



# TRABAJO FIN DE GRADO

---

Aplicación del hormigón con fibras para el diseño y la ejecución de la solera de los cajones flotantes para el nuevo muelle de contenedores de la ampliación norte del Puerto de Valencia

Presentado por

Gallego Martínez, Joaquim

Para la obtención del

Grado en Ingeniería Civil

Curso: 2019/2020

Fecha: Septiembre 2020

Tutor: Navarro Gregori, Juan







## ÍNDICE GENERAL

### I. MEMORIA

### II. ANEJOS

II.1. ANEJO N°1: Anejo de cálculo

II.2. ANEJO N°2: Estudio de alternativas





# DOCUMENTO N°1

# MEMORIA





## RESUMEN

El presente Trabajo de Fin de Grado consiste en el diseño de la solera de los cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias. Se realiza en la medida de lo posible y con el alcance requerido de esta tipología de trabajos lo que sería el proyecto completo de diseño y ejecución de un cajón flotante y su aplicación al diseño de las soleras de los cajones flotantes que se requieren para el nuevo muelle de contenedores de la ampliación norte del Puerto de Valencia. Se ha pretendido, además, el estudio específico desde un punto de vista estructural de la ejecución de estas estructuras utilizando como material de construcción el hormigón reforzado con fibras. El objetivo es conocer la respuesta estructural de estas construcciones con características muy particulares y con esfuerzos solicitantes bastante atípicos en cualquier estructura convencional de hormigón. Se quiere conocer si la utilización del hormigón con fibras pueda resultar en un diseño y ejecución más eficiente y rentable que con un hormigón convencional dado el elevado volumen de hormigón requerido para este tipo de construcciones.

## ÍNDICE

<b>RESUMEN</b> .....	<b>7</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>10</b>
<b>1.1. DATOS DE PARTIDA</b> .....	<b>10</b>
1.1.1. <i>Localización</i> .....	<i>11</i>
<b>1.2. OBJETIVOS</b> .....	<b>13</b>
<b>1.3. ALCANCE</b> .....	<b>13</b>
<b>1.4. NORMATIVA</b> .....	<b>13</b>
<b>2. TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL</b> .....	<b>14</b>
<b>3. DIMENSIONES</b> .....	<b>14</b>
<b>3.1. ANCHURA DEL CAJÓN: MANGA</b> .....	<b>14</b>
<b>3.2. LONGITUD DEL CAJÓN: ESLORA</b> .....	<b>14</b>
<b>3.3. ALTURA DEL CAJÓN: PUNTAL</b> .....	<b>14</b>
<b>3.4. TIPOLOGÍA DE CAJONES</b> .....	<b>15</b>
<b>3.5. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA</b> .....	<b>19</b>
<b>4. ASPECTOS DE PROYECTO</b> .....	<b>20</b>
<b>4.1. REQUISITOS ESENCIALES</b> .....	<b>20</b>
4.1.1. <i>Introducción</i> .....	<i>20</i>
4.1.2. <i>Vida útil</i> .....	<i>21</i>
<b>4.2. SITUACIONES DE PROYECTO</b> .....	<b>21</b>
<b>4.3. BASES DE CÁLCULO</b> .....	<b>22</b>
<b>5. ACCIONES</b> .....	<b>22</b>
<b>5.1. CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES</b> .....	<b>22</b>
<b>5.2. ACCIONES A CONSIDERAR – HIPÓTESIS DE CARGA</b> .....	<b>23</b>
5.2.1. <i>Cargas permanentes (G)</i> .....	<i>23</i>
5.2.2. <i>Cargas permanentes de valor no constante (G*)</i> .....	<i>25</i>
5.2.3. <i>Cargas variables (Q)</i> .....	<i>26</i>
5.2.4. <i>Acciones climáticas</i> .....	<i>26</i>
5.2.5. <i>Acciones extraordinarias (A)</i> .....	<i>27</i>
<b>5.3. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES</b> .....	<b>28</b>
<b>5.4. OTROS VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS ACCIONES</b> .....	<b>28</b>
<b>5.5. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES</b> .....	<b>29</b>
5.5.1. <i>Estados Límite Últimos</i> .....	<i>29</i>
5.5.2. <i>Estados Límite de servicio</i> .....	<i>30</i>
<b>5.6. COMBINACIÓN DE ACCIONES</b> .....	<b>31</b>
5.6.1. <i>Estados Límite Últimos</i> .....	<i>31</i>
5.6.2. <i>Estados Límite de Servicio</i> .....	<i>48</i>
<b>6. MATERIALES</b> .....	<b>52</b>
<b>6.1. MATERIALES</b> .....	<b>52</b>
6.1.1. <i>Valores característicos</i> .....	<i>52</i>
6.1.2. <i>Valores de cálculo</i> .....	<i>52</i>
<b>6.2. HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS</b> .....	<b>52</b>
<b>7. ANÁLISIS ESTRUCTURAL</b> .....	<b>54</b>





<b>8.</b>	<b>DURABILIDAD .....</b>	<b>55</b>
<b>8.1.</b>	<b>GENERALIDADES .....</b>	<b>55</b>
8.1.1.	<i>Consideración de la durabilidad en la fase de proyecto .....</i>	<i>56</i>
8.1.2.	<i>Consideración de la durabilidad en la fase de ejecución .....</i>	<i>56</i>
<b>8.2.</b>	<b>ESTRATEGIA PARA LA DURABILIDAD .....</b>	<b>57</b>
8.2.1.	<i>Preinscripciones generales .....</i>	<i>57</i>
8.2.2.	<i>Preinscripciones relativas a la calidad del hormigón .....</i>	<i>57</i>
8.2.3.	<i>Recubrimientos.....</i>	<i>57</i>
8.2.4.	<i>Separadores.....</i>	<i>58</i>
<b>8.3.</b>	<b>DURABILIDAD DEL HORMIGÓN .....</b>	<b>58</b>
<b>8.4.</b>	<b>CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS .....</b>	<b>60</b>
<b>8.5.</b>	<b>MEDIDAS ESPECIALES DE PROTECCIÓN.....</b>	<b>60</b>
<b>9.</b>	<b>CÁLCULO DE SECCIONES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....</b>	<b>60</b>
<b>9.1.</b>	<b>ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS .....</b>	<b>60</b>
9.1.1.	<i>Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales .....</i>	<i>61</i>
9.1.2.	<i>Estado límite de agotamiento frente a cortante .....</i>	<i>65</i>
<b>9.2.</b>	<b>ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO .....</b>	<b>67</b>
9.2.1.	<i>Estado límite de fisuración .....</i>	<i>67</i>
<b>9.3.</b>	<b>ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS. HORMIGÓN CON FIBRAS .....</b>	<b>68</b>
9.3.1.	<i>Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales .....</i>	<i>68</i>
9.3.2.	<i>Estado límite de agotamiento frente a cortante .....</i>	<i>69</i>
<b>10.</b>	<b>ASPECTOS CONSTRUCTIVOS.....</b>	<b>69</b>
<b>10.1.</b>	<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>69</b>
<b>10.2.</b>	<b>ENCOFRADOS DESLIZANTES.....</b>	<b>72</b>
<b>10.3.</b>	<b>HORMIGÓN .....</b>	<b>73</b>
<b>10.4.</b>	<b>ARMADURAS .....</b>	<b>75</b>
<b>11.</b>	<b>CONTROL .....</b>	<b>76</b>
<b>11.1.</b>	<b>PRINCIPIOS GENERALES .....</b>	<b>76</b>
<b>11.2.</b>	<b>CONTROL DE MATERIALES .....</b>	<b>77</b>
<b>11.3.</b>	<b>CONTROL DE LA EJECUCIÓN .....</b>	<b>82</b>
<b>12.</b>	<b>MANTENIMIENTO.....</b>	<b>84</b>
<b>12.1.</b>	<b>PRINCIPIOS GENERALES .....</b>	<b>84</b>
<b>12.2.</b>	<b>INVENTARIO .....</b>	<b>84</b>
<b>12.3.</b>	<b>INSPECCIONES .....</b>	<b>85</b>
<b>12.4.</b>	<b>INTERVENCIONES DE MANTENIMIENTO.....</b>	<b>85</b>
<b>13.</b>	<b>CONCLUSION .....</b>	<b>86</b>
<b>14.</b>	<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>88</b>

## 1. INTRODUCCIÓN

En el presente documento, realizado como trabajo de final de grado para la obtención del grado en Ingeniería Civil por la Universitat Politècnica de València, se ha desarrollado el diseño estructural de la solera de un cajón flotante de hormigón armado, analizando desde un punto de vista ingenieril su comportamiento frente a las acciones que la van a solicitar durante toda su vida útil y en todas sus fases.

Cabe decir que, aunque el presente trabajo se centre en el estudio específico del comportamiento de una parte (la base del cajón) de una estructura como son los cajones flotantes, se ha expuesto de tal forma que el cuerpo del documento se asemeje en tanto en cuanto sea posible a lo que sería un proyecto completo de diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón para instalaciones portuarias.

De esta manera, se procede a realizar el análisis estructural específico de la parte de la solera del cajón flotante de hormigón armado. Cajones que conformaran el nuevo muelle (tal como se ilustra de manera general en la figura 1.1) de la ampliación norte del Puerto de Valencia, resultado (como capítulo de obra) de la ejecución del proyecto constructivo del muelle de contenedores de la ampliación norte del puerto de Valencia, ya que además de la ejecución del muelle con los mencionados cajones flotantes se ha proyectado la demolición de algunos contradiques, la prolongación del dique exterior, etc. Todo en conjunto se engloba dentro del mencionado proyecto.

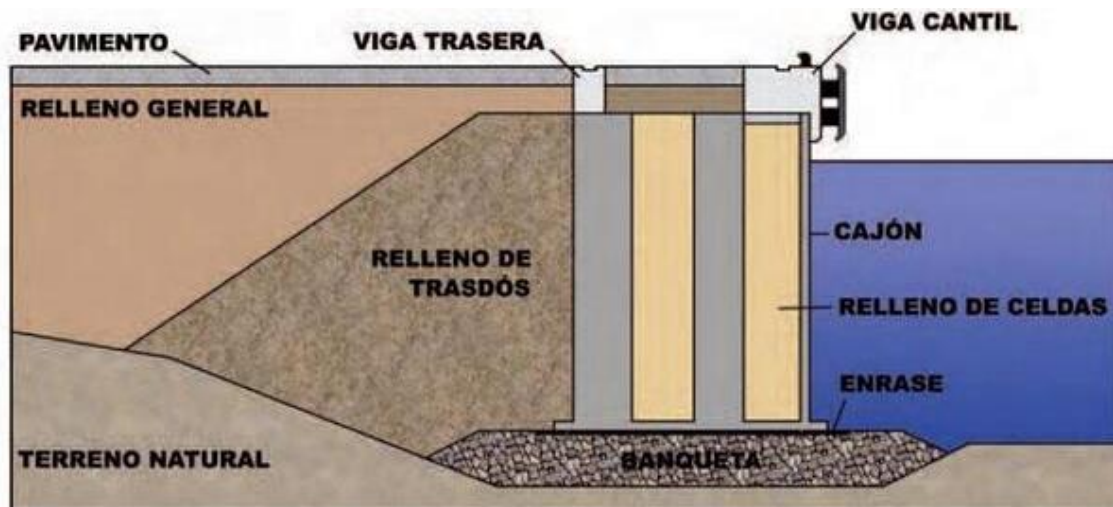


Figura 1.1 Sección transversal muelle con cajones de hormigón.

(Fuente: Esteban Chapapriá, Vicent. Obras marítimas. Universidad Politècnica de Valencia, 2004.)

### 1.1. Datos de partida

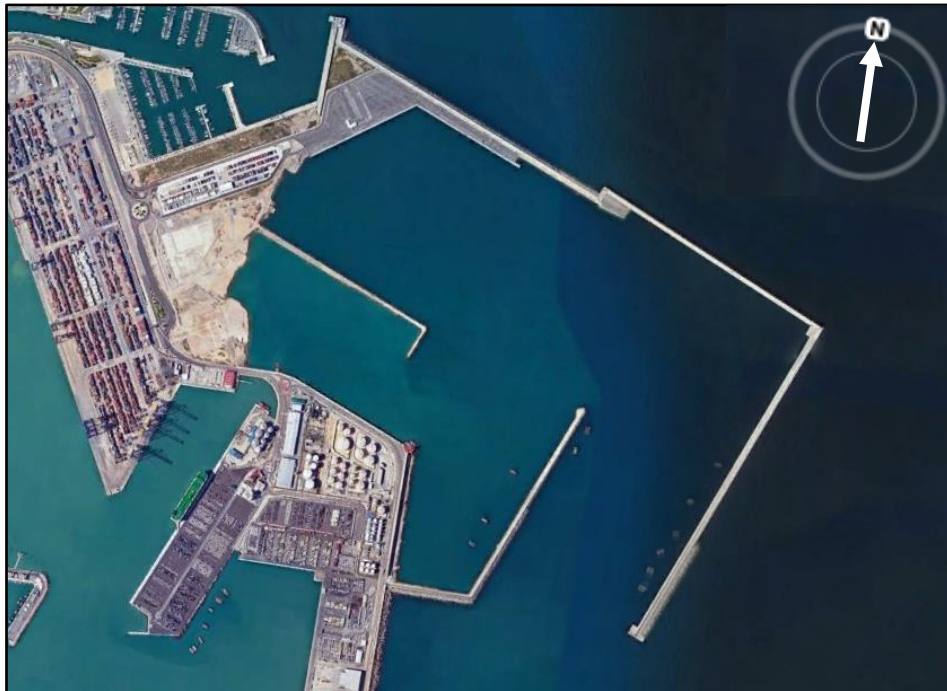
Como punto de partida, por lo que respecta a la definición geométrica de la estructura a analizar, se ha tomado como referencia de base la tipología de cajones diseñados por la empresa de ingeniería, arquitectura y consultoría de infraestructuras PROINTEC, como resultado del Proyecto constructivo de Obras de abrigo para la ampliación del Puerto de Valencia realizado en el año 2008.

Se ha decidido tomar estos datos de partida ya que dicho proyecto se centró en su día en la ejecución de los diques de la ampliación norte, por lo que, en lo que respecta a la ejecución del nuevo muelle de atraque a consecuencia de la ejecución de la nueva terminal de contenedores es razonable su ejecución con una tipología de cajones similar a la que se propuso para los diques hoy ya construidos, por razones de similitud de comportamiento estructural, geotécnico y geométrico con respecto a los calados existentes, condiciones de ejecución, etc.

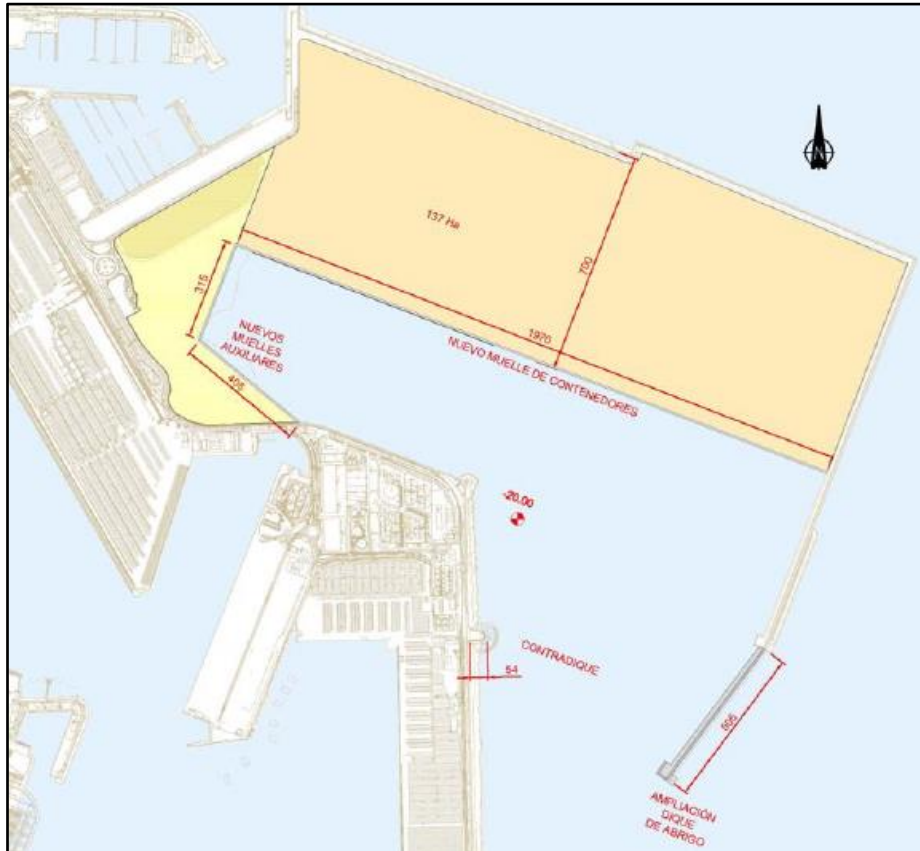
### **1.1.1. Localización**

A consecuencia de la ejecución de la nueva terminal de la ampliación norte del puerto de Valencia (Comunidad Valenciana, España), se demanda la ejecución de un nuevo muelle, así como dos tramos de muelle auxiliar, entendiéndose a efectos de este trabajo que los cajones a diseñar son los que conformarán el muelle principal.

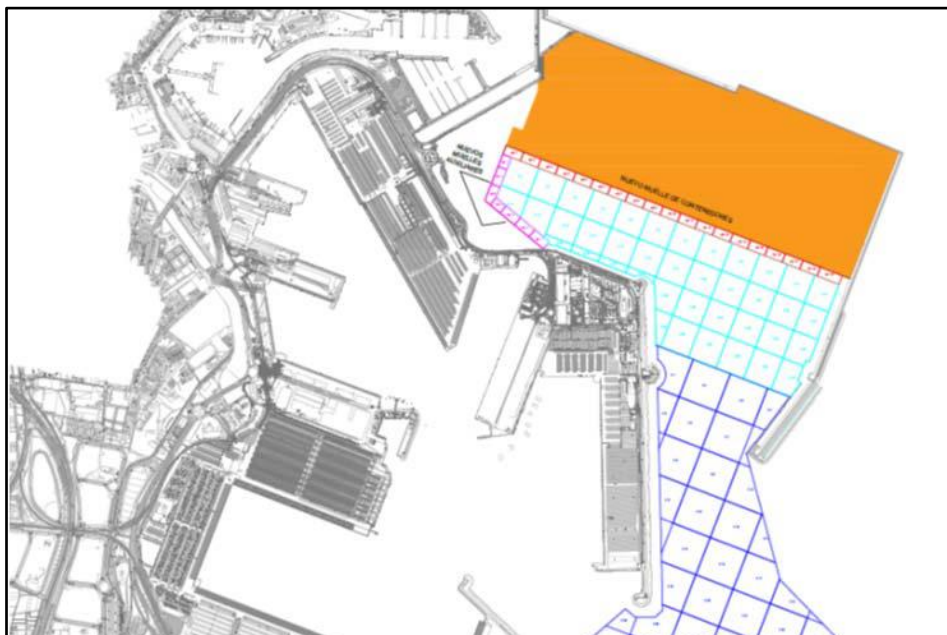
Así pues, la línea de muelle estará compuesta por el muelle principal en una única alineación de 1.970 m y un muelle auxiliar en 2 alineaciones, una transversal al principal y otra oblicua a ésta de 315 m y 405 m, respectivamente (en cuadrícula magenta en la figura 1.1.1.3).



*Figura 1.1.1.1 Planta de la situación actual.  
(Fuente: Google Earth. Imágenes 04/04/2019)*



*Figura 1.1.1.2 Planta de la futura terminal de contenedores de la Ampliación Norte.  
(Fuente: Pliego de preinscripciones técnicas del proyecto constructivo del muelle de contenedores de la ampliación norte del puerto de Valencia)*



*Figura 1.1.1.3 Distribución de las diferentes obras objeto del proyecto  
(Fuente: Pliego de bases del concurso para la construcción y explotación, en régimen de concesión administrativa, de la nueva terminal de contenedores de la ampliación Norte del Puerto de Valencia)*

## 1.2. Objetivos

Se va a estudiar el comportamiento frente a las acciones solicitantes introduciendo un nuevo material poco utilizado en el ámbito constructivo de la ingeniería civil y portuaria como es el hormigón reforzado con fibras para la ejecución de los mencionados cajones flotantes, así se pretende comparar la respuesta estructural de la solera en el caso de utilizar este nuevo material frente a su comportamiento con la utilización del hormigón convencional.

Así, el objetivo principal del trabajo se basa en el análisis de la propuesta de ejecución del nuevo muelle con la utilización del hormigón reforzado con fibras como material de los cajones que lo conformarán.

Se pretende pues, realizar el estudio respecto a la utilización de un material novedoso en este ámbito con el objetivo de ver en qué medida esta decisión podría suponer un ahorro y una mayor eficiencia constructiva a la hora de ejecutar la futura terminal de contenedores del puerto de Valencia., ya que, con aproximadamente tres kilómetros de nueva línea de muelle (lo que supone la ejecución de unos 60 cajones de hormigón con el inmenso tamaño que tienen) la búsqueda de la eficiencia y la rentabilidad podría suponer un inmenso ahorro (y todo lo que ello conlleva más allá del dinero solamente) a la hora de llevar a la realidad este proyecto.

## 1.3. Alcance

Se pretende que el trabajo se asemeje a lo que sería el proyecto de ejecución del nuevo muelle con cajones flotantes de hormigón, pero incidiendo en aquellos aspectos relacionados directamente con el objetivo principal del trabajo, por lo que se han omitido cálculos y otras consideraciones que se alejen del objetivo final del análisis de la parte de la solera, y la comparación en la utilización del hormigón convencional frente a un hormigón reforzado con fibras.

## 1.4. Normativa

Para la elaboración del presente trabajo, dada la tipología de la estructura a estudio, se ha seguido lo prescrito en el Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obra portuarias de Puertos del Estado, elaborado por diversos ingenieros portuarios que han conseguido fusionar su conocimiento y experiencia en el ámbito de la construcción de obras marítimas, estando disponible este manual desde el año 2006.

Los criterios de diseño y ejecución dictados en dicha obra se enmarcan en las preinscripciones de la Instrucción española de hormigón EHE y en las recomendaciones del programa ROM elaborado por Puertos del Estado.



## 2. TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL

Los cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias están constituidos por los siguientes elementos:

- ◆ Solera: Se trata de una losa maciza de hormigón de planta rectangular.
- ◆ Fuste: Prisma recto con aligeramientos en toda su altura. En planta la longitud del fuste suele coincidir con la de la solera.
- ◆ Zapatas: Zonas voladas de la solera con respecto al fuste.

Así pues, el sólido resultante posee una densidad inferior a la del agua debido a los aligeramientos del fuste, de manera que este es susceptible a la flotabilidad.

En la actualidad, se han ejecutado cajones con aligeramientos rectangulares, cuadrados o circulares, aunque en el caso a estudio los aligeramientos tienen básicamente planta cuadrada o rectangular. Aun así, cabe decir que no hay diferencias relevantes entre el comportamiento general de un cajón con aligeramientos cuadrados o circulares.

Las diferencias entre las dos geometrías son básicamente (existen, aunque no varíe el comportamiento general):

- ◆ Con aligeramientos rectangulares, a igualdad de geometría externa, el calado será menor por ser una estructura menos masiva respecto a la tipología de aligeramientos circulares.
- ◆ Por el contrario, los aligeramientos rectangulares resultarán en una estructura donde los esfuerzos de flexión serán más importantes durante toda su vida útil.

## 3. DIMENSIONES

### 3.1. Anchura del cajón: MANGA

La anchura del cajón, más conocida en la jerga portuaria como manga, queda determinada por las condiciones de resistencia exigibles a la estructura en que se van a utilizar los cajones. En otros casos, podría quedar definida por condiciones de estabilidad naval, calado máximo admisible o condiciones de explotación.

### 3.2. Longitud del cajón: ESLORA

La mayor longitud del cajón denominada eslora, queda definida por los siguientes factores:

- ◆ Capacidad de la instalación o dique flotante donde se fabrican.
- ◆ Condicionantes marítimos en las fases de remolque y fondeo: oleaje, viento, etc.
- ◆ Condicionantes relacionados a la posibilidad de asientos diferenciales en el cimiento.

### 3.3. Altura del cajón: PUNTAL

La altura del cajón o puntal, resultado de la suma del calado del cajón (parte sumergida por debajo de la línea de agua) más el francobordo (parte emergida por encima de la línea de agua) depende de los siguientes factores condicionantes:



- ◆ Capacidad de la instalación o dique flotante donde se fabrican.
- ◆ Estabilidad del cajón.
- ◆ Calado necesario para botadura del cajón y calado existente en lugar de fabricación.
- ◆ Calado existente en zona de transporte y en el lugar de fondeo.

Además, la cota de coronación del cajón permite unas condiciones de trabajo idóneas tanto para el relleno de las celdas como para la ejecución de la superestructura, teniendo en cuenta a estos efectos los posibles asientos en la banqueta una vez la estructura resida en su posición de servicio.

Como precaución adicional, frente a la acción de temporales con rebases importantes, se sellarán las celdas una vez rellenas de material granular con una losa de hormigón a modo de tapón para evitar la inducción de esfuerzos no previstos en el diseño sobre las paredes interiores del cajón.

### 3.4. Tipología de cajones

A continuación, se procede a definir las diferentes tipologías prediseñadas, como ya se ha comentado, por la empresa PROINTEC como resultado del Proyecto constructivo de Obras de abrigo para la ampliación del Puerto de Valencia.

Una vez revisadas y analizadas las diferentes tipologías mostradas en los siguientes apartados (el lado mar es el lado inferior según se muestra en el documento, siendo el lado superior el lado tierra), cada una de ellas con unas características geométricas diferentes, se deduce por sus mayores dimensiones que la tipología 2 de cajón será la que se vea solicitada por esfuerzos mayores, así pues, el cálculo estructural se va a realizar en base a esta tipología geométrica, definida con más detalle en el correspondiente apartado.

Por consiguiente, las conclusiones extraídas del estudio serán de aplicación a las diferentes tipologías definidas puesto que las variaciones en términos de respuesta estructural son mínimas.

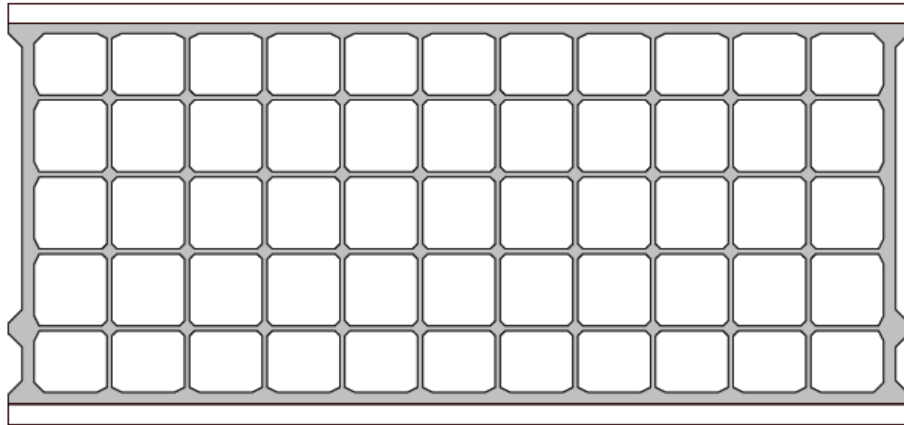
#### 3.4.1. Cajón tipo 1

Eslora: 44,975m      Manga: 19,175m      Calado: -16,00m      Puntal: 18,00m

Zapatas de ancho 1m en ambos lados

Tamaño básico de celdas: 3,625 x 3,625 m<sup>2</sup>

Celdas laterales: 3,625 x 3,100 m<sup>2</sup>



*Figura 3.1 Cajón tipo 1.*

*(Fuente: Proyecto constructivo de Obras de abrigo para la ampliación del Puerto de Valencia)*

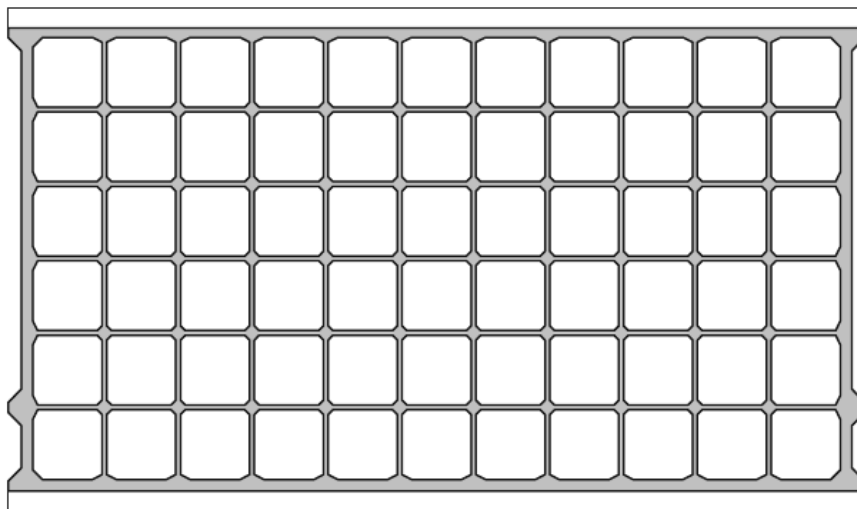
### **3.4.2. Cajón tipo 2**

Eslora: 44,975m      Manga: 24,100m      Calado: -18,00m      Puntal: 20,00m

Zapatatas de ancho 1m en ambos lados

Tamaño básico de celdas: 3,625 x 3,625 m<sup>2</sup>

Celdas laterales: 3,625 x 3,625 m<sup>2</sup>



*Figura 3.2 Cajón tipo 2.*

*(Fuente: Proyecto constructivo de Obras de abrigo para la ampliación del Puerto de Valencia)*

### **3.4.3. Cajón tipo 3**

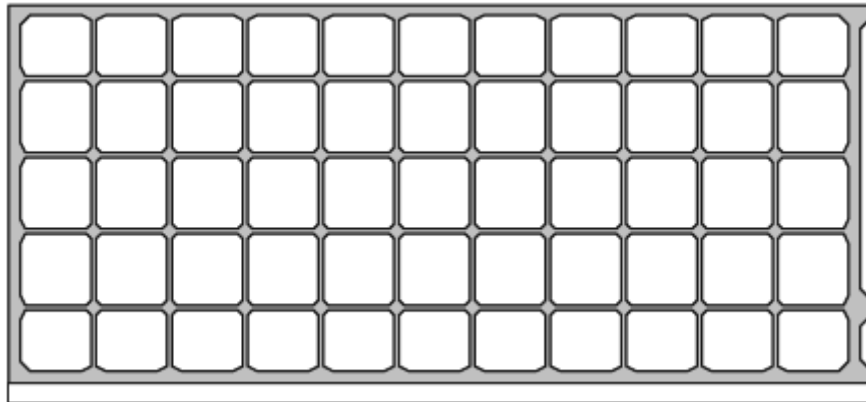
Eslora: 44,275m      Manga: 19,175m      Calado: -18,00m      Puntal: 20,00m

Zapatatas de ancho 1m en lado mar solamente

Tamaño básico de celdas: 3,625 x 3,625 m<sup>2</sup>

Celdas laterales: 3,625 x 3,100 m<sup>2</sup>





*Figura 3.3 Cajón tipo 3.*

*(Fuente: Proyecto constructivo de Obras de abrigo para la ampliación del Puerto de Valencia)*

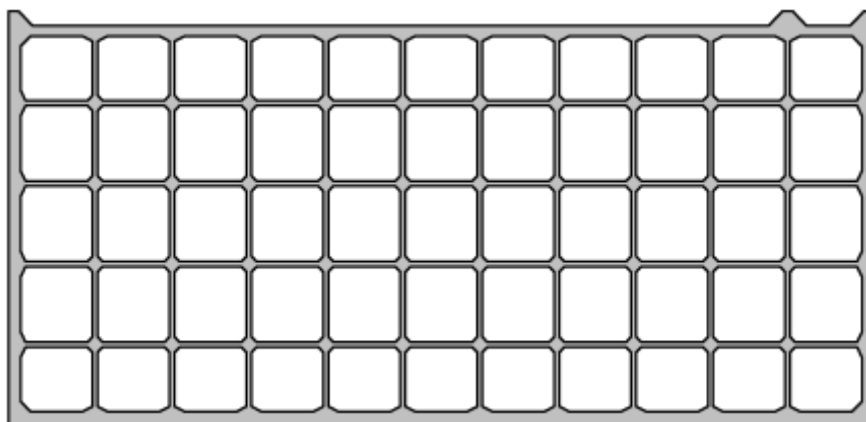
#### **3.4.4. Cajón tipo 4**

Eslora: 43,575m      Manga: 19,875m      Calado: -18,00m      Puntal: 20,00m

Sin zapatas

Tamaño básico de celdas: 3,625 x 3,625 m<sup>2</sup>

Celdas laterales: 3,625 x 3,100 m<sup>2</sup>



*Figura 3.4 Cajón tipo 4.*

*(Fuente: Proyecto constructivo de Obras de abrigo para la ampliación del Puerto de Valencia)*

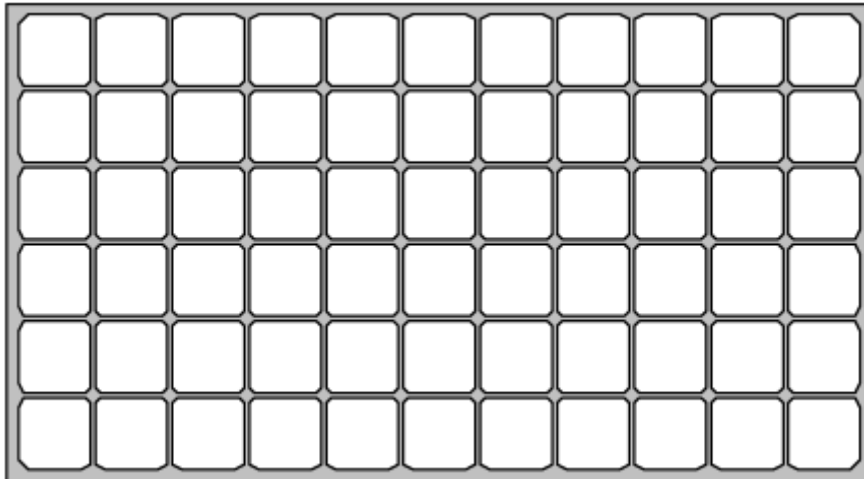
#### **3.4.5. Cajón tipo 5A**

Eslora: 43,575m      Manga: 24,100m      Calado: -16,00m      Puntal: 18,00m

Sin zapatas

Tamaño básico de celdas: 3,625 x 3,625 m<sup>2</sup>

Celdas laterales: 3,625 x 3,625 m<sup>2</sup>



*Figura 3.5 Cajón tipo 5A.*

*(Fuente: Proyecto constructivo de Obras de abrigo para la ampliación del Puerto de Valencia)*

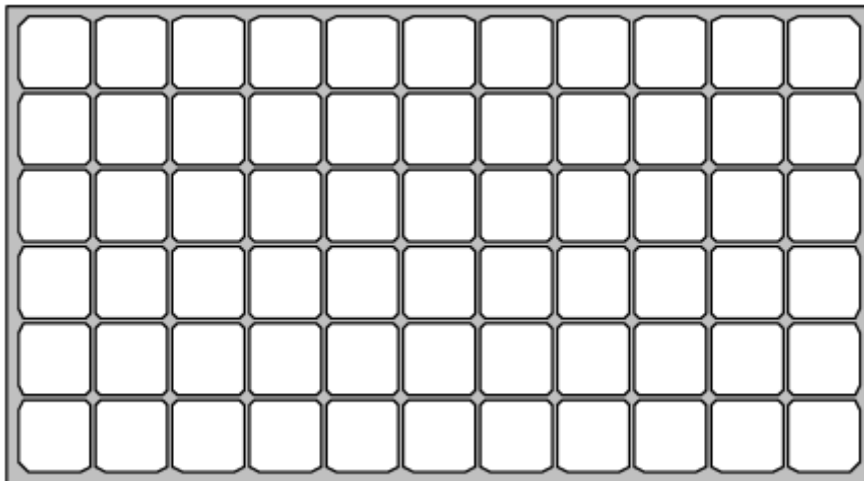
#### **3.4.6. Cajón tipo 5B y 5C**

Eslora: 43,575m      Manga: 24,100m      Calado: -18,00m      Puntal: 20,00m

Sin zapatas

Tamaño básico de celdas: 3,625 x 3,625 m<sup>2</sup>

Celdas laterales: 3,625 x 3,625 m<sup>2</sup>



*Figura 3.6 Cajón tipo 5B Y 5C.*

*(Fuente: Proyecto constructivo de Obras de abrigo para la ampliación del Puerto de Valencia)*

### 3.5. Definición geométrica

Así pues, se procede a exponer con mayor detalle las características geométricas de la estructura. En las siguientes figuras queda definida la geometría del cajón:

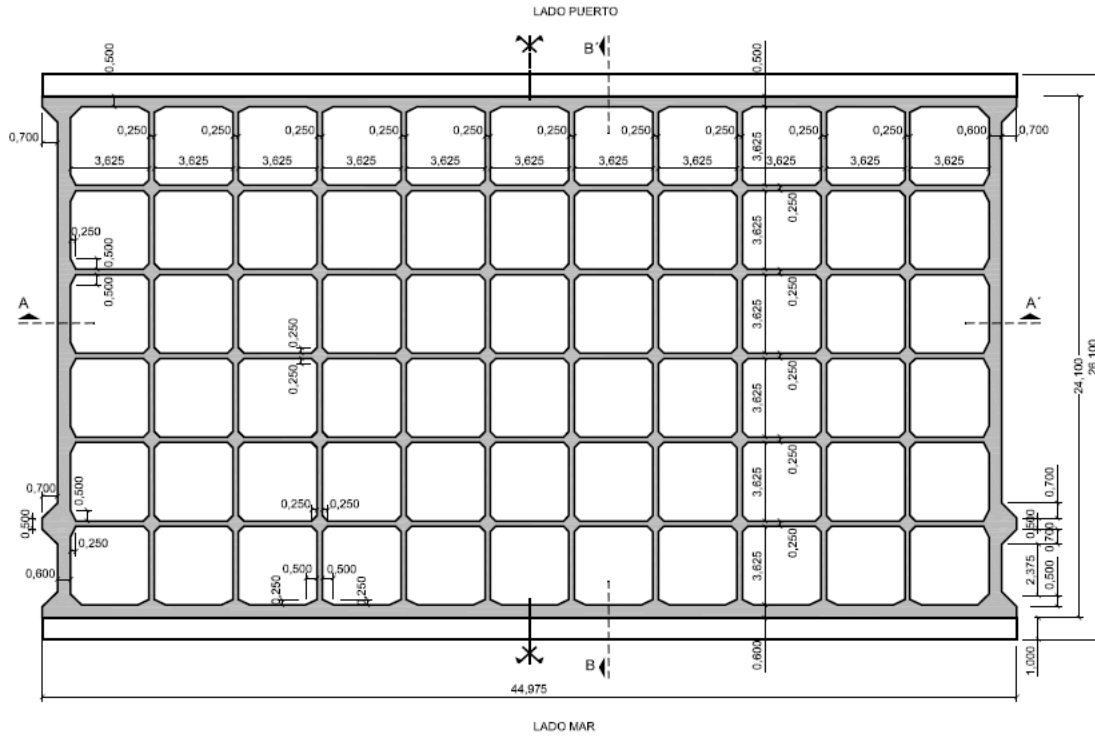


Figura 3.5.1 Planta del Cajón Tipo 2.

(Fuente: Plano Definición Geométrica de los cajones. Proyecto constructivo de Obras de abrigo para la ampliación del Puerto de Valencia)

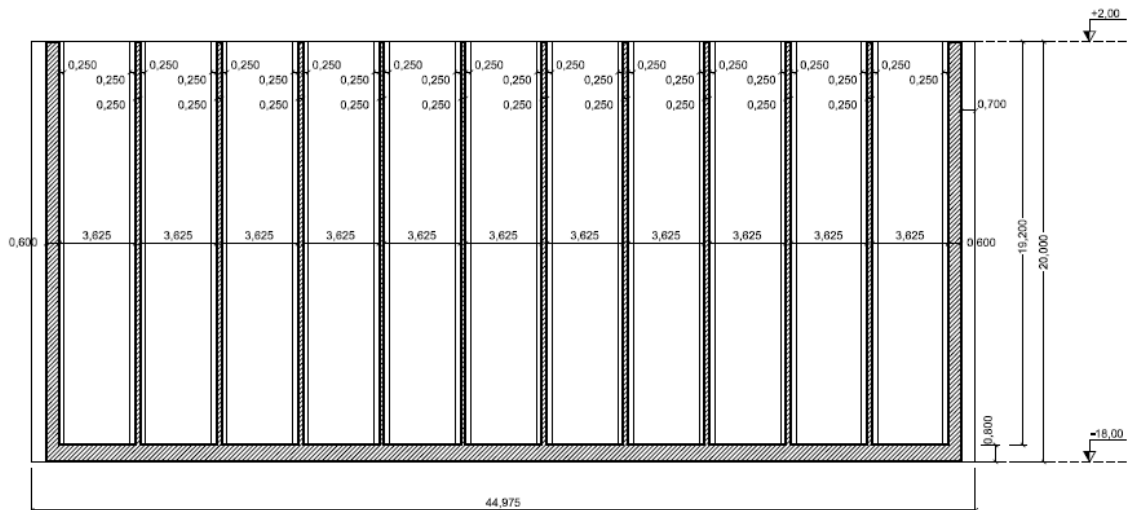


Figura 3.5.2 Sección A-A' del Cajón Tipo 2.

(Fuente: Plano Definición Geométrica de los cajones. Proyecto constructivo de Obras de abrigo para la ampliación del Puerto de Valencia)

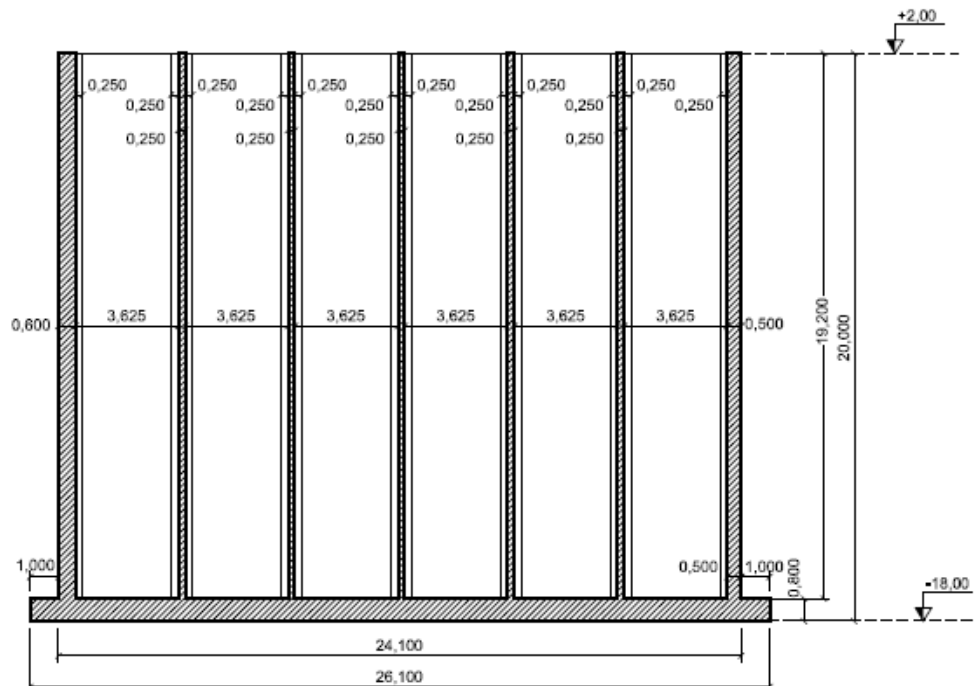


Figura 3.5.3 Sección B-B' del Cajón Tipo 2.

(Fuente: Plano Definición Geométrica de los cajones. Proyecto constructivo de Obras de abrigo para la ampliación del Puerto de Valencia)

Las principales características dimensionales a destacar para la realización de un correcto análisis son las dictadas a continuación:

- ◆ Espesor de la solera: 0,800 m
- ◆ Vuelo de las zapatas: 1,000 m
- ◆ Espesor de las zapatas: se mantiene el espesor de la solera.
- ◆ Separación entre paredes interiores: 3,625 m
- ◆ Espesor de las paredes interiores: 0,250 m
- ◆ Espesor de la pared exterior en lado mar: 0,600 m
- ◆ Espesor de la pared exterior lado tierra/puerto: 0,500 m

Tal y como se aprecia en la figura 3.5.1, se realizarán acartelamientos en la unión de las paredes exteriores con las interiores con relación base/altura 2:1. De la misma forma se disponen en la unión de las paredes interiores con relación base/altura 1:1

## 4. ASPECTOS DE PROYECTO

### 4.1. Requisitos esenciales

#### 4.1.1. Introducción

Los cajones flotantes de hormigón armado se deben proyectar y ejecutar de tal forma que soporten todas las acciones que lo van a solicitar durante todas sus fases (construcción, transporte,

fondeo y puesta en servicio) con un margen de seguridad adecuado, así como tener un buen comportamiento frente a la agresividad del ambiente.

Además, frente a acciones extraordinarias o accidentales, tales como un sismo, impactos extraordinarios o un temporal de intensidad extrema, se debe comportar de tal forma que no se puedan producir daños excesivamente desproporcionados.

En síntesis, los requisitos exigibles en el diseño, construcción y fase de servicio de los cajones flotantes portuarios se basan en tres principios fundamentales:

- ◆ Resistencia mecánica.
- ◆ Estabilidad.
- ◆ Seguridad de uso.

#### **4.1.2. Vida útil**

Para la determinación de la vida útil, tal y como dicta el manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias de Puertos del Estado, se considerarán como valores mínimos los consignados en la ROM 0.0. en función del índice IRE (Índice de Repercusión Económica) de la obra a ejecutar. Al tratarse de un proyecto con elevada repercusión económica en términos de movimiento de mercancías tanto a nivel nacional como internacional, se puede afirmar que el IRE será mayor de 20, así según el apartado 2.10.1.1 de la ROM 0.0, el valor mínimo de la vida útil es de 50 años.

Ante la falta de más datos, de cara al análisis se va a considerar una vida útil de 50 años, dada la tipología de la estructura y el servicio que se va a prestar derivado de su ejecución.

#### **4.2. Situaciones de proyecto**

Por situación de proyecto se entiende a una simplificación válida de lo real durante un intervalo de tiempo definido en el cual los procesos que producen la variabilidad de los factores de proyecto y la respuesta estructural y funcional del elemento se pueden suponer como estacionarios estadísticamente. Por tanto, para el diseño de los cajones portuarios, las situaciones o estados de proyecto a considerar son las siguientes:

- ◆ **PERSISTENTES:** se trata de las condiciones habituales de uso normal de la estructura que se van a producir en su vida útil. En ellas, los factores como la geometría de la estructura, las propiedades de los materiales y las características del terreno mantienen su carácter estacionario en periodos de larga duración.
- ◆ **TRANSITORIAS:** las que se producen en episodios de corta duración respecto la vida útil de la obra, ya sea en fase de construcción (a causa de la geometría de la estructura), en fase de consolidación del terreno (a causa de las propiedades de este) o por las acciones que solicitan a la estructura en fase de uso y explotación (sobrecargas de uso por reparación y mantenimiento).
- ◆ **EXCEPCIONALES:** situaciones actuantes en intervalos de tiempo muy cortos, y que ocurren de forma inesperada, excepcional o accidental.

### 4.3. Bases de cálculo

#### *El Método de los estados límite*

El estado límite se define como aquella situación que, en el caso de que sea superada, la estructura deja de cumplir alguna de las funciones para las que fue proyectada. Los hay generalmente de dos tipos:

- ◆ Estados Límite Últimos (ELU). Que en lo relativo a los cajones flotantes son:
  - Estado límite de equilibrio.
  - Estado límite de estabilidad en flotación.
  - Estado límite de agotamiento por tensiones normales.
  - Estado límite de agotamiento por esfuerzo cortante.
- ◆ Estados Límite de Servicio (ELS). De forma general, en el caso de los cajones portuarios sólo es relevante la verificación a Estado Límite de Fisuración.

En lo relativo al diseño de la solera, las situaciones críticas que determinarán la cuantía de armado a disponer serán principalmente los estados límite últimos de agotamiento por tensiones normales y por cortante, aunque la estructura se ha dimensionado de tal forma que no se supere ninguno de los estados límite definidos anteriormente.

De acuerdo con lo previsto en las normas nacionales y europeas para el proyecto y construcción de obras de hormigón, para la verificación de la seguridad y la funcionalidad de los modos de fallo adscritos a los estados límite últimos y de servicio analizados aquí en el caso de cajones portuarios se considerarán probabilidades de fallo del orden de  $10^{-4}$  para estados límite últimos y de  $10^{-2}$  para estados límite de servicio.

## 5. ACCIONES

### 5.1. Clasificación de las acciones

Las acciones se clasifican según su variabilidad temporal en la situación de proyecto considerada, definida en términos de probabilidad de ocurrencia de un valor representativo y de persistencia o tiempo medio de la ocurrencia durante la duración de la situación de proyecto, en:

- ◆ PERMANENTES (G): lo son el peso propio del cajón, el empuje hidrostático o de Arquímedes y el peso de las tierras.
- ◆ PERMANENTES NO CONSTANTES (G\*): el empuje de tierras o la retracción.
- ◆ VARIABLES (Q): sobrecargas de uso, sobrecargas de oleaje, temperatura, etc.
- ◆ EXTRAORDINARIAS (A).

También se pueden clasificar según su naturaleza en:

- ◆ DIRECTAS. Aplicadas directamente sobre la estructura, como el peso propio, el oleaje o los empujes de agua o de tierras. Deben considerarse tanto en Estado Límite Último (ELU) como en Estado Límite de Servicio (ELS).

- ◆ **INDIRECTAS.** Se trata de aceleraciones o deformaciones impuestas que pueden ser capaces de dar lugar, de forma indirecta, a fuerzas. Ejemplos de estas son la retracción, variaciones de temperatura y las acciones sísmicas.

## 5.2. Acciones a considerar – Hipótesis de carga

### 5.2.1. Cargas permanentes (G)

#### *Peso propio*

El peso propio se calculará de acuerdo con las dimensiones geométricas del cajón definidas en los planos. Para el cálculo, se ha adoptado un valor del peso específico del hormigón armado de 25 kN/m<sup>3</sup>, considerándolo como el peso específico seco. Cabe decir, que la utilización de un hormigón reforzado con fibras, dada la densidad y las dosificaciones usuales de estas, no llevan a modificar los valores del peso específico característico del hormigón con fibras respecto al hormigón sin ellas.

En síntesis, según dicta el manual, esta acción se reduce al peso propio del cajón (P<sub>0</sub>), ya que el efecto del empuje de Arquímedes y las subpresiones que afectan a la parte del cajón sumergida en el agua se van a tener en cuenta como una acción independiente.

A su vez, se puede dividir la acción en peso propio de la base (solera y zapatas), P<sub>0c</sub>, y P<sub>0p</sub>, correspondiente al peso propio de las paredes del cajón. En fase de servicio, la parte de la superestructura que corresponde a una carga muerta se considerará incluida en la acción P<sub>0</sub>.

#### *Empuje de Arquímedes*

El empuje ascensional del agua al sumergir un cuerpo en ella, conocido como empuje de Arquímedes, corresponde con una fuerza vertical ascendente equivalente al peso del agua desplazada por la parte del cajón sumergida. Se la va a denominar P<sub>a</sub>, y se la considerará como una presión uniforme aplicada en la superficie correspondiente a la base de la estructura, tomando como dicta el manual un peso específico del agua marina de 10,1 kN/m<sup>3</sup>.

A efectos de afección de los coeficientes parciales de seguridad en esta acción, se tomará siempre el mismo valor que para el peso propio al tratarse de acciones del mismo origen.

#### *Carga muerta*

Incluida en P<sub>0</sub> en fase de servicio como se ha dictado anteriormente, ya que se trata como una acción permanente al peso propio de la superestructura y de las tierras que se colocarán sobre el cajón.

#### *Empuje hidrostático*

Los empujes de agua se calcularán tomando como valor del peso específico del agua 10,1 kN/m<sup>3</sup>. La presión producida por el agua a una profundidad h vendrá dada por la expresión 5.2.1.1:

$$e_a = \gamma_w \times Z \quad 5.2.1.1$$

siendo  $Z$  la altura del nivel de agua en el punto de determinación del empuje. Para la determinación de  $Z$ , se tendrá en cuenta lo especificado al respecto en las tablas 3.3.1 y 3.4.1 de la ROM 0.5.

El cálculo del empuje hidrostático ( $E_a$ ) enmarcado en el cálculo de cajones, da lugar a cuatro hipótesis de carga bien diferenciadas:

- ◆ Empuje hidrostático en fase de flotación
- ◆ Empuje hidrostático en fase de fondeo
- ◆ Empuje hidrostático en fase de relleno
- ◆ Empuje de agua en fase de servicio

Adicionalmente, deberá considerarse el peso del agua contenida en el interior de las celdas del cajón,  $P_i$  y el peso del agua que gravita sobre las zapatas  $P_{Iz}$ .

### *Peso de las tierras*

El peso de las tierras que gravita sobre la zapata del lado tierra,  $P_t$ , se considera como una acción permanente. Su valor se calculará con la densidad sumergida del terreno hasta el nivel correspondiente del mar. La presión de la columna de agua que gravita sobre la zapata se tendrá en cuenta independientemente a través de  $P_{Iz}$ .

### *Acciones verticales debidas a las tierras del material ensilado ( $P_r$ )*

En la evaluación de la presión vertical debida a las tierras del relleno de las celdas se tendrá en cuenta el llamado efecto silo. Este efecto es responsable de la generación de una compresión de importancia estructural en las paredes de las celdas, cuyo efecto favorable se ha de tener en cuenta.

Por el efecto del rozamiento entre tierras y muro, solamente una parte del peso de las tierras se transmitirá de forma repartida por el fondo. A esta parte se le denomina, en términos de presión,  $p_r$ , mientras que el resto del peso, que se denomina, también en términos de presión,  $p'_r$ , se transmitirá por el fuste, según se indica más arriba.

Dichas presiones verticales, a una profundidad  $Z$ , vendrán dadas por las siguientes expresiones:

$$p_r = \gamma' \times Z_0 \times (1 - e^{-Z/Z_0}) + q \times e^{-Z/Z_0}$$
$$p'_r = \lambda \times \gamma' \times Z_0 \times (1 - e^{-Z/Z_0}) \times \operatorname{tg} \delta + \lambda \times q \times e^{-Z/Z_0} \times \operatorname{tg} \delta$$
$$Z_0 = A / (u \times \lambda \times \operatorname{tg} \delta)$$

siendo:

$Z$ : Profundidad desde la cara superior del terreno hasta el punto en el que se evalúa el empuje.

$e_r$ : Presión horizontal debida al empuje de tierras.

$p'_r$ : Presión vertical de rozamiento debida al empuje de tierras.

$\lambda$ : Coeficiente de empuje horizontal.





$\gamma'$ : Peso específico sumergido del material de relleno, considerando todo el relleno de la celda sumergido.

$\delta$ : Ángulo de rozamiento terreno-estructura.

A: Área de una celda.

u: Perímetro de una celda.

q: Sobrecarga o peso del relleno actuando por encima de las celdas.

El peso de tierras del material ensilado da lugar a dos hipótesis de carga:

- ◆ Peso de tierras durante el relleno del cajón
- ◆ Peso de tierras en fase de servicio

Para la obtención de más detalles y del procedimiento de cálculo en la determinación de esta acción se ha consultado el apartado 3.7 de la ROM 0.5: Recomendaciones geotécnicas para Obras marítimas y portuarias.

### 5.2.2. Cargas permanentes de valor no constante ( $G^*$ )

#### *Acciones horizontales debidas a las tierras del material ensilado*

En la evaluación de las acciones debidas al empuje de tierras del relleno de las celdas también se tendrá en cuenta el llamado efecto silo. Este efecto limita el crecimiento de la tensión debida al empuje de tierras con la profundidad.

Debido a que se va a realizar el análisis de esfuerzos en la parte de la solera, se puede prescindir en lo que sigue del cálculo de estas acciones sobre las paredes de las celdas del cajón ya que el reparto de esfuerzos en la solera no se verá alterado por este tipo de solicitaciones horizontales.

#### *Acciones debidas al empuje de tierras en trasdós de muro*

En fase de servicio, sobre el muelle se debe considerar el empuje de tierras sobre el trasdós del cajón. La determinación de los empujes de tierras se hará de acuerdo con el apartado 3.7 de la ROM 0.5. El empuje de tierras en el trasdós del muelle dará lugar a las siguientes hipótesis de carga:

- ◆  $E_t$ : Empuje de tierras en trasdós del muro en fase de servicio.

#### *Retracción*

Siendo los cajones portuarios estructuras que fundamentalmente se encuentran sumergidas, se puede despreciar el efecto de las deformaciones de retracción.

### 5.2.3. Cargas variables ( $Q$ )

#### *Sobrecargas de uso y explotación*

Las sobrecargas de uso y explotación incluyen las sobrecargas de estacionamiento y almacenamiento, de equipos e instalaciones de manipulación de mercancías, de tráfico tanto viario como ferroviario, así como aquellas debidas a la operatividad del buque como las acciones de amarre. En lo que sigue, las sobrecargas de uso y explotación se denominarán con la notación  $P_{sc}$ .

La simultaneidad y compatibilidad entre sobrecargas de uso y explotación se indica en la ROM 0.2, pudiendo dar lugar a hipótesis de trabajo diferenciadas en la fase de servicio: en condiciones normales de explotación, en condiciones extremas y en condiciones excepcionales.

### 5.2.4. Acciones climáticas

#### *Oleaje*

La acción del oleaje sobre los cajones se determinará de acuerdo con lo establecido en la ROM 1.1 a partir del valor del oleaje de proyecto. Los cálculos realizados para la determinación de la acción del oleaje podrían ser confirmados mediante ensayos en modelo físico a escala.

La determinación de los valores representativos del oleaje de proyecto se realizará para los valores característicos y de combinación a partir de la función de distribución de extremos, adoptando un periodo de referencia representativo del estado o situación de proyecto considerado. Para los valores frecuentes y cuasipermanentes (fisuración) se utilizará el régimen medio anual.

La acción del oleaje daría lugar a las siguientes hipótesis de carga, en aquellos casos en los que por el emplazamiento de la obra y su grado de abrigo el oleaje de proyecto fuera relevante:

- ◆  $E_{co}$ : Acción del oleaje al paso de la cresta de la ola en fase de servicio. Esta acción lleva aparejada una subpresión hidrodinámica que se denomina  $P_{co,s}$ .
- ◆  $E_{so}$ : Acción del oleaje al paso del seno de la ola en fase de servicio. Esta acción lleva aparejada una subpresión hidrodinámica que se denomina  $P_{so,s}$ .

El análisis a realizar versa sobre los cajones que conformarán el muelle principal de la nueva terminal de contenedores, situado en unas aguas con alto grado de abrigo en el que se puede considerar que el oleaje de proyecto no tiene relevancia. Por consiguiente, en el cálculo de las acciones actuantes sobre el cajón, y en concreto sobre la parte de la solera de este, no se tendrá en cuenta la acción del oleaje.

#### *Temperatura*

Siguiendo lo especificado en el manual, no se considerarán de forma explícita los efectos estructurales debidos a las variaciones de temperatura puesto que se tomará como valor mínimo de armadura a disponer las indicadas en el mencionado manual.

### 5.2.5. Acciones extraordinarias (A)

#### Sismo

Para la determinación de la acción sísmica se tomará en consideración la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE) y el apartado 3.10 de la ROM 0.5.

La aceleración básica de cálculo,  $a_b$ , puede determinarse a partir de la figura 5.2.5.1.

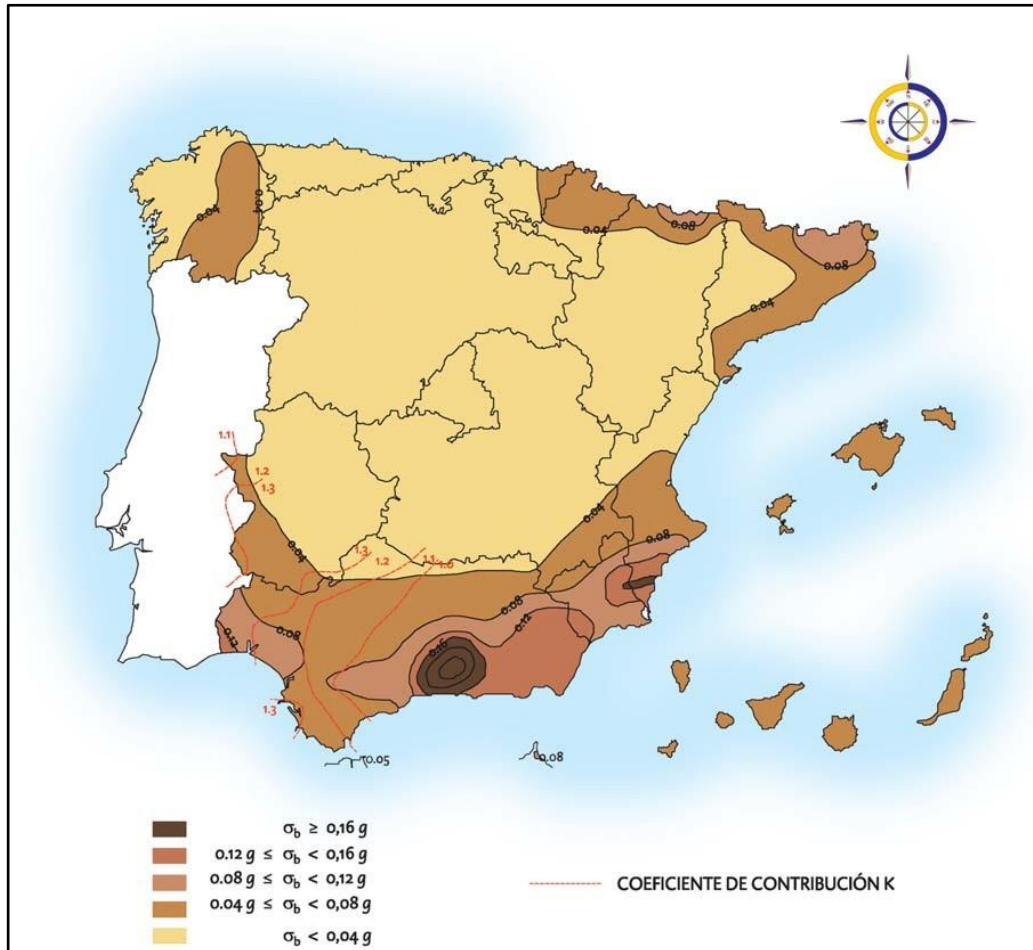


Figura 5.2.5.1 Aceleración básica a considerar en España

(Fuente: Norma de Construcción Sismorresistente. Parte General y Edificación. NCSE-02)

No sería necesario considerar la acción sísmica si la aceleración de cálculo fuera menor de 0,04 g. En el emplazamiento de la obra, en la zona de la costa de la ciudad de Valencia, la aceleración de cálculo se sitúa en torno a 0,06 g, por lo que según el manual se debería tener en cuenta la acción sísmica.

La acción del sismo es de especial importancia en lo relativo a la verificación de la estabilidad global del cajón, no en tanto en al análisis de los esfuerzos para la determinación de las cuantías de armado, en este caso, en la zona de la solera del cajón.

Así pues, por lo anterior, y dado que el cálculo de la acción sísmica conlleva un análisis de los efectos dinámicos producidos por los movimientos sísmicos en el conjunto suelo-estructura, así como de la variación del comportamiento del suelo, tanto en lo que respecta a su

capacidad resistente como a su comportamiento deformacional, y dada la finalidad y alcance del trabajo, se va a prescindir en el análisis de la acción sísmica y los esfuerzos inducidos por ella sobre la estructura.

### *Oleaje Extraordinario*

A los efectos del cálculo de cajones, se considerará como acción extraordinaria la acción causada por un oleaje con un periodo de retorno de 500 años.

Esta acción extraordinaria del oleaje daría lugar a las siguientes hipótesis de carga, en aquellos casos en los que por el emplazamiento de la obra y su grado de abrigo el oleaje de proyecto fuera relevante:

- ◆  $E_{co}$ : Acción del oleaje extraordinario al paso de la cresta de la ola en fase de servicio y condiciones de trabajo excepcionales. Esta acción lleva aparejada una subpresión hidrodinámica que se denomina  $P_{co,s}$ .
- ◆  $E_{so}$ : Acción del oleaje extraordinario al paso del seno de la ola en fase de servicio y condiciones de trabajo excepcionales. Esta acción lleva aparejada una subpresión hidrodinámica que se denomina  $P_{so,s}$ .

Por las mismas razones que se ha considerado excluir del cálculo de acciones al oleaje como acción climática, también se va a excluir la acción producida por un oleaje extraordinario.

### **5.3. Valores característicos de las acciones**

El valor característico de una acción ( $F_k$ ) es su principal valor representativo. Para los cálculos de nivel I, la definición del valor característico de los agentes causantes de las acciones o, en su caso, directamente de las acciones, se realiza por medio de un valor nominal o, cuando exista base estadística suficiente que permita la determinación de la función de distribución, a través del valor asociado a un determinado cuantil de dicha función de distribución.

En el caso de las acciones relevantes para el caso que se ocupa en el presente trabajo: las cargas permanentes (gravitatorias, hidráulicas y del terreno) y las sobrecargas de uso y explotación, su valor característico se corresponde con valores nominales. En el caso de la acción variable del oleaje, se tomará como valor característico el debido al oleaje correspondiente a un cuantil del 98% de la función de distribución de extremos anuales, lo que equivale a aquél que tiene un periodo de retorno de 50 años. En el caso de que esta acción sea favorable, su valor característico se tomará cero.

En el caso de acciones extraordinarias como el sismo o el oleaje extraordinario, se adoptará como valor característico de la acción el correspondiente a un periodo de retorno de 500 años.

### **5.4. Otros valores representativos de las acciones**

Los valores representativos de una acción variable son aquellos valores con los que participa en las ecuaciones de verificación de los diferentes modos de fallos adscritos tanto a Estados Límite Últimos como de Servicio (ELU y ELS) al objeto de tener en cuenta tanto la

simultaneidad como el valor de compatibilidad de las acciones que intervienen en dichas ecuaciones de verificación. Son los siguientes:

- ◆  $\psi_0 F_k$ : Valor de combinación fundamental de la acción o valor de compatibilidad de una acción variable cuando actúa de forma simultánea con otra acción variable predominante en la ocurrencia del modo de fallo e independiente estadísticamente de la misma. Se determina de tal forma que, la probabilidad de que los valores del efecto de la acción combinada con la predominante sea excedido es aproximadamente similar a la probabilidad de que el efecto de la acción predominante sea excedido. El valor de combinación puede obtenerse multiplicando el valor característico de la acción variable por un factor de combinación  $\psi_0$ . En estos casos, el valor de  $\psi_0$  depende del agente o agentes que causan la acción variable considerada y deben buscarse en los correspondientes códigos de acciones o en las ROM de la serie 0. A falta de otros datos, simplifícadamente se toma  $\psi_0 = 0.7$  según dicta el manual.
- ◆  $\psi_1 F_k$ : Valor de combinación frecuente de la acción. Este valor no es excedido durante un periodo de tiempo grande respecto a la duración del estado o situación de proyecto considerado. El valor de combinación puede obtenerse multiplicando el valor característico de la acción variable por un factor de combinación  $\psi_1$ . En estos casos, el valor de  $\psi_1$  depende del agente o agentes que causan la acción variable considerada y deben buscarse en los correspondientes códigos de acciones o en las ROM de la serie 0. A falta de otros datos, simplifícadamente se toma  $\psi_1 = 0.6$  para las sobrecargas de uso y explotación según dicta el manual.
- ◆  $\psi_2 F_k$ : Valor de combinación cuasipermanente de la acción. Este valor es excedido durante un periodo de tiempo grande respecto de la duración del estado o situación de proyecto considerado. El valor de combinación puede obtenerse multiplicando el valor característico de la acción variable por un factor de combinación  $\psi_2$ . En estos casos, el valor de  $\psi_2$  depende del agente o agentes que causan la acción variable considerada y deben buscarse en los correspondientes códigos de acciones o en las ROM de la serie 0. A falta de otros datos, simplifícadamente se toma  $\psi_2 = 0.5$  para las sobrecargas de uso y explotación según dicta el manual.

## 5.5. Valores de cálculo de las acciones

Se define como valor de cálculo de una acción, el obtenido como producto del valor representativo (ver 5.4) por un coeficiente de seguridad (ecuación 5.5.1).

$$F_d = \gamma_f \times \psi_i \times F_k \quad 5.5.1$$

### 5.5.1. Estados Límite Últimos

Como coeficientes parciales de seguridad de las acciones para las comprobaciones de Estados Límite Últimos, en el cálculo estructural se adoptarán los valores de la tabla 5.5.1.1.

Estado Límite Último (ELU)		Combinación Persistente o transitoria		Combinación Excepcional	
Tipo de Acción	Acción	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente (G)	Peso propio	1,00	1,35	1,00	1,00
	Empuje hidrostático	1,00	1,35	1,00	1,00
	Peso de las tierras	1,00	1,35	1,00	1,00
Permanente de valor variable (G*)	Empuje de tierras	1,00	1,50	1,00	1,00
Sobrecargas (Q)	Uso y explotación	0,00	1,50	0,00	1,00
Sobrecargas climáticas (Q)	Oleaje	0,00	1,50	0,00	1,00
Extraordinaria (A)	Sismo			0,00	1,00
	Oleaje extraordinario			0,00	1,00

*Tabla 5.5.1.1 Coeficientes parciales de seguridad de acciones en Estado Límite Último. (Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)*

Los coeficientes parciales de seguridad de la tabla 5.5.1.1 son compatibles con un nivel intenso de la ejecución que será el implementado en el presente proyecto tal y como se requiere en este tipo de estructuras.

### 5.5.2. Estados Límite de servicio

Como coeficientes parciales de seguridad de las acciones para las comprobaciones de Estados Límite Últimos, en el cálculo estructural se adoptarán los valores de la tabla 5.5.2.1.

Estado Límite de Servicio (ELS)		Combinación Persistente o transitoria	
Tipo de Acción	Acción	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente (G)	Peso propio	1,00	1,00
	Empuje hidrostático	1,00	1,00
	Peso de las tierras	1,00	1,00
Permanente de valor variable (G*)	Empuje de tierras	1,00	1,00
Sobrecargas (Q)	Uso y explotación	0,00	1,00
Sobrecargas climáticas (Q)	Oleaje	0,00	1,00

Tabla 5.5.2.1. Coeficientes parciales de seguridad de acciones en Estado Límite de Servicio.  
(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)

## 5.6. Combinación de acciones

### 5.6.1. Estados Límite Últimos

Las combinaciones de acciones en situaciones persistentes o transitorias se ajustarán al formato siguiente:

$$\gamma_G \times G + \gamma_{G^*} \times G^* + \gamma_Q \times Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_Q \times \psi_0 \times Q_{k,i}$$

Para el caso de situaciones excepcionales, excepto cuando actúe la acción sísmica, las combinaciones se ajustarán al formato siguiente:

$$\gamma_G \times G + \gamma_{G^*} \times G^* + \gamma_A \times A + \gamma_Q \times \psi_1 \times Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_Q \times \psi_{2,1} \times Q_{k,i}$$

Para el caso de situaciones excepcionales, con sismo, las combinaciones se ajustarán al formato siguiente:

$$\gamma_G \times G + \gamma_{G^*} \times G^* + \gamma_A \times EQ + \sum_{i \geq 1} \gamma_Q \times \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

A falta de otros datos, los coeficientes de combinación para las sobrecargas de uso y de explotación vienen dados en la tabla 5.6.1.1.

$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
0,70	0,60	0,50

Tabla 5.6.1.1 Coeficientes de combinación.  
(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)



### Situaciones persistentes o transitorias – Resumen

Las acciones actuantes sobre un cajón portuario en situación persistente o transitoria dan lugar a las combinaciones de acciones que se muestran en la tabla 5.6.1.2.

Situación Persistente o transitoria	Comb	$P_o, P_a$	$P_1, P_{1z}$	$E_a$	$P_r, P'_r$	$E_r$	$P_t$	$E_T$	$E_{co}, P_{co,s}$	$E_{so}, P_{so,s}$	$P_{sc}$
Fase de flotación ▲+	ELU1	1,00/ 1,35(*)	1,35	1,35							
Fase de fondeo ▲	ELU2	1,00/ 1,35(*)	1,35	1,35							
Presión sobre una celda resto vacío+	ELU3					1,50					
MUELLES (aguas abrigadas) Servicio ▲◆	ELU4	1,00/ 1,35(*)	1,00/ 1,35(*)	1,35	1,00/ 1,35(*)	1,50	1,00/ 1,35(*)	1,00/ 1,50(*)			1,50
DIQUES Presión Ext. Seno Oleaje ▲◆	ELU5	1,00/ 1,35(*)	1,00/ 1,35(*)	1,35	1,00/ 1,35(*)	1,50	1,00/ 1,35(*)	1,00/ 1,50(*)		1,50	1,50
Oleaje ▲◆	ELU6	1,00/ 1,35(*)	1,00/ 1,35(*)	1,00	1,00/ 1,35(*)	1,00	1,00/ 1,35(*)	1,00/ 1,50(*)	1,50		1,50
$P_o$	Peso Propio del cajón (solera y zapatas, $P_{oc}$ , y paredes $P_{op}$ ). $P_o = P_{oc} + P_{op}$										
$P_a$	Empuje ascensional del agua (empuje de Arquímedes)										
$P_1$	Peso del agua contenida en las celdas del cajón										
$P_{1z}$	Peso del agua que gravita sobre las zapatas										
$E_a$	Empuje Hidrostático										
	Empuje de agua en trasdós de muelle										
$P'_r$	Peso del Relleno que se transmite por el fuste (Efecto Silo)										
$P_r$	Peso del Relleno que se transmite por la superficie de la celda (Efecto Silo)										
$E_r$	Acciones horizontales (Empuje) debidas al Relleno (Efecto Silo)										
$P_t, E_T$	Empuje de Tierras sobre trasdós de muelles o diques trasdosados. Peso de tierras sobre zapata										
$E_{so}$	Seno de Oleaje (Temporal de diseño)										
$P_{so,s}$	Sub-Presión hidrodinámica debida al paso del seno de la ola										
$E_{co}$	Cresta de Oleaje (Temporal de diseño)										
$P_{co,s}$	Sub-Presión hidrodinámica debida al paso de la cresta de la ola										
$P_{sc}$	Sobrecarga de uso										
Leyenda	▲	Posible estado crítico para paredes exteriores									
	+	Posible estado crítico para paredes interiores									
	◆	Posible estado crítico para la cimentación									
	(*)	A efectos del cálculo de la solera, resulta necesario considerar ambas posibilidades. En el caso de acciones debidas al terreno se mayorarán o minorarán simultáneamente los efectos verticales y horizontales									
	(**)	Se da por supuesto que la acción del oleaje es predominante, siendo ésta la situación más habitual									

Tabla 5.6.1.2 . Combinaciones de acciones correspondientes a situaciones persistentes o transitorias en ELU.

(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)

A continuación, se describe detalladamente cada una de las combinaciones definidas en la tabla 5.6.1.2, estableciendo claramente la ley de variación de las acciones aplicadas en cada situación. Igualmente se distinguen las acciones actuantes sobre cada uno de los elementos



estructurales, aunque se realizará solamente el cálculo numérico de las acciones solicitantes de la parte de la solera de la que se quiere analizar su comportamiento específicamente (como ya se ha indicado anteriormente), indicando en cada caso el carácter crítico o no.

Como ya se ha mencionado, por lo que respecta al objeto del presente trabajo, se obvian las acciones sísmicas y del oleaje. Además, por el emplazamiento específico del cajón a analizar, tampoco se calcularán las combinaciones relativas a diques, ya que los cajones se aplicarán a la construcción de muelles, entendiéndose por estos a una estructura trasdosada situada en guas abrigadas donde la acción del oleaje no es significativa.

### *Fase de flotación*

El lastrado de los cajones, necesario por condiciones de estabilidad naval, se realizará con lastres líquidos, ya que el cajón a analizar sin lastre no flota establemente. Para evitar que se produzcan desniveles de agua importantes entre celdas, éstas se suelen comunicar por grupos entre sí a una altura tal que quede asegurada la estabilidad naval del cajón. A su vez, esta disposición también permite corregir escoras.

En cualquier caso, supuestas todas las celdas conectadas sería necesario un lastre líquido de 2,848 m de altura, con un calado de 13,296 m. Sin embargo, se ha decidido que la distribución del lastre no sea uniforme por razones de mayor seguridad frente a la estabilidad (aunque sea más sencillo el relleno mediante el bombeo de agua del mar) sino que debe haber una altura de 2,561 m de agua en todas las celdas, y de 12,135 m en las dos celdas de esquina del lado mar, con un volumen de lastre total de 2440,46 m<sup>3</sup>, dada la geometría asimétrica del cajón.

Aun así, para la determinación de esfuerzos actuantes en la solera se ha tomado como simplificación que el calado del cajón será de 13,296 m, aunque la distribución del lastre no sea uniforme en realidad por condiciones de estabilidad.

### *Paredes exteriores*

Las paredes exteriores están solicitadas por los empujes hidrostáticos indicados en la Fig. 5.6.1.1. La combinación a considerar será  $1,35 \times E_a$ . Esta combinación es un **estado crítico** que debe comprobarse siempre.

$$\text{Para } y < h \quad e_a = \gamma_w \times y$$

$$\text{Para } y \geq h \quad e_a = \gamma_w \times h$$

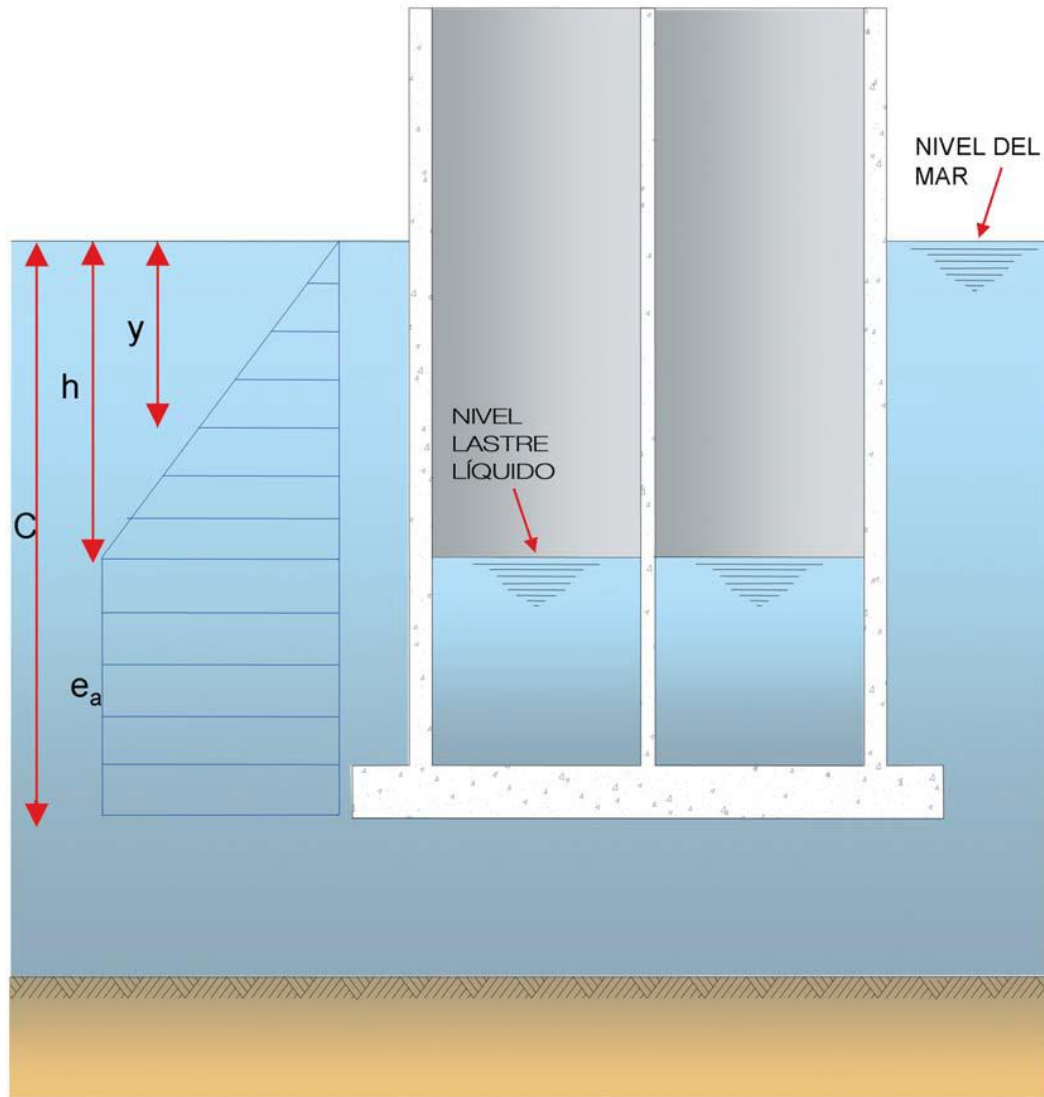


Figura 5.6.1.1 Cargas que solicitan las paredes exteriores de un cajón durante la fase de flotación.

(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)

### Paredes interiores

Puesto que como se ha comentado, los lastres líquidos no están equilibrados en todas las celdas, las solicitaciones seguirán una ley análoga a la de las paredes exteriores donde exista el mencionado desequilibrio. Entre celdas con los lastres equilibrados, las paredes interiores no tienen esfuerzos. La combinación de cargas a considerar será  $1,35 \times E_a$ . Se trata de un **estado crítico** que también debe comprobarse siempre.

### Solera

La solera estará solicitada por las acciones representadas en la figura 5.6.1.2:



- ◆ Empuje ascensional del agua equivalente al calado del cajón:

$$P_a = 1,46 \times 10^{05} \text{ kN}$$

- ◆ Peso propio de la solera:

$$P_{oc} = 2,35 \times 10^{04} \text{ kN}$$

- ◆ Peso del lastre líquido:

$$P_l = 3,60 \times 10^{04} \text{ kN}$$

La combinación de acciones a considerar para el cálculo de la solera será:

$$\begin{aligned} 1,35 \times (P_a - P_{oc} - P_l) &= 1,17 \times 10^{05} \text{ kN} \\ &= 99,83 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

*(En sentido ascendente, contrario a la fuerza de gravedad)*

Generalmente no se trata de un estado crítico para el dimensionamiento de la solera, por lo que su no consideración puede quedar justificada.

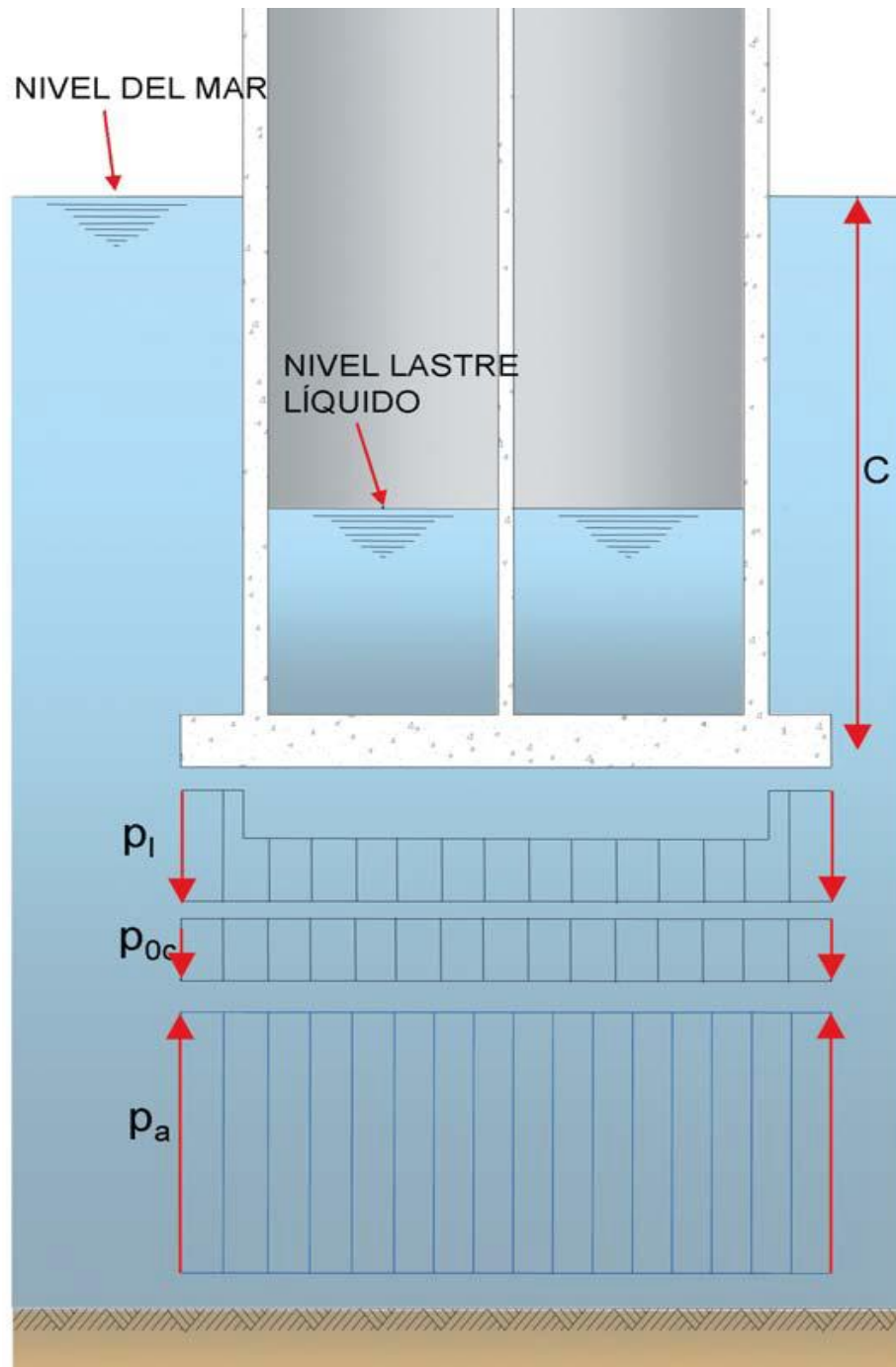


Figura 5.6.1.2 Cargas que solicitan la solera de un cajón durante la fase de flotación.  
(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)

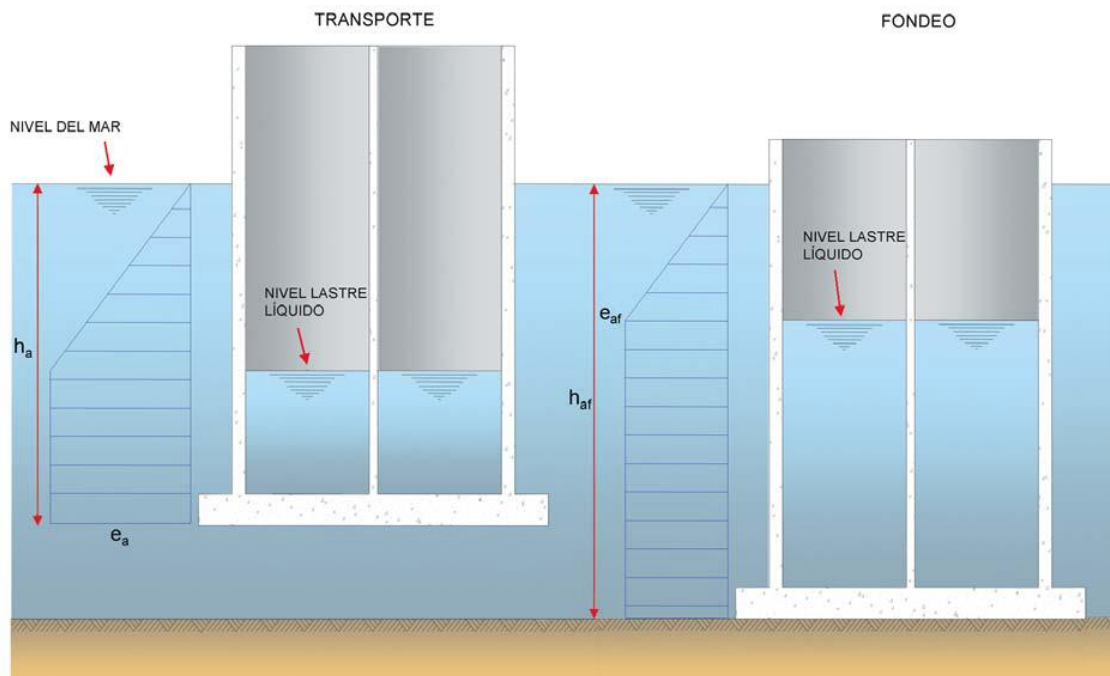
### Fondeo del cajón

La operación de fondeo se realiza inundando las celdas del cajón hasta que toca fondo. Las celdas se llenarán de agua en su totalidad para tener una mayor seguridad frente a la reflotación del cajón. En mares con marea astronómica la operación de fondeo debe realizarse con la marea decreciente, puesto que la obra se localiza en el mar Mediterráneo, el estado de la marea astronómica no limita a la hora de programar el fondeo del cajón.

Las leyes de presiones tanto en las paredes exteriores como en la solera del cajón son análogas a las del transporte ajustando el calado a la cota de fondeo (como se ha definido en el apartado 3.4.2, el calado es de 18,00 m) y la altura de lastre líquido a su valor correspondiente con el calado de fondeo.

La etapa de fondeo sería necesario calcularla en un proyecto completo puesto que, aunque la presión máxima en las paredes exteriores disminuye, se produce un desplazamiento de los empujes hidrostáticos hacia la coronación del cajón. En la Fig. 5.6.1.3 puede verse un croquis comparado de las leyes de presiones en las paredes exteriores en flotación y en fondeo. Es un **estado crítico** y debe calcularse siempre.

Los empujes del agua sobre la solera no son críticos para su diseño, por lo que es razonable omitir el cálculo de estas acciones puesto que no se trata de una sollicitación límite por lo que respecta a la resistencia de la solera del cajón.



*Figura 5.6.1.3 Comparación de la ley de presiones durante flotación y durante fondeo. (Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)*

### *Relleño del cajón*

Fondeado el cajón se procede al relleno de sus celdas con material granular. Para que el proceso de relleno pueda hacerse sin limitaciones hay que suponer que una o varias celdas puedan llenarse en su totalidad estando las contiguas vacías.

El cálculo de presiones se realiza considerando que el material de relleno está ensilado en la celda. Las presiones se calculan con la formulación del efecto silo desarrollado en el apartado 5.2 del presente documento e ilustrado en la figura 5.6.1.4.

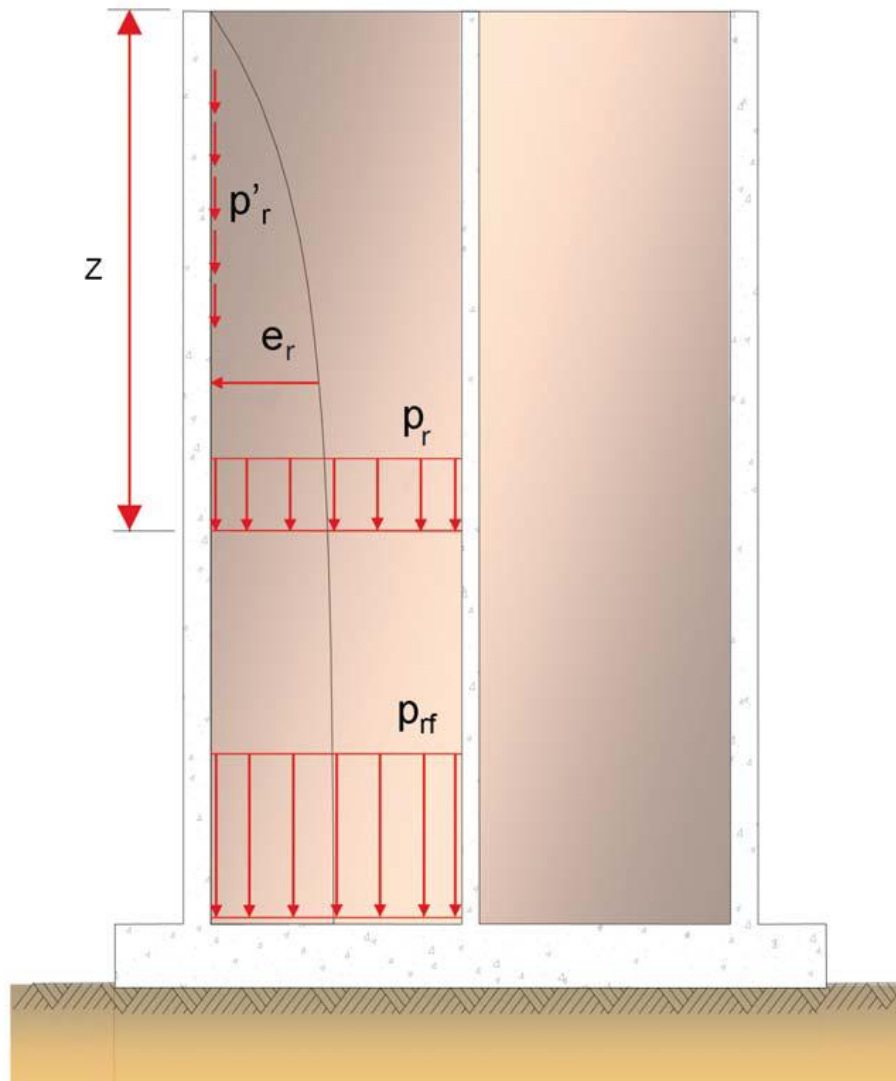


Figura 5.6.1.4 Presiones debidas al relleno de una celda (Efecto Silo)  
(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)

### Paredes exteriores

Las paredes exteriores están solicitadas por:

- ◆ Empujes horizontales del material ensilado:  $e_r$  kN/m<sup>2</sup>
- ◆ Empuje hidrostático debido al desnivel del agua:  $e_a$  kN/m<sup>2</sup>

La combinación de acciones a considerar en Estado Límite Ultimo para el dimensionamiento de las paredes exteriores será:

$$1,5 \times E_r + 1,35 \times E_a$$

Este estado no es crítico para el diseño. Las solicitaciones son iguales o menores que las que se producen con el cajón en servicio.

### Paredes interiores

Se considera que cuando se rellena el cajón no hay desniveles hidrostáticos entre las celdas. Por lo tanto, las paredes interiores estarán sometidas únicamente al empuje del relleno, e.

La combinación de cargas a considerar en ELU será, por lo tanto:

$$1,5 \times E_r$$

Se trata de un **estado crítico** que debe comprobarse siempre.

### Solera

La solera estará sometida en esta fase a las siguientes sollicitaciones:

- ◆ Fuerza vertical a nivel de solera debida al material de relleno de celdas

$$P_{rf} = 3,82 \times 10^{04} \text{ kN}$$

- ◆ Peso propio de la solera

$$P_{oc} = 2,35 \times 10^{04} \text{ kN}$$

- ◆ Peso del agua en el interior de las celdas

$$P_{lc} = 1,66 \times 10^{05} \text{ kN}$$

- ◆ Empuje ascensional del agua producido por las aguas exteriores

$$P_a = 1,98 \times 10^{05} \text{ kN}$$

- ◆ Reacción del terreno

$$P_c = 2,00 \times 10^{05} \text{ kN}$$

La combinación de acciones actuantes directamente sobre la solera en ELU será, por lo tanto:

$$\begin{aligned} 1,35 \times (P_{oc} + P_{lc} - P_a + P_{rf}) - P_c &= 1,60 \times 10^{05} \text{ kN} \\ &= 135,97 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

*(En sentido ascendente, contrario a la fuerza de gravedad)*

La reacción del terreno  $P_c$  se obtiene a partir del equilibrio con las acciones exteriores actuantes sobre el cajón con sus coeficientes de ponderación correspondientes. Estas acciones son:

- ◆ El peso propio del cajón mayorado:

$$1,35 \times P_0 = 1,60 \times 10^{05} \text{ kN}$$

- ◆ El empuje ascensional del agua, mayorado al igual que el peso propio seco del cajón por 1,35 y dirigido en sentido ascendente:

$$-1,35 \times P_a = -2,67 \times 10^{+05} \text{ kN}$$

- ◆ El peso del agua que contienen las celdas del cajón y peso de agua que gravita sobre las zapatas, mayorados:

$$1,35 \times (P_{lc} + P_{lz}) = 2,45 \times 10^{+05} \text{ kN}$$

- ◆ El peso total de las tierras del relleno, suma de la parte que se transmite por el fondo del cajón  $P_{rf}$  y de la parte que se transmite por el fuste  $P'_r$  (valorada en el contacto con la solera), ambos mayorados:

$$1,35 \times (P_{rf} + P'_r) = 6,22 \times 10^{+04} \text{ kN}$$

Se puede, por lo tanto, afirmar que  $P_c$  es una acción que está en equilibrio con la combinación de acciones definida por:

$$1,35 \times (P_o - P_a + P_l + P_{lz} + P_{rf} + P'_r) = P_c = 1,43 \times 10^{+05} \text{ kN}$$

Este estado no es crítico para el diseño de la solera y por lo tanto puede justificarse su no consideración.

### *MUELLE en fase de servicio*

#### *Paredes exteriores*

Las solicitaciones que actúan sobre las paredes exteriores en esta fase de servicio se muestran ilustradas en la figura 5.6.1.5.

Como puede verse, la pared exterior está sometida a la acción de los empujes del relleno,  $e_r$  (efecto silo), y al empuje hidrostático debido al desnivel de agua exterior e interior  $e_a$ . Este empuje hidrostático debería calcularse para el nivel inferior de las aguas exteriores correspondiente a un periodo de retorno de 50 años y el nivel de aguas en las celdas coincidente con la coronación del cajón. A falta de datos estadísticos, se adoptará como nivel inferior de las aguas exteriores el siguiente valor, según lo especificado en el manual:

- ◆ En mares sin marea astronómica significativa: Nivel Medio  $-0,8$  m.



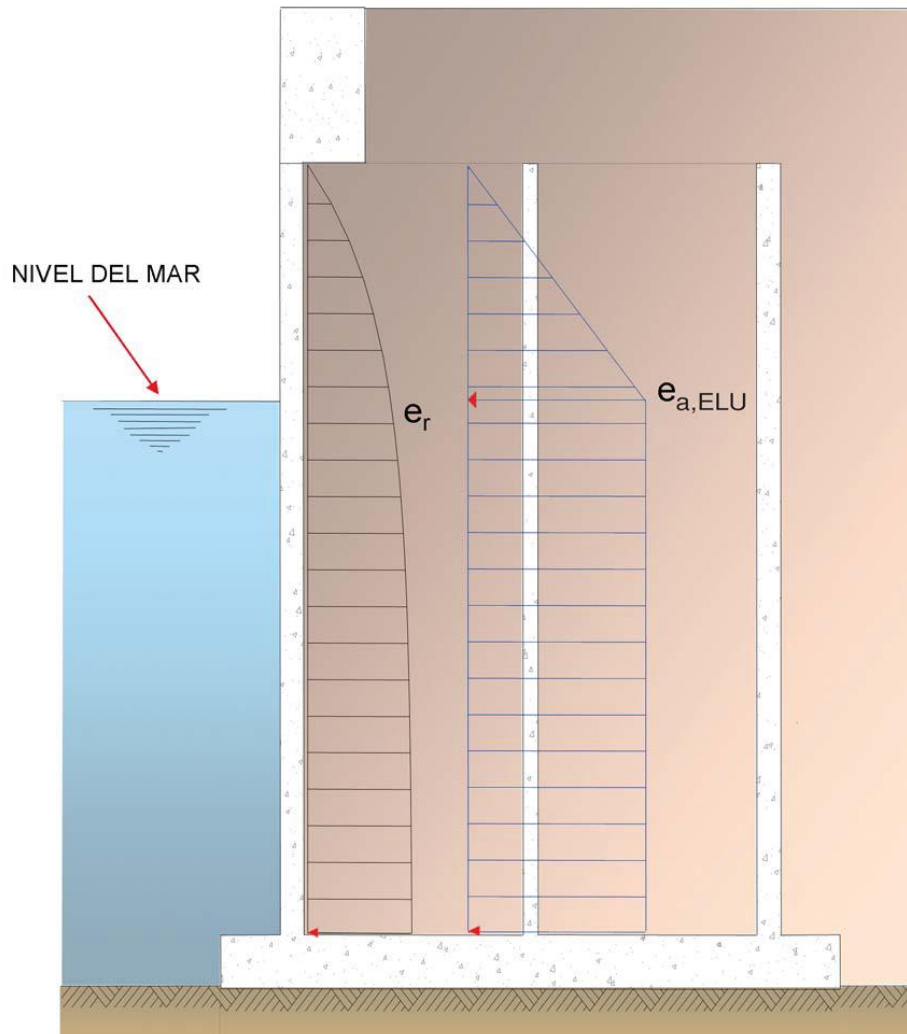


Figura 5.6.1.5 Muelle: Solicitaciones sobre pared exteriores fase de servicio.  
(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)

Teniendo en cuenta que, aunque la ley de cargas sobre la pared posterior del cajón en servicio, en el caso de muelles, es diferente a la indicada, ya que habría que añadir con signo contrario los empujes del terreno y las posibles sobrecargas, las armaduras calculadas a partir de las solicitaciones señaladas en flotación, fondeo y servicio para las paredes exteriores, hace innecesario la comprobación del caso real, por armarse las paredes simétricamente y tener éstas el espesores muy similares, iguales a efecto de cálculo.

La combinación de acciones a considerar en Estado Límite Último será:

$$1,5 \times e_r + 1,35 \times e_a$$

Se trata de un **estado crítico** que debe calcularse siempre.

### Paredes interiores

En servicio, las acciones directas sobre las paredes interiores, están en equilibrio. Únicamente debe considerarse el esfuerzo de tracción que las paredes exteriores transmiten a las interiores.

En Estado Límite Último, los esfuerzos a considerar se obtendrán a partir de los esfuerzos mayorados actuantes en las paredes exteriores.

Se trata de un **estado crítico** y debe comprobarse siempre.

### Solera

El conjunto de acciones que deben considerarse para el diseño de la solera se muestra en la figura 5.6.1.6.

Las combinaciones de acciones, actuantes directamente sobre la solera, que deben considerarse en ELU serán:

$$1,35 \times (P_{oc} + P_{lc} - P_a) + 1,35 \times P_{rf} - 1,00 \times P_c$$
$$= 384,58 \text{ kN/m}^2$$

$$1,00 \times (P_{oc} + P_{lc} - P_a) + 1,00 \times P_{rf} - 1,00 \times P_c$$
$$= 337,95 \text{ kN/m}^2$$

(En sentido ascendente, contrario a la fuerza de gravedad)

Siendo:

- ◆ El peso de la solera

$$P_{oc} = 2,35 \times 10^{04} \text{ kN} \rightarrow \sigma_{oc} = 20,00 \text{ kN/m}^2$$

- ◆ El peso del relleno sobre la solera

$$P_{rf} = 3,85 \times 10^{04} \text{ kN} \rightarrow \sigma_{rf} = 32,84 \text{ kN/m}^2$$

- ◆ El peso del agua en el interior de las celdas

$$P_{lc} = 1,66 \times 10^{05} \text{ kN} \rightarrow \sigma_l = 141,54 \text{ kN/m}^2$$

- ◆ El empuje ascensional del agua

$$P_a = 1,89 \times 10^{05} \text{ kN} \rightarrow \sigma_a = 161,03 \text{ kN/m}^2$$

- ◆  $P_c$ , la reacción del terreno compatible con cada combinación de cargas.

Deben considerarse ambas combinaciones debido al desconocimiento, a priori, acerca de si las cargas permanentes resultan favorables o desfavorables para el cálculo de la solera.

El valor de  $P_c$  se calcula como la reacción resultante de la combinación de todas las cargas actuantes sobre el cajón, admitiendo una distribución lineal de tensiones en el terreno. Las cargas que deben considerarse sobre la estructura son:

- ◆ Peso propio del cajón en seco incluso superestructura:

$$P_o = 1,18 \times 10^{+05} \text{ kN} \rightarrow \sigma_o = 100,67 \text{ kN/m}^2$$

- ◆ Peso del agua en el interior de las celdas:

$$P_{lc} = 1,66 \times 10^{+05} \text{ kN} \rightarrow \sigma_l = 141,54 \text{ kN/m}^2$$

- ◆ Peso del agua que gravita sobre las zapatas:

$$P_{lz} = 1,49 \times 10^{+04} \text{ kN} \rightarrow \sigma_{lz} = 12,69 \text{ kN/m}^2$$

- ◆ Peso del relleno de celdas:

$$P_r + P'_r = 4,65 \times 10^{+04} \text{ kN} \rightarrow \sigma_{r+r'} = 39,64 \text{ kN/m}^2$$

- ◆ Empuje ascensional del agua:

$$P_a = 1,89 \times 10^{+05} \text{ kN} \rightarrow \sigma_a = 161,03 \text{ kN/m}^2$$

- ◆ Sobrecargas verticales y horizontales de uso y explotación sobre el muelle:

$$P_{sc} = 30 \text{ kN/m}^2 = 1,08 \times 10^{+04} \text{ kN} \rightarrow \sigma_{sc} = 27,70 \text{ kN/m}^2$$

- ◆ Empuje de tierras sobre el trasdós del muro:

$$E_T = 1,17 \times 10^{+05} \text{ kN} \rightarrow \sigma_{ET} = 74,70 \text{ kN/m}^2$$

- ◆ Peso de tierras sobre la zapata posterior:

$$P_t = 9,98 \times 10^{+03} \text{ kN} \rightarrow \sigma_t = 33,05 \text{ kN/m}^2$$

- ◆ Empujes de agua en el trasdós debido al desnivel de las aguas entre el trasdós y el intradós:

$$E_a \rightarrow \sigma = 37,88 \text{ kN/m}^2$$

La posición de las sobrecargas será aquella que maximice las reacciones unitarias del terreno (sobrecargas verticales situadas en el tercio del cajón lado mar y en el relleno a partir de la vertical de la zapata posterior).

Para establecer el valor de la sobrecarga de estacionamiento y almacenamiento se ha seguido lo prescrito en la tabla 4.6.4.4 de la ROM 2.0-11, en la que se establece que para un uso comercial, en que la tipología de mercancía va a ser exclusivamente de contenedores, y que a efectos de sobrecargas sobre el cajón, este se encuentra en el área de operación de la terminal de contenedores, establece un valor mínimo de la sobrecarga de 20 kN/m<sup>2</sup>, pero dado que en la futura terminal van a operar megabuques de contenedores que precisan de grúas de grandes tamaños (así como otras condiciones adicionales, como un mayor tiro de bolardo, etc.) se considera, quedando del lado de la seguridad (ya que también se engloba en este valor el peso del relleno que queda encima del cajón, así como la losa a modo de tapón) una sobrecarga de uso de 30 kN/m<sup>2</sup>.

Dicho valor de P<sub>sc</sub> se considerará de la siguiente manera:

- ◆ Para el cálculo de los valores  $P_r$  y  $P_r'$  teniendo en cuenta el efecto silo, como  $q = 30 \text{ kN/m}^2$ , siendo una sobrecarga no estática, aunque simplificada se considera como estática sobre las celdas del cajón.
- ◆ Para la determinación del empuje de tierras  $E_T$ , como una sobrecarga estática actuando en la dirección y sentido de la fuerza de gravedad, de valor  $30 \text{ kN/m}^2$ , como si se tratase exclusivamente de material de relleno, aunque no sea así en la práctica.
- ◆ Para el cálculo de la reacción del terreno  $P_c$ , actuando en el tercio del cajón lado mar, teniendo esto en cuenta al convertir la carga repartida en carga total en kN, al determinar el valor de área actuante.

Por lo que respecta al cálculo de tierras sobre la zapata posterior  $P_T$ , como ya se ha comentado, en este punto no se considera la sobrecarga, aunque si se considerará además de la columna de relleno sumergido con un peso específico de  $10 \text{ kN/m}^3$ , la columna de relleno restante hasta la superficie con un peso específico aproximado (dado que se trata de relleno con material granular) de  $20 \text{ kN/m}^3$ , y una altura razonable de 1,5 m, correspondiente con la diferencia de altura entre la superficie y la coronación del cajón (lo que sería el canto de la viga cantil del muelle).

Para la determinación del empuje de tierras  $E_T$ , se considerará este como un empuje al reposo al admitir simplificada que las deformaciones laterales están impedidas, en el que el suelo está normalmente consolidado, por lo que el coeficiente de empuje de tierras será:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 0,5$$

Sobrecarga de uso en situación más desfavorable

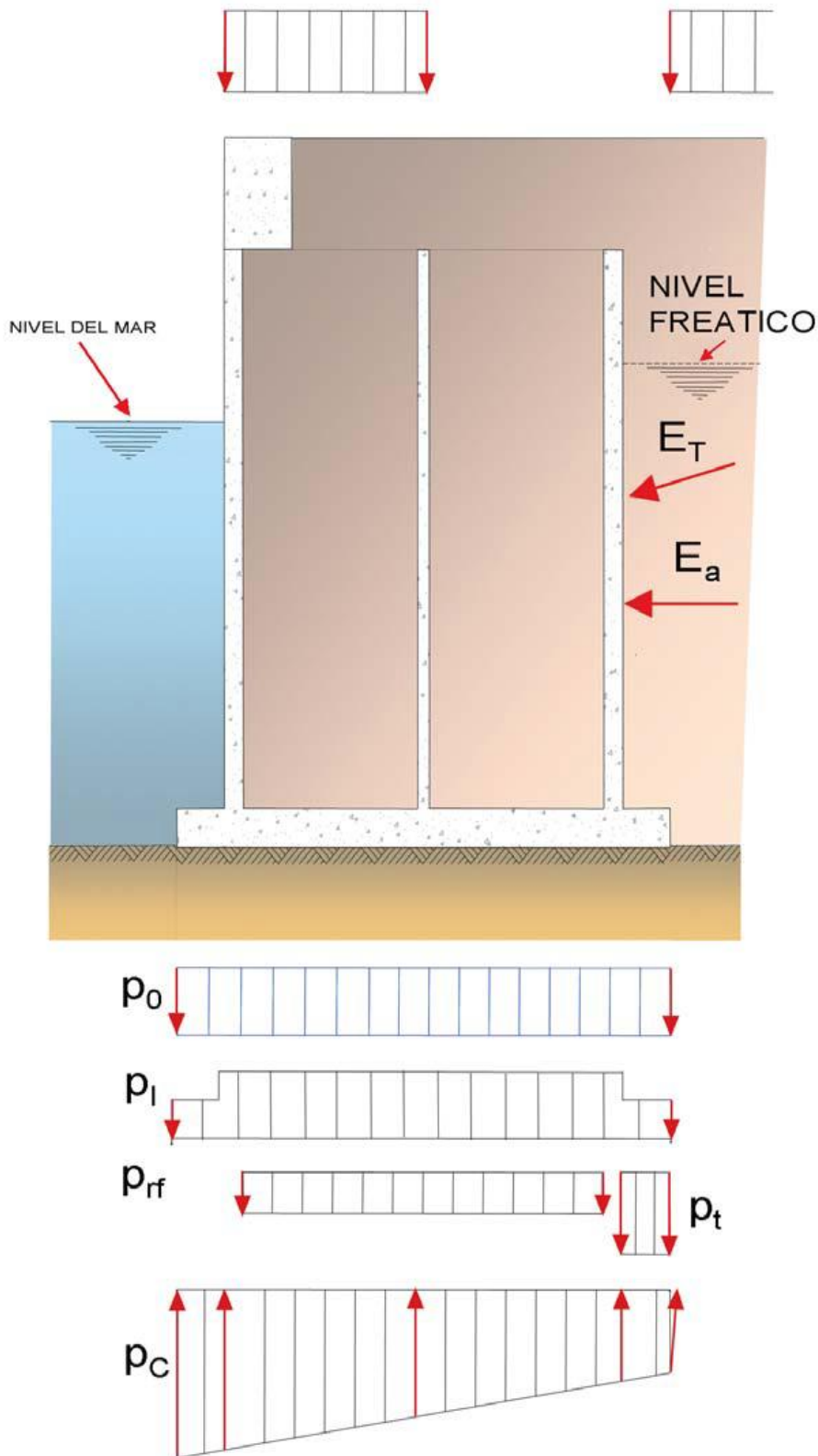


Figura 5.6.1.6 Muelle: Solicitaciones sobre solera en fase de servicio.  
(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)

Para los cálculos también se debería tomar como nivel de las aguas exteriores el inferior correspondiente a un periodo de retorno de 50 años, pero de la misma forma que con el cálculo de las paredes exteriores, se adoptará:

- ◆ En mares sin marea astronómica significativa: Nivel Medio  $-0,8$  m. (Calado =  $17,2$  m)

y conservadoramente, se considera el nivel freático en el relleno situado en la coronación del cajón (a la altura de la cara inferior de la viga cantil). Asimismo, se adoptará como nivel del agua en las celdas el de coronación.

Para el cálculo de  $P_c$  se adoptarán las siguientes combinaciones de acciones:

$$1,35 \times (P_o + P_l + P_{lz} - P_a) + 1,35 \times (P_r + P'_r) + 1,50 \times P_{sc,1} + 1,50 \times \sum \psi_0 P_{sc,i} + \\ 1,35 \times P_t + 1,50 \times E_T + 1,35 \times E_a \\ = 429,60 \text{ kN/m}^2$$

$$1,00 \times (P_o + P_l + P_{lz} - P_a) + 1,00 \times (P_r + P'_r) + 1,50 \times P_{sc,1} + 1,50 \times \sum \psi_0 P_{sc,i} + \\ 1,00 \times P_t + 1,50 \times E_T + 1,35 \times E_a \\ = 371,31 \text{ kN/m}^2$$

donde  $P_{sc,1}$  es el valor correspondiente a la sobrecarga predominante. En el caso a estudio, y a razón de no realizar un estudio exhaustivo de las sobrecargas actuantes, se considerará una única sobrecarga que como ya se ha mencionado, tendrá un valor, del lado de la seguridad, de  $30 \text{ kN/m}^2$ .

Se trata de un **estado crítico** y debe comprobarse siempre. De hecho, es en esta fase de muelle en servicio cuando más solicitada se va a encontrar la zona de la solera del cajón, por lo que el esfuerzo de diseño de la misma queda definido según esta fase de la estructura, siendo la tensión de diseño en la solera:

$$\sigma_{Ed} = 384,58 \text{ kN/m}^2$$

#### Zapata exterior (lado mar)

Las acciones que deben considerarse para el diseño de la zapata exterior se indican en la figura 5.6.1.6. Para el cálculo de la reacción del terreno deberán considerarse las mismas acciones e hipótesis de carga que para el cálculo de la solera.

Las combinaciones de cargas a considerar para el cálculo de la zapata exterior lado mar serán:

$$1,00 \times (P_{oc} + P_{lz} - P_a) - 1,00 \times P_c \\ 1,35 \times (P_{oc} + P_{lz} - P_a) - 1,00 \times P_c$$

siendo  $P_c$  la reacción del terreno producida por las cargas que actúan sobre el cajón, buscando la combinación que la maximice y que sea compatible con los valores de cálculo adoptados para el resto de las acciones consideradas para el diseño de la zapata.

Su esquema estructural corresponde al de una ménsula empotrada en la pared exterior del cajón.

Se trata de un **estado crítico** y debe comprobarse siempre.

#### Zapata posterior (lado tierra/puerto)

Las acciones que deben considerarse para el diseño de la zapata posterior se indican en la figura 5.6.1.6. Para el cálculo de la reacción del terreno deberán considerarse las mismas acciones e hipótesis de carga que para el cálculo de la solera.

La combinación de cargas a considerar para el cálculo de la zapata posterior será:

$$1,35 \times (P_{oc} + P_{lz} - P_a) + 1,35 \times P_t - 1,00 \times P_c$$

$$1,00 \times (P_{oc} + P_{lz} - P_a) + 1,00 \times P_t - 1,00 \times P_c$$

siendo  $P_c$  la reacción del terreno producida por las cargas que actúan sobre el cajón, buscando la combinación que la minimice y que sea compatible con los valores de cálculo adoptados para el resto de las acciones consideradas para el diseño de la zapata.

Su esquema estructural corresponde al de una ménsula empotrada en la pared posterior del cajón.

Se trata de un **estado crítico** y debe comprobarse siempre.

#### *Situaciones excepcionales – Resumen*

En la tabla 5.6.1.3 se resumen las combinaciones accidentales que deben tenerse en cuenta al diseñar un cajón portuario. De nuevo, puesto que se está analizando un cajón como parte de un muelle, y como hemos comentado, se ha despreciado el efecto tanto del oleaje como del sismo, no se procederá al cálculo numérico de las combinaciones que aparecen a continuación.

Situación Accidental	Comb	P <sub>o</sub> , P <sub>a</sub>	P <sub>1</sub> , P <sub>lz</sub>	E <sub>a</sub>	P <sub>r</sub> , P <sub>r</sub> '	E <sub>r</sub>	E <sub>T,s</sub> /P <sub>t</sub>	E <sub>co</sub> , P <sub>co,s</sub>	E <sub>so</sub> , P <sub>so,s</sub>	P <sub>sc</sub>	EQ	E <sub>T,s</sub>
MUELLES (aguas abrigadas)												
Sismo ♦	ELU7	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			ψ <sub>2</sub>	1,50	
DIQUES												
Sismo + seno ♦	ELU9	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	ψ <sub>2</sub>	1,00	1,00
Sismo + cresta ♦	ELU10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		ψ <sub>2</sub>	1,00	1,00
Oleaje Ext. seno ♦	ELU11	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	ψ <sub>2</sub>		
Oleaje Ext. cresta ♦	ELU12	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		ψ <sub>2</sub>		
P <sub>o</sub>	Peso Propio del cajón (solera y zapatas, P <sub>oc</sub> , y paredes P <sub>op</sub> ). P <sub>o</sub> = P <sub>oc</sub> + P <sub>op</sub>											
P <sub>a</sub>	Empuje ascensional del agua (empuje de Arquímedes)											
P <sub>1</sub>	Peso del agua contenida en las celdas del cajón											
P <sub>lz</sub>	Peso del agua que gravita sobre las zapatas											
E <sub>a</sub>	Empuje Hidrostático											
P <sub>r</sub> '	Empuje de agua en trasdós de muelle											
P <sub>r</sub>	Peso del Relleno que se transmite por el fuste (Efecto Silo)											
E <sub>r</sub>	Peso del Relleno que se transmite por la superficie de la celda (Efecto Silo)											
P <sub>t</sub> , E <sub>T</sub>	Acciones horizontales (Empuje) debidas al Relleno (Efecto Silo)											
E <sub>so</sub>	Empuje de Tierras sobre trasdós de muelles o diques trasdosados. Peso de tierras sobre zapata											
P <sub>so,s</sub>	Seno de Oleaje (Temporal de diseño)											
E <sub>co</sub>	Sub-Presión hidrodinámica debida al paso del seno de la ola											
P <sub>co,s</sub>	Cresta de Oleaje (Temporal de diseño)											
P <sub>sc</sub>	Sub-Presión hidrodinámica debida al paso de la cresta de la ola											
EQ	Sobrecarga de uso											
E <sub>T,s</sub>	Sismo											
Leyenda	▲ Posible estado crítico para paredes exteriores											

Tabla 5.6.1.3 . Combinaciones de acciones correspondientes a situaciones accidentales en ELU.

(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)

En las situaciones accidentales deberá comprobarse también el equilibrio global de la estructura en los términos recogidos en la ROM 0.5.

### 5.6.2. Estados Límite de Servicio

Las combinaciones de acciones relevantes en el caso de cajones portuarios corresponden a la combinación cuasipermanente. Formalmente, esta se define de acuerdo con la expresión siguiente:

$$\gamma_G \times G + \gamma_G \times G^* + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times \gamma_Q \times Q_{k,i}$$

Para los estados límites de servicio, los coeficientes  $\gamma_G$ ,  $\gamma_G^*$ ,  $\gamma_Q$  se toma iguales a la unidad. El coeficiente  $\psi_2$  se tomará de la tabla 5.6.1.1.

En el siguiente apartado se presenta un resumen de las distintas combinaciones que deben considerarse (ver tabla 5.6.2.1).



Situación Persistente	Comb	P <sub>o</sub> , P <sub>a</sub>	P <sub>l</sub> , P <sub>lz</sub>	E <sub>a</sub>	P <sub>r</sub> , P' <sub>r</sub>	E <sub>r</sub>	P <sub>t</sub>	E <sub>T</sub>	E <sub>co</sub> , P <sub>co,s</sub>	E <sub>so</sub> , P <sub>so,s</sub>	P <sub>sc</sub>
MUELLES (aguas abrigadas)											
Servicio ▲◆+	ELS	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			ψ <sub>2</sub>
DIQUES											
Presión Ext. Seno Oleaje ▲◆+	ELS	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		1,00	ψ <sub>2</sub>
Presión Int. Cresta Oleaje ▲◆+	ELS	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00		ψ <sub>2</sub>
P <sub>o</sub>	Peso Propio del cajón (solera y zapatas, P <sub>oc</sub> , y paredes P <sub>op</sub> ). P <sub>o</sub> = P <sub>oc</sub> + P <sub>op</sub>										
P <sub>a</sub>	Empuje ascensional del agua (empuje de Arquímedes - situación cuasipermanente)										
P <sub>l</sub>	Peso del agua contenida en las celdas del cajón										
P <sub>lz</sub>	Peso del agua que gravita sobre las zapatas (situación cuasipermanente)										
E <sub>a</sub>	Empuje Hidrostático (situación cuasipermanente)										
P' <sub>r</sub>	Empuje de agua en trasdós de muelle (situación cuasipermanente)										
P <sub>r</sub>	Peso del Relleno que se transmite por el fuste (Efecto Silo)										
E <sub>r</sub>	Peso del Relleno que se transmite por la superficie de la celda (Efecto Silo)										
P <sub>t</sub> , E <sub>T</sub>	Acciones horizontales (Empuje) debidas al Relleno (Efecto Silo)										
E <sub>so</sub>	zapata										
P <sub>so,s</sub>	Seno de Oleaje (ola cuasipermanente)										
E <sub>co</sub>	Sub-Presión hidrodinámica debida al paso del seno de la ola (ola cuasipermanente)										
P <sub>co,s</sub>	Cresta de Oleaje (ola cuasipermanente)										
P <sub>sc</sub>	Sub-Presión hidrodinámica debida al paso de la cresta de la ola (ola cuasipermanente)										
Leyenda	Sobrecarga de uso (valor cuasipermanente)										
	▲	Posible estado crítico para paredes exteriores									
	+	Posible estado crítico para paredes interiores									
	◆	Posible estado crítico para la cimentación									

Tabla 5.6.2.1 . Combinaciones de acciones correspondientes a situaciones persistentes en ELS.  
(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)

En lo que respecta al cálculo numérico específico en este apartado, loes será de aplicación al presente trabajo la situación de ELS de muelle en servicio.

### Situaciones persistentes ELS – Resumen

Las acciones actuantes sobre un cajón portuario en situación persistente dan lugar a las combinaciones de acciones que se muestran en la tabla 5.6.2.1.

MUELLE en servicio (aguas abrigadas)

#### Paredes exteriores

Las solicitaciones en esta fase se muestran en la figura 5.6.1.5.

La combinación a considerar en ELS será:

$$E_r + E_a$$

En estado límite de servicio, E<sub>a</sub> debe calcularse para el nivel cuasi-permanente del nivel del mar y el nivel de agua en las celdas coincidente con la coronación del cajón.

Se trata de un **estado crítico** que debe calcularse siempre.

### Paredes interiores

En servicio, las acciones directas sobre las paredes interiores, están en equilibrio.

Únicamente debe considerarse el esfuerzo de tracción que las paredes exteriores transmiten a las interiores.

Los esfuerzos a considerar se obtendrán a partir de los esfuerzos de servicio actuantes en las paredes exteriores.

Se trata de un **estado crítico** y debe comprobarse siempre.

### Solera

Las acciones que deben considerarse para el diseño de la solera se muestran en la figura 5.6.1.6.

Las combinaciones de cargas a considerar en ELS serán:

$$1,00 \times (P_{oc} + P_l - P_a) + 1,00 \times P_{rf} - 1,00 \times P_c \\ = 259,64 \text{ kN/m}^2$$

siendo  $P_{oc}$  el peso de la solera,  $P_{rf}$  el peso del relleno que se transmite por el fondo de la celda sobre la solera,  $P_l$  el peso del agua en el interior de las celdas,  $P_a$  el empuje ascensional del agua y  $P_c$  la reacción del terreno compatible con cada combinación de cargas.

El valor de  $P_c$  se calcula como la reacción resultante de la combinación de todas las cargas actuantes sobre el cajón, admitiendo una distribución lineal de tensiones en el terreno. Las cargas que deben considerarse sobre la estructura son:

- ◆ Peso propio del cajón incluso superestructura,  $P_o$ .
- ◆ Peso del agua en el interior de las celdas,  $P_l$ .
- ◆ Peso del agua que gravita sobre las zapatas  $P_{lz}$ .
- ◆ Peso del relleno de celdas,  $P_r$  y  $P'r$ .
- ◆ Empuje ascensional del agua,  $P_a$ .
- ◆ Sobrecargas verticales y horizontales de uso y explotación sobre el muelle,  $P_{sc}$ , de actuación simultánea y compatible.
- ◆ Empuje de tierras sobre el trasdós del muro,  $E_T$ .
- ◆ Peso de tierras sobre la zapata posterior,  $P_t$ .
- ◆ Empujes de agua en el trasdós debido al desnivel de las aguas entre el trasdós y el intradós,  $E_a$ .

La posición de las sobrecargas será aquella que maximice las reacciones unitarias del terreno (sobrecargas verticales situadas en el tercio del cajón lado mar y en el relleno a partir de la vertical de la zapata posterior).

Para establecer el valor de la sobrecarga de estacionamiento y almacenamiento se ha seguido (de la misma forma que para ELU) lo prescrito en la tabla 4.6.4.4 de la ROM 2.0-11, en la que se establece que para un uso comercial, en que la tipología de mercancía va a ser exclusivamente de contenedores, y que a efectos de sobrecargas sobre el cajón, este se encuentra

en el área de operación de la terminal de contenedores, establece un valor mínimo de la sobrecarga de 20 kN/m<sup>2</sup>, pero dado que en la futura terminal van a operar megabuques de contenedores que precisan de grúas de grandes tamaños (así como otras condiciones adicionales, como un mayor tiro de bolardo, etc.) se considera, quedando del lado de la seguridad, una sobrecarga de uso de 30 kN/m<sup>2</sup>.

Para los cálculos se tomará como nivel de las aguas exteriores el correspondiente a la situación cuasipermanente de acuerdo con la ROM 0.2.90 y la ROM 0.5, y como nivel piezométrico en el relleno el compatible con dicho nivel. Se adoptará como nivel del agua en las celdas el de coronación.

Para el cálculo de Pc se adoptará la siguiente combinación de acciones:

$$\begin{aligned} 1,00 \times (P_o + P_l + P_{lz} - P_a) + 1,00 \times (P_r + P'_r) + 1,00 \times \sum \psi_2 P_{sc,i} + 1,00 P_t + 1,00 \times E_T \\ + 1,00 \times E_a \\ = 293,00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Se trata de un **estado crítico** y debe comprobarse siempre.

#### Zapata exterior (lado mar)

Las acciones que deben considerarse para el diseño de la zapata exterior son las mismas que para la solera. Para el cálculo de la reacción del terreno deberán considerarse las mismas acciones e hipótesis de carga.

La combinación de cargas a considerar para el cálculo de la zapata exterior lado mar será:

$$1,00 \times (P_{oc} + P_{lz} - P_a) - 1,00 \times P_c$$

siendo Pc la reacción del terreno producida por las cargas que actúan sobre el cajón, buscando la combinación que la maximice y que sea compatible con los valores de cálculo adoptados para el resto de las acciones consideradas para el diseño de la zapata.

Se trata de un **estado crítico** y debe comprobarse siempre.

#### Zapata posterior (lado tierra/puerto)

Las acciones que deben considerarse para el diseño de la zapata posterior son las mismas que para la solera. Para el cálculo de la reacción del terreno deberán considerarse las mismas acciones e hipótesis de carga.

La combinación de cargas a considerar para el cálculo de la zapata posterior será:

$$1,00 \times (P_{oc} + P_{lz} - P_a) + 1,00 \times P_t - 1,00 \times P_c$$

siendo Pc la reacción del terreno producida por las cargas que actúan sobre el cajón, buscando la combinación que la minimice y que sea compatible con los valores de cálculo adoptados para el resto de las acciones consideradas para el diseño de la zapata.

Se trata de un **estado crítico** y debe comprobarse siempre.

## 6. MATERIALES

La determinación de la respuesta estructural debe realizarse utilizando valores de cálculo para las características de los materiales. La geometría a utilizar será siempre la definida en planos.

### 6.1. Materiales

#### 6.1.1. Valores característicos

Los valores característicos de la resistencia de los materiales (resistencia a compresión del hormigón y resistencia a compresión y tracción del acero pasivo) se definen, a efectos del manual de Puertos del Estado, como los cuantiles correspondientes a una probabilidad del 95% de ser excedidos por los materiales empleados en la construcción.

#### 6.1.2. Valores de cálculo

Los valores de cálculo de las propiedades de los materiales se obtienen a partir de los valores característicos dividiéndolos por un coeficiente parcial de seguridad.

#### *Coefficientes parciales de seguridad para los materiales*

Los valores de los coeficientes parciales de seguridad de los materiales para el estudio de los Estados Límite Últimos son los que se indican en la tabla 6.1.2.1.

Situación de proyecto	Hormigón $\gamma_c$	Acero pasivo $\gamma_s$
Persistente o transitoria	1,50	1,15
Accidental	1,30	1,00

*Tabla 6.1.2.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos.*

*(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)*

Para el estudio de los estados límite de servicio (fisuración) se adoptarán como coeficientes parciales de seguridad valores iguales a la unidad.

Entendiendo, como resume la instrucción de hormigón estructural española, que la incorporación de fibras en condiciones usuales no modifica las incertidumbres que conducen a la estimación de estos valores, se opta por mantener los mismos coeficientes parciales de seguridad.

### 6.2. Hormigón reforzado con fibras

Los hormigones reforzados con fibras (HRF), se definen como aquellos hormigones que incluyen en su composición fibras cortas, discretas y aleatoriamente distribuidas en su masa. Las hay de tres tipos de materiales diferentes:

- ◆ Fibras de acero
- ◆ Fibras poliméricas
- ◆ Otras fibras inorgánicas

Dado que la base fundamental de conocimiento de que se dispone es para fibras de acero, y son las que se suelen utilizar mayoritariamente es en este tipo de hormigones reforzados, será el material de fibras utilizado para el diseño de la solera del cajón portuario.

Su utilización pretende tener una finalidad estructural, implicando esto su contribución en los cálculos relativos a los estados límite últimos, pretendiendo también con su empleo la sustitución total de armadura convencional.

La propuesta de dosificación deberá incluir los siguientes datos:

- ◆ Dosificación de fibras en  $\text{kg/m}^3$ .
- ◆ Tipo, dimensiones (longitud, diámetro efectivo, esbeltez), forma y resistencia a tracción de la fibra (en MPa).

### Características mecánicas

En lo que respecta a las características mecánicas de esta tipología de hormigón, la resistencia de este a flexotracción se refiere a la resistencia de la unidad de producto o amasada y se obtiene a partir de los resultados de ensayo de rotura a flexotracción de acuerdo con UNE-EN 14651. En solicitaciones de compresión, el diagrama tensión-deformación no se modifica respecto al del hormigón convencional.

Del ensayo propuesto en UNE-EN 14651 se obtiene el diagrama carga-abertura de fisura del hormigón mostrado en la figura 6.2.1. A partir de los valores de carga correspondientes al límite de proporcionalidad ( $F_L$ ) y a las aberturas de fisura 0,5 mm y 2,5 mm ( $F_1$  y  $F_3$ , respectivamente) se obtiene el valor de resistencia a flexotracción  $f_{ct,fl}$  y los valores de resistencia residual a flexotracción correspondientes:  $f_{R,1}$  Y  $f_{R,3}$ .

El cálculo de los valores de resistencia a flexotracción y de resistencia residual a flexotracción según la citada norma UNE-EN 14651 se realiza asumiendo una distribución elástico lineal de tensiones en la sección de rotura.

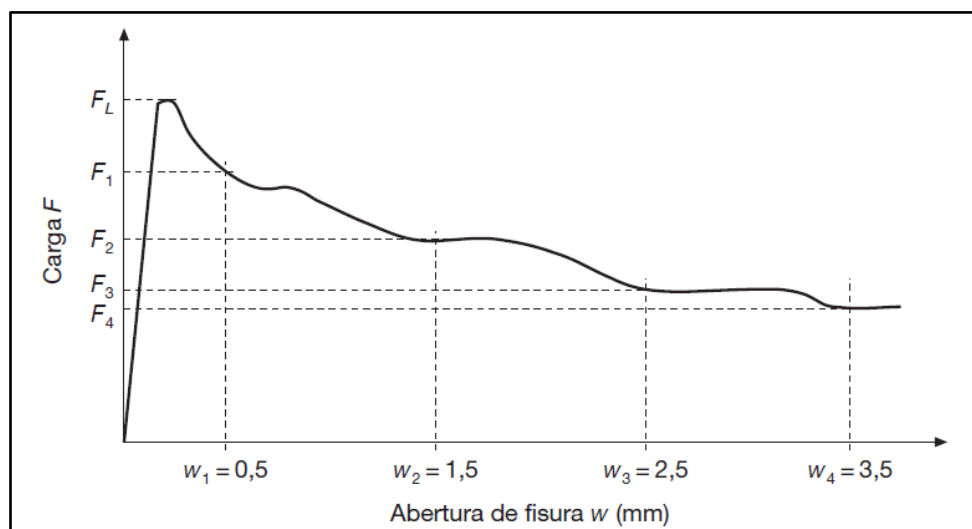


Figura 6.2.1. Diagrama tipo carga-abertura de fisura  
(Fuente: Anejo 14. EHE-08)

### Tipificación

Por último, en lo que respecta a la tipificación de este tipo de hormigón, se realizará según el siguiente formato:

$$T - R / f - R1 - R3 / C / TM - TF / A$$

siendo:

- ◆ T: indicativo que será HMF, ya que se tratará de hormigón en masa.
- ◆ R: resistencia característica a compresión especificada de 35 MPa.
- ◆ f: indicativo del tipo de fibras, que será A para el caso de fibras de acero.
- ◆ R1, R3: resistencia característica residual a flexotracción,  $f_{R1,k}$  y  $f_{R3,k}$ . Recomendable utilizar un valor de la serie: 1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5...
- ◆ C: tipo de consistencia.
- ◆ TM: tamaño máximo del árido, en mm.
- ◆ TF: longitud máxima de la fibra, en mm.
- ◆ A: designación del ambiente: IIIc + Qb.

Se considerará como resistencias residuales a flexotracción de cálculo del hormigón  $f_{R1,d}$  y  $f_{R3,d}$  el valor de la resistencia característica de proyecto  $f_{R1,k}$  y  $f_{R3,k}$  correspondiente, dividido por un coeficiente parcial de seguridad  $\gamma_c$ , que adopta los valores especificados en el apartado 6.1.2.

## 7. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para el estudio de esfuerzos de flexión y corte en la solera se ha seguido lo dictado en el manual, siendo norma habitual considerarla compuesta por losas empotradas en las paredes interiores y/o exteriores que las delimitan. La losa que debe comprobarse siempre es la que soporta la mayor reacción del terreno, tal como se indica en la fig.7.1.

La losa se considera empotrada en los ejes de las paredes que la delimitan. Las armaduras así calculadas se dispondrán uniformemente en toda la solera salvo que las cuantías de las armaduras sean elevadas, y se realizara un estudio más detallado que permita disponer armaduras diferentes, según zonas, en base a la reacción máxima que actúa en cada una de ellas.

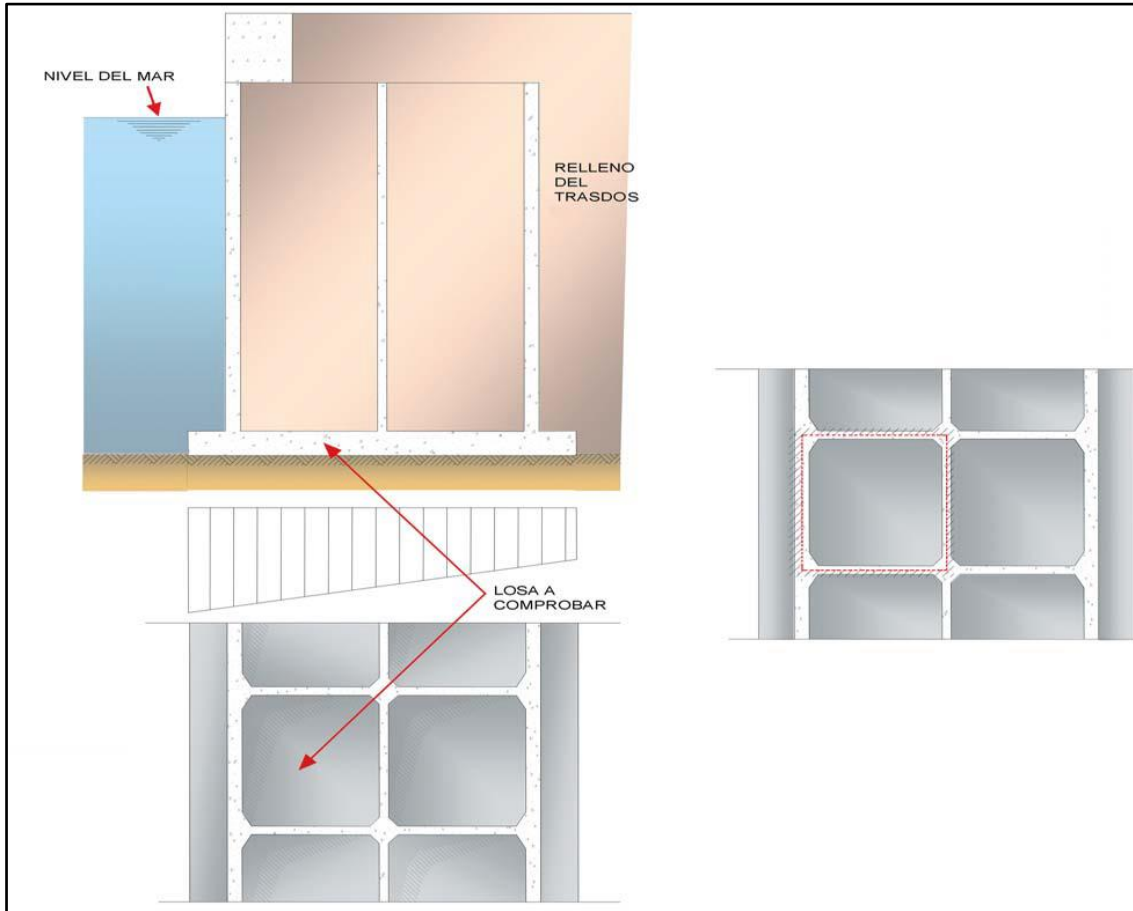


Figura 7.1. Análisis estructural de la solera.

(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)

Por lo que respecta al análisis estructural a realizar con la introducción del hormigón con fibras como material de la solera, cabe destacar respecto este punto, únicamente estas impiden la abertura y propagación de fisuras, realizándose el análisis estructural de la misma forma que con el hormigón armado convencional.

## 8. DURABILIDAD

### 8.1. Generalidades

La durabilidad de una estructura de hormigón es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural.

Una estructura durable debe conseguirse con una estrategia capaz de considerar todos los posibles factores de degradación y sus efectos, así como actuar consecuentemente sobre cada una de las fases de proyecto, ejecución y uso de la estructura.

Una estrategia correcta para la durabilidad debe tener en cuenta que en una estructura como la de los cajones de hormigón, puede haber diferentes elementos estructurales sometidos a distintos tipos de ambiente (por ejemplo, zona permanentemente sumergida y zona situada en la zona de salpicadura).

El tipo ambiente viene definido por la combinación de:

- ◆ Una clase general de exposición frente a la corrosión de las armaduras.
- ◆ Las clases específicas de exposición relativas a otros procesos de degradación.

Siguiendo lo prescrito en el capítulo 2 de la EHE-08, apartado 8.2.2, los cajones portuarios de hormigón estructural podrán estar sometidos a las siguientes subclases generales de exposición:

- ◆ IIIb: exposición marina sumergida. Es la que corresponde a elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar. Corresponde con la zona de la solera y zapata, así como la parte del fuste en contacto directo y permanente con el agua del mar.
- ◆ IIIc: exposición marina en zona de carreras de mareas, y/o de salpicaduras. Correspondiente a la zona del fuste en contacto indirecto y puntual con el agua de mar.

Adicionalmente, de acuerdo con el apartado 8.2.3 de la EHE-08, los cajones portuarios podrán estar sometidos a las siguientes clases específicas de exposición:

- ◆ Qb: exposición química agresiva media. Son los elementos en contacto con agua de mar. En todos los casos, los cajones portuarios están sometidos a esta exposición dada su ubicación.
- ◆ E: exposición a la erosión. Son los elementos sometidos a desgaste superficial, debido a fuertes oleajes. Es el caso de la pared exterior solicitada por el oleaje en los cajones para diques. No aplicable al caso de cajones para muelles.

En resumen, en aplicación al objeto del estudio, correspondiente al diseño de cajones de hormigón armado para la construcción de un muelle:

- ◆ Área sumergida: IIIb + Qb
- ◆ Área emergida: IIIc + Qb

Obviamente, la zona del cajón objeto del presente trabajo esta sumergida permanentemente.

### ***8.1.1. Consideración de la durabilidad en la fase de proyecto***

El proyecto de un cajón de hormigón estructural incluirá las medidas necesarias para que se alcance la vida útil acordada en un ambiente marino, tanto en la zona sumergida del cajón como en la emergida o zona de salpicadura.

### ***8.1.2. Consideración de la durabilidad en la fase de ejecución***

Una buena calidad en la fase de ejecución de la obra y, especialmente, en lo que respecta a un buen curado del hormigón, tendrá una influencia decisiva para conseguir una estructura



durable. De esta forma, habrá que prestar mayor atención a la consecución de un buen proceso de curado en la fase de ejecución del cajón.

## 8.2. Estrategia para la durabilidad

### 8.2.1. *Preinscripciones generales*

La estrategia de durabilidad deberá incluir, al menos, lo siguiente:

- ◆ Consecución de una adecuada calidad del hormigón, especialmente en su capa exterior.
- ◆ Adopción de un espesor de recubrimiento válido para la correcta protección de las armaduras.
- ◆ Control del valor máximo de abertura de fisura.

### 8.2.2. *Preinscripciones relativas a la calidad del hormigón*

El hormigón utilizado en la construcción de cajones portuarios de hormigón estructural deberá satisfacer los siguientes requisitos:

- ◆ Selección de componentes acorde con lo indicado en los artículos 26 a 36 de la Instrucción de hormigón estructural EHE-08.
- ◆ Dosificación adecuada.
- ◆ Puesta en obra correcta.
- ◆ Curado del hormigón adecuado.
- ◆ Resistencia acorde con el comportamiento estructural esperado y congruente con los requisitos de durabilidad.

### 8.2.3. *Recubrimientos*

El recubrimiento del hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura y la superficie de hormigón más cercana.

Los recubrimientos mínimos deberán respetar los siguientes límites:

- ◆ Para las armaduras verticales, el recubrimiento deberá ser superior o igual al diámetro de la barra y a 0.80 veces el tamaño máximo del árido. Para las armaduras horizontales el recubrimiento deberá ser superior o igual al diámetro de la barra y a 1.25 veces el tamaño máximo del árido.
- ◆ El recubrimiento nominal no será en ningún caso inferior a 60 mm en la armadura exterior de las zonas directamente expuestas a la acción del mar ni inferior a 40 mm en el resto de los elementos que forman el cajón.
- ◆ El recubrimiento de barras dobladas no será inferior a dos diámetros, medido en dirección perpendicular al plano de la curva (recubrimiento lateral).

Respetando los límites prescritos anteriormente, se han tomado los valores de recubrimiento en la zona de la solera según lo recogido en el Proyecto constructivo de Obras de abrigo para la ampliación del Puerto de Valencia, estableciéndose en el mismo un recubrimiento geométrico o nominal de 50 mm.

#### 8.2.4. Separadores

Los recubrimientos deberán garantizarse mediante la disposición de los correspondientes separadores colocados en obra. Estos calzos o separadores deberán disponerse en la solera con una separación máxima del menor valor entre 50cm y  $50\Phi$ , siendo  $\Phi$  el diámetro de la barra a la que se fija el separador.

Estos separadores deberán ser de hormigón o mortero de una calidad comparable, en términos de resistencia, permeabilidad, higroscopicidad y dilatación térmica al hormigón utilizado para la fabricación del cajón.

En alzado, no es posible cuando se desliza el cajón el uso de separadores normales. Por ello, se suelen disponer separadores unidos rígidamente a los encofrados deslizantes como el que se muestra en la figura 8.2.4.1.

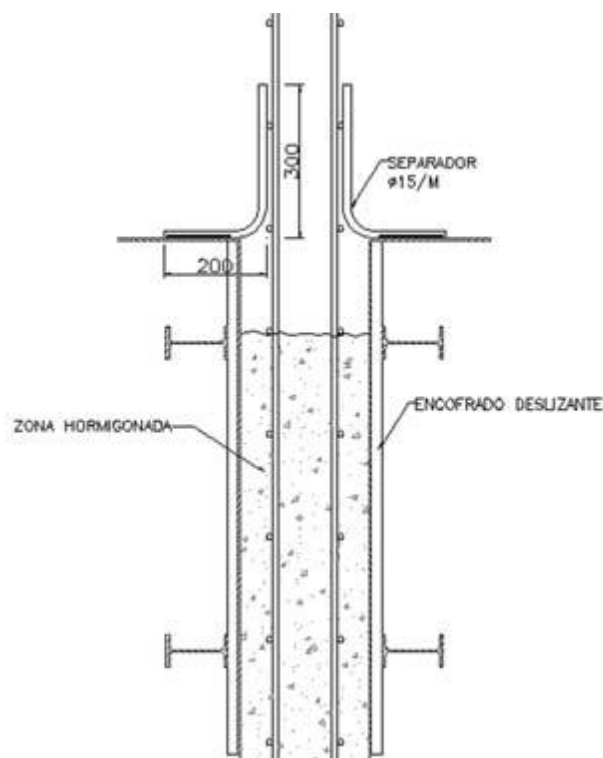


Figura 8.2.4.1 Separadores utilizados para la armadura de los fustes.

(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)

### 8.3. Durabilidad del hormigón

El hormigón utilizado en la fabricación de cajones portuarios deberá cumplir con las siguientes condiciones:

- ◆ La relación agua/cemento será inferior o igual a 0,50.
- ◆ El contenido mínimo de cemento será de 350 kg/m<sup>3</sup>.
- ◆ La resistencia mínima del hormigón será de 35 MPa.
- ◆ Se utilizarán cementos resistentes frente al ataque del agua de mar (MR), de acuerdo con la norma UNE 80303-2:2001 (ver tabla 8.3.1.1).

En el caso de cementos con adiciones, a efectos de cálculo del contenido de cemento, se considerará un valor de  $C+KF$ , siendo  $C$  el contenido de cemento,  $F$  el contenido de adición en  $\text{kg/m}^3$  y  $K$  el factor de eficacia. Igualmente, a efectos del cumplimiento de la relación agua/cemento, se considerará la relación  $A/(C+KF)$ . En el caso de cenizas volantes,  $K$  no podrá tomarse mayor de 0,3 a no ser que la Dirección de Obra autorice un valor mayor, que no podrá, en todo caso, exceder 0,5. En el caso de humo de sílice, el valor de  $K$  no será superior a 2. En todo caso,  $C$  no podrá ser nunca inferior a  $250 \text{ kg/m}^3$ .

Además de comprobar que se cumplen los requisitos de contenido mínimo de cemento y relación máxima agua/cemento, se comprobará la impermeabilidad al agua del hormigón mediante el ensayo de la profundidad de penetración de agua bajo presión, según UNE-EN 12390-8:2001. Este ensayo será un requisito obligatorio para la aprobación de la dosificación a utilizar en las obras de cajones portuarios.

Para que la dosificación propuesta pueda considerarse adecuada se tendrán que cumplir los siguientes requisitos:

- ◆ La profundidad máxima de penetración del agua deberá ser menor de 50 mm.
- ◆ La profundidad media de penetración del agua deberá ser menor de 30 mm.

Tipo de cemento	%C3A	%C3A + C4AF
CEM I	≤ 5	≤ 22
CEM II/A-S	≤ 8	≤ 25
CEM II/B-S	≤ 8	≤ 25
CEM II/A-D	≤ 8	≤ 25
CEM II/A-P	≤ 8	≤ 25
CEM II/B-P	≤ 8	≤ 25
CEM II/A-V	≤ 8	≤ 25
CEM II/B-V	≤ 8	≤ 25
CEM III/A	≤ 10	≤ 25
CEM III/B	Son siempre resistentes	
CEM IV/A	≤ 8	≤ 25
CEM IV/B	≤ 10	≤ 25
CEM V/A	≤ 10	≤ 25

Tabla 8.3.1.1. Cementos resistentes al agua de mar

(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)

Para garantizar una resistencia adecuada frente a la erosión, será necesario tomar las siguientes medidas adicionales:

- ◆ En la medida de lo posible, el árido fino a emplear en la elaboración del hormigón será de cuarzo u otro material con una dureza superior o igual a éste.
- ◆ El árido grueso deberá tener un coeficiente de Los Ángeles inferior a 30.
- ◆ El contenido de cemento máximo estará limitado en función del tamaño máximo del árido de acuerdo con:
  - Para  $d_{\text{máx}} = 10 \text{ mm}$ ,  $C \leq 400 \text{ kg/m}^3$
  - Para  $d_{\text{máx}} = 20 \text{ mm}$ ,  $C \leq 375 \text{ kg/m}^3$

- Para  $d_{\text{máx}} = 40$  mm,  $C = 350$  kg/m<sup>3</sup> (salvo que esto sea incompatible con la resistencia mínima exigida al hormigón).

Resulta además necesario garantizar la ausencia de una reacción álcali-árido. Para ello, se podrán adoptar las siguientes medidas:

- ◆ Empleo de áridos no reactivos ensayados de acuerdo con UNE 146507:99 EX Parte 2.
- ◆ Empleo de cementos con un contenido de alcalinos, expresado en términos de óxido de sodio equivalente ( $0.685K_2O+Na_2O$ ) inferior al 0,60% del peso de cemento.

En el caso de no ser posible la utilización de componentes que cumplan las prescripciones anteriores, se deberá realizar un estudio experimental específico sobre la conveniencia de adoptar una de las siguientes medidas:

- ◆ Empleo de cementos con adiciones, salvo las de filler calizo, según la UNE 80301:96 y la UNE 80307:96.
- ◆ Empleo de adiciones al hormigón, según lo especificado el apartado 29.2 de la EHE.

En estos casos, puede estudiarse también la conveniencia de adoptar un método de protección adicional por impermeabilización superficial.

#### 8.4. Corrosión de las armaduras

Para evitar la corrosión de las armaduras será necesario, además de cumplir los requisitos del apartado 8.3, cumplir que la concentración total de ion cloruro en el hormigón sea inferior a 0,4% en peso de cemento.

#### 8.5. Medidas especiales de protección

Las condiciones expuestas en los apartados anteriores garantizan una durabilidad adecuada para una vida útil de 50 años. En el caso en que la propiedad considerase necesario especificar una vida útil superior a este valor, será necesario tomar medidas adicionales. Entre las posibles medidas pueden destacarse las siguientes:

- ◆ Protección catódica.
- ◆ Uso de armaduras galvanizadas.
- ◆ Uso de armaduras con protección de resina epoxi.
- ◆ Incremento del recubrimiento mínimo.
- ◆ Aplicación de revestimientos superficiales específicos para la protección del hormigón.
- ◆ Inhibidores de corrosión.

## 9. CÁLCULO DE SECCIONES Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### 9.1. Estados límite últimos

Debido al objetivo final del presente trabajo, se va a omitir la comprobación de los estados límite de Equilibrio y de Estabilidad en Flotación.

### 9.1.1. Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales

#### Definición de la sección

En el presente caso, la sección resistente se considerará igual a la sección geométrica. La escuadría del elemento solera es, por tanto:

$$b \times h = 3,625 \times 0,800 \text{ m}^2$$

#### Hipótesis básicas

De nuevo, siguiendo lo dispuesto en el manual, para la determinación de la capacidad resistente última de las secciones frente a solicitaciones normales, se admitirán las hipótesis siguientes:

- ◆ El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación (ver Figura 9.1.1.1).
- ◆ Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- ◆ Las deformaciones  $\varepsilon_s$  en las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve (adherencia perfecta).
- ◆ Como ecuación constitutiva del hormigón se toma el diagrama rectangular. A efectos de la capacidad frente a tensiones normales, se tomará una resistencia a tracción nula. Como ecuación constitutiva del acero, se considerará un diagrama bilineal.
- ◆ Se aplicarán a las resultantes de tensiones las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y momentos. De esta forma podrá calcularse la capacidad resistente última mediante integración de las tensiones en el hormigón y en las armaduras pasivas.

#### Dominios de deformación

La zona de la solera a estudio, es un elemento que va a trabajar fundamentalmente a flexión. Por ello, los planos de rotura a considerar son solamente aquellos que pasan por los pivotes A y B (dominios 1,2, 3 y 4).

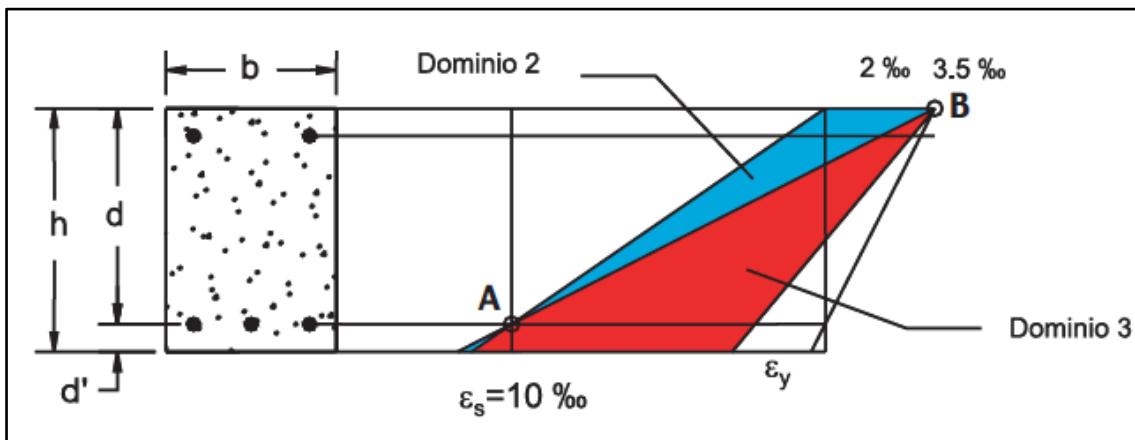


Figura 9.1.1.1 Posibles planos de agotamiento para la solera de un cajón portuario.  
(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)

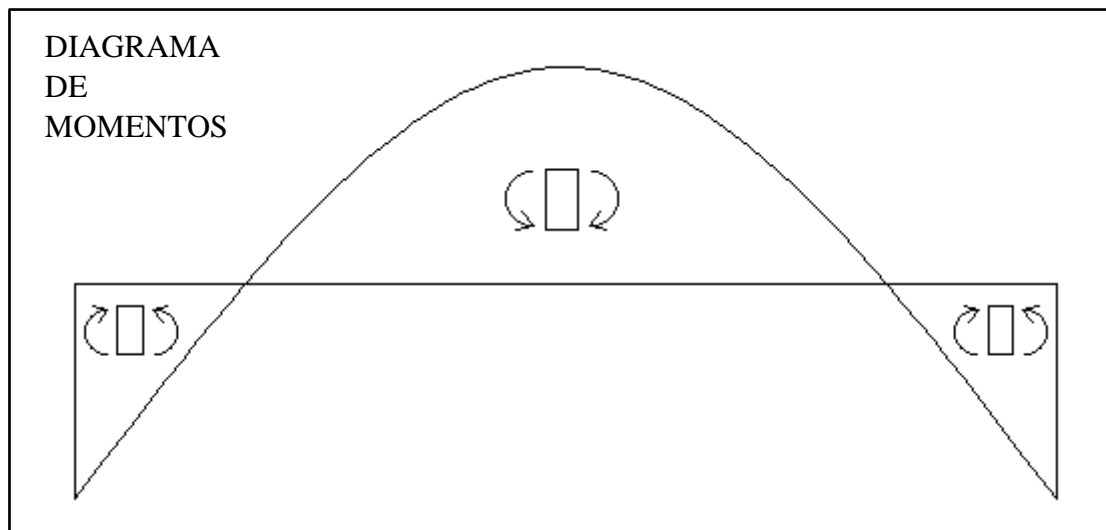
Adicionalmente, debido a que las cuantías que se utilizan en este tipo de estructuras son muy pequeñas y las tracciones que se pueden dar son también reducidas, los dominios que son de aplicación serán los dominios 2 y 3.

### *Dimensionamiento*

Conocido el esfuerzo de diseño en la celda más solicitada, se procede siguiendo lo expuesto en el apartado séptimo a realizar el dimensionamiento de la sección con el cálculo de la armadura necesaria para resistir las tracciones que el esfuerzo solicitante induce en la losa a comprobar.

Con el objetivo de deducir las zonas donde se debe disponer la armadura pasiva en la zona de la solera, se estudia concretamente la celda más solicitada, asemejándose esta a una viga biempotrada de luz 3,625 metros y de sección transversal ya definida anteriormente. Asumiendo también, que el armado necesario a disponer en una dirección será idéntico al que se debe disponer en su dirección ortogonal (tipo emparrillado de armadura) por la respuesta estructural de la celda dada su geometría cuadrangular.

Por tanto, los momentos producidos debidos a la fuerza por unidad de superficie actuante, se distribuyen a lo largo de los 3,625 metros de luz de la siguiente manera, aproximadamente:



*Figura 9.1.1.2 Distribución momentos flectores en la celda como viga  
(Fuente: Elaboración propia)*

Por lo que dicha distribución da lugar a una disposición de armado pasivo necesario en cara superior en centro luz de la pieza, y en cara inferior de la losa cerca del empotramiento.

Los valores de momento flector en las diversas secciones críticas de la losa serian, por tanto, calculando como viga biempotrada:

- ◆ Momento en centro-luz:  $M_{d\text{-centroluz}} = -763,31 \text{ mkN}$
- ◆ Momento en el empotramiento:  $M_{d\text{-emp}} = 1526,61 \text{ mkN}$

Puesto que se trata de un elemento tipo losa, los esfuerzos de flexión se reparten por toda ella, de manera que los esfuerzos máximos que se tienen en las secciones críticas son bastante más reducidos que los calculados anteriormente, repartiéndose estos de la siguiente manera:

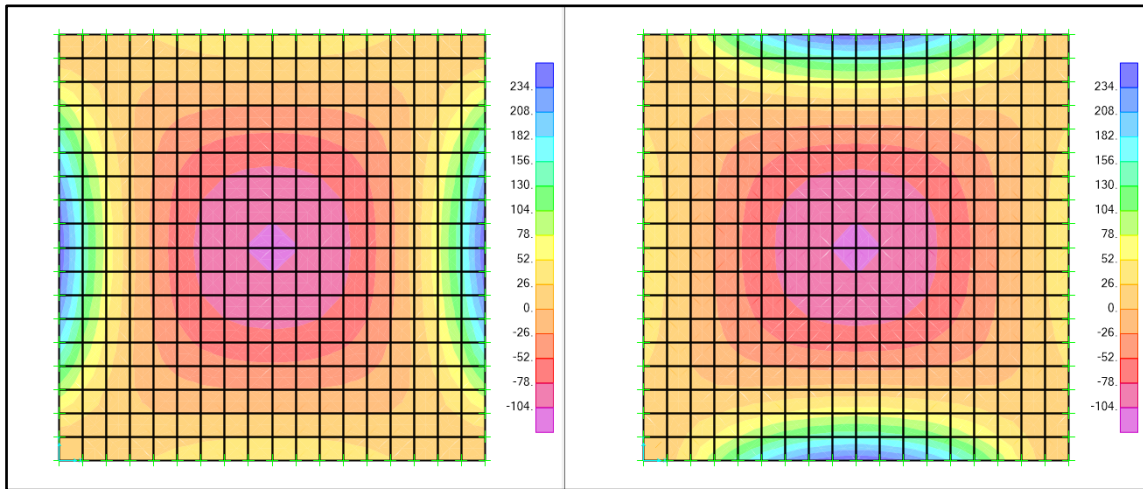


Figura 9.1.1.3 Distribución momentos flectores en ambas direcciones  
(Fuente: Elaboración propia. Modelo SAP 2000)

Obteniendo así, los siguientes valores pico de momento flector en la losa:

- ◆ Momento en centro-luz:  $M_{d\text{-centroluz}} = -106,82 \text{ mkN}$
- ◆ Momento en el empotramiento:  $M_{d\text{-emp}} = 255,17 \text{ mkN}$

Valores de momentos flectores que darían lugar tras el cálculo, tal y como aparece en el anejo correspondiente, a las siguientes cuantías de armadura en la celda:

- ◆ Armadura necesaria (cara superior) por cálculo en centro luz:

$$A_{nec,calc\text{-centroluz}} = 0,92 \text{ cm}^2/m$$

- ◆ Armadura necesaria (cara inferior) por cálculo en zona de empotramiento:

$$A_{nec,calc\text{-emp}} = 2,19 \text{ cm}^2/m$$

### Dimensionamiento directo

Siguiendo lo explicado en el manual, y con el objetivo de utilizar un método diferente de cálculo para comprobar cuanto se asemejan para quedarse así del lado de la seguridad a la hora de establecer el valor de la cuantía de armadura por cálculo, se procede a realizar el dimensionamiento directo con el método explicitado en el manual.

Como se explica en él, debido a la baja cuantía de armadura, se puede afirmar que en todos los casos la rotura se producirá con la armadura de la cara traccionada plastificada. Para el caso de la zona de la solera, que se trata de un elemento sometido a flexión pura, la cuantía de armado a disponer, tras realizar los cálculos oportunos que aparecen en el anejo de cálculo, es la siguiente:



- ◆ Armadura necesaria (cara superior) por cálculo en centro luz:

$$A_{nec,calc-centroluz} = 0,92 \text{ cm}^2/m$$

- ◆ Armadura necesaria (cara inferior) por cálculo en zona de empotramiento:

$$A_{nec,calc-emp} = 2,19 \text{ cm}^2/m$$

Por lo que se puede afirmar, como cabía esperar, que es un método fiable para el dimensionamiento directo puesto que el valor obtenido es prácticamente idéntico al obtenido con el método general.

#### *Disposiciones relativas a las armaduras. Separación de barras*

La armadura pasiva longitudinal resistente deberá quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas cumpla la siguiente limitación:

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

Además, a razón de que se pueda realizar un correcto vibrado del hormigón, de forma que haya espacio entre barras para que el aparato vibrador trabaje correctamente, se limita la separación de armadura a:

$$s > 8 \text{ cm}$$

#### *Disposiciones relativas a las armaduras. Flexión simple. Cuantía mecánica mínima*

Tal y como dicta el manual, y dado que no se cumple la desigualdad de la siguiente ecuación:

$$A_s \times f_{yd} \geq 0,04 \times f_{cd} \times b \times h$$

La armadura necesaria por cálculo sería, por tanto, la obtenida anteriormente multiplicada por un coeficiente  $\alpha$  calculado según la siguiente ecuación:

$$\alpha = 1,5 - 12,5 * [(A_s * f_{yd}) / (bh * f_{cd})]$$

Resultando así las siguientes cuantías mínimas mecánicas de armado, con el objeto de prevenir frente a la rotura frágil del hormigón:

- ◆ Armadura mínima mecánica (cara superior) en centro luz:

$$A_{nec,calc-centroluz} = 1,37 \text{ cm}^2/m$$

- ◆ Armadura mínima mecánica (cara inferior) en zona de empotramiento:

$$A_{nec,calc-emp} = 3,27 \text{ cm}^2/m$$

#### *Disposiciones relativas a las armaduras. Cuantías geométricas mínimas*

En dirección horizontal, deberá disponerse (en el presente caso que se va a utilizar un acero B500S) una cuantía mínima repartida entre cara superior e inferior de la sección del 3,2%.



Valor este, de  $12,8 \text{ cm}^2/\text{m}$  a disponer en cada cara de la sección, que supera el valor de armado necesario por cálculo, por lo que será esta la cuantía de armado a disponer en la solera del cajón.

Valor que se cumple sobradamente disponiendo en cada cara, por ejemplo (habría varias soluciones),  $5\phi 20/\text{m}$  (en cada dirección, con un emparrillado de armado), siendo el valor real de armado dispuesto de:

$$A_{s, \text{dispuesto}} = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m} = 56,94 \text{ cm}^2$$

Y teniendo de esta manera, una separación entre barras que cumple con lo establecido anteriormente:

$$s = 22,50 \text{ cm}$$

### 9.1.2. Estado límite de agotamiento frente a cortante

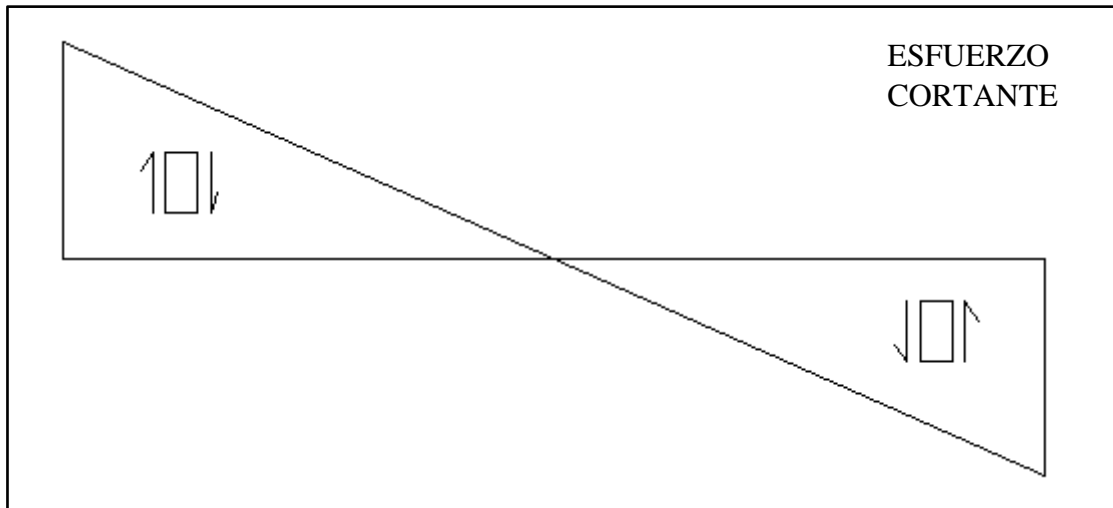


Figura 9.1.2.1 Distribución aproximada esfuerzo cortante en la celda  
(Fuente: Elaboración propia)

En el caso del esfuerzo cortante, este no se distribuye en realidad de manera lineal (como en una viga biempotrada), pero es una muy buena aproximación suponer esta distribución ya que se aproxima bastante a la realidad del caso como se puede ver en la distribución real de la figura 9.1.2.2.



Figura 9.1.2.2 Distribución real esfuerzo cortante en la celda  
(Fuente: Elaboración propia. Modelo SAP 2000)

Siguiendo de nuevo lo dictado en el manual para el diseño de cajones portuarios, por tratarse la solera del cajón un elemento que generalmente se diseña sin armadura de cortante, la rotura por compresión excesiva de la biela no resulta condicionante en esta tipología estructural. Por ello, será suficiente con comprobar la condición de agotamiento por tracción del alma:

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

### Definición de la sección de cálculo

Para los cálculos correspondientes al Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante, las secciones se considerarán con sus dimensiones reales, que son las siguientes:

$$b \times h = 3,625 \times 0,800 \text{ m}^2$$

### Esfuerzo cortante efectivo

En el caso de los elementos resistentes de cajones portuarios, el esfuerzo cortante efectivo es igual al esfuerzo cortante exterior, que en la celda a análisis se distribuye según la coordenada  $x$  de la hipotética viga de luz 3,625 m (es decir, se distribuirá así en las dos direcciones, perpendiculares entre sí) de la siguiente manera:

$x$	$V$ (kN)
0.000	545.23
0.500	394.82
1.000	244.41
1.110	211.32
1.500	94.01
1.813	0.00
2.000	-56.40
2.500	-206.81
2.515	-211.32
3.000	-357.22
3.500	-507.63
3.625	-545.23

Tabla 9.1.2.1 Valores esfuerzo cortante  
(Fuente: Elaboración propia. Modelo SAP 2000)

Siendo el valor máximo, como cabía esperar, en el borde de la celda, y nulo en el centro de la pieza. Además, destaca el valor en  $x = 1,110$  y  $x = 2,515$ , ya que será el valor de  $V_{rd}$  dado que el manual explicita que la comprobación a cortante se hará a 1,5 cantos útiles de la sección correspondiente al borde del apoyo en elementos de canto constante, como lo es la base del cajón. Quedando definido pues, el valor:

$$V_{rd} = 211,32 \text{ kN}$$

El cálculo de  $V_{u2}$  se ha llevado a cabo siguiendo lo dictado en el manual, el cual aparece en el correspondiente anejo, siendo el valor definitivo el siguiente:

$$V_{u2} = 580,46 \text{ kN}$$

Por lo que se cumple la condición de agotamiento por tracción en el alma, quedando comprobado satisfactoriamente el estado límite último de agotamiento frente a cortante en la solera del cajón.

## 9.2. Estados límite de servicio

### 9.2.1. Estado límite de fisuración

#### *Fisuración por solicitaciones normales*

El tipo de fisuración que puede darse en estructuras de cajones portuarios, y concretamente en la zona de la solera, corresponde a una fisuración por esfuerzos de tracción debidos a las acciones exteriores actuantes.

#### *Fisuración por tracción. Criterios de comprobación*

La comprobación general del Estado Límite de Fisuración por tracción consiste en satisfacer la siguiente desigualdad:

$$w_k \leq w_{max}$$

Siendo:

- ◆  $w_k$  abertura de fisura característica.
- ◆  $w_{max}$  abertura máxima de fisura admisible.

#### *Valores máximos de la abertura de fisura*

La abertura de fisura se comprobará para la situación cuasipermanente (ver combinaciones definidas en 5.6.2). En dicha situación, las acciones actuantes sobre el cajón resultan en una tensión actuante en la celda más solicitada que induce un momento flector de valor:

- ◆ Momento en centro-luz:  $M_{d\text{-centroluz, ELS}} = -72,00 \text{ mkN}$
- ◆ Momento en el empotramiento:  $M_{d\text{-emp, ELS}} = M_{\text{cuasi-perm}} = 172,27 \text{ mkN}$

Por lo que se calculará la abertura de fisura característica con el momento cuasipermanente en la zona del empotramiento, por ser este el mayor en valores absolutos.

Tal como dicta el manual, al ser la solera un elemento sumergido la máxima abertura de fisura admisible será de 0,20 mm. Por tanto, queda definida:

$$w_{max} = 0,20 \text{ mm}$$

Por la otra parte, el valor  $w_k$  se ha calculado siguiendo el método general de cálculo de abertura de fisura que aparece en el manual. Obteniendo, tras el cálculo que aparece en el anejo correspondiente, el valor:

$$w_k = 0,02 \text{ mm}$$

Por lo que, holgadamente, se cumple la desigualdad a satisfacer para cumplir la comprobación a Estado Límite de Fisuración.

### 9.3. Estados Límite Últimos. Hormigón Con Fibras

Entrando ahora en el dimensionamiento de la solera con la utilización de un hormigón reforzado con fibras, se va a proceder a la definición de la cuantía de fibras a disponer para el cumplimiento de los estados límite últimos de agotamiento, con el objetivo de que la utilización de esta tipología de hormigón permita la no disposición de armadura pasiva al uso, y la posterior comparación para conocer en qué medida puede ser más rentable y económico la utilización de uno u otro. Se ha procedido pues, según lo expuesto en el Anejo decimocuarto de la Instrucción EHE-08: Recomendaciones para la utilización de hormigón con fibras.

Además, se excluirá la comprobación a fisuración ya que se entiende que la disposición de fibras en el hormigón contribuye positivamente (tal y como se ha comentado en el apartado 7) al hecho de que las fisuras estén totalmente controladas, dando por supuesto que se cumplirá dicho estado límite de servicio.

#### 9.3.1. Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales

Para el cálculo seccional frente a solicitaciones normales, se adopta el diagrama rectangular de la figura 9.3.1.1, caracterizado por la resistencia residual a tracción de cálculo  $f_{ctR,d}$ .

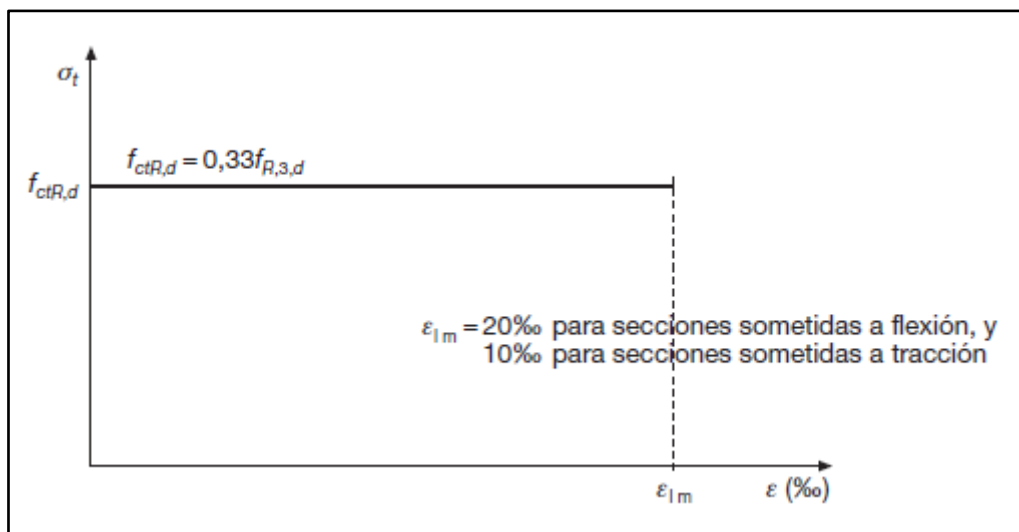


Figura 9.3.1.1. Diagrama de cálculo rectangular

(Fuente: Anejo 14. EHE-08)

Respecto a los dominios de deformación, se consideran los mismos que para la estructura con hormigón convencional.

Dado que la estructura con hormigón convencional se ha armado con la limitación de cuantía geométrica mínima, se toma lo prescrito en la instrucción, que dicta que la cuantía geométrica mínima obtenida anteriormente se podrá reducir, en el caso de hormigón con fibras, en una cuantía equivalente mecánica:

$$A_c * f_{ctR,d}$$

Por lo que resulta tras el cálculo (que aparece en el anejo correspondiente), que, para poder sustituir el armado convencional, de forma que las fibras que lo sustituyen actúen en el hormigón en su lugar, se debe disponer un hormigón con fibras con un valor mínimo de resistencia residual a tracción de cálculo:

$$f_{ctR,d,min} = 0,70 \text{ MPa}$$

### 9.3.2. Estado límite de agotamiento frente a cortante

La comprobación a cortante se ha realizado siguiendo lo dictado en la instrucción y suponiendo que el valor de la  $f_{ctR,d}$  es el mínimo obtenido en la comprobación frente a sollicitaciones normales, con el objetivo de conocer que sollicitación restringe más el valor de esta resistencia residual a tracción de cálculo.

Como se puede consultar en el anejo de cálculo, se cumple la condición de agotamiento frente a cortante con el valor  $f_{ctR,d} = 0,70 \text{ MPa}$  :

$$V_{rd} \leq V_{u2} = V_{cu} + V_{su} + V_{fu}$$

Por lo que la limitación de la situación de agotamiento a cortante no obliga a disponer un hormigón con fibras con  $f_{ctR,d}$  mayor que el mínimo obtenido anteriormente.

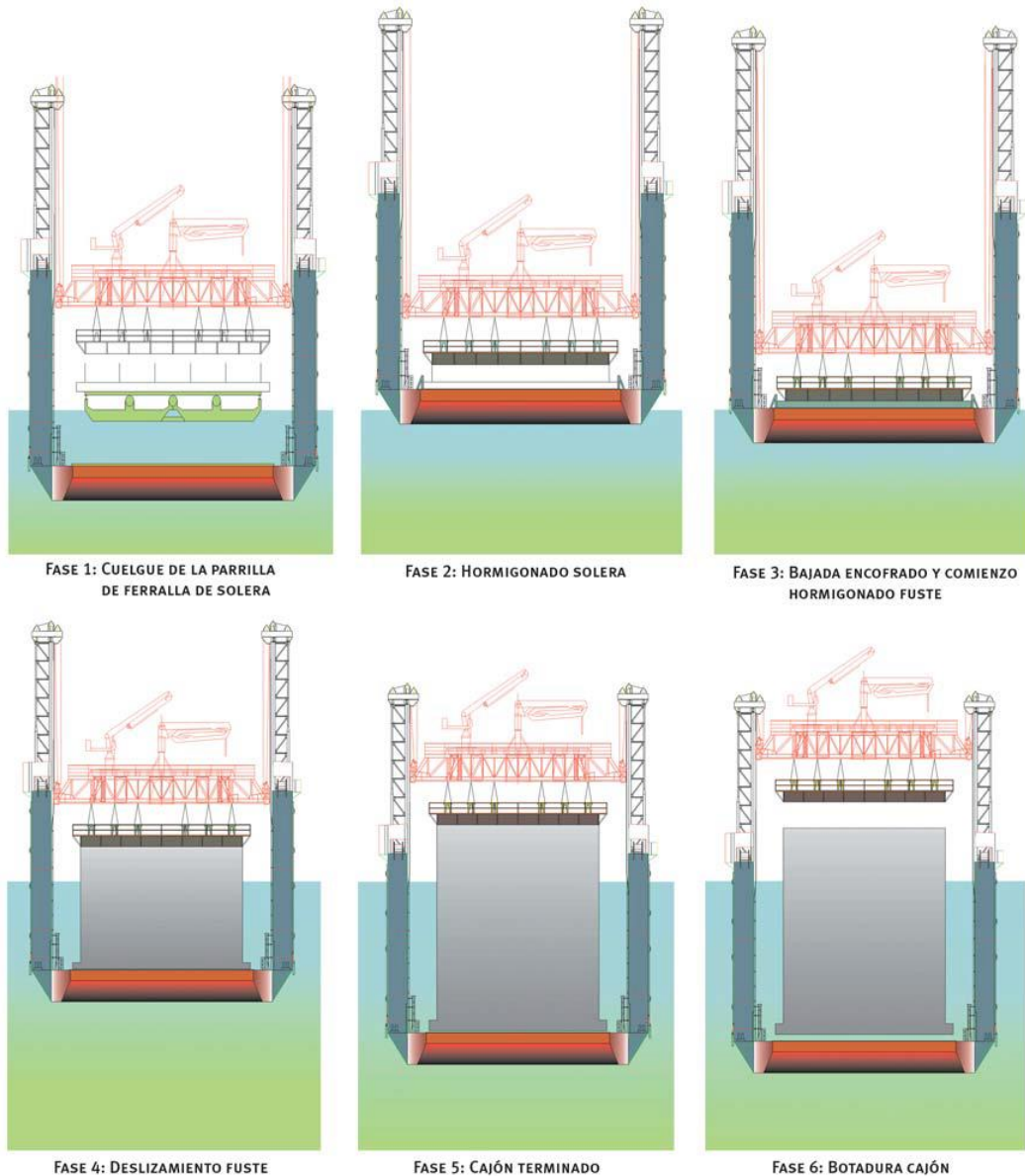
## 10. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

### 10.1. Introducción

La construcción de los cajones puede realizarse en instalaciones flotantes y terrestres. Lo habitual es que se construyan en instalaciones flotantes tales como:

- ◆ Dique flotante.
- ◆ Pontona sumergible guiada desde estructuras fijas.
- ◆ Catamarán con plataforma sumergible.

El proceso constructivo del cajón consiste en hormigonar la solera para, a continuación, deslizar el fuste de este, normalmente de forma continua. En la figura 10.1.1 puede verse un ejemplo de la secuencia del proceso constructivo con un dique flotante.



*Figura 10.1.1 Secuencias del proceso constructivo con un dique flotante.*  
(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)

Para la construcción de cajones con medios flotantes se requieren las siguientes instalaciones:

Muelle o línea de atraque, y elementos de guiado en el caso de pontona sumergible, y emplazamientos para pasarela de acceso y grúa torre, así como provisión de espacio, en tierra o en el fondo marino, para las amarras, en el caso de dique flotante o catamarán. El dique flotante, a este respecto, es menos exigente que los sistemas de pontona o catamarán.

Además, debe tener calado suficiente para que pueda botarse el cajón, contando con el espesor de la base de la instalación flotante y un resguardo del orden de 1 m, aunque se deberá hacer un estudio específico en cada caso.



Instalación de grúa torre próxima al cajonero, con alcance en toda la planta del cajón, parque de ferralla, acopio de esta al alcance de la grúa torre, e instalación de bombeo del hormigón. En la fase de construcción deben disponerse en el cajón los oportunos puntos de amarre para su transporte y fondeo.

El transporte suele realizarse con un remolcador que tira en proa. Puede utilizarse un remolcador complementario en popa que hace las labores de timón.

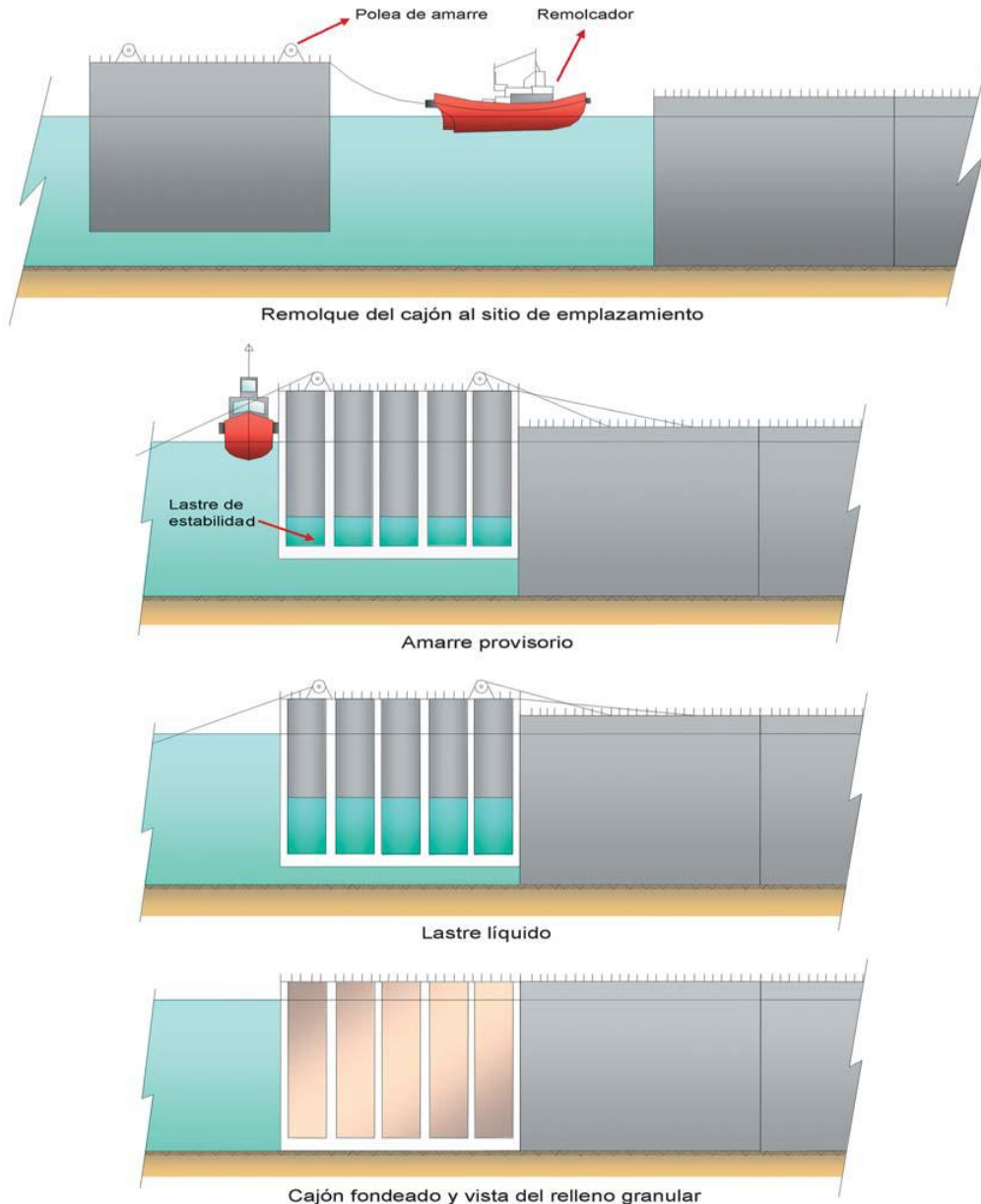
Una vez trasladado el cajón a su punto de fondeo, es necesario asegurar su correcto posicionamiento. El control de posición del cajón durante el fondeo puede realizarse de acuerdo con distintos procedimientos:

- ◆ Fijando el cajón a puntos fijos (cajones previamente fondeados, puntos de amarre en tierra o en otras estructuras, muertos de anclaje fondeados, o cualquier combinación de los anteriores), y empleando trácteles o cabrestantes para el posicionamiento. Un ejemplo de este procedimiento se representa en la Figura 10.1.2.
- ◆ Empleando embarcaciones auxiliares, como remolcadores, gánguiles o pontonas, que actúan mediante elementos de tiro (cabrestantes) o abarloados al cajón.
- ◆ Combinación de los anteriores.

El fondeo se realiza mediante inundación de las celdas hasta que el cajón toca fondo. Una vez verificada su posición final es habitual rellenar la totalidad de las celdas con agua, para evitar que lo ponga en flotación la marea llenante. Finalmente, con el mínimo desfase temporal posible, con el fin de asegurar su estabilidad, se procede al llenado de celdas con material granular.

La potencia y capacidad de los medios de control del posicionamiento del cajón varían considerablemente en función de si se trata de aguas protegidas o de aguas exteriores, y del nivel de agitación en el que se va a realizar la maniobra, en el caso que nos ocupa bastará con medios de media o baja potencia y capacidad dado el alto nivel de abrigo existente en el emplazamiento de la obra.





*Figura 10.1.2 Procedimientos de fondeo de un cajón*  
(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)

## 10.2. Encofrados deslizantes

Como se ha establecido anteriormente, el procedimiento más utilizado para la ejecución de cajones portuarios es la técnica de los encofrados deslizantes. Esta técnica consiste en la disposición de encofrados de pequeña altura (entre 1,00 y 1,50 metros), cuyo movimiento vertical ascendente se asegura mediante gatos y barras de trepa apoyados en la base del cajón o pontona del dique flotante, u otros mecanismos de accionamiento que llevan a cabo el desplazamiento apoyando en guías fijas dispuestas en el dique flotante. La retirada y colocación del encofrado puede realizarse mediante cuelgue de una estructura (diques flotantes), o mediante una grúa externa (pontonas sumergibles). El hormigón se vierte en el encofrado de forma más o menos continua y el encofrado se iza progresivamente a medida que el hormigón va endureciendo. La



velocidad de elevación del encofrado es del orden de 10 a 30 cm/h (en función de varios factores tales como las condiciones climáticas, condiciones del hormigón, equipos establecidos para la colocación de la ferralla, etc.), en saltos comprendidos entre 1 a 4 cm a la vez. De esta forma el hormigón se separa del encofrado entre 4 y 12 horas después de su hormigonado.

Este método, que da lugar a altos rendimientos y resulta particularmente apropiado para una estructura tan regular como un cajón portuario, implica la necesidad de no interrumpir el trabajo (deben disponerse 3 turnos de trabajo) y exige por otra parte unas condiciones muy específicas al hormigón. Estas condiciones son:

- ◆ Rapidez de fraguado (a las 4-6 horas debe tener una resistencia mínima de 0,2 MPa, con objeto de que sea capaz de soportar su peso propio). Su resistencia debe crecer con mayor rapidez que la carga aplicada.
- ◆ Docilidad, facilidad de compactación, buena adherencia a la armadura y rozamiento reducido sobre el encofrado.
- ◆ Su calidad y docilidad deben permanecer inalteradas a lo largo de la ejecución de la obra, lo cual supone un control estricto de la dosificación y tiempos de transporte.
- ◆ El cemento a utilizar debe tener alta resistencia inicial y poca retracción.
- ◆ Es recomendable el uso de árido rodado, aunque esto no es siempre posible.
- ◆ El tamaño máximo del árido debe estar entre 1/5 y 1/7 del espesor de la pared y debe ser siempre inferior a 30 mm.

### 10.3. Hormigón

#### 10.3.1. Dosificación del hormigón

La dosificación del hormigón se hará de acuerdo con los métodos que se consideren oportunos y siempre respetando las limitaciones siguientes:

- ◆ La cantidad mínima de cemento por metros cúbico será la establecida en 8.3.
- ◆ La cantidad máxima de cemento por metro cúbico de hormigón será de 400 kg/m<sup>3</sup>.
- ◆ No se utilizará una relación agua/cemento superior a la establecida en 8.3.
- ◆ El tipo de cemento a utilizar será resistente al agua de mar (MR).

Para establecer la dosificación (o dosificaciones, si se utilizan distintos hormigones para la base del cajón que para las paredes) el constructor deberá recurrir en general a ensayos previos de laboratorio con objeto de garantizar que el hormigón resultante satisfaga las condiciones que se le exigen en el apartado 8.3 (particularmente en lo relativo a la penetración de agua bajo presión), en el artículo 30º de la EHE, en el cuadro de materiales del proyecto y en el apartado 10.2, en su caso.

En los casos en que el constructor pueda justificar documentalmente que, con los materiales, dosificación y proceso de ejecución previstos es posible conseguir un hormigón que posea todas las condiciones mencionadas anteriormente, se podrá prescindir de los citados ensayos.

### ***10.3.2. Fabricación y transporte***

#### *Preinscripciones generales*

La fabricación del hormigón requiere:

- ◆ Almacenamiento de componentes.
- ◆ Instalaciones de dosificación.
- ◆ Equipo de amasado.

Los componentes del hormigón se almacenarán y transportarán de forma tal que se evite todo tipo de entremezclado, contaminación, deterioro o cualquier otra alteración significativa en sus características.

La dosificación del cemento, de los áridos y de las adiciones, en su caso, se hará en peso. La dosificación de cada material deberá ajustarse a lo especificado para conseguir una adecuada uniformidad entre amasadas.

Los componentes se amasarán de forma tal que se consiga su mezcla íntima y homogénea, debiendo resultar el árido bien recubierto de pasta de cemento.

#### *Hormigón fabricado en central*

El hormigón fabricado en central cumplirá con todos los requisitos exigidos en el 69.2 de la EHE.

#### *Puesta en obra*

En caso de utilizar la técnica de los encofrados deslizantes, la puesta en obra del hormigón se hará respetando las recomendaciones establecidas en 10.2.

#### *Juntas de hormigonado*

Si se utiliza para la fabricación del cajón la técnica de los encofrados deslizantes, en principio no habrá más junta de construcción que la unión entre la solera y las paredes del cajón. Esta junta no requiere en principio ningún tratamiento especial. En el caso en que produjese un corte en el hormigonado de las paredes, la junta se someterá al siguiente y tratamiento:

- ◆ Retirada de la capa superficial de mortero, dejando los áridos al descubierto.
- ◆ Limpieza de la superficie retirando toda suciedad o áridos sueltos. Para esta operación no se podrán usar productos corrosivos. El método empleado para la limpieza no producirá alteraciones apreciables de la adherencia entre árido y pasta de cemento.
- ◆ Cuando la junta sea debida a un arrastre de hormigón, es conveniente disponer un expansivo con objeto de garantizar su impermeabilidad a efectos de flotación durante el transporte del cajón. En casos difíciles, puede ser necesario picar.

### *Hormigonado en tiempo frío*

Según dicta el manual, la temperatura de la masa de hormigón en el momento de su vertido en el encofrado no será inferior a 5°C. Asimismo, se prohíbe verter el hormigón sobre elementos (armaduras, encofrados) cuya temperatura sea inferior a 5°C.

Si se prevé que en las 48 horas siguientes al hormigonado se pueden producir temperaturas inferiores a 0°C, se suspenderá la operación de hormigonado.

### *Hormigonado en tiempo caluroso*

De la misma forma, si la temperatura ambiente es superior a 40°C o existe un viento excesivo, se suspenderá la operación de hormigonado o se adoptarán medidas especiales.

### *Curado del Hormigón*

En la práctica constructiva actualmente utilizada en España en la mayoría de los casos, el curado se hace en agua de mar debido a que el cajón va hundiéndose progresivamente en el agua a medida que se recrecen sus paredes (fabricación en dique flotante). Aunque la EHE no permite realizar el curado con agua de mar, un estudio llevado a cabo por el CEDEX por encargo de Puertos de Estado ha demostrado que no existen diferencias importantes en el grado de penetración de los cloruros entre un hormigón HA-30 que ha sido curado con agua de mar y otro curado en agua dulce que ha estado posteriormente en contacto con el agua de mar durante un tiempo prolongado. Por ello se considera que el curado con agua de mar es admisible en el caso de los cajones portuarios.

## **10.4. Armaduras**

La elaboración de la ferralla, longitudes de anclaje, solapes, refuerzos, etc., debe responder, en términos genéricos, a lo establecido en el Art. 66 de la EHE. Sin embargo, la ejecución y control de las armaduras en estas obras de cajones armados presenta particularidades muy específicas que deben ser objeto de análisis especial dado que suele ser el mayor condicionante para regular el ritmo de deslizado del cajón.

A este efecto resulta necesario estudiar, en cada caso:

- ◆ La distribución y composición de los equipos de trabajo. Representa un problema por la escasez de espacio físico y puede generar conflictos por desfase en el ritmo de colocación de las armaduras entre distintos equipos. Es imprescindible un buen programa de prevención para evitar accidentes con personal no siempre cualificado.
- ◆ Los sistemas de control a adoptar, dada la dificultad de realizar un seguimiento continuo de las armaduras en todas las celdas del cajón.
- ◆ Los niveles de atado adecuados compatibles con la ubicación de los pasos entre celdas. Se debe evitar la posibilidad de desplazamiento de las armaduras por presiones excesivas de los encofrados o separadores y durante la fase de hormigonado.

## 11. CONTROL

### 11.1. Principios generales

La obra dispondrá de un control de recepción que se realizará en representación de la Propiedad.

En este capítulo se establece con carácter preceptivo el control de recepción de la calidad del hormigón y de sus materiales componentes, del acero y de la ejecución de la obra.

El fin del control es comprobar que la obra terminada tiene las características de calidad especificadas en el proyecto, que son las generales especificadas anteriormente, más las específicas contenidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares. Debe entenderse que las aprobaciones derivadas del control de calidad son aprobaciones condicionadas al buen funcionamiento de la obra durante los plazos legalmente establecidos.

La eficacia final del control de calidad es el resultado de la acción complementaria del control ejercido por el productor (control interno) y del control ejercido por el receptor (control externo).

- ◆ **Control Interno.** Es el control que lleva a cabo el proyectista, el contratista, subcontratista, o el proveedor, cada uno dentro del alcance de su tarea específica dentro del proceso de construcción. El control interno puede realizarse con personal propio o por una organización independiente.
- ◆ **Control Externo.** El control externo, comprendiendo todas las medidas establecidas por la Propiedad, se lleva a cabo por un profesional u organización independiente, encargados de esta labor por la Propiedad o por la autoridad competente. Este control consiste en:
  - comprobar las medidas de control interno;
  - establecer procedimientos adicionales de control independientes de los sistemas de control interno.

Atendiendo a la tarea controlada puede clasificarse el control de calidad en:

- ◆ **Control de Proyecto.** Es el realizado por las oficinas de supervisión, en el caso de las obras oficiales, o por organizaciones independientes encargadas por el cliente, siendo su misión el comprobar los niveles de calidad teóricos de la obra.
- ◆ **Control de Materiales.** Tiene por fin comprobar que los materiales son conformes con las especificaciones del proyecto.
- ◆ **Control de Ejecución.** Su misión es comprobar que se respetan las especificaciones establecidas en el proyecto, así como las recogidas en esta Instrucción.

En el presente documento se hace referencia, fundamentalmente, al Control Externo. Además del Control Externo, es siempre recomendable la existencia de un Control Interno, realizado, según el caso, por el proyectista, fabricante o constructor.

## **11.2. Control de materiales**

Los hormigones a utilizar deberán ser fabricados en central, ya sea de hormigón preparado o central de obra, y éstas deberán disponer de un Control de Producción según Orden del Ministerio de Ciencia y Tecnología de fecha 21 de noviembre de 2001 y Disposiciones que la desarrollan. Dicho control debe estar en todo momento claramente documentado y la correspondiente documentación debe quedar a disposición de la Dirección de Obra y de los Laboratorios que eventualmente ejerzan el control externo del hormigón fabricado.

### ***11.2.1. Control de los componentes del hormigón***

Para el tipo de central que se prevé para este tipo de obras es necesario el control de recepción de obra de los materiales componentes del hormigón, llevado a cabo según lo especificado en el artículo 81 de la EHE.

### ***11.2.2. Control de la calidad del hormigón***

El control de la calidad del hormigón comprenderá el de su resistencia, consistencia y durabilidad, con independencia de la comprobación del tamaño máximo del árido, o de otras características especificadas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares. La toma de muestras del hormigón se realizará según UNE 83300:84.

Cada amasada de hormigón deberá estar acompañada por una hoja de suministro debidamente cumplimentada de acuerdo con y firmada por una persona física.

Las hojas de suministro, sin las cuales no está permitida la utilización del hormigón en obra (salvo acuerdo en sentido contrario), deben ser archivadas por el Constructor y permanecer a disposición de la Dirección de la Obra hasta la entrega de la documentación final de control.

### ***11.2.3. Control de la consistencia del hormigón***

#### ***Especificaciones***

La consistencia será la especificada en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, o la indicada, en su momento, por la Dirección de Obra, tanto para los hormigones en los que la consistencia se especifica por tipo o por el asiento en cono de Abrams.

El control de la consistencia pone en manos de la Dirección de Obra un criterio de aceptación y de rechazo de las amasadas de hormigón, al permitirle detectar anomalías en la dosificación, especialmente por lo que a la dosificación de agua se refiere, aspecto este de máxima importancia por razones de durabilidad en este tipo de estructuras.

#### ***Ensayos***

Se determinará el valor de la consistencia, mediante el cono de Abrams de acuerdo con UNE 83313:90, siempre que se fabriquen probetas para controlar la resistencia y cuando lo ordene la Dirección de Obra.

### *Crterios de aceptación o rechazo*

Si la consistencia se ha definido por su tipo, la media aritmética de los dos valores obtenidos según UNE 83313:90 tiene que estar comprendida dentro del intervalo correspondiente.

Si la consistencia se ha definido por su asiento, la media de los dos valores debe estar comprendida dentro de la tolerancia.

El incumplimiento de las condiciones anteriores implicará el rechazo automático de la amasada correspondiente y la corrección de la dosificación.

### **11.2.4. Control de la resistencia del hormigón**

Independientemente de los ensayos de control de los materiales componentes y de la consistencia del hormigón a que se refieren los apartados 11.2.1 y 11.2.2, respectivamente y los que puedan prescribirse en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, será necesario, dependiendo de cada caso, la realización de distintos tipos de ensayos según se resume en la tabla 11.2.4.1.

Antes del comienzo del hormigonado se realizarán ensayos previos o ensayos característicos. Durante la ejecución de la obra es necesaria la realización de ensayos de control. Finalmente, una vez terminada la obra puede ser necesaria la realización de ensayos complementarios.

Los ensayos previos, característicos y de control, se realizarán utilizando probetas cilíndricas de 15 x 30 cm, fabricadas, curadas y ensayadas a compresión a 28 días de edad según UNE-EN 12390-1:2001, UNE-EN 12390- 2:20010 y UNE-EN 12390-3:2001.

Como norma general, los ensayos previos tienen su aplicación cuando la dosificación se ha establecido para ese caso concreto. Si existe experiencia de uso de materiales y dosificación, pero los medios de producción son nuevos, procede realizar simplemente los ensayos característicos. Cuando exista experiencia suficiente tanto en materiales, como en dosificación y medios (por ejemplo, las centrales de hormigón preparado), procede realizar únicamente los ensayos de control.

Tipos de ensayos	Previos	Característicos	De control	De información complementaria		
				Tipo A	Tipo B	Tipo C
Ejecución de probetas	En laboratorio		En obra	En obra		Ensayos no destructivos (Métodos muy diversos)
Conservación de probetas	En cámara húmeda		En agua o cámara húmeda	En condiciones		
Tipo de probetas	Cilíndricas de 15x30	Cilíndricas de 15x30	Cilíndricas de 15x30	Cilíndricas de 15x30		
Edad de las probetas	28 días	28 días	28 días	Variables		
Número mínimo de probetas	4 x 2 = 8	6 x 2 = 12	Véase Artículo 88º de la EHE	A establecer		
Obligatoriedad	Preceptivos salvo experiencia previa	Preceptivos salvo experiencia previa	Siempre preceptivos	En general, no preceptivos		
Observaciones	Están destinados a establecer la dosificación	Están destinados a sancionar la dosificación definitiva con	A veces, deben completarse con ensayos de información tipo "b"	Están destinados a estimar la resistencia real del hormigón a una cierta edad y en unas condiciones determinadas		

Tabla 11.2.4.1. Control de la resistencia del hormigón.

(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)

### 11.2.5. Control de las especificaciones relativas a la durabilidad del hormigón

A efectos de las especificaciones relativas a la durabilidad del hormigón, relación agua/cemento y contenido mínimo de cemento, se llevarán a cabo los siguientes controles:

- ◆ Control documental de las hojas de suministro, con objeto de comprobar el cumplimiento de las limitaciones de la relación a/c y del contenido de cemento.
- ◆ Control de la profundidad de penetración de agua de acuerdo con el procedimiento descrito en la norma UNE-EN 12390-8:2001.

La durabilidad del hormigón implica un buen comportamiento frente a una serie de mecanismos de degradación complejos (carbonatación, susceptibilidad frente a los ciclos hielo-deshielo, ataque químico, difusión de cloruros, corrosión de armaduras, etc.) que no pueden ser reproducidos o simplificados en una única propiedad a ensayar. La permeabilidad del hormigón no es en sí misma un parámetro suficiente para asegurar la durabilidad, pero sí es una cualidad necesaria. Además, es una propiedad asociada, entre otros factores, a la relación agua/cemento y al contenido de cemento que son los parámetros de dosificación especificados para controlar la consecución de un hormigón durable. Por ello, y sin perjuicio de la aparición en el futuro de otros métodos normalizados en el área de la durabilidad, se introduce el control documental del ensayo de penetración de agua como un procedimiento para la validación de las dosificaciones a emplear en una obra, previamente al inicio de esta. Todo ello sin olvidar la importancia de efectuar una buena ejecución, y en particular, la necesidad de realizar bien las operaciones de compactación y de curado en la obra puesto que, en definitiva, es el hormigón puesto en obra el que debe ser lo más impermeable posible.



### *Especificaciones*

En todos los casos, con el hormigón suministrado se adjuntará la hoja de suministro o albarán en la que el suministrador reflejará los valores de los contenidos de cemento y de la relación agua/cemento del hormigón fabricado en la central suministradora.

El control de la profundidad de penetración de agua se realizará para cada tipo de hormigón (de distinta resistencia o consistencia) que se coloque en la obra, así como cuando lo disponga el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares o cuando lo ordene la Dirección de Obra.

### *Controles y ensayos*

El control documental de las hojas de suministro se realizará para todas las amasadas del hormigón que se lleven a cabo durante la obra, y estará en todo momento a disposición de la Dirección de Obra.

El control de la profundidad de penetración de agua se efectuará con carácter previo al inicio de la obra, mediante la realización de ensayos según UNE 83309:90 EX, sobre un conjunto de tres probetas de un hormigón con la misma dosificación que el que se va a emplear en la obra. La toma de muestras se realizará en la misma instalación en la que va a fabricarse el hormigón durante la obra. Tanto el momento de la citada operación, como la selección del laboratorio encargado para la fabricación, conservación y ensayo de estas probetas deberán ser acordados previamente por la Dirección de Obra, el Suministrador del hormigón y el Constructor.

Se rechazarán aquellos ensayos realizados con más de seis meses de antelación sobre la fecha en la que se efectúa el control, o cuando se detecte que los componentes o las dosificaciones empleadas en los ensayos son diferentes de las declaradas para la obra por el suministrador.

En el caso de hormigones fabricados en central de hormigón preparado, en posesión de un Sello o Marca de Calidad, y siempre que se incluya este ensayo como objeto de su sistema de calidad, se le eximirá de la realización de los ensayos. En este caso, se presentará a la Dirección de Obra, previamente al inicio de ésta, la documentación que permita el control documental, en los mismos términos que los indicados anteriormente.

En la realización del ensayo de profundidad de penetración de agua es importante cuidar los aspectos de compactación y curado de las probetas, debido al efecto que su mala ejecución pueda tener en los resultados finales del ensayo.

### *Criterios de valoración*

La valoración del control documental del ensayo de profundidad de penetración de agua, se efectuará sobre un grupo de tres probetas de hormigón. Los resultados obtenidos, conforme a UNE-EN 12390-8:2001, se ordenarán de acuerdo con el siguiente criterio:

- ◆ las profundidades máximas de penetración:  $Z_1 \leq Z_2 \leq Z_3$
- ◆ las profundidades medias de penetración:  $T_1 \leq T_2 \leq T_3$



El hormigón ensayado deberá cumplir simultáneamente las siguientes condiciones:

$$Z_m = (Z_1 + Z_2 + Z_3)/3 \leq 50 \text{ mm} \quad Z_3 \leq 65 \text{ mm}$$

$$T_m = (T_1 + T_2 + T_3)/3 \leq 30 \text{ mm} \quad T_3 \leq 40 \text{ mm}$$

### 11.2.6. Ensayos del hormigón

#### *Ensayos previos*

Se realizarán en laboratorio antes de comenzar el hormigonado de la obra. Su objeto es establecer la dosificación que habrá de emplearse, teniendo en cuenta los materiales disponibles y aditivos que se vayan a emplear y las condiciones de ejecución previstas.

Para llevarlos a cabo, se fabricarán al menos cuatro series de probetas procedentes de amasadas distintas, de dos probetas cada una para ensayo a los 28 días de edad, por cada dosificación que se desee establecer, y se operará de acuerdo con los métodos de ensayo UNE 83300:84, UNE-EN 12390-1:2001, UNE-EN 12390-2:2001, UNE-EN12390-3:2001.

De los valores así obtenidos se deducirá el valor de la resistencia media en el laboratorio  $f_{cm}$  que deberá superar el valor exigido a la resistencia de proyecto con margen suficiente para que sea razonable esperar que, con la dispersión que introduce la ejecución en obra, la resistencia característica real de la obra sobrepase también a la de proyecto.

#### *Ensayos característicos*

En los casos en que se quiera utilizar un hormigón con materiales o medios de ejecución inusuales es necesario realizar ensayos característicos y tienen por objeto comprobar, en general antes del comienzo del hormigonado, que la resistencia característica real del hormigón que se va a colocar en la obra no es inferior a la de proyecto.

Los ensayos se llevarán a cabo sobre probetas procedentes de seis amasadas diferentes de hormigón, para cada tipo que vaya a emplearse, enmoldando dos probetas por amasada, las cuales se ejecutarán, conservarán y romperán según los métodos de ensayo UNE 83300:84, 83301:91, 83303:84 y 83304:84 a los 28 días de edad.

Con los resultados de las roturas se calculará el valor medio correspondiente a cada amasada, obteniéndose la serie de seis resultados medios:

$$x1 \leq x2 \leq \dots \leq x6$$

El ensayo característico se considerará favorable si se verifica:

$$x1 + x2 - x3 \geq f_{ck}$$

En cuyo caso se aceptará la dosificación y proceso de ejecución correspondientes. En caso contrario no se aceptarán, introduciéndose las oportunas correcciones y retrasándose el comienzo del hormigonado hasta que, como consecuencia de nuevos ensayos característicos, se llegue al establecimiento de una dosificación y un proceso de fabricación aceptable.

### *Ensayos de control*

Estos ensayos son preceptivos en todos los casos y tienen por objeto comprobar, a lo largo de la ejecución, que la resistencia característica del hormigón de la obra es igual o superior a la de proyecto. Para ello, se realizará un control estadístico del hormigón.

Los ensayos se realizan sobre probetas fabricadas, conservadas, y rotas según UNE 83300:84, UNE-EN12390- 1:2001, UNE-EN12390-2:2001, UNE-EN 12390-3:2001.

Los ensayos de control del hormigón serán realizados por laboratorios que cumplan lo establecido en el Real Decreto 1230/1989 de 13 de octubre de 1989 y disposiciones que lo desarrollan.

### **11.2.7. Control de la calidad del acero**

El control de la calidad del acero tendrá siempre nivel normal, llevándose a cabo de acuerdo con el Artículo 90 de EHE.

## **11.3. Control de la ejecución**

### **11.3.1. Generalidades**

El Control de la Ejecución establecido, tiene por objeto garantizar que la obra se ajusta al proyecto y a las prescripciones incluidas en él.

El nivel de control en la presente casuística correspondiente a cajones estructurales de hormigón armado será intenso.

Para el control de ejecución se redactará un Plan de Control, dividiendo la obra en lotes, de acuerdo con lo indicado en la tabla 11.3.1.1.

Elementos del cajón	Tamaño del lote
Base del cajón	250 m <sup>3</sup>
Paredes del cajón	200 m <sup>3</sup>

*Tabla 11.3.1.1. Definición de lotes en cajones portuarios  
(Fuente: Manual para el diseño y ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias)*

En cada lote se inspeccionarán los distintos aspectos que se detallan a continuación:

#### **A) COMPROBACIONES PREVIAS AL COMIENZO DE LA EJECUCIÓN**

- ◆ Directorio de agentes involucrados.
- ◆ Existencia de libros de registro y órdenes reglamentarios.
- ◆ Existencia de archivo de certificados de materiales, hojas de suministro, resultados de control, documentos de proyecto y sistema de clasificación de cambios de proyecto o información complementaria.



- ◆ Revisión de planos y documentos contractuales.
- ◆ Existencia de control de calidad de materiales de acuerdo con los niveles especificados.
- ◆ Comprobación general de equipos.
- ◆ Suministro y certificados de aptitud de materiales.

#### B) COMPROBACIONES DE REPLANTEO Y GEOMÉTRICAS

- ◆ Comprobación de cotas, niveles y geometría.
- ◆ Comprobación de tolerancias admisibles.

#### C) CIMBRAS Y ANDAMIAJES

- ◆ Existencia de cálculo, en los casos necesarios.
- ◆ Comprobación de planos.
- ◆ Comprobación de cotas y tolerancias.
- ◆ Revisión del montaje.

#### D) ARMADURAS

- ◆ Tipo, diámetro y posición.
- ◆ Corte y doblado.
- ◆ Almacenamiento.
- ◆ Tolerancias de colocación.
- ◆ Recubrimientos y separación entre armaduras. Utilización de separadores y distanciadores.

#### E) ENCOFRADOS

- ◆ Estanquidad, rigidez y textura.
- ◆ Tolerancias.
- ◆ Posibilidad de limpieza, incluidos fondos.
- ◆ Geometría

#### F) TRANSPORTE, VERTIDO Y COMPACTACIÓN

- ◆ Tiempos de transporte.
- ◆ Condiciones de vertido: método, secuencia, altura máxima, etc.
- ◆ Hormigonado con viento, tiempo frío, tiempo caluroso o lluvia.
- ◆ Compactación del hormigón.
- ◆ Acabado de superficies.

#### G) JUNTAS DE TRABAJO, CONTRACCIÓN O DILATACIÓN

- ◆ Disposición y tratamiento de juntas de trabajo y contracción.
- ◆ Limpieza de las superficies de contacto.
- ◆ Tiempo de espera.
- ◆ Armaduras de conexión.
- ◆ Posición, inclinación y distancia.
- ◆ Dimensiones y sellado, en los casos que proceda.



Los resultados de todas las inspecciones, así como las medidas correctoras adoptadas, se recogerán en los correspondientes partes o informes. Estos documentos quedarán recogidos en la Documentación Final de la Obra, que deberá entregar la Dirección de Obra a la Propiedad.

### *Control a nivel intenso*

Este nivel de control, que debe ser el aplicado a obras portuarias de cajones estructurales, exige que el Constructor posea un sistema de calidad propio, auditado de forma externa, y que la elaboración de la ferralla y los elementos prefabricados, en caso de existir, se realicen en instalaciones industriales fijas y con un sistema de certificación voluntario.

Si no se dan estas condiciones, la Dirección de Obra deberá exigir al Constructor unos procedimientos específicos para la realización de las distintas actividades de control interno involucradas en la construcción de la obra.

Para este nivel de control, externo, se exige la realización de, al menos, tres inspecciones por cada lote en los que se ha dividido la obra.

Los coeficientes parciales de seguridad establecidos en el apartado 5.5.1 presuponen la adopción en obra de un nivel de control intenso.

### **11.3.2. Tolerancias de ejecución**

Se deberán adoptar y definir un sistema de tolerancias, que se recogerá en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de las obras. En el mismo documento deberán quedar establecidas las decisiones y sistemática a seguir en caso de incumplimientos.

## **12. MANTENIMIENTO**

### **12.1. Principios generales**

Existen distintas estrategias de mantenimiento en el campo de obras de este tipo. Para la obra en cuestión se propone, como recomienda el manual, una estrategia de mantenimiento continua que permita minimizar los costos de mantenimiento y optimizar y jerarquizar la inversión en este campo.

### **12.2. Inventario**

Para la realización de un mantenimiento de este tipo de obras se elaborará un inventario, que recoja al menos los siguientes datos:

- ◆ Datos generales. De emplazamiento, funcionales, normativos y generales de la obra. Entre estos datos figurará también la fecha de construcción y la referencia documental al proyecto de construcción correspondiente.
- ◆ Características de la obra construida. Debe contener los planos de definición geométrica y de armadura y las características de los materiales utilizados.
- ◆ Características de las condiciones geotécnicas y de cimentación.
- ◆ Incidencias durante la construcción.

- ◆ Reportaje fotográfico.
- ◆ Informes, proyectos y otros documentos relativos a intervenciones de reparación o refuerzo efectuadas en el pasado.

Una vez acabada la obra se definirá la ficha del inventario de la obra terminada con la que se alimentará una base de datos, preparada especialmente a los efectos del inventario de este tipo de obras.

### 12.3. Inspecciones

Durante la vida útil de la obra se realizarán las siguientes inspecciones:

- ◆ **INSPECCIONES RUTINARIAS.** Estas inspecciones se realizarán cada 2 años. En cada una de ellas se revisará visualmente el estado general de la estructura observando detalladamente posibles incidencias debidas a fallos de la cimentación, que pueden detectarse por pérdida de verticalidad u otros síntomas de carácter general, fallos debidos a cargas extraordinarias, temporales o impactos de barcos, y daños relativos a la durabilidad.
- ◆ **INSPECCIONES PRINCIPALES.** Estas inspecciones se realizarán cada 10 años. Estas inspecciones tienen un carácter más detallado. Para ello se revisará el estado de las instalaciones por encima de la cota de agua, con el mismo carácter que las inspecciones rutinarias. Asimismo, se realizará una inspección subacuática de la zona sumergida en la que se observará especialmente el estado general de la estructura, prestando especial atención a las condiciones de la cimentación y a las condiciones de durabilidad. Deberá ser objeto de examen preferente la zona correspondiente a la carrera de marea.
- ◆ **INSPECCIONES ESPECIALES.** Estas inspecciones se realizarán cuando las inspecciones rutinarias o principales hayan detectado problemas que deban ser investigados con más profundidad para realizar un adecuado diagnóstico de la estructura y, en todo caso, proponer un proyecto de reparación.

Todas estas inspecciones deberán quedar documentadas en el inventario para poder seguir la evolución de la estructura a lo largo de la vida útil de la obra.

### 12.4. Intervenciones de mantenimiento

A partir del análisis de los datos de las inspecciones se realizará una evaluación de las medidas a tomar para las inversiones necesarias de mantenimiento.

### 13. CONCLUSION

Finalizando con el trabajo, se procede a establecer las conclusiones finales, exponiendo el resultado final de la comparación entre la utilización de armado convencional en el hormigón de la solera de los cajones frente a la utilización del hormigón reforzado con fibras que se puede observar gráficamente en las figuras 13.1 y 13.2.

Coincidiendo el valor del canto final decidido de  $h = 0,600$  m, tanto de la solución de hormigón con fibras como de la de hormigón armado convencional, se puede establecer una comparativa directa en la que se concluye que la ejecución de los cajones con armado convencional en la solera supondría un mayor ahorro en lo que a cantidad de material se refiere, por lo que habría que realizar un estudio en lo que concierne al uso de hormigón con fibras y la mayor facilidad de ejecución que su utilización supondría para determinar si la gran diferencia de incremento de precio que supone la utilización de fibras podría resultar en un ahorro lo suficientemente grande en tiempo y facilidad de ejecución para que llegara a ser más rentable la utilización de este tipo de hormigón reforzado con fibras frente a la disposición del emparrillado de armadura convencional.

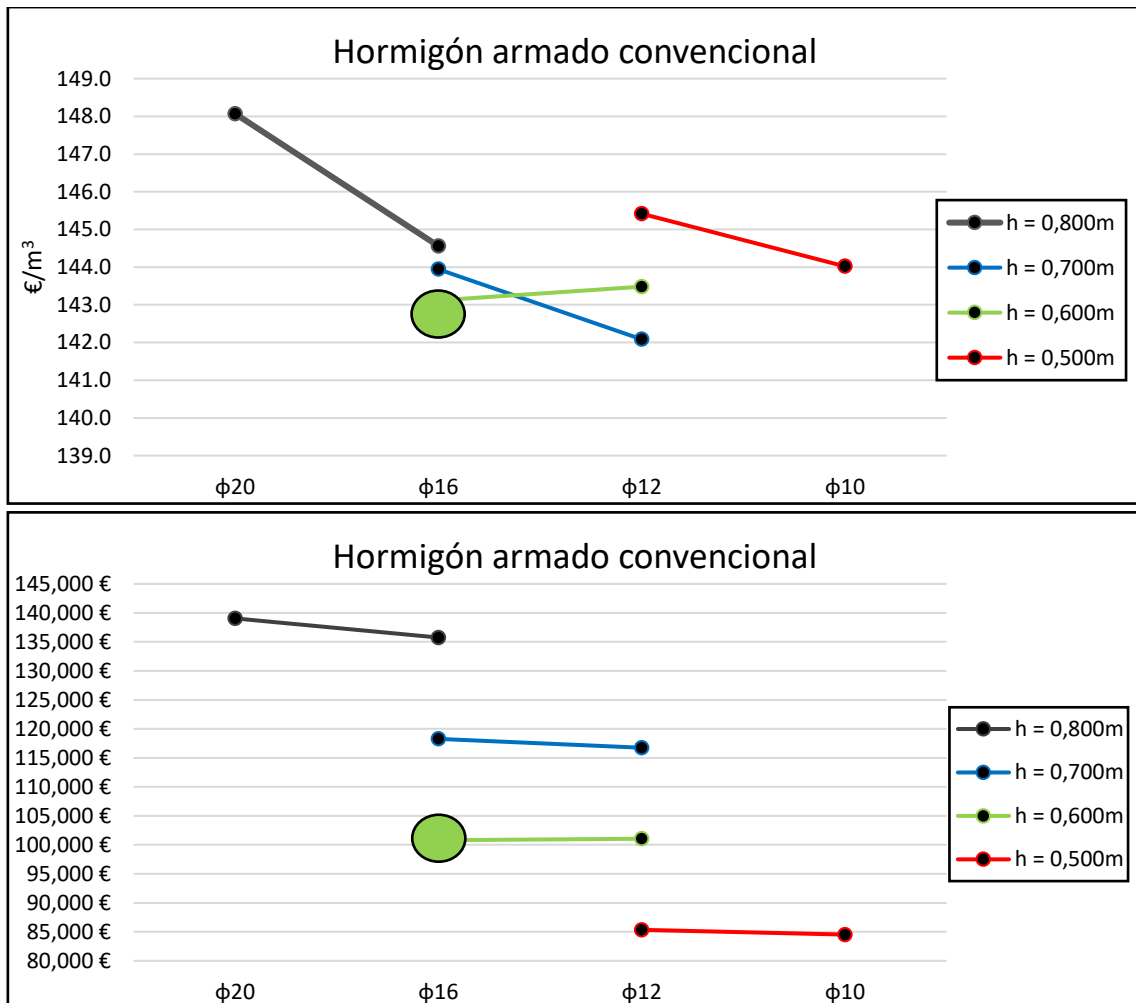


Figura 13.1 Comparativa soluciones con hormigón armado convencional.

Precios suma de hormigón + cuantía de armado

(Fuente: Elaboración propia)

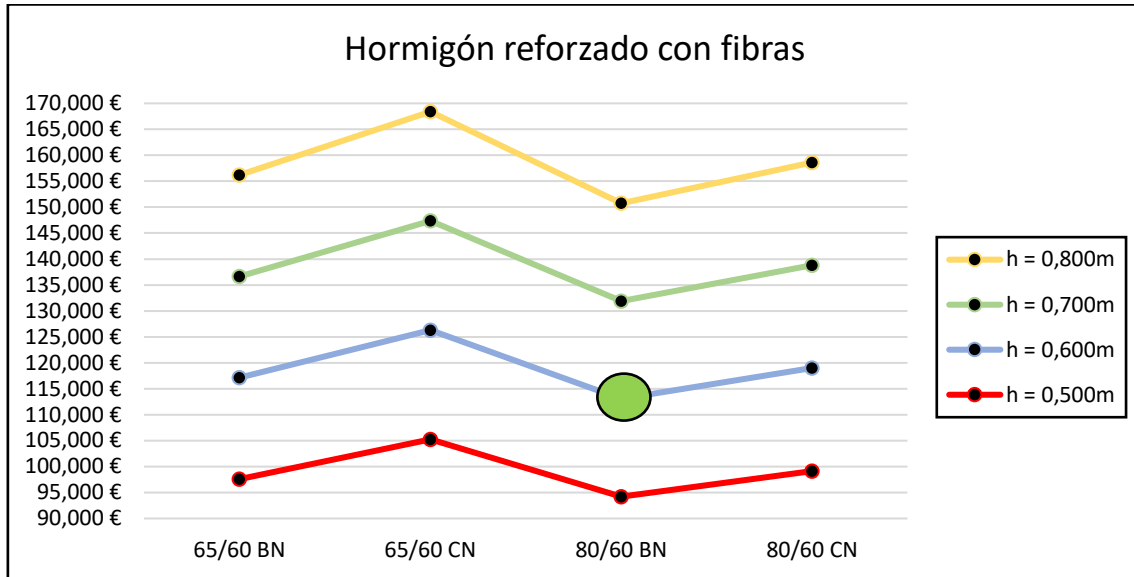


Figura 13.2 Comparativa soluciones con hormigón reforzado con fibras.

Precio total hormigón + fibras

(Fuente: Elaboración propia)

Dado el resultado obtenido, se observa que la cantidad de fibras a disponer para poder sustituir el armado mínimo requerido en la estructura supera los valores habituales en el ámbito de aplicación de este tipo de hormigón reforzado con fibras, por lo que se podría poner en duda la cuantía de armado mínimo geométrico dictada por el Manual con el que se ha diseñado la solera a estudio (3,2 ‰ del área de hormigón) ya que supone la disposición de una dosificación muy elevada de fibras que conduce a que no sea rentable con mucha diferencia respecto a la solución original de armado convencional.

Duda que se podría plantear ya que el manual da a entender que dicho valor deja del lado de la seguridad frente a la fisuración en la losa por retracción, y la disposición de fibras actúa precisamente en gran medida frente a esta problemática.

Así pues, se ha planteado el estudio en concreto de la solución escogida de canto  $h = 0,600$  metros, estableciendo como valor de armado mínimo geométrico (a disponer, por superar aún al mínimo por cálculo) el prescrito por la instrucción de hormigón estructural EHE-08 para losas de hormigón de 1,8 ‰ del área de hormigón (tabla 42.3.5).

Con este valor de armado a disponer, la solución con barras de armado convencional pasaría por la disposición de  $5\phi 12/m$ , lo que disminuye la cuantía de armado por metro cúbico de hormigón a  $14,73 \text{ kg/m}^3$ , concluyendo en un precio total, suma de la cuantía de armado más el hormigón de 130,5 € por metro cúbico de hormigón armado a construir de solera, resultando en un precio total de la ejecución de la solera de 91.928 € por cajón.

De la misma forma se ha procedido con la solución de hormigón reforzado con fibras, demandándose una resistencia de las fibras bastante menor de valor  $f_{ctR,d}$  de 0,39 MPa (que conduce tras la aplicación de los coeficientes de seguridad a un valor  $f_{R3,k}$  de 1,75 MPa), al disminuir el armado al que tiene que substituir, por lo que ahora el cálculo desemboca en la necesidad de disponer únicamente  $20 \text{ kg/m}^3$  de fibras RC-80/60-BN, lo que resulta en un precio total, sumando el precio de las fibras más el hormigón, de 131,12 € por metro cúbico de hormigón



reforzado con fibras (es decir, un total por cajón de 92.349€), valor que es prácticamente idéntico a la solución con armado convencional, lo que podría suponer de esta manera, dada las numerosas ventajas en otros factores de la utilización de fibras en lugar de armado convencional, una alternativa más óptima, económica y eficiente de cara a la ejecución de los cajones flotantes para el nuevo muelle de contenedores de la ampliación norte del puerto de Valencia.

Y, por último, también se podría plantear el estudio, más allá del presente trabajo, de una solución mixta en la que la disposición de fibras no condujera a eliminar la armadura en su totalidad, sino que se ejecutara la solera con armado para cubrir el esfuerzo flector máximo en el empotramiento de cada una de las celdas, prescindiendo de armado en centro-luz por ser un flector menor, actuando en su lugar las fibras añadidas al hormigón. Y de esta forma, se podría plantear el estudio de esta solución mixta de hormigón armado reforzado con fibras con el fin de llegar a una solución que podría ser más óptima y viable que las planteadas anteriormente en el presente trabajo.

## 14. BIBLIOGRAFIA

- Asociación Española de Normalización y Certificación (1986- ...). (1998). Eurocódigo. 2, 2. AENOR.
- Comisión Permanente del Hormigón. (2008). Instrucción de hormigón estructural: EHE-08. Ministerio de Fomento, Secretaria General Técnica.
- Departamento de Ingeniería de la Construcción ETSICCP. Unidad docente de Hormigón (2020). Transparencias de la asignatura de 4º de GIC: Tecnología de las Estructuras de hormigón.
- Departamento de Ingeniería de la Construcción ETSICCP. Unidad docente de Hormigón (2018). Transparencias de la asignatura de 3º de GIC: Hormigón estructural.
- Esteban Chaparría, V. (2004). Obras marítimas. Universidad Politécnica de Valencia.
- Llorca, J., González Herrero, J. M., Ametller, S., & Ente Público Puertos del Estado (España). (2012). ROM 2.0-11: Recomendaciones para el proyecto y ejecución en obras de atraque y amarre. Puertos del Estado.
- Piñeiro Díaz, E. (2006). Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias. Puertos del Estado.
- Puertos del Estado (España). (1994). ROM 0.2-90: Acciones en el proyecto de obras marítimas y portuarias. Puertos del Estado.
- Puertos del Estado (España). (2001). ROM 0.0 Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias. Puertos del Estado.
- Soriano Peña, A. (2006). ROM 0.5-05 Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias. Puertos del Estado.