que mostraron la gran calidad de las juntas de hormigonado existentes y la dificultad de penetración del agua de inyección por ellas. Esto último indicaba que si el agua, con viscosidad de 1 cps, no penetraba fácilmente, menos lo harían otros productos con mayor viscosidad o sólidos como el microcemento. Por consiguiente, éste y las resinas epoxi eran mucho más difíciles de inyectar que la resina Masterflex 601 y posiblemente su aplicación no servía para nada.

Por ello se decidió que el producto más adecuado, salvo en zonas puntuales donde pudiera haber fisuras muy abiertas, era la resina Masterflex 601, muy flexible, por lo que el pretensado, posterior a la inyección, podía cerrar las fisuras aplicando compresión sobre ellas y además se hincha con el agua, cerrando el paso de ésta.

El microcemento tiene el riesgo de segregación, durante la operación. Al ser partículas sólidas en suspensión, debe aplicarse después de una inyección previa de agua, por lo que la dosificación varía al mezclarse ambos componentes. La resina epoxi bloquea la posterior reinyección, principal ventaja del sistema Fuko.

Figura 5.5.4. Detalle de sujeción de la manguera en una junta de hormigonado.

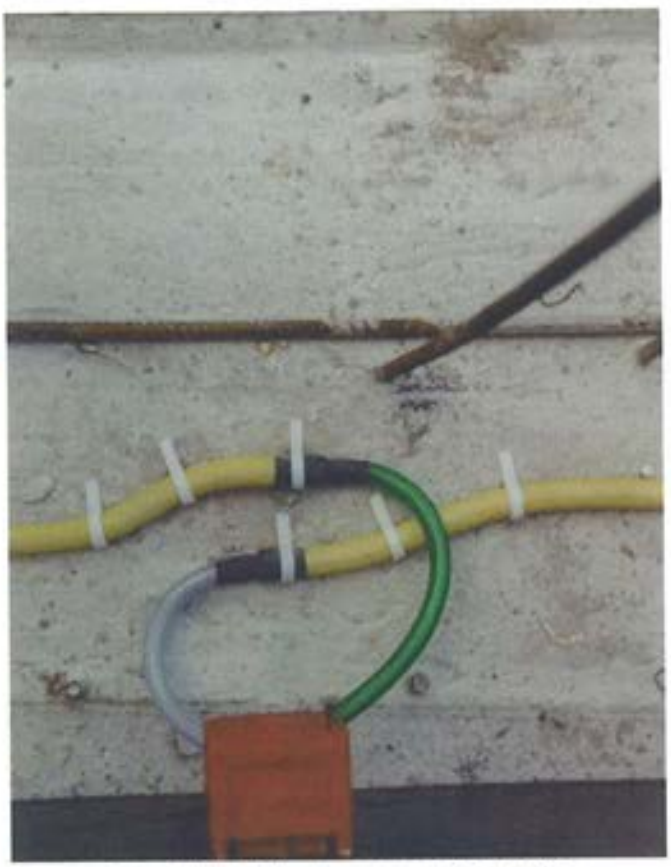


Figura 5.5.5. Salidas de mangueras de inyección y ventilación en un solape.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

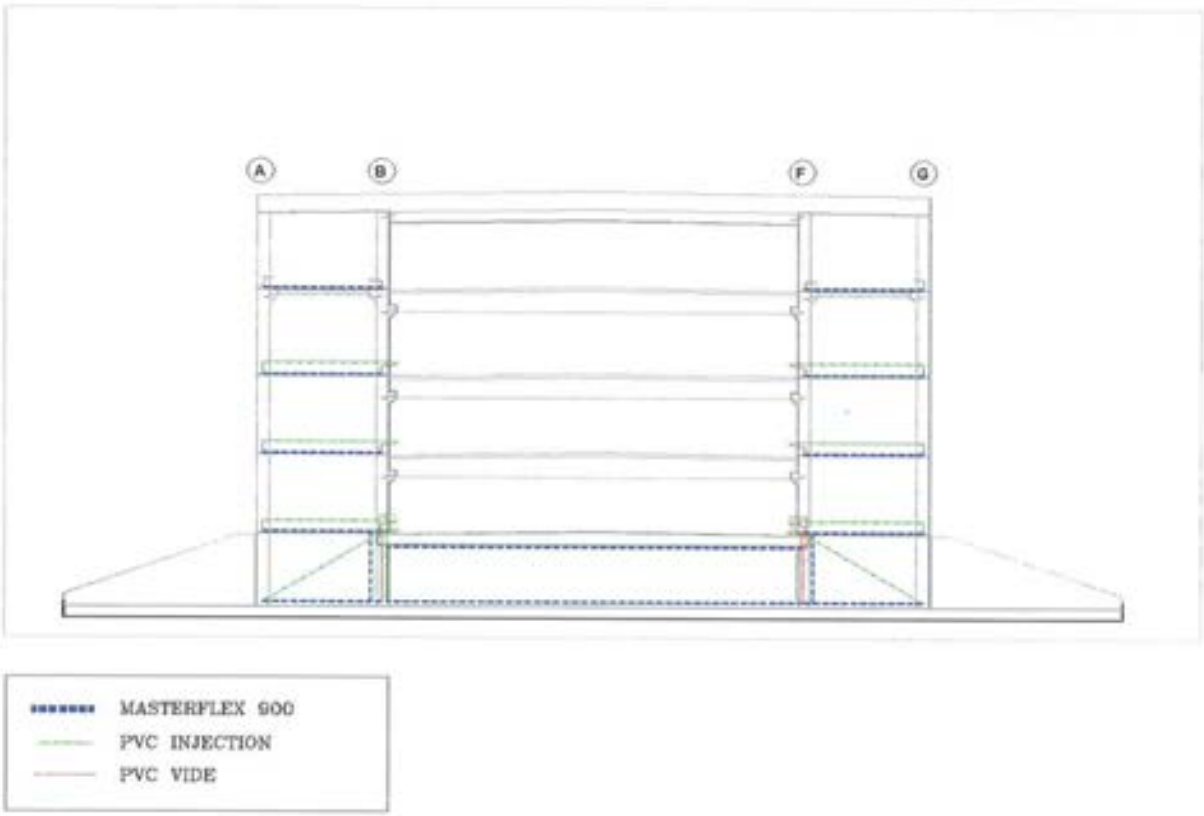


Figura 5.5.6. Esquema de disposición de mangueras FUKO en el dique.

También existía una solución mixta, consistente en inyectar inicialmente microcemento rellenando la parte gruesa de las fisuras y después resina para la zona más fina de ellas, pero que presentaba un inconveniente si se aplicaba antes del pretensado. El microcemento es rígido, no permite el cierre de fisuras por la compresión del pretensado, por lo que la parte inyectada con resina no se comprime y las zonas de fisuración muy débil, donde no hubiera llegado la resina, quedarían sin cerrar. Si se introducía sólo resina, en las zonas comprimidas, se cerrarían las fisuras muy débiles donde no hubiera llegado ésta. Por todo ello, salvo en fisuras con aberturas importantes, de 0,4-0,5 mm, poco probable, dada la elevada cantidad de armadura dispuesta en el dique, la inyección con microcemento no era necesaria, siendo más adecuada la aplicación de una resina.

Con respecto a la durabilidad de ésta, los ensayos de envejecimiento acelerado realizados, dieron unos resultados excelentes. Además se colocó en fisuras inferiores a 0,4 mm, que cerrarían al pretensar el dique, por lo que el frente de ataque, de los agentes envejecedores, sería muy reducido y, excepto en la zona de carrera de marea y oleaje, la renovación de oxígeno era mínima y el ambiente muy constante, lo que reducía o anulaba las posibilidades de envejecimiento. Después de todas estas consideraciones, se decidió la inyección con Masterflex.

5.6. CONTROL DE FISURACIÓN

Antes de comenzar la construcción del dique se realizó una simulación termomecánica, ya descrita en el apartado referente a hormigón, cuyo objetivo era deducir si era necesario imponer ciertas limitaciones a las condiciones de ejecución y obtener en su caso estas limitaciones, para poder asegurar el cumplimiento de las especificaciones del contrato, debido a la posibilidad de obtener como resultado el que, en determinadas condiciones, no se cumpliesen, por ejemplo en días muy calurosos o muy fríos.

Los efectos combinados de retracción y temperatura, unidos a las restricciones de deformaciones impuestas por el hormigonado sobre partes de estructura ya endurecidas, producen tensiones de tracción que pueden ser superiores a las que el hormigón es capaz de soportar, en función de su grado de madurez y endurecimiento, lo que puede ocasionar la aparición de fisuras.

En una estructura e hormigón, como el dique, formada por una losa horizontal sobre la que se construyen posteriormente muros verticales, en sucesivas fases, al fraguar y endurecer éstos se produce calor, por lo que se dilatan más que la zapata, volviéndose a contraer cuando se enfrían. El problema es que esto se produce, cuando el hormigón es joven y por tanto poco rígido y fácil de deformar, ya que su módulo de elasticidad es muy bajo. Cuando posteriormente se contrae, por disminuir su temperatura, el muro es mucho más rígido y difícil de deformar, pues su módulo de elasticidad es más alto. Al estar unidos a la zapata, esta contracción está restringida, dando lugar a tracciones en la parte baja de los muros.

Este mismo proceso se produce al ir elevando el muro en sucesivas fases, ya que la zona inferior, ya endurecida,

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

restringe las deformaciones de la superior que se está haciendo, de forma similar a lo explicado anteriormente.

De lo analizado se desprende que en una obra de esta magnitud, es imposible evitar completamente el riesgo de fisuración, ya que los muros se deben hormigonar en fases con una altura razonablemente práctica para su construcción, pudiendo adoptarse ciertas medidas para reducir en lo posible este riesgo. Como las actuaciones, tendentes a reducir las tensiones, son complicadas se debe intentar que el hormigón soporte, lo más posible, dichos esfuerzos, incrementando la resistencia en el momento de aparecer las máximas solicitudes de tracción.

En el dique, se podía conseguir reduciendo, en lo posible, la pérdida del calor de hidratación generada en el hormigón, para que la contracción térmica de los muros se produjera de una forma retardada, consiguiendo un hormigón con una mayor madurez y resistencia. La forma más sencilla de realizarlo era mantener los encofrados un mayor tiempo, ya que al ser de madera representaban un aislamiento, frente a la pérdida de calor del hormigón. Reduciendo la velocidad de disminución de temperatura, en los muros, se disminuía la velocidad de aumento de las tensiones de tracción en ellos, de forma que el hormigón podía resistirlas y se reducía el riesgo de fisuración.

Las posibles fisuras se estimaron de acuerdo con los resultados de la simulación termomecánica. La separación estimada, entre ellas, se calculó de acuerdo con la fórmula de la Norma Española EHE-98, similar a la del Eurocódigo 2, pero teniendo en cuenta algún factor añadido como el recubrimiento y la separación entre armaduras. De acuerdo con los estudios realizados antes de la construcción, las fisuras que se podían producir eran muy pequeñas, inferiores a 0,1 mm, dentro de los límites que imponía la especificación para fisuras pasantes de muros estancos, una vez terminado el dique.

Al desencofrar los primeros muros, construidos sobre la zapata, se observaron fisuras en todos ellos, con separaciones medias de un metro aproximadamente. Se iniciaban un poco por encima de la zapata inferior y terminaban por debajo de la coronación de hormigonado de cada muro. La abertura estaba comprendida entre 0,05 mm y 0,15 mm, excepto en algún punto aislado donde alcanzaba 0,20 mm. Se podían suponer, en su mayoría, pasantes entre las dos caras de los muros, ya que mantenían, en ambas caras, aproximadamente la misma posición. La deformación total, debida a la suma de todas las fisuras aparecidas en un paño de muro, era muy similar o inferior a la prevista en los cálculos.

Como se ha dicho anteriormente, de acuerdo con la simulación termomecánica que se realizó sobre el proceso de hormigonado y endurecimiento de los muros antes de la construcción del dique, ya se había previsto un riesgo de fisuración, obteniendo unos resultados de ésta con una abertura menor que la que realmente se produjo.

Esta disparidad entre cálculo y realidad se puede explicar, ya que las fórmulas utilizadas para la separación entre fisuras, obtenidas de normas, son en general más válidas para estructuras muy fisuradas, donde la armadura se aprovecha en lo posible, que para aquellas donde el fenómeno es reducido, al trabajar el hormigón cerca de su capacidad de tracción, siendo éste un valor bastante disperso y más si el material tiene muy poca edad.

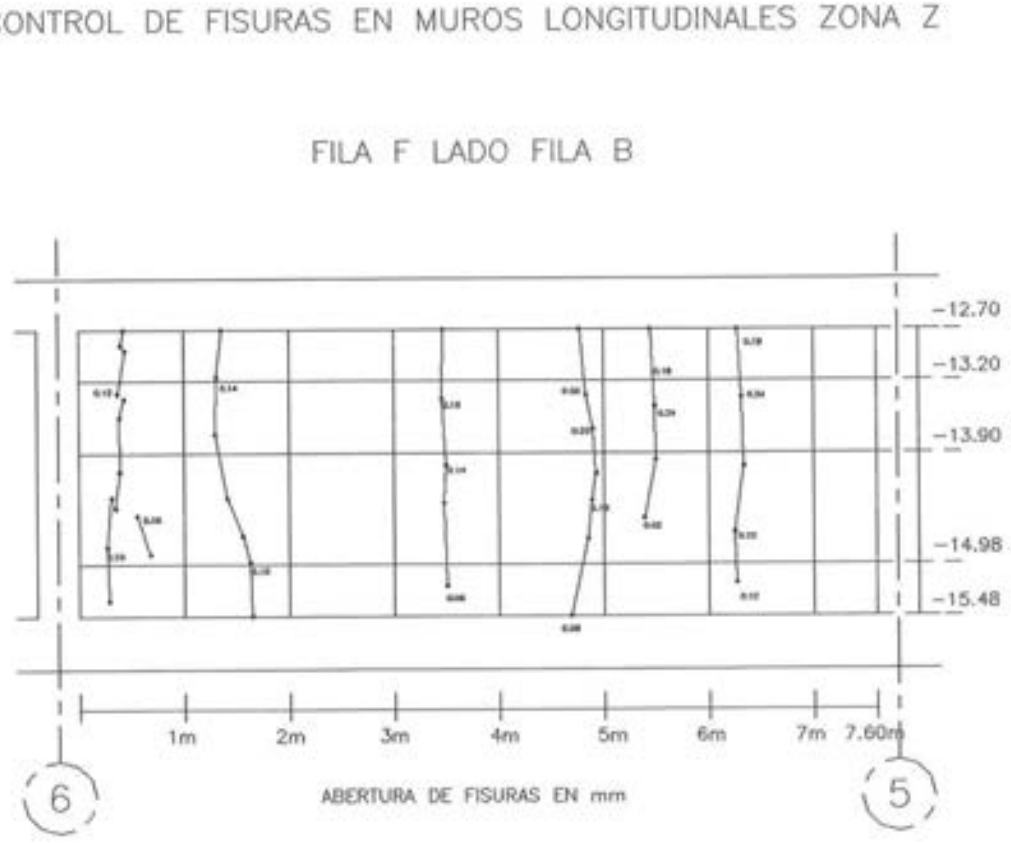


Figura 5.6.1. Mapa de fisuras obtenido en una de las primera observaciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

También puede influir la singularidad de esta obra y su diferencia con las piezas que han servido para obtener las fórmulas de las normas, basadas, por un lado, en ensayos de laboratorio de piezas de hormigón armado sometidas a flexión, tracción o flexotracción y, por otro, en la observación de estructuras reales y ensayos sobre ellas.

Pero generalmente estas piezas o estructuras están formadas por elementos lineales o por placas sometidas a flexión, ya que no es normal ensayar una placa o muro a tracción o flexión en su plano. En todas ellas la armadura secundaria, transversal al sentido de las tracciones, suele tener una cuantía muy inferior a la principal longitudinal, no como en los muros del dique, donde las cuantías eran muy importantes en ambas direcciones, con diámetros gruesos y elevado recubrimiento. Además existían tubos metálicos lisos para el pretensado, de un diámetro del orden de la tercera parte del espesor del muro, lo que provocaba una debilitación en las secciones donde existían estos elementos, que se manifestaba por una concentración de las fisuras en las zonas próximas a ellos.

Creemos que la influencia de estas particularidades, elevado recubrimiento, importante cuantía de armadura transversal con diámetros gruesos y presencia de tubos de pretensado lisos y de gran diámetro, ayudaba a que las fisuras aumentasen su abertura, una vez abiertas, en lugar de aparecer un número mayor y repartirse, entre ellas, la deformación total.

Este proceso de fisuración se repitió, de forma similar, en todos los paños de muro construidos, tanto en la primera elevación, a partir de la zapata, como en las restantes posteriores encima de las anteriores, con alguna pequeña disminución, debido a que la zapata imponía una restricción algo mayor de deformaciones que el muro de una fase anterior.

En algunas de las fisuras de menor abertura, se observó al poco tiempo una colmatación, lo que producía el cierre de aquella. Se supuso que la compresión de los muros por efecto del pretensado cerraría o llenaría todas las que no se hubieran colmatado, en la fecha de puesta en tensión de los cables. En efecto, la deformación total, que la tensión de compresión del pretensado producía en un paño, era aproximadamente el cuádruplo del valor medio y el triple del máximo. Por tanto, se supuso que sería muy difícil que el pretensado no cerrase totalmente las fisuras producidas. Los muros transversales que no tenían pretensado horizontal sí lo tenían vertical y en ellos, posiblemente el efecto Poisson, unido a la rigidez transversal de la estructura, produciría unas tensiones horizontales de compresión que, aunque reducidas, ayudarían al cierre de las fisuras que no se hubieran colmatado.

De acuerdo con esto, se estimó que al final de la construcción del dique, lo más probable era que se hubiera producido el cierre completo de todas las fisuras, o que las que aún quedasen fuesen tan insignificantes que no requirieran ningún tipo de intervención posterior. Se decidió esperar y seguir la evolución, en el tiempo, antes de proceder con actuaciones de reparación.

Para controlar este proceso y su evolución en el tiempo, se efectuó un seguimiento completo de todas las fisuras de todos los paños, realizándose un mapa de situación en cada paño, por ambos lados, indicando la abertura, en varios puntos marcados, de cada una de ellas. Se midió, aunque con riesgo de errores, que la anchura variaba levemente a lo largo del día, por efecto del soleamiento, aunque no se pudo medir su variación durante la construcción del dique, pues no se instrumentó ninguna de ellas.

Terminado de tensar todo el pretensado no se observaron fisuras abiertas y tampoco filtraciones en las pruebas de estanqueidad, de las cámaras entre muros, realizadas en la dársena, antes de la puesta a flote del dique por inundación de la misma.

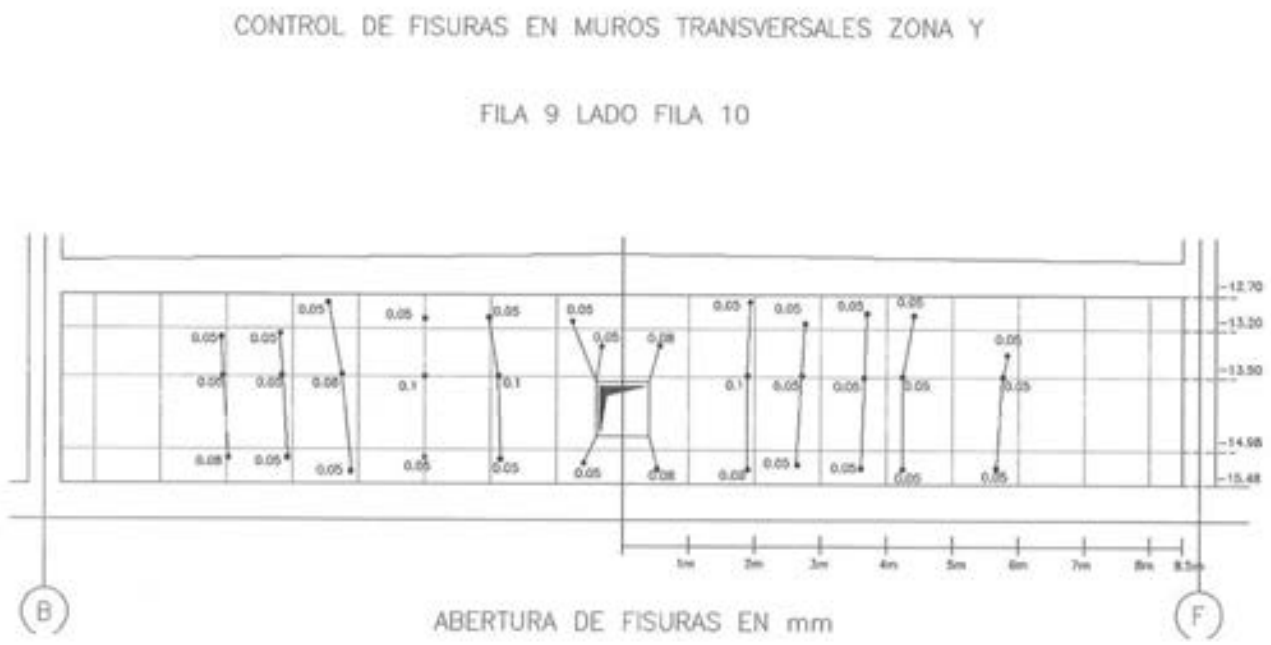


Figura 5.6.2. Fisuras obtenidas en un muro transversal con abertura de paso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

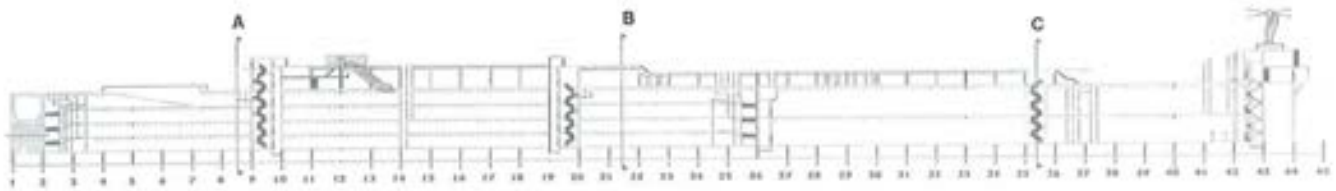


Figura 5.7.1. Sección longitudinal del dique con indicación de las secciones principales de instrumentación (A, B, C).

5.7. MONITORIZACION DEL DIQUE

5.7.1. INTRODUCCIÓN. OBJETIVOS DE LA MONITORIZACIÓN

La idea de monitorizar el dique surge en un intento de dar respuesta al requisito, establecido por la propiedad, de comprobar que durante el transporte a Mónaco y su instalación allí, no se producían daños en su estructura.

El objetivo principal de la monitorización era, por tanto, aportar la información necesaria para evaluar los esfuerzos producidos durante esas fases y verificar que quedaban por debajo de los previstos en proyecto.

Dado este objetivo básico, el diseño de la instrumentación desarrollada por GEOCISA, se realizó en colaboración permanente con INTECSA-INARSA, ingeniería encargada del diseño y supervisión de la puesta en flotación del dique y del control de esfuerzos durante las fases de flotación y transporte al puerto de Mónaco.

La instalación de la instrumentación se llevó a cabo cuando el cajón se encontraba en seco en la dársena de Crinavis, realizándose una serie de pruebas del sistema de monitorización durante las etapas de puesta en flotación del dique y de cambio de lastres de la fase de flotación a la de transporte.

5.7.2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE MONITORIZACIÓN

Para cumplir el objetivo básico, antes enunciado, se instaló un sistema automatizado de monitorización cuyo diseño estaba orientado a:

- Registrar los movimientos, que se produjeran en el dique, mediante la medida de giros longitudinales y transversales a través de 6 servoclinómetros.
- Evaluar los esfuerzos de flexión, originados en el dique como viga cajón, a partir de las deformaciones longitudinales medidas mediante 39 sensores de fibra óptica.
- Comprobar que no se producían problemas en las celdas de lastre, mediante el control permanente del nivel de agua en las mismas, a través 12 sensores de presión.
- Registrar las sobrepresiones que pudieran producirse sobre la losa superior o las paredes laterales de babor y estribor del cajón, en las zonas próximas a proa y popa, por efecto del oleaje, empleando para ello 18 sensores para el control de esas posibles sobrepresiones hidrodinámicas y 6 sensores para el del nivel de calado.

Todo lo anterior se completaba con 16 sensores para medida de la temperatura en las superficies exterior e interior del hormigón. Se dispusieron, por tanto, un total de 97 sensores, 61 de los cuales (los correspondientes a giros, deformaciones unitarias y temperaturas) se concentraban en las tres secciones señaladas como A, B y C en la Figura 5.7.1.

5.7.2.1. Deformaciones unitarias

Las deformaciones fueron medidas mediante extensómetros de fibra óptica de amplia base (2 m), con cubierta de silicona, de la firma *OSMOS* (Figura 5.7.3). Se dispusieron 13 sensores en cada sección en las posiciones indicadas en la Figura 5.7.2.

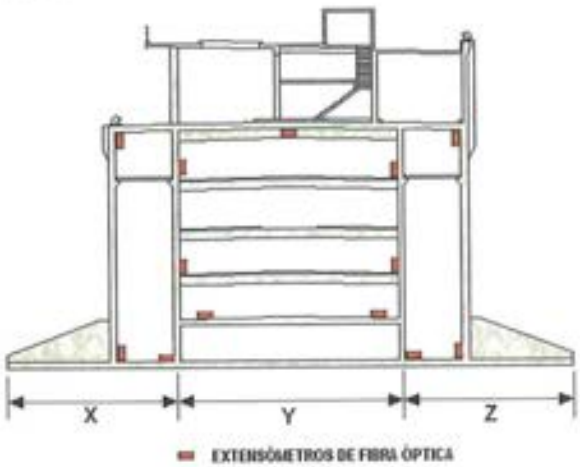


Figura 5.7.2. Sección transversal del dique, indicando la ubicación típica de los extensómetros de fibra óptica en cada sección instrumentada.

Figura 5.7.3. Extensómetros de fibra óptica de amplia base.

Cada uno de estos extensómetros era conectado, mediante un cable de fibra óptica multimodo, a un dispositivo optoelectrónico denominado *Opto-Box* (Figura 5.7.4), que genera un haz de luz infrarroja que se propaga a través del elemento. La intensidad luminosa de la señal óptica, procedente del extensómetro, relacionada con la deformación unitaria entre

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 5.7.4. Unidades optoelectrónicas *Opto-Box*. A la derecha pueden verse las 10 unidades utilizadas, dispuestas en el armario de centralización de medidas y con los sensores conectados.

sus extremos, retorna hasta la *Opto-Box* y es convertida en una señal eléctrica, posteriormente muestreada por el sistema de adquisición de datos.

Los sensores eran instalados fijando sus extremos a sendas placas de latón ancladas al paramento de hormigón. Dado que se continuaban haciendo múltiples trabajos en el dique, mientras se procedía a la instalación de la monitorización, los extensómetros fueron protegidos frente a posibles impactos mecánicos mediante un semitubo de PVC (Figura 5.7.5).

5.7.2.2. Giros

Con el fin de conocer los movimientos que se produjeran, durante el transporte, como consecuencia del oleaje, se midieron los giros, según planos verticales, en distintos puntos de la estructura, tanto de cabeceo (plano vertical según el eje longitudinal del dique) como de balanceo (plano vertical normal al eje longitudinal).

Para ello se instalaron seis servoclinómetros inerciales de *JEWELL INSTRUMENTS*, sobre bases metálicas con tornillos de nivelación, cuya señal de salida es proporcional al ángulo de inclinación con respecto a la vertical, alcanzando una resolución de 0,1 segundos.

En cada una de las tres secciones principales de medida se colocó un sensor para medir el cabeceo y otro para el balanceo. Dado que los giros previsibles, en caso de temporal durante el transporte, podían ser apreciables, se optó por disponer cuatro de ellos con un rango de ± 14,5º para evitar su saturación, incluso en condiciones extremas, mientras que el de los otros dos era notablemente menor (± 3º) para captar con cierta precisión los giros si, como se esperaba, los movimientos resultaban muy inferiores a tales máximos. La instalación de los clinómetros se realizó en el interior de cajas estancas adecuadamente fijadas a paramentos verticales en la cubierta (Figura 5.7.6).

5.7.2.3. Niveles de lastre y de calado

Una de las situaciones que debía controlarse durante el transporte, era evitar que una posible rotura de las paredes de las celdas de lastre, por cualquier circunstancia accidental, diera lugar a una alteración del lastre líquido (salida/entrada de agua o paso de ella de unas celdas a otras, puesto que no

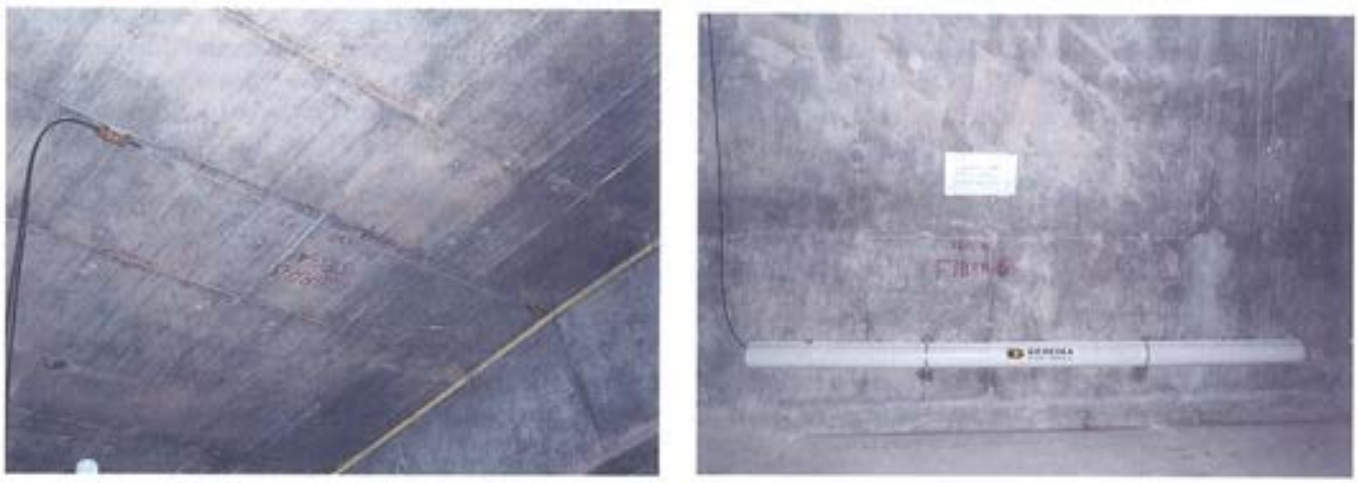


Figura 5.7.5. Sensor de fibra óptica instalado (izquierda) y una vez colocado el semitubo de PVC de protección (derecha).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 5.7.6. Servoclinómetro Jewell LSOC (izquierda) y armario con los dos clinómetros instalados en la sección C (derecha).

todas tenían el mismo nivel) que pudiera comprometer la estabilidad del dique. Por ello, se decidió controlar el nivel de agua, en las doce celdas estancas existentes en ambos laterales de la estructura (Figura 5.7.7, Zonas X y Z), instalando en cada una de ellas un transmisor de presión relativa *DRUCK* PTX-1730 con un rango de medida equivalente a una columna de agua de 20 m.

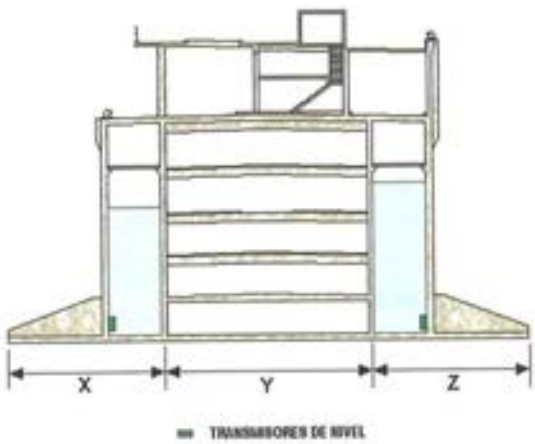


Figura 5.7.7. Situación de transmisores de nivel en celdas de lastre líquido.

Idénticos transductores se situaron externamente en la parte inferior del dique, tanto en cada una de sus cuatro esquinas como a ambos lados de la sección central B, con el fin de medir el calado, en distintos puntos, en cada instante. Esta medida resultaba complementaria de la de giros, de cara a detectar y caracterizar episodios de fuerte oleaje.

5.7.2.4. Presiones hidrodinámicas.

Para determinar las presiones hidrodinámicas, producidas durante el transporte por el oleaje, se dispusieron dieciocho transmisores de presión hidrodinámica *DRUCK* PTX-530 de 0,15 MPa de rango, distribuidos tanto sobre la losa de cubierta (10), a lo largo de los 50 m más próximos a proa y popa, como sobre la cara externa de las paredes laterales del cajón (8) (cuatro en cada uno de los paramentos de babor y estribor, también en las zonas próximas a proa y popa y a una cota correspondiente a la teórica de flotación durante el transporte) (Figura 5.7.8).

Figura 5.7.8. Sensores de presión hidrodinámica dispuestos en cubierta.

5.7.2.5. Temperaturas

Para facilitar la interpretación de las medidas de deformaciones unitarias, fundamentalmente durante las operaciones de flotación y lastrado, se decidió registrar también las temperaturas en la superficie del hormigón, mediante la colocación de 16 sensores de tipo PT-100, con salidas aisladas galvánicamente.

5.7.2.6. Sistema de adquisición de datos

Un sistema de adquisición de datos (SAD), ubicado en un armario climatizado situado en el interior del dique (que albergaba la Unidad Central de Proceso, las unidades *Opto-Box*, las fuentes de alimentación, los convertidores de aislamiento galvánicos y cajas de conexión) (Figura 5.7.9) recogía la información procedente de los 97 sensores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 5.7.9. Armario de centralización del sistema.

A la vista de la diferente naturaleza de las magnitudes controladas, y dado que algunas podían variar de forma dinámica, se optó por registrar a 10 muestras/s cada uno de los canales de medida correspondientes a extensometría, presión hidrodinámica y giros, mientras el resto de los sensores (temperatura, nivel de lastre y calado) fueron medidos a razón de 1 muestra/s.

El sistema realizaba, de forma continuada, registros, de 10 minutos de duración, de las señales de la totalidad de los sensores a las velocidades de muestreo indicadas, permitiendo la visualización de su estado en tiempo real, tanto en forma numérica como gráfica.

La exigencia, por parte de la propiedad, de comprobar que los esfuerzos inducidos durante la travesía quedaban por debajo de los máximos previstos en proyecto, aconsejaba conservar todos los registros de 10 minutos, obtenidos a lo largo del periodo de monitorización, con independencia de que no se hubiera detectado a priori nada reseñable, pues siempre permitiría un análisis posterior si se presentaba alguna duda.

Por el contrario, dado el gran número de registros a realizar a lo largo de varios meses (si se incluía el proceso de flotación) y que el cálculo de los esfuerzos a partir de las deformaciones exigía un cierto tiempo, no resultaba lógico analizar en detalle, de forma sistemática, todos y cada uno de los registros, ni en tiempo real ni a posteriori.

Además, un objetivo secundario, de control del proceso de transporte en tiempo real, planteaba dos exigencias: poder hacer un análisis rápido de la gran cantidad de datos proporcionados por el sistema y resumirlos un una información básica que pudiera ser transmitida a tierra para el seguimiento del transporte. Así se podría detectar cualquier situación anómala que exigiera adoptar decisiones urgentes (dentro de las limitadas posibilidades de actuación que existían si se presentaba una emergencia).

Por ello, se decidió establecer un tratamiento previo de los datos que ayudase a la revisión y transmisión a tierra de los mismos y a la adopción rápida de decisiones en caso necesario. Este tratamiento permitía también facilitar la identificación de los periodos en los que se hubieran detectado fenómenos más significativos, para centrar en ellos el análisis detallado de los registros obtenidos y calcular los esfuerzos a partir de las medidas de deformaciones.

Para ello, se determinaban los valores máximos, mínimos, medios y desviaciones correspondientes a cada uno de los registros dinámicos de 10 minutos para cada uno de los canales medidos. Estos valores caracterizaban de forma simple cada registro dinámico de 10 minutos y se almacenaban, junto a la hora de inicio correspondiente, en un archivo histórico, de valores estadísticos, que permitía seguir fácilmente la evolución de todos los canales.

Un software desarrollado por GEOCISA facilitaba la consulta, en distintos paneles sinópticos, bien de la evolución en el tiempo de los valores estadísticos de cualquier sensor y de cualquiera de los registros dinámicos efectuados; o bien la visualización de tales valores estadísticos para varios sensores a la vez, correspondientes a un cierto periodo de diez minutos (Figura 5.7.10).

Complementariamente, para cada uno de los sensores se establecieron sendos límites de aviso y de alarma, tanto superiores como inferiores, con el fin de resaltar su estado si eran sobrepasados y facilitar la tarea de seguimiento de la monitorización, avisando al operador las situaciones llamativas que hubieran podido producirse.

La presencia física de personas en el dique, durante la travesía, estaba prohibida, salvo en situaciones puntuales, por motivos de seguridad, por lo que se estableció un enlace vía radio entre el ordenador principal del sistema de monitorización, ubicado en el cajón y un segundo, para el seguimiento y análisis de datos, situado en uno de los remolcadores. Mediante este enlace de RadioLink a 2.4 GHz, que proporcionaba una velocidad de transmisión de datos en torno a 4 - 5 Mbits/s y el uso de PCAnywhere 10.0, de SYMANTEC, fue posible, tanto la transferencia de archivos desde el ordenador principal, localizado en la estructura, como el manejo a distancia de éste, desde el computador secundario.

La aplicación de visualización de los archivos históricos de datos estadísticos, antes citada, así como la correspondiente al cálculo de esfuerzos a partir de las deformaciones, que se comentará más adelante, fueron instaladas en este ordenador remoto, lo que exigía mantener en él una copia actualizada de los distintos archivos históricos de parámetros estadísticos, así como –al menos– de los registros dinámicos que pudieran

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

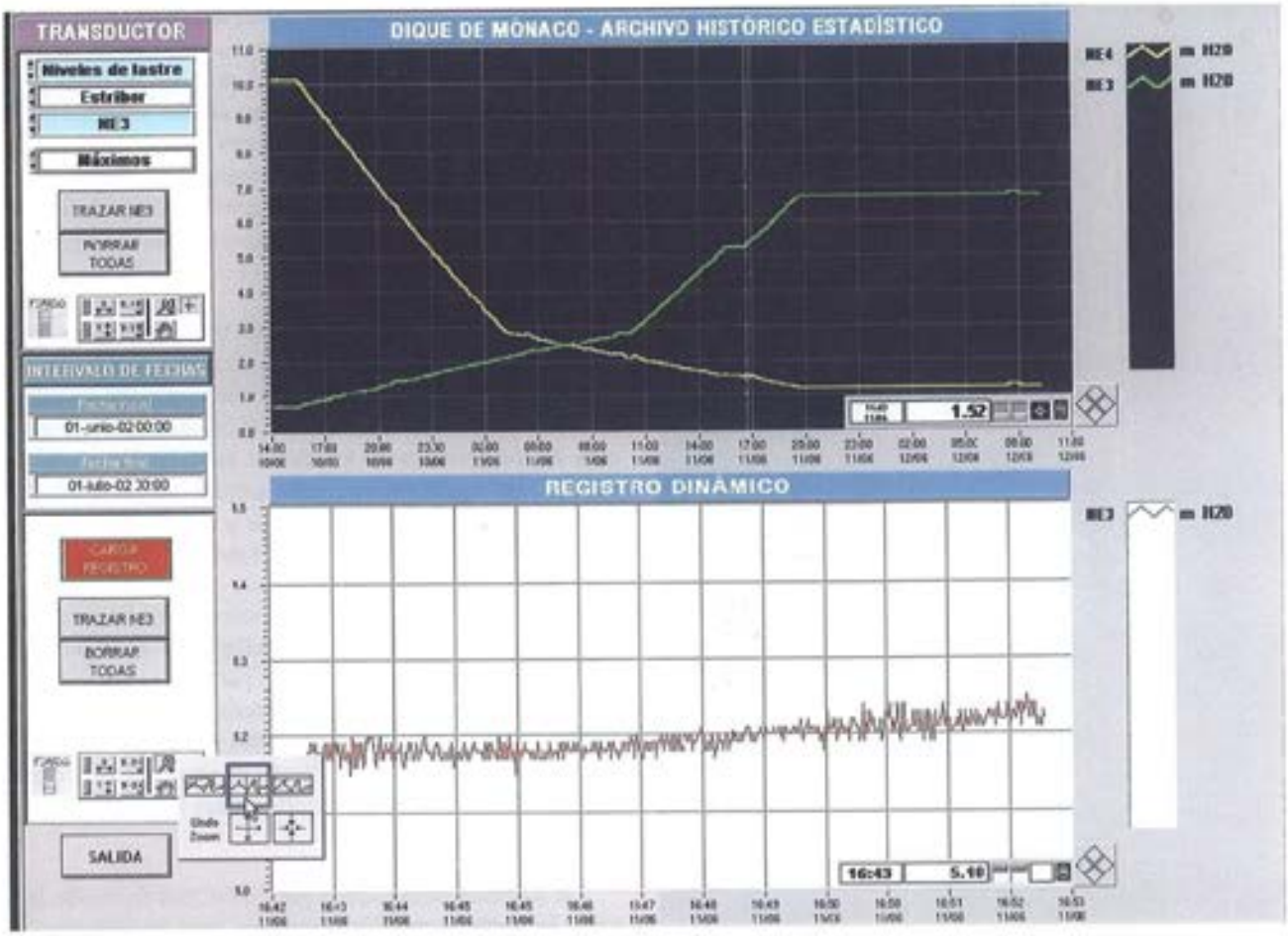


Figura 5.7.10a. Evolución del valor estadístico de dos canales y visualización de un registro dinámico de 10´de uno de ellos.

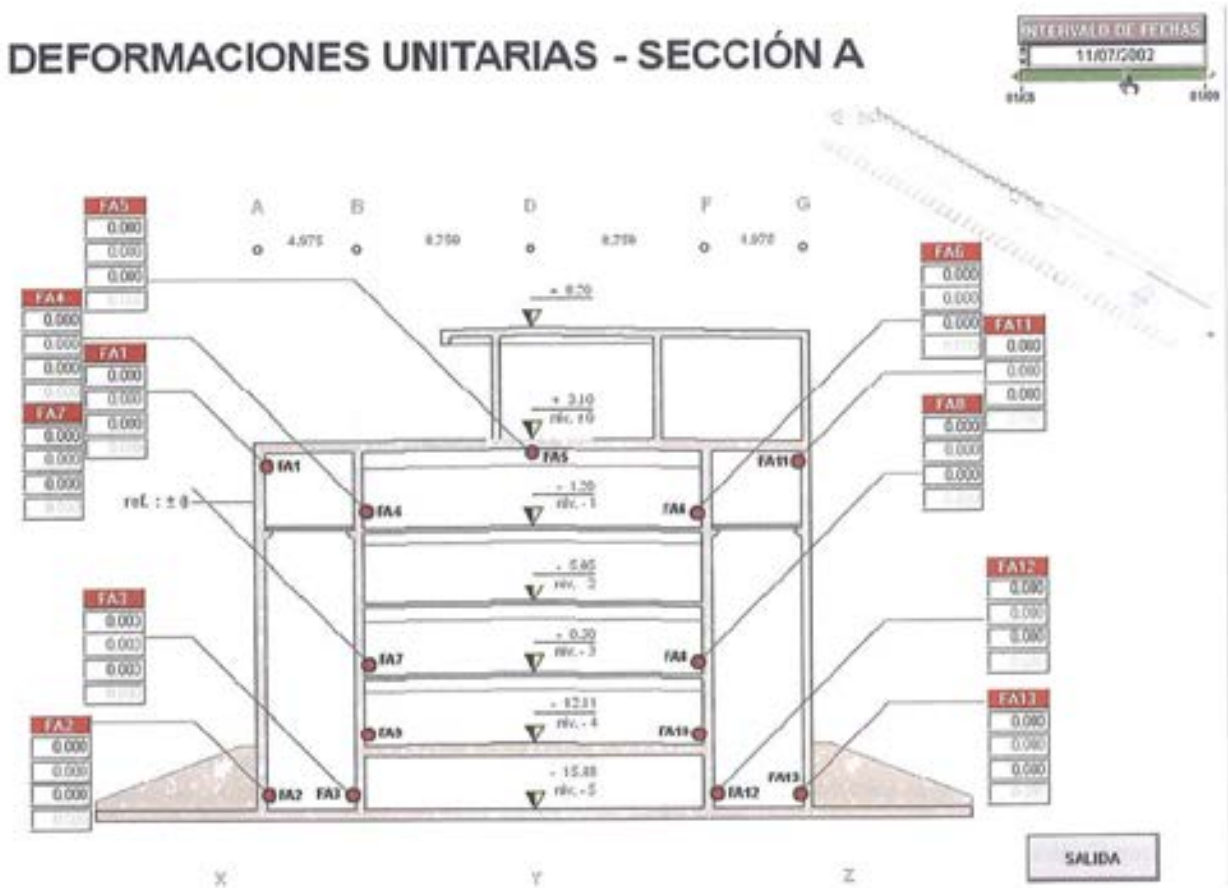


Figura 5.7.10b. Panel sinóptico de valores estadísticos de varios canales para un período de 10´.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

resultar más significativos o de mayor interés. Esta labor se realizaba mediante comunicaciones puntuales entre ambos ordenadores, para transferir los distintos archivos desde su localización inicial, en el principal, hasta el instalado a bordo del remolcador de apoyo "*Typhoon*", que acompañó al dique durante la travesía hasta Mónaco. (Figura 5.7.11).

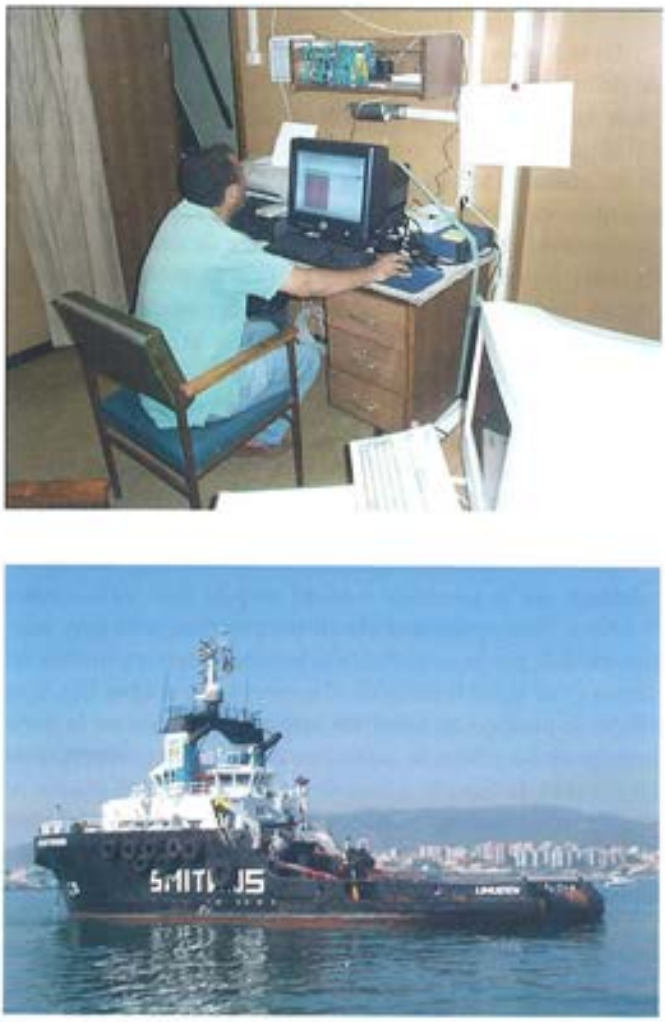


Figura 5.7.11. Ordenador remoto (arriba) instalado en el remolcador de apoyo (abajo).

La información era examinada y revisada permanentemente en el ordenador secundario por dos operadores que se turnaban y encargaban de transmitirla, una vez al día, vía correo electrónico, según el protocolo previamente definido, al equipo de seguimiento constituido en tierra, por si se presentaba alguna situación crítica que exigiera la adopción de decisiones extraordinarias.

Para la estimación de esfuerzos, a partir de la medida de deformaciones, se distinguieron dos fases. La primera correspondiente a la puesta en flotación y operaciones subsiguientes (lastrado con agua, pruebas de comprobación de estanquidad de las celdas de lastre, maniobra de salida a la bahía y cambio de lastre al de situación de transporte) hasta dejar listo el dique para su travesía hasta Mónaco. La segunda era la correspondiente al propio transporte hasta la finalización de la operación de conexión de la rótula.

Fase de flotación

En esta primera fase los posibles esfuerzos inducidos en el dique correspondían a procesos muy lentos y las deformaciones unitarias debían ser deducidas por diferencia entre la medida en cada instante y la lectura "cero" inicial. Al tratarse de un tiempo prolongado (varias semanas), podían darse variaciones térmicas que afectasen tanto al propio dique como a los sensores y sistema de medida, por lo que resultaba aconsejable, como se ha comentado, un control de temperaturas que pudiese ayudar a la interpretación de los resultados.

Por otra parte, con estas solicitaciones cuasi-estáticas muy lentamente variables, las medidas a lo largo de un periodo de 10 minutos deberían ser sensiblemente constantes. Por tanto, los esfuerzos, en esta fase, se calcularon a partir de los valores medios de las deformaciones eficaces para cada período de 10 minutos, obteniendo dichos valores por diferencia entre las lecturas medias de cada sensor en ese período y en el tomado como origen o situación cero (que normalmente era el momento de inicio de las medidas, antes de comenzar la inundación de la dársena para poner el dique en flotación).

Para cada sección de medida el programa calculaba el plano de deformaciones, logrando a partir del mismo y de las características geométricas y mecánicas de la sección, los esfuerzos y obteniendo los momentos flectores, en dos hipótesis diferentes: suponiendo esfuerzo axil nulo (obligando a que el plano de deformación correspondiera a la deformación nula en el c.d.g. de la sección) o no adoptando tal hipótesis (y calculando también el esfuerzo axil). Se conseguían dos o tres valores (los momentos flectores M_y, M_z según dos planos perpendiculares y el esfuerzo axil N, en caso de no suponerlo nulo) para cada período de 10 minutos estudiado, en cada una de las secciones A, B y C.

Fase de travesía

En la segunda fase el interés se centraba exclusivamente en los esfuerzos que pudieran ser inducidos por el oleaje. Al tratarse de un fenómeno dinámico con media nula, se optó por ajustar a cero la media de las lecturas obtenidas, a lo largo de cada período de 10 minutos correspondiente, quedándose únicamente con las variaciones dinámicas producidas por dicho oleaje. De esta forma se eliminaba cualquier proceso de variación lenta (deriva del sensor si la hubiera, influencia de los cambios de temperatura sobre los sensores o sobre la estructura, fluencia) que resultase espúreo para los fines perseguidos (estimación de los esfuerzos inducidos exclusivamente por el oleaje).

Al igual que en la fase de flotación, a partir de las deformaciones eficaces se calculaban los planos de deformación en cada sección instrumentada A, B y C y de cada uno de ellos, se obtenían los momentos flectores M_y y M_z. Como hipótesis de salida se supuso que el oleaje no inducía axiles significativos, por lo que siempre se obligaba a que el plano de deformación correspondiese a un valor nulo en el centro de gravedad de la sección. Dado que, en esta fase, los esfuerzos varían dinámicamente, el cálculo de los momentos se realiza para todos los instantes medidos (a razón de 10 veces/s), proporcionando 6000 valores de cada momento flector (M_y y M_z) para cada período de 10 minutos estudiado, en cada una de las secciones A, B y C.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Tanto en la fase de flotación como en la de travesía, el programa permitía al usuario eliminar los valores de uno (o varios) de los sensores, para no tenerlos en cuenta en los cálculos, si había sospechas de que, por cualquier motivo, no estuvieran funcionando correctamente.

5.7.3. RESULTADOS OBTENIDOS

A la hora de comentar los resultados proporcionados por la instrumentación, y a la luz de lo comentado con anterioridad, diferenciamos entre las dos fases siguientes:

- **Fase 1**.- Trabajos realizados en la Bahía de Algeciras (inundación de la dársena, puesta a flote del cajón, salida y cambio de lastre para dejar el dique en disposición de transporte): desde el día 10 de junio hasta el día 13 de agosto de 2002.
- **Fase 2**.- Control de comprobación durante la travesía desde Algeciras hasta Mónaco (desde el día 14 al 26 de agosto de 2002) y posterior conexión de la rótula (hasta el día 6 de septiembre de 2003).

5.7.3.1. Fase 1 – Algeciras

Dos circunstancias curiosas pueden destacarse, del análisis de resultados de esta fase, ambas relacionadas con el propio análisis de datos.

La Figura 5.7.12 recoge los gráficos de evolución de dos sensores de deformación de la sección B, ubicados en la cara inferior de la losa superior del cajón (ver Figura 5.7.2) a lo largo de todo el día 13 de agosto. En ella se puede apreciar una variación lenta a lo largo del día (unos 13-15 με pico a pico) que responde al cambio cíclico diario de temperatura. A esta onda, de variación diaria, se superpone un rizado de mucha menor amplitud (unas 2-3 με) que, después de ser analizado con detenimiento, se concluyó que correspondía a los ciclos de calentamiento/enfriamiento de *Opto-Boxes*, originados por las entradas en funcionamiento y paradas del propio sistema de climatización, lo cual venía a subrayar la importancia de mantener, como había recomendado el fabricante, la temperatura de operación de las citadas Optoboxes por debajo de un cierto umbral. Al mismo tiempo el resultado subrayaba la magnífica estabilidad y sensibilidad de estos sensores de fibra óptica.

En la Figura 5.7.13 se recoge la evolución de dos sensores de deformación de la sección A (FB4-FB6) a lo largo del día 11 de agosto. En ella se observa un salto brusco de la medida (≈100 με), que no se correspondía con situaciones similares en los restantes sensores de la sección ni con posibles esfuerzos inducidos en la estructura. Dado que ambos sensores se encontraban ubicados en la zona inferior de una de las celdas de lastre líquido, se examinó el gráfico de evolución de este último, constatando que el salto coincide con el momento en que el nivel de agua (NB2) pasa por la cota a la que estaban situados, aproximadamente, esos sensores.

Se comprobó que el fenómeno se producía al subir el nivel de agua (y pasar el sensor de estar en seco a estar sumergido), produciéndose el proceso contrario, al bajar dicho nivel.

Estas deformaciones aparentes se ocasionaban, fundamentalmente, por la actuación o no del empuje hidrostático sobre la propia fibra óptica anclada en sus extremos y en muy inferior medida por la modificación brusca de la temperatura del sensor (y de la del hormigón) al contacto con el agua fría. Este efecto se produjo en todos los sensores ubicados en la parte inferior de las celdas de lastre cuando, como consecuencia de las pruebas de llenado y vaciado de las mismas, se pasaba de una situación sumergida a seca o viceversa aunque, afortunadamente, una vez detectado, resultaba fácilmente corregible.

Por lo que se refiere al cálculo de momentos, el objetivo fundamental de su evaluación, en esta fase, estaba en un

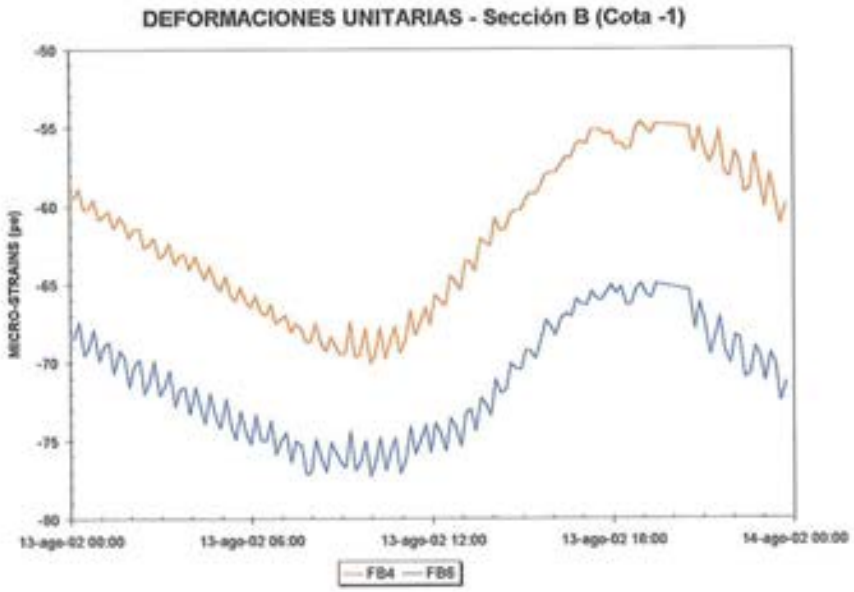


Figura 5.7.12. Evolución de las deformaciones unitarias a lo largo de un día, en la que se aprecia el ciclo térmico diario.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

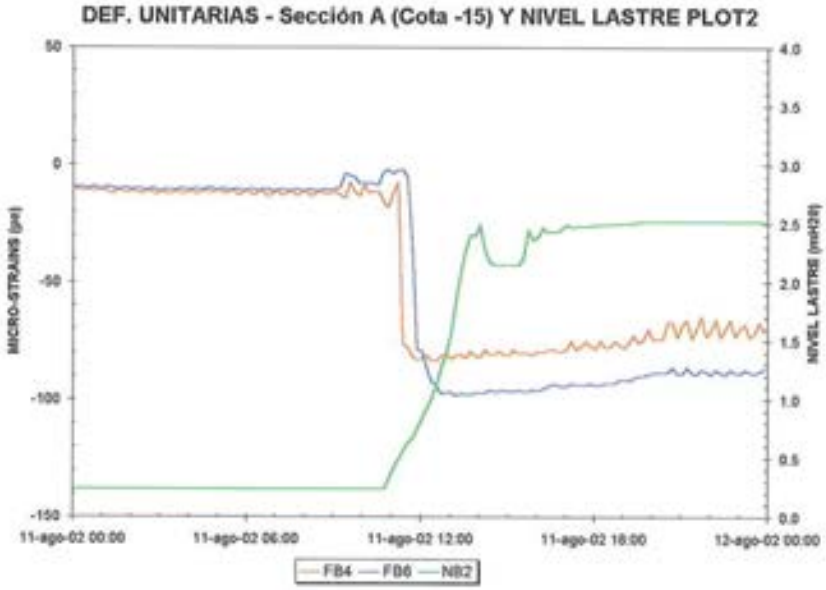


Figura 5.7.13. Efecto del empuje hidrostático sobre el sensor de deformaciones.

posible contraste o calibración de todo el proceso. En ese sentido, el hecho de que se estuvieran desarrollando trabajos diversos sobre la estructura (pruebas de estanquidad, trasvase de lastre de una a otra celda, etc. e incluso continuación de obras en el propio dique), hacía prácticamente imposible una evaluación teórica de referencia con la que contrastar las medidas experimentales, por la dificultad de evaluar las acciones realmente aplicadas al cajón. Por ello, se intentó centrar un posible contraste en el análisis de las tensiones producidas como consecuencia del cambio de lastre efectuado, justo antes del transporte a Mónaco y después de la salida a la dársena, puesto que proporcionaba una situación en la que, salvando los efectos térmicos, se tenía un control relativamente bueno de lo que habían variado las acciones sobre el cajón (los niveles de lastre en las celdas y, consecuentemente, el calado del dique), lo que permitía estimar razonablemente los esfuerzos teóricos inducidos por ellos.

Se obtuvieron las deformaciones eficaces inducidas desde el instante anterior a la salida de la dársena (6 de agosto a las 21 horas – lastre de flotación) hasta el 13 de agosto a las 21:00 horas lastre de transporte). Los momentos estimados experimentalmente, tanto suponiendo axil nulo como no nulo, eran bastante parecidos en ambas hipótesis (diferencias inferiores al 10%) y claramente menores que los estimados teóricamente (diferencias del orden del 30%).

Un análisis detallado de la sensibilidad, de los momentos estimados, frente a pequeñas variaciones de las deformaciones medidas por los sensores más alejados del c.d.g., revelaba que, variaciones relativamente reducidas de estas medidas (15-20 με), debidas a modificaciones térmicas o de otro tipo, imposibles de evitar en un proceso de varios días de duración, podían dar lugar a cambios, de los esfuerzos estimados, del mismo orden de magnitud que las diferencias detectadas respecto a los teóricos.

5.7.3.2. Fase 2 – Travesía Algeciras – Mónaco

A lo largo de los 12 días de duración de la travesía, el tiempo resultó muy favorable, no registrándose episodios de oleaje destacables. Los niveles de lastre líquido, parámetro fundamental a controlar según se ha comentado, permanecieron con una adecuada estabilidad durante todo el trayecto.

Los gráficos de evolución de los giros máximos o mínimos detectados cada 10 minutos, tanto transversales como longitudinales, permiten determinar rápidamente los episodios de mayores movimientos del cajón debidos al oleaje. Éstos se iniciaron a partir del mediodía del 18 de agosto y fueron aumentando hasta alcanzar su mayor valor a mediodía del día 19. Los máximos movimientos se detectaron sobre las 11 horas, registrándose inclinaciones transversales máximas de 0,66 ° y longitudinales de 0,14° (Figura 5.7.14). Las presiones hidrodinámicas, registradas sobre los laterales del cajón, confirman lo indicado anteriormente por los giros, produciéndose las mayores presiones el día 19 de agosto, con valores muy pequeños que no sobrepasaron 0,019 Mpa.

Tabla 5.7.1. Momentos máximos producidos por oleaje durante el transporte

Fecha	Fecha	MyA	MzA	MyB	MyC	MzC
19/08/02 08.33	26.431	64.084	53.481	121.492	24.889	85.413
20/08/02 21.10	14.759	59.753	58.487	151.119	23.981	87.907

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

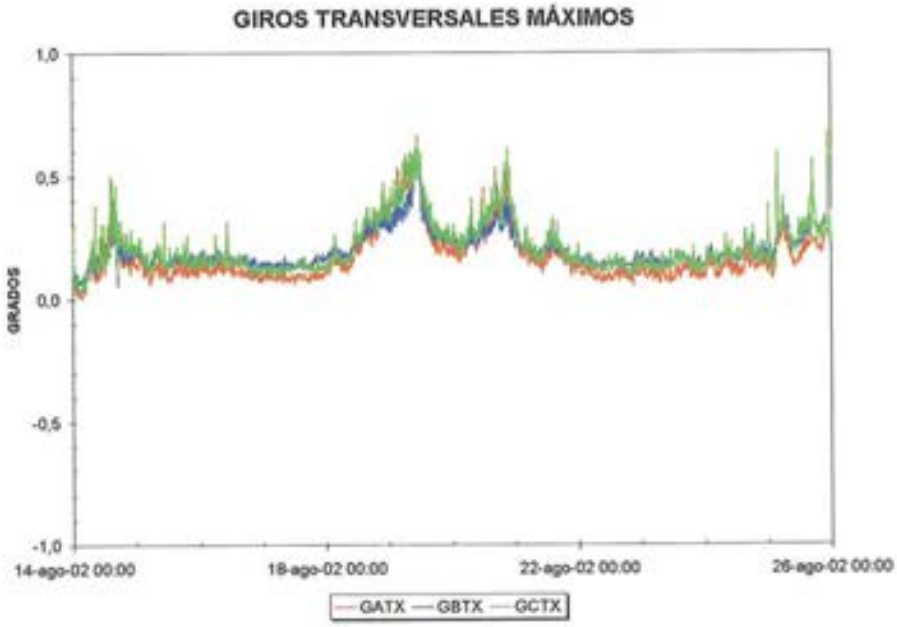


Figura 5.7.14. Giros transversales máximos cada 10'.

Por su parte, los valores de momentos flectores máximos producidos por el oleaje, expresados en kNm, correspondientes a los instantes de mayores solicitaciones durante el transporte, se muestran en la Tabla 5.7.1, quedando por debajo del 5% de los máximos estimados teóricamente en caso de temporal. Los gráficos de evolución, de los momentos flectores estimados, muestran valores muy pequeños, que cabría considerar como prácticamente nulos.

El seguimiento de la instrumentación se continuó hasta la finalización del proceso de conexión de la rótula. Los gráficos de evolución de los giros permiten apreciar muy bien el ajuste final de la primera fase de esta conexión (aproximación del dique hasta introducir el cono exterior de la rótula en su alojamiento en el estribo) que se llevó a cabo el día 3 de septiembre. Entre las 10:30 h y las 11:00 h, se observa un giro de aproximadamente 0,1º correspondiente a la elevación de 40 cm mediante gatos necesaria para alinear la rótula. Posteriormente, hacia las 13:00 h se registra un pico aislado de unos 0,2º. Analizando con detalle los registros dinámicos del período de 10 minutos entre las 13:07 h y las 13:17 h, se aprecia que corresponde al instante de la conexión de la rótula. (Figura 5.7.15 a y b)).

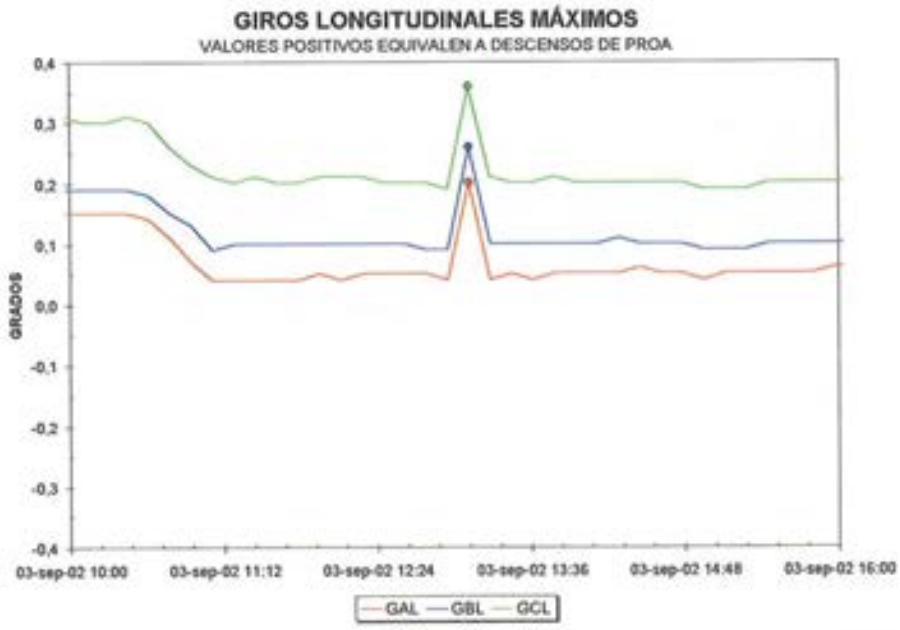


Figura 5.7.15 a). Giros longitudinales durante las operaciones de conexión de la rótula (3/09/02). Máximos registrados cada 10 minutos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 5.7.15 b). Giros longitudinales durante las operaciones de conexión de la rótula (3/09/02).
Detalle del registro dinámico de los giros correspondientes al período de 10 minutos entre las 13.07 y las 13.17 horas.

5.7.4. CONCLUSIONES

La monitorización del dique flotante para la ampliación del puerto de La Condamine, llevada a cabo durante la travesía por mar desde Algeciras hasta su emplazamiento definitivo en Mónaco, ha permitido comprobar experimentalmente que los esfuerzos originados en él por dicha operación de transporte, quedaban en todo momento por debajo de los máximos previstos en el proyecto.

El control de niveles de agua, en las celdas de lastre líquido, ha permitido confirmar su perfecta estanqueidad y el buen comportamiento de las paredes y las soleras que las delimitan.

Los movimientos (giros) se han mantenido en valores muy por debajo de los límites de aviso preestablecidos, como corresponde a la situación meteorológicamente favorable registrada a lo largo de la travesía. En línea con esa situación de mar, casi en calma, no se ha llegado a registrar episodio alguno de oleaje sobre cubierta y las células de presión, instaladas en babor y estribor en las zonas próximas a popa y proa, han registrado valores reducidos, muy alejados de los que podrían haber sido capaces de soportar las paredes exteriores.

Consecuentemente, los momentos flectores inducidos por el oleaje en el cajón, estimados a partir de los datos experimentales, han dado valores muy por debajo de los obtenidos en los diferentes cálculos previos realizados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

GEOCISA
GEOTECNIA Y CIMIENTOS, S.A.

OFICINAS CENTRALES

C/ Los Llanos de Jerez 10 y 12- 28820 Coslada (Madrid)
Tel. 91 660 30 00 - Fax. 91 671 64 60
www. geocisa.com

DIQUE DE MONACO

Diseño del hormigón y Asistencia Técnica durante su fabricación y puesta en obra.
Monitorización del transporte.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

6. Ejecución del dique en la dársena de Crinavis

Execution of the dock in the Crinavis basin

Manuel Patiño Cajide
Ingeniero de Caminos, DRACE

José Manuel Illescas Villa
Ingeniero de Caminos, FCC

RESUMEN

Se describen en este apartado todos los aspectos relativos a la construcción del dique, analizando las principales circunstancias que condicionaron la ejecución de los trabajos en seco en la Bahía de Algeciras:

- La dársena de Crinavis.
- Instalaciones de obra.
- Cimentaciones provisionales.
- Fases de Ejecución: División en ocho módulos ("Plots").
- Encofrados, armados y hormigonados.
- Ensayos a escala 1:1.
- Proceso de pretensado: familias de cables y barras.
- Zona especial de la rótula (encastre al hormigón).

SUMMARY

This section covers all aspects of the construction of the dock, including a study of the main factors affecting the execution of the works at the dry dock in Algeciras Bay:

- *The Crinavis Basin.*
- *Site facilities.*
- *Provisional foundations.*
- *Execution stages: Division into eight modules ("Plots").*
- *Formwork, reinforcement and concrete-pouring.*
- *Full scale tests.*
- *Pre-stressing process: cable and reinforcing bar families.*
- *Special ball joint area (clamping to the concrete).*

6.1. LA DÁRSENA

La elección de la dársena, para la construcción del dique, tiene una influencia muy importante en el cálculo de la estructura, por los siguientes motivos:

- Solicitaciones durante la construcción.
- Dificultades durantes el transporte.

Por ello, debía construirse en la cuenca mediterránea, lo más cerca posible de su emplazamiento definitivo.

6.1.1. POSIBLES EMPLAZAMIENTOS

Existían tres dársenas para la ejecución, lo suficientemente próximas a Mónaco:

- La Ciotat (Marsella - Francia).
- La Valletta (Malta).
- Crinavis (Algeciras - España).

La más cercana es la primera estando las otras dos más separadas. La Ciotat obligaba a terminar una parte del dique a

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 6.1.1. Situación de la dársena.

Figura 6.1.2. Cierre de la ataguia y achique.

Figura 6.1.3. Excavación de la dársena.

Figura 6.1.4. Drenaje y accesos a la dársena.

flote, La Valletta también y era difícil disponer de ellas para la época en que se iban a realizar los trabajos. Crinavis permitía la ejecución completa en seco. Como consecuencia de lo anteriormente expuesto se tomó la decisión de construir el cajón en este último, situado en Algeciras.

6.1.2. LA DÁRSENA DE CRINAVIS

Este muelle fue un proyecto, de la década de los 70, para instalar unos astilleros en la Bahía de Algeciras, teniendo que ser abandonado durante su ejecución por la crisis del petróleo. Del proyecto quedó una dársena delimitada por una ataguía de tierras, con una pantalla impermeable de bentonita-cemento en su núcleo y encastrada unos 30 cm, en la roca sana a la cota -12 m, que delimitaba un rectángulo con espacio suficiente para alojar el dique.

Las dimensiones del dique, en planta, son: 352 m de eslora y 44 m de manga (zona de estabilizadores). El calado con todo el lastre sólido y parte del líquido, para adrizamiento, es de 13,30 m. La dársena de Crinavis de 420 x 150 m2 y una profundidad de 14,50 m, permitía construir íntegramente en seco el dique y, posteriormente ponerlo a flote, tras realizar una serie de obras de acondicionamiento del recinto. En éste capítulo se describen las actuaciones para la ejecución en seco y en otros posteriores se tratan las relativas a la puesta a flote y botadura.

6.1.3. ACONDICIONAMIENTO DE LA DÁRSENA PARA LA CONSTRUCCIÓN EN SECO

Para el acondicionamiento del área fue necesario realizar las siguientes obras en la dársena existente:

- Cierre de la ataguía del lado norte mediante el relleno con material suelto y la continuación de la pantalla de bentonita-cemento.
- Achique del agua existente e instalación de elementos de bombeo provisionales.
- Excavación suplementaria para obtener un calado suficiente para la construcción y posterior remolque del dique (a -14,70 m.). Se extrajeron unos 330.000 m^3 de rellenos antrópicos y arenas, y 90.000 m^3 de roca (margas grises y areniscas).

  Estos materiales se acopiaron, en la zona, para su posterior utilización en las futuras obras de ampliación de las instalaciones portuarias de la Bahía de Algeciras. Para excavar la roca, se realizó un estudio particular de las secuencias de tiro y cargas específicas de las voladuras, para no afectar a las viviendas ni a las piscifactorías colindantes.

- Instalación de un sistema de drenaje para la recogida, incluyendo el bombeo de las eventuales filtraciones, una cuneta perimetral con unas canalizaciones para captar las aguas localizadas, y un dispositivo de achique permanente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

- Protección de los taludes con hormigón proyectado sobre malla de acero.
- Acondicionamiento de dos rampas de acceso al fondo de la dársena.
- Establecimiento de una plataforma, en el fondo de la dársena, para la rodadura de las grúas torre y la maquinaria de obra.

6.2. INSTALACIONES DE OBRA

Las especificaciones de los materiales a utilizar, y los procedimientos de construcción para este proyecto son muy diferentes de los habituales en las obras civiles. Como consecuencia de ello fue necesario realizar unas instalaciones que permitiesen elaborar o conformar todos los materiales utilizados. En las proximidades de la dársena, y dentro del recinto de Crinavis, se acondicionaron 50.000 m^2 de terreno para ubicarlas.

6.2.1. ACHIQUE DE LA DÁRSENA

Para evacuar las pequeñas filtraciones producidas, así como las aguas pluviales y por motivos de seguridad, se instaló un sistema de achique que constaba de una piscina decantadora y 3 bombas de inmersión, de las cuales dos estaban de reserva, con una capacidad de 300 m^3/hora cada una, y un conducto de evacuación que, en caso de necesidad, permitía a todas las bombas trabajar en paralelo.

6.2.2. FABRICACIÓN DE HORMIGÓN

El hormigón se fabricó en dos centrales automáticas instaladas a pie de obra, con amasadora de eje vertical a contracorriente de 2 m^3 y una capacidad de producción de 60 m^3/hora cada una. Estaban equipadas con dos silos de cemento de 250 toneladas y disponían de una zona de acopio de áridos, estando la arena bajo techado.

Figura 6.2.1. Plantas de hormigón.

6.2.3. ELABORACIÓN Y PREFABRICADO DE FERRALLA

La obra disponía de dos parques de ferralla con capacidad de producción de 600 t/mes entre ambos. Estaban dotados de una zona de acopio, cada uno, para unas 600 toneladas y disponían de sendas grúas torre y todos los elementos para conformar el acero. Uno de ellos estaba dedicado a la elaboración de las armaduras verticales y el otro a la elaboración de las horizontales. En ambos casos, el prefabricado, incluía el preposicionamiento de las vainas para las armaduras activas.

Figura 6.2.2. Parques de ferralla.

6.2.4. PARQUE DE ENCOFRADOS

El parque de encofrados disponía de una carpintería y diversas zonas de acopio y montaje de los encofrados utilizados en la obra:

- 16.000 m^2 de encofrados para la solera.
- 13.000 m^2 de encofrado trepante para los alzados.
- 3.000 m^2 de encofrados diversos para la superestructura.
- 17.000 Ud de puntales.
- 17.000 Ud de cerchas de arriostramiento.
- 900 Ud de cerchas para cimbrado.

6.2.5. TALLERES

Se habilitaron un taller eléctrico, uno mecánico y otro taller para mantenimiento de la maquinaria de pretensado y premontaje de los elementos del mismo.

6.2.6. ZONA DE ENSAYOS ESCALA 1:1

Para garantizar que los métodos de ejecución permitían alcanzar las exigencias del pliego, en cuanto a calidad y tolerancias, se realizaron una serie de ensayos a escala 1:1, en una zona habilitada para ello:

- Embutido de la rótula en el hormigón, construyéndose una réplica de los elementos embebidos de la rótula, en madera forrada con chapa metálica, y se realizó una réplica del área y de losas del dique afectada.
- Encofrados trepantes de muros: se hizo una réplica de la zona más densa en armaduras pasivas, activas, piezas embebidas y huecos, para verificar su funcionamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

- Ensayos de inyección de lechada para cables de pretensado (tubos verticales).
- Inyección de un cable de 250 m de longitud y 32 torones, con el trazado más sinuoso para simular las condiciones reales de inyección.

Figura 6.2.3. Rótula. Izado de elementos embebidos.

Figura 6.2.4. Rótula. Puntal de elementos embebidos.

6.2.7. POSICIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE LA RÓTULA

Para poder embutir en la estructura del dique los diferentes elementos que constituyen la rótula y respetar las estrictas tolerancias requeridas, se realizaron tres instalaciones:

Figura 6.2.5. Rótula. Izado del resto de elementos.

- Instalación para el izado de los elementos embutidos en el hormigón, con un peso máximo de 190 t. La instalación estaba formada por unos pórticos apoyados en el fondo de la dársena y en el propio dique, sobre los cuales deslizaba una viga para recoger la pieza del convoy de transporte, izarla y trasladarla a su posición de hormigonado.
- Instalación para el apuntalamiento de los elementos embutidos durante el hormigonado. Formada por una serie de estructuras desmontables y con una configuración diferente para cada una de las fases de hormigonado.
- Instalación de izado de los elementos a acoplar a las piezas embutidas y que permite colocar piezas con un peso máximo de 390 toneladas.

6.2.8. MEDIOS DE ELEVACIÓN

Para cubrir todas las zonas de trabajo, en el dique, se instalaron en el fondo de la dársena, 8 grúas torre, con una capacidad de 200 txm y 42 m de radio, construyendo los correspondientes caminos de rodadura, para su desplazamiento, en el sentido longitudinal del dique.

6.2.9. REDES ENERGÍA ELÉCTRICA, ALUMBRADO, AGUA Y EVACUACIÓN DE AGUA

Se proyectaron sendas redes de energía eléctrica, alumbrado, agua y evacuación para permitir el funcionamiento de todos los tajos e instalaciones auxiliares. Esta última instalación de evacuación es independiente de la de achique de la dársena descrita en el punto 6.2.1, pero desemboca en ella: al estar el dique formado por recintos estancos, a medida que avanza la construcción, todas las aguas de lluvia o de curado del hormigón, quedan almacenadas en cada uno de los Plot y han de bombearse al exterior.

La complejidad de los trabajos, la intervención simultánea en todas y cada una de las partes de la estructura, y la evolución de la estructura al avanzar la construcción (a medida que avanza, se van conformando recintos estancos), obligaron a disponer de una longitud y número de puntos de conexión para cada una de las redes desde el inicio hasta el final de la obra:

- Energía eléctrica: 6.000 Kw de potencia instalada y 19.000 m de cables eléctricos de diversas secciones con 120 cuadros eléctricos de diversas potencias.
- Alumbrado: 720 puntos de iluminación de 1.000 watios
- Agua: 100 m^3/hora de capacidad, con 3.500 m de tuberías de diámetro diverso.
- Bombeo: 36 puntos de bombeo con 720 m de tubería de evacuación.

6.2.10. ACOPIO DE PREFABRICADOS PARA LOS ACABADOS INTERIORES

Para los acabados interiores (escaleras de galerías de servicios, conductos de ventilación y losas intermedias del parking) se utilizaron elementos prefabricados, habilitándose una zona específica para la clasificación, control y premontaje de los mismos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

6.2.11. PUENTE DE ACCESO

Con el fin de continuar los trabajos durante la fase de flotación y permitir el vertido del lastre sólido, en las celdas, se instaló un puente metálico de celosía, de 38 m de luz y 4 m de ancho, con capacidad máxima para un vehículo de 38 toneladas.

Esta estructura estaba apoyada en ambos extremos y diseñada para seguir los movimientos del dique tanto verticales, como horizontales .

Figura 6.2.6. Puente de acceso.

6.2.12. INSTALACIONES DIVERSAS

Las instalaciones se completaron con las oficinas, talleres, almacenes, laboratorio y diversas zonas de acopio de materiales, asi como las correspondientes a seguridad e higiene, para las 800 personas que trabajaron simultáneamente en la obra.

Figura 6.2.7. Vista general de las instalaciones.

6.3. CIMENTACIONES PROVISIONALES

Para definir el apoyo del dique, en la dársena, hubieron de conjugarse una serie de condicionantes tanto constructivos como estructurales.

6.3.1. CONDICIONANTES PARA EL SISTEMA DE APOYO

Para el apoyo del dique en el fondo de la dársena existían los siguientes condicionamientos:

- Reducir al mínimo la posible aparición de fisuras en el hormigón.
- Permitir el deslizamiento entre solera y cimentación, para que, en el momento de introducir el pretensado longitudinal, se consiga el acortamiento del dique (170 mm previstos) y la puesta en funcionamiento de este pretensado. En caso contrario, éste solo entraría completamente en funcionamiento con la flotación del dique.
- Obtener unas líneas de apoyo que soporten la totalidad del peso.
- Establecer una plataforma, con capacidad portante suficiente, para soportar el encofrado y el hormigón fresco de la losa inferior, entre las líneas de apoyo mencionadas en el punto anterior.
- Facilitar el despegue del dique una vez se inunde la dársena para botarlo.

Figura 6.3.1. Cimentaciones provisionales.

6.3.2. SOLUCIÓN ADOPTADA

Limitando el coeficiente de rozamiento estático, entre el dique y las líneas de apoyo, a un valor máximo de 0,3 se consiguen solventar los tres primeros condicionantes mencionados en el punto anterior. La solución adoptada es apoyar en sentido transversal el dique en 45 vigas (una por cada muro transversal), siendo el contacto a través de dos chapas metálicas, con una película de grasa interpuesta, y estando la viga empotrada en el sustrato de roca existente en el fondo de la dársena. Las longitudes, de cada apoyo, son de 32m, excepto los dos primeros que por la configuración especial del Plot 1, son de 30,5 m. La anchura es diferente, en función de la ubicación de los mismos, al no ser uniforme el reparto del peso del dique.

Para solventar el cuarto condicionante, alrededor de las líneas de apoyo se pone un encofrado lateral, que dibuje el contorno de la losa inferior del dique (44 x 372 m), rellenando los huecos que quedan entre él y la líneas de apoyo con arena compactada, consiguiendo una superficie continua, formada por las líneas de apoyo, en donde van las chapas engrasadas que sirven de encofrado y una zona de forro apoyada

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

sobre la arena compactada. Éste material tiene la capacidad portante suficiente, para soportar el hormigón fresco sin tener asientos no deseados.

El encofrado del fondo, que va sobre la arena, se puede retirar para cada Plot, una vez hormigonada la losa inferior, los arranques de los muros, los estabilizadores laterales y ejecutada una parte del pretensado transversal. La operación consiste en quitar el encofrado de contorno, posteriormente, mediante un chorro de agua, lavar la arena, y una vez eliminada ésta, se desmontan los forros de encofrado mediante un ingenioso sistema de cuerdas. El dique, queda apoyado únicamente en las 45 líneas, mencionadas anteriormente, y facilita el despegue del fondo de apoyo, en el momento de la botadura del mismo.

6.4. FASES DE EJECUCIÓN

Las fases de ejecución y organización de los trabajos van íntimamente ligadas a las especificaciones a cumplir. Cabe recordar que el proyecto a construir, aparte de la misión propia de un dique, está concebido para otras funciones:

- Estructura flotante.
- Conexión permanente a tierra por una rótula.
- Parking y almacén.
- Paseo marítimo, túnel carretero, faro, bolardos y espaldones

Estos diferentes usos definen ya una primera división de las fases de ejecución, que se completa al tener en cuenta el resto de condicionantes que se irán describiendo a continuación. Al ser la rótula el elemento clave de la ejecución, la zona, en la cual va encastrada, fue considerada como una obra aparte.

6.4.1. CONFIGURACIÓN DE LAS FASES DE EJECUCIÓN

Al ser el dique un elemento flotante, las juntas de hormigonado deben minimizarse para obtener una estructura monolítica e impermeable. En el postesado, las secuencias de tesado, de las diferentes familias de cables, delimitan las fases de ejecución de la obra, siendo la más determinante la de los cables longitudinales, tal y como se indica seguidamente:

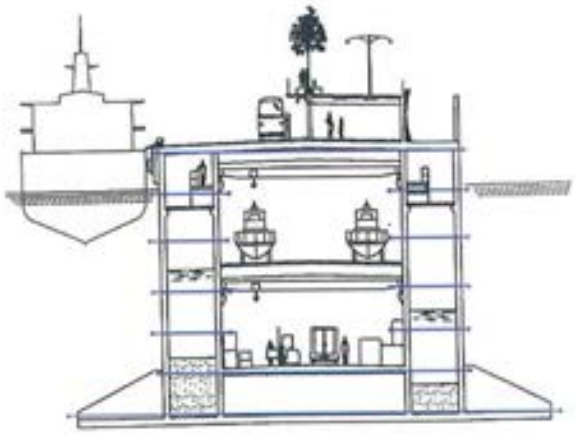


Figura 6.4.1. Juntas de hormigonado.

- 7 juntas verticales que dividen al dique en 8 Plots:
  - Plot 1 correspondiente a la rótula (20 m de longitud)..
  - Plot 2 al Plot 7 cada uno de 48 m de longitud.
  - Plot 8 de 44 m, con dos juntas verticales más que corresponden al cierre (popa) del dique.

- 7 juntas horizontales correspondientes a:
  - Losa -16 con arranque de muros.
  - Arranque de muros con losa -12.
  - Losa -12 con muros verticales.
  - 3 juntas en los paramentos verticales, correspondientes a 4 trepas.
  - Losa + 3 con los muros verticales

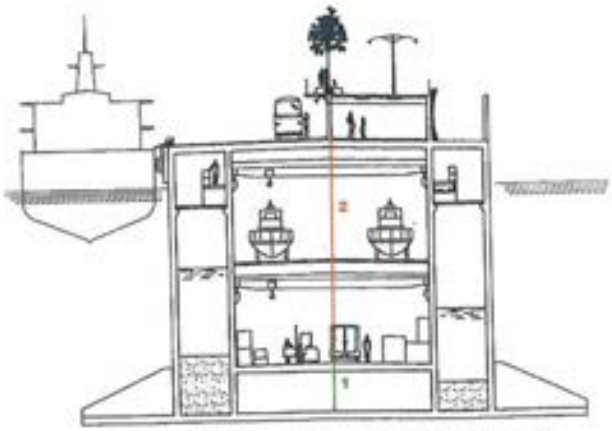


Figura 6.4.2. Fases de pretensado longitudinal.

- División del postesado longitudinal:
  - Tramo 1: Plot 1 a Plot 5
  - Tramo 2: Plot 5 a Plot 8

A su vez cada uno de los tramos, con dos fases:

- Fase 1: de losa -16 a losa -12
- Fase 2: de losa -12 a losa +3

Para realizar la fase 1 deberían estar terminados los alzados y las dos losas inferiores del tramo correspondiente, y para realizar la 2 acabada, además, la losa +3.

El postesado del resto de familias de cables (transversales y verticales) imponía también una serie de restricciones, para cada Plot, debiendo compatibilizarse ambas con la ejecución del pretensado de los elementos colindantes.

La previsión de varias juntas, en los muros verticales, es debido a que, desde un principio, hubo que descartar la posibilidad de hacerlos deslizados, ya que, los minuciosos procedimientos de inspección y control previstos para cada una de las unidades de obra, no eran compatibles con el deslizado de la estructura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

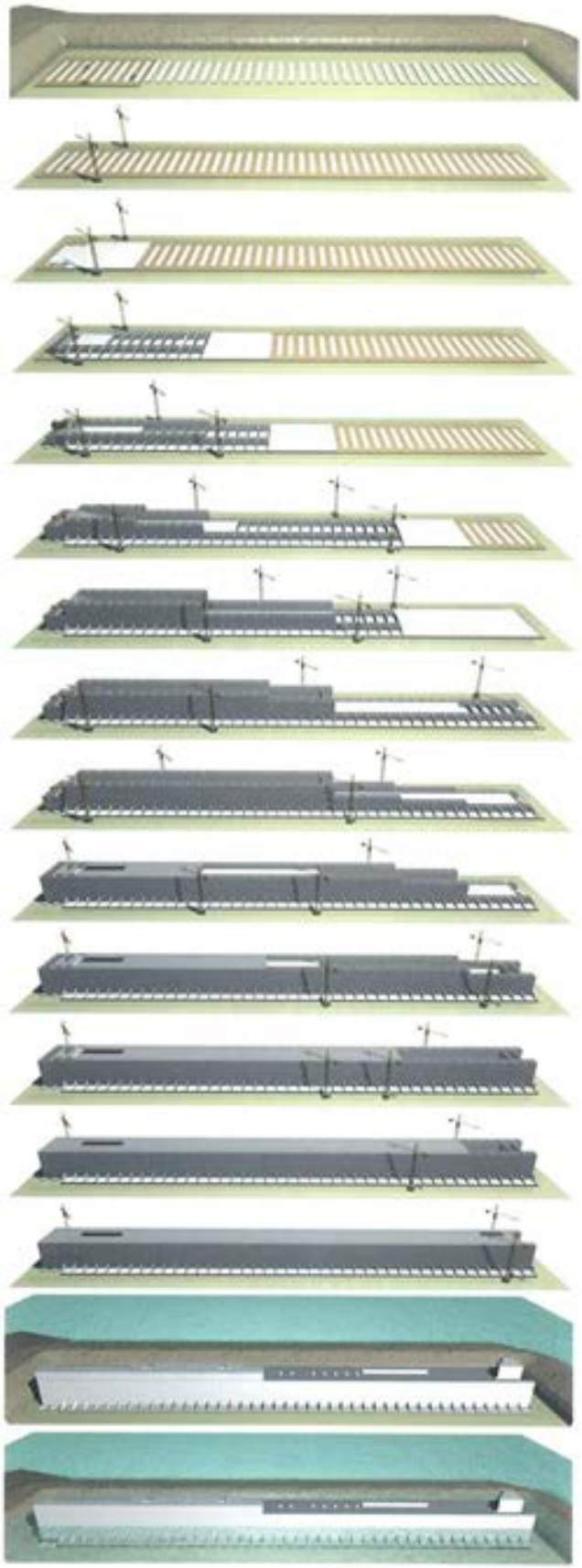


Figura 6.4.3. Simulación de las fases de ejecución.

En el caso del Plot 1, a las juntas anteriores, hubo que añadirlas el tratamiento particular, de la zona de contacto, entre la rótula y la estructura de hormigón.

Con respecto a los acabados interiores y estructuras diversas, que van en la cubierta del dique, las fases de ejecución han venido condicionadas exclusivamente por la construcción de la estructura flotante, estando ligados los primeros a la realización de las losas inferiores y muros verticales y las segundas a la terminación de la losa +3. Finalmente, los estabilizadores tienen sendas juntas con el muro vertical y la losa inferior

6.4.2. ESTRUCTURA FLOTANTE PLOTS 2 A 8 (DOBLE CASCO)

Las fases de ejecución vienen condicionadas por las juntas de hormigonado. Para facilitar la obra se establece un procedimiento escalonado, tomando como unidad de medida el plot:

1. Losa inferior (-16)
2. Muros verticales entre la losa -16 y la losa -12
3. Losa -12
4. 4 Trepas para los muros verticales entre la losa -12 y la +3
5. Estabilizadores (una vez comenzada la 3ª trepa)
6. Losa +3

Este proceso se repite para cada uno de los plots, y al escalonar los trabajos en sentido longitudinal, en un instante dado se estaría ejecutando la siguiente secuencia:

- Plot n+6 : Losa -16
- Plot n+5: Alzados de -16 a-12
- Plot n+4: Losa -12
- Plot n+3: 1ª trepa
- Plot n+2: 2ª trepa y postesado familia cables transversales
- Plot n+1: Acabados interiores
- Plot n: Losa +3

Puede observarse que se está trabajando, al mismo tiempo, en todos los plots del dique. En cuanto a las familias de cables, de postesado transversal y vertical, se ejecutaban en paralelo al resto de actividades.

En el plot 8, previamente a la realización de los muros laterales, se incluía una nueva fase que es el arranque del muro de cierre (popa) y las cuatro trepas del mismo

6.4.3. PLOT 1 (ZONA DE LA RÓTULA)

Según se ha citado anteriormente, la singularidad de este elemento, con respecto a los demás, es llevar encastrada la rótula, destacando así, dentro de todo el proyecto.

Sus fases de ejecución son similares a las del resto. La singularidad radica en la ejecución de los muros de cierre frontales, donde va encastrada la rótula, el montaje de la misma y el postesado que tienen las siguientes características:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 6.4.4. Evolución de los trabajos.

- Condiciones para la colocación de armaduras muy difíciles: Densidad de armadura pasiva y activa muy elevada, en el primer caso 800 Kg/m^3 y en el segundo 150 Kg/m^3.
- Hormigonado muy complicado por la densidad de la armadura, en el contacto con las piezas de la rótula que quedan embebidas en el hormigón.
- Tolerancias de ejecución muy pequeñas para el posicionamiento de las piezas embebidas y para el montaje de los elementos de la rótula.
- Interferencias de las estructuras auxiliares de montaje que se apoyaban en la propia estructura del dique.
- Secuencias de tesado específicas de los 135 cables que rodeaban la zona de hormigón, en donde estaba encastrada la rótula, y de las barras de anclaje.

En el ensayo a escala 1:1, mencionado en el punto 6.2.6., se analizaron todas estas circunstancias para determinar las fases definitivas de construcción de esta parte del Plot 1 y como consecuencia se distribuyó su ejecución del siguiente modo:

1. Montaje y posicionamiento de la brida de asiento de la tulipa.
2. Cuna de asiento.
3. Zona de riñones (2 fases).
4. Zona superior.
5. Inyección de la zona de contacto hormigón-brida.
6. Anclaje de la rótula a la tulipa.
7. Tesado de los cables de la zona.
8. Colocación del capuchón de protección

Como se han indicado anteriormente, los equipos de trabajo fueron específicos e independientes del resto de la obra.

6.4.4. ACABADOS INTERIORES

Los acabados interiores van íntimamente ligados a la ejecución de la estructura flotante. Para cada plot se realizaron las fases siguientes:

1. Escaleras y huecos de ascensor.
2. Ménsulas de apoyos de vigas.
3. Montaje de vigas prefabricadas.
4. Montaje de losas de encofrado perdido.
5. Losa in situ.
6. Conductos de ventilación.
7. Galería de servicios.

Existen una serie de realizaciones singulares que se ejecutan en paralelo a las anteriores:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

- Rampas circulares en los plots 2 y 5.
- Muro de separación entre el parking y almacén en el Plot 5.
- Rampa de acceso al parking en los plots 1 y 2.
- Zona de introducción de pequeñas embarcaciones en el plot 7.

Todas estas fases de ejecución son previas a la ejecución de la losa de cobertura.

Cabe destacar, en este punto, que se elaboraron, en una factoría próxima, las vigas y las prelosas prefabricadas:

- 3.000 m de viga de sección rectangular.
- 8.300 m^2 de prelosas.

Figura 6.4.5. Fases de hormigonado de la rótula.

Figura 6.4.6. Fases de montaje de la rótula.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Para el montaje de vigas y prelosas se utilizaron las grúas torre instaladas en la obra.

Figura 6.4.7. Hormigonado de la rótula.

6.4.5. PASEO MARÍTIMO, TÚNEL CARRETERO, ROMPEOLAS Y FARO

Estos elementos situados sobre la cubierta del dique, se construyeron una vez finalizada la ejecución de la losa de cobertura.

Todos ellos son independientes del resto del dique, desde el punto de vista constructivo y, por razones de planning, se hicieron en paralelo con los ensayos, de estanqueidad y flotación, que más adelante se describen.

Los métodos de construcción utilizados son los de la obra civil clásica para la ejecución de muros y losas in situ.

6.4.6. TERMINACIONES DIVERSAS

Se trata de la última fase de los trabajos de la estructura flotante, y engloba todos los trabajos previos a la introducción del lastre en el doble casco, y a la inundación de la dársena:

Figura 6.4.8. Montaje de la rótula.

1. Sellado de los anclajes de los cables de pretensado.
2. Sellado de todas las purgas de inyección de los cables de pretensado.
3. Sellado de los elementos auxiliares para el sostenimiento de encofrados (embebidos, anclajes).
4. Inyección de juntas de hormigonado.

Todas estas operaciones son fundamentales para garantizar la estanqueidad y durabilidad de la obra. Para su realización se utilizaron medios convencionales.

Para el seguimiento de la ejecución se hicieron una serie de fichas de trabajos de terminación, a realizar en cada uno de los paramentos, procediéndose a dividir la zona del doble casco y la losa de cobertura en paños:

- 3.100 paños verticales, correspondientes a las juntas horizontales y a los paramentos de cada una de las celdas.
- 1.100 paños horizontales, de las juntas verticales y las intersecciones de las losas con paramentos verticales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 6.4.9. Vigas y prelosas prefabricadas.

Figura 6.4.10. Sellado de anclajes de postesado.

6.4.7. ANCLAJES PERMANENTES

En esta fase se incluyen una serie de elementos metálicos que forman parte de los anclajes permanentes del dique:

- Dos anclajes en el Plot 1.
- Ocho anclajes en el Plot 8.

Se trata de estructuras metálicas que van unidas, mediante pretensado, a la estructura del dique. Se ejecutaron en paralelo al pretensado transversal del plot correspondiente.

6.4.8. ELEMENTOS AUXILIARES PARA EL REMOLQUE Y LA CONEXIÓN DEL DIQUE EN MÓNACO

Estos elementos son los necesarios para el enganche del dique al remolcador y la conexión de la rótula en Mónaco. Están constituidos por una serie de estructuras metálicas unidas solidariamente al dique, mediante barras de acero pretensadas, para facilitar su posterior desmontaje una vez realizada la maniobra.

Estos elementos se instalaron una vez finalizados los trabajos de la losa de cobertura.

6.4.9. OBRAS AUXILIARES PARA LOS ELEMENTOS DE AMARRE DEL DIQUE

En el achique, una vez a flote en la dársena, se dispusieron una serie de elementos metálicos, instalados sobre la losa de cobertura, solidarizándose a ella mediante barra de pretensado y amarradas a una serie de cimentaciones efectuadas para los anclajes.

6.4.10. CONDUCCIÓN PARA LA INUNDACIÓN DE LA DÁRSENA

Se instaló una tubería para trasvasar agua del mar para inundar la dársena.

Las obras consistieron en la apertura de la zanja correspondiente, colocación del conducto en el interior, ejecución de los macizos necesarios y de una zona para manipular las válvulas de apertura y cierre.

6.4.11. DEMOLICIÓN Y RETIRADA DE INSTALACIONES EN LA DÁRSENA

Como se indicaba anteriormente, esta es una fase clásica en todas las planificaciones que se hace al final de los trabajos.

En la mayoría de las construcciones, las instalaciones se encuentran fuera de las mismas y se retiran al final de los trabajos. En este caso están en la propia obra, incluso algunas forman parte de ella, y debian ser retiradas, antes de la inundación de la dársena, para poder continuar con el resto de los trabajos.

Figura 6.4.11. Inspección de paramentos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 6.4.12. Elementos auxiliares.

Figura 6.4.13. Retirada de instalaciones.

6.4.12. COMPROBACIÓN FINAL

En este apartado se quiere dejar constancia de dos peculiaridades de esta obra:

- Se construye en un lugar para instalarla en otro.
- Su periodo de vida será, siempre, a flote.

Estas circunstancias son novedosas para la mayoría de las obras civiles, incluso para la mayoría de las de off-shore, y son determinantes a la hora de afrontar el periodo de garantía.

Cualquier intervención en la zona del doble casco, con el dique en servicio, implica la realización de trabajos submarinos, con procedimientos complicados.

Por ello, la última fase de trabajos, antes de la inundación de la dársena, fue la verificación de todos los paramentos que en el futuro iban a estar en contacto con el agua.

6.5. PROCESOS DE COLOCACIÓN DE ARMADURAS, ENCOFRADO Y HORMIGONADO

Los sistemas de ejecución de las obras van íntimamente ligados a las condiciones específicas de los pliegos de prescripciones y a la naturaleza de las obras a ejecutar. En el caso que nos ocupa, además de estos condicionantes, existen otros que determinan de un modo decisivo los métodos de ejecución a adoptar:

- Importantes cuantías por m^3 de armaduras pasivas y activas.
- Fuertes recubrimientos de las armaduras.
- Tolerancias mínimas.
- Flotabilidad
- Durabilidad.
- Secuencias para el postesado de los cables.

6.5.1. COLOCACIÓN DE ARMADURAS PASIVAS Y VAINAS DE PRETENSADO

La ejecución de estos elementos viene determinada por las tolerancias de montaje (muy estrictas) y las fuertes densidades de armaduras. Si consideramos el volumen de las vainas de pretensado como volumen de acero, las cuantías aparentes, comparadas con las reales han sido:

- Rótula:
  - Real 400 Kg/m^3
  - Aparente 720 Kg/m^3
- Losas:
  - Real 300 Kg/m^3
  - Aparente 620 Kg/m^3
- Muros:
  - Real 250 Kg/m^3
  - Aparente 570 Kg/m^3

Los diámetros utilizados van de 12 y 14 mm para cercos y para el resto de barras diámetros de 25 a 40 mm, en acero Fe 500 (NFA 35-016). Las vainas de pretensado son rígidas en tubo de acero, con diámetros entre 60 y 141 mm.

A las fuertes cuantías antes mencionadas, habría que añadir:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 6.5.1. Disposición de las armaduras.

- La importante utilización de manguitos de empalme para el acero corrugado, bien para evitar el doblado de las armaduras en espera o para evitar solapes, en zonas muy densas.

- La gran cantidad de cercos de atado (entre el 40% y el 100% de los nudos según la situación del muro o la losa).

Las circunstancias mencionadas anteriormente, hacen que el conjunto de la ferralla sea muy rígido y por tanto, a la hora de plantearse el prefabricado, ha de tenerse en cuenta esta circunstancia para poder cumplir las estrictas tolerancias.

La solución adoptada fue prefabricar las jaulas principales de ferralla, con un número mínimo de cercos para montaje y una parte de las vainas posicionadas, para posteriormente, in situ, completar la colocación del resto de cercos y vainas. Las dimensiones del prefabricado vienen condicionadas por la capacidad de la grúa y la geometría de la obra, así se adoptaron los siguientes módulos:

- Muros: longitud 12 m (una celda + esperas), altura 6 m (una trepa + esperas)

- Losas: longitud 14 m (semiluz + esperas), ancho 2 m.

En cuanto al Plot 1 los procedimientos fueron los mismos, excepto en la zona de contacto de la rótula con el hormigón, en donde la colocación de la ferralla y las vainas de pretensado se hizo totalmente in situ y de manera artesanal. Ante la compleja disposición de las armaduras y los cables de postesado, se hizo necesario hacer una simulación de la secuencia de montaje mediante 400 croquis y se utilizaron 7.000 manguitos de empalme.

6.5.2. ENCOFRADOS

Los encofrados utilizados, todos ellos con forro y vigas de reparto de madera y estructuras metálicas de soporte son:

- Losa inferior: Se ha mencionado en un punto anterior el sistema utilizado.

- Muros: encofrado trepante con trepas de 3 a 4 m de altura, modulado en paños de 4 m para componer el exterior de 48 m de largo, el arriostramiento del encofrado se hace mediante una estructura metálica que transmite la carga a la consola de trepa, al no estar permitido, por razones obvias, la utilización de barras pasantes para sujetar los paños.

- Losas: encofrado convencional cama de vigas de madera y puntales, arriostrados éstos en cabeza. El caso de la losa +3 es un tanto peculiar, ya que en el interior de dique, (parking y almacenes), el apuntalamiento se hace a traves de las losas del parking, (3 niveles), que apenas tienen capacidad portante, para transmitir las cargas a la losa -12: El sistema consistía en alinear en la misma vertical, en cada uno de los tres niveles, los puntales. En algunos casos de fuertes espesores de la losa superior

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 6.5.2. Encofrado trepante para los muros.

Figura 6.5.3. Encofrado de losas.

(mayor de 60 cm), se utilizó el mismo sistema, pero perforando las losas del parking para transmitir directamente de un puntal a otro las cargas y evitar deformaciones nocivas.

Cabe añadir, en ambos casos, que la geometría de la obra obligaba a modificar permanentemente la disposición de los encofrados en las diferentes puestas:

- Muros: las 88 celdas laterales que constituyen el doble casco, dentro del mismo plot y nivel, tienen una geometría interior variable, motivada por la disposición de anclajes del pretensado (longitudinal y transversal), cambios de espesor, o por ambos. En cuanto a la exterior, del lado mar todas las trepas tienen la misma, excepto la última, en donde van encastrados los bolardos, y del lado parking, las esperas de los diferentes ele-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

mentos de acabados interiores (losas, ascensores, escaleras, muros), hacen que todos los encofrados sean diferentes entre sí.

- Losas: en los diferentes niveles, la existencia de anclajes, para el pretensado longitudinal implica que el espesor no sea constante, y por tanto en cada puesta ha de variarse la disposición de la cimbra y el encofrado

En el caso particular del Plot 1, los procedimientos fueron similares, excepto en el entorno de la rótula, en donde el encofrado fue hecho a medida y de modo artesanal, mediante estructura metálica de soporte con forro de madera.

Figura 6.5.4. Apuntalamiento losa +3.

Figura 6.5.5. Curado con arpillera y agua.

curado del hormigón se realizó mediante riego continuo con agua y protección con arpillera. La durabilidad imponía un contenido bajo de iones cloro, y por tanto se descartaron los líquidos de curado.

Los muros y las losas se cubrían con una arpillera y a través de una red de tuberías, gota a gota, se mantenía permanentemente húmeda la superficie. Normalmente a las 48 o 72 horas se suprimía el riego en función de la época del año y de las condiciones ambientales.

En época calurosa, los hormigonados se realizaron por la noche para evitar las altas temperaturas alcanzadas, durante el día, por las vainas y armaduras.

6.5.3. HORMIGONADO

Para el hormigonado se controló la plasticidad, en el cien por cien, del producto colocado en obra.

Las velocidades de hormigonado, para volúmenes medianos y grandes (250 a 1.000 m^3), fueron de 50 m^3/hora. En el resto de los casos, su valor fue de 25 m^3/hora.

Para volúmenes medianos y grandes se utilizó el bombeo, y para el resto, la colocación con cazo y grúa.

Las juntas de hormigonado se trataban, previamente al ferrallado, con chorro de agua a presión hasta eliminar la lechada adherida al árido. Se dedicó una atención, muy especial, a la limpieza de los tajos de hormigonado, mediante soplado y aspiración.

En el caso de la rótula, el proceso de hormigonado fue particular, realizándose en pequeños volúmenes (en torno a los 80 m^3) y con una cadencia de 20 m^3/hora.

6.5.4. CURADO DEL HORMIGÓN

La limitación de fisuras, en los paramentos, hizo de esta tarea una parte fundamental en la ejecución de la obra. El

Figura 6.5.6. Ensayos escala 1:1

6.5.5. ENSAYOS A ESCALA 1:1

Como ya se ha precisado anteriormente, con el fin de garantizar la adecuación de los medios utilizados para construir el dique a los resultados requeridos en las prescripciones, se hicieron ensayos a escala 1:1 de los diferentes elementos. Con ellos se trataba de comprobar el buen funcionamiento del

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

procedimiento de ejecución en las condiciones reales, realizándose un ciclo completo de trabajo para cada ensayo:

- Losa inferior: Simulación del hormigonado de uno de los plots.

Figura 6.5.7. Junta de hormigonado.

- Muros verticales: Trepa de una celda completa (8 x 6 m en planta y altura 3,5 m), para un elemento con las cuantías máximas de acero pasivo, activo, anclajes de pretensado y embebidos.
- Losa + 3: El elemento correspondiente a una celda completa y como en el caso anterior, con las cuantías máximas de armaduras, anclajes y embebidos.
- Zona de la rótula: Verificación de la puesta en obra del hormigón en que queda embebida la mitad inferior de la rótula.
- Losas parking: Hormigonado de un tramo de losa.

En estos ensayos se verificaron los puntos siguientes:

1. Colocación de armaduras pasivas:
   a. Sistema de atado.
   b. Alineación de las barras.
   c. Verificación de solapes.
   d. Espaciadores.
2. Colocación de vainas y anclajes para postesado:
   a. Replanteo.
   b. Fijación a las armaduras.
   c. Purgas.
3. Colocación de embebidos y manguitos para armaduras pasivas:
   a. Replanteo.
   b. Fijación.
4. Encofrado:
   a. Alineaciones y posicionamiento.
   b. Comprobación de recubrimiento mínimo y máximo.
   c. Comprobación de la estanqueidad.
5. Hormigonado:
   a. Control de vibrado
   b. Estanqueidad de las vainas.
   c. Acabado superficial
6. Curado
7. Desencofrado:
   a. Verificación de la geometría.
   b. Verificación de recubrimientos.
   c. Verificación del acabado superficial.
   d. Verificación de juntas
   e. Verificación de embebidos (anclajes pretensado, piezas embebidas)

Figura 6.5.8. Ferralla y encofrado zona rótula.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

6.6. PROCESO DE PRETENSADO

El proceso de pretensado, viene condicionado, en la secuencia de tesado de las diferentes familias de tendones, por los siguientes factores:

- Las tensiones en cada sección de la estructura han de respetar los límites determinados por el pliego.
- Desfase máximo de 15 días entre el enfilado y el tesado y entre éste y la inyección.
- Compatibilidad con el hormigonado de la estructura al haber anclajes de tendones que quedan cubiertos por otras partes de la misma.

6.6.1. FAMILIAS DE TENDONES

Como se ha mencionado anteriormente, el pretensado de la estructura está compuesto básicamente por 3 familias de tendones:

- Familia H o pretensado transversal:
  - Losa inferior
  - Rigidizadores
  - Losa -12
  - Muros estancos
  - Tipo: barras (55 mm) y cables (12T15 a 31 T15)
  - Longitud: barras entre 4 y 12 m, cables entre 30 y 44m
  - Cantidad: 19% del peso total
  - Número de tendones: 1.834 unidades
- Familia V o pretensado vertical:
  - Bucles de las celdas
  - Transversales de la losa +3
  - Tipo: cables (6T15 a 31 T15)
  - Longitud: 38 m
  - Cantidad: 12% del peso total
  - Número de tendones: 705 unidades
- Familia L o pretensado longitudinal:
  - Losa inferior
  - Losa -12
  - Muros verticales
  - Losa +3
  - Tipo: cables (27T15 a 31 T15)
  - Longitud: de 100 m a 258 m
  - Cantidad: 65% del peso total
  - Número de tendones: 436 unidades
- Zona de la rótula:
  - Es una mezcla de la 3 familias
  - Tipo: barras (55mm y 100 mm) y cables (27T15 a 31 T15)
  - Longitud: de 4 m a 50 m
  - Cantidad: 4% del peso total
  - Número de tendones: 135 unidades

En líneas generales, las secuencias de ejecución son:

- Familia H, se realiza una a medida que se van terminando las correspondientes losas y elevaciones de un plot determinado. El único condicionante es que la diferencia de pretensado, aplicado entre dos celdas contiguas, no supere el 30% del total de la celda.
- Familia L, compuesta por cuatro áreas, las longitudinales que contienen a su vez dos zonas en sentido vertical, con un reparto similar, en cantidad, para cada una. Las inferiores se pueden ejecutar una vez terminados los alzados de los muros y las superiores al acabar la losa +3. La secuencia de tesado, es de tres en tres tendones, de forma simétrica, respecto al eje vertical del dique, y a uno horizontal, que divide la zona en dos mitades, en sentido vertical.

Figura 6.6.1. Fase 1 del postesado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 6.6.2. Fase 2 del postesado.

Figura 6.6.3. Fase 3 del postesado.

- Familia V, los únicos condicionantes son: tener terminada la losa +3 y que la diferencia de pretensado, aplicado entre dos celdas contiguas, no supere el 50% del total de la celda.

- Zona de la rótula, el Plot 1 debería estar terminado, la rótula instalada y los tendones se tesan simétricamente respecto a su eje.

6.6.2. FASES DE TRABAJO

Con los condicionantes mencionados en el punto anterior, hay tres fases claramente diferenciadas en los trabajos:3

- La primera, pasado un breve período de tiempo desde el inicio de los trabajos de hormigonado, donde han de tesarse un gran número de tendones, muy cortos, y con un plazo amplio para hacerlo.

- La segunda, completado el ecuador de los trabajos de hormigonado, donde hay que realizar un número importante de tendones largos, y con un plazo normal para realizarlo.

- La tercera, al final de los trabajos de hormigonado, donde hay que efectuar un número importante de tendones largos, cortos y bucles y con un pequeño plazo.

Todas estas fases se van acumulando en el tiempo y, como consecuencia, los rendimientos alcanzados fueron los siguientes:

- Fase 1: 100 toneladas al mes.

- Fase 2: 350 toneladas al mes.

- Fase 3: 650 toneladas al mes.

6.6.3. EQUIPOS PARA LOS TRABAJOS DE PRETENSADO

Los trabajos se organizaron mediante equipos de pretensado compuestos por un especialista y un número de ayudantes que variaba entre 3 y 10, en función de la operación a realizar. Se comenzó con 3 equipos de pretensado, llegándose a tener hasta 15 en el último mes de obra, con un máximo de 120 personas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 6.6.3.1. Enfiladora sobre carro de traslación.

Figura 6.6.3.3 Enfilado tendones longitudinales 250 m

Dada la gran cantidad de pretensado a ejecutar y la dificultad de acceso, a algunas zonas concretas de la estructura, fue necesario diseñar una serie de elementos mecánicos que posibilitaran una manipulación rápida y eficaz de las enfiladoras y gatos de tesado.

La maquinaria específica, utilizada en la ejecución de los trabajos de postesado, fue la siguiente:

- 13 devanadoras de cordón
- 4 enfiladoras eléctricas para tendones de hasta 160 m
- 3 enfiladoras hidráulicas especiales para tendones de hasta 300 m
- 2 cabrestantes neumáticos de 4 t y 300 m
- 12 centrales hidráulicas de tesado
- 3 gatos de tesado de 150 t para barras Ø 50
- 3 gatos de tesado de 200 t para tendones 7Ø0,6"
- 5 gatos de tesado de 300 t para tendones 12Ø0,6"
- 5 gatos de tesado de 500 t para tendones 19Ø0,6"

Figura 6.6.3.2. Utillaje para manipulación de gatos de tesado.

Figura 6.6.3.4. Equipos inyección cables longitudinales

- 8 gatos de tesado de 750 t para tendones 22Ø0,6" y 31Ø0,6"
- 1 banco de tarado de gatos de tesado con células de carga de 200 t, 300 t, 500 t y 750 t
- 5 equipos de vacío (bomba + calderín)
- 2 equipos de fabricación e inyección de lechada para 3 m^3/h con turbomezclador y bomba tipo mono.
- 2 equipos de fabricación e inyección de lechada para 5 m^3/h con turbomezclador y bomba peristáltica

En ciertos momentos del final de la obra, fue necesario organizar turnos nocturnos, en labores de enfilado y tesado, para evitar aglomeraciones y optimizar recursos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2025

7. Ejecución de las fases marítimas

Execution of the maritime stages

Fernando Hue García
Ingeniero de Caminos, DRACE

David López Navarrete
Ingeniero de Caminos, DRACE

Luis Peset González
Ingeniero de Caminos, DRAGADOS OP

Luis Troya Gozálvez
Ingeniero de Caminos, FCC

RESUMEN

7.1 Ensayos de estanqueidad

Se describen los ensayos en las distintas fases en función de los compartimentos de la estructura y de la etapa de construcción para verificar la estanqueidad.

7.2. Llenado de la dársena y flotación del dique

Se describe el sistema utilizado, mediante sifón desde el mar, y todo el proceso seguido hasta la flotación del cajón dentro de la dársena.

7.3. Dragado de la apertura de la dársena

Para demoler la salida Oeste y realizar el dragado necesario se realizaron los estudios geotécnicos y reconocimientos geofísicos necesarios para garantizar el éxito de la operación de apertura en un plazo muy pequeño, incluido en la ventana de verano para su transporte a Mónaco.

7.4. Operaciones marítimas

Se describen en este capítulo las siguientes fases de estas operaciones:

- Amarre del dique en flotación
- Maniobra de salida de la dársena
- Atraque intermedio en la Bahía de Algeciras
- Lastrado para remolque
- Transporte del dique a Mónaco con las consideraciones en el proyecto de ejecución y la preparación del aparellaje necesario para las maniobras

7.5. Operaciones en Mónaco

Primero se realizó el amarre provisional tras la fase de aproximación.

Se describen los elementos auxiliares que fue necesario colocar en el dique para la conexión de la rótula e igualmente en el estribo de tierra.

Finalmente se detalla la operación final de conexión de la rótula al estribo.

7.6. Acabados de obra en Mónaco

Se describen:

- Desmontaje de equipos y estructuras auxiliares de conexión
- Instalación de ánodos para la protección catódica
- Terminación de algunos elementos de obra: túnel de carretera, conductos de ventilación, instalación de defensas, reinyección de juntas de hormigonado, etc.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

SUMMARY

7.1. Watertight tests

The tests during the various stages are described according to the different compartments of the structure and the construction stage to verify that it remained watertight.

7.2. Filling the basin and floating the dock

The system used, with a siphon from the sea, is described, together with the entire process followed until the caisson was floated inside the basin.

7.3. Dredging the entrance to the basin

In order to demolish the West Entrance and perform the necessary dredging work, the necessary geotechnical studies and geophysical reconnaissance work was performed to assure the success of the opening operation within a very tight time frame, included within the summer window for transport to Monaco.

7.4. Operations at sea

The following stages of these operations are described in this chapter:

- *Mooring of the floated dock*
- *Manoeuvre to exit the basin*
- *Intermediate mooring in Algeciras Bay*
- *Ballast for towing*
- *Transport to Monaco in accordance with the execution project, and preparation of the necessary installations for the manoeuvres involved*

7.5. Operations in Monaco

First, following the final approach, the dock was provisionally moored.

The auxiliary items that had to be fitted onto the dock to connect the ball joint and the land abutment are described.

Finally, details of the final operation to couple the ball joint to the abutment are given.

7.6. Finishing the works in Monaco

The following tasks are described:

- *Disassembly of auxiliary coupling equipment and structures*
- *Installation of anodes for cathode protection*
- *Finishing of certain parts of the works: road tunnel, ventilation ducts, fender installation, re-injection of concrete joints, etc.*

7.1. ENSAYOS DE ESTANQUEIDAD

7.1.1. INTRODUCCIÓN

Difícilmente en otras realizaciones de la ingeniería portuaria se concitan unas exigencias de diseño, construcción y control tan singulares, como las que se dan en el dique flotante de Mónaco. Esta condición - la de estructura flotante-nunca sería viable de no mediar una perfecta estanqueidad de la obra. Porque, además, se trata de una realización que ha de durar 100 años.

En la concepción y proyecto se tomaron todas las medidas existentes, al alcance de la técnica, para asegurar la estanqueidad de una estructura de hormigón flotante:

- Disposición de un doble casco estanco que aisle por completo las zonas interiores del dique (Fig. 7.1.1), con muros de mayor espesor que los del resto de la obra.

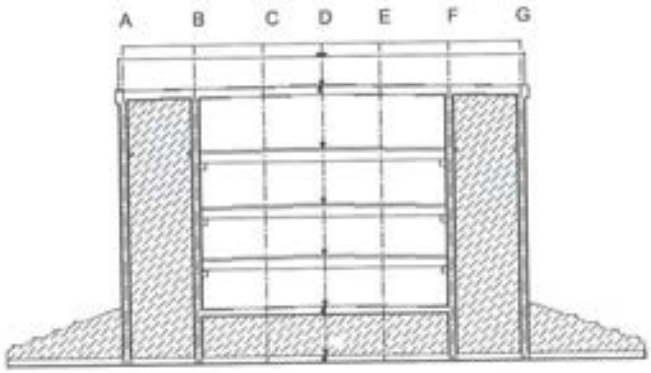


Figura 7.1.1.

- Selección de un hormigón de compacidad e impermeabilidad muy elevadas
- Aplicación de un pretensado que limite, a un máximo compatible con la estanqueidad, la apertura de fisuras
- Tratamientos de inyección de juntas constructivas de hormigonado
- Realización de un estricto programa de ensayos que certifiquen la estanqueidad de la obra

A estos últimos nos vamos a referir en los epígrafes siguientes.

7.1.2. PROGRAMA DE ENSAYOS

La verificación de la estanqueidad de la obra se llevó a cabo en distintas etapas, en correlación con las distintas fases marítimas que esta habría de atravesar (puesta a flote, remolque hasta Mónaco, instalación y explotación), considerando, también, la compartimentación de la estructura (Figura 7.1.2). Se realizaron los siguientes ensayos:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

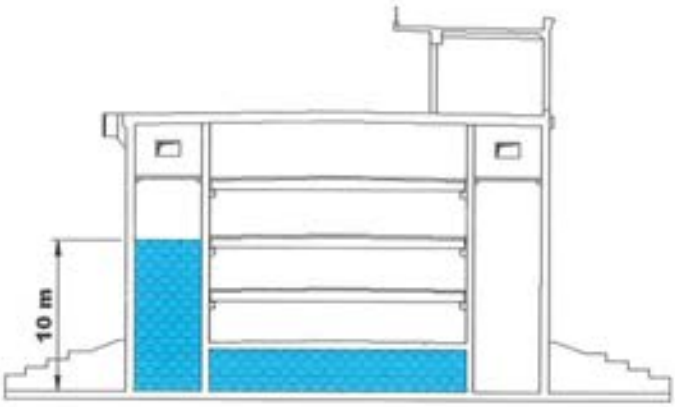


Figura 7.1.2. Ensayo de estanqueidad en seco.

1. **Ensayos de compartimentos con la dársena en seco**: con anterioridad a la inundación de la dársena, se llenaron los compartimentos hasta una sonda límite de 10,1 m, impuesta por las limitaciones resistentes de los elementos estructurales (sin agua en el exterior).

2. **Ensayos de paramentos exteriores con la dársena inundada, sin despegue del dique**: se llenó la dársena, hasta una sonda de 11 m, con un resguardo estimado de 2 m hasta la altura límite de flotación. Con este ensayo se pretendía verificar el estado tanto de la solera como el de todos los muros exteriores. En este caso la inspección se realizó desde el interior del dique. La finalidad última era confirmar la adecuada estanqueidad de la estructura, a presiones hidrostáticas exteriores, justo antes de la flotación. En caso de avería grave en la estanqueidad, era todavía posible vaciar la dársena y proceder a las reparaciones necesarias.

3. **Ensayos de compartimentos con la dársena inundada, sin despegue del dique**: con la dársena ya inundada hasta el nivel del punto anterior, se llenaron los compartimentos hasta la respectiva sonda límite de llenado, impuesta por las limitaciones resistentes de los elementos estructurales, que en algunas zonas eran superiores a las alcanzadas en el ensayo del primer apartado, debido a la acción de las presiones exteriores.

4. **Ensayos de paramentos exteriores con la dársena inundada y el dique en flotación**: consistían en la verificación de estos paramentos en los sucesivos estados de flotación del dique:
   - Calado para salida de la dársena
   - Calado para el transporte
   - Calado en servicio

5. **Ensayos de cierres estancos**: con estos se pretendía garantizar la estanqueidad de todos los elementos de cierre (puertas, pasamuros, tapas, escotillas), mediante la aplicación de lanza de agua, con una presión de 7 bares, en toda la periferia del cierre a una distancia máxima de 3 m

Figura 7.1.3. Ensayo de estanqueidad con dársena llena.

En todos los casos, las pautas de actuación ante el resultado del ensayo, eran las siguientes:

a) Si el resultado era favorable, se certificaba la estanqueidad de los elementos estructurales concernidos, para el tipo de ensayo en cuestión.

b) Si el resultado era negativo, se acometía la reparación de las zonas supuestamente no estancas.

La realización de los ensayos exigía el establecimiento previo de un procedimiento de aceptación o rechazo, esto es, un criterio de estanqueidad.

7.1.3. CRITERIOS DE ESTANQUEIDAD

Como norma general, la evaluación de estanqueidad se hacía siguiendo un proceso invariable: inicialmente se hacía una inspección visual de los paramentos exteriores de los elementos estancos correspondientes a los compartimentos a ensayar llenos de agua. A continuación se efectuaba un repertorio de surgencias de agua significativas.

En la mayoría de los casos, las surgencias estaban asociadas a las escasas fisuras pasantes (las zonas con una mayor porosidad de hormigón no suponían filtraciones significativas). A la luz de las evidencias que proporcionó la propia obra, estas se consideraban auto-colmatantes si su abertura no era superior a 0,3 mm. Efectivamente, todas estas fisuras completaron en escaso tiempo un proceso de auto-sellado que eliminó las surgencias de estas características, considerándose estancas sin necesidad de reparación alguna.

Por el contrario, las escasas fugas de naturaleza no colmatante, se repararon de forma sistemática.

La estanqueidad de los compartimentos se juzgaba por la pérdida de nivel de agua en 24 h (Δz), pudiendo darse los casos siguientes:

1. $\Delta z <= 1$ cm $\Rightarrow$ El compartimiento se consideraba estanco.

2. 1 cm $< \Delta z <= 3$ cm $\Rightarrow$ Se tomaban las medidas siguientes:

   Para este rango de pérdidas, se consideraba que, si visualmente no se apreciaban surgencias importantes concentradas en algún punto, estas procedían de fisuras autocolmatantes. Para ello se comprobaba que los

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

muros laterales, que eran accesibles, no tenían fugas o estaban debidamente reparadas. Para certificar la colmatación de las fisuras se seguían realizando lecturas de nivel con los distintos lastrados del dique para confirmar que las variaciones de nivel de agua en los compartimentos se iban reduciendo gradualmente.

3. $\Delta z > 3$ cm

   En este caso se consideraba que deberían existir puntos con fugas de agua apreciables. Al igual que en el caso anterior, se procedía a la inspección de las zonas accesibles de los paramentos del compartimento para reparar las posibles fugas existentes. En el caso de que las pérdidas continuaran una vez realizadas estas reparaciones, quería decir que las fugas estaban situadas en la solera que no era accesible, salvo con el dique en flotación y por medios marinos. No se constató ninguno de estos casos en la realidad.

Los límites anteriores se fijaron atendiendo a los siguientes criterios:

- Apreciación en la lectura de niveles (1 cm en escala graduada)
- Estimación de la posible absorción del hormigón
- Estimación de la posible evaporación en compartimentos
- Reglamentación francesa D.T.U. para ensayos de estanqueidad en depósitos.

En el caso de la verificación de estanqueidad de cierres y puertas, el criterio consistía en la apreciación de la penetración, por las juntas, al aplicar la lanza de agua.

7.2. LLENADO DE LA DÁRSENA Y FLOTACIÓN DEL DIQUE

7.2.1. LLENADO DE LA DÁRSENA

El llenado de la dársena para la flotación del dique, requirió un estudio detallado, por los siguientes motivos:

- La dársena estaba totalmente cerrada, sin ningún sistema de llenado.
- Existía la necesidad de realizar esta operación en un plazo de tiempo establecido, máximo de 4 días.
- Para prevenir riesgos en la primera flotación del dique, era conveniente disponer de un dispositivo de llenado, que permitiera detener el mismo en caso de emergencia.
- La instalación debía permitir el paso de camiones y estar lo suficientemente alejado, de la zona de abertura de la dársena, para no verse afectado por los trabajos a realizar en la misma.

Por estas razones se desarrolló un completo estudio, en el cual se detallaban los siguientes puntos:

- Elementos que componen el sistema.
- Cálculos hidráulicos y estructurales
- Estudio del tiempo de llenado.
- Velocidad de subida del agua en el momento de la flotación.
- Manual de operación.

Al final, sólo hubo que detener la operación cuando el agua estaba a la cota -11,00 m, para completar las pruebas de estanqueidad de las celdas (parada prevista en la planificación del llenado y pruebas). No fue necesario realizarlo durante la flotación del dique.

7.2.2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

El sistema consistía en un sifón que tomaba el agua del mar y, por gravedad, la introducía en el interior de la dársena.

El sifón, básicamente, estaba compuesto por una tubería metálica con un diámetro exterior de 30 pulgadas y aproximadamente 90 m de longitud, con un extremo en el interior del mar y el otro en la dársena, situado a la cota -7.0 m.

Esta tubería pasaba sobre el caballón de tierras que formaba la dársena, ligeramente enterrada, y bajaba por el terraplén interior, hasta una plataforma intermedia situada a la cota -7.0 m, donde se dispuso una válvula de cierre.

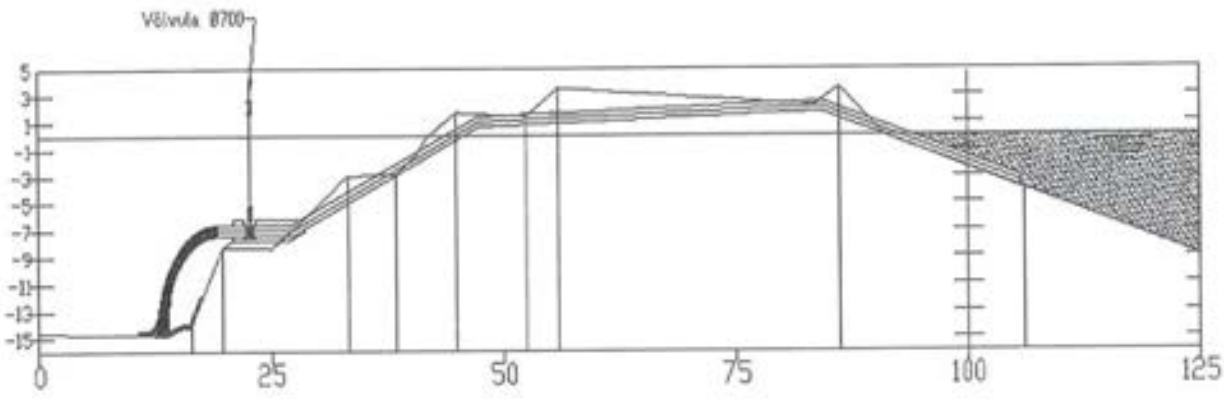


Figura 7.2.1. Alzado de la tubería del sifón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 7.2.2 Sifón de llenado de la dársena.

El "cebado" del sifón se realizó llenando de agua, inicialmente, la zona baja de la tubería, en el interior de la dársena (hasta la válvula de cierre) con una bomba pequeña. A continuación, se conectaba una bomba de vacío, en el punto alto de la conducción y se extraía el aire, llenándose con agua del mar y quedando, toda la parte alta del sifón, con presión negativa.

El sistema, de succión de aire, es especialmente ingenioso por su simplicidad, ya que consistía en una bomba de succión, sin elementos móviles, y de muy reducido tamaño (aproximadamente 30 x 20 x 10 cm), que se conectaba a un compresor de aire (de los habituales en una obra) y, por efecto Venturi, en una de sus salidas producía un vacío. Ésta se conectaba, a la conducción de llenado, a través de una derivación de 3/4 de pulgada.

Datos más significativos

Los datos más significativos del procedimiento fueron los siguientes:

- Volumen de agua para llegar a la flotación (aproximadamente hasta la cota -1,3 m de llenado): 378.000 m^3.
- Tiempo calculado para el llenado hasta la cota -1,30 = 57 horas.
- Velocidad máxima del agua en la tubería: 5,3 m/s
- Presión mínima de trabajo de la tubería: -6,2 m.c.a.
- Velocidad de subida del nivel de agua dentro de la dársena en el momento de la flotación: 9,7 cm/h antes de flotar y 8,1 cm/h después de flotar.
- Caudal aproximado: 7.000 m^3/h.

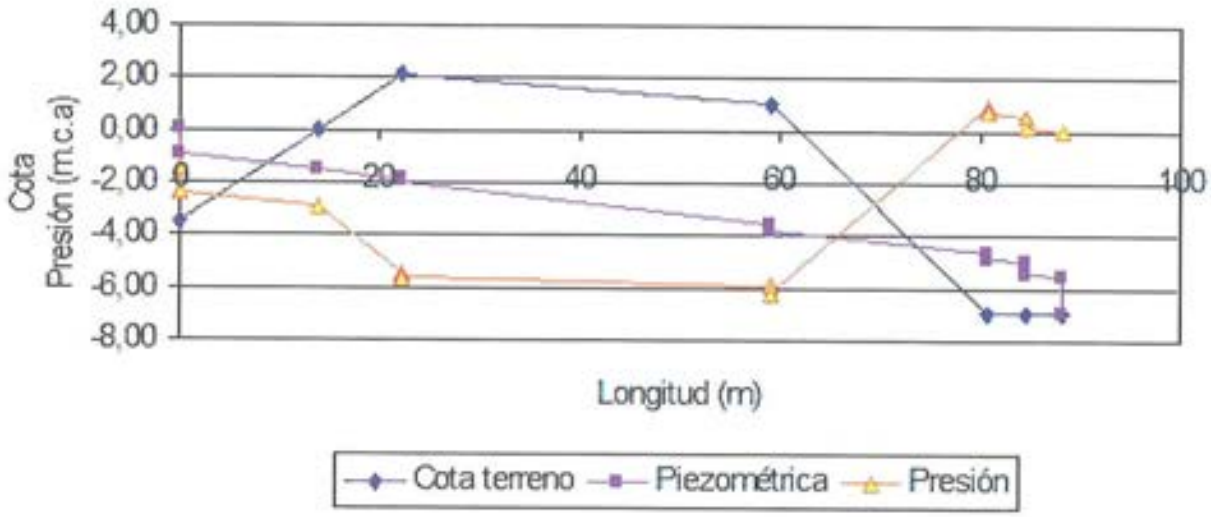


Figura 7.2.3 Funcionamiento del sifón hasta la cota -7,0 en marea baja.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 7.2.4. Sifón llenando la dársena.

7.2.3. FLOTACIÓN DEL DIQUE

La flotación del dique ya ha quedado descrita en lo referente a lastrados y verificaciones previas, durante y al finalizar la operación, en el apartado *5.3. Control de pesos y lastrados sucesivos.*

A continuación se describen los procedimientos utilizados.

El día 9 de junio de 2002 se inició el llenado de la dársena hasta un nivel de 11 metros de altura de agua, donde se paralizó la entrada, para proceder a los ensayos de estanqueidad previos al despegue del dique.

Entre los días 18 y 19 de junio, una vez terminadas las pruebas, se continuó con el llenado de la dársena de la forma siguiente:

El 18 de junio se abrió la válvula de sifón, 6 horas, para elevar el nivel del agua de 11 metros a 12 metros, de forma que se pudieran rellenar los 2,30 metros restantes en una sola jornada y con luz natural, lo que se realizó el 19 de junio. Con 12 metros, aunque la reacción del dique sobre las cimentaciones era muy reducida, se tenía la seguridad de que no había comenzado el despegue del dique.

Los controles que se tomaron de forma periódica fueron los siguientes:

- Nivelación del dique
- Temperaturas del dique
- Estado de alturas en los compartimentos de lastrado
- Datos de la monitorización instalada en el dique

Nivelación del dique

Para la nivelación del dique fueron utilizados dos taquímetros robotizados, uno para cada lado, que tomaban datos continuamente de 14 prismas, 7 instalados en cada borde longitudinal del dique y prácticamente equidistantes entre sí, situando dos de ellos en cada esquina.

Estas nivelaciones informaban de los movimientos durante la flotación, así como de la deformada que se iba produciendo, a medida que la estructura despegaba de las cimentaciones.

Puesta en Flotación del Dique de Mónaco

Informe Desplazamientos Puntos de Control

Número: 25 Fecha: 19/06/2002 Hora: 14:00 Altura Agua: 13,5 metros

Flecha (A) = 0,012 Flecha (G) = 0,006

Cálculo de la flecha = incCota 22 - (Media (incCota 01) y (incCota 45))

Punto	X0	Y0	Z0	DX	DY	DZ
A-01	104,067	114,123	2,963	-0,021	-0,129	0,215
A-09	163,768	114,163	2,945	-0,019	-0,101	0,257
A-16	2210,081	114,497	2,942	-0,019	-0,073	0,297
A-22	267,374	114,500	2,939	-0,021	-0,047	0,320
A-29	323,915	114,147	2,935	-0,021	-0,019	0,356
A-35	371,341	114,139	2,942	-0,021	0,011	0,385
A-45	450,788	114,619	2,961	-0,024	0,054	0,448
G-01	104,080	85,856	2,908	-0,016	-0,148	0,009
G-09	163,989	86,290	9,400	-0,020	-0,163	0,049
G-16	220,062	86,229	9,389	-0,018	-0,132	0,082
G-22	268,057	86,307	9,413	-0,022	-0,108	0,109
G-29	324,001	86,121	6,026	-0,024	-0,052	0,143
G-35	371,956	86,116	6,020	-0,023	-0,019	0,169
G-45	450,704	85,421	2,931	-0,019	0,047	0,222

Tabla 7.2.1. Nivelación del dique.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Informe Puesta en Flotación

Fecha: 19/06/2002 Hora: 14:10 Nivel agua en dársena (m): 13,5

Exterior	25,50
Interior dique	25,30
Cara superior losa +3	34,70
Cara inferior losa +3	23,70
Agua	19,70

Tabla 7.2.2. Temperaturas del dique.

Al estar robotizado este sistema, no sólo los datos se tomaban a gran velocidad, pues los taquímetros buscaban automáticamente los prismas en un orden preestablecido, sino que también se tenía la información centralizada en un ordenador, en tiempo real para su tratamiento.

Se muestra un ejemplo del funcionamiento de nivelación en la Tabla 7.2.1.

Temperaturas del dique

Con el fin de verificar las posibles deformaciones, por gradiente térmico en la altura del dique, se tomaban, de forma manual, las temperaturas en el exterior e interior del dique. Dado que parte de la deformada esperada procedía de estas dilataciones térmicas, este dato se analizaba cada hora, para verificar qué cambios podían producirse por solecamiento de los paramentos del dique y variaciones de la temperatura.

La Tabla 7.2.2 representa una toma de esta información.

Altura de agua en los compartimentos de lastrado

Estos datos, que podían ir variando por los trasiegos de lastre que se realizaron de un compartimento a otro, se tomaron cuando se consideró necesario. Su toma fue tanto manual, como por medio de la instrumentación instalada en el dique.

Datos de la monitorización del dique

La información suministrada por la instrumentación del propio dique, era la siguiente:

- Deformaciones
- Niveles de agua en los compartimentos de lastre
- Calados en las esquinas y punto medio del dique

El proceso de flotación fue seguido, en la propia obra, por las ingenierías que habían participado en todas las preparaciones previas, de forma que pudieran tomarse las medidas necesarias sobre la marcha.

La flotación del dique, propiamente dicha, comenzó a las 8 de la mañana del 19 de junio, con una altura de agua sobre el fondo de la dársena de 12,90 metros, terminando a las 7 de la tarde con 13,83 metros.

7.3. DRAGADO DE APERTURA DE LA DÁRSENA

7.3.1. INTRODUCCIÓN

Una vez finalizadas las pruebas de estanqueidad y flotación del dique en el interior de la dársena de construcción, se procedió a la demolición del cierre Oeste de la misma y al dragado de un canal exterior, de 60 m de anchura, hasta alcanzar la batimétrica de -15,00 m s/B.V.E., para permitir la salida del cajón y completar a flote, en zonas de mayor calado dentro de la Bahía de Algeciras, el lastrado final para el transporte del cajón a Mónaco.

La planificación y ejecución de esta unidad, fue realizada por la empresa DRACE, S.A.

7.3.2. RECONOCIMIENTOS GEOTÉCNICOS

Con objeto de garantizar, en el reducido periodo de ejecución previsto, la apertura del dique de cierre de la dársena, se realizó, previamente a los trabajos de ejecución, una campaña de reconocimientos geofísicos y geotécnicos, que permitió la localización y caracterización de los materiales compactos, existentes en la base del dique de cierre de la dársena.

La campaña de investigación consistió en la ejecución, desde la coronación del dique de cierre, de 17 sondeos mecánicos, con recuperación de testigos, con una longitud total de perforación de 235 m.

Con estos reconocimientos se posibilitó la:

- Determinación de la naturaleza del macizo rocoso existente en la base del dique de cierre de la dársena.
- Diferenciación de las diferentes litologías del mismo.
- Caracterización de las principales discontinuidades geológicas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

SITUACIÓN GEOGRÁFICA

PLANO GUÍA

Situación de los planos de planta del dique oeste de la dársena Sur de Crinavis (Algeciras)

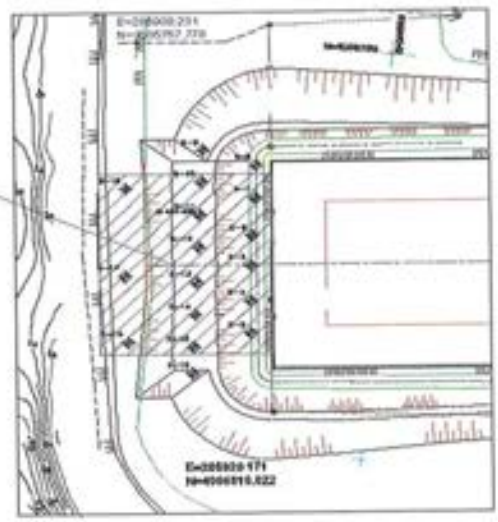
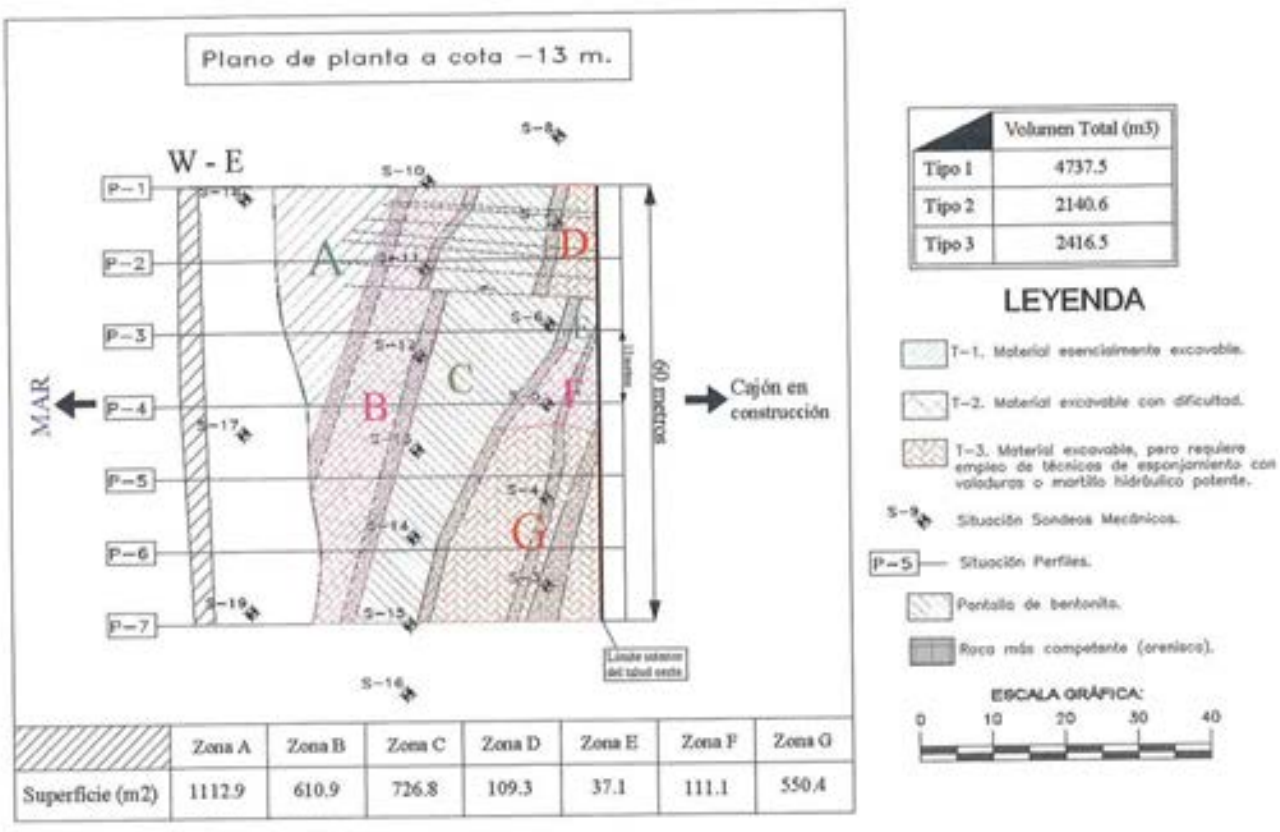


Figura 7.3.1. Situación.



	Zona A	Zona B	Zona C	Zona D	Zona E	Zona F	Zona G
Superficie (m2)	1112.9	610.9	726.8	109.3	37.1	111.1	550.4

	Volumen Total (m3)
Tipo 1	4737.5
Tipo 2	2140.6
Tipo 3	2416.5

LEYENDA

T-1. Material esencialmente excavable.

T-2. Material excavable con dificultad.

T-3. Material excavable, para requiere empleo de técnicas de esponjamiento con voladuras o martillo hidráulico potente.

S-8 Situación Sondeos Mecánicos.

P-5 Situación Perfiles.

Pantalla de bentonita.

Roca más competente (arenisca).

ESCALA GRÁFICA:

0 10 20 30 40

Figura 7.3.2. Planta a cota -13 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

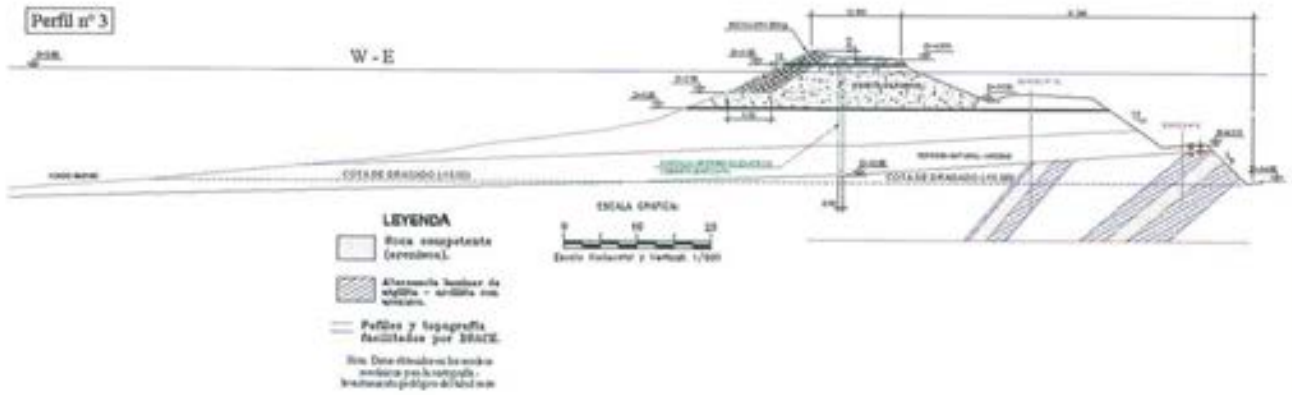


Figura 7.3.3. Perfil.

- Determinación de los principales parámetros geomecánicos de los estratos rocosos.
- Estimación de las características de los materiales en relación con los trabajos de excavación, determinando el volumen y situación de aquellos que pudieran requerir el quebrantamiento previo mediante voladuras (esponjamiento).

La campaña se completó con un reconocimiento batimétrico y geofísico (sísmica de reflexión) de los fondos marinos adyacentes a la dársena, que permitió obtener la siguiente información:

- Batimetría de detalle del fondo marino.
- Determinación de las cotas de flysch (roca) en la zona de salida del cajón (planos de isopacas).
- Obtención de planos morfológicos, del fondo marino, con la situación de posibles obstáculos que pudieran dificultar la salida del cajón.

Ambos reconocimientos fueron realizados utilizando los siguientes equipos:

- Sonda de perforación con extracción continua de testigo.
- Perfilador geopulse sistema Boomer 300 J.
- Ecosonda multihaz Reson Seabat 8101.
- Sonar de barrido lateral KLEIN 595

Los reconocimientos realizados permitieron establecer con elevada precisión la situación, espesores y características geotécnicas de los estratos de roca, existentes en la zona a dragar, posibilitando la elección de los equipos, más adecuados, para la ejecución de los trabajos.

Del análisis de la información obtenida se dedujo la existencia, bajo el dique de cierre de todo-uno de la dársena, de estratos de roca (arenisca - caliza) de considerable espesor, que sería necesario quebrantar previamente a su dragado.

Figura 7.3.4. Cabeza sensora de la ecosonda SEABAT 8101.

7.3.3. EJECUCIÓN DEL DRAGADO

Con el fin de ejecutar, en el menor plazo posible, los trabajos de apertura de la dársena, las operaciones de voladura y dragado se realizaron simultáneamente, utilizando, para esta última operación, los equipos mecánicos más potentes que actualmente existen en el mercado.

Previamente al inicio de las operaciones se procedió a la excavación, con medios terrestres (retroexcavadoras), de la parte superior del dique de cierre (todo-uno) hasta la cota de -2,00 m.

Posteriormente, se utilizaron las dragas de retroexcavación (backhoes) RAZENDE BOL y QUETZALCOALT, específicamente diseñadas para extraer materiales compactos.

Los materiales se cargaron en gánguiles, de 900 y 500 m^3 de capacidad de cántara respectivamente, para ser transportados y vertidos, por fondo, en la mar en las zonas asignadas por la Autoridad Portuaria de Algeciras.

Para facilitar la operación del equipo de voladuras, se dragó previamente el material suelto depositado sobre el estrato de roca a volar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 7.3.5. Zona de trabajo y catamarán del sistema GEOPULSE.

Los trabajos marítimos comenzaron el día 24 de junio de 2002 y finalizaron el día 5 de agosto.

Los trabajos con explosivos se iniciaron el día 10 de julio de 2002 y finalizaron el día 1 de agosto. El volumen de roca extraído fue de 13.000 m^3.

Para las voladuras submarinas se utilizó el sistema O.D. y fueron realizadas por una empresa especializada en este tipo de actividades, que utilizó para su ejecución el siguiente equipo:

- Pontona flotante provista de 6 cabrestantes hidráulicos de fondeo y maniobras.
- Torres de perforación equipadas con martillos Atlas Copco BBB57.01 (3 ud)
- Remolcador auxiliar.

Debido a la proximidad del cajón-dique, menor de 30 m en algunas ocasiones, y con el fin de evitar vibraciones excesivas que pudieran afectar a la estructura, se limitó la malla de perforación, la carga unitaria por barreno y la total por voladura.

Durante todas estas actividades se realizó un control sistemático y preciso de las velocidades y presiones de propagación, inducidas en la masa de agua, que consistió en la colocación de sensores de presión, próximos a los paramentos mas expuestos del dique y a una profundidad de 7-8 m. En base a los datos

Figura 7.3.6. Draga Razende Bol.

Figura 7.3.7. Draga Razende Bol y equipo de perforación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

recogidos, para las voladuras más lejanas se extrajo una correlación, entre presiones recibidas en los paramentos y cargas de explosivos utilizadas. Con ella se determinaron las cargas a utilizar en las proximidades de dique. Fueron utilizadas también hasta tres cortinas de burbujas de aire instaladas entre el frente de voladura y la estructura para amortiguar la energía de las ondas expansivas provocadas por los explosivos.

El volumen total dragado fue de 110.000 m^3 con la siguiente distribución aproximada por zonas y naturalezas:

- 50.000 m^3 de excavación y dragado en el dique de cierre, en terrenos sueltos constituidos por todo-uno de relleno, escollera y arenas.
- 20.000 m^3 de dragado en el dique de cierre en materiales rocosos formados por estratos de argilitas, limonitas y roca arenisca.
- 40.000 m^3 de dragado en la canal exterior, en suelos compuestos fundamentalmente por arenas, con alguna intercalación de flysch alterado.

7.4. OPERACIONES MARÍTIMAS

7.4.1. INTRODUCCIÓN

No fue hasta la primera quincena del mes de junio de 2002 –transcurridos más de dos años desde el inicio–, cuando la obra del dique de Mónaco tomó contacto con la realidad que le aguardaba en el futuro: el mar. Hasta entonces los trabajos de construcción se habían desarrollado, en el interior de la dársena, siempre en seco.

Las llamadas operaciones marítimas dieron comienzo, a partir de ese momento, con la secuencia siguiente:

- Inundación parcial de la dársena para los ensayos de estanqueidad
- Flotación del cajón
- Amarre del dique en flotación
- Maniobra de salida
- Atraque intermedio en la Bahía de Algeciras

Figura 7.4.1 Dique en proceso de flotación.

- Lastrado para remolque
- Transporte hasta Mónaco

De las fases enumeradas, las dos primeras han sido analizadas separadamente en artículos anteriores. En las líneas que siguen, nuestra atención se centrará en el resto de maniobras.

7.4.2. AMARRE DEL DIQUE EN FLOTACIÓN

Antes de proceder a la inundación de la dársena de Crinavis, se instaló el sistema de amarre provisional del dique. Este habría de mantenerlo en posición, una vez realizada la flotadura, frente a las acciones de viento –fundamentalmente– a que se vería sometido. No olvidemos que entre la puesta a flote del cajón y su salida, de la dársena, transcurrió un periodo de casi mes y medio, el necesario para proceder al dragado de la bocana. Describimos, seguidamente, el sistema de amarre utilizado.

Consiste, en líneas generales, en amarrar el dique, con todas las cogidas que se aprecian en la Figura 7.4.2, mediante cables de los cuales se tira con cabrestantes y se dejan unidos, en tierra, a los mismos aprovechando la mayor capacidad que tienen al freno. El anclaje en el dique se realiza bien a placas o a bolardos, según el caso

Un total de 8 líneas (4 traveses, 2 largos y 2 "springs") componían el sistema, con cables de 52 mm en el caso de los traveses y de 25 mm para los largos y "springs" tesadas y ancladas por sendos cabrestantes con las características siguientes:

- AMARRES QUE CONFLUYEN EN LOS MUERTOS S-O Y N-O. En cada uno de ellos confluyen un través y un "spring". Para el tensado de las amarras, y el anclaje en tierra de las mismas, se usó un cabrestante tipo SKAGIT MD 97 con doble tambor, con capacidad máxima de tiro (por tambor) en primera capa de 80 t y de retenida del cabrestante al freno mecánico de 180 t.

- AMARRES DE LOS MUERTOS S-E Y N-E. En cada uno de éstos solamente confluye un través. Para el tesado se utilizó un cabrestante tipo HBM con un único tambor, una capacidad máxima de tiro de 50Tn en primera capa, y una retenida al freno de 70 t.

- AMARRES DE LOS MUERTOS E-S Y E-N. En realidad se trata de un solo muerto de anclaje, donde se unen los largos. Para el tesado se dispuso de un cabrestante tipo LAAG 4 con un único tambor, una capacidad máxima de tiro de 15 t en primera capa, y de retenida al freno de 22 t.

El anclaje de todas las líneas, en el dique, se hizo mediante unas orejetas diseñadas al efecto, solidarias con el hormigón mediante barras de pretensado.

Durante el tiempo que el dique estuvo en flotación, hubo una vigilancia permanente del sistema, comprobando tensiones de cables, desplazamientos de líneas, movimientos del dique, etc. Así mismo, se hizo un seguimiento pormeno-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

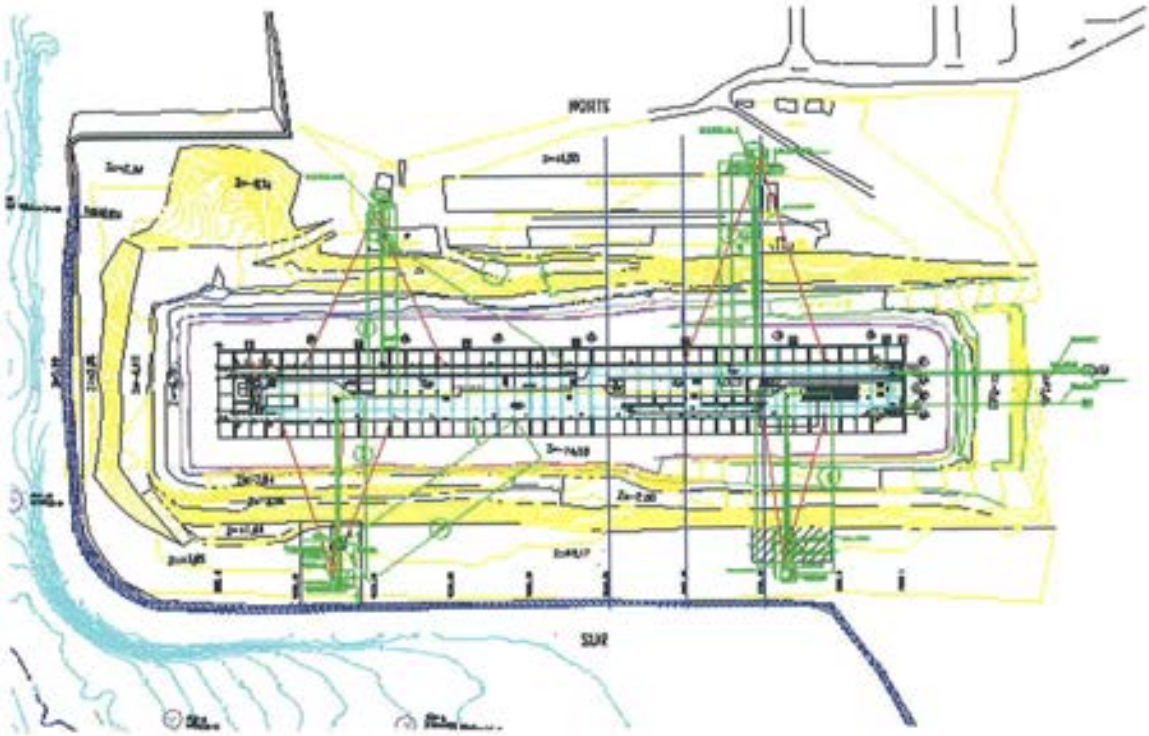


Figura 7.4.2. Sistema de amarre del dique en flotación.

rizado de las condiciones meteorológicas, con múltiples partes diarios y con medida directa de la velocidad del viento en la obra. Un plan de actuación, en caso de emergencia, fue definido, con distintos niveles de alarma en función del viento reinante.

7.4.3. MANIOBRA DE SALIDA DE LA DÁRSENA

Con el cajón a flote, se remataron los últimos elementos de las superestructuras. En paralelo, se instalaron todos los cierres estancos provisionales para el transporte y se realizó el estibado de la carga.

Figura 7.4.3. Operación de salida de la dársena.

Finalizadas estas operaciones, se retiró la pasarela provisional de acceso y quedó preparado para ser transportado al atraque intermedio en la bahía. Antes de proceder con la maniobra de salida, se llevó a cabo una verificación batimétrica minuciosa del dragado de la bocana.

La operación fue concebida con la participación conjunta de los cabrestantes del amarre del dique y cinco remolcadores, cuatro de ellos de 50 t de "bollard pull", y el quinto, utilizado como escolta durante el transporte, el Smitwijs Typhoon de 100 t. En todo momento, la maniobra fue monitorizada topográficamente, comprobando los movimientos de deriva y guiñada del dique.

En la fase inicial, los cabrestantes de doble tambor NW y SW (en los que estaban anclados, como se indicó en el apartado anterior, dos traveses y dos "springs" del amarre del dique), fueron cobrando cable de los "springs", al tiempo que los dos cabrestantes LAAG 4 lo largaban, en consonancia con el avance del dique.

Cuando el tiro de los "springs" de los cabrestantes Skagit, no fue lo suficientemente oblicuo para hacer avanzar el cajón -lo cual ocurrió con la proa a la altura del eje de la ataguía-, dos remolcadores de 50 t se conectaron a los puntos de tiro del de emergencia a babor y estribor (Figura 7.4.4). Desde este momento y hasta el final de la maniobra, fueron los que aportaron la tracción necesaria.

Cuando el dique hubo rebasado los taludes de la bocana de salida, otros dos remolcadores de 50 t adosaron su proa a sus costados, tanto a babor como a estribor, para impedir la deriva y controlar la guiñada (Figura 7.4.5).

Paralelamente al avance, se fueron cortando las distintas líneas de amarre, finalizando con los dos largos de popa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 7.4.4. Remolcadores auxiliares.

Figura 7.4.5.Maniobra de los remolcadores.

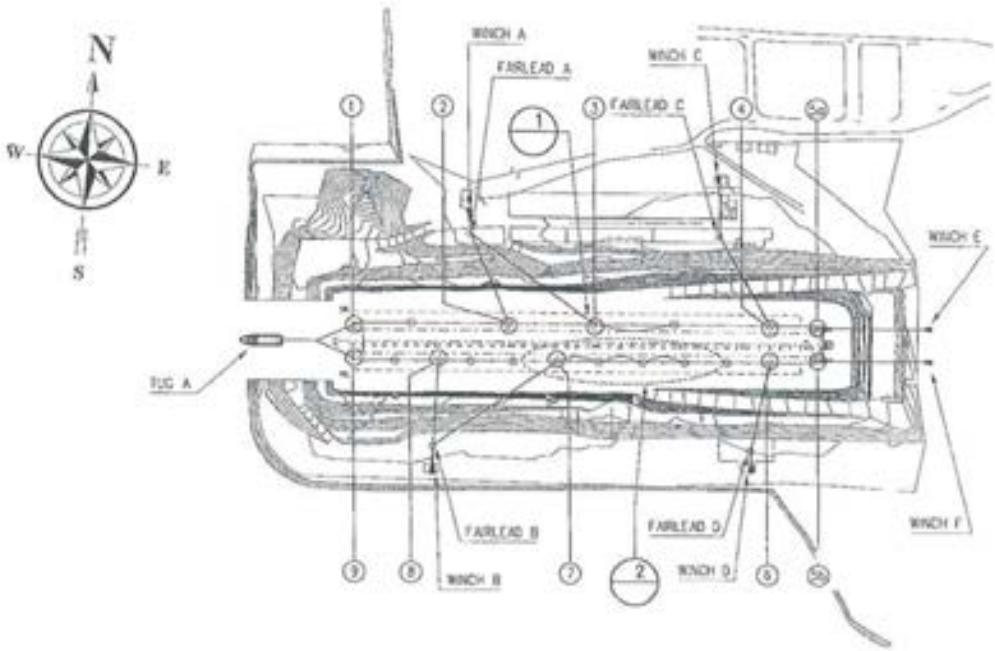


Figura 7.4.6. Secuencia de maniobras de salida de la dársena (Fase 1.)

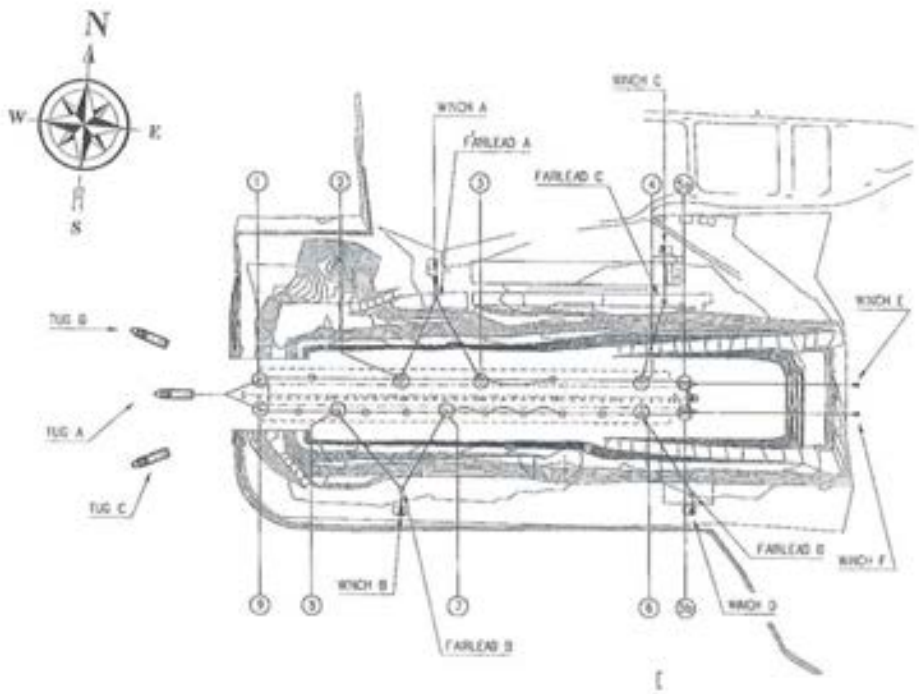


Figura 7.4.6. Secuencia de maniobras de salida de la dársena (Fase 2.)

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

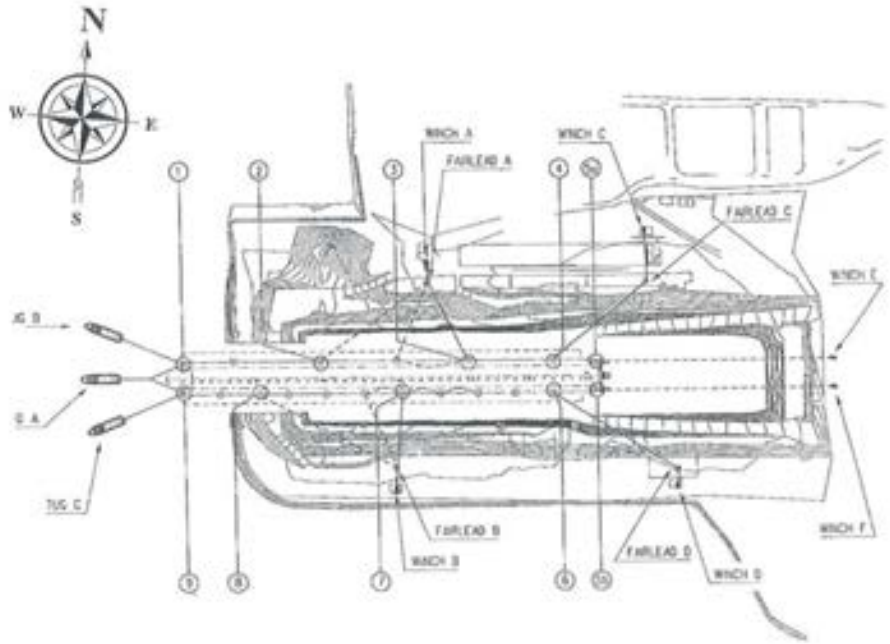


Figura 7.4.6. Secuencia de maniobras de salida de la dársena (Fase 3.)

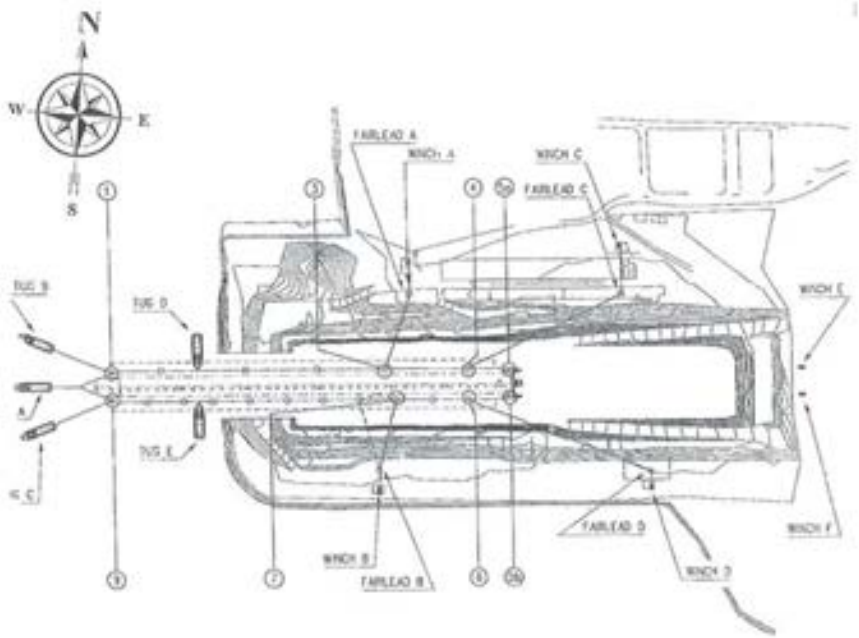


Figura 7.4.6. Secuencia de maniobras de salida de la dársena (Fase 4.)

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

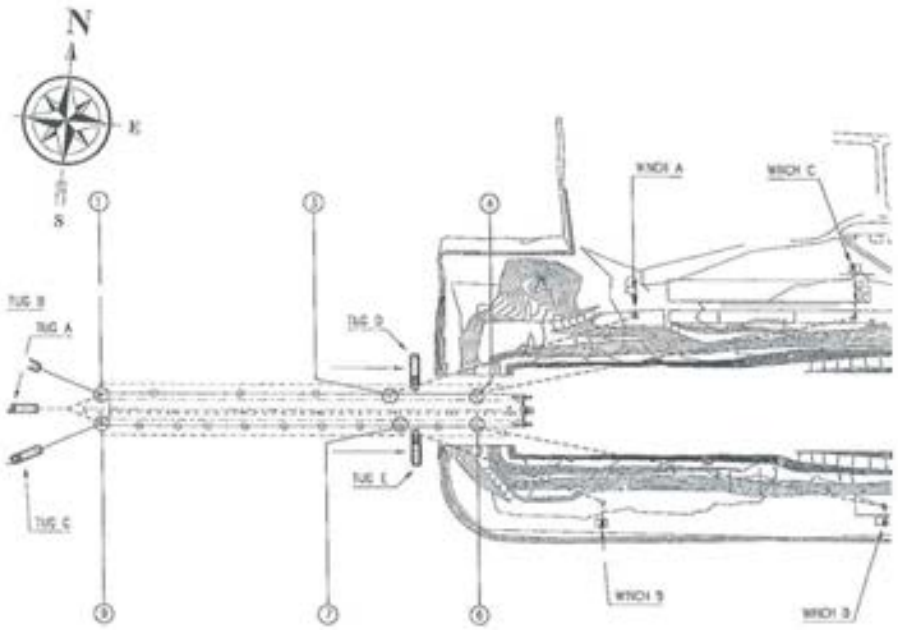


Figura 7.4.6. Secuencia de maniobras de salida de la dársena (Fase 5.)

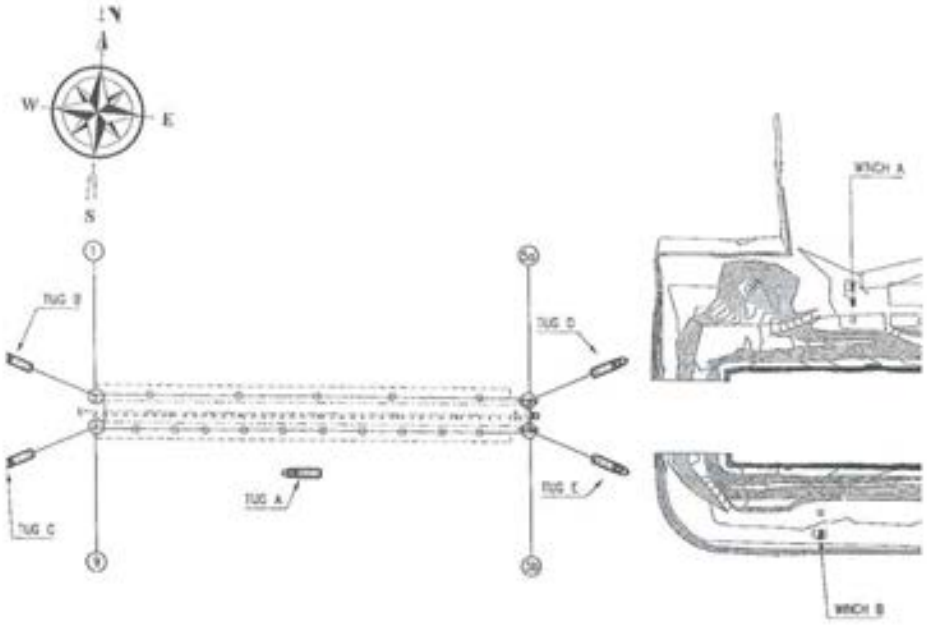


Figura 7.4.6. Secuencia de maniobras de salida de la dársena (Fase 6.)

7.4.4. ATRAQUE INTERMEDIO EN LA BAHÍA DE ALGECIRAS

Cuando toda la eslora del dique dejó atrás los límites de la bocana de salida, los dos remolcadores de babor y estribor fueron conectados al principal. En esta configuración, con cuatro de 50 t gobernando el dique, se transportó hasta el muelle de la central térmica de Los Barrios, de la compañía ENDESA.

Para el atraque se emplearon dos pontonas separadoras dotadas con las correspondientes defensas. La configuración de la operación puede apreciarse en la Figura 7.4.7.

7.4.5. LASTRADO PARA REMOLQUE

El atraque intermedio del dique, en la bahía, sirvió para posibilitar el lastrado del mismo hasta su calado de remolque. La puesta a flote se hizo con el mínimo necesario, para com-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

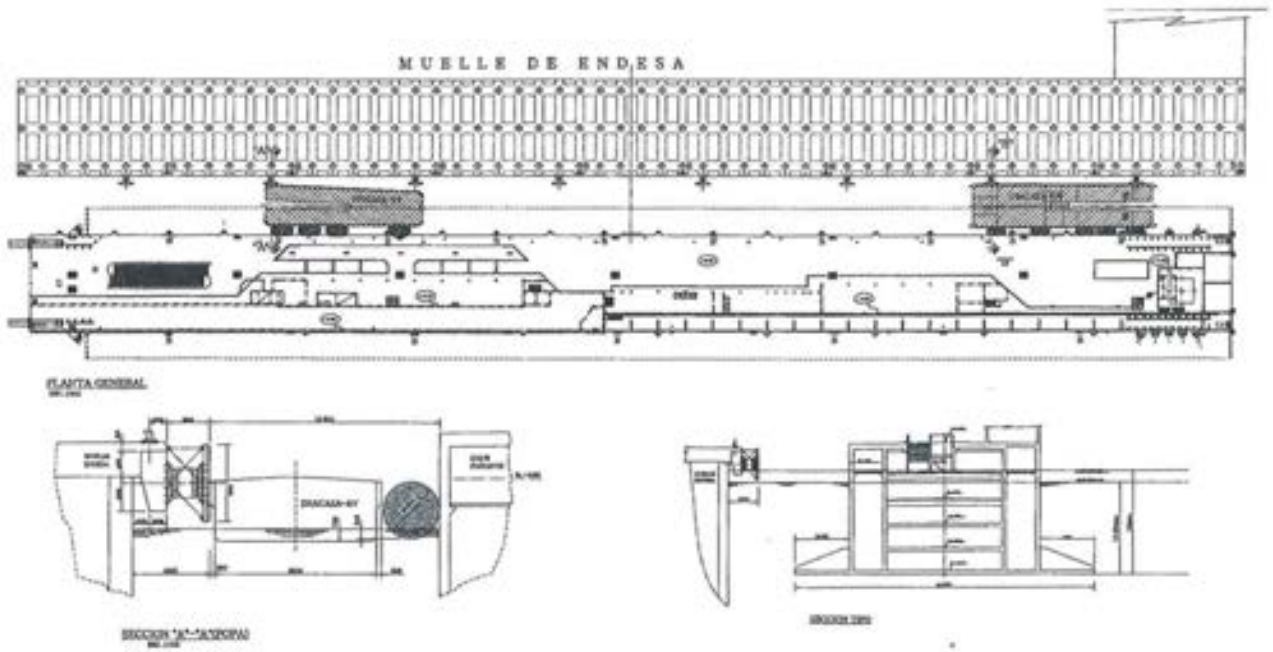


Figura 7.4.7 Esquema de atraque provisional.

pensar los momentos flectores y torsores en la estructura. En estas condiciones, el calado en su "botadura" era cercano a los 13,50 m (valor máximo para garantizar un margen de botadura de 1 m respecto de los picaderos del dique seco)

Por criterios de estabilidad naval y de minimización de esfuerzos, los estudios de ingeniería concluyeron que el remolque había de hacerse con un calado de 15 m, lo que suponía un volumen de lastre líquido, total, de 29.116 m^3.

Para el transporte del agua se empleó un buque tanque (Metílico, de la compañía Naviera Química) (Figura 7.4.8) de 6.000 m^3 de capacidad de carga. El suministro se hizo desde los duques de alba frente a la playa de Puente Mayorga, en otras épocas utilizados para el suministro de agua potable a Ceuta y Melilla, trabajos en los que participó el buque en cuestión.

Abarloado al cajón con interposición de dos defensas Yokohama de 2,50 m de diámetro, las tuberías de impulsión del barco fueron conectadas a los conductos del sistema de lastrado / deslastrado del dique, presentes en los compartimentos de babor y estribor del mismo. La descarga de cada viaje del barco se hizo en unas 12 horas.

Figura 7.4.8. Atraque del dique en la Bahía de Algeciras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

7.4.6. Transporte del dique a Mónaco

7.4.6.1. Consideraciones en el proyecto de ejecución.

Los estudios para el transporte se iniciaron paralelamente con el proyecto de ejecución del dique. La división HIDRATEC, de la ingeniería SETEC-TPI, fue la encargada de realizar los cálculos teóricos de verificación estructural del dique para las fases marítimas que se describe, en el apartado 2, "Proyecto del dique de Mónaco" y consistió en verificar los armados, definidos para su fase definitiva en servicio, en relación con los esfuerzos en sus fases marítimas de obra. De estas fases, la más importante, por las acciones a considerar y la seguridad a tener en cuenta, fue la del transporte de Algeciras a Mónaco. La conclusión final, (en realidad los esfuerzos en transporte se tomaron como una hipótesis más de cálculo), fue que había que reforzar ciertas partes del dique, con cerca de 180 toneladas de armadura pasiva, es decir, el aumento de armado no superó el 2%.

Para definir las acciones de cálculo, en transporte, se realizaron estudios meteorológicos estadísticos a partir de las informaciones disponibles de las medidas altimétricas suministradas por satélite desde 1987. Como consecuencia, se zonificó toda el área, por la que podían discurrir las posibles rutas de transporte, con el fin de realizar un análisis más detallado. Asimismo se calcularon, tanto el oleaje anual como decenal y centenario de cada zona.

Los valores del oleaje decenal (ola de cálculo) en cada una de estas áreas era el que se recoge en la Tabla 7.4.1.

Teniendo en cuenta que, obligatoriamente, se debía de realizar el transporte en la ventana meteorológica estival (mayo-septiembre) se consideró como ola de cálculo Hs = 6,7 m con un periodo de 12 a 14 segundos. Esta elección era la más pesimista, dado que cualquier vía, que transcurriera próxima a la costa, daría como resultado un oleaje menor. La decisión de la ruta a seguir no se tomó en el inicio del proyecto, sino posteriormente y conjuntamente con la empresa encargada del transporte y la aseguradora de la operación.

El resto de los parámetros medioambientales no tenían influencia en el comportamiento estructural del dique, pero sí en la maniobrabilidad. Por ello, se realizó un estudio exhaustivo de ambos.

Corriente máxima: 3 nudos. La dirección de la corriente era favorable desde la salida de la Bahía de Algeciras hasta la altura de las islas Baleares, a partir de ahí iría en contra, y penalizaría los cálculos del tiro necesario sobre el dique.

Viento: Los vientos de mayor intensidad se encontrarían en la zona del Golfo de León (mistrales) con fuerza máxima de 3 a 4, decreciendo en la zona de Mónaco.

A comienzos del año 2000 se realizaron diversos ensayos hidráulicos, en piscina, en el laboratorio de OCEANIDE en Toulon (Francia). El objeto de estos ensayos fue, por un lado, analizar el comportamiento del dique con distintos oleajes, ángulos de incidencia, y calados y, por otro, verificar la bondad de los cálculos realizados.

Tabla 7.4.1. Valores del oleaje decenal en las diferentes zonas estudiadas

Hs 10 años (m)	Zona 1	Zona2	Zona 3	Zona 4.1	Zona 4.2	Zona 5
Mayo	5,5	6,4	4,3	6,2	6,7	6,0
Junio	4,8	5,6	4,8	5,6	6,6	4,0
Julio	4,5	4,0	2,8	5,9	5,9	3,6
Agosto	4,2	4,2	3,3	4,7	6,3	4,3
Septiembre	3,6	4,9	4,6	5,1	6,1	4,0

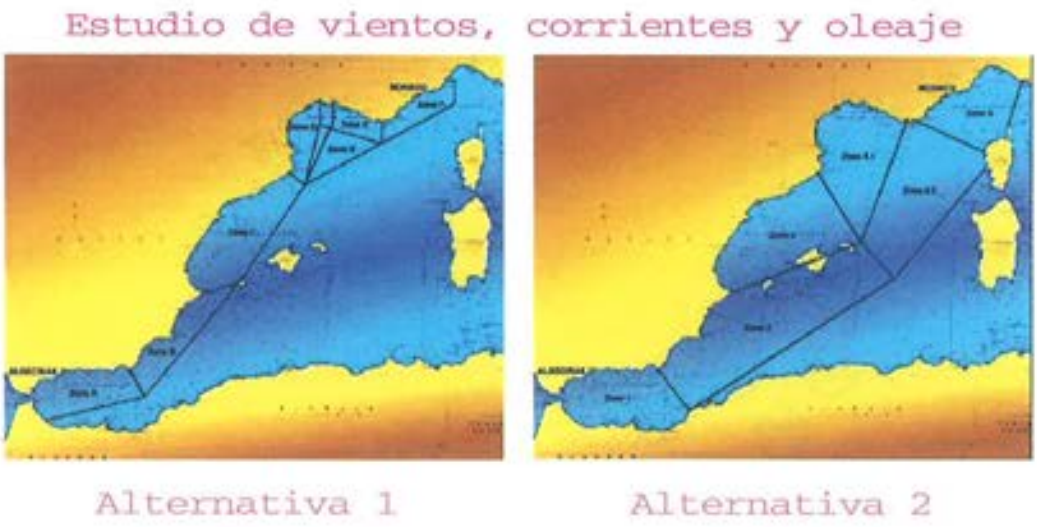


Figura 7.4.9 Zonas de estudio del oleaje.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Las conclusiones más importantes fueron las siguientes:

- Los valores de cálculo, respecto a movimientos y presiones sobre los muros, eran superiores a los obtenidos en el ensayo, por lo que se estaba del lado de la seguridad
- De los diversos calados del dique se eligió el de 15 m, frente al estipulado inicialmente de 16 m, por las siguientes razones:
  - Se disminuían los esfuerzos, principalmente las presiones ejercidas por el rebase del oleaje sobre la losa de cubierta.
  - Se minoraba el tiro a realizar por los remolcadores.
  - Se reducían los movimientos generales del dique
- Los rebases de oleaje podían ser muy importantes, barriendo completamente la zona de cubierta, pudiendo originar presiones, en la losa de cubierta, de hasta 10 t/m2 en zonas localizadas y con una cierta dirección del oleaje
- La dirección de ataque del oleaje tenía una gran influencia, produciéndose los esfuerzos mayores con una incidencia de 30-60º, mientras que los óptimos se presentaban con 90º.

De estas conclusiones, se decidió dar por válidos los cálculos realizados, para los esfuerzos generales sobre el dique producidos por el oleaje y considerar para esta fase una sobrecarga uniforme de 5 t/m^2 sobre la losa de cubierta. Para no sobrepasar estas presiones en la losa de cubierta, habría que tomar ciertas precauciones en la operación de transporte, que se tratarán posteriormente.

7.4.6.2 Preparación de la operación de transporte

Con la adjudicación de la operación de transporte a la empresa SMIT MARITIME CONTRACTORS, se inició la preparación con todo detalle.

En primer lugar se realizaron los diversos cálculos del tiro necesario, sobre el dique, para realizar el transporte. Se aplicó la norma noruega "DET NORSKE VERITAS", definida en el contrato, que establece que deben de considerarse las acciones siguientes:

Ola Hs = 5 metros

Viento: 0 nudos

Corriente: 3 nudos

Con estos valores, se determinó un tiro necesario ("Bollard Pull") de 180 t, que equivale a un remolcador de aproximadamente 13.000 C.V. de potencia. A partir de ahí, se definieron, tanto el aparellaje (cadenas, cables, etc) como los elementos de conexión de éstos al dique. Por la misma normativa citada, los primeros deberían de ir afectados por un coeficiente de seguridad de 2, para tener en cuenta los efectos dinámicos y, para los segundos, éste habría que multiplicarlo por 1,5, con lo que los anclajes se definieron para un esfuerzo horizontal, en cualquier dirección, de 600 t.

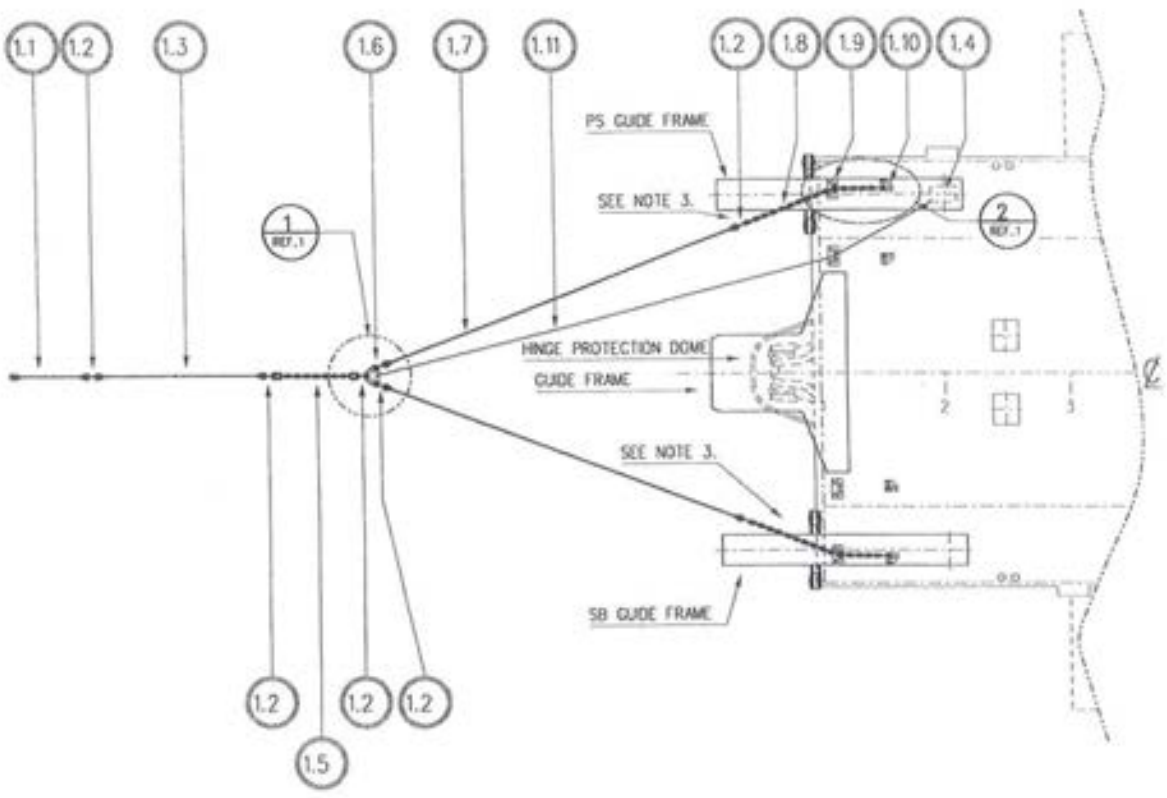


Figura 7.4.10. Aparellaje de tiro.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

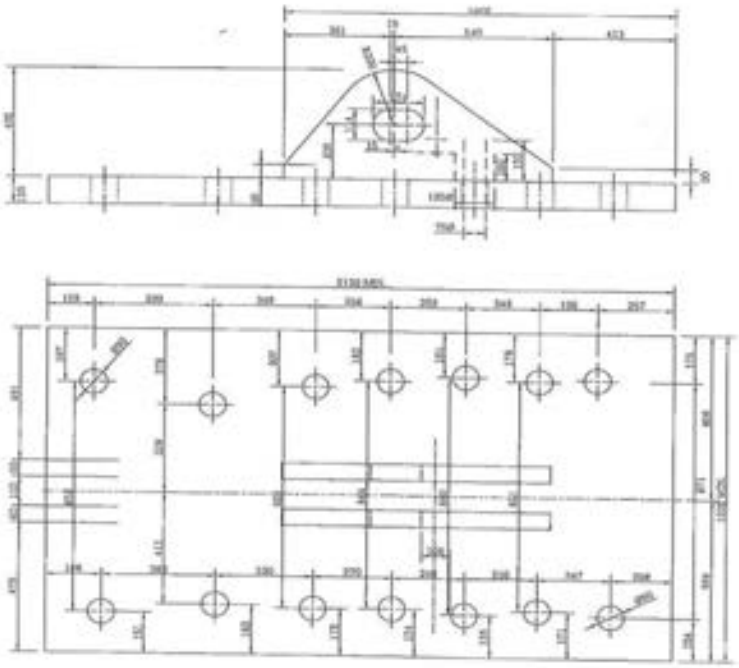


Figura 7.4.11. Sistema de orejetas y desviadores.

El aparellaje estimado constaba de un sistema de cadenas, conectado a las orejetas instaladas en el dique y al cable de tiro del remolcador.

Este aparellaje estaba duplicado por seguridad. El principal se instalaba en el extremo de proa para el transporte (lado rótula) y el de emergencia, para el caso de rotura del primero, en la popa (lado faro).

El cable de tiro del remolcador debía poder alcanzar los 1.100 m, una vez en alta mar, longitud necesaria para que la acción de las hélices, del remolcador y sus movimientos, no interfirieran con el avance del dique. Su diámetro era de 74 mm, con una carga de rotura de 390 t.

La elección del extremo de la rótula, como proa en el transporte, se debió a que la losa de cubierta de esa zona recibiría las mayores presiones por impacto del oleaje, por lo que se hizo coincidir con la parte más reforzada de la cubierta del dique (debido a la conexión de la rótula con la estructura de hormigón).

Los elementos de anclaje, para el tiro del remolcador, consistían en orejetas para la conexión de grilletes que se unían a las cadenas, y desviadores que obligaban a que el tiro fuera siempre paralelo a las orejetas. Ambos elementos estaban realizados en acero soldado, mediante chapas de gran espesor. El anclaje al hormigón se efectuaba por barras de pretensado en cantidad suficiente para ejercer una compresión, que por rozamiento acero/hormigón, pudiera resistir los esfuerzos horizontales de tiro.

Cada conjunto estaba compuesto por un juego de orejetas y dos desviadores. Se dispusieron un total de seis, cuatro en proa y dos en popa. El segundo juego, situado en proa, sería necesario posteriormente para la operación de conexión de la rótula.

De los cálculos realizados se estimó también una velocidad media de 2,5-3 nudos, por lo que se tardaría en cubrir las 810 millas, entre 12 y 15 días.

Los remolcadores utilizados fueron los siguientes:

- Remolcador principal: SMITWIJS LONDON de 13.500 CV de potencia y una capacidad de tiro de 180 t. Esta embarcación tiene una eslora de 74,75 m, una manga de 15,68 m con un puntal de 7,60 m
- Remolcador auxiliar: SMITWIJS TYPHOON de 8.000 CV de potencia y una capacidad de tiro de 100 t. Las dimensiones son: eslora 43,53 m, manga 10,62 y puntal 4,52

Figura 7.4.12 Remolcador principal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 7.4.13. Ruta seleccionada.

El remolcador principal debía de realizar el arrastre del dique en todo su trayecto. El auxiliar se dispuso para las siguientes funciones:

- Ayudar en caso de avería al principal, bien sustituyendo, o bien suplementando el tiro.
- Intervenir en la maniobras de salida de la Bahía de Algeciras y de entrada en la zona de Mónaco.
- Realizar las funciones de vigilancia, es decir, interferir con cualquier embarcación que pretendiera acercarse al tren de remolque, que en alta mar alcanzaba una longitud de, prácticamente, 1.500 m
- Abordar el dique, en caso necesario, aportando personal o equipos.
- Albergar el equipo de recepción y transmisión a tierra, de los datos de instrumentación, instalada en el dique.

La dotación completa para el transporte era de 35 personas: 18 en el remolcador principal y 17 en el auxiliar.

En cuanto a la elección de la posible ruta, la decisión final se decantó por una exterior, al Este de las islas Baleares. Tras evaluar las ventajas e inconvenientes de cada una de las dos consideradas, se llegó a la conclusión de que era mayor la ventaja de la ruta oriental. El principal motivo fue que, en caso de rotura del sistema de tiro o que el remolcador se viera obligado, por un temporal extremo, a cortar el cable y dejar el dique a la deriva, este debería tener espacio suficiente para desplazarse sin riesgo de embarrancar en la costa. El itinerario occidental, en este aspecto, era más peligroso, aunque podría presentar oleajes menores.

Para minimizar las presiones sobre cubierta, se decidió limitar la maniobra de transporte, en caso de oleaje, de acuerdo con los ensayos de laboratorio.

- Hasta una altura de ola Hs = 4,5 m en cualquier dirección no había limitación de velocidad del dique.
- Entre Hs = 4,5 m a Hs = 5 m, la velocidad debía de reducirse a 1,5 nudos.
- Para Hs = 5 m el transporte debería de detenerse y mantener la posición.
- De Hs = 5 m a Hs = 6,7 m, el dique debería orientarse paralelo al frente del oleaje, es decir, que éste le atacara con una incidencia de 90º.

Otro tipo de preparativos, relacionados con la protección del dique propiamente dicho, fueron:

- Tape de todos los huecos que existían en la cubierta (puertas, huecos de ascensores, rampas, etc) que comunicaran el exterior con el interior del dique. Las tapas eran metálicas, diseñadas para 5 t/m^2, ancladas al hormigón de los bordes de los huecos a cubrir, y con una junta estanca entre hormigón y acero. Se instalaron más de 100 unidades, con un peso total de 300 t.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 7.4.14. Tapas metálicas.

- Instalación de la monitorización del dique que está descrita en el apartado 5.7 de esta publicación.
- Montaje de un sistema de alumbrado, de emergencia y fuerza, en el interior del dique para que, en el caso de incidencias durante el transporte, se pudiera acceder a los compartimentos de lastrado.
- Sistema de bombeo, en los compartimentos estancos, para poder achicar lastre en el caso de entrada de agua de mar por avería o colisión con otra embarcación.

Se establecieron previsiones meteorológicas a 1, 2 y 3 días, que tenían una fiabilidad prácticamente del 100%. También se establecieron 9 puntos, en la longitud total del trayecto, prácticamente equidistantes, donde se indicaba, una previsión meteorológica de hasta 15 días. Con ello, en cualquier situación de la ruta, se conocían las predicciones en los diversos puntos hasta la llegada a Mónaco, pudiéndose tomar las decisiones que fueran necesarias.

Las informaciones contenían datos sobre la velocidad y dirección del viento, así como de la altura de ola y dirección del oleaje de fondo y superficie.

7.4.6.3. Operación de transporte

El transporte se inició el 14 de agosto de 2002, con la maniobra de salida de la Bahía de Algeciras, donde, además de los dos remolcadores que acompañarían al dique durante todo el trayecto, se utilizaron cuatro remolcadores de puerto.

La operación se realizó en 12 días, llegando a las proximidades de Mónaco el 25 de agosto de 2002 y efectuando la maniobra de posicionamiento, en la ubicación definitiva del dique, el 26 de agosto.

Durante el trayecto, el mar se mantuvo en relativa calma, alcanzando el mayor oleaje, al sur de la isla de Ibiza, el 19 de agosto, donde se alcanzaron alturas de 2 metros y vientos de 20/25 nudos.

Como ya se ha indicado, la ruta realizada fue la exterior, pasando por el Este de la Islas Baleares. La secuencia fue la siguiente:

- 14 de agosto: Salida de la Bahía de Algeciras
- 16 de agosto: Cabo de Gata
- 18 de agosto: Cabo de Palos
- 19 de agosto: Sur de la Isla de Ibiza
- 20 de agosto: Punta Salinas. Este de la Isla de Mallorca
- 22 de agosto: Este de la Isla de Menorca
- 25 de agosto: Llegada a Mónaco

Figura 7.4.15. Maniobra de salida de la Bahía de Algeciras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 7.4.16. Transporte del dique.

La distancia total recorrida fue de 816 millas náuticas, a una velocidad media de 3,02 nudos. Se largó una longitud de cable de remolque de 1.100 metros, una vez doblada la Punta de Europa, a la salida de la Bahía de Algeciras y se utilizó un tiro máximo de 100 t.

Durante todo el período de transporte se estableció en tierra un comité de seguimiento, siempre localizable en caso de emergencia, compuesto por representantes del contratista, ingenierías, dirección de obra, transportista y seguro del transporte. Los datos de la instrumentación, del dique, eran recibidos en tierra diariamente, además de existir una comunicación telefónica, diaria, con los remolcadores.

A la llegada a Mónaco el dique fue situado, antes de comenzar las operaciones de instalación, en posición de seguridad utilizando tanto los amarres provisionales como los definitivos.

7.5. OPERACIONES EN MÓNACO: INSTALACIÓN DEL DIQUE Y CONEXIÓN DE LA RÓTULA

7.5.1. AMARRE PROVISIONAL

Una vez que llegó el dique a Mónaco con la ayuda de cuatro remolcadores auxiliares, se le fue situando en una posición cercana a la definitiva, iniciándose seguidamente, la operación de instalación y tensado provisional de las cadenas de amarre final, que ya ha sido descrita en un apartado anterior.

Una vez tensadas, con la fuerza provisional adecuada (hasta 67 t), el cajón quedó en posición de seguridad, sujeto por ellas, instalándose, además, dos cables auxiliares de cabrestantes, situados en una pontona, con grúa de 2.400 t de capacidad, fondeada en el lado exterior al puerto. Después se izó, con ayuda de una grúa colocada en el estribo, la cubierta metálica que había protegido a la rótula durante el remolque.

Figura 7.5.1. Maniobra de giro y posicionamiento del dique en Mónaco.

Figura 7.5.2. Final de la maniobra de giro y posicionamiento del dique.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Un equipo de buceadores quitó los tornillos de fijación y conectaron la cubierta a la grúa. En esta posición se esperó a que las condiciones meteorológicas y de oleaje fueran favorables, para realizar la conexión de la rótula al estribo.

7.5.2. ELEMENTOS AUXILIARES SOBRE EL DIQUE PARA LA CONEXIÓN DE LA RÓTULA

La pieza de asiento troncocónica, exterior a la rotula esférica, tenía que ser introducida y fijada en su alojamiento, mecanizado con la misma forma, situado en la pieza dispuesta en el estribo. Para guiar y sujetar el dique en esta operación, evitando movimientos de vaivén que le pudieran dañar, se diseñó un sistema de posicionamiento mediante grandes vigas de acero, dos laterales en sentido vertical y una central en horizontal, todas ellas reguladas mediante gatos hidráulicos.

Las laterales, con un peso de unas 110 t, tenían una sección en cajón rectangular, con una longitud de 15,75 m, canto de 2,96 m y anchura de 2,00 m, con chapas horizontales de 80 mm de espesor y verticales de 50 mm y un voladizo de 5,92 m, hacia el exterior del dique, estaban diseñadas para una carga, máxima en punta, vertical hacia arriba, de 2140 t y una fuerza de rozamiento horizontal del 15%. El anclaje anterior, para una tensión de 3590 t, vertical hacia arriba por efecto del brazo de palanca, se hizo con dos orejetas laterales de 160 mm de espesor máximo y dos bulones de 375 mm de diámetro, a un marco en forma de U, de 28 t de peso, que rodeaba a una placa rectangular, convenientemente rigidizada, anclada a la pared vertical frontal, del dique, mediante 465 pernos tipo Nelson de 22 mm de diámetro. El apoyo posterior, que tenía que trabajar con una fuerza de compresión de 1450 t sobre la losa superior, estaba formado por dos orejetas de 100 mm de espesor con dos bulones de 225 mm de diámetro, apoyados en una placa con otras dos, dobles, de 50 mm de espesor.

Figura 7.5.3. Vigas de posicionamiento (la viga lateral en primer término).

La central, de unas 80 t, con sección también en cajón, una longitud de 8,60 m, un canto horizontal de 5,00 m, que se ensanchaba hasta 13,00 m en la zona trasera de anclaje al dique, y una anchura vertical de 1,00 m, con chapas horizontales de 50 y 60 mm de espesor y verticales de 50 mm y un voladizo de 5,50 m hacia el exterior del dique, estaba diseñada para una carga, máxima en punta, horizontal hacia ambos lados de 1530 t, con una fuerza de rozamiento, en cualquier dirección del plano vertical, del 15%. El anclaje, en ambos extremos, para 1310 t por efecto del brazo de palanca, se hizo mediante rozamiento, por compresión de 10 barras Macalloy de pretensado de 90 mm de diámetro.

Figura 7.5.4. Vigas de posicionamiento (la viga central en primer término).

Sobre la losa superior se dispusieron también orejetas de anclaje para los cables de aproximación del dique al estribo. Cada una diseñada para una fuerza horizontal de 627 t y formada por dos chapas verticales, de 60 mm de espesor, sobre una placa horizontal de 120 mm, anclada por rozamiento, por compresión de 12 a 14 barras, Macalloy de pretensado, de 75 mm de diámetro. En frente de ellas, tenían unas guiaderas, para cables o cadenas, formadas por dos tubos de 1,35 m de diámetro, 50 mm de espesor y 0,46 m de altura, separados 0,45 m entre ellos para dejar paso a cadenas y cables. Los tubos estaban rigidizados en su interior y soldados sobre chapas de 90 mm, ancladas por rozamiento, por compresión de 24 barras Macalloy de pretensado de 50 mm de diámetro. Se dispusieron 6 conjuntos de orejeta y guiadera, uno en cada esquina del dique, que sirvieron también para las operaciones de movimiento y remolque y dos en el lado de la rótula, utilizados para los amarres de emergencia durante el remolque.

Todos estos elementos, además de otras orejetas para los anclajes de los cables laterales de control del dique, en la salida de la dársena, se colocaron antes de la botadura.

7.5.3. ELEMENTOS AUXILIARES SOBRE EL ESTRIBO PARA LA CONEXIÓN DE LA RÓTULA

Sobre la losa superior del cajón del estribo, situada 2 m por debajo del nivel de la del dique, se construyeron dos macizos provisionales de hormigón, de 8,50 m longitud en sentido transversal, separados 10,00 m en este sentido, 3,50 m en sentido longitudinal y 1,00 m de espesor, para anclaje de los elementos auxiliares de guiado. Estos macizos se anclaron, a la losa del estribo, mediante armaduras conectadas por manguitos roscados, dejados al construir éste.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Sobre cada uno de estos macizos se dispuso, empotrada en un hueco, una batería vertical de cuatro gatos hidráulicos de 500 t cada uno y 850 mm de carrera, alineada con la correspondiente viga lateral del dique. Estaban conectados entre sí, para formar una articulación hidráulica, y unidos en sus cabezas, mediante rótulas, por una viga longitudinal, sobre la que debía deslizar la chapa inferior de la viga lateral correspondiente. Para reducir el coeficiente de rozamiento, estas vigas de reparto llevaban en su parte superior un material de fibras y teflón, con un coeficiente de 0,07 a 0,11, y capaz de soportar presiones de hasta 100 MPa que deslizaba en contacto con una chapa de acero inoxidable soldada por debajo de la placa inferior de la viga lateral. Este sistema sirvió para controlar verticalmente la posición del dique.

Figura 7.5.5. Cuatro gatos verticales actuando sobre una viga lateral.

Entre los dos macizos se dispuso una viga metálica, con sección en doble T, de 1.180 mm de canto y 1800 mm de ancho, alas de 80 mm de espesor y alma de 40 mm que apoyaba frontalmente, en cada extremo de aquellos, sobre neoprenos de 1600x800x41 mm. En los bordes las vigas se prolongaban, sobre los macizos, hasta una longitud total de 13,50 m con un canto de 900 mm, alma central de 60 mm y dos almas laterales adicionales de 40 mm. Estos alargamientos servían para anclarla, verticalmente, a los bloques mediante dos grupos de cuatro barras Macalloy de pretensado de 50 mm de diámetro, situados a 13,00 m de separación. Esta viga, de 60 t, estaba dividida, en su centro, por una junta atornillada, con cubrejuntas, para facilitar su transporte y montaje en Mónaco.

Sobre ella se colocaron, unidas por soldadura, dos ménsulas enfrentadas, separadas 8,25 m, que servían de apoyo, cada una, a una batería horizontal de tres gatos hidráulicos de 500 t, por unidad, y 350 mm de carrera, con el mismo sistema de reparto y material deslizante que el anteriormente expuesto, para los gastos verticales. Este dispositivo sirvió para controlar, horizontalmente, la posición del dique.

Para mover la estructura hacia el estribo se instalaron, sobre él, dos cabrestantes con doble tambor, de 100 t de tiro, que ya se habían utilizado en la salida de la dársena. Además se colocaron, sobre cada macizo, una orejeta de anclaje en el lado exterior, un bolardo en el interior y una guiadera de rodillos entre ambos.

Figura 7.5.6. Tres gatos horizontales actuando sobre la viga central.

Figura 7.5.7. Uno de los cabrestantes dobles de 100 t por tambor.

Se dispuso también un dispositivo de retención longitudinal, para frenado y control limitando los movimientos de acercamiento al estribo, evitando dañar la rótula en la maniobra de conexión. Se situaron horizontalmente, cuatro puntales, formados por tubos de 245 mm de diámetro exterior, reaccionando contra neoprenos de 300 x 300 x 140 mm, en el extre-

Figura 7.5.8. Dos mesas de un lado del sistema de retención.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

mo de apoyo contra la pared del dique, y en barras roscadas de 120 mm, de las empleadas para fijar la rótula, en el lado opuesto, que atravesaban los macizos por tubos de PVC. Los movimientos horizontales se controlaban mediante unas mesas dobles, situadas detrás de los macizos, ancladas a ellos con cuatro barras Macalloy, de pretensado de 50 mm de diámetro, que los atravesaban. En las dos placas de las mesas, las barras roscadas de los puntales se apoyaban, mediante tuercas, en una de ellas directamente y en la otra mediante gatos de 200 t, de fuerza, y 200 mm de carrera.

7.5.4. INSTRUMENTACIÓN DEL DIQUE

Para el control de la posición del dique, con respecto al cono de recepción, se situaron sobre el estribo tres estaciones totales motorizadas, con lectura de tres prismas instalados en el lado de la rótula. Además, se dispusieron tres estaciones GPS, una en proa, otra en popa y una tercera de referencia en el estribo. También se colocó, en el cajón, un acelerómetro para medir los movimientos.

Por último, se instalaron en la rótula dos punteros láser, con dianas en el cono de recepción, cuatro cámaras de video y dos sonares. Todo este dispositivo se controlaba desde una oficina situada sobre el estribo. Los datos de la posición relativa entre rótula y cono se pasaban a un programa de ordenador en tres dimensiones, en el que se podía controlar la situación y el contacto entre ambas piezas.

Figura 7.5.9. Dos estaciones totales motorizadas de control de posición.

Figura 7.5.10. Monitor de un video submarino de control

7.5.5. LASTRADO DEL DIQUE

Para evitar que las acciones del oleaje levantasen el dique, despegando las vigas laterales de sus apoyos sobre las baterías de gatos verticales, era preciso lastrarlo para que tuviera que levantarse, con los gatos, más del recorrido vertical previsto durante la maniobra de conexión. Se añadieron en Mónaco 12.000 m^3, de agua dulce, en el interior de las cámaras, entre paredes laterales, hasta alcanzar un calado en, el lado de la rótula, de 16,40 m.

Figura 7.5.11. Lastrado del dique en Mónaco antes de la conexión.

7.5.6. CONEXIÓN DE LA RÓTULA AL ESTRIBO

La operación de conexión de la rótula al estribo constaba de dos fases, la aproximación hasta introducir el cono exterior de la rótula en su alojamiento en el estribo, situando el dique de forma provisional, y la colocación de los pernos de sujeción, su tensado y la liberación de los medios auxiliares de fijación.

La primera fase comenzó el martes 3 de septiembre a las 6 h, con el mar prácticamente en calma y con predicción meteorológica favorable. Los días anteriores se habían instalado las cuatro líneas de cable, de 52 mm de diámetro, de los dos cabrestantes dobles colocados en el estribo. Estos cables pasaban por unas guiaderas en el estribo y el dique, por poleas sujetas a las cuatro orejetas del lado de la rótula, y volviendo nuevamente por las guiaderas se anclaban en las orejetas y en los bolardos colocados sobre los macizos de hormigón. Además había cuatro cabrestantes auxiliares, dos sobre las vigas laterales y dos sobre la central. En la proa o lado faro actuaba el remolcador auxiliar, que lo acompañó desde Algeciras, para frenarlo o retirarlo en caso necesario, controlando la alineación correcta frente a desplazamientos por el oleaje.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

En primer lugar se soltaron los amarres de seguridad a la pontona-grúa y, con la ayuda de un cable oblicuo de un cabrestante auxiliar y los principales, se colocó el dique, aproximadamente alineado con el estribo, a una distancia de unos 10 m entre caras estructuras. Después se avanzó, tirando con los cables principales hasta una distancia de 4 m, donde primero se fijó el dique con los gatos horizontales, aproximándolos a los costados de la viga central, y después se elevaron los verticales, hasta empujar las vigas laterales. A continuación se izó lentamente el dique, los 40 cm necesarios para alinear la rótula, necesitando un total de unas 900 t de empuje vertical. El oleaje apenas producía ningún efecto. Se midieron los errores de posición y con los dispositivos hidráulicos se hicieron las correcciones necesarias.

Figura 7.5.12. El dique en la fase de alineación a unos 10 m de distancia.

La siguiente parada fue a una distancia de 2,87 m, 9 cm antes de entrar el frente de la rótula en el cajón del estribo. Se dispusieron las barras de freno, con los gatos extendidos 18 cm y la válvula de salida de aceite parcialmente cerrada, para servir de amortiguador, con la bomba dispuesta para hacer retroceder al dique en caso necesario. Una vez parado, se midieron los errores y se aproximó, de nuevo, unos 16 cm.

Figura 7.5.13. El dique en la fase final de aproximación para la conexión.

Con la rótula parcialmente dentro del cono se fue avanzando y parando en recorridos de 20 a 25 cm, con comprobaciones después de cada uno. Se avanzaban las tuercas de las barras de freno la medida prevista y se dejaban los gatos y las roscas, de seguridad con 3 cm de recorrido de amortiguación.

La tolerancia admisible, de posición de la rótula, era un círculo de 4 cm de diámetro, pero se limitó, por seguridad, a 2 cm. La buena construcción de las vigas de guiado hizo que los errores estuvieran dentro de 1 cm. La rótula quedó en su posición final, con los cabrestantes sujetando provisionalmente el dique, a las 15 h.

La segunda fase de la conexión comenzó abriendo la puerta de la primera cámara de acceso a la rótula por el estribo de tierra, vaciando la segunda y, después de verificar la estanqueidad de la junta frontal, entre piezas de dique y estribo, abriendo esta última. Seguidamente se hizo una limpieza de la cámara, se quitó la instrumentación de la rótula, se procedió a girar la brida loca, para enfrentar sus orificios con los del cono de la rótula, y a instalar y tensar, al 60% de la tensión final las 40 barras roscadas y tuercas M-52 de fijación definitiva. A las 3 h del día siguiente se procedió a retraer los gatos horizontales y verticales y soltar poco a poco los cabrestantes. Finalmente se les aplicó la tensión final, a las barras de fijación, terminando la operación a las 8 h.

7.6. ACABADOS DE OBRA EN MÓNACO

7.6.1. INTRODUCCIÓN

Según lo previsto en la planificación general de la obra, el dique de Mónaco partió de Algeciras con los trabajos de obra civil terminados. Sin embargo, una serie de actividades habían de ejecutarse obligatoriamente en Mónaco. A continuación se presenta una relación de las más significativas:

- Desmontaje de los equipos y estructuras auxiliares para las operaciones de remolque y conexión del dique
- Finalización del túnel carretero de acceso al dique
- Instalación de los ánodos del sistema de protección catódica
- Montaje de los conductos de ventilación
- Instalación de las defensas en línea de muelle
- Re-inyección de juntas de hormigonado
- Reparación de defectos superficiales en solera
- Acabados finales en paramentos y losas

7.6.2 DESMONTAJE DE LOS EQUIPOS AUXILIARES PARA EL REMOLQUE Y CONEXIÓN DEL DIQUE

Esta actividad comprendía la retirada y desmontaje de:

- Todas las orejetas y argollas provisionales empleadas como puntos de tiro
- Todos los cierres estancos provisionales, en cubierta y en mamparos de compartimentación interiores
- El sistema de guiado para la operación de conexión. Este se componía de dos vigas laterales de 110 t de peso

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Figura 7.6.1. Elementos auxiliares instalados para la conexión del dique.

cada una, dos yugos de sujeción de 25 t de peso y una viga central de 90 t (Figura 7.6.1)

- Los gatos hidráulicos, cabrestantes, guiaderas y orejetas de tiro instalados en el estribo para la operación de conexión del dique
- La viga central de guiado sobre el estribo (80 t)

Puesto que en el lado estribo la reacción, frente a las acciones exteriores, la aporta íntegramente la rótula de articulación, las líneas 9 y 10 no reciben solicitación alguna en condiciones de servicio.

Figura 7.6.2. Flotador para la colocación de los ánodos de sacrificio.

7.6.3. FINALIZACIÓN DEL TÚNEL CARRETERO DE ACCESO AL DIQUE

Debido a la presencia de las vigas de guiado, antes mencionadas, los últimos 30 m de túnel no pudieron ser construidos en Algeciras. Los aproximadamente 200 m^3 de hormigón y 45 t de ferralla se pusieron en obra en el mes de noviembre de 2002. Toda la ferralla se trajo, prefabricada, a bordo del dique.

7.6.4. INSTALACIÓN DE LOS ÁNODOS DEL SISTEMA DE PROTECCIÓN CATÓDICA

Todos los elementos metálicos, embebidos en el hormigón del dique (léase acero activo y pasivo, vainas de pretensado, placas de anclaje, marcos y todo tipo de insertos), se hallan conectados a una red eléctrica de protección catódica.

Dicha red consta de un total de 150 ánodos de sacrificio, 52 situados bajo la solera y el resto repartidos en los paramentos verticales exteriores. Para su instalación, el dique constaba de otras tantas placas de anclaje embebidas en el hormigón, sobre las que habían de ser atornillados los ánodos, con la colaboración de un equipo de 8 buceadores.

Para asegurar la continuidad eléctrica, el atornillado se completaba con un punto de soldadura bajo agua.

Figura 7.6.3. Instalación de los ánodos de sacrificio.

7.6.5. MONTAJE DE LOS CONDUCTOS DE VENTILACIÓN

Para evitar que pudieran sufrir daños, durante el transporte del dique desde Algeciras, los conductos más sensibles del sistema de ventilación se instalaron en Mónaco. Todos ellos construidos en silicato de calcio, material que garantizaba la resistencia al fuego, de 3 horas, requerida. Sus secciones son variables, desde un mínimo de 1x1 m^2.

7.6.6. INSTALACIÓN DE LAS DEFENSAS EN LÍNEA DE MUELLE

Estas no se instalaron en Algeciras para evitar que pudieran sufrir daños durante el remolque.

7.6.7. RE-INYECCIÓN DE LAS JUNTAS DE HORMIGONADO

Todas las juntas de hormigonado, situadas en elementos estancos, están provistas de un sistema de tubos flexibles, de pequeño diámetro, para la inyección de resina. En total, más de 12 km de tubo.

Dichas juntas fueron sistemáticamente ensayadas con agua a presión (5 bar). Allí donde ésta no podía mantenerse de forma constante, se inyectó resina para sellar las fisuras. Dicha operación se hizo de forma sistemática en Algeciras, antes del llenado de la dársena.

Tras la primera inyección, los tubos eran lavados con agua para una hipotética re-inyección.

Puesto que durante el transporte el dique podía verse sometido a solicitaciones externas más exigentes que las sufridas hasta ese momento, se había previsto una re-inyección exhaustiva de todas las juntas a su llegada a Mónaco. Ésta se produjo entre los días 10-10-02 y 07-11-02.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

8. Programa general de trabajos

General work schedule

Santiago Arteaga Padilla
Ingeniero de Caminos, FCC

Javier Pérez Altares
Ingeniero de Caminos, FCC

RESUMEN

En este capítulo se explican con cierto detalle las distintas fases del proyecto con su planificación correspondiente, haciendo especial énfasis en las fases previas de proyecto e instalaciones.

Igualmente se detallan los condicionamientos habidos durante la ejecución de los trabajos en la dársena de Algeciras.

Finalmente se desglosa la planificación de las operaciones marítimas y los controles realizados en la programación global.

SUMMARY

In this chapter the various stages of the project are described in some detail, including the corresponding planning, with particular attention paid to the preliminary stages and facilities for the project.

Details are also given of the alterations made during the execution of the works at the Algeciras basin.

Finally, a breakdown of the planning for the operations at sea is included, and the controls built into the overall scheduling are described.

8.1. INTRODUCCIÓN

El contrato de obra suscrito, entre el Departament de Travaux Publics de Mónaco y las Empresas Contratistas, para la ejecución del Proyecto "Extension du Port de la Condamine Lot 2. Digue" exige que la programación oficial de la obra, así como sus actualizaciones, se edite mediante el programa "Microsoft Project", con independencia de los medios propios, de planificación técnica como económica, que utilizan Dragados y FCC. Este modelo, versión francesa, ha sido el empleado para la realización del programa de la obra, su seguimiento y control.

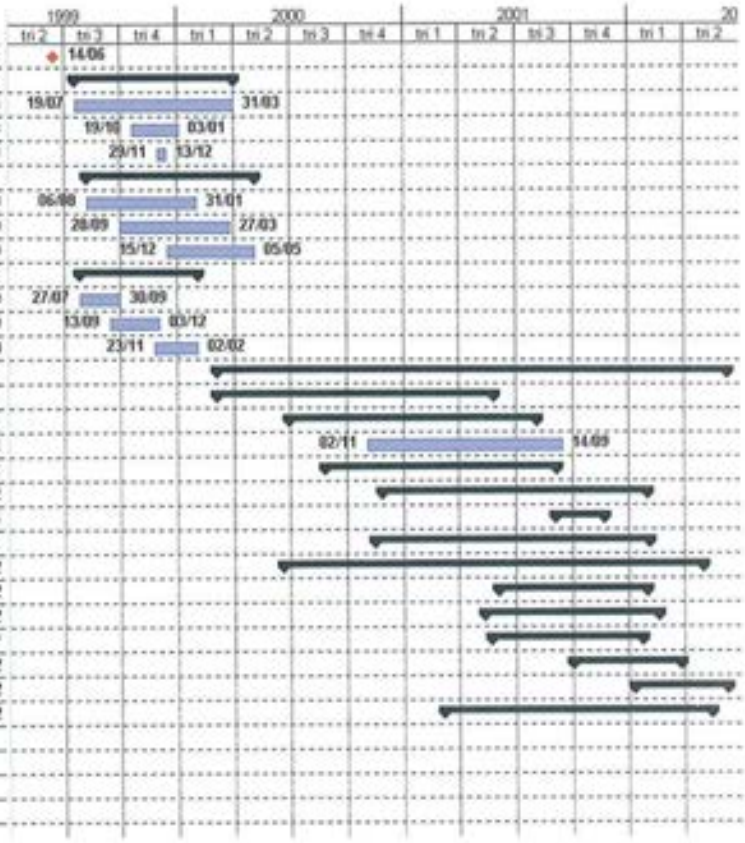
A lo largo de los capítulos anteriores se ha explicado, con suficiente detalle, el alcance de los trabajos objeto de esta publicación, por ello este artículo se centra en la descripción, organización y estructuración de los mismos de cara a la consecución de los objetivos previstos, es decir, llevar a buen término la obra, con los mejores resultados de calidad, optimizando los recursos para obtener una minoración de los costes.

Tal como se definía en el planning, con una extensión de más de mil cuatrocientas actividades, la obra se desdobla en las siguientes grandes unidades o grupos de ellas:

- Instalaciones generales y específicas.
- Ejecución de la propia dársena o dique seco donde construir el cajón semiflotante.
- Construcción del propio dique, denominado en el programa como "Gros d'oeuvre".

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Nom de la tarea	Duración	Comienzo	Fin
NOTIFICATION MARCHÉ	1 día	lun 14/06/99	lun 14/06/99
- INSTALLATIONS DE CHANTIER A ALGE	182 días	lun 19/07/99	vie 31/03/00
Installation de chantier Algéciras	182 días	lun 19/07/99	vie 31/03/00
Installation Centrale à béton	53 días	mar 19/10/99	lun 03/01/00
Installation laboratoire	10 días	lun 29/11/99	lun 13/12/99
- MISE AU POINT DES BETONS	191 días	vie 06/08/99	vie 05/05/00
Etude des materiaux	124 días	vie 06/08/99	lun 31/01/00
Etude des bétons laboratoire	127 días	mar 28/09/99	lun 27/03/00
Bétons de convenances	100 días	mié 15/12/99	vie 05/05/00
- CONDITIONNEMENT DE LA SOUILLE	134 días	mar 27/07/99	mié 02/02/00
Obtention de permis et fermeture	48 días	mar 27/07/99	jue 30/09/99
Excavation du bassin	59 días	lun 13/09/99	vie 03/12/99
Longrines béton	50 días	mar 23/11/99	mié 02/02/00
- GROS ŒUVRE	585 días	dom 05/03/00	sáb 08/06/02
+ Radier	305 días	dom 05/03/00	vie 25/05/01
+ Élévations files AB/FG -16 A -12	274 días	jue 29/06/00	vie 03/08/01
Raidisseurs	217 días	jue 02/11/00	vie 14/09/01
+ Dalle EL -12	255 días	vie 25/08/00	mar 04/09/01
+ Élévations files AB/FG -12 à +3.	293 días	lun 27/11/00	mié 30/01/02
+ Voiles transversaux	54 días	mar 04/09/01	mar 20/11/01
+ FOURNITURE PIECES SYSTEME D'I	302 días	jue 16/11/00	lun 04/02/02
+ Plot N° 1	473 días	lun 15/06/00	mar 30/04/02
+ Cages d' escaliers et d' ascenseurs	168 días	lun 04/06/01	mié 30/01/02
+ Aménagements intérieurs	198 días	vie 11/05/01	lun 18/02/02
+ Galeries techniques	170 días	mié 23/05/01	mar 22/01/02
+ Dalle de couverture	121 días	lun 01/10/01	lun 25/03/02
+ Superstructures	122 días	jue 10/01/02	sáb 08/06/02
+ PRECONTRAINTE	311 días	mié 07/03/01	mar 14/05/02



8.1. Actividades resumen del Proyecto.

- Puesta en flotación, pruebas y salida de la dársena.
- Transporte desde la Bahía de Algeciras hasta su lugar de emplazamiento en Mónaco.
- Conexión del dique al estribo fijo construido en Mónaco.
- Terminación y acabados de trabajos, desarrollados en Mónaco.

8.2. INSTALACIONES DE OBRA

Dentro del apartado de instalaciones destacan, con independencia de las de carácter general, que en esta obra y por sus propias características, resultan también importantes, las instalaciones, específicas que, ocupando una superficie de más de 50.000 m^2, se podrían clasificar de la forma siguiente:

- Situación de las plantas de hormigón.
- Parques de ferralla.
- Zona de trabajos específicos de pretensado.
- Taller de carpintería para apoyo de trabajos de encofrado y varios.
- Talleres mecánicos.
- Instalación de los sistemas de izado (grúas torre) precisados en la obra para movimiento y colocación de encofrados, ferralla, pretensado, medios auxiliares, etc.
- Almacenes y zonas de acopio de materiales en general.

Una de las primeras actividades, después de la implantación, en obra, de la instalación general mínima, fue el comienzo de los trabajos propios de movimiento de tierras y de la pantalla de cierre de la dársena, conjuntamente con la gestión y desarrollo de los criterios para la fabricación de los hormigones, de altas prestaciones, para la ejecución del dique.

Dentro de la primera fase, consistente en la preparación del dique seco, que debía de servir de zona de construcción del cajón, se incluían las etapas o actividades siguientes:

- Cierre de la ataguía.
- Achique de la laguna existente en la Dársena de Crinavis.
- Excavación del recinto para construir la plataforma, sobre la que se apoyaría el dique durante su ejecución.
- Posteriormente, a la vista del comportamiento de los materiales del recinto excavado, conjuntamente con los resultados de los sondeos y estudios geotécnicos realizados, se procedió, en una segunda fase, a la protección de los taludes, mediante bulonado y gunitado, y a la ejecución de drenes californianos.
- También se incluye la realización de las vigas de apoyo (45 unidades), distribuidas cada ocho metros, transversalmente, a lo largo del cajón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Las diversas labores para llevar a cabo el cierre de la ataguía, el achique de la laguna existente y la excavación de todo el recinto, para su utilización posterior como dique seco, se efectuaron entre finales de julio del año 1999 y la primera semana de febrero del año 2000. Los trabajos de protección de los taludes se efectuaron, entre los meses de mayo a agosto del año 2000, con la obra principal ya en marcha.

Solapándose con la finalización de la excavación de la Dársena de Crinavis, se comenzó la ejecución de las vigas de cimentación, que soportarían la estructura del dique durante su construcción, en el período comprendido entre la segunda semana de diciembre de 1999 hasta mayo de 2000.

Desde los primeros momentos, de la implantación de la obra, se comenzó la gestión para el montaje, puesta a punto y explotación de la instalación para fabricación de hormigón, la obra civil se inició en noviembre de 1999 y la situación de las plantas se concluyó, sin pruebas ni puesta a punto, a finales de Diciembre del mismo año. Los ensayos y encajes para la fabricación de hormigón, con unos requerimientos y exigencias muy específicos, finalizaron en mayo de 2000. Durante este periodo se efectuaron, diariamente, pruebas encaminadas a la obtención de un producto que, aparte de manejable, cumpliese con los requerimientos y especificaciones técnicas exigidas, no sólo por el Pliego Técnico de la obra, sino con los condicionantes previstos por el LCPC, organismo dependiente de la Administración en Francia, para la ejecución y control de los hormigones. Como consecuencia, se realizaron las siguientes modificaciones y ajustes sobre los criterios o previsiones iniciales:

1ª) El bombeo del hormigón, en lugar de efectuarse a la salida de las amasadoras, se realizó en el mismo tajo.

2ª) El cemento utilizado fue especialmente elaborado para esta obra, mediante la inclusión y combinación, durante su fabricación, de microsílice.

3ª) Lo anterior obligó a una coordinación de acopios, diferente de la prevista, existiendo la necesidad de disponer de un "stock" de cemento de más de mil toneladas, que supuso el suplemento de cuatro silos horizontales móviles, de 110 t cada uno, y de uno fijo de 500 t, sobre la instalación definida y montada desde finales de 1999.

4ª) Se diseñó un dispositivo de cobertura y regado, de las arenas, para evitar la insolación excesiva, que variase de forma cuantitativa las características, de humedad, previstas para su utilización en la planta.

5ª) Se efectuaron modificaciones en el control de la fabricación, manejo y almacenamiento de los áridos en la planta de machaqueo y del transporte a obra, para cumplir con, las mayores exigencias, requeridas a dichos materiales.

Todo lo anterior condujo a la aprobación definitiva, de las fórmulas de fabricación y trabajo, a finales de mayo de 2000.

La distribución de las zonas de elaboración de ferralla, acopio e instalación para pretensado, talleres de carpintería y mecánicos, así como del resto de construcciones permanentes, se realizó en febrero de 2000.

Se dispuso del parque de ferralla en la primera quincena de marzo de 2000, continuándose con el resto de las instalaciones antes citadas. Merece destacar, por su incidencia en el desarrollo posterior de los trabajos, el montaje en la dársena de las primeras cuatro grúas torre, de las ocho totales, que quedaron completamente instaladas, probadas y con autorización para trabajar el 1 de abril del año 2000.

El total de las instalaciones específicas se completaron en una segunda fase, consistente en la apertura de otro parque de ferralla, en marzo de 2001, y en la colocación de otras cuatro grúas, de similares características a las ya existentes. Estas grúas torre se fueron añadiendo, a la obra, a medida que iban haciendo falta, desde abril hasta junio de 2001.

8.3. PROGRAMACIÓN DE LA EJECUCIÓN DEL DIQUE EN LA DÁRSENA

Completado el apartado de las instalaciones totales y el dique seco, se analiza seguidamente, la realización del cajón, como elemento principal del proceso.

Los trabajos se estructuraron de la manera siguiente:

Inicialmente se dividió el cajón, en planta, en ocho módulos denominados "Plots".

La secuencia de construcción en todos, excepto en el primero, se repite tal y como se indica a continuación:

- Losa de solera ("Radier").
- Primera elevación de muros longitudinales y transversales de compartimentación ("Elévations files AB/FG -16 à -12")
- Contrafuertes ("Raidisseurs") o rigidizadores
- Losa intermedia ("Dalle à -12")
- Elevación de muros longitudinales y transversales de compartimentación hasta la losa de coronación del dique ("Elévations files AB/FG -12 à +3").
- Muros transversales y ejecución de huecos de escaleras y ascensores ("Voiles transversaux" y "Cages d'escaliers et d'ascenseurs").
- Forjados intermedios y rampas de aparcamiento ("Planchers parking sous sol 1,2 et 3", "Planchers zone entrepôt", "Rampes d'accès et voile circulaire").
- Losa de cubierta o superior ("Dalle de couverture").
- Superestructura ("Superstructures").

Por su parte el primero de los Plots, con una longitud de 16 m, donde se aloja la rótula de conexión con el estribo fijo ("caisson culée"), se ejecutó como obra independiente de los otros siete, debido a su singularidad, que requiere un trata-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

miento diferenciado para obtener unos hitos, derivados de la instalación de la rótula. Su proceso de construcción es el siguiente:

- Losa de solera ("Radier").
- Elevación hasta la cota -12,75 ("Elévations -15,48 à -12,75).
- Losa a la -12,75 y primera fase de rótula ("Dalle -12,75/-11,75 et 1ª phase rotule).
- Elevaciones de muros longitudinales y transversales hasta la cota -5,00 excepto zona rótula ("Elévations -11,75/-5,00 files AB-FG,1,2,3").
- Ejecución de filas y muros que envuelven a la rótula hasta la cota -4,00 ("Béton zone rotule(-12,00/-4,00)files C-E y 1-2: 1° Module. 2° Module. 3° Module").
- Losa a la -5 (Dalle -5,00/-4,00 files ABC-EFG").
- Elevaciones hasta la losa de cubierta ("Elévations -4,00/+2,35 files ABC-EFG").
- Losa de cubierta o superior ("Dalle de couverture")

El desarrollo del Plot 1 se efectuó en sentido vertical, mientras que los otros siete, con 48 m de longitud cada uno, forman por sí mismos otra obra cuyo planteamiento inicial fue realizarla, mediante un doble sentido de avance: uno, longitudinal, en tramos de 48 m, y otro, vertical, sobre cada tramo, formando una especie de escalonamiento. De esta manera, mientras se estaba montando ferralla en solera en el nº 8 y completada la losa de solera del 7, se finalizaba la primera elevación del 6, y la losa a la -12,00 en el 5, se levantaban filas longitudinales y muros transversales de compartimentación en el 4, se realizaban los forjados de parking en el 3 y por último se estaba ejecutando la losa de cubierta en el plot nº 2.

Sin embargo, al objeto de cumplir la programación, se llevo a cabo una modificación en los planteamientos de algunas actividades de la estructura (elevaciones mediante trepado, forjados de los aparcamientos y losa de cobertura) que se realizaron de manera que se cubriesen las actividades en dos plots, al mismo tiempo, lo que obligó a la duplicación de recursos, sin mantener la configuración escalonada.

De forma esquemática, enumeramos a continuación las diversas actividades y los períodos en que se fueron desarrollando:

- La losa de la solera, del plot 2 al 8, se ejecutó entre el 5 de marzo de 2000 y el 25 de Mayo de 2001.
- El primer nivel de filas y muros transversales hasta la cota -12,00 de los plots comprendidos entre el 2 y el 8 se realizaron entre el 29 de junio de 2000 y el 3 de agosto de 2001.
- Los contrafuertes se construyeron entre el 2 de noviembre de 2000 y el 14 de septiembre de 2001.
- La losa al nivel -12,00 se comenzó la del plot 2, el 25 de agosto de 2000 y se concluyó en el 8, el 4 de septiembre de 2001.
- Las elevaciones de filas AB/FG de -12,00 a +3,00, junto con sus transversales de compartimentación, se iniciaron el 27 de noviembre de 2000 y finalizaron el 30 de enero de 2002.
- Los muros transversales arrancaron por el muro nº 26, el 4 de septiembre de 2001, acabando el 22 de noviembre de dicho año y, en éste periodo, se realizaron también los muros nº 43 y 44.
- Los forjados para aparcamientos y zonas de almacenamiento comenzaron el 11 de mayo de 2001 hasta el 18 de febrero de 2002.
- Las cajas de escaleras y ascensores se instalaron entre el 4 de junio del 2001 y el 30 de enero de 2002.
- Por último la losa de cubierta de la estructura, incluida la parte correspondiente al plot 2, empezó el primer día de octubre del año 2001 y finalizó el 25 de marzo de 2002.
- En la superestructura, iniciada a principios del mes de enero de 2002, se trabajó hasta efectuarse la salida del dique de la dársena, momento en que sufrió una interrupción, hasta la conexión en Mónaco y la retirada de todos los elementos necesarios para la misma, fecha en la que ya se pudo ejecutar el túnel carretero, correspondiente al plot 1, sobre el que se habían ubicado los elementos citados, y concluyendo esta unidad el 2 de diciembre de 2002.

Las fechas de ejecución del plot 1 fueron las siguientes:

- La solera se comenzó el 19 de Junio del año 2000 y concluyó el 24 de octubre del mismo año.
- A continuación se efectuaron los muros hasta la losa -12,75 finalizándolos el 12 de febrero de 2001.
- La losa -12,75/-11,75, conjuntamente con la primera fase de la rótula, se inició el 14 de febrero de 2001 y concluyó el 18 de abril de dicho año.
- Las elevaciones entre -11,75 y -5,00 de las filas AB/FG y muros 1,2 y 3 se empezaron el 19 de abril de 2001 y acabaron el 4 de octubre de ese año.
- Las elevaciones de muros longitudinales y transversales que envuelven a la rótula comprendidas entre la cota -12,00 y -4,00 se desarrollaron entre el 31 de mayo de 2001 y el 26 de septiembre del 2001.
- La losa a nivel -5,00/-4,00 tuvo su principio el 5 de octubre de 2001 y su duración fue de un mes.
- Las elevaciones desde la cota -4,00 hasta la losa de cubierta se efectuaron entre el 9 de noviembre de 2001 y el 21 de enero del año 2002.
- La losa superior se ejecutó de forma paralela al resto de las losas a la cota +3,00, entre el 22 de enero y 22 de febrero de 2002.

Como actividades específicas de este plot nº 1, se realizaron, de manera interrelacionada con las anteriormente descritas, las correspondientes al suministro e instalación de la rótula, en dos fases. Una vez ejecutada la losa del primer nivel, se procedió a la colocación del primer pórtico que efectuaría la

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

implantación del anillo exterior y las contrabridas, procediendo después del hormigonado del primer módulo, de la zona de la rótula, a la retirada del citado pórtico para poder acometer las fases siguientes.

La segunda actuación consistió en la instalación de la brida, tulipa y tirantes de la rótula, mediante el montaje previo del pórtico que debería servir para izado, giro, traslado y posicionamiento de los citados elementos. Se efectuó con la estructura del plot nº 1 concluida, desmontándose el pórtico a finales del mes de abril del año 2002.

De forma conjunta, al plot nº 1 y el resto (nº 2 a 7), cabe destacar la unidad del pretensado. Para el control de ejecución de las diversas fases y la interrelación entre las mismas se dispuso, con independencia del propio programa de barras, de un modelo, tipo espacios-tiempos, que se adjunta a modo de ejemplo, para ver la complejidad del proceso de ejecución, y que ya ha sido tratado en otro apartado, dedicado específicamente al tema. La totalidad del pretensado del dique se realizó entre el 7 de marzo de 2001 y el 14 de mayo del año 2002.

Dentro de la actividad global de construcción del dique, se incluyen también las unidades siguientes:

- Galerías técnicas: Son las plataformas de trabajo que se encuentran situadas, entre los muros A y B, y F y G, a un lado y otro del dique, distribuidas longitudinalmente

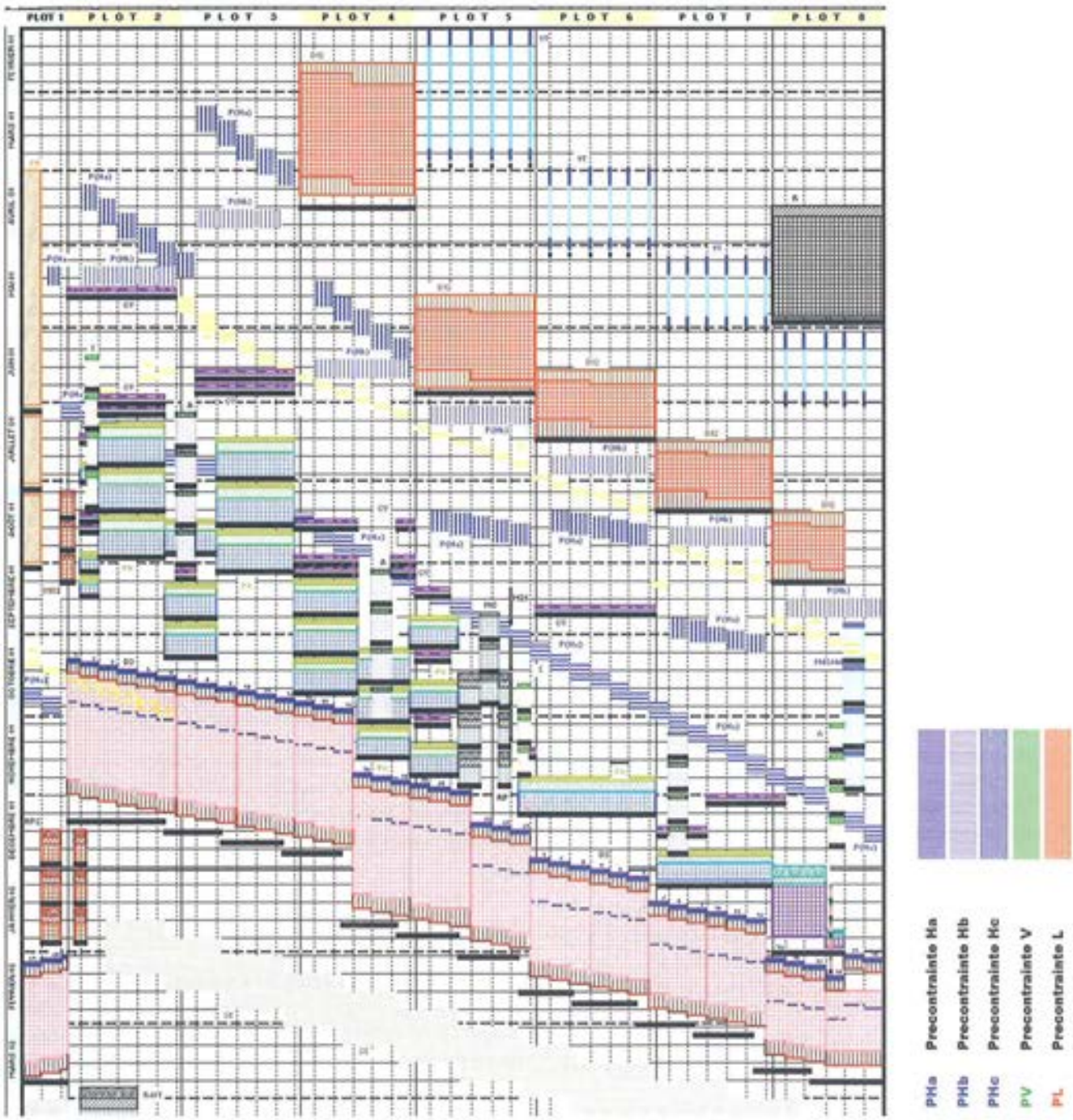


Figura 8.2. Detalle de programa del pretensado tranversal

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

y a una cota por debajo de la losa de cubierta. Se llevaron a cabo entre el 15 de junio de 2001 y el 22 de enero de 2002.

- Instalación del sistema de lastrado, indicado anteriormente, entre el 26 de abril y el 30 de junio de 2002.
- Instalación de puertas estancas, entre el 13 y el 30 de junio de 2002.
- Instalación de los elementos de tesado de las cadenas de anclaje ("chaumards") en los primeros cinco meses del año 2002.

8.4. PROGRAMACIÓN DE LAS OPERACIONES MARÍTIMAS

Concluida la ejecución del dique, se procedió a la inundación de la dársena, comenzando seguidamente con la fase marítima, que contempla no sólo los trabajos en el mar, sino también los preparativos de cara al transporte y a su instalación en Mónaco.

Otra actividad, fundamental para el control de los comportamientos mecánicos durante las fases de "despegue" y flotación del cajón, así como durante el transporte y colocación en Mónaco, fue la "Instalación del sistema de instrumentación", que se desarrolló entre el día primero del mes de abril y el 15 de julio del año 2002, de acuerdo al proyecto previo, que especificaba los requerimientos de control necesarios.

Como trabajos que forman parte de la fase marítima, pero que se ejecutan sobre el propio dique, previo a su flotación, caben destacar:

- Proyecto, fabricación e instalación de las vigas y elementos para la conexión de la rótula, que se efectuó a lo largo del primer semestre del año 2002, previos a la salida de la dársena.
- Instalación de los cabrestantes para el amarre, durante la permanencia del mismo en la dársena, en su fase de flotación y pruebas. La cimentación se efectuó a partir del mes de marzo de 2002 con una duración de un mes, mientras que la llegada de los cabrestantes de tiro, de origen holandés, los cables y resto de medios fue a partir de mediados del mes de abril, concluyendo el montaje, dos semanas antes del llenado de la dársena.
- Instalación de los accesos al dique. Para efectuar trabajos dentro de él con fácil acceso a la estructura, se implantó una pasarela móvil prefabricada tipo "Acrow". Los trabajos previos de cimentación y muros de acompañamiento dieron comienzo el 1 de marzo del año 2002 y el resto de la movilización y montaje de la pasarela se planificaron, para tener dispuesto el acceso en la fecha de inundación de la dársena.
- Sistema de tuberías y bombas para el llenado de la dársena, entendiéndose por tal, el sistema de "by pass" del agua de la bahía al interior del recinto para inundarlo y poner en flotación el dique. Esta actividad comenzó el 30 de mayo de 2002 con una duración de diez días (9 de Junio).
- Situación de los puntos de anclaje o tiro, para la fase de remolque, tanto para la salida de la dársena como para el transporte posterior. Esta actividad se ejecutó entre el 8 y el 14 de abril de 2002.
- Cerramientos provisionales, para el transporte, de los huecos de entrada al aparcamiento y los situados sobre la losa de cubierta. Este trabajo se desarrolló entre el 15 de mayo y el 15 de junio de 2002.

A continuación se procedió al "despegue" y flotación del dique con las siguientes tareas:

- La inundación de la dársena comenzó el 9 de junio y concluyó el 19 del mismo mes.
- La revisión y ensayos de estanqueidad de los paramentos interiores y exteriores, se efectuó entre el 15 de junio y 3 de julio de 2002.
- La instalación del lastre sólido, realizada del 30 de junio al 3 de julio.
- Los ensayos de estabilidad naval y comportamiento del dique, como elemento flotante, efectuados el 14 de julio.

De forma paralela se procedió al dragado, distribuido en dos fases, por vía terrestre y marítima.

La primera, consistente en la excavación mediante retroexcavadora, de la parte de dique de cierre, que queda por encima de la cota o lámina de agua, más una pequeña altura de resguardo para que no entrase el mar en el interior del recinto, comenzó el 10 de mayo del año 2002 y tuvo una duración inicial de una semana, completándose, mediante una segunda actuación, con la retirada de material, para permitir el acceso del agua exterior dentro del recinto, así como la excavación de la ataguía, hasta la máxima cota alcanzable por la máquina.

La segunda fase, con medios marítimos, consistió en el dragado de la zona de pantalla de cierre, que no se pudo realizar mediante medios terrestres, y en la apertura del canal de navegación para sacar el dique del emplazamiento.

La duración de esta segunda actividad se prolongó hasta el 5 de agosto de 2002.

Como conclusión a toda la actividad realizada en el Muelle de Crinavis, nombre con el que se denomina a la zona propiedad de la Autoridad Portuaria de la Bahía de Algeciras donde se desarrolló el Proyecto, el 6 de agosto de 2002 se efectuó a la salida y traslado del dique al muelle de la C.T. de Los Barrios (propiedad de Endesa), donde se procedió, hasta el 13 de agosto, al lastrado definitivo, mediante agua industrial, necesario para la fase de transporte.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

La duración del transporte del dique, entre la Bahía de Algeciras y el Puerto de la Condamine en Mónaco, abarcó entre el 14 y el 26 de Agosto.

Con el dique, en Mónaco, perfectamente enfrentado al estribo, se colocaron las cadenas de anclaje, unidas a los pilotes, hincados previamente, durante el mes de noviembre del año 2001. La conexión de la rótula se realizó el día 3 de septiembre de 2002.

A continuación se procedió al desmontaje y retirada de las instalaciones provisionales para el remolque y para el "rotulage", así como a la ejecución de un nuevo lastrado y tensionado final de cadenas, que validasen la conexión del dique, siguiendo con los trabajos, a efectuar en Mónaco, de superestructura, consistentes en la realización del denominado "tunel routiere", correspondiente al plot nº 1, así como los muros del nº 8 y acabados varios. Todas estas actividades se desarrollaron, entre el 25 de Noviembre y el 2 de Diciembre de 2002. Finalmente se efectuó una limpieza general y la inspección definitiva, terminándose la obra a finales del mes de diciembre del año 2002.

8.5. CONTROLES DE LA PROGRAMACIÓN

Seguidamente se expone el tipo de controles que, sobre el programa de trabajos, se realizaba tanto por necesidades del desarrollo de la propia obra, como por exigencias del contrato y requerimientos del cliente.

Con independencia de que se fuese actualizando el programa, de forma continua, recogiendo los retrasos o adelantos producidos, así como las medidas y/o alternativas propias para recuperar los días perdidos, manteniendo las fechas de terminación, sobre todo en la "ventana meteorológica" para el transporte, también se efectuaban los expedientes que se describen.

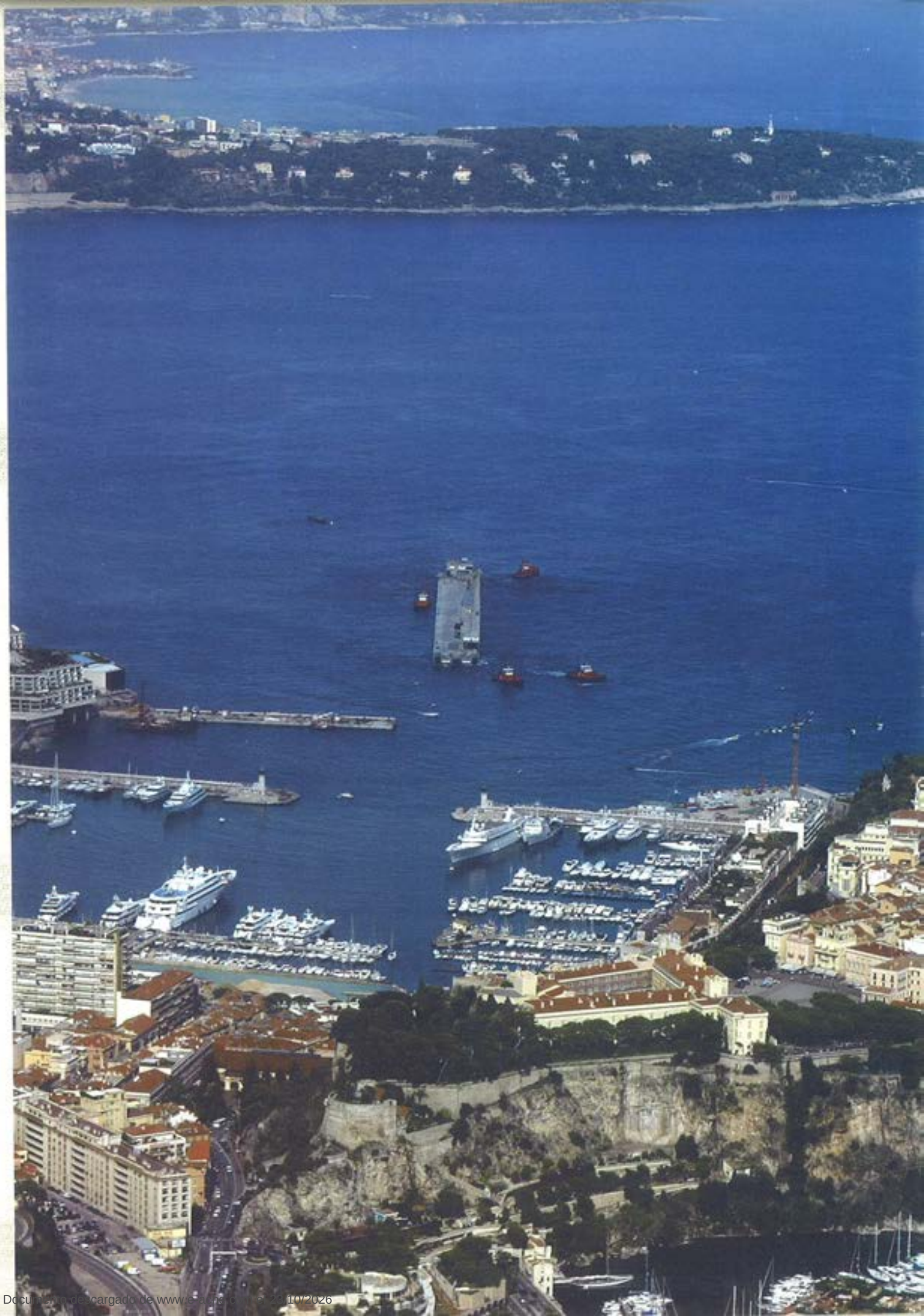
Para control y desarrollo de las obras, cada viernes se editaba el denominado "Planning a tres semanas" donde se identificaban las actividades a realizar a lo largo de ese período para que el departamento de producción pudiera efectuar el seguimiento de los trabajos, de acuerdo con el programa general. En él, el Jefe de Obra, realizaba las modificaciones oportunas, de acuerdo a la marcha de la obra, al objeto de mantener plazo o modificar las actividades. Este planning era entregado, también, a la Dirección de Obra, para su seguimiento y control.

Cada final de mes, como parte de la documentación a entregar al cliente, conjuntamente con las certificaciones, se editaba el programa de avance o seguimiento de obra, denominado "fil rouge", en el que se observaba la situación de las diversas actividades, según su grado de avance, viendo el anticipo o retraso sobre lo planificado.

También se publicaba, para las reuniones mensuales con el Cliente, un documento de seguimiento actualizado.

Igualmente, a requerimiento del contrato de obra, se efectuaba cada tres meses una actualización del planeamiento a seguir, a lo largo de los tres meses siguientes, semejante al de tres semanas, con la realidad de la obra a ejecutar, conforme el planning general.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026



Documento descargado de www.e[illegible] 10/2026

9. Conclusiones e innovaciones aplicadas

Conclusions and innovations applied

♦

Juan Barceló Llauger
Ingeniero de Caminos, DRACE

♦

Luis Troya Gozálvez
Ingeniero de Caminos, FCC

♦

Luis Peset González
Ingeniero de Caminos, DRAGADOS OP

RESUMEN

Como resumen de todos los capítulos nos encontramos ante una obra pionera en el campo del hormigón estructural.

Se hace una breve historia de la evolución de las estructuras de hormigón en el campo marítimo. Igualmente se describe hacia donde pueden ir las tendencias futuras: desarrollos portuarios, urbanísticos e industriales.

Otra ventaja al construir lejos del lugar final de utilización, es el aspecto medioambiental. Además, la revolución que supone la utilización masiva del pretensado en este campo.

Finalmente se detallan las innovaciones habidas en este proyecto tanto en su concepción como en el ámbito del diseño, de los materiales y de los procesos.

SUMMARY

In summary, these are pioneering works in the field of structural concrete.

A brief history of the evolution of maritime concrete structures is given. A forecast is also made of possible future trends in port, urban and industrial developments.

Another advantages are: building far from the final place of use is the environmental factor, as well as the revolutionary massive use of pre-stressing in this field.

Finally, details are given of all the innovations involved in this project, from its original conception and design to the materials used and processes applied.

9.1 INTRODUCCIÓN

En los capítulos anteriores se han venido analizando una serie de puntos que, técnicamente, pueden considerarse como "hitos" en el mundo de la Ingeniería Civil.

Se han querido destacar los amplios límites, que pueden llegar a abarcar cierto tipo de obras civiles, especialmente en el campo del hormigón estructural en estos comienzos del siglo XXI, ciertamente insospechados hace unos pocos años. Ello ha permitido construir y transportar, de forma limpia, un "pequeño" ingenio, de más de 160.000 toneladas, a una distancia superior a 1.500 kilómetros.

Hay que destacar las repercusiones, tanto sociales como culturales, que ha generado, tanto en el lugar de Construcción –Bahía de Algeciras y Campo de Gibraltar–, como en el punto de destino –Principado de Mónaco– la realización de este Proyecto. A partir de un nuevo dique seco, mitad natural y mitad artificial, con unas dimensiones colosales, preparado en la Bahía de Algeciras, en donde se han ejecutado la mayor parte de los trabajos, se han desarrollado una serie de infraestructu-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

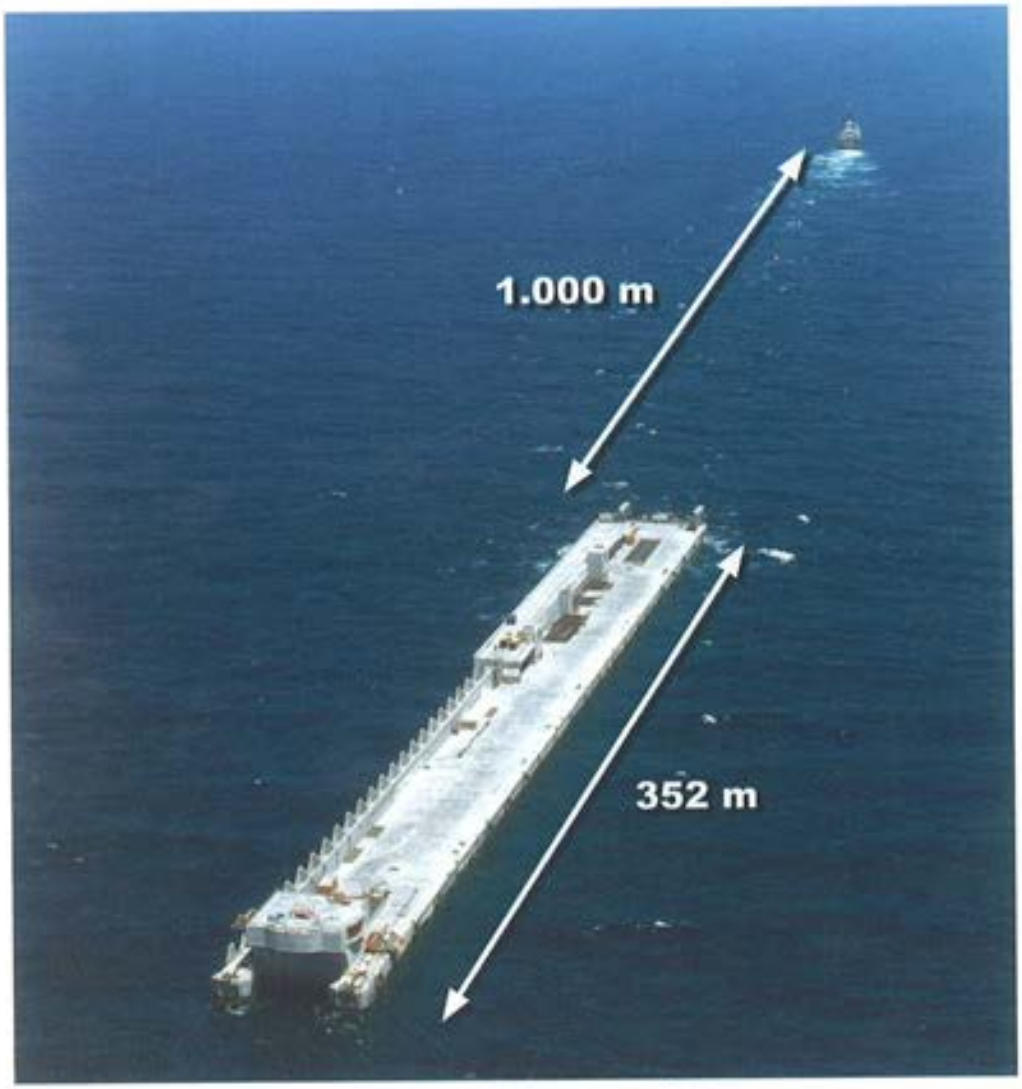


Figura 9.1.Transporte del dique en mar abierto.

ras, permitiendo la construcción de uno de los mayores elementos flotantes del mundo con materiales distintos a los tradicionales, generando un impacto tecnológico, de medios, de recursos y de imagen, hacia el exterior, de difícil parangón. Por otra parte en el propio Mónaco, se ha conseguido un aumento de espacios útiles, con perspectivas de crecimiento, obteniendo una superficie portuaria, casi el doble de la actual, mediante un proyecto innovador y distinto, diseñado ante la imposibilidad de realizar la ampliación por métodos convencionales.

No se pueden olvidar, en este nuevo siglo, los aspectos ligados a la conservación de la naturaleza y al mantenimiento del entorno en su estado más natural. Una de las grandes ventajas, generada por la ejecución de los trabajos en un lugar específico como un dique seco, es que permite disminuir los impactos mediambientales.

En sitios preparados al efecto, como son las instalaciones en dársena, diques o zonas desecadas, se pueden realizar estas grandes infraestructuras con una repercusión mínima en el entorno, un riguroso plan medioambiental, un control de vertidos con sus autorizaciones correspondientes, una reducción de los efectos negativos por transportes y tráfico de vehículos, unas instalaciones adecuadas y compactas en el lugar de los trabajos, etc.

Por tanto, la solución aportada con este prototipo, sirve como modelo de respeto al Medio Ambiente, en cualquier futura ampliación portuaria de gran calado.

9.2. BREVE HISTORIA Y PERSPECTIVAS DE ESTAS ESTRUCTURAS

Este proyecto ha sido la continuación de dos tipologías estructurales: por un lado las experiencias de los elementos realizados, para las explotaciones petrolíferas del Mar del Norte, con la llamada tecnología "offshore", existiendo en la actualidad más de 50 estructuras en el mundo con profundidades de hasta 350 m. Estas plataformas, diseñadas y construidas de acuerdo a unas especificaciones y requisitos de calidad, se han ido desarrollando y perfeccionando en Códigos Nacionales e Internacionales. Por otro lado, se trata de una construcción "convencional", de obras civiles marítimas, mediante cajones portuarios; sin embargo la sección, la longitud y la esbeltez de estos elementos es completamente diferente con

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

puntales muy inferiores y longitudes mucho más grandes, en relación a las de "offshore" y a las convencionales citadas anteriormente y más usuales en estos campos.

Este tipo de obras, procedentes del mundo del petróleo y el gas, a partir de las plataformas apoyadas en los fondos marinos, ha evolucionado hacia estos mismos elementos, pero flotantes. Así desde 1995 se ha proyectado una evolución de éstos, como son las Tension Leg Platforms (T.L.P.). Las líneas de anclaje, bajo tensión mediante elementos metálicos tipo cadena o tubo, permiten flotar estas estructuras, a la vez que las dejan fijas en su posición.

Este proyecto ha sido el siguiente avance natural y el arranque de un paso lógico en la evolución de nuevos desarrollos portuarios, sobre la idea de ganar terreno al mar en ese afán de dominar mayores superficies costeras y portuarias. No podemos vislumbrar los límites que puede alcanzar este nuevo campo que se abre a partir de este punto.

A partir de ahora se van a poder desarrollar nuevos estudios de viabilidad costera y zonas portuarias, generando nuevas superficies, incluso en zonas profundas, que pudieran no ser viables por diversos motivos, entre los que cabe destacar:

- Grandes profundidades marinas que no permiten ningún dique vertical o de escollera.
- Imposibilidad de acceso a las zonas de trabajo por medios terrestres, por causas de diversa índole: pasos estrechos, zonas urbanas, orografía inaccesible, etc.
- Aspectos medioambientales que no permitan los grandes movimientos de tierras, impactos por explotación de canteras, ruidos no admisibles en zonas urbanas, protección de los fondos marinos, disminución de la superficie afectada por los trabajos, etc.
- Falta de materiales para la ejecución de grandes escolleras para dique o imposibilidad de acceso con dichos materiales.

Con esta nueva concepción se seguirán ampliando las zonas portuarias, se realizarán posibles desarrollos urbanísticos futuros e, incluso, existe la posibilidad de constituir túneles sumergidos flotantes. Igualmente, está comenzando una segunda generación de estructuras para uso de gas y petróleo, generando unas industrias "offshore", distintas a las de extracción, que existían en la primera generación.

Así se empiezan a desarrollar proyectos industriales completos, en plataformas de este tipo, alejados de la costa y respetuosos con el medio ambiente, incluyendo terminales de regasificación con sus correspondientes tanques de GNL, plantas integrales de ciclo combinado para producción de energía eléctrica, terminales de exportación de petróleo o gas, etcétera.

Otra solución, adoptada a partir de esta estructura, es la ampliación de zonas costeras ganando terrenos al mar. Se obtiene de esta forma un nuevo diseño, ensayado en modelos, para amortiguar el oleaje y servir de dique de protección en puertos, proporcionando una obra más ligera.

Figura. 9.2. Modelización del transporte Proyecto GNL Hammerfest.

En una evolución posterior, basándose en el sistema utilizado por el dique de Mónaco, se puede generar una zona de abrigo, mediante una barrera fija formada por cajones poco profundos, de tal forma que el volumen de agua que atraviesa, entre la parte baja de estos cajones semiflotantes (o apoyados) y el fondo del mar, hacen casi una barrera impermeable a las olas con periodos más críticos.

Figura. 9.3. Terminal de gas.

Con estructuras de este tipo se pueden desarrollar tanto zonas de protección frente al mar como nuevas superficies de terreno, ganadas a éste, para servicios comerciales o alojamientos, creando marinas interiores –nuevos tipos de desarrollos urbanísticos– a las zonas protegidas por los diques.

Varios anteproyectos han sido ya concebidos en diversas zonas del Mediterráneo tales como Malta, Francia, Mónaco, España, Italia, etc.

Llegará un momento en que este modelo de solución sea rentable económica y mediambientalmente, incluso para proteger las zonas donde las crecidas del mar van aumentando con el paso de los años (zona de Venecia, costa del sudeste español, etcétera).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

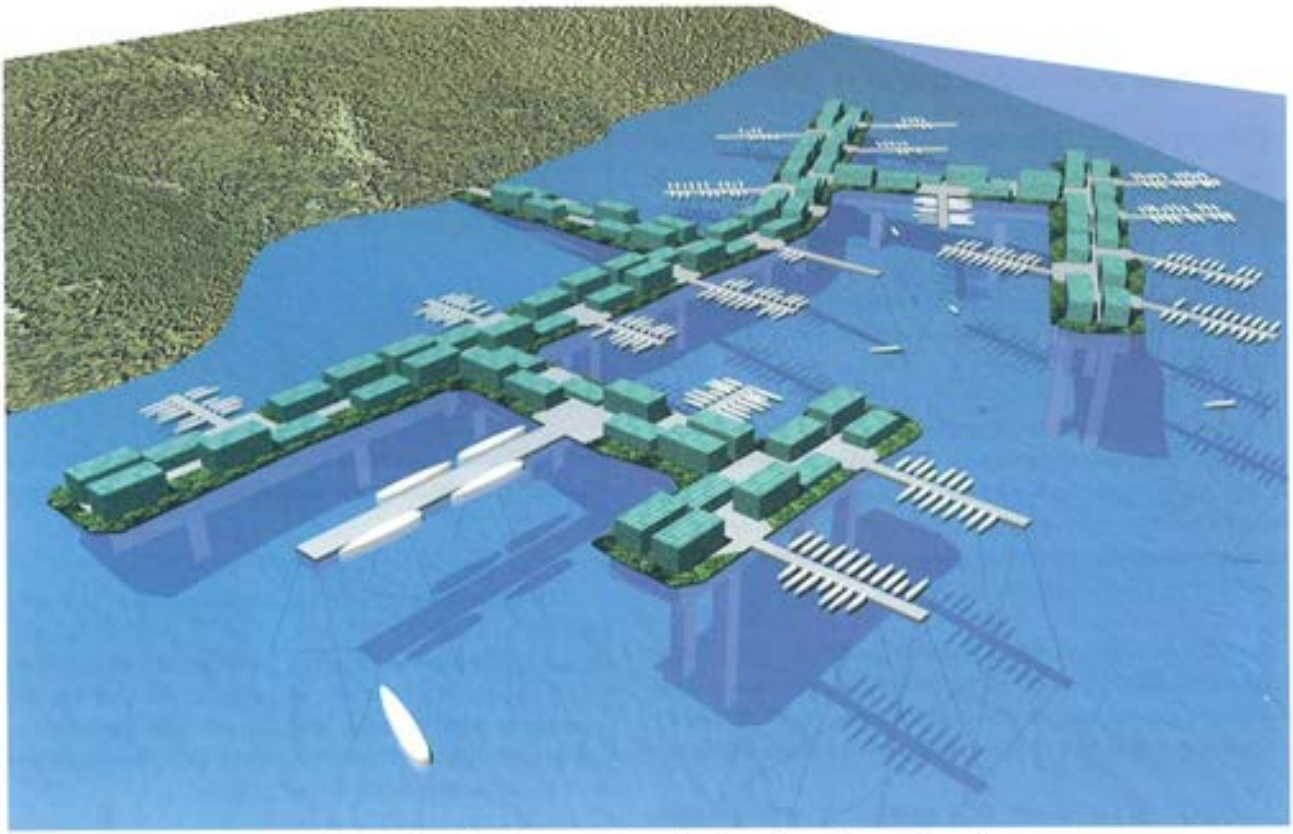


Figura. 9.4. Modelización de una marina mediante grandes cajones pretensados.

Estos diques, similares al de Mónaco, pueden construirse flotantes, como tal, pero también permiten apoyarse, parcialmente, tanto en estructuras-cajones de hormigón (como los realizados en los puentes de Öresund, Store Belt o Rion Antirion) o en dispositivos metálicos tubulares, tipo "jacket" de offshore.

Todos ellos serían ejecutados en dársenas o diques secos, como ha sido el caso del cajón de Mónaco. Actualmente se está hablando de nuevas estructuras de hormigón, con una eslora importante con relación a su calado (a diferencia de las tradicionales verticales, de extracción de petróleo off-shore) cuyas condiciones de flotabilidad, estabilidad y transporte condicionan por completo su cálculo. Un aspecto importante a considerar es la durabilidad en el mar y por tanto la necesidad de utilizar hormigones de altas prestaciones en donde la permeabilidad y la no fisuración son las principales hipótesis de partida, debido a los problemas de flotabilidad y entrada de agua.

Figura .9.6. Grandes cajones para cimentación de puentes.

Figura. 9.5. Fabricación en seco de grandes Estructuras. Puente Storebaelt

La utilización del sistema de doble casco, como se ha empleado en el dique de Mónaco, permite una versatilidad importante. Los compartimentos del fondo y los laterales facilitarán las operaciones de lastrado y deslastrado, asegurando la flotabilidad, especialmente en las fases de construcción, transporte e instalación en su posición definitiva.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

9.3. INNOVACIONES APLICADAS

Es interesante destacar los aspectos tecnológicos que, conjugados en un mismo Proyecto, hacen del dique un avance por sí mismo, un prototipo que puede y debe servir de ejemplo para futuras realizaciones.

Como principales innovaciones llevadas a cabo, merecen destacarse las siguientes:

- En su concepción:
  - Aplicación de un elemento flotante como dique de abrigo frente al oleaje.
  - Funcionalidades distintas, integradas en una sola estructura de grandes dimensiones, donde se conjugan, en el mismo elemento, usos muy diversos, dique de abrigo, muelle de atraque de buques de grandes dimensiones (hasta 200 m ó más), aparcamiento, puerto seco, estaciones marítimas, zonas de servicios, etc.
  - Ejecución de todos los trabajos (excepto conexión y remates finales) a una gran distancia del lugar de su utilización. Factores de flotación y transporte intervienen, sistemáticamente, en el cálculo de la estructura.
  - Utilización masiva del pretensado, en el ámbito de la ingeniería marítimo-estructural, para garantizar la durabilidad, además de cumplir sus funciones resistentes.
- En el campo del diseño
  - Nuevo sistema de amortiguación del oleaje con un prototipo de dique sin apoyar en el fondo.
  - Compatibilidad de lastres y pesos en una estructura flotante muy esbelta.
  - Rozamiento del sistema de pretensado. Comprobación continua de los coeficientes reales de pérdidas mediante sistemas empíricos.
  - Sistema de conexión, al lado tierra, del dique con un elemento prototipo, rótula, y un acoplamiento a los hormigones de la estructura de gran precisión.
  - Anclaje, en el lado mar, con cadenas en tensión, asegurando la operatividad en condiciones extremas.
  - Fijación, al fondo marino, por medio de pilotes hincados a 70 m de profundidad.
  - Sistema de cadenas solidarizado a la estructura de hormigón, mediante elementos metálicos, absolutamente novedoso.
  - Control muy preciso de toda la geometría y elementos, incorporados a la estructura, ya que el factor peso es esencial para la flotación.
  - Utilización sistemática de longitudes de pretensado superiores a 250 m.
- En el campo de los hormigones y materiales constitutivos:
  - Mezcla de microsílice con el cemento, durante la molienda, en el proceso de fabricación del cemento.
  - Utilización de hormigones muy fluidos y autocompactables en zonas de rótula o de muy alta densidad de ferralla.
  - Gran impermeabilidad de los hormigones, con dosificaciones muy específicas, superando los ensayos de permeabilidad a los cloruros y un control de fisuración al 100% de la estructura, con estudios térmicos y pretensado exhaustivo.
  - Novedoso sistema de juntas por inyección y vacío con una longitud superior a 12 km.
  - Vida garantizada, de la obra y de todos los materiales, por un período superior a 100 años.
  - Aplicación de protección catódica pasiva, contra la corrosión, en todos los elementos metálicos de la estructura de hormigón.
- En el campo de los procesos
  - Puente provisional para vehículos de 32 t, con movimiento longitudinal permitido de hasta 2 m.
  - Instrumentación, con comunicación en tiempo real, para conocer los esfuerzos existentes durante las fases de transporte y montaje.
  - Sistema de amarre provisional, para 150.000 t, en la dársena durante las fases de flotación y pruebas de estanquidad.
  - Análisis de la energía de las voladuras submarinas, en la apertura de la dársena, para controlar su influencia en la estructura.
  - Preparación de una cimentación deslizante, para 150.000 toneladas, que permitiese los desplazamientos inducidos, por el acortamiento del dique (170 mm), en el pretensado longitudinal (244.000 toneladas).
  - Utilización de sistemas constructivos u operativos fuera de escala: sifón para 7.000 m^3/h, realización sistemática de ensayos a escala real.
  - Dispositivos de amortiguación de la energía del oleaje y control de grandes masas flotantes, mediante baterías de gatos hidráulicos, para las operaciones de acercamiento a tierra y conexión.
  - Aplicación de elementos de control topográfico robotizado para las maniobras de gran precisión (flotación, conexión, etc).

9.4. CONCLUSIONES Y TENDENCIAS

Estamos ante una obra pionera en el campo del hormigón estructural y portuario. Hasta la fecha, en las obras marítimas, la utilización del pretensado, en forma masiva, como se ha

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

hecho en este proyecto, no era práctica habitual; incluso se rechazaba debido a los temores de la posible corrosión. En esta obra se ha utilizado, de forma sistemática, para evitar el ataque de la corrosión por fisuración del hormigón. Todas las secciones de losas y muros tienen una parte importante, siempre comprimida para evitar la entrada del agua, con recubrimientos altos, para todos sus componentes metálicos y con una gran protección.

Lo anterior supone una revolución en el campo de las obras marítimas. En adelante, se podrán realizar construcciones más ligeras, con menor repercusión en el entorno y con las mismas funciones de protección frente al oleaje. Estamos ante una solución, claramente innovadora, que abre un futuro de aplicaciones nuevas, relacionadas con el ámbito marino.

La prefabricación remota de estos cajones, –lejos del lugar de su utilización fina–, y su ejecución en seco, permiten evitar los efectos negativos en las zonas marítimas y costeras, acortando los largos plazos. En las zonas de construcción, dársena o dique seco-, se puede disponer de una serie de infraestructuras locales específicas, mucho más industrializadas, debido a su carácter de prefabricado, que en una gran obra marítima o portuaria, realizada en su emplazamiento definitivo. Esto es lo sucedido, con la utilización de la Bahía de Algeciras, en la ejecución del dique de Mónaco.

Creemos que, en este siglo XXI, empezarán a ser posibles, tanto técnica como económicamente, este tipo de proyectos de prefabricación de grandes cajones flotantes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Normas que deben cumplir los artículos que se envíen para su publicación en HORMIGÓN Y ACERO

1. CONDICIONES GENERALES

Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, acoge la publicación de artículos no sólo de sus asociados sino, también, de cuantos técnicos de todo el mundo que quieran comunicar los resultados de sus experiencias científicas o técnicas en el campo del hormigón estructural. Igualmente, y dada la cada vez mayor transversalidad que existe en el mundo de la investigación, proyecto y construcción de estructuras, la revista acogerá igualmente trabajos originales relacionados con cualquier otro material estructural.

Los originales de los Artículos que se deseen publicar en "Hormigón y Acero", se enviarán a la Secretaría Administrativa de la ACHE. Deberán cumplir rigurosamente las normas que a continuación se especifican. En caso contrario, serán devueltos a sus Autores para su oportuna rectificación.

Los que cumplan los requisitos exigidos pasarán al Comité de Redacción de la Revista el cual, previo informe y evaluación de su calidad por los correspondientes Censores, decidirá si procede o no su publicación, sugiriendo eventualmente al Autor los cambios que, en su opinión, deben efectuarse para su final publicación en "Hormigón y Acero". Toda correspondencia en este sentido se mantendrá directamente con el Autor o primero de los Autores que figuren en el Artículo.

Los originales de los artículos que por cualquier causa no fueran aceptados se devolverán al Autor.

2. PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

Los originales de los artículos se presentarán en soporte magnético (disquete, zip o cd rom) escritos mediante el programa de tratamiento de Word 95, o superior. Podrá presentarse sólo el texto del artículo o, bien, el texto con gráficos, figuras y fotos insertados. En este último caso, se enviará también siempre, duplicados, todos los archivos digitales de las figuras, gráficos y fotos. Además, se enviarán 3 copias escritas en papel, por una sola cara, en hojas tamaño UNE A4, y con las figuras, fotografías y tablas, con el tamaño que se proponga para su reproducción.

2.1. Título

El título, en español e inglés, deberá de ser breve y explícito, reflejando claramente el contenido del Artículo. A continuación, se hará constar nombre y apellidos del Autor o Autores, titulación profesional y, si procede, Centro o Empresa en el que desarrolla sus actividades.

2.2. Resumen

Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en *español e inglés,* de extensión no inferior a cien palabras (unas ocho líneas mecanografiadas) ni superior a ciento cincuenta palabras (doce líneas).

El título del artículo, el nombre de autor o autores y los resúmenes del artículo en español e inglés se enviarán duplicados en un disquete aparte, con objeto de introducirlos automáticamente en la Base de Datos de artículos de la revista, que será incluida en la página web de la asociación a partir de su publicación en Hormigón y Acero.

2.3. Gráficos y figuras

Los gráficos y figuras deberán ir numerados correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación.

Los **planos** o **croquis** se presentarán siempre en soporte papel blanco, en formato A4, (excepcionalmente se permitirá formato A3), debiéndose suprimir la información innecesaria y estar dibujados con tinta negra. El tamaño de números y letras empleados en el original deberá ser tal que, tras la reducción al ancho de una, dos o tres columnas, resulte de cuerpo 7 (1.7 5mm de altura) o, excepcionalmente, de cuerpo 6 (1,50 mm de altura).

Los originales de las figuras o gráficos se admiten en formato papel o en formato digital. En formato papel, éste será siempre blanco, todas las líneas estarán trazadas con tinta negra y no se permitirán colores, salvo en originales de figuras correspondientes a un artículo central. La distinción entre las distintas líneas se realizará, en su caso, mediante trazos distintos: continuo, discontinuo con rayas, ídem con puntos, etc., del grosor adecuado. El tamaño de letras y números seguirá las pautas indicadas para los planos, recomendándose un mínimo de cuerpo 7 para los títulos y de cuerpo 6 para el texto, una vez efectuada la reducción a 1,2 o 3 columnas.

Los gráficos se admiten también en archivo digital, sólo si éste está elaborado con el programa EXCEL®, el cual permite una buena comunicación con los programas de preimpresión. Las pautas de presentación son las mismas que las indicadas para las figuras en soporte papel, pero tiene la ventaja de

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

que, en imprenta, pueden manipularse los tamaños de forma bastante automática, pudiéndose lograr calidades de reproducción adecuadas en todos los casos, por lo se recomienda emplear este soporte para gráficos complicados. En cualquier caso, los archivos estarán adecuadamente identificados con un nombre, y relacionados con el número de gráfico o figura que corresponda.

Excepcionalmente se admitirán en formato digital gráficos o figuras de tipo "línea" escaneados, debiéndose utilizar entonces una resolución mínima de 300 ppm.

No se admite ningún tipo de texto, figura o gráfico en soporte digital realizado con Power-Point® por su imposibilidad de traducción a los programas de preimpresión.

Todas las figuras irán numeradas correlativamente como tales y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta su posterior reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Con independencia de las copias que se piden para formar la maqueta, se deberán suministrar los originales. Estos pueden ser en formato analógico o digital.

En formato analógico se preferirá la diapositiva en color a la foto en papel color, y ésta a la de blanco y negro. No se admitirán como originales diapositivas realizadas sobre fondo azul.

En formato digital y, para fotografías originales, sólo se admiten fotografías digitales obtenidas con cámaras equipadas con un sensor de 2 millones de pixels de resolución o superior, y archivadas en formato SHQ/HQ (resolución superior a 1600x1200 pixels).

Para fotografías escaneadas, sólo puede garantizarse una calidad de reproducción mínima con resoluciones iguales o superiores a 1200ppm. Los originales deben enviarse preferentemente en archivos tipo TIF, admitiéndose, excepcionalmente, archivos JPG grabados con calidad óptima.

Todas las fotografías irán numeradas correlativamente como tales y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las condiciones indicadas para las figuras en el punto 2.3. Llevarán numeración correlativa, citada en el texto y un pie con la explicación adecuada y suficiente para su interpretación directa.

2.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las UNE 5001 y 5002.

2.7. Fórmulas, letras griegas, sub índices, exponentes

En las fórmulas se procurará la máxima calidad de escritura y emplear las formas más reducidas, siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará, cuando sea necesario, un número entre paréntesis, a la derecha de la fórmula.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similares) tal que las letras griegas, sub índices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de sub índices y exponentes.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la I y el 1; la O y el cero; la K y la k, etc.).

2.8. Referencias bibliográficas

Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo, dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación, para su localización.

Las citas en el texto se harán mediante números entre paréntesis. En lo posible, se seguirán las normas internacionales utilizadas generalmente en las diversas publicaciones, es decir:

Referencias de Artículos publicados en Revistas

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del Artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación, y número de la primera y última de las páginas que ocupa el Artículo al que se refiere la cita.

Referencias de Libros

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del libro; edición; editorial y lugar y año de publicación.

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

De las primeras pruebas de imprenta se enviará una copia al Autor para que, una vez debidamente comprobadas y corregidas, las devuelva en el plazo máximo de quince días, con el fin de evitar el riesgo de que la publicación de su artículo tenga que aplazarse hasta un posterior número de "Hormigón y Acero".

En la corrección de pruebas no se admitirán modificaciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación del Artículo original.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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

MIEMBROS PATROCINADORES

AGUAS Y ESTRUCTURAS, S.A.–Pabellón de Checoslovaquia - Isla de la Cartuja. 41092 Sevilla.

ALATEC, S.A.–José Echegaray, 14. P.E. Las Rozas. 28230 Las Rozas (Madrid).

ANEFHOP.–Bretón de los Herreros, 43. 28003 Madrid.

ASOCIACIÓN NACIONAL DE PREFABRICADOS Y DERIVADOS DEL CEMENTO (ANDECE).–P° de la Castellana, 226 - Entreplanta A. 28046 Madrid.

ASSOCIACIÓ DE CONSULTORS D'ESTRUCTURES.–Gran Capitá, 2-4. Edifici Nexus. 08034 Barcelona.

CALIDAD SIDERÚRGICA.–Orense, 58 - 10 C. 28020 Madrid.

CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.–Grijalba, 9. 28006 Madrid.

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

CENTRO DE ESTUDIOS E INVESTIGACIONES CINSA-EP.–Avda. Iparaguirre, 82, 1°. 48940 Leoia (Vizcaya).

COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.–Almagro, 42. 28010 Madrid.

COLEGIO OFICIAL INGENIEROS INDUSTRIALES DE CATALUÑA.–Vía Laietana, 39. 08003 Barcelona.

CONSEJO GENERAL DE COLEGIOS OFICIALES DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.–P.° de la Castellana, 155 - 1. 28046 Madrid.

CYPE INGENIEROS, S.A.–Avda. Eusebio Sempere, 5, planta B.03003 Alicante.

DEPARTAMENTO DE MECÁNICA MEDIOS CONTINUOS ETSIC-UPM.–Ciudad Universitaria, s/n. 28040 Madrid.

DRAGADOS OBRAS Y PROYECTOS, S.A.–Avda. de Tenerife, 4-6. Edificio Agua. 1ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

ESTEYCO, S.A.–Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.

EUROCONSULT, S.A.–Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.–Acanto, 22. 28045 Madrid.

FUNDACIÓN LABEIN.–Cuesta de Olabeaga, 16. 48013 Bilbao.

HILTI ESPAÑOLA, S.A.–Isla de Java, 35. 28034 Madrid.

IECA.–José Abascal, 53-2°. 28003 Madrid.

INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION EDUARDO TORROJA.–Serrano Galvache, s/n. 28033 Madrid.

INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN.–Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.

INTEINCO.–Serrano, 85. 28006 Madrid.

INTEMAC.–Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.

NECSO. Entrecanales Cubiertas, S.A.–Avda. Europa, 18. Parque Empresarial La Moraleja. 28108 Alcobendas (Madrid).

PRAINSA.–Madrazo, 86 - Entlo. 1ª. 08021 Barcelona.

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

MIEMBROS PROTECTORES

ALVI, S.A.–Travesía de Téllez, 4. 28027 Madrid.

ARMACENTRO, S.A.–Ctra. Alcalá a Carmama, Km. 4.900. 28816 Camarma de Esteruelas (Madrid)

ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.–Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.ª, mód. 4-7. 41020 Sevilla.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE FABRICANTES DE ARMADURAS PASIVAS CERTIFICADAS PARA HORMIGÓN (AEFACER).–C/ Cañada Real de las Merinas, 18. Avda. Eisenhower, Edif. 1 - of.2 - 3. 28042 Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A., Biblioteca.–Avda. Parc Logístic, 12-20 (zona Franca) 08040 Barcelona.

CEMENTOS MOLINS INDUSTRIAL, S.A.–C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).

COLEGIO DE INGENIEROS TÉCNICOS DE OBRAS PÚBLICAS.–José Abascal, 20-1º. 28003 Madrid.

COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.–Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.

COL.LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA, Biblioteca.–Arcs, 1-3. 08002 Barcelona.

C.T.T. STRONGHOLD, S.A.–Casanova, 2 - 4º - 3ª pta. 08011 Barcelona.

DIRECCIÓN GENERAL DE O.P. Y TRANSPORTES (Servicio Carreteras).–Marqués de Murrieta, 71. 26071 Logroño.

DRACE. Construcciones Especiales y Dragados, S.A.–Avda. Tenerife, 4-6. Edificio Flores, 2ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

DYWIDAG - SISTEMAS CONSTRUCTIVOS, S.A.–Avda. de la Industria, 4. Polígono Industrial La Cantueña. 28947 Fuenlabrada (Madrid).

EMESA-TREFILERÍA, S.A.–Apartado 451. 15080 La Coruña.

EPTISA, SERVICIOS DE INGENIERÍA, S.A.–Arapiles, 14-4º Izda. 28015 Madrid.

FERROVIAL AGROMAN, S.A.–Avda. del Partenón, 4-6. Campo de las Naciones. 28042 Madrid.

FORMIGONS GIRONA, S.A.–Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3. 17242 Quart (Girona).

FREYSSINET, S.A.– Melchor Fernández Almagro, 23. 28029 Madrid.

FUNDACIÓN AGUSTÍN DE BETHENCOURT.–ETSIC.C. y P. Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.

G.O.C., S.A.–Doctor Canoa, 5. 36206 Vigo.

GRACE, S.A.–Apartado 523. 08080 Barcelona.

HIERRO INSTALADO Y SUMINISTRADO, S.A. (HIS, S.A.).–Ctra. de la Esclusa, s/n. Pol. Ind. Torrecuéllar. 41011 Sevilla.

INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.–Portal de Gamarra, 46. 01083 Vitoria.

INGENIERÍA IDOM INTERNACIONAL, S.A.U.–José Abascal, 4. 28003 Madrid.

INSTITUTO PARA LA PROMOCIÓN DE ARMADURAS CERTIFICADAS IPAC.–Orense, 58, 10º D. 28020 Madrid.

JOSÉ A. TORROJA OFICINA TÉCNICA, S.A.–Príncipe de Vergara 103. 28006 Madrid.

JULIÁN ARUMI, S.L.–Figueres, s/n. 08500 Vic (Barcelona).

MECANOGUMBA, S.A.–Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).

MEKANO-4, S.A.–Can Pantiquet, 47 - 3ª - 1ª. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).

O.H.L.–Gobelas, 35-37. 28023 Madrid.

PACADAR, S.A.–Arturo Soria, 336 - 7ª planta. 28033 Madrid.

PERI, S.A.U.–Camino de Malatones, km. 0,500. 28110 Algete (Madrid).

PREFABRICADOS CASTELO, S.A.–Ap. 11. Polígono Industrial Las Gándaras. 36080 Porriño (Pontevedra).

PREVALESA, S.L.–Avda. Blasco Ibáñez, 20. 46010 Valencia.

PROES, S.A.–Estébanez Calderón, 5 - 1ª planta. 28020 Madrid.

SENER, INGENIERÍA Y SISTEMAS, S.A.–Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).

SOCIEDAD DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO E INGENIERÍA, S.A.–Manuel Tovar, 1-6º. 28034 Madrid.

TECPRESA, S.A.–Ribera del Loira, 42 - Edificio 3 - planta 1ª. 28042 Madrid.

TIERRA ARMADA, S.A.–Melchor Fernández Almagro, 23. 28029 Madrid.

TRENZAS Y CABLES, S.L. (TYC, S.L.).–Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).

TZ INGENIERÍA MÁLAGA, S.L.–C/ Compositor Lehmberg Ruiz, 10. Edificio Galaxia, 2ª planta oficina 11. 29007 Málaga

VSL IBÉRICA, S.A.–Casanova, 2 - 4º - 3ª pta. 08011 Barcelona.

La Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las Entidades citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026

Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural

Declarada de utilidad pública con fecha 4-3-77

Secretaría: E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Avda. Profesor Aranguren, s/n.
Ciudad Universitaria - 28040 Madrid. Tlf.: 91 336 66 98. Fax: 91 336 67 02 ♦ **N.I.F.:** G-28813442

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/10/2026