



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

TRABAJO DE FIN DE MASTER

Proyecto básico de las obras de atraque para graneles líquidos en la dársena sur del puerto de Castellón

Presentado por

Marco Ramos, David

Para la obtención del

Master Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Curso: 2019/2020

Fecha: junio 2020

Tutor: Gómez Martín, María Esther







Agradecimientos:

Con este trabajo pongo fin a 7 de años de estudio. Doy las gracias a mi familia, pareja y amigos por la paciencia y apoyo durante todo este tiempo





RESUMEN

El objetivo de este TFM es diseñar, a nivel de proyecto básico, un nuevo muelle para atender las necesidades de carga y descarga de graneles líquidos (productos derivados del petróleo) en la ribera de fondo de la dársena sur del puerto de Castellón.

Para ello, se estudiarán todos aquellos aspectos relevantes en el diseño del mismo: buque de proyecto, condicionantes de operación, bases de diseño, condicionantes geotécnicos, requerimientos en planta y alzado, estudio de soluciones de las obras de atraque, entre otros. Finalmente, se elegirá la solución óptima. En este caso, cajones de hormigón armado aligerados con celdas rellenas de material granular.

Tanto el cálculo de estabilidad como estructural de la solución, se realizará mediante los criterios y requisitos establecidos en las Recomendaciones de Obras Marítimas de Puertos del Estado (ROM).

Con todo esto, se pretende reflejar todos los conocimientos adquiridos por el alumno durante la realización del master en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. Constituyendo una primera toma de contacto con el diseño, valoración y cálculo de estructura; en este caso, de carácter portuario.

Palabras clave: Puerto, Obra de Atraque, Muelle, Cajón Hormigón Armado, Graneles Líquidos, Duque de Alba

RESUM

L'objectiu d'aquest TFM és dissenyar, en l'àmbit de projecte bàsic, un nou moll per atendre les necessitats de càrrega i descàrrega de granel líquid (productes derivats del petroli) a la ribera de fons de la dàrsena sud del port de Castelló.

Per això, s'estudiarà tot aquells aspectes rellevants en el disseny del mateix: vaixell de projecte, condicionants de l'operació, bases de disseny, condicionants geotècnics, requeriments en planta i alçada, estudi de solucions de les obres d'atracada, entre altres. Finalment, s'escollirà l'opció més apropiada. En aquest cas, calaixos de formigó armat alleugerats amb cel·les omplertes de material granular.

Tant el càlcul d'estabilitat com l'estructural de la solució, es realitzarà mitjançant els criteris i requisits establerts a les Recomanacions d'Obres Marítimes de Ports de l'Estat (ROM).

Amb tot això, es busca mostrar tots els coneixements adquirits per l'alumne durant la realització del màster en Enginyeria de Camins, Canals i Ports. Constituent una primera presa de contacte amb el disseny, valoració i càlcul d'estructura; en aquest cas, de caràcter portuari.

Paraules clau: Port, Obra d'Atracament, Moll, Calaix de Formigó armat, Granell Líquid, Duc d'Alba





ABSTRACT

The objective of this master's dissertation is to design, at a basic project level, a new dock to meet the needs of loading and unloading of liquid bulk (petroleum products) at the bottom shore of the southern dock of the port of Castellón.

For this purpose, all relevant aspects in the design of the dock will be studied: project ship, operating conditions, design bases, geotechnical conditions, layout and elevation requirements, study of berthing works solutions, among others. Finally, the optimal solution will be chosen. In this case, we will choose lightweight reinforced concrete caissons with cells filled with granular material.

Both the stability and the structural calculation of the solution will be carried out using the criteria and the requirements established in the State Ports Maritime Works Recommendations (ROM).

With all this, it is intended to reflect all the knowledge acquired by the student during the completion of the Master's Degree in Civil Engineering. Constituting a first contact with the design, evaluation and calculation of structure; in this case, of a port nature.

Key words: port, mooring work, dock, reinforced concrete casing, liquid bulks and mooring dolphin





INDICE GENERAL DEL PROYECTO

- DOCUMENTO Nº1: Memoria General

ANEJOS A LA MEMORIA

ANEJO Nº1: Antecedentes

ANEJO Nº2: Bases de diseño

ANEJO Nº3: Geología y geotécnia

ANEJO Nº4: Estudio de alternativas

ANEJO Nº5: Dimensionamiento de la solución adoptada – Estabilidad

ANEJO Nº6: Dimensionamiento de la solución adoptada – Estructura

ANEJO Nº7: Firmes y pavimentos

- DOCUMENTO Nº2: Planos

1. Situación y emplazamiento
2. Estado actual. Planta general del puerto

OBRA PROYECTADA

3. Planta general
 - 3.1. Planta general del puerto
 - 3.2. Planta ámbito de intervención
4. Batimetría
 - 4.1. Planta general del puerto
 - 4.2. Planta ámbito de intervención
5. Geología y geotecnia. Perfiles estratigráficos
6. Secciones tipo
7. Distribución de cajones. Definición geométrica
8. Perfiles transversales
9. Armado cajones
10. Distribución de bolardos y defensas. Planta y alzado

- DOCUMENTO Nº3: Valoración económica





UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA GENERAL

Presentado por

Marco Ramos, David

Curso: 2019/2020

Fecha: junio 2020

Tutor: Gómez Martín, María Esther



INDICE

1.	INTRODUCCION	3
2.	OBJETIVO Y ALCANCE DEL TRABAJO DE FIN DE MASTER	3
3.	ANTECEDENTES	3
3.1.	OBJETIVO DEL PROYECTO BASICO	3
3.2.	LOCALIZACION DEL PROYECTO	3
3.3.	DESCRIPCION DEL ESTADO ACTUAL DE LA ZONA DE ACTUACION	3
4.	DESCRIPCION DE LA OBRA PROYECTADA	4
5.	METODOLOGIA.....	4
6.	GEOLOGIA Y GEOTECNICA	5
6.1.	MARCO GEOLOGICO.....	5
6.2.	CAMPAÑA DE RECONOCIMIENTO	5
6.3.	CARACTERIZACION DE LOS MATERIALES	5
6.3.1.	NIVEL 0 → FANGOS	5
6.3.2.	NIVEL 1 → MATERIALES DETRITICOS FINOS INTERCALADO CON FRACCIONES MEDIOS.....	5
6.3.3.	NIVEL 2 → MATERIAL DETRITICO MEDIO FUERTEMENTE CEMENTADO	5
6.4.	CONCLUSIONES	6
7.	BATIMETRIA.....	6
8.	NORMATIVA A UTILIZAR	6
9.	PLANTEAMIENTO DEL LAS POSIBLES ALTERNATIVAS	6
9.1.	MUELLE DE PILOTES	6
9.2.	MUELLE DE BLOQUES.....	7
9.3.	MUELLE DE CAJONES.....	7
10.	BASES DE DISEÑO	7
10.1.	BUQUE TIPO	7
10.2.	AGENTES AMBIENTALES	7
10.3.	AGENTES DE USO Y EXPLOTACION	8
10.4.	AGENTES DEL TERRENO.....	8
11.	VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DEL MUELLE	8
11.1.	INTRODUCCION	8
11.2.	SECCIONES DE CÁLCULO.....	8
11.2.1.	TRAMO I: PLATAFORMA DE ATRAQUE	8
11.2.2.	DUQUES DE ALBA DE AMARRE	9

11.3.	MODOS DE FALLO	9
11.4.	RESULTADOS OBTENIDOS	9
11.5.	VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD NAVAL.....	10
12.	DETERMINACIÓN DE LA DISPOSICION DE ARMADOS	10
13.	FIRMES Y PAVIMENTOS.....	10
14.	ACTUACIONES COMPLEMENTARIAS.....	10
14.1.	VIGA CANTIL.....	10
14.2.	BANQUETA DE CIMENTACION	11
14.3.	SISTEMAS CONTINUOS DE CARGA Y DESCARGA DE GRANELES LIQUIDOS	11
15.	VALORACIÓN ECONOMICA	11
16.	ANEJOS A ESTE DOCUMENTO	12
17.	CONCLUSIONES.....	12

INDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURA 1: LOCALIZACIÓN DEL PUERTO DE CASTELLÓN Y LA ZONA DE ACTUACIÓN EN LA DÁRSENA SUR. SE PUEDE OBSERVAR COMO EL MUELLE YA SE ENCUENTRA EN EL LAYOUT DEL PUERTO, AL SER UNO DE LOS OBJETIVOS DEL PLAN DIRECTOR 2025	3
FIGURA 2: SITUACIÓN ACTUAL DE LA ALINEACIÓN DONDE SE REALIZARÁ EL MUELLE	3
FIGURA 3: ESQUEMA EN PLANTA DEL MUELLE DE GRANELES LÍQUIDOS	4
FIGURA 4: BATIMETRÍA ACTUAL EN LA ZONA DE ACTUACIÓN	6
FIGURA 5: SECCIÓN TIPO DE UN MUELLE DE PILOTES. EN ESTE CASO PARTICULAR, SE SUPRIMIRÁ EL RELLENO DE MATERIAL GRANULAR POR TRATARSE DE UN MUELLE EXENTO	6
FIGURA 6: SECCIÓN TIPO DE UN MUELLE DE BLOQUES.....	7
FIGURA 8: SECCIÓN DE CALCULO DEL TRAMO I	9
FIGURA 9: SECCIÓN DE CALCULO DEL TRAMO II	9
FIGURA 10: SECCIÓN DE FIRME ADOPTADA	10
FIGURA 11: ESQUEMA DE UNA MANGUERA PARA DESCARGA CONTINUA DE GRANELES LÍQUIDOS.....	11

INDICE DE TABLAS

TABLA 1: BUQUE DE CÁLCULO	7
TABLA 2: RESUMEN DE LOS AGENTES AMBIENTALES	7
TABLA 3: RESUMEN DE LOS AGENTES AMBIENTALES	8
TABLA 4: VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL MUELLE. TRAMO I.....	9
TABLA 5: VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL MUELLE. TRAMO II.....	9
TABLA 6: DISPOSICIÓN DE ARMADO EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	10



1. INTRODUCCION

Se redactan estos documentos con el objetivo de elaborar un proyecto básico sobre la futura obra de atraque para graneles líquidos que se proyectará en la ribera de fondo de la dársena sur del puerto de Castellón. Con este documento memoria se busca realizar un compendio de todos los trabajos realizados para el dimensionamiento de la solución óptima. Gracias a este nueva de atraque se satisfará la creciente demanda de las industrias petroquímicas establecidas en el puerto. El objetivo principal de este nuevo muelle es aliviar el tráfico en la instalación off-shore y dotar de más capacidad al puerto previendo su futura desmantelación. Este documento junto con sus correspondientes anejos, constituyen el documento Nº1 del citado proyecto básico.

2. OBJETIVO Y ALCANCE DEL TRABAJO DE FIN DE MASTER

En el presente documento, incluyendo anejos del mismo y el resto de documentos que conforman este estudio, se desarrolla el Trabajo de Fin de Master del alumno David Marco Ramos. En el cual se pretenden reflejar los conocimientos adquiridos a lo largo del master gracias a las diferentes asignaturas impartidas. Este constituye una toma de contacto con situaciones realistas de la profesión. Ya que, gracias a las prácticas de empresa realizadas por el alumno, cuenta con información y documentación real sobre el proyecto a realizar. Los contenidos que se plantean y desarrollan en el citado proyecto contemplan la ejecución de trabajos habituales de la Ingeniería Civil, tales como:

- Búsqueda de los antecedentes propios del problema
- Determinación de las posibles soluciones al problema en base a criterios técnicos, económicos, logísticos y constructivos
- Dimensionamiento de la solución más adecuada según la normativa vigente, en el caso portuario, las Recomendaciones de Obras Marítimas de Puertos del Estado
- Valoración económica y descripción grafica de la solución

Durante la realización del trabajo de fin de master se ha utilizado los siguientes programas: MS Office, Autodesk AutoCAD, CYPE Ingenieros y PRESTO.

3. ANTECEDENTES

En el siguiente punto se realizará una pequeña síntesis de todos los datos necesarios para mostrar el contexto en el que se realiza este proyecto básico. El objetivo principal es introducir al lector los aspectos que faciliten la comprensión del proyecto, tales como la localización o las características del puerto.

3.1. OBJETIVO DEL PROYECTO BASICO

El objetivo principal de este proyecto es dotar a la dársena sur de una nueva obra de atraque de graneles líquidos. Dicha obra queda enmarcada en los objetivos 2025 del Puerto de Castellón. La autoridad portuaria plantea un muelle exento y discontinuo formado por una plataforma principal de atraque y una batería de duques de alba como elementos de amarre. Todos los elementos estarán unidos mediante pasarelas metálicas peatonales, siendo la plataforma la única unida al contradique mediante una mota de material granular apta para el tráfico rodado. Para ello, desde este proyecto básico se realizarán las tareas de determinación y definición de la solución en base a criterios de distinto índole, cálculo y verificación de la misma y una valoración económica.

3.2. LOCALIZACION DEL PROYECTO

El puerto de Castellón de la Plana, calificado como Puerto de Interés General, se localiza en la costa oeste del mar Mediterráneo y se considera un centro neurálgico de la economía de la provincia de Castellón. Su posición geográfica respecto a la ciudad de Castellón de la Plana le permite realizar su actividad sin generar grandes afecciones a la ciudad. Lo que ha permitido el desarrollo de grandes industrias y polos industriales. En concreto, esta actuación se sitúa en la zona más nueva del puerto, la ampliación sur o dársena sur. En esta parte del puerto se concentra toda la industria petroquímica. Toda esta zona, al estar previsto un gran tráfico de grandes buques se encuentra dragada hasta la cota -16m.

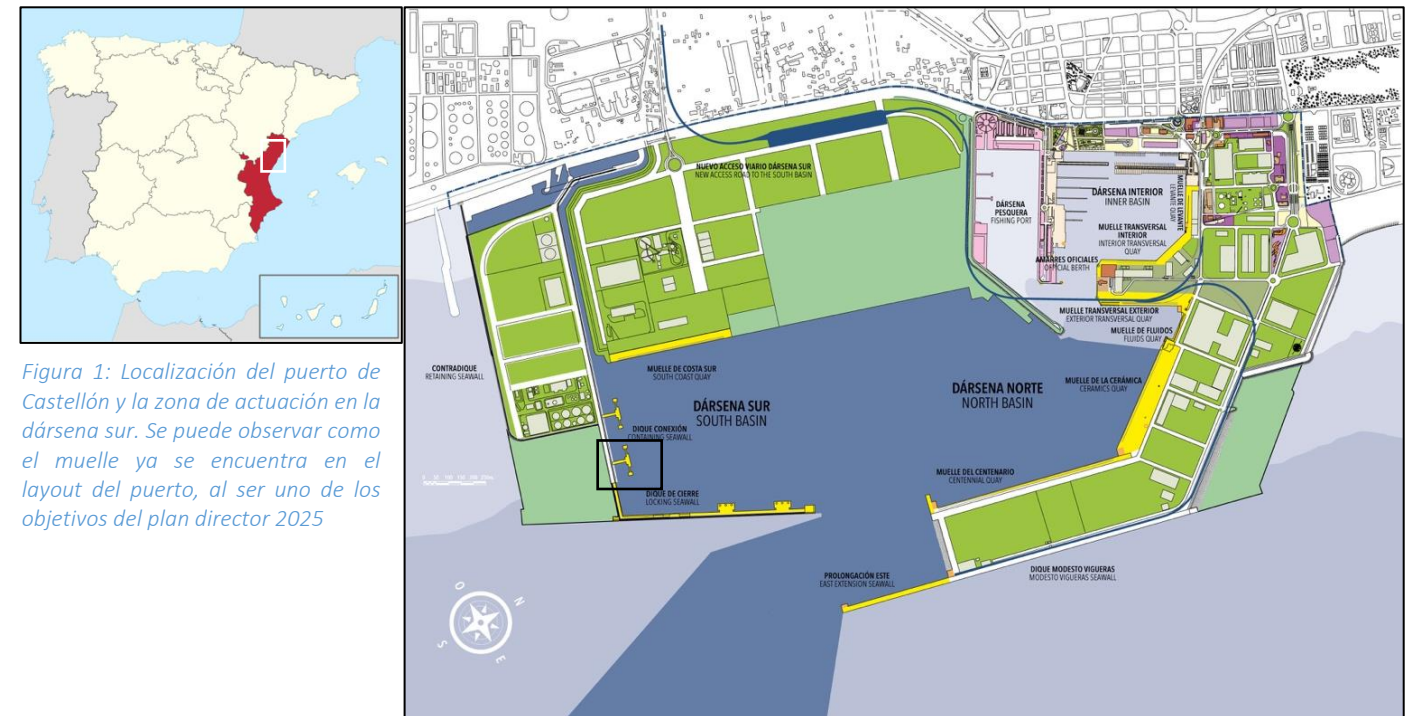


Figura 1: Localización del puerto de Castellón y la zona de actuación en la dársena sur. Se puede observar como el muelle ya se encuentra en el layout del puerto, al ser uno de los objetivos del plan director 2025

3.3. DESCRIPCION DEL ESTADO ACTUAL DE LA ZONA DE ACTUACION

La ribera de fondo de la dársena, es una de las áreas de mas reciente construcción del puerto, es por ello que no cuenta con gran cantidad de empresas en sus explanadas. Esto facilita en gran medida el proceso constructivo; ya que no existirán prácticamente limitaciones de espacio. Como se puede observar en la siguiente figura, el contradique actual está realizado mediante tipología en talud de escollera. Es por ello que se necesita una línea de atraque exenta. Esta zona del puerto no tiene mucho tráfico, pero se prevé que existan afección a éste debido al poco espacio de la ribera de fondo.



Figura 2: Situación actual de la alineación donde se realizará el muelle

En el documento Nº2: Planos, se puede observar la batimetría existente. Toda la dársena se encuentra dragada hasta la cota -16m, existiendo un gran talud de pendiente pronunciada hasta la superficie.

4. DESCRIPCION DE LA OBRA PROYECTADA

Se busca proyectar un muelle de atraque para buques de graneles líquidos de hasta 45.000 TPM y 210m de eslora. La autoridad portuaria plantea un muelle exento y discontinuo formado por una plataforma principal de atraque y una batería de duques de alba como elementos de amarre.

El muelle se construirá en la ribera de fondo de la dársena sur, que con sus 16m de calado, se asegura un resguardo óptimo para el buque tipo.

Para permitir el acceso a la plataforma de atraque se construirá una mota de acceso de material granular. Además, se colocarán pasarelas peatonales metálicas para conectar todos los duques de alba.

A continuación se realizará una explicación en detalle de cada uno de los elementos.

- Plataforma de atraque

La plataforma de atraque estará constituida por dos cajones de hormigón armado con aligeramientos. Dichos cajones tendrán una longitud de 33,75m, creando una alineación para el atraque de 67,5m. Tendrán una manga de 16,75m y un puntal de 16,5m.

Los aligeramientos estarán constituidos por celdas cuadradas rellenas de material granular de 3,8x3,8m. Los tabiques interiores de separación de celdas son de 0,25 m de espesor, mientras que los exteriores presentan una anchura de 0,40 m. La solera del cajón se diseña con un espesor constante de 0,70 m. Para favorecer la estabilidad del conjunto, la zapata tendrá un vuelo de 1m a por cada extremo.

El puntal del cajón permite alcanzar la cota +0,50m, que será complementada con una superestructura hasta la cota +3m, cota de coronación del muelle.

Estos cajones estarán apoyados en una banqueta de cimentación de escollera y se aumentará su estabilidad con una berma de pie. Para poder colocar esta banqueta se realizará el dragado hasta la cota -17,5m.

La superestructura estará formada por sucesivas capas de materiales granular, completándose con una última capa de hormigón compactado con rodillo. Este firme de gran espesor permitirá soportar las cargas propias de un muelle de graneles líquidos.

Por ultimo se instalarán todos los elementos propios del muelle:

- o Un bolardo de escape rápido de 150 toneladas de tiro cada 25m
- o Defensas de gran resistencia cada 20m
- o Dispositivos de carga y descarga de mercancía continuos

- Duques de alba de amarre

Se colocarán un total de 3 duques de alba para el amarre de los buques. Dos de los tres duques de alba de amarre servirán únicamente a los barcos que operen en el pantalán de atraque. El tercero de los duques de alba de amarre dará servicio tanto a la nueva instalación como a la existente.

La disposición de los duques de alba es la siguiente:

Los dos duques de alba mas próximos estarán a 35m del borde de la plataforma principal y tendrán su lado sud alineado con la plataforma. El tercero de los duques de alba (Posición mas oriental) se encontrará a 50m del contradique y estará 35m del duque de alba mas próximo.

Estos elementos se construirán con la misma tipología que la plataforma principal, solo que con dimensiones reducidas. En concreto 12,7 x 12,7m.

El resto de parámetros en cuanto a materiales, cimentación y superestructura serán idénticos. Sin embargo, tendrán algunas diferencias. Por un lado no se prevé la aplicación de sobrecargas de uso, ya que solo servirían para el amarre y el trafico de personas, nunca vehículos.

Además, en estas plataformas solo se instalará de un bolardo por duque de alba.

- Mota de conexión

El acceso la plataforma desde el contradique se realiza a través de una mota de conexión, constituida por un relleno portuario convencional, a la cota +3,00 m protegido por escollera. Los taludes de los dos lados de la mota son 4H:3V.

Para contener el pavimento se disponen sobre la coronación del todo uno sendos muretes de hormigón coronados también a la cota +3,00 m definiendo una anchura total practicable para el acceso al pantalán de 20 m.

Tal y como se indica en otros apartados, debido al alcance de este proyecto básico. Todos los modelos numéricos de cálculo de este muelle se han realizado teniendo en cuenta una mota de conexión compuesta íntegramente de material granular¹. El dimensionamiento de la escollera y sus correspondientes capas de filtro se realizará en futuros proyectos.

- Pasarelas de acceso

La conexión entre los cajones únicamente se hace necesaria para permitir el paso peatonal de los amarradores de los buques, resolviéndose con la instalación de dos pasarelas de acero galvanizado de 1m de anchura.

Al tratarse de un elemento prefabricado y dada la naturaleza² de este proyecto, no se realizará ningún tipo de cálculo sobre estas. Solo se tendrán en cuenta en la descripción grafica y la valoración económica de este proyecto.

En la siguiente figura se puede observar un pequeño esquema de la actuación planteada.

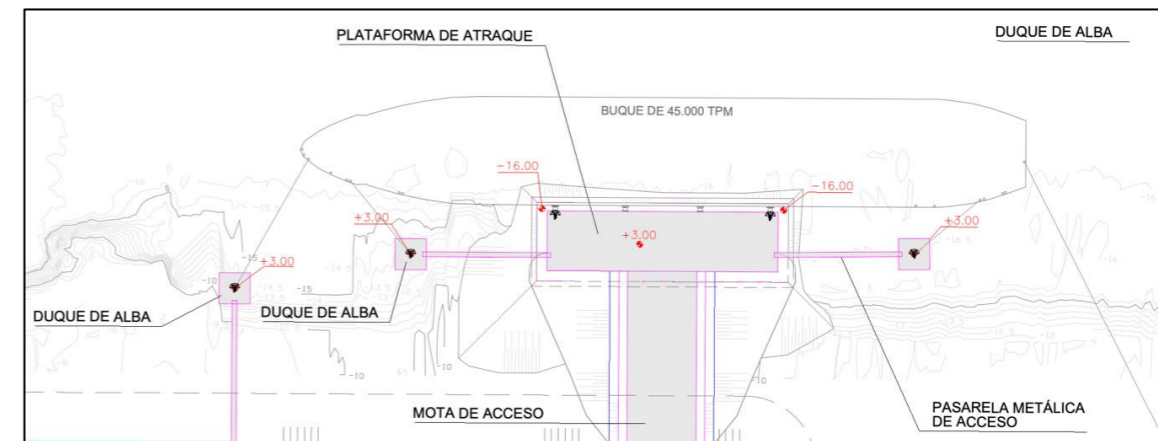


Figura 3: Esquema en planta del muelle de graneles líquidos

5. METODOLOGIA

Con el encargo de la Autoridad Portuaria de realizar un proyecto básico para construir un nuevo muelle de graneles líquidos en la dársena sur se procede a recabar toda la información previa para poder llevar a cabo el estudio. Dicha información comprende los antecedentes de la zona, proyectos realizados, características batimétricas, emplazamiento, demandas, entre otros...

A continuación, se realiza un pequeño estudio de alternativas para determinar la tipología de muelle óptima para esta actuación. Dicha elección se basará en criterios marítimos, operativos, navales, económicos y

¹ El relleno portuario está formado en gran parte por material granular. De ese modo se simplifica el calculo

² Se pretenda que es TFM tenga naturaleza de proyecto portuario. Por tanto, no se considera el cálculo de estas pasarelas parte del proyecto. Ya que en si, el cálculo estructural completo de esos elementos podría dar origen a un nuevo TFM para el alumno.

constructivos. En este caso, se opta por la solución de muelle de cajones de hormigón aligerados con celdas rellenas de material granular.

Por otro lado, se redacta un estudio geológico y geotécnico para tener la máxima información de la zona de actuación, es decir, características y parámetros de los materiales, estratigrafía del terreno, etc. Dicho estudio se complementa con la campaña de prospecciones realizada.

Además, se realiza la redacción de las bases de diseño del proyecto. En esta parte se detallan partes esenciales del muelle como: Cotas de fondo y coronación, requisitos especiales, diseño en planta, materiales, elementos portuarios y, sobretodo, la cuantificación de acciones y solicitudes del muelle.

Una vez toda la información previa se encuentra acotada, es momento de proceder al cálculo y dimensionamiento del muelle.

Debido a la naturaleza prefabricada de la solución, el proceso de cálculo no se realiza mediante un proceso iterativo donde se prueban distintas dimensiones hasta alcanzar la solución estable.

Sino que es necesario determinar un tipo de cajón y dimensiones según las opciones que facilitan los fabricantes. Los cajones se realizan en grandes estructuras (Cajoneros) y no es posible modificar las dimensiones del cajón que fabrican tan fácilmente. Por tanto, las empresas ya establecen las dimensiones de los cajones que producen y las pequeñas variaciones que se pueden realizar.

Es por ello que se debe tomar una de las secciones proporcionadas por los constructores y verificar su idoneidad. En este caso se realizará un estudio de su estabilidad en base a la ROM 0.5 – 05, donde se tomarán distintos modos de fallo y se analizará el coeficiente de seguridad obtenido. Dicho valor es fruto del cociente entre los esfuerzos actuantes y los resistentes. Por tanto, si se verifica la estabilidad de los cajones, se procederá al último punto del dimensionamiento, el cálculo de los elementos estructurales del cajón. En este punto, y gracias al manual para cajones de hormigón de Puerto del Estado, se determinan las cuantías de armado y disposición del mismo en todos los elementos que componen los cajones.

Todo el proceso de verificación, tanto estructural como de estabilidad, se realizará para todos los tramos de la obra. Siempre teniendo en cuenta sus peculiaridades y características.

Todos estos cálculos se complementarán con la determinación de otros aspectos como el firme y pavimento, pero siempre teniendo en cuenta el alcance reducido al tratarse de un proyecto básico.

Para finalizar este proyecto se plasmará toda la información en representaciones gráficas que sigan todo el proceso realizado y se generará una valoración económica de la solución adoptada en función de las unidades de obra previamente detalladas.

6. GEOLOGIA Y GEOTECNICA

Con la campaña geotécnica realizada en diciembre de 2019 y toda la información proporcionada por la autoridad portuaria como por los organismos estatales relacionados con esta materia. Se ha desarrollado un anejo de geología y geotécnica para el posterior desarrollo de la solución estructural con toda la información necesaria respecto al terreno de la zona de actuación.

Con toda la información de este anejo se ha realizado el siguiente resumen.

6.1. MARCO GEOLOGICO

El área donde se encuentra ubicado geológicamente el emplazamiento a estudiar es la hoja a escala 1:50.000 del IGME numero 641 (Castellón de la Plana).

De manera general, la zona objeto de estudio está formada por sedimentos de edad cuaternaria. Por lo general, estos sedimentos cuaternarios están formados por abanicos aluviales y mantos de arroyada, cuya granulometría (En general grosera) disminuye en dirección hacia la costa. Estos mantos de arroyada están formados por arcillas rojas con cantos procedentes de mantos aluviales. Por otro lado, los abanicos están formados por arcillas arenosas de color rojizo con abundantes cantos fluviales.

Conforme la pendiente disminuye al aproximarse la línea de costa, se depositan facciones más finas. Sobre estos materiales, se disponen discordantes los sedimentos propios de la dinámica litoral.

6.2. CAMPAÑA DE RECONOCIMIENTO

Con fecha de inicio en diciembre de 2019 se realizaron los siguientes trabajos en la zona de actuación.

- Cinco (5) ensayos de penetración dinámica
- Seis (6) sondeos rotativos con extracción continua de testigos, así como la correspondiente toma de muestras para la identificación del suelo y sus componentes y ensayos penetración dinámica tipo SPT durante la perforación

Con las muestras inalterados conseguidas se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio.

- Análisis granulométrico por tamizado
- Clasificación USGS
- Determinación de la humedad
- Determinación de la densidad aparente
- Determinación del peso específico de las particulares
- Resistencia a compresión

6.3. CARACTERIZACION DE LOS MATERIALES

En las siguientes líneas se detallaron todos los materiales de la columna litográfica.

6.3.1. NIVEL 0 → FANGOS

Se localizan fangos en puntos muy determinados y en zonas aparentemente no dragada. Estos depósitos se producen por decantación de las partículas que contiene el agua en suspensión, dar un lugar a depósitos de granulometría muy fina, sobresaturado y no consolidado. El espesor medio de esta capa no alcanza los 75cm. Debido a este espesor, su localización en puntos muy determinados y su naturaleza, se recomienda su despreciación a la hora del dimensionamiento.

6.3.2. NIVEL 1 → MATERIALES DETRITICOS FINOS INTERCALADO CON FRACCIONES MEDIOS

Este nivel compone prácticamente la totalidad del suelo. Está basado en arenas limosas intercaladas con ciertas capas de materiales de granulometría inferior, tales como limos arcillosos hasta arcillas arenosas. La intercalación de capas se produce con estratos de entorno a los 2m. Sin embargo, no es posible dar un valor ya que varía en gran medida la potencia y distribución.

Esta configuración hace que se pueda tratar este suelo como granular (Porcentaje de limos <15%)

6.3.3. NIVEL 2 → MATERIAL DETRITICO MEDIO FUERTEMENTE CEMENTADO

Este material es uno de los mayores condicionantes de esta obra. Se trata de un material granular con una granulometría más gruesa y sin existencia de limos. Combina arenas grises y restos de conchas, pudiéndose nombrar como arena conchífera debido a su origen claramente marino. Esta combinación de elementos hace que se encuentre altamente cementado y posea una gran dureza.

En las columnas se ha visto que este estrato aparece de forma aleatoria y a diferentes alturas. Las conclusiones que arroja el estudio geotécnico sobre este material son las siguientes:

“Se ha demostrado que este nivel, de forma local, puede presentar un nivel de cementación que puede llegar a dificultar las labores de dragado. Esta última deducción se basa en que ningún estrato de este material ha sido posible obtener un valor mejor que Rechazo en ensayos de penetración, tanto SPT como DPSH”

6.4. CONCLUSIONES

La gran mayoría del terreno de la zona de actuación consiste en el nivel 1, es decir, un material arenoso – limoso intercalado con fracciones mas finas. Siendo este material de capacidad portante media y de poca dureza.

Por otro lado, el terreno se complementa con un estrato de arena conchífera (Nivel 2), este material presenta una dureza reseñable. Es muy importante conocer su localización ya que condicionará bastante el proceso constructivo. En términos del cálculo de la resistencia del suelo, debido a la naturaleza de este suelo y su aparición en forma de pequeñas betas, se recomienda despreciarlo. Es prácticamente imposible que la totalidad de la cimentación descansa sobre una beta de material.

En conclusión, se puede afirmar que el conjunto del suelo se puede considerar un material competente para las obras a realizar y con una capacidad portante media. Por último, se recomienda el cálculo de la resistencia del suelo (Hundimiento) mediante cálculo analítico con formulación de Brinch-Hansen y correlación mediante datos del ensayo SPT.

7. BATIMETRIA

La ribera de fondo de la dársena sur se caracteriza por tener un calado de 16m, siendo éste el valor más grande de todo el puerto.

La batimetría de la zona se caracteriza por su desnivel, ya que, el dragado no se realizo hasta la línea de cantil del contradique por tratarse de un muelle en talud.

Esto significa que sera necesario dragar todo este talud submarino para poder tener una superficie relativamente horizontal y sea posible el apoyo del muelle.



Figura 4: Batimetría actual en la zona de actuación

8. NORMATIVA A UTILIZAR

Para la redacción de este estudio básico se ha utilizado toda la normativa española en materia de obra marítima, siendo en gran parte tratada como recomendaciones.

- ROM. Recomendaciones de obras marítimas. Normativa española en proyectos portuarios. Puertos del estado:
 - o ROM 2.0 – 11: Obras de atraque y amarre: Criterios generales y factores del proyecto
 - o ROM 0.5 – 05: Geotecnia para las obras marítimas y portuarias
 - o ROM 0.0 – 01: Procedimiento general y bases de cálculo para proyectos en obras marítimas (Parte I)
 - o ROM 4.1 – 94: Proyecto y construcción de los pavimentos portuarios
 - o ROM 3.1 – 99. Configuración marítima de los puertos: Canales de acceso y áreas de flotación
- Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigon armado para obras portuarias. Puertos del Estado
- GCOC: Guía de cimentaciones de obras de carreteras. Ministerio de Fomento
- EHE – 08: Instrucción de Hormigon Estructural

Además de anterior normativa, también se han consultado otros documentos no normativos como bases de datos de precios, catálogos comerciales de elementos portuarios o documentos y planos de institutos dependientes del gobierno de España, como el IGME.³

9. PLANTEAMIENTO DEL LAS POSIBLES ALTERNATIVAS

Como ha quedado detallado en apartados anteriores, se ha optado por una solución de gravedad basada en cajones de hormigón prefabricado aligerados con celdas rellenas de material granular. Esta solución es una de las más utilizadas en las obras portuarias españolas, ya que permitir agilizar los plazos de la obra y mejorar con creces la calidad de ésta. A continuación se muestran las distintas opciones tomadas como alternativas y la justificación de la elección del muelle de cajones aligerados.

9.1. MUELLE DE PILOTES

Como se comenta en otros apartados un muelle de pilotes consiste en una plataforma de hormigón armado sustentada por pilotes verticales y/o inclinados de gran esbeltez. Estos elementos transmiten los esfuerzos mediante rozamiento (Fuste) o por apoyo en el terreno (Punta). Además, es vital la longitud que están empotrados en el terreno para facilitar la transmisión de esfuerzos horizontales.

El muelle de pilotes ha sido siempre una de las opciones más utilizadas en los puertos españoles para pantalanés de este tipo, de hecho, ya se usó en un muelle próximo a éste. Sin embargo, en esta ocasión no es posible usarla por razones constructivas.

El suelo de la zona de actuación consta de un terreno de capacidad portante media que no presenta ningún problema. Sin embargo, se intercalan ciertos estratos de arena conchífera de alta dureza (Los ensayos SPT no

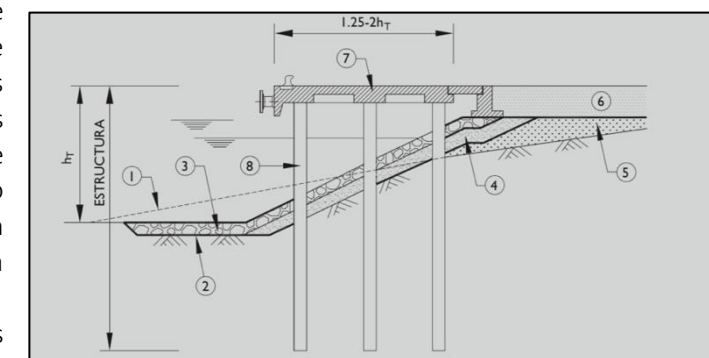


Figura 5: Sección tipo de un muelle de pilotes. En este caso particular, se suprimirá el relleno de material granular por tratarse de un muelle exento

³ Las características bibliográficas de los documentos consultados durante el proyecto aparecen en los respectivos puntos de los anejos donde han sido utilizados y/o nombrados

eran capaces de atravesarla). Esto significa que no sería posible la hincada de los pilotes de hormigón sin que sufran daños estructurales. Por otro lado, realizar los pilotes in situ no sería económicamente viable por la misma razón.

En consecuencia, esta alternativa quedó desechada por inviabilidad técnica y económica.

9.2. MUELLE DE BLOQUES

Se establecieron dos soluciones de muelles que resisten por gravedad. Siendo el muelle de bloques la alternativa que se desestimó.

El muelle de bloques está formado por elementos de hormigón colocados uno sobre otro formando un paramento vertical. La capacidad resistente radica en la movilización del rozamiento entre estos bloques. Esta tipología se puede encontrar en los muelles más antiguos de los puertos españoles, incluso hoy en día se pueden encontrar muelles de reciente construcción con esta solución.

Sin embargo, esta solución no se llevó a cabo ya que desde la autoridad portuaria se ha buscado simplificar el proceso constructivo. Y en este caso, esta tipología no permite la construcción de duques de alba al no movilizar suficiente rozamiento para resistir los esfuerzos. En consecuencia, sería necesario utilizar una tipología diferente para cada tramo de obra, lo que sería más complejo y costoso.

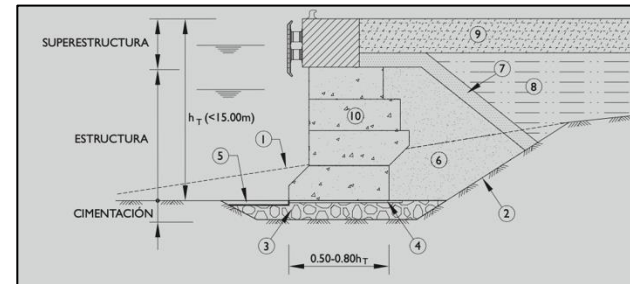


Figura 6: Sección tipo de un muelle de bloques

9.3. MUELLE DE CAJONES

Como bien se ha tratado en este documento, el muelle de graneles líquidos se realizará con esta tipología estructural. El muelle de cajones ha sido usado para los diques de cierre de la propia dársena sur con unos excelentes resultados. Además, puede construirse con tipología antirreflejante para facilitar la navegabilidad.

Esta solución reduce costes, plazos de obra y aumenta la calidad y acabados de la misma al poder hacerse el muelle en dique seco.

Su naturaleza de elemento prefabricado es lo que le da la mayor ventaja. Se prevé su fabricación en un cajonero en el puerto de Alicante y su posterior remolcado al puerto de Castellón.

Respecto a las cuestiones geotécnicas, la arena conchífera no es un impedimento ya que, aunque no sea posible hincar un pilote sobre ésta, es relativamente sencillo dragar este material hasta la cota de cimentación deseada para el cajón.

10. BASES DE DISEÑO

En el siguiente punto se muestran todos los parámetros y variables involucrados en el diseño del muelle de graneles líquidos. Todos ellos están basados en las Recomendaciones para Obras Marítimas publicadas por la autoridad competente (Puertos de Estado).

10.1. BUQUE TIPO

El buque de mayor capacidad que se espera en las instalaciones proyectada corresponde con un granelero de tamaño intermedio, caracterizado por 45.000 TPM. Las características de este buque son:

DIMENSION	VALOR
Eslora Total (L)	210 m
Manga (B)	31 m
Calado (D)	11,75 m
Puntal (T)	16,25 m
Francobordo (G)	4,50 m
TPM	45.000 Tn
Área Frontal Expuesta (A_T)	770 m ²
Área Lateral Expuesta (A_L)	2960 m ²

Tabla 1: Buque de cálculo

10.2. AGENTES AMBIENTALES

Quedan definidos en base a las indicaciones de la ROM 2.0 -11. Se indica la magnitud de la acción según la condición de trabajo a la que está asociada.

CONDICIONES DE TRABAJO	MAREA		VIENTO
CT1 - Condiciones operativas ⁴	PVME	+ 0,20 m	Vb = 22 m/s
	BVME	- 0,06 m	
CT2. Caso 1 - Viento predominante	PVME	+ 0,81 m	Vt,50 = 34,2 m/s
	BVME	- 0,63 m	
CT2. Caso 2 - Marea predominante	PVME	+ 0,92 m	Vt,5 = 29,5 m/s
	BVME	- 0,67 m	
CT3. Caso 3 - Viento predominante	PVME	+ 0,81 m	Vt,500 = 38,4 m/s
	BVME	- 0,63 m	
CT3. Caso 4 - Marea predominante	PVME	+ 1,03 m	Vt,5 = 29,5 m/s
	BVME	- 0,71 m	

Tabla 2: Resumen de los agentes ambientales

⁴ Las condiciones CT1 son las que marcan la permanencia del buque amarrado

10.3. AGENTES DE USO Y EXPLOTACION

Quedan definidos en base a las indicaciones de la ROM 2.0 -11. Se indica la magnitud de la acción según a la condición de trabajo a la que esta asociada.

CONDICIONES DE TRABAJO	SOBRECARGA DE OPERACIÓN (SC1) TRAMO I	CARGA DE EQUIPOS DE OPERACIÓN (CM1) TRAMO I		TIRO DE BOLARDO	DEFENSAS DEL MUELLE TRAMO I
		F. VERTICAL			
CT1 - Condiciones operativas ⁵	10 kN/m ²	F. VERTICAL	2,96 kN/m	V _{1,x} = V _{1,y} = 41,61 kN/m V _{2,x} = 735,5 kN V _{2,y} = 1274,86 kN	43,1 kN/m
		F. HORIZONTAL	26,67 kN/m		
		MOMENTO	71,11 kNm/m		
CT2. Caso 1 - Viento predominante	10 kN/m ²	F. VERTICAL	8,29 kN/m	-	-
		F. HORIZONTAL	21,33 kN/m		
		MOMENTO	112,52 kNm/m		
CT2. Caso 2 - Marea predominante	10 kN/m ²	F. VERTICAL	2,96 kN/m	-	-
		F. HORIZONTAL	26,67 kN/m		
		MOMENTO	71,11 kNm/m		
CT3. Caso 3 - Viento predominante	0,8 x 10 kN/m ²	F. VERTICAL	8,29 kN/m	-	-
		F. HORIZONTAL	21,33 kN/m		
		MOMENTO	112,52 kNm/m		
CT3. Caso 4 - Marea predominante	0,8 x 10 kN/m ²	F. VERTICAL	2,96 kN/m	-	-
		F. HORIZONTAL	26,67 kN/m		
		MOMENTO	71,11 kNm/m		

Tabla 3: Resumen de los agentes ambientales

- Cargas transmitidas por equipo de manipulación de mercancías (CM1)

La carga, descarga, estiba y desestiba del buque se realiza mediante sistemas de continuos especialmente diseñados para esta tarea. Estos sistemas se basan en el bombeo a través de tuberías y de sistemas de conexión de estas con el buque que permiten la realización de estas tareas en condiciones de seguridad, al adaptarse a los movimientos del buque o los agentes operativos. Al no existir condicionantes por parte del promotor, se establece para este diseño lo indicado en la ROM 2.0 – 11 para barcos de este tamaño.

- Tiro de bolardo

Se dispondrán bolardos de disparo rápido de 150 Tn dispuestos cada 25m. Se realiza la suposición de que trabajaran en un ángulo de 45º respecto a la horizontal. Para los duques de alba se colocará un único bolardo en cada plataforma, correspondiente al esfuerzo subíndice 2.

- Sistema de defensa del muelle

Se propone el uso de defensas tipo SUC 1150H situadas cada 20m y colocadas sobre tablero de 2,2 x 2 metros. Además, solo se colocarán en la plataforma principal, ya que los duques de alba carecen de la función de atraque.

⁵ Las condiciones CT1 son las que marcan la permanencia del buque amarrado. Por tanto, desaparecen en el resto de condiciones de trabajo los agentes que impliquen mantener el buque atracado

10.4. AGENTES DEL TERRENO

Existen varias acciones del terreno a considerar en diferentes partes del muelle.

- Subpresión: Este fenómeno se debe a que los elementos de cimentación se encuentran bajo el nivel freático. Esto hace que se produzca un empuje vertical del agua que tiene a desplazar verticalmente las estructuras. Esta acción se calculará en los anejos de cálculo por su gran relación con el diseño final de la obra. Además, se realizará el cálculo teniendo en cuenta todas las hipótesis de marea.
- Relleno de las celdas con material granular: Aparecerán empujes del terreno en las paredes de las celdas. Serán considerados a la hora de calcular la estructura.
- Empuje activo del terreno: Una parte del trasdós de la plataforma (Mota de conexión) sufrirá el empuje de las tierras de la mota de conexión. Además, se añadirá una pequeña sobrecarga de 5 kN/m² al terreno para simular el tráfico viario en operaciones de mantenimiento. Dicha sobrecarga se mantendrá en todas las condiciones de trabajo.

La ROM 0.5-05 recomienda que se tenga en cuenta el fenómeno de la carga hidráulica, es decir, el desfase de tiempo que pueda haber entre la variación del nivel del agua por mareas entre el agua de la dársena y el nivel freático de los rellenos.

La ROM cuantifica este desfase de altura en función de la magnitud de las mareas y la permeabilidad de las obras de tierras.

En este caso, al tratarse de una zona con mareas reducidas y una mota con aparentemente gran permeabilidad, solo haría falta tener en cuenta un desfase máximo de 15cm.

En base a esta cifra se ha decidido desprestigiar este fenómeno, ya que tan solo generaría un empuje máximo de 0,1 kN. Un valor prácticamente nulo respecto al empuje activo del terreno.

11. VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DEL MUELLE

11.1. INTRODUCCION

Se procede a la verificación de la estabilidad del muelle, tanto de la plataforma de atraque (Tramo I) como de los duques de alba de amarre (Tramo II).

Para ello, mediante las secciones de cálculo estimadas, se procede al cálculo de las acciones resistentes y actuantes para hallar el coeficiente de seguridad global de cada modo de fallo.

En los siguientes apartados se realiza un pequeño resumen de todo el proceso realizado en los anejos de cálculo de este proyecto básico.

11.2. SECCIONES DE CÁLCULO

Se ha considerado una sección de cálculo para cada tramo de obra, cada una con sus particularidades y características.

11.2.1. TRAMO I: PLATAFORMA DE ATRAQUE

Los cajones de hormigón estarán realizados en hormigón armado HA-35 y las celdas irán rellenas de material granular, tomando un peso específico seco de 18 kN/m³.

Se considera el empuje activo del terreno del trasdós realizado por una mota de conexión íntegramente compuesta de material granular y con una sobrecarga de uso por paso de vehículos. Este empuje tiene en cuenta los taludes de la mota y la variación de la altura de esta sobre el trasdós.

Además, se ha tomado una superestructura de peso específico 23,5 kN/m³, simulando el peso del firme y una viga cantil de hormigón armado.

A la plataforma de atraque se le añaden las sobrecargas de uso consideradas por su tipo de actividad, los esfuerzos del tiro de bolardo, los impactos en la defensa y las cargas muertas generadas por los elementos de descargas de graneles.

A continuación se detalla un pequeño croquis de la sección utilizada para los cálculos de estabilidad. Tal y como se puede observar, se considera un metro lineal de sección transversal. En consecuencia, todos los valores correspondientes a cálculos de estabilidad son proporcionados por metro lineal.

Por último, se considera una banqueta de apoyo de 1,50m de espesor compuesta por escollera.

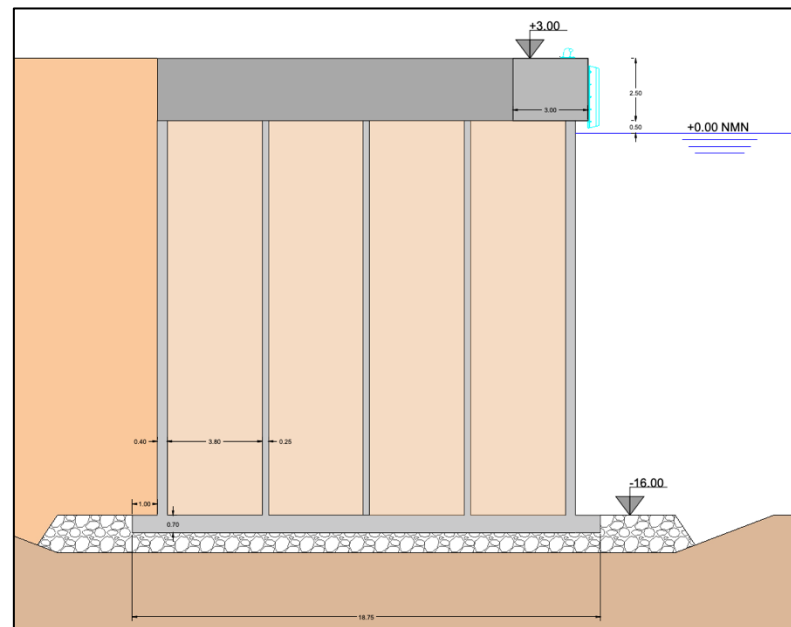


Figura 7: Sección de cálculo del tramo I

11.2.2. DUQUES DE ALBA DE AMARRE

Se considera la misma sección de cálculo pero teniendo en cuenta un ancho reducido. Además, tal y como indican las bases de diseño. No se tienen en cuenta sobrecarga de uso, impactos en defensas o sistemas de descarga del buque.

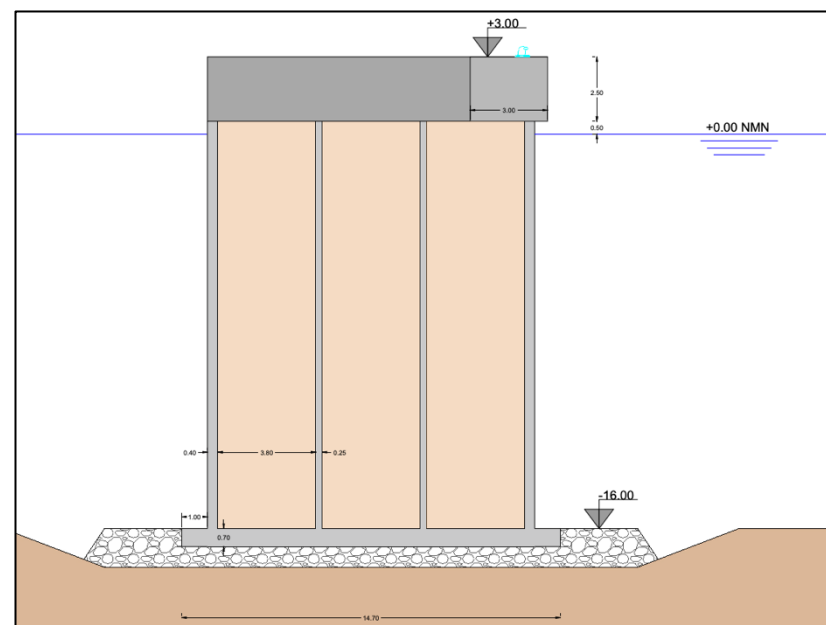


Figura 8: Sección de cálculo del tramo II

11.3. MODOS DE FALLO

En base a las recomendaciones de la ROM, se realizarán el estudio de los siguientes modos de fallo:

- Modos de fallo adscritos a estados de limite ultimo (ELU)
 - o Verificación de la seguridad frente hundimiento
 - o Verificación de la seguridad frente a deslizamiento
 - Contacto entre hormigon y banqueta de apoyo
 - Contacto entre banqueta de apoyo y terreno natural
 - o Verificación de la seguridad frente al vuelco rígido
 - o Verificación de la seguridad frente al vuelco plástico
- Modos de fallo adscritos a estados de limite de servicio (ELS)

No se consideran, ya que al tratarse de suelo granulares no ofrecerán asientos de gran magnitud a largo plazo. En consecuencia, no se vera comprometida la funcionalidad de la estructura.

11.4. RESULTADOS OBTENIDOS

Mediante la aplicación de la formulación detallada en el anejo nº5 de este proyecto. Se obtienen los siguientes valores.

- Tramo I

MODO DE FALLO (ELU)	CONDICION DE TRABAJO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	COEFICIENTE DE SEGURIDAD EXIGIDO
Hundimiento	CT2,1	3,57	2
Deslizamiento Hormigon - Banqueta	CT1	3,42	1,5
Deslizamiento Banqueta – Terreno Natural	CT1	5,85	1,5
Vuelco Rígido	CT3,4	1,52	1,3
Vuelco Plástico	CT1	3,79	1,5

Tabla 4: Verificación de la estabilidad del muelle. Tramo I

- Tramo II

MODO DE FALLO (ELU)	CONDICION DE TRABAJO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	COEFICIENTE DE SEGURIDAD EXIGIDO
Hundimiento	CT2,1	4,07	2
Deslizamiento Hormigon - Banqueta	CT1	8,80	1,5
Deslizamiento Banqueta – Terreno Natural	CT1	13,64	1,5
Vuelco Rígido	CT3,4	1,51	1,3
Vuelco Plástico	CT1	5,17	1,5

Tabla 5: Verificación de la estabilidad del muelle. Tramo II

Por tanto, al quedar verificados todos los coeficientes de seguridad, se da por valida la sección de cálculo tomada.

11.5. VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD NAVAL

Como los cajones serán fabricados en un cajonero situado en otro puerto de la geografía española, será necesario transportarlos navegando hasta el puerto de Castellón. En consecuencia es necesario verificar que son aptos para navegar en condiciones de seguridad. Mediante el método propuesto en la guía para cajones, se alcanzan las siguientes conclusiones:

- Tramo I
 - o Será necesario lastrar con agua las celdas hasta una altura de 3.6m si se transporta por aguas exteriores. Si al final se construyen en el mismo puerto y no abandonan aguas abrigadas, bastará con una altura de 3.4m de agua en las celdas
 - o Para proceder al fondeo de los cajones será necesaria una altura de 8.7m de agua en las celdas.
- Tramo II
 - o Será necesario lastrar con agua las celdas hasta una altura de 5.2m si se transporta por aguas exteriores. Si al final se construyen en el mismo puerto y no abandonan aguas abrigadas, bastara con una altura de 4.8m de agua en las celdas
 - o Para proceder al fondeo de los cajones será necesaria una altura de 12.1m de agua en las celdas.

12. DETERMINACIÓN DE LA DISPOSICION DE ARMADOS

El cálculo estructural de las dos tipologías de cajón se ha realizado en base al *Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias* y la EHE-08.

La determinación de esfuerzos se ha realizado para determinados elementos mediante programas de elementos finitos y otros de mayor, de mayor sencillez, mediante las graficas tabuladas del propio manual.

A continuación, se ha obtenido las cuantías de armado según el tipo de esfuerzo según el agotamiento frente a solicitaciones normales y sus respectivas cuantías mínimas.

Por ultimo, se han verificado dichos valores según la abertura máxima de fisura (ELS) y el agotamiento frente a solicitaciones de cortante.

Con todo esto, se han obtenido las siguientes disposiciones de armado.

A continuación se muestra una tabla resumen con el armado necesario en cada elemento.

ELEMENTO	ARMADURA LONGITUDINAL ⁶	ARMADURA TRANSVERSAL
Paredes Exteriores	5 Ø 20	1c Ø 20 / 20cm
Paredes Interiores	4 Ø 20	1c Ø 20 / 25cm
Solera	5 Ø 20	1c Ø 20 / 20cm

Tabla 6: Disposición de armado en los elementos estructurales

⁶ Valores expresados por metro lineal

13. FIRMES Y PAVIMENTOS

En base a la ROM 4.1 – 94 se ha establecido una configuración de firme y pavimento para la superestructura de ambos tramos del muelle. Al tratarse de un muelle de graneles líquidos las solicitaciones por trafico y maquinaria de manipulación es muy reducida. En consecuencia, no se realiza el extendido de un paquete de firme de gran espesor.

A continuación se realiza una descripción en detalle de todas las capas, partiendo de la cota +0,50m, cota de coronación de los cajones de hormigón.⁷

- Relleno Portuario⁸ (e = 1m): Relleno portuario convencional compactado. Se realizarán las tareas pertinentes para asegurar una compactación del 95% del PM, Categoría BC y CBR > 20. Se debe mantener una cantidad de finos inferior al 10%.
- Explanada de categoría E3 (e = 1m): Material seleccionado
- Capa inferior del firme (e = 25cm): Zahorra artificial
- Pavimento (e = 25cm): Hormigón compactado con rodillo HP40

Para favorecer la evacuación del agua, se establecerá una pendiente transversal en dirección al cantil del 1%.

Esta configuración se mantendrá en todas las zonas del muelle. Sin embargo, debido a las características de los duques de alba, se colocarán apoyos/muretes de hormigón en los extremos por razones constructivas. Además, al tratarse de zonas sin paso de vehículos, se considera que en un futuro proyecto de mayor alcance se particularice otro tipo de superestructura.

Se realizará el extendido de este paquete de firme en la mota de conexión, incluyendo también los apoyos de hormigón anteriormente mencionados. Será necesario llevar a cabo tareas de consolidación en el relleno portuario convencional para adaptar la parte superior de este a las exigencias indicadas para poder considerar explanada tipo E3.

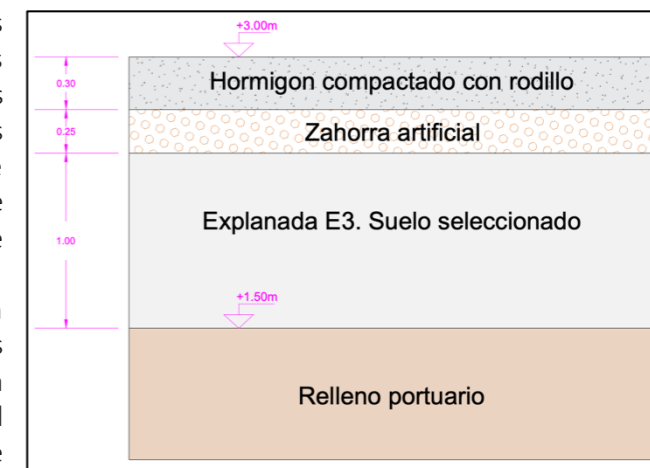


Figura 9: Sección de firme adoptada

14. ACTUACIONES COMPLEMENTARIAS

En el siguiente apartado se realizará una descripción de los elementos que bien, por sus características o por el alcance de este proyecto, no se considera necesario un cálculo justificativo o un gran apartado descriptivo.

14.1. VIGA CANTIL

La viga cantil es el elemento longitudinal que permite unir todos los elementos de la alineación del muelle, siendo además la estructura que transmite las cargas transmitidas por el buque a todos los elementos del muelle.

Se opta por un diseño de viga cantil muy utilizado en la obra marítima española. Esta viga tendrá un canto de 2,5m y un ancho de 3m, 0,5m de los cuales en voladizo. Al igual que el resto de elementos, estará construida en hormigón armado HA-35/F/25/IIIa+Qb y armaduras B500S.

⁷ Toda esta información se puede consultar en detalle en el documento nº2 de este proyecto básico

⁸ Este relleno se considera una adaptación, mediante compactación, del relleno portuario convencional aplicado a la mota

Para permitir una buena interacción entre el firme de la superestructura y la viga cantil, se instalará una junta de poliestireno expandido en el encuentro entre la viga cantil y el firme a lo largo de toda la longitud de esta. Esta junta estará constituida por pequeños paneles rígidos de 50mm de anchura y 100mm de profundidad.

14.2. BANQUETA DE CIMENTACION

La construcción de la sección tipo del pantalán requiere la ejecución previa de un dragado hasta alcanzar la cota -17,50 m, con una anchura en la base de 22,75 m y taludes laterales con pendiente de equilibrio en la relación 3H/1V. Sobre la zanja se dispone una capa de material de escollera de 50-150 kg de peso que forma la banqueta de cimentación de los cajones. Esta banqueta tiene una anchura en coronación de 22,75 m, quedando un resguardo a cada lado del cajón de 3 m. La superficie de su coronación se nivela a la cota -16m mediante un enrase de grava de pequeño tamaño de tal manera que permita disponer de un plano de apoyo regular para la estructura del cajón.

A lo largo de todo el pie del pantalán se ha previsto la colocación de una losa de hormigón de 2,5 m de anchura y 0,50 m de canto, que proteja el borde de la banqueta de posibles efectos de socavación producidos por las corrientes o por las hélices de los buques.

14.3. SISTEMAS CONTINUOS DE CARGA Y DESCARGA DE GRANELES LIQUIDOS

El procedimiento de carga y descarga de graneles líquidos se realiza por bombeos a través de tuberías y sistemas de conexión de estas con el buque.

En este caso, se opta por brazos articulados. Estos elementos cuentan con tuberías extensibles que permiten conectar el sistema de tierra con los depósitos de los buques.

Al tratarse de sistemas fijos son necesarias unas condiciones meteorológicas determinadas, donde el viento y el oleaje sea tal que el buque no tenga grandes derivas y movimientos.

Estos elementos se deben colocar a lo largo del muelle y a una distancia aproximada de 2,5m respecto al cantil.

Conectado a estos existirán un sistema de canalizaciones hacia las distintas empresas que usarán dicho muelle. Tal y como indica la autoridad portuaria, el sistema deberá estar preparado para permitir operar a varias empresas.

Para el dimensionamiento de los muelles se han tratado todos estos elementos como cargas muertas, habiéndose tomado valores conservadores para permitir posibles ampliaciones futuras. Para ello se ha establecido una sobrecarga de uso para los rack de tuberías de gran magnitud y se han establecido varios brazos de articulados del tamaño indicado por la ROM para el buque tipo del muelle.

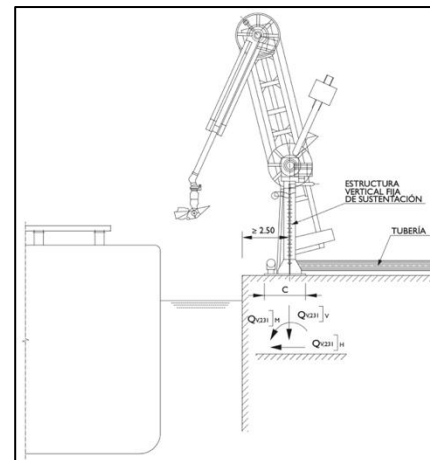


Figura 10: Esquema de una manguera para descarga continua de graneles líquidos

15. VALORACIÓN ECONOMICA

En el siguiente apartado se muestra un resumen de la valoración económica realizada en el correspondiente documento de este proyecto.

Tal y como indica el alcance de un proyecto básico, se ha realizado una valoración de las unidades de obra mas representativas de la actuación. Así mismo, todas las mediciones están basadas en el documento N°2: Planos.

La valoración se ha dividido en 10 capítulos: Actuaciones previas, banqueta de cimentación, cajones de hormigón armado, superestructura, mota de conexión, firmes y pavimentos, pasarelas peatonales de conexión, estudio de seguridad y salud, gestión de residuos y vigilancia ambiental. Todos los precios unitarios han sido obtenidos de bases de datos verificadas y de la propia experiencia en redacción de proyectos del alumno.

A continuación se muestra el resumen por capítulos y el presupuesto final de la obra.

ID CAPITULO	CAPITULO	IMPORTE
1	Actuaciones previas	236.585,05 €
2	Banqueta de cimentación	252.452,14 €
3	Cajones de hormigón armado	2.878.573,65 €
4	Superestructura	328.865,00 €
5	Mota de conexión	113.573,70 €
6	Firmes y pavimentos	121.503,74 €
7	Pasarelas peatonales de conexión	254.400,00 €
8	Seguridad y salud	106.000,00 €
9	Gestión de residuos	23.320,00 €
10	Vigilancia ambiental	60.420,00 €
TOTAL PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL (PEM)		4.375.693,28 €
13% Gasto general		568.840,13 €
6% Beneficio Industrial		265.541,60 €
SUMA GASTOS GENERALES + BENEFICIO INDUSTRIAL		5.207.075,01 €
21% IVA		1.093.478,75 €
TOTAL PRESUPUESTO BASE		6.300.560,76 €

Aplicando a los precios unitarios las mediciones de proyecto, se obtiene el presupuesto de ejecución material (PEM) de la obra, que asciende a **CUATRO MILLONES TRESCIENTOS SETENTA Y CINCO MIL SEISCIENTOS NOVENTA Y TRES EUROS Y VEINTIOCHO CENTIMOS (4.375.693,28 €)**

El presupuesto base de la obra (IVA incluido) se obtiene incrementando el presupuesto de ejecución material en un 13% de gastos generales, un 6% de beneficio industrial y un 21% de impuesto sobre el valor añadido (IVA), que asciende a la cantidad de **SEIS MILLONES TRESCIENTOS MIL QUINIENTOS SESENTA EUROS Y SETENTA Y SEIS CENTIMOS (6.300.560,76 €)**

16. ANEJOS A ESTE DOCUMENTO

El presente documento consta de los siguientes anejos.

- Anejo nº1: Antecedentes
- Anejo nº2: Bases de diseño
- Anejo nº3: Geología y geotecnia
- Anejo nº4: Estudio de alternativas
- Anejo nº5: Dimensionamiento de la solución adoptada – Estabilidad
- Anejo nº6: Dimensionamiento de la solución adoptada – Estructura
- Anejo nº7: Firmes y pavimentos

Con todos ellos se pretenden justificar todo lo detallado en esta memoria, así como añadir cierta información respecto al proyecto.

17. CONCLUSIONES

Estimo que las exposiciones realizadas tanto en el documento memoria como en sus anejos, así como con el resto de documentos e información que integran este proyecto, son suficientes para cumplir con el objetivo y alcance de este proyecto básico. Así mismo, se concluye que la solución propuesta y desarrollada satisface las necesidades exigidas y cumple con la normativa vigente.

Por último, en relación al Trabajo de Fin de Master a entregar por el alumno David Marco Ramos, se estima que ha sido redactado correctamente y que cumple con todos los requisitos exigidos por la Escuela Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Valencia, por lo que queda a disposición del tribunal para su aprobación definitiva.

Valencia, junio de 2020

El autor del proyecto:



David Marco Ramos



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

ANEJOS AL DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA GENERAL

Presentado por

Marco Ramos, David

Curso: 2019/2020

Fecha: junio 2020

Tutor: Gómez Martín, María Esther





INDICE DE ANEJOS AL DOCUMENTO Nº1: MEMORIA GENERAL

- ANEJO Nº1: Antecedentes
- ANEJO Nº2: Bases de diseño
- ANEJO Nº3: Geología y geotécnica
- ANEJO Nº4: Estudio de alternativas
- ANEJO Nº5: Dimensionamiento de la solución adoptada – Estabilidad
- ANEJO Nº6: Dimensionamiento de la solución adoptada – Estructura
- ANEJO Nº7: Firmes y pavimentos





UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

ANEJO Nº 1: ANTECEDENTES

Presentado por

Marco Ramos, David

Curso: 2019/2020

Fecha: junio 2020

Tutor: Gómez Martín, María Esther



INDICE

1.	INTRODUCCION	3
2.	OBJETIVO DEL PROYECTO	3
3.	DESCRIPCIÓN DE LA OBRA	3
4.	LOCALIZACION DEL PROYECTO	3
5.	CARACTERISTICAS DEL PUERTO DE CASTELLON	3
5.1.	SECTOR DE ACTIVIDAD	3
5.2.	CARACTERISTICAS TECNICAS DEL PUERTO	3
5.2.1.	DARSENA NORTE	4
5.2.2.	DARSENA SUR	4
6.	DESCRIPCION DEL ESTADO ACTUAL DE LA ZONA DE ACTUACIÓN	4
7.	NECESIDADES A SATISFACER.....	5
8.	GEOLOGIA Y GEOTECNICA	5
9.	TOPOGRAFIA Y BATIMETRIA	5
10.	CONCLUSION	5

INDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURA 1: IMAGEN ÁREA DE ARCHIVO DONDE SE PUEDE OBSERVAR COMO LA PLATAFORMA ANEJA ES IDÉNTICA A LA DESCRIPCIÓN PROPUESTA POR LA AUTORIDAD PORTUARIA. SIN EMBARGO, NO SE REALIZARÁ LA MISMA TIPOLOGÍA CONSTRUCTIVA	3
FIGURA 2: FOTO AÉREA DEL PUERTO DE CASTELLÓN.....	3
FIGURA 3: LOCALIZACIÓN DE LA ACTUACIÓN.....	3
FIGURA 4: AMPLIACIÓN DEL DIQUE DE CIERRE DEL PUERTO DE CASTELLÓN. FUE CONSTRUIDO MEDIANTE CAJONES DE HORMIGON CON CARACTERÍSTICAS ANTIREFLEJANTES	4
FIGURA 5: DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DEL PUERTO DE CASTELLÓN	4
FIGURA 6: VISTA AÉREA DE LA ZONA DE ACTUACIÓN Y SITUACIÓN ACTUAL DE LA ALINEACIÓN DONDE SE REALIZARÁ EL FUTURO MUELLE. SE PUEDE OBSERVAR EL DIQUE EN TALUD REALIZADO CON ESCOLLERA.....	5



1. INTRODUCCION

El presente anejo busca detallar una pequeña introducción al proyecto básico de la obra de atraque. Para ello se expondrá datos generales del mismo como la localización, características del puerto, demandas a satisfacer, condiciones de contorno, tipología de tráfico, entre otros.

2. OBJETIVO DEL PROYECTO

El objetivo principal de este proyecto es dotar a la dársena sur de una nueva obra de atraque de graneles líquidos. Dicha obra queda enmarcada en los objetivos 2025 del Puerto de Castellón.

Para ello, desde este proyecto básico, se realizarán las tareas de determinación y definición de la solución en base a criterios de distinto índole, cálculo y verificación de la misma y una valoración económica.

3. DESCRIPCIÓN DE LA OBRA

La instalación a proyectar deberá ser apta para buques de graneles líquidos de gran tonelaje hasta un máximo de 45.000 TPM y 210m de eslora. Así mismo, por prescripción de la Autoridad Portuaria, la plataforma deberá ser apta para el uso de dos operadoras diferentes, cada una con sus bocas específicas.

La autoridad portuaria propone una instalación formada por un pantalán de atraque y operación apto para mantenimiento, pero no para paso de vehículos, y una serie de duques de alba de amarre. Todos los duques de alba estarán conectados mediante pasarelas prefabricadas peatonales. Por último, el acceso a la plataforma se realizará por medio de una mota de material de relleno. Siendo la plataforma el lugar donde se alojarán todas las instalaciones.

Esta descripción de la obra, excepto por otros parámetros de operatividad y maniobrabilidad, coincide con la plataforma construida al lado de la zona de actuación. Ya que, ambas forman parte del mismo objetivo 2025 del puerto.



Figura 1: Imagen área de archivo donde se puede observar como la plataforma aneja es idéntica a la descripción propuesta por la Autoridad Portuaria. Sin embargo, no se realizará la misma tipología constructiva

4. LOCALIZACION DEL PROYECTO

El puerto de Castellón de la Plana, calificado como puerto de Interés General, se localiza en la costa este del Mar Mediterráneo y se considera un centro neurálgico de la economía de la provincia de Castellón, especialmente en el sector azulejero. Según las estadísticas de Puertos del Estado está considerado el octavo puerto español por toneladas de mercancía tratada.

Su posición geográfica respecto a la ciudad de Castellón de la Plana le permite realizar su actividad sin generar grandes afecciones a la ciudad. Lo que ha permitido el desarrollo de grandes industrias y polos industriales.

En concreto, esta actuación se sitúa en la zona más nueva del puerto, la ampliación sur o dársena sur.

Esta zona del puerto se centra en las actividades petroquímicas del puerto, dada su cercanía con el Polígono



Figura 2: Foto aérea del Puerto de Castellón

Serrallo. Lugar donde tienen sede grandes empresas como UBE, BP o Masol.

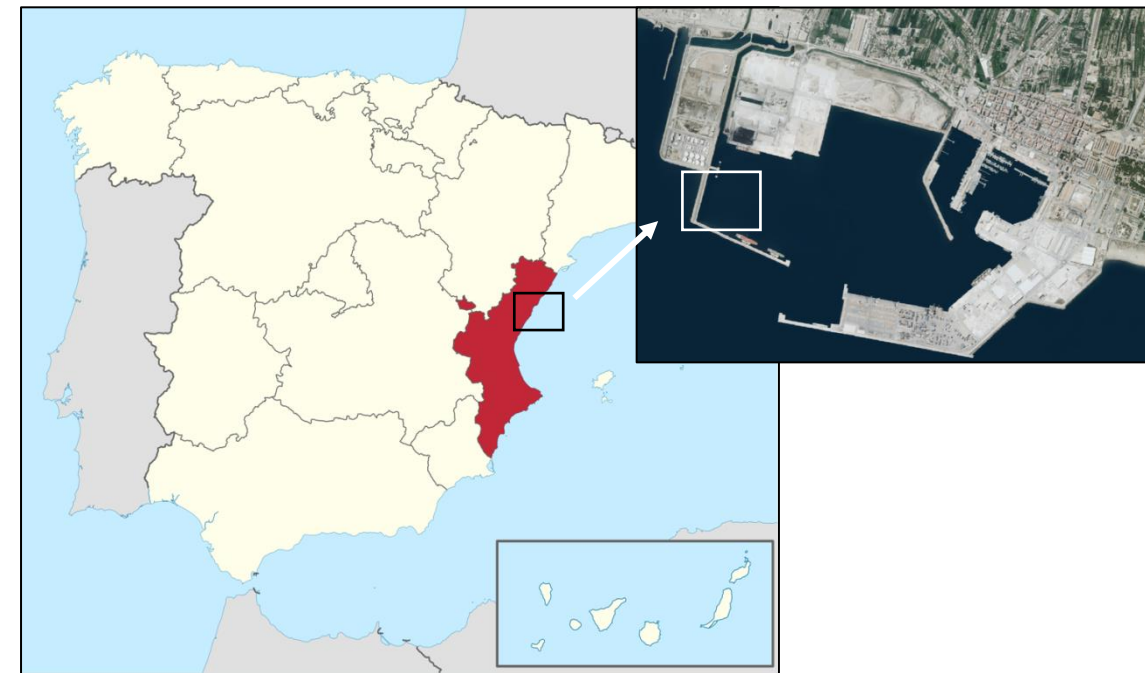


Figura 3: Localización de la actuación

5. CARACTERISTICAS DEL PUERTO DE CASTELLON

5.1. SECTOR DE ACTIVIDAD

El puerto de Castellón se encuentra en un lugar estratégico para el transporte de mercancías, ya que tiene acceso directo tanto al corredor mediterráneo como al futuro corredor cantábrico - mediterráneo.

Gracias a esta localización, el puerto ha sufrido un gran aumento de su actividad en los últimos años, tanto es así, que ya se sitúa entre los 10 más importantes de España. Dicha posición se debe principalmente a sus dos actividades principales.

Por un lado, toda la industria cerámica y la gran cantidad de comercio de importación de materias primas y exportación de productos, de hecho, existe un muelle exclusivo para esta actividad, *El muelle de la cerámica*.

La segunda industria principal del puerto, y punto básico de este proyecto, es la industria petroquímica. En la zona de actividades logísticas del puerto se encuentra una gran refinería de la empresa BP, una central térmica y una gran planta de industria química de la empresa japonesa UBE. Este conglomerado de grandes empresas hace que el puerto crezca en base a las necesidades de éstas.

5.2. CARACTERISTICAS TECNICAS DEL PUERTO

El puerto de Castellón consta de dos dársenas principales, nortes y sur. Ambas unidas por una gran lámina de aguas y protegidas por un gran dique, contradique y dique de cierre.

Actualmente el puerto está inmerso en un ambicioso plan de crecimiento, donde será capaz de satisfacer grandes demandas. Para ello, no solo se busca ampliar las zonas de atraque y las aguas abrigadas, sino que se van a reforzar y ampliar las conexiones con el fin de mejorar la intermodalidad.

A continuación se detallarán ciertos aspectos relevantes del puerto y su distribución de dársenas y muelles.

5.2.1. DARSENA NORTE

En la dársena norte se realizan todas las actividades relacionadas con la industria cerámica, la pesca y la navegación deportiva.

La dársena pesquera y la dársena interior o deportivo fueron las primeras obras del puerto de Castellón. Actualmente son el punto neurálgico del ocio en el puerto y constituyen un excelente ejemplo de relación puerto ciudad. Este conjunto de dársenas con una distribución muy característica está formada por varias alineaciones y calados variables entre los 4 y los 8m, valores idóneos para el tipo de actividad que albergan.

En segundo lugar, se pueden encontrar los muelles de la cerámica y el cemento, que dan nombre a las actividades que se realizan en ellos. Poseen calados que se aproximan a los 14m.

Fueron los primeros muelles de gran tamaño del puerto de Castellón pero han sufrido ampliaciones y reformas en sucesivas ampliaciones. Toda esta dársena se encuentra abrigada por el dique norte, en una primera alineación se realizó con la tipología de dique en talud y manto bicapa de cubos y una segunda alineación con cajones de hormigón.

Cabe remarcar la gran complejidad y problemática derivada del entronque del cajón con el talud de cubos. Lugar donde aún aparecen grandes fenómenos de reflexión no deseada. Además, en esta dársena también se encuentra un pequeño muelle para graneles líquidos y un muelle ro-ro con su correspondiente rampa.

Por último, es de gran importancia mencionar, una de las últimas actuaciones que se realizaron en el puerto y en concreto en esta dársena.

Para mejorar la maniobrabilidad dentro de las aguas abrigadas y reducir la agitación interior, se decidió ampliar el dique norte para cerrar más la bocana. Este dique traía una problemática, ya que mejoraba la agitación interior pero empeoraba el acceso, así que se decidió por la novedosa técnica del dique de cajones de hormigón antirreflejante. Se construyó un dique de 450m de longitud entre los 10 y 20m de profundidad. Para conseguir la baja reflexión se colocaron dos celdas a diferentes alturas comunicadas con el mar mediante ventanas, y dotadas de bufaderos para aliviar presiones y facilitar el retorno del agua. Además, se dispuso una viga cantil de muelle de 4,35m de ancho para poder aprovechar el dique como muelle, siendo actualmente uno de los principales atraques para ro-ro y cruceros.



Figura 4: Ampliación del dique de cierre del Puerto de Castellón. Fue construido mediante cajones de hormigón con características antirreflejantes

5.2.1.1. Nueva Conexión Ferroviaria

La conexión ferroviaria del puerto de Castellón siempre ha sido un punto deficitario. Actualmente se están planteando varias actuaciones para dotar a ambas dársenas de conexión ferroviaria de ancho internacional.

Para ello se construirá una nueva estación intermodal en las proximidades del puerto y una nueva línea de ancho internacional complementaria al nuevo acceso a la dársena sur.

Con el fin de eliminar el acceso ferroviario a la dársena norte por el casco urbano de la localidad, se proyecta un puente levadizo para permitir el acceso de los trenes a esta dársena.¹

Gracias a este conjunto de actuaciones se espera fortalecer la intermodalidad del puerto en los próximos años.

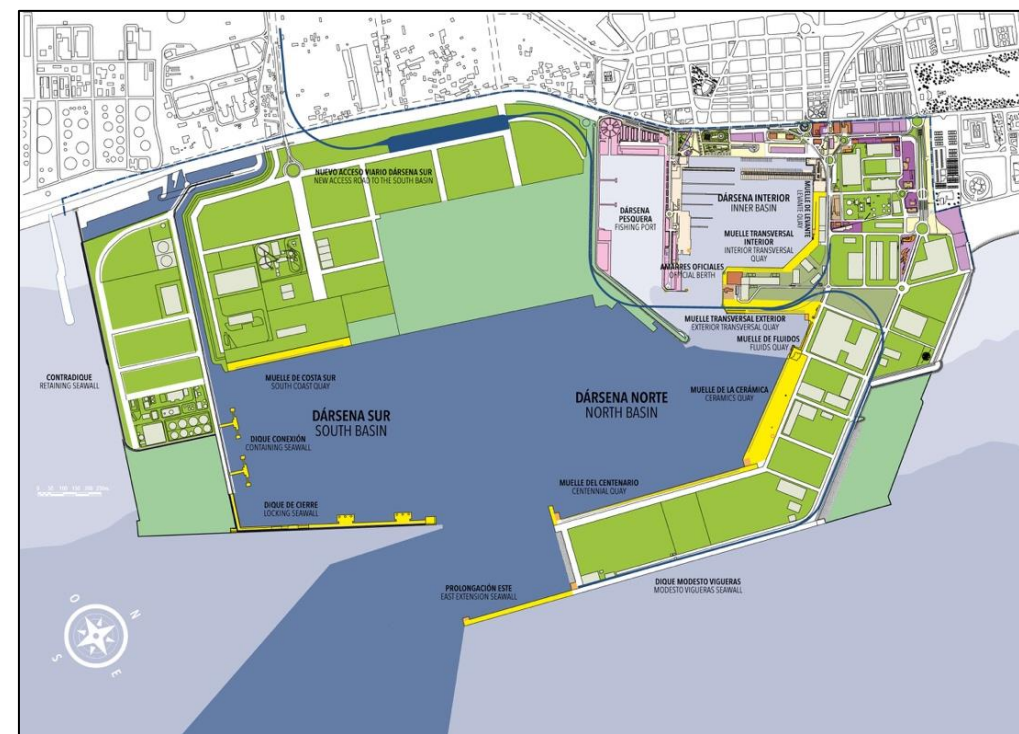


Figura 5: Distribución en planta del puerto de Castellón

5.2.2. DARSENA SUR

La dársena sur es la zona de actuación de este proyecto básico. En ella se concentra toda la industria petroquímica. Esta dársena es de reciente creación, por tanto, todos los rellenos y áreas proyectadas no están finalizadas aún. Actualmente existen dos muelles principales, el muelle costa sur, centrado en el carbón y los muelles de graneles líquidos del dique de cierre.

Toda esta zona, al estar previsto un gran tráfico de grandes buques, se encuentra dragada hasta la cota -16m. Uno de los puntos débiles de esta dársena es su conexión, ya que, al contrario que la dársena norte, no cuenta con una vía de alta capacidad para el acceso terrestre.

Al tratarse de la dársena, donde tendrá lugar la actuación, se realizará una descripción en mayor detalle en los siguientes apartados.

6. DESCRIPCIÓN DEL ESTADO ACTUAL DE LA ZONA DE ACTUACIÓN

La ribera de fondo de la dársena sur es una de las áreas de más reciente construcción del puerto, es por ello que no cuenta con gran cantidad de empresas en las explanadas. De hecho, ésta es una de las razones por la que se desea construir este muelle, dar más capacidad de atraque a esta área de puerto.

En el momento actual, se encuentra completada la construcción del Dique Sur en su alineación final. Además, ya existe un muelle para graneles líquidos. Sin embargo, forma parte de la concesión otorgada a Infinita Renovables en diciembre de 2006.

Tal y como se puede observar en las siguientes figuras, la alineación norte del contradique está realizada en dique en talud, por tanto, la nueva obra de atraque, al igual que la ya en operación, deberán ser exentas. Este hecho es uno de los que condiciona la maniobrabilidad para el acceso al nuevo amarre.

¹ El proyecto del nuevo puente aún está en fase inicial y no está decidida la tipología del mismo

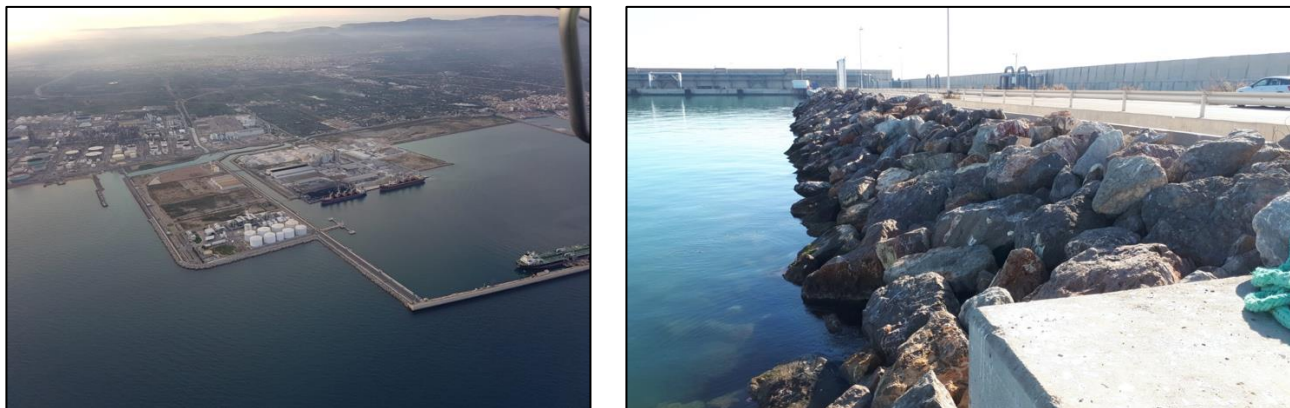


Figura 6: Vista aérea de la zona de actuación y Situación actual de la alineación donde se realizará el futuro muelle. Se puede observar el dique en talud realizado con escollera

Por último remarcar que, aunque no sea alcance de documento al ser un proyecto básico, la autoridad portuaria pone a disposición de la empresa constructora los terrenos que sean necesarios para realizar las obras en las explanadas anejas al dique actual. Esta acción es de gran importancia ya que debido a la naturaleza del contradique, no existe gran espacio para acopias y demás instalaciones auxiliares de toda obra.

7. NECESIDADES A SATISFACER

El Plan Director del Puerto de Castellón (2004-2025) contempla sucesivas actuaciones de ampliación del puerto que se tendrán que abordar a lo largo de ese periodo para adecuar la oferta de instalaciones e infraestructuras portuarias a la demanda. La configuración final que se ha definido para el horizonte del año 2025 se concibe como una solución integral que dé respuesta tanto a la demanda de usos que se constata en el instante actual como a la que se prevé en un horizonte de medio plazo.

Con todo esto, se busca una solución que permita resolver la siguiente problemática

- Problemática asociada al sector químico radicado en el Polígono del Serrallo
 - o Mejorar la capacidad atraque y operación de buques de transporte de gases licuados
 - o Creación de explanadas e instalaciones necesarias que faciliten la exportación de sulfato amónico y otros productos químicos
- Otras problemáticas
 - o Posibilitar el traslado a corto-medio plazo de las instalaciones de atraque off-shore de la compañía BP² a zonas abrigadas de puerto. El objetivo principal de este traslado es el de realizar las operaciones de carga y transporte de las mercancías peligrosas e inflamables en condiciones de menor riesgo

De acuerdo con este Plan Director, la Autoridad Portuaria de Castellón ha ido procediendo a la ampliación de las instalaciones portuarias de Castellón, para lo cual llevó a cabo una serie de estudios básicos previos sobre las condiciones del emplazamiento (sondeos batimétricos y geofísicos, sondeos geotécnicos, etc.), a la redacción de los Anteproyectos y, como es el caso, la redacción del proyecto básico y, finalmente, a la ejecución de las obras de abrigo necesarias para la formación de la Nueva Dársena Sur del Puerto de Castellón.

² La compañía BP exporta más de 2 millones de toneladas al año de derivados del petróleo, como gasolinas y gasóleo

8. GEOLOGIA Y GEOTECNICA

Se dispone del reciente estudio geotécnico realizado en diciembre de 2019. Este estudio fue realizado en la zona de actuación y consta de 6 sondeos.

Del mismo modo será de utilidad la información publicada por el Instituto Geológico y Minero de España (IGME).

El terreno presenta unas condiciones constructivas favorables a priori. Al haber sido dragado se considera una morfología aproximadamente llana y una capacidad de carga media o normal.

Toda la información sobre el mismo sera ampliada y detallada en correspondiente anejo de este documento.

9. TOPOGRAFIA Y BATIMETRIA

Dadas las limitaciones que supone un trabajo académico, no es posible realizar un levantamiento topográfico o una campaña batimétrica. Sin embargo, ha sido posible obtener la batimetría de la zona de actuación.

No obstante, ésta se complementará con la información publicada por la Autoridad Portuaria de Castellón.³

10. CONCLUSION

El presente documento y toda la información detallada en éste, constituyen el anejo nº1 del "Proyecto básico de las obras de atraque para graneles líquidos en la dársena sur de puerto de Castellón".

³ En el anejo de geología y geotécnica se realiza un amplio análisis de la batimetría



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

ANEJO Nº 2: BASES DE DISEÑO

Presentado por

Marco Ramos, David

Curso: 2019/2020

Fecha: junio 2020

Tutor: Gómez Martín, María Esther



INDICE

1.	INTRODUCCION	3
2.	ANTECEDENTES	3
3.	CRITERIOS GENERALES DEL PROYECTO	3
3.1.	TRAMOS DE OBRA	3
3.2.	CARÁCTER GENERAL DE LA OBRA	3
3.2.1.	CÁLCULO DEL IRE Y LA VIDA UTIL	3
3.2.2.	MAXIMA PROBABILIDAD CONJUNTA DE FALLO EN LA VIDA UTIL	3
3.2.3.	PERIODO DE RETORNO	3
3.3.	CARÁCTER OPERATIVO DE LA OBRA	4
3.3.1.	INDICE DE REPERCUSION ECONOMICA OPERATIVA (IREO)	4
3.3.2.	INDICE DE REPERCUSION SOCIAL Y AMBIENTAL OPERATIVO (ISAO)	4
3.4.	CONDICIONES DE TRABAJO	4
3.5.	RESUMEN DE LOS VALORES OBTENIDOS	4
4.	BUQUE TIPO	4
5.	REQUERIMIENTOS DE DISEÑO EN PLANTA	5
5.1.	EXIGENCIAS DE LA AUTORIDAD PORTUARIA	5
5.2.	PREDISEÑO PROPUESTO	5
5.3.	VIABILIDAD DEL DISEÑO PROPUESTO	5
5.3.1.	DISPOSICIÓN DE LOS ELEMENTOS DE ATRAQUE Y AMARRE	5
5.3.2.	SEPARACION ENTRE LOS BUQUES ATRACADOS	5
5.3.3.	MANIOBRABILIDAD EN LA RIBERA DE FONDO DE LA DARSENA SUR	5
6.	REQUERIMIENTOS DE DISEÑO EN ALZADO	6
6.1.	CALADO Y COTA DE FONDO	6
6.2.	NIVEL DE CORONACION DEL MUELLE	6
7.	SOLUCIÓN ADOPTADA	6
8.	CONDICIONANTES AMBIENTALES	6
8.1.	VIENTO	6
8.2.	CARRERA DE MAREA	7
8.3.	OLEAJE Y AGITACION	7
8.4.	EMPUJE DE LA CORRIENTE	7
8.5.	EFECTO SISMISCO	7
9.	AGENTES Y ACCIONES	7
9.1.	AGENTES GRAVITATORIOS	7

9.2.	AGENTES CLIMATICOS	7
9.2.1.	CONDICIONES DE TRABAJO CT1	7
9.2.2.	CONDICIONES DE TRABAJO CT2. CASO 1	7
9.2.3.	CONDICIONES DE TRABAJO CT2. CASO 2	8
9.2.4.	CONDICIONES DE TRABAJO CT3. CASO 3	8
9.2.5.	CONDICIONES DE TRABAJO CT3. CASO 4	8
9.3.	AGENTES DE USO Y EXPLOTACION	8
9.3.1.	SOBRECARGA DE OPERACIÓN (SC1)	8
9.3.2.	TIRO DE BOLARDO	8
9.3.3.	CARGAS TRANSMITIDAS POR EQUIPO DE MANIPULACION DE MERCANCIAS (CM1)	9
9.3.4.	SISTEMA DE DEFENSA DEL MUELLE	9
9.4.	AGENTES DEL TERRENO	9
10.	COMBINACION DE ACCIONES	10
11.	CONCLUSIONES	10
ANEJO I: DIMENSIONAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE DEFENSA DEL MUELLE		11
1.1.	METODOLOGIA	11
1.2.	DIMENSIONAMIENTO	11
1.2.1.	ENERGIA CINETICA DESARROLLADA POR EL BUQUE	11
1.2.2.	REACCION GENERADA POR LA DEFENSA HACIA LA ESTRUCTURA	12

INDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURA 1:	DISTRIBUCIÓN DE LOS ELEMENTOS DE ATRAQUE Y AMARRE EN ATRAQUES DISCONTINUOS	5
FIGURA 3:	RESGUARDOS MÍNIMOS DURANTE LAS MANIOBRAS EN EL INTERIOR DE DÁRSENA MEDIANTE LA AYUDA DE REMOLCADORES	5
FIGURA 2:	DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DEL NUEVO MUELLE	6
FIGURA 4:	VALORES UMBRAL DE LOS AGENTES CLIMÁTICOS	6
FIGURA 5:	CARRERA DE MAREA SEGÚN LA ROM 2.0 – 11	7
FIGURA 6:	ESQUEMA DE UN BRAZO ARTICULADO TIPO POR LA ROM 2.0 - 11	9
FIGURA 7:	MANIOBRA DE ATRAQUE	11



INDICE DE TABLAS

TABLA 1: IRE Y VIDA ÚTIL MÍNIMA RECOMENDADAS EN OBRAS DE ATRAQUE Y AMARRE POR LA ROM 2.0 – 11.....	3
TABLA 2: ÍNDICE DE REPERCUSIÓN ECONÓMICA OPERATIVA (IREO).....	4
TABLA 3: ÍNDICE DE REPERCUSIÓN SOCIAL Y AMBIENTAL OPERATIVO (ISAO).....	4
TABLA 4: RESUMEN DE LOS DATOS OBTENIDOS	4
TABLA 5: BUQUE DE CÁLCULO.....	4
TABLA 6: PARÁMETROS DEL BRAZO ARTICULADO DE PROYECTO. EN LOS ESFUERZOS QUEDAN INCLUIDOS LAS DOS UNIDADES, YA QUE A EFECTOS DE CÁLCULO ES INDIFERENTE.....	9

1. INTRODUCCION

El objetivo del presente documento es recopilar los parámetros de cálculo a emplear para el diseño y cálculo de las estructuras definidas en el proyecto, en aplicación de las Recomendaciones para Obras Marítimas (ROM 0.5 – 05 y 2.0 – 11) publicadas por el ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana (Gobierno de España).

Además, en este anejo también se detallarán todas las condiciones y exigencias dictadas por el promotor de la obra (Autoridad Portuaria de Castellón)

2. ANTECEDENTES

En este estudio básico se busca dar una solución estructural al nuevo muelle de graneles líquidos de la dársena sur del puerto de Castellón. Según las directrices de la autoridad portuaria, el muelle será similar a los existentes, por tanto, deberá ser exento al dique actual y estará formado por una plataforma principal y una batería de duques de alba de amarre. El diseño en planta y alzado deberá permitir el atraque de buques de hasta 210m de eslora sin problema alguna.

3. CRITERIOS GENERALES DEL PROYECTO

La actuación se puede dividir en dos claros tramos: La plataforma de atraque y los duques de alba de amarre. En los siguientes apartados se definirán estos tramos y se dictarán las directrices para que estos tramos cumplan con unas determinadas funciones con la fiabilidad y operatividad requeridas. Para ello es necesario establecer unos criterios de proyecto que correspondan a los requerimientos de seguridad, servicio y explotación adecuados.

El procedimiento general de cálculo se iniciará definiendo la obra en el tiempo y espacio desde el punto de vista de la seguridad, el servicio y el uso. A partir de ellos se obtiene la vida útil y la probabilidad conjunta de fallo frente a los modos de fallo principales adscritos a los estados últimos y de servicio.

3.1. TRAMOS DE OBRA

En el ámbito de la ROM 0.0 se entiende por tramo de una obra marítima, al conjunto de secciones de la misma que cumplen, solidariamente, una función específica y relevante de los objetivos de la totalidad de la obra, están sometidos a los mismos niveles de acción de los agentes actuantes y forman parte de la misma tipología formal y estructural.

Con este criterio se establecen los siguientes tramos en lo que respecta a los cálculos justificativos de las estructuras a dimensionar:

- TRAMO I: Plataforma de atraque
- TRAMO II: Duques de alba de amarre

3.2. CARÁCTER GENERAL DE LA OBRA

La importancia de una obra marítima, así como su repercusión económica, social y ambiental generada en caso de destrucción o pérdida de funcionalidad, se valorará por medio del carácter general del tramo. Este carácter se evaluará seleccionando, de entre los principales adscritos a los estados límite últimos y de servicio, el modo que proporcione los índices más altos.

El carácter general de la obra se establece en función de los siguientes índices:¹

- Índice de Repercusión Económica (IRE)
- Índice de Repercusión Social y Ambiental (ISA)

¹ Se aplicará el procedimiento indicado en la ROM 0.0 "Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias"

Todos los tramos de obra, cuya destrucción o pérdida total de servicio tengan similares repercusiones económicas, sociales y ambientales, tendrán el mismo carácter general.

A partir del carácter general de la obra se fijan los siguientes criterios de proyecto:

- La vida útil mínima de la obra
- Los métodos de verificación de la seguridad y del servicio frente a los modos de fallo adscritos a estados límite último y de servicio
- La máxima probabilidad conjunta de fallo y el nivel de operatividad
- Los planes de conservación, inspección y auscultación

3.2.1. CÁLCULO DEL IRE Y LA VIDA UTIL

Se entiende como vida útil de una obra marítima el periodo de tiempo en que se pretende que esté en servicio, realizando su función inicial hasta inutilización, desmontaje o cambio de uso.

Según la tabla 3.4.2.1 de la ROM 2.0-11, para un uso comercial de graneles líquidos, siendo estos estratégicos para el suministro energético pero con sistemas alternativos para su manipulación. Se puede establecer un valor mínimo para la vida útil de 25 años, correspondientes a un IRE medio (r_2).

USO	TIPO DE MERCANCÍA	ÍNDICE IRE ⁴		VIDA ÚTIL MÍNIMA (V_{MIN}) ⁴ (AÑOS)
COMERCIAL	Graneles líquidos	r_3 (r_2) ¹	Alto (Medio) ¹	50 (25) ¹
	Graneles sólidos	r_3 (r_2) ¹	Alto (Medio) ¹	50 (25) ¹
	Mercancía general	r_2	Medio	25
	Pasajeros	Ferris	r_3 (r_2) ²	Alto (Medio) ²
Cruceros		r_2	Medio	25
PESQUERO		r_1	Bajo	15
NAÚTICO-DEPORTIVO		r_1	Bajo	15
INDUSTRIAL		r_2 (r_3) ³	Medio (Alto) ³	25 (50) ³
MILITAR		r_3	Alto	50

(1) El índice IRE podrá reducirse a r_2 cuando el granel sólido ó líquido no esté relacionado con el suministro energético o con materias primas minerales estratégicas y no se pueda disponer de sistemas alternativos para su manipulación y almacenamiento.
(2) El índice IRE podrá reducirse a r_2 cuando se pueda disponer de instalaciones alternativas.
(3) El índice IRE se elevará a r_3 cuando la industria a la que sirve la obra de atraque esté asociada con la producción energética o con la transformación de materias primas minerales estratégicas.
(4) Los índices r_1 y r_2 de la tabla se elevarán un grado por cada 25 M€ de inversión inicial de la obra de atraque.

Tabla 1: IRE y vida útil mínima recomendadas en obras de atraque y amarre por la ROM 2.0 – 11

3.2.2. MAXIMA PROBABILIDAD CONJUNTA DE FALLO EN LA VIDA UTIL

En la tabla 3.4.2.2 de la ROM 2.0-11 se establecen unos índices ISA y máxima probabilidades conjuntas de fallo durante la vida útil correspondientes a ELU y ELS.

Para una obra de atraque de uso comercial para mercancías no peligrosas, se recomienda como mínimo un índice ISA bajo, con repercusión social y ambiental baja (s_2).

En base a ello, para el diseño de la nueva infraestructura se adoptará un valor de la máxima probabilidad conjunta de fallo de 0.10, correspondiente tanto a los modos de fallos adscritos a los Estados Límite de Servicio como a los Estados Límite Últimos.

3.2.3. PERIODO DE RETORNO

Para una vida útil de 25 años y una probabilidad de fallo de 0,1; el periodo de retorno es de 475 años.

3.3. CARÁCTER OPERATIVO DE LA OBRA

Las repercusiones económicas, sociales y ambientales que se producen cuando elemento del puerto deja de operar o reduce su capacidad, se valoran por medio del carácter operativo.

Si bien, el carácter general de la obra es básico para el dimensionamiento de la obra, el carácter operativo sirve solo como elemento complementario y como herramienta de justificación de ciertas decisiones.

Este carácter operativo se determina en base a los índices de repercusión económica operativa (IREO) y de repercusión social y ambiental operativa (ISAO)

3.3.1. INDICE DE REPERCUSION ECONOMICA OPERATIVA (IREO)

Este valor analiza los costes ocasionados por la parada operativa de una obra marítima. En base a la tabla 3.4.2.3. de la ROM 2.0 – 11, para esta obra se establece un índice de tipo r_{01} , correspondiente a una obra marítima con una repercusión económica operativa baja.

USO	TIPO DE MERCANCÍA	ÍNDICE IREO		$r_{f,ELO} = 1 - P_{f,ELO}$	
COMERCIAL	Graneles líquidos	r_{01}	Bajo	0,85	
	Graneles sólidos	r_{01}	Bajo	0,85	
	Mercancía general	Tráficos regulares	$r_{03}^{1,2}$	Alto	0,99
		Tráficos tramp	$r_{02}^{1,2}$	Medio	0,95
	Pasajeros	$r_{03}^{1,2}$	Alto	0,99	
PESQUERO		r_{03}	Alto	0,99	
NAÚTICO-DEPORTIVO		r_{03}	Alto	0,99	
INDUSTRIAL		r_{01}	Bajo	0,85	
MILITAR		r_{03}	Alto	0,99	

(1) En el caso de que los tráfico sean sólo en periodo estival, los índices obtenidos se reducirán un grado.
 (2) En el caso de que la intensidad de la demanda sea poco intensiva (grado de ocupación del atraque $\phi < 40\%$. Ver apartado 3.2.1.4) los índices obtenidos se reducirán un grado.

Tabla 2: Índice de repercusión económica operativa (IREO)

3.3.2. INDICE DE REPERCUSION SOCIAL Y AMBIENTAL OPERATIVO (ISAO)

Este índice estima de forma cualitativa la repercusión social y ambiental esperable en caso de producirse una parada operativa de la obra marítima. Además, se valora la posibilidad de la pérdida de vidas humanas, el daño al medio ambiente, la alarma social generada o el daño al medio ambiente, entre otros.

En este caso, se estima un índice S_{01} , sin repercusión social ni ambiental significativa, por tratarse de una zona alejada de poblaciones y con poco valor ecológico. Por ultimo, se estima un numero máximo de 10 paradas operativas al año.

USO	TIPO DE MERCANCÍA	ÍNDICE ISAO		N_m
COMERCIAL	Graneles líquidos	s_{01}	No significativo	10
	Graneles sólidos	s_{01}	No significativo	10
	Mercancía general	s_{01}	No significativo	10
	Pasajeros	s_{01}	No significativo	10
PESQUERO		s_{02}	Bajo	5
NAÚTICO-DEPORTIVO		s_{02}	Bajo	5
INDUSTRIAL		s_{01}	No significativo	10
MILITAR		s_{01}	No significativo	10

Tabla 3: Índice de repercusión social y ambiental operativo (ISAO)

3.4. CONDICIONES DE TRABAJO

Las condiciones de trabajo permiten definir las diferentes condiciones de simultaneidad y los valores compatibles de los agentes a los que está sometida la obra marítima, las cuales caracterizan los estados límite que deben considerarse en las verificaciones.

Las condiciones de trabajo se definen en función del agente considerado como predominante de acuerdo con los siguientes criterios:

- CT1: Condiciones de trabajo Operativas. En estas condiciones los agentes predominantes son los de uso o explotación.
- CT2: Condiciones de trabajo Extremas. Valor del agente asociado a periodos de retorno de 50 años. En estas condiciones se considera que la obra de atraque no está operativa.
- CT3: Condiciones de trabajo Excepcionales debidas a la presentación de un agente de carácter extraordinario. Valor del agente asociado a un periodo de retorno de 500 años. Se consideran dos condiciones de trabajo según el agente predominante:
 - o CT3,1: Actuación de un agente climático de carácter extraordinario
 - o CT3,2: Actuación de un sismo de carácter extraordinario

3.5. RESUMEN DE LOS VALORES OBTENIDOS

A continuación, se muestra una tabla a modo de resumen con todos los valores obtenidos en el apartado 3.

INDICE	VALOR	INDICE	VALOR
IRE	Medio (r_2)	ISA	Bajo (s_2)
Vida Útil	25 años	Probabilidad conjunta de fallo	0,10
Periodo de Retorno	475 años	IREO	r_{01}
ISAO	S_{01} (10 paradas)		

Tabla 4: Resumen de los datos obtenidos

4. BUQUE TIPO

El buque de mayor capacidad que se espera en las instalaciones proyectada corresponde con un granelero de tamaño intermedio, caracterizado por 45.000 TPM. Las características de este buque son:

DIMENSION	VALOR
Eslora Total (L)	210 m
Manga (B)	31 m
Calado (D)	11,75 m
Puntal (T)	16,25 m
Francobordo (G)	4,50 m
TPM	45.000 Tn
Área Frontal Expuesta (A_T)	770 m ²
Área Latera Expuesta (A_L)	2960 m ²

Tabla 5: Buque de cálculo

5. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO EN PLANTA

En este apartado se detallarán todas las cuestiones técnicas relacionadas con el diseño en planta del nuevo muelle para graneles líquidos.

5.1. EXIGENCIAS DE LA AUTORIDAD PORTUARIA

La autoridad portuaria ha marcado algunas pautas que se deben seguir a la hora de diseñar el muelle.

- Se busca un muelle exento, de tipo plataforma, donde se puedan alojar los sistemas de descarga continua de graneles. Siendo necesario colocar todas las instalaciones necesarias para que puedan operar varias empresas sin necesidad de grandes cambios operacionales. Esta plataforma deberá rondar los 70m de longitud
- Al ser un muelle de graneles líquidos no estará diseñada para albergar un área de almacenamiento, el ancho del muelle será reducido
- De forma complementaria a la plataforma, existirán una serie de duques de alba de amarre retranqueado del cantil de la plataforma
- Se colocarán los duques de alba de forma que permitan el amarre de los barcos atracados en el muelle contiguo. De ese modo se ampliará la capacidad del muelle anexo
- Se podrá usar el dique de cierre como punto de amarre
- La conexión entre los duques de alba y la plataforma se realizará por medio de pasarelas peatonales prefabricadas
- La conexión de la plataforma principal con el contradique actual se realizará mediante una mota de material granular

5.2. PREDISEÑO PROPUESTO

Como se ha podido ver en otros apartados y documentos, parte del diseño ya estaba establecido por la autoridad portuaria. En este apartado se detallará la planta que se tomará para el proceso de dimensionamiento.

- Tramo I: Plataforma de atraque

La mota de acceso a la plataforma tendrá un ancho efectivo de 20m y una longitud de 60m. Desde ese punto se construirá la plataforma de ancho y largo a dimensionar. No superando los 70m de longitud y los 20m de ancho.

- Tramo II: Duques de alba de amarre

Se construirán 3 duques de alba. Dos de ellos estarán conectados mediante pasarelas peatonales a la plataforma principal y una distancia entre bordes de 35m. Además, quedarán retranqueados desde la línea del cantil. Esta distancia se definiría en el cálculo en base al tamaño de los duques de alba. Si bien, se debe cumplir que el trasdós de la plataforma está alineada con la cara sur de los duques de alba.

El tercero de los duques de alba se colocará en una posición intermedia respecto ambos muelles (35m entre el borde del duque de alba más extremo), el existente y el proyectado. Además, estará conectado al contradique mediante una pasarela peatonal de 50m.

Por otro lado, todos los duques de alba deberán tener un tamaño aproximado de 10 x 10 metros. Siendo éste variable en función de los cálculos.

5.3. VIABILIDAD DEL DISEÑO PROPUESTO

Para determinar la viabilidad de diseño propuesto, se realizarán las comprobaciones estipuladas por la ROM 2.0 – 11 y la ROM 3.1 – 99, en materia de maniobrabilidad y distancia entre buques atracados.

5.3.1. DISPOSICIÓN DE LOS ELEMENTOS DE ATRAQUE Y AMARRE

La ROM 2.0 – 11 indica las longitudes y distancias recomendadas en muelles discontinuos. A continuación se realizará un análisis de la distribución en planta propuesta

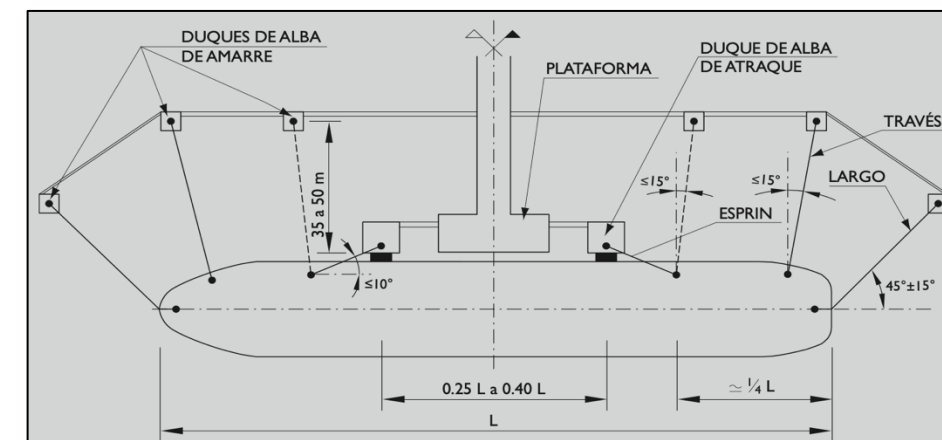


Figura 1: Distribución de los elementos de atraque y amarre en atraques discontinuos

- La longitud de la plataforma principal (70m) corresponde al 0,3L, siendo L la eslora del buque tipo (210m). Por tanto, el valor se considera adecuado
- Los duques de alba de amarre deben encontrarse a una distancia de la plataforma principal que permita que estos se encuentren a la altura de la parte recta del buque. Esta situación se verifica si la distancia entre los bolardos de los duques de alba es inferior a 0,75L. En este caso, esa distancia es de 0,7L (149m). Por tanto, se da por válido.

5.3.2. SEPARACION ENTRE LOS BUQUES ATRACADOS

La ROM estipula una distancia entre buques atracados en la misma alineación de $l_0 = 25m$ para grandes esloras. En este caso la distancia es superior a los 50m. Por otro lado, se debe mantener una distancia con el buque atracado en la siguiente alineación del contradique de 30m. Este valor también se cumple.

5.3.3. MANIOBRABILIDAD EN LA RIBERA DE FONDO DE LA DARSENA SUR

La ROM 3.1. – 99 especifica las distancias mínimas para permitir las maniobras de grandes buques, en este caso con ayuda de remolcadores. Sin embargo, esta zona de la dársena sur no las cumple.

Al ser unas recomendaciones no son de obligado cumplimiento. La autoridad portuaria es conocedora de la distribución y sus limitaciones. Por otro lado, los pilotos de puerto están habilitados para realizar este tipo de maniobras en condiciones de seguridad, por lo que el diseño se considerará verificado.

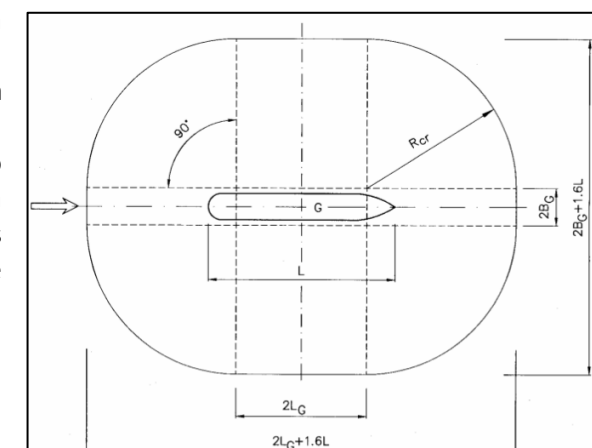


Figura 2: Resguardos mínimos durante las maniobras en el interior de dársena mediante la ayuda de remolcadores

6. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO EN ALZADO

6.1. CALADO Y COTA DE FONDO

El calado viene condicionado por las necesidades del buque tipo. En este caso, el buque cuenta con un calado de 11,75m. Como ha quedado especificado, la dársena se encuentra dragada en su totalidad hasta la cota -16m. Por tanto, no es necesario realizar ningún tipo de actuación complementaria ya que el resguardo existente es suficiente y cumple con los requisitos mínimos.

6.2. NIVEL DE CORONACION DEL MUELLE

- Por condiciones de explotación²

Existen varios parámetros que se deben tener en cuenta: La marea en condiciones de operación y el francobordo del buque. En este caso, el francobordo de los buques graneleros no es muy alto, por lo que no se debe aplicar una cota demasiado alta al muelle. Además, es imprescindible un buen acceso al buque desde los sistemas de descarga continua. Por otro lado, se debe tener en cuenta la máxima marea en condiciones operativas, esta es de +0,20m.

Con todo esto y en base a la tabla 3.2.2.1. de la ROM 2.0 – 11, se opta por el valor máximo es decir +2,50m.

- Por condiciones de no rebasabilidad de las aguas exteriores

Para determinar esta cota se deben de suponer la peor situación términos de altura de la lamina de agua y añadirle un resguardo de 50cm. Esto es:

- o Cota máxima de marea en situación extremal → 1,03m
- o Se supone una altura de oleaje de 1m, ya que no se tienen datos
- o Se supone una agitación interior máxima de 50cm, ya que no se tienen datos

Por tanto, haciendo la suma de estos valores y añadiendo el resguardo de seguridad especificado en la ROM. Se obtiene una cota de coronación en el muelle de +3m. Esta cota se mantendrá en la plataforma principal y en todos los duques de alba de amarre.

7. SOLUCIÓN ADOPTADA

A continuación se detalla la propuesta de diseño en planta y alzado en base a las especificaciones anteriores:

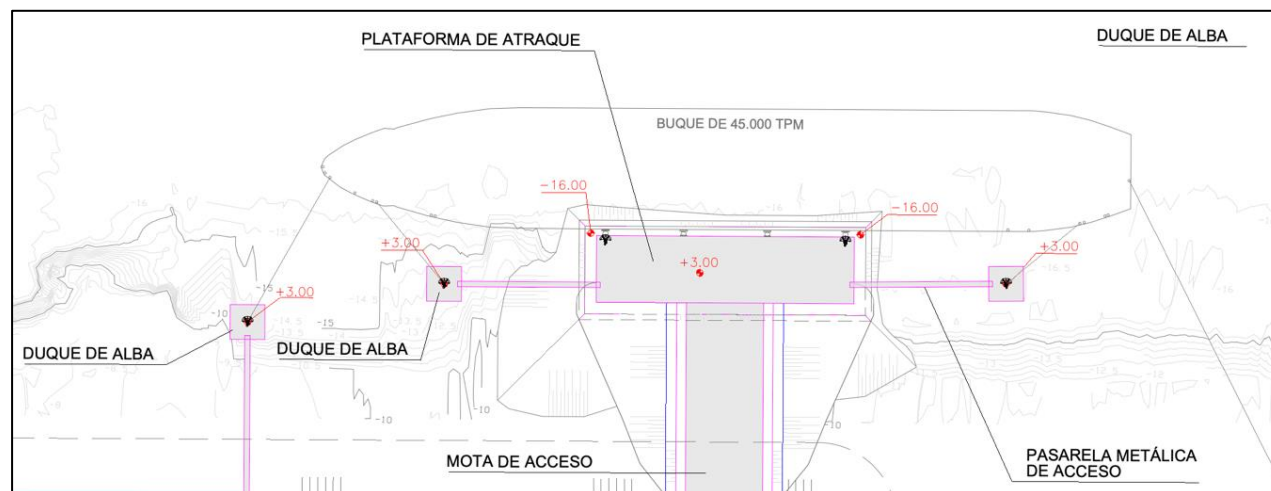


Figura 3: Distribución en planta del nuevo muelle

² Existen datos en este apartado como las mareas que serán detallados en las siguientes paginas de este documento

8. CONDICIONANTES AMBIENTALES

Se adoptan los valores umbral definidos en la tabla 3.2.1.3. de la ROM 2.0 – 11.

A. MUELLES Y PANTANALES	Velocidad absoluta del viento $V_{10,1 \text{ min}}$	Velocidad absoluta de la corriente $V_{c, 1 \text{ min}}$	Altura de la ola H_s
1. Maniobra de atraque de buques			
Acciones en sentido longitudinal al muelle	17,0 m/s	1,0 m/s	2,0 m
Acciones en sentido transversal al muelle	10,0 m/s	0,1 m/s	1,5 m
2. Paralización operaciones carga y descarga (para equipos convencionales)			
Acciones en sentido longitudinal al muelle			
■ Petróleos	< 30.000 TPM: 22 m/s 30.000-200.000 TPM: 22 m/s > 200.000 TPM: 22 m/s	1,5 m/s	1,5 m 2,0 m 2,5 m
■ Graneleros	Cargando: 22 m/s Descargando: 22 m/s	1,5 m/s	1,5 m 1,0 m
■ Transportadores de Gases Licuados	< 60.000 m ³ : 22 m/s > 60.000 m ³ : 22 m/s	1,5 m/s	1,2 m 1,5 m
■ Mercantes de carga general. Pesqueros de altura y congeladores	22 m/s	1,5 m/s	1,0 m
■ Portacontenedores, Ro-Ros y Ferris	22 m/s	1,5 m/s	0,5 m
■ Transatlánticos y Cruceros (1)	22 m/s	1,5 m/s	0,5 m
■ Pesqueros de pesca fresca	22 m/s	1,5 m/s	0,6 m
Acciones en sentido transversal al muelle			
■ Petroleros	< 30.000 TPM: 20 m/s 30.000-200.000 TPM: 20 m/s > 200.000 TPM: 20 m/s	0,7 m/s	1,0 m 1,2 m 1,5 m
■ Graneleros	Cargando: 22 m/s Descargando: 22 m/s	0,7 m/s	1,0 m 0,8 m
■ Transportadores de Gases Licuados	< 60.000 m ³ : 16 m/s > 60.000 m ³ : 16 m/s	0,5 m/s	0,8 m 1,0 m
■ Mercantes de carga general. Pesqueros de altura y congeladores	22 m/s	0,7 m/s	0,8 m
■ Portacontenedores, Ro-Ros y Ferris	22 m/s	0,5 m/s	0,3 m
■ Transatlánticos y Cruceros (1)	22 m/s	0,5 m/s	0,3 m
■ Pesqueros de pesca fresca	22 m/s	0,7 m/s	0,4 m
3. Permanencia de buques en muelle (5)			
■ Petroleros y transportadores de Gases Licuados	30 m/s	2,0 m/s	3,0 m
Acciones en sentido longitudinal al muelle	25 m/s	1,0 m/s	2,0 m
Acciones en sentido transversal al muelle			
■ Transatlánticos y Cruceros (2)	22 m/s	1,5 m/s	1,0 m
Acciones en sentido longitudinal al muelle	22 m/s	0,7 m/s	0,7 m
Acciones en sentido transversal al muelle	22 m/s	1,5 m/s	0,4 m
■ Embarcaciones deportivas (2)	22 m/s	1,5 m/s	0,4 m
Acciones en sentido longitudinal al muelle	22 m/s	1,5 m/s	0,4 m
Acciones en sentido transversal al muelle	22 m/s	0,7 m/s	0,2 m
■ Otro tipo de buques			
Limitaciones impuestas por las cargas de diseño de los muelles, compatibles con configuraciones de amarre que garanticen la seguridad del buque			

Figura 4: Valores umbral de los agentes climáticos

8.1. VIENTO

El valor umbral de la velocidad del viento (Velocidad Básica) que define el límite por parada operativa de las operaciones de carga y descarga de buques de graneles es:

$$V_b = 22 \text{ m/s}$$

En condiciones extremas la velocidad básica del viento correspondiente a un periodo de retorno de 50 años resulta ser:

$$V_{b,50} = 29 \text{ m/s}$$

La ROM 0.4 – 95 localiza el puerto de Castellón dentro del área VII, donde la dirección reinante y dominante del viento es la SW.

8.2. CARRERA DE MAREA

Para caracterizar el régimen de mareas en el Puerto de Castellón se han utilizado los datos recomendados por la ROM 2.0 – 11 para el puerto de Valencia, por ser el más próximo entre los mareógrafos de la red española.

PUERTO	NIVEL DE LAS AGUAS	VALORES EXTREMALES			VALORES MEDIOS		Altura del Nivel Medio del Mar respecto del Cero del Puerto (m) ²
		$T_R = 500$ años	$T_R = 50$ años	$T_R = 5$ años	Probabilidad de no excedencia del 85%	Probabilidad de no excedencia del 50%	
VALENCIA	Nivel alto	+0,96	+0,85	+0,74	+0,16	+0,13	+0,07
	Nivel bajo	-0,78	-0,74	-0,70	-0,16	-0,13	
	Máximo rango de variación de la marea astronómica ³⁾	0,41 (UA = 0,18)					

Figura 5: Carrera de marea según la ROM 2.0 – 11

8.3. OLEAJE Y AGITACION

Al encontrarse el pantalán en la ribera de fondo de la dársena sur, se consideran unas zonas muy abrigadas. Por tanto, no se considera ni oleaje ni agitación.

8.4. EMPUJE DE LA CORRIENTE

Solo se tendrá en cuenta la corriente generada por la marea. En este caso se especifica, según la ROM 2.0 – 11, una velocidad de corriente máxima de $V_c = 1.5$ m/s.

8.5. EFECTO SISMISCO

Para la obra que se proyecta no resulta de obligado cumplimiento la aplicación de la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSR-02), ya que se trata de una obra de normal importancia localizada en una zona con aceleración sísmica básica menor a 0,04g.

9. AGENTES Y ACCIONES

En los siguientes apartados se definirán, para cada una de las condiciones de trabajo anteriores, las acciones de cálculo a considerar según se establece en la ROM 2.1. para los agentes considerados.

A continuación se enumeran los agentes que se considera que pueden provocar acciones significativas en la plataforma de atraque:

9.1. AGENTES GRAVITATORIOS

Se definen dos tipos de acciones para el agente gravitatorio:

- Peso propio de los elementos estructurales.
- Pesos muertos de los elementos no resistentes en sentido estructural.

Se considera que las acciones gravitatorias tienen carácter permanente. Su valor característico se deducirá aplicando a las dimensiones reales de los distintos elementos los pesos específicos correspondientes. En los siguientes apartados y documentos se indican los pesos específicos de los materiales a utilizar.

9.2. AGENTES CLIMATICOS

En base a las directrices de la tabla 4.6.2.2. de la ROM 2.0 – 11 se realiza una explicación en detalle de las diferentes acciones a tener en cuenta en base a la condición de trabajo referida.

En esta tabla se muestra para cada condición de trabajo el valor a tomar de cada acción (En base al periodo de retorno).

9.2.1. CONDICIONES DE TRABAJO CT1

En esta condición los agentes predominantes son los de uso y explotación. Los agentes del medio físico que se pueden correlacionar con los anteriores son el viento y el nivel de marea.

9.2.1.1. VIENTO

El viento no actúa sobre el muelle directamente, sino a través del buque amarrado. La acción del viento se considera para la velocidad a la que se produce la parada operativa, esto es $V_b = 22$ m/s. No se debe considerar velocidad del viento de proyecto, tan solo la velocidad básica.

9.2.1.2. CARRERA DE MAREA

Se adopta la marea correspondiente a una probabilidad de no excedencia del 50%, al tratarse de un agente independiente al predominante.

De esta manera:

- PVME: $+0,07 + 0,13 = +0,20$ m
- BMVE: $+0,07 - 0,13 = -0,06$ m

Ambos valores se encuentran referenciados respecto al 0 del puerto de Castellón.

9.2.2. CONDICIONES DE TRABAJO CT2. CASO 1

Se establecen dos casos para la condición CT2, en este caso se toma como agente predominante de carácter extremo, el viento asociado a un periodo de retorno de $T = 50$ años. Por otro lado, la marea se toma como un agente independiente correspondiente a un periodo de retorno de $T = 5$ años.

9.2.2.1. VIENTO

El valor característico para un periodo de retorno de 50 años es:

$$V_{b,50} = 29 \text{ m/s}$$

A partir de este valor se debe calcular la velocidad del viento de proyecto³ como:

$$V_{t,50} = V_{b,50} \times K_a \times F_a \times F_t \times F_r$$

Siendo,

- K_a = Coeficiente en función de la dirección de procedencia. Se adopta 0,90
- F_a = Factor de altura y rugosidad superficial. Se adopta 1
- F_t = Factor topográfico. Se adopta 1 (Superficie llana)
- F_r = 1,31

Por tanto, se obtiene que la velocidad del viento de proyecto en condiciones CT2 sera de:

$$V_{t,50} = 34,2 \text{ m/s}$$

Sin embargo, este valor es superior al umbral límite de permanencia del buque en el atraque. Por tanto, se considera que el buque ya no se encontraría atracado.

³ Formulación obtenida del apartado 2.1.4. de la ROM 0.4 – 95,

9.2.2.2. CARRERA DE MAREA

Se adopta la marea correspondiente a un periodo de retorno de T = 5 años, al tratarse de un valor extremal. De esta manera⁴:

- PVME: + 0,07 + 0,74 = + 0,81m
- BMVE: + 0,07 – 0,70 = - 0,63m

9.2.3. CONDICIONES DE TRABAJO CT2. CASO 2

Se establecen dos casos para la condición CT2, en este caso se toma como agente predominante de carácter extremo, la marea asociada a un periodo de retorno de 50 años. Por otro lado, el viento se toma como un agente independiente correspondiente a un periodo de retorno de 5 años.

9.2.3.1. VIENTO

El valor de combinación fundamental del viento para un periodo de retorno de 5 años se obtiene a partir de la velocidad básica del viento (Vb), afectándola por el coeficiente de transformación Kt
En base al apartado 3.2.1.4. de la ROM 0.4 – 95, se obtiene que:

$$K_T = \frac{V_T}{V_{b,50}} = 0.75 \cdot \sqrt{1 + 0.2 \cdot \ln(T)}$$

Por tanto, aplicación el periodo de retorno de T = 5 años, se obtiene que Kt = 0,862. Aplicando este coeficiente correcto se obtiene una velocidad básica de Vb,5 = 25 m/s.

Con la velocidad básica, aplicando los coeficientes explicados anteriormente, se obtiene la velocidad de proyecto para T = 5 años de retorno.

$$V_{t,5} = 29,5 \text{ m/s}$$

Sin embargo, este valor es superior al umbral limite de permanencia del buque en el atraque. Por tanto, se considera que el buque ya no se encontraría atracado.

9.2.3.2. CARRERA DE MAREA

Se adopta la marea correspondiente a un periodo de retorno de T = 50 años, al tratarse de un valor extremal. De esta manera:

- PVME: +0,07 + 0,85 = 0,92m
- BMVE: -+0,07 – 0,74 = -0,67m

9.2.4. CONDICIONES DE TRABAJO CT3. CASO 3

En esta condición el agente predominante es el viento de carácter extraordinario, asociado a un periodo de retorno de T = 500 años. La marea es un agente climático independiente, de valor correspondiente a un periodo de retorno de T = 5 años obtenido de la distribución de extremos.

9.2.4.1. VIENTO

Para obtener la velocidad básica del viento para un periodo de retorno de T = 500 años, se adopta el mismo procedimiento realizado en el apartado 8.2.3. De esto modo, con un coeficiente corrector Kt, se obtiene que: Vb,500 = 32,6 m/s.

Con la velocidad básica, aplicando los coeficientes explicados anteriormente, se obtiene la velocidad de proyecto para T = 500 años de retorno.

$$V_{t,500} = 38,4 \text{ m/s}$$

Sin embargo, este valor es superior al umbral limite de permanencia del buque en el atraque. Por tanto, se considera que el buque ya no se encontraría atracado.

9.2.4.2. CARRERA DE MAREA

Se adopta la marea correspondiente a un periodo de retorno de T = 5 años, al tratarse de un valor extremal. De esta manera:

- PVME: + 0,07 + 0,74 = + 0,81m
- BMVE: + 0,07 – 0,70 = - 0,63m

9.2.5. CONDICIONES DE TRABAJO CT3. CASO 4

En esta condición el agente predominante es la marea de carácter extraordinario, asociada a un periodo de retorno de T = 500 años. El viento es un agente climático independiente, de valor correspondiente a un periodo de retorno de T = 5 años obtenido de la distribución de extremos.

9.2.5.1. VIENTO

La velocidad del viento para T = 5 año tanto básica como de proyecto, ya ha sido obtenida anteriormente:

$$V_{b,5} = 25 \text{ m/s} \quad V_{t,5} = 29,5 \text{ m/s}$$

Este valor es superior al umbral limite de permanencia del buque en el atraque. Por tanto, se considera que el buque ya no se encontraría atracado.

9.2.5.2. CARRERA DE MAREA

Se adopta la marea correspondiente a un periodo de retorno de T = 500 años. De esta manera:

- PVME: + 0,07 + 0,96 = + 1,03m
- BMVE: + 0,07 – 0,78 = - 0,71m

9.3. AGENTES DE USO Y EXPLOTACION

9.3.1. SOBRECARGA DE OPERACIÓN (SC1)

Como se ha comentado anteriormente, los muelles destinados al atraque de graneles líquidos no cuentan con área de almacenamiento. Por tanto, tal y como indica la ROM 2.0-11 se establece una única sobrecarga (SC1) de valor:

$$SC1 = 10 \text{ kN/m}^2$$

Es importante mencionar que este valor tiene en cuenta el tanto el posible trafico rodado por mantenimiento como las tuberías desplegadas.

Por ultimo, los duques de alba (Tramo II) no tendrán esta sobrecarga al tratarse solo de elementos de amarre.

9.3.2. TIRO DE BOLARDO

9.3.2.1. TRAMO I: PLATAFORMA DE ATRAQUE

Como sistema de amarre se disponen bolardos de disparo rápido de 150 Tn de capacidad nominal, dispuestos cada 25m. Se considera el valor asociado a la permanencia del buque en el atraque, por lo tanto es un valor característico asociado a la condición de trabajo SC1. Se considera⁵ que el tiro se produce con un ángulo de 45º respecto a la horizontal. Por tanto:

$$V_{1,x} = 41,61 \text{ kN/m} \quad V_{1,y} = 41,61 \text{ kN/m}$$

9.3.2.2. TRAMO II: DUQUES DE ALBA DE AMARRE

Se instalarán un único bolardo de disparo rápido de 150 Tn por cada duque de alba. Se considerará el tiro con un ángulo de 30º respecto a la horizontal⁶. En consecuencia, se crearán las siguientes cargas puntuales

$$V_{2,x} = 1274,86 \text{ kN} \quad V_{2,y} = 735,5 \text{ kN}$$

⁵ Esta suposición se ha decidido en base a la cota de coronación del muelle, el francobordo del buque y la posición del buque en el momento del atraque. Siendo 45º la posición que mas compromete la estabilidad de las estructuras a dimensionar.

⁶ Al encontrarse el duque de alba mas retranqueado de la línea de atraque, se reduce el ángulo del tiro de atraque

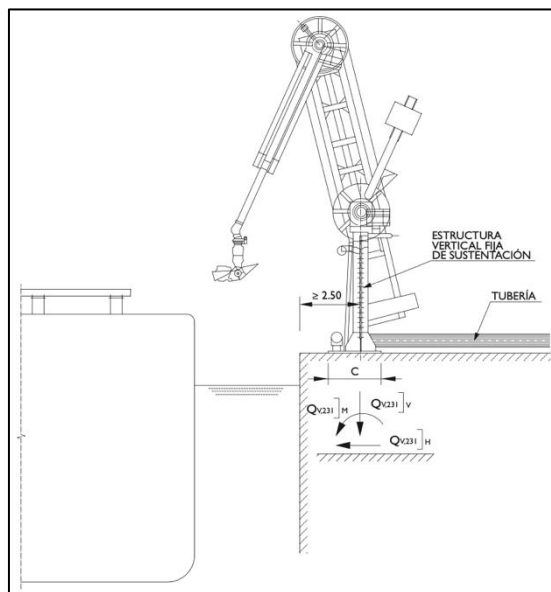
⁴ Estos datos vienen detallados en Figura 5 de este documento

Las características del bolardo a instalar han sido determinadas por el promotor. Por lo que carecen de justificación técnica.

9.3.3. CARGAS TRANSMITIDAS POR EQUIPO DE MANIPULACION DE MERCANCIAS (CM1)

La carga, descarga, estiba y desestiba del buque se realiza mediante sistemas de continuos especialmente diseñados para esta tarea. Estos sistemas se basan en el bombeo a través de tuberías y de sistemas de conexión de estas con el buque que permiten la realización de estas tareas en condiciones de seguridad, al adaptarse a los movimientos del buque o los agentes operativos.

Al desconocerse por parte del promotor el tipo de sistema a utilizar, se tomarán los mínimos exigidos por la ROM. En este caso, por ser un buque de tamaño superior a las 40.000 Tn de TPM, se usará un sistema de brazos articulados con tuberías de 16" de diámetro y un rendimiento de 4000 m³/h. En concreto se instalan 4 de estos brazos articulados, separados en 4m. En base al apartado 4.6.4.2.1.3. de la ROM 2.0 – 11, se obtiene la siguiente distribución en el muelle:



DIMENSION	VALOR	
	Condiciones de operación (CT1)	Condiciones extraordinarias (CT2 o CT3)
Esf. Vertical	450 kN	360 kN
Esf. Horizontal	50 kN	140 kN
Momento	1200 kNm	1900 kNm
Soporte (c x c)	1,50m x 1,50m	

Tabla 6: Parámetros del brazo articulado de proyecto. En los esfuerzos quedan incluidos las dos unidades, ya que a efectos de cálculo es indiferente

Figura 6: Esquema de un brazo articulado tipo por la ROM 2.0 - 11

Se estima que 4 brazos de grandes dimensiones como estos (16") serán capaces de satisfacer las necesidades de las empresas operadoras. Se recuerda además que en las instalaciones de este tipo se usan sistemas de máximo de 10" de diámetro, pese a las recomendaciones de la ROM. Es por ello, que si en fase de operación, se decide optar por un mayor número de equipos pero con tamaños más reducidos, el dimensionamiento seguirá siendo válido por el gran tamaño usado para el cálculo. En cuanto a la disposición sobre el muelle, se estimará para el cálculo la distribución uniforme de los brazos a lo largo del cantil de la plataforma.

Esta carga no se tiene en cuenta en los duques de alba, al tratarse de elementos de amarre.

9.3.4. SISTEMA DE DEFENSA DEL MUELLE

Se propone el uso de defensas tipo SUC 1150H situadas cada 20m y colocadas sobre tablero de 2,2 x 2 metros. Además, solo se colocarán en la plataforma principal, ya que los duques de alba carecen de la función de atraque. Esta solicitud va asociada a unas condiciones de trabajo CT1. En base todo lo anterior, se determina la siguiente acción distribuida:

$$V_{DEF} = 862 \text{ kN} / 20\text{m} = 43,1 \text{ kN/m}$$

Se puede consultar el dimensionamiento del sistema al final de este documento.

9.4. AGENTES DEL TERRENO

Existen varias acciones del terreno a considerar en diferentes partes del muelle.

- Subpresión: Este fenómeno se debe a que los elementos de cimentación se encuentran bajo el nivel freático. Esto hace que se produzca un empuje vertical del agua que tiende a desplazar verticalmente las estructuras. Esta acción se calculará en los anejos de cálculo por su gran relación con el diseño final de la obra. Además, se realizará el cálculo teniendo en cuenta todas las hipótesis de marea.
- Relleno de las celdas con material granular: Aparecerán empujes del terreno en las paredes de las celdas. Serán considerados a la hora de calcular la estructura.⁷
- Empuje activo del terreno: Una parte del trasdós de la plataforma (Mota de conexión) sufrirá el empuje de las tierras de la mota de conexión. Además, se añadirá una pequeña sobrecarga de 5 kN/m² al terreno para simular el tráfico viario en operaciones de mantenimiento⁸. Dicha sobrecarga se mantendrá en todas las condiciones de trabajo.

La ROM 0.5-05 recomienda que se tenga en cuenta el fenómeno de la carga hidráulica, es decir, el desfase de tiempo que pueda haber entre la variación del nivel del agua por mareas entre el agua de la dársena y el nivel freático de los rellenos.

Esta situación puede generar ciertos empujes hidrostáticos desde el terreno a la plataforma. Se puede dar la situación de que la dársena se encuentre en bajamar, pero el relleno de la mota aún posea un nivel freático a la altura de la pleamar. Por tanto se generaría un empuje de agua.

La ROM cuantifica este desfase de altura en función de la magnitud de las mareas y la permeabilidad de las obras de tierras.

En este caso, al tratarse de una zona con mareas reducidas y una mota con aparentemente gran permeabilidad, solo haría falta tener en cuenta un desfase máximo de 15cm.

En base a esta cifra se ha decidido despreciar este fenómeno, ya que tan solo generaría un empuje máximo de 0,1 kN. Un valor prácticamente nulo respecto al empuje activo del terreno.

⁷ Esta acción solo se tendrá en cuenta si se opta por una tipología estructural de cajón de hormigón prefabricado aligerado con celdas.

⁸ Dado el alcance de este proyecto, se considera que la simulación del tráfico viario con una carga repartida es más que suficiente. Siendo innecesario la simulación de cargas puntuales en función de la distribución de los ejes del vehículo.

10. COMBINACION DE ACCIONES

La metodología de cálculo recomendada en la ROM 2.0 – 11, indica que para combinar adecuadamente las cargas actuantes de forma simultanea, se deberán tener en cuenta las diferentes tablas de valores nominales descritas en estas recomendaciones. Estos valores nominales son detallados en las tablas 4.6.2.2. y 4.6.4.1., donde relacionan las cargas existentes y las condiciones de trabajo a considerar. A continuación se muestra un pequeño resumen con las distintas cargas a adoptar en función de las hipótesis de cálculo:

CONDICION DE TRABAJO	AGENTE O ACCION										
	Marea		Viento	Agentes del terreno	Sobrecarga de operación (SC1)		Carga de equipos de operación (CM1)			Tiro de Bolardo	Defensas del muelle Tramo I
							Tramo I				
					F. Vertical	F. Horizontal	Momento				
				Tramo I	Tramo II						
CT1 - Condiciones operativas	PVME	+ 0,20 m	Vb = 22 m/s	(*)	10 kN/m ²	-	2,96 kN/m	26,67 kN/m	71,11 kNm/m	V _{1,x} = V _{1,y} = 41,61 kN/m V _{2,x} = 735,5 kN V _{2,y} = 1274,86 kN	V _{DEF} = 43,1 kN/m
	BVME	- 0,06 m									
CT2. Caso 1 - Viento predominante	PVME	+ 0,81 m	Vt,50 = 34,2 m/s	(*)	10 kN/m ²	-	8,29 kN/m	21,33 kN/m	112,52 kNm/m	-	-
	BVME	- 0,63 m									
CT2. Caso 2 - Marea predominante	PVME	+ 0,92 m	Vt,5 = 29,5 m/s	(*)	10 kN/m ²	-	2,96 kN/m	26,67 kN/m	71,11 kNm/m	-	-
	BVME	- 0,67 m									
CT3. Caso 3 - Viento predominante	PVME	+ 0,81 m	Vt,500 = 38,4 m/s	(*)	0,8 x 10 kN/m ²	-	8,29 kN/m	21,33 kN/m	112,52 kNm/m	-	-
	BVME	- 0,63 m									
CT3. Caso 4 - Marea predominante	PVME	+ 1,03 m	Vt,5 = 29,5 m/s	(*)	0,8 x 10 kN/m ²	-	2,96 kN/m	26,67 kN/m	71,11 kNm/m	-	-
	BVME	- 0,71 m									

(*) → Los agentes del terreno serán calculados en los anejos de cálculo pertinentes. Esto se debe principalmente a la alta relación de este fenómeno con las dimensiones y tipología de la solución adoptada. Esta acción se calculará teniendo en cuenta la marea máxima para cada condición de trabajo.

11. CONCLUSIONES

Con todo lo especificado en este anejo, quedan detalladas todas las bases y condicionantes de diseño para el proyecto básico de las obras de atraque del nuevo muelle de graneles líquidos en la dársena sur del puerto de Castellón.

ANEJO I: DIMENSIONAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE DEFENSA DEL MUELLE

Para determinar el tamaño de la defensa se realizará un estudio de los efectos dinámicos producidos durante el atraque. Dicho cálculo se realizará cuantificando la energía cinética desarrollada por el buque tipo.

1.1. METODOLOGIA

Se empleará el modelo analítico especificado en la ROM. Primero de todo se calculará la energía cinética generada en el impacto del buque sobre la defensa. Para ello se usará el valor del desplazamiento del buque (en este caso, a carga máxima) y se ponderará con coeficientes de corrección basados en parámetros como las masas de agua adyacentes, la excentricidad del impacto, el tamaño del buque, la maniobra de atraque, entre otros.

Mediante esta cuantificación de la energía se seleccionará la defensa más adecuada. Por ultimo, se determinará la reacción que generará dicho impacto en la estructura.

1.2. DIMENSIONAMIENTO

1.2.1. ENERGIA CINETICA DESARROLLADA POR EL BUQUE

El cálculo se realizará tomando la suposición de un atraque de costado mediante translación transversal preponderante en dirección sensiblemente perpendicular a la línea de atraque y con ayuda de remolcadores. Siendo los cálculos específicos para obras de atraque continuas, ya que, al tratarse de duques de alba de amarre, no sufrirán los atraques de los buques.

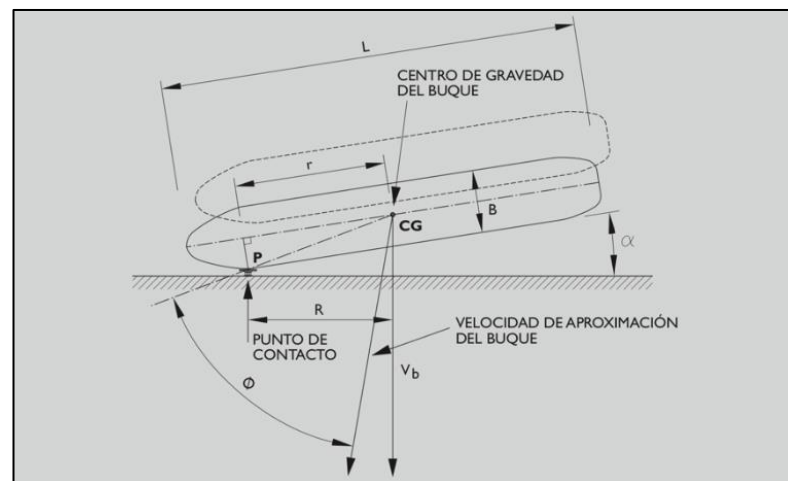


Figura 7: Maniobra de atraque

La formula para la obtención de la energía cinética es la siguiente:

$$E_f = E_b \cdot C_b = \left[\frac{1}{2} (C_m M_b) \cdot (V_b)^2 \right] C_e \cdot C_g \cdot C_c \cdot C_s = \left[\frac{1}{2} (C_m \Delta) \cdot (V_b)^2 \right] C_e \cdot C_g \cdot C_c \cdot C_s$$

A continuación, se muestra la justificación de cada uno de los términos:

- Desplazamiento del buque en la condición de carga considerada (Δ)

Para obtener este valor se considera el buque a máxima carga, según la ROM este valor es de:

$$\Delta = 57.300 \text{ Tn} = 561.921 \text{ kN}$$

- Masa del buque (M_b)

Teniendo en cuenta que $M_b = \Delta / 9,81 = 57.280,42 \text{ kN}$

- Coeficiente de masa hidrodinámica (C_m)

Este coeficiente tiene en cuenta el efecto producido por la masa de agua que se moviliza conjuntamente con el buque durante la maniobra de atraque y que da lugar a un aumento de la masa que interviene en la valoración de la energía. Este coeficiente depende del resguardo bajo quilla y de la facilidad del agua para desplazarse.

Como el calado del atraque es de 16m y el calado del buque a plena carga es de 11,7m, el resguardo bajo quilla es del mismo orden que la mitad del calado del buque. En este caso la ROM indica que:

$$C_m = 1,5$$

- Componente normal de la velocidad de aproximación del buque en el momento el impacto (V_b)

La velocidad de aproximación es el factor más determinante para la valoración de la energía cinética. Este valor depende de una gran variedad de factores como el peso del buque, la situación de carga, el tipo de carga, el factor humano... En este caso, al realizarse siempre la maniobra con ayuda de remolcadores, la velocidad se considera muy reducida. En base la tabla 4.6.4.36. de la ROM 2.0 – 11, se obtiene que:

$$V_b = 0,1 \text{ m/s}$$

En la ecuación interviene otros coeficientes:

- Coeficiente de excentricidad (C_e) $\rightarrow C_e = 0,6$

Indica la proporción de energía cinética no transmitida a la defensa por no coincidir el impacto con el centro de gravedad del buque

- Coeficiente geométrico del buque (C_g) $\rightarrow C_g = 1$

Indica la energía cinética que es absorbida por el sistema de atraque por efecto de la curvatura del casco. Se supone que el impacto se realizará con la parte recta del buque.

- Coeficiente de configuración del atraque (C_c) $\rightarrow C_c = 1$

Tiene en cuenta el efecto amortiguador del colchón de agua que queda atrapado entre el buque y el muelle

- Coeficiente de rigidez del sistema de atraque (C_s) $\rightarrow C_s = 1$

Indica la proporción de energía cinética absorbida por la deformación elástica del casco del buque. Se toma un valor muy conservador

Teniendo en cuenta todos los coeficientes anteriores, se obtiene la siguiente energía cinética en el impacto:

$$E_f = 257,76 \text{ kNm}$$

Para condiciones excepcionales, tales como fallos mecánicos del buque o de los remolcadores, rotura de amarras, cambios brucos en las condiciones meteorológicas, etc... Se cuantifica como el doble para condiciones normales de operación. Por tanto:

$$E_f = 515,52 \text{ kNm} = 52,6 \text{ Tn}\cdot\text{m}$$

Una vez obtenido este valor se puede comparar con los expuestos en los distintos catálogos comerciales de sistemas de defensa. Existen gran cantidad de marca en el mercado, sin embargo, todas usan la misma nomenclatura.

Se opta por defensas del tipo SUC 1150H cada 20m, capaces de absorber una energía total de 519 kNm. Por otro lado, se genera una reacción hacia el buque de 862 kN. Disponiéndose un tablero de dimensiones 2,20 x 2 m, la presión sobre el casco resulta ser de:

$$p = \frac{862 \text{ kN}}{2,2 \times 2} = 196 \text{ kPa} = 19,60 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

Este valor es inferior a las 20 Tn/m² reflejadas en la tabla 4.6.4.42. de la ROM 2.0 – 11, por tanto, se da como valido el dimensionamiento.

1.2.2. REACCION GENERADA POR LA DEFENSA HACIA LA ESTRUCTURA

En base al principio de acción y reacción. Se considera que la fuerza generada por la defensa hacia el buque, sera la misma que sufra la defensa. En base a esto y teniendo en cuenta la separación entre defensas de 20m, se obtiene que:

$$V_{\text{DEF}} = 862 \text{ kN} / 20\text{m} = 43,1 \text{ kN/m}$$



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

ANEJO Nº 3: GEOLOGIA Y GEOTECNIA

Presentado por

Marco Ramos, David

Curso: 2019/2020

Fecha: junio 2020

Tutor: Gómez Martín, María Esther



INDICE

1.	INTRODUCCION.....	3
2.	ANTECEDENTES.....	3
3.	METODOLOGIA.....	3
4.	INFORMACION PREVIA.....	3
4.1.	SISMICIDAD LOCAL.....	3
4.2.	MARCO GEOLOGICO.....	3
4.3.	BATIMETRIA.....	4
5.	CAMPAÑA DE RECONOCIMIENTO.....	4
5.1.	INTRODUCCION.....	4
5.2.	PRUEBAS DE PENETRACION DINAMICA.....	4
5.3.	SONDEOS.....	5
5.3.1.	MUESTRAS INALTERADAS.....	5
5.3.2.	ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT).....	5
5.4.	ENSAYOS DE LABORATORIO.....	5
6.	CARACTERIZACION GEOTECNICA.....	5
6.1.	CONSIDERACIONES PREVIAS.....	5
6.2.	PERFIL ESTRATIGRAFICO.....	6
6.3.	CARACTERIZACION DE LAS UNIDADES.....	6
6.3.1.	NIVEL 0 → FANGOS.....	6
6.3.2.	NIVEL 1 → MATERIALES DETRITICOS FINOS INTERCALADO CON FRACCIONES MEDIOS.....	6
6.3.3.	NIVEL 2 → MATERIAL DETRITICO MEDIO FUERTEMENTE CEMENTADO.....	6
6.3.4.	CUADRO DE CARACTERISTICAS.....	6
7.	CONCLUSIONES.....	7
7.1.	ESTRATIGRAFIA.....	7
7.2.	TIPOLOGIAS RECOMENDADAS.....	7
7.3.	DRAGADO.....	7
7.3.1.	BATIMETRIA DE LA ZONA DE ACTUACIÓN.....	7
7.3.2.	ELECCIÓN DEL TIPO DE DRAGADO.....	7

ANEJO I:	COLECCIÓN DE MAPAS GEOLOGICOS A ESCALA 1:50.000 DEL IGME. HOJA 641 (T.M DE CASTELLON DE PLANA).....	9
ANEJO II:	PERFILES ESTRATIGRAFICOS.....	11
ANEJO III:	ACTAS DE LOS ENSAYOS.....	13

3.1.	PLANTILLAS DE PERFORACION.....	13
3.2.	ENSAYOS DPSH.....	30

INDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURA 1:	DETALLE DE LA HOJA 641 DE LA COLECCIÓN 1:50.000 DEL IGME.....	3
FIGURA 2:	DETALLE DEL CORTE GEOLÓGICO (III-III') DE LA HOJA 641.....	3
FIGURA 3:	BATIMETRÍA DE LA ZONA DE ACTUACIÓN.....	4
FIGURA 4:	CROQUIS CON LA LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS Y ENSAYOS REALIZADOS.....	4
FIGURA 5:	PLATAFORMA PARA LA REALIZACIÓN DE ENSAYOS Y SONDEOS.....	4

INDICE DE TABLAS

TABLA 1:	PROFUNDIDADES MÁXIMAS ALCANZADAS EN LOS ENSAYOS DPSH.....	5
TABLA 2:	PROFUNDIDADES MÁXIMAS ALCANZADAS EN LOS SONDEOS REALIZADOS.....	5
TABLA 3:	PROFUNDIDADES INALTERADAS OBTENIDAS.....	5
TABLA 4:	TABLA COMPARATIVA DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PARA CADA UNIDAD DEL SUELO.....	6
TABLA 5:	CORRELACIÓN ENTRE EL ÁNGULO DE ROZAMIENTO Y EL ÍNDICE SPT MEDIANTE FORMULACIÓN EXISTENTE.....	6



1. INTRODUCCION

El objetivo del presente documento es definir las características del suelo sobre el que se realizan las obras del nuevo muelle de atraque de graneles líquidos, así como identificar posibles inestabilidades o puntos de especial atención.

2. ANTECEDENTES

El objeto del presente estudio es, a partir de los datos aportados por el reconocimiento geotécnico llevado a cabo, definir la naturaleza y características geotécnicas de los niveles distintos diferenciados, asignando a cada uno de ellos sus correspondientes parámetros geotécnicos.

Como ha quedado detallado en documentos anteriores, toda la información de anejo proviene de las siguientes fuentes:

- Para la descripción y enmarque geológico se usan los datos facilitados por el Instituto Geológico y Minero de España. Concretamente de la Colección de Mapas Geológicos de España a escala 1:50.000. Siendo la hoja nº 641 la correspondiente al T.M de Castellón de la Plana (España)
- El estudio geotécnico comentado fue realizado entre diciembre de 2019 y enero de 2020 por la empresa SERGEYCO ANDALUCIA S.L. a petición de la Autoridad Portuaria y contiene toda la información relacionada con la campaña geotécnica realizada, el proceso y los resultados obtenidos
- Normativa de construcción Sismorresistente (NCSE-02) del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana
- Batimetría de la zona de actuación proporcionada por la Autoridad Portuaria

3. METODOLOGIA

Una vez determinadas las características de la obra y sus condicionantes, se procederá a realizar un encuadre básico de la zona de actuación a nivel geotécnico, en este caso, del área del Puerto de Castellón. Dicho encuadre se realizará gracias a la información proporcionada por el IGME.

Una vez analizadas se procede a la selección de las formaciones más características de la zona y sus propiedades.

El paso siguiente es la labor geotécnica, momento en el cual se analizan los sondeos y ensayos realizados en la última campaña. Durante este apartado se describen todos los estratos encontrados y se desarrollan todas sus características geomecánicas, además de remarcar los parámetros necesarios para el predimensionamiento según lo estipulado en la ROM.

4. INFORMACION PREVIA

La zona objeto de estudio se encuentra situada en la dársena Sur del Puerto de Castellón. Desde un punto de vista geológico, el puerto de Castellón se sitúa en las estribaciones más orientales de la Cordillera Ibérica.

4.1. SISMICIDAD LOCAL

Según la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02, la aceleración sísmica básica del término municipal que nos ocupa es inferior a 0,04g, siendo g la aceleración de la gravedad.

4.2. MARCO GEOLOGICO

El área donde se encuentra ubicado geológicamente el emplazamiento a estudiar es la hoja a escala 1:50.000 del IGME número 641 (Castellón de la Plana).

De manera general, la zona objeto de estudio está formada por sedimentos de edad cuaternaria, cuya génesis está ligada a la progresiva denudación de los macizos que conforman la Cordillera Ibérica. Por lo general, estos sedimentos cuaternarios están formados por abanicos aluviales y mantos de arroyada, cuya

granulometría (en general grosera) disminuye en dirección hacia la costa. Estos mantos de arroyada están formados por arcillas rojas con cantos procedentes de mantos aluviales. Por otro lado, los abanicos están formados por arcillas arenosas de color rojizo con abundantes cantos fluviales.

Conforme la pendiente disminuye al aproximarse la línea de costa, se depositan facciones más finas. Sobre estos materiales, se disponen discordantes los sedimentos propios de la dinámica litoral (arenas y cantos y sedimentos de playa).

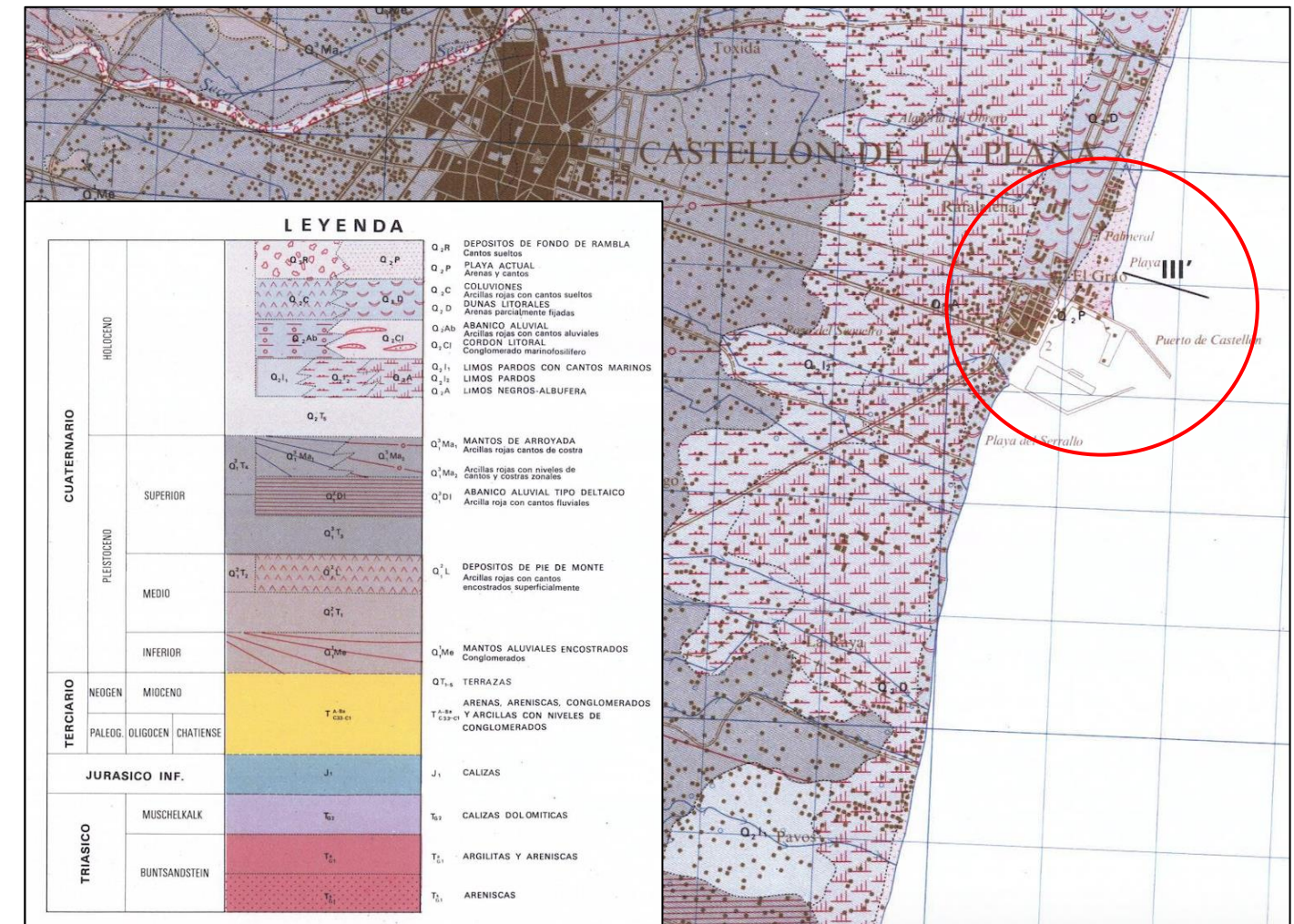


Figura 1: Detalle de la hoja 641 de la colección 1:50.000 del IGME

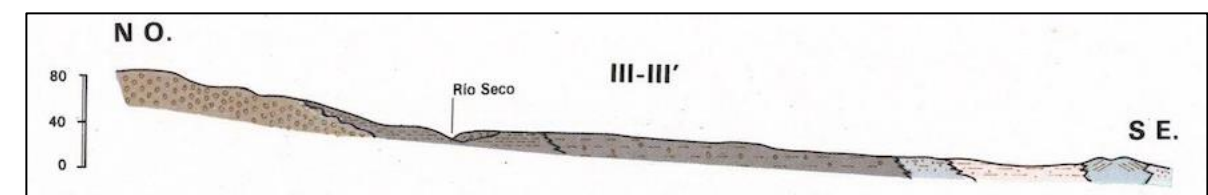


Figura 2: Detalle del corte geológico (III-III') de la hoja 641

4.3. BATIMETRIA

La ribera de fondo de la dársena sur se caracteriza por tener un calado de 16m, siendo éste el valor más grande de todo el puerto. Además, al ser de reciente construcción, el dragado es bastante reciente y aún se encuentra uniforme y sin aterramiento.

La batimetría de la zona de actuación se caracteriza por su desnivel, ya que, al ser el borde de un muelle en talud, el dragado no se realizó hasta el cantil. Además, al ya estar planificado un muelle en plataforma y exento, no era necesario conseguir la profundidad. Es por ello que aparece un gran talud desde la cota -16m hasta la superficie.

A efectos de este proyecto, esta situación tan solo condicionará los posibles dragados a realizar, que no será uniforme.

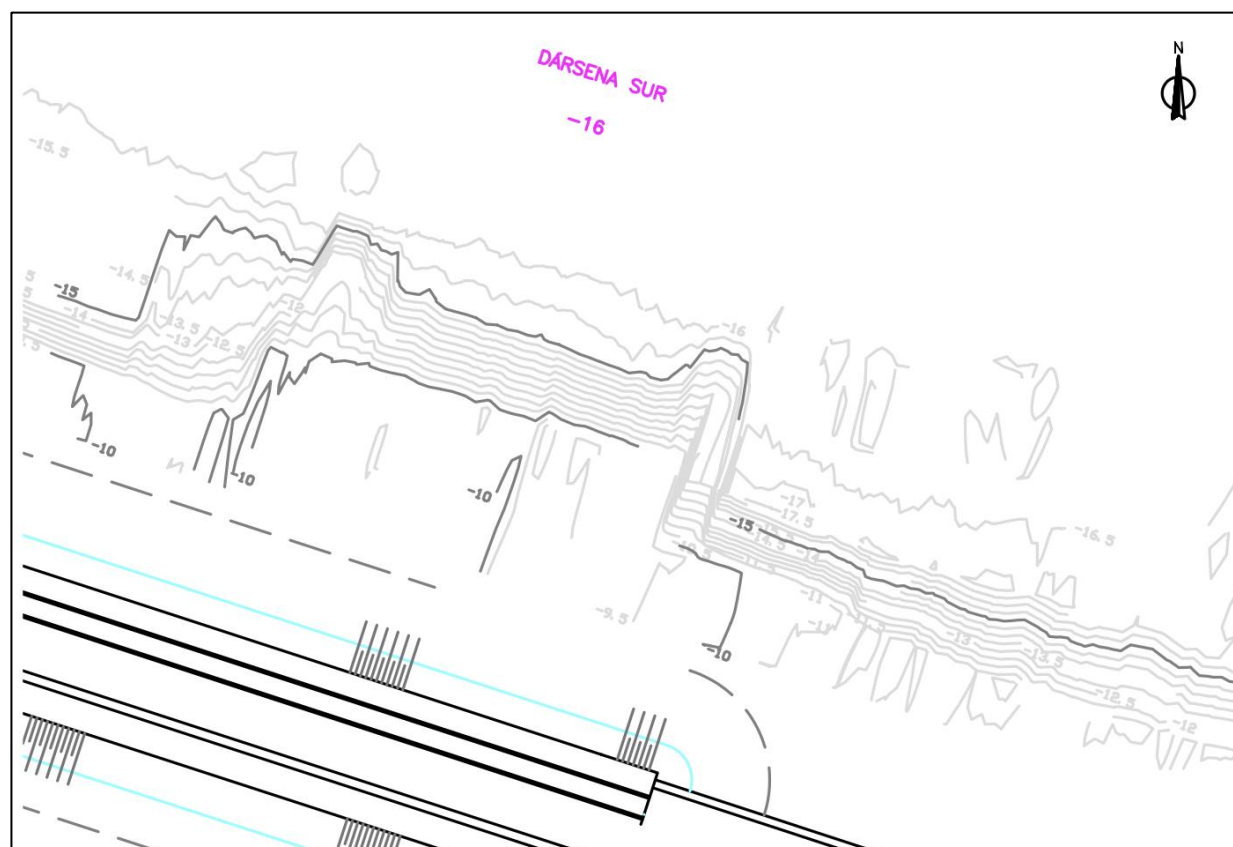


Figura 3: Batimetría de la zona de actuación

5. CAMPAÑA DE RECONOCIMIENTO

5.1. INTRODUCCION

Con fecha de inicio en diciembre de 2019 se realizaron los siguientes trabajos en la zona de actuación.

- Cinco (5) ensayos de penetración dinámica
- Seis (6) sondeos rotativos con extracción continua de testigos, así como la correspondiente toma de muestras para la identificación del suelo y sus componentes y ensayos penetración dinámica tipo SPT durante la perforación

En el siguiente esquema se puede observar la localización de los ensayos tratados. Tal y como se observa, existe un trazo de la posible distribución en planta de la obra. Este se debe a que las consignas iniciales de la

Autoridad Portuaria son de replicar una solución similar a la realizada en el muelle anexo. Esta consigna permitió realizar los ensayos de manera que aporten la máxima información posible.

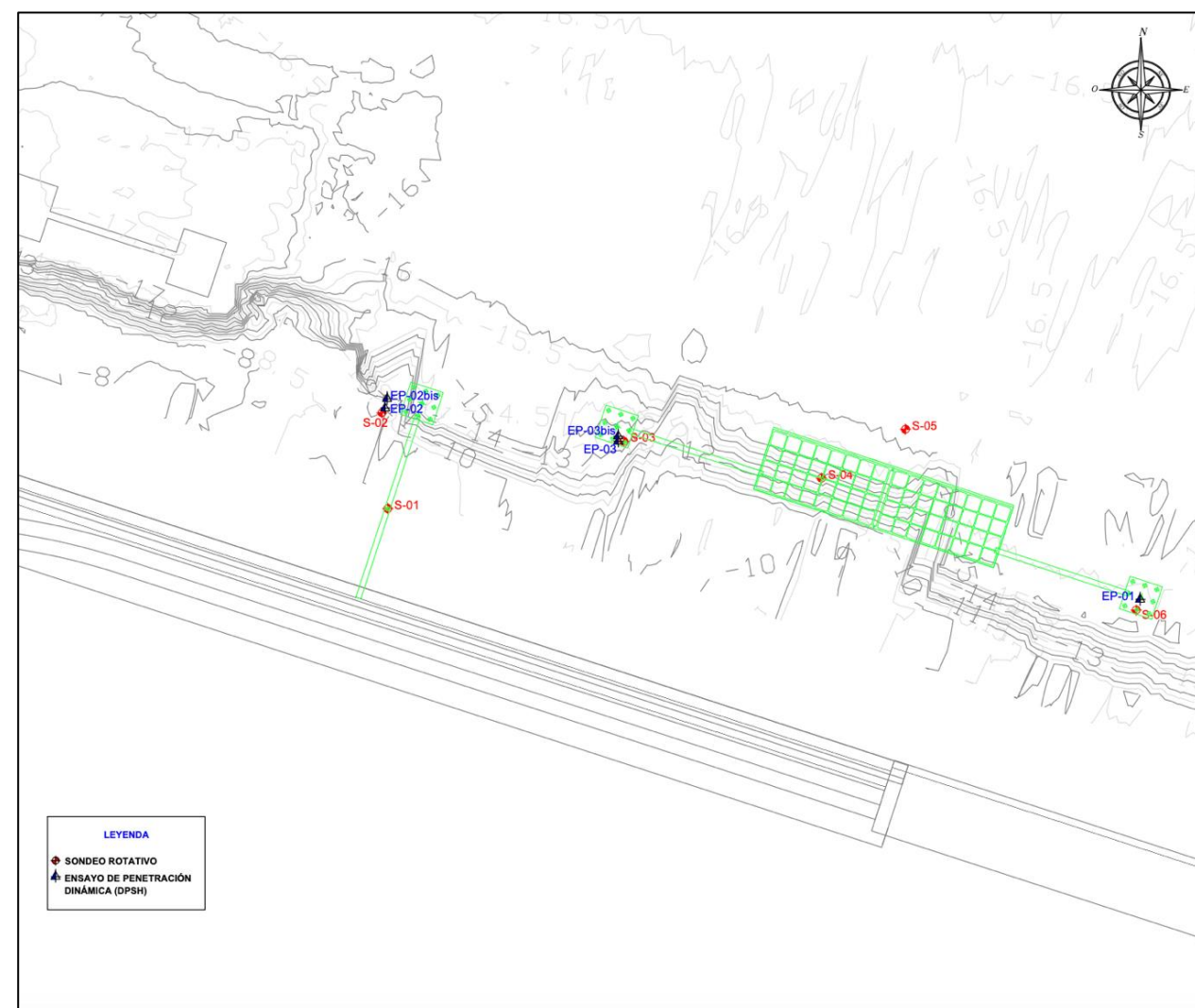


Figura 4: Croquis con la localización de los sondeos y ensayos realizados

A continuación, se realiza una pequeña descripción de los trabajos realizados.

5.2. PRUEBAS DE PENETRACION DINAMICA

Se realizaron cinco ensayos de penetración dinámica tipo DPSH (Prueba de Penetración Dinámica Superpesada). Este tipo de penetración obtiene valores de registro continuo y se caracteriza por el lanzamiento de una maza de 63,5Kg desde 75cm de altura.

Estos ensayos se han realizado mediante sonda instalada en plataforma flotante. Al realizarse sobre pontona, deben ser extraordinariamente precisos y se debe asegurar el no desplazamiento durante el ensayo.

Con este tipo de prospección, sólo pueden obtenerse datos de la resistencia "in situ" del



Figura 5: Plataforma para la realización de ensayos y sondeos

terreno, no pudiéndose identificar la naturaleza real del terreno, ya que no se obtiene testigo alguno durante la ejecución del ensayo.

Durante este ensayo se miden los diferentes valores de N20, que corresponden al número de golpes necesarios para traspasar 20cm de terreno. Con estos datos es posible cuantificar las tensiones admisibles de los suelos a diferentes profundidades. En general, se debería detener el ensayo cuando el número de golpes N20 supera el número 100, comúnmente denominado rechazo.

En la siguiente tabla se muestran los datos obtenidos para cada perforación, siendo el último valor el correspondiente a la profundidad máxima alcanzada previa a obtener rechazo.

IDENTIFICACIÓN	CALADO (m)	PROFUNDIDAD ALCANZADA (m)
EP-1	16,7	5,00
EP-2	9,1	1,80
EP-2 bis	9,1	2,00
EP-3	14,5	7,40
EP-3 bis	14,5	6,80

Tabla 1: Profundidades máximas alcanzadas en los ensayos DPSH

Como puede observarse, los ensayos realizados muestran rechazos muy someros, especialmente en los ensayos EP-1 y EP-2¹. Además, los rechazos son muy bruscos, en apenas 40cm, lo que muestra claramente la existencia de niveles fuertemente cementados.²

5.3. SONDEOS

Para el reconocimiento del subsuelo se han realizado un total de 6 sondeos a rotación con extracción de testigo, con 33 muestras inalteradas y 99 ensayos de penetración dinámica (SPT). A continuación se muestran una tabla con las profundidades alcanzadas en cada perforación.

IDENTIFICACIÓN	CALADO (m)	PROFUNDIDAD ALCANZADA (m)
SR-1	9,00	18,00
SR-2	9,10	21,45
SR-3	14,50	21,05
SR-4	15,60	29,85
SR-5	16,40	30,05
SR-6	16,70	19,05

Tabla 2: Profundidades máximas alcanzadas en los sondeos realizados

5.3.1. MUESTRAS INALTERADAS

Son aquellas muestras tomadas en el interior del sondeo y que no sufren alteración en su estructura y en su contenido en humedad. Fueron tomadas con un toma-muestras abierto de pared gruesa. En el interior se aloja una camisa de PVC, donde se introduce la muestra, habiendo parafinado previamente las caras antes de enviar al laboratorio, con el fin de evitar pérdidas de humedad.

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	RECUPERACION (cm)
SR-4	17,10 – 17,37	0
SR-5	12,70 – 13,31	40
SR-6	18,00 – 18,61	60

Tabla 3: Profundidades inalteradas obtenidas

¹ Ciertos ensayos fueron repetidos por no obtenerse resultados realistas a juicio del sondista. El equipo dudó de la fiabilidad de los resultados al obtenerse rechazos a profundidades muy dispares. Es por ello que existen penetraciones con la indicación (bis)

² En los anejos de este documento se encuentran detalladas las penetraciones realizadas con el número de golpes cada 20cm

5.3.2. ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT)

Este ensayo se realiza en el interior de la perforación del sondeo. En este ensayo se registra el número de golpes necesarios para superar un tramo de 15cm, siendo el máximo valor alcanzable 50 golpes (Rechazo). Esta tarea es realizada por una maza de 63,5kg cayendo desde una altura de 76cm. Se realizaron un total de 99 ensayos distribuidos a lo largo de los 6 sondeos.³

5.4. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los trabajos de laboratorio han consistido en una serie de ensayos según la normativa UNE. Se realizaron los siguientes:

- Ensayos de identificación⁴
 - o Análisis granulométrico por tamizado
 - o Clasificación USGS
 - o Determinación de la humedad
 - o Determinación de la densidad aparente
 - o Determinación del peso específico de las particulares
 - o Resistencia a compresión

6. CARACTERIZACION GEOTECNICA

En el siguiente apartado se realizará una caracterización del terreno de la zona de actuación a nivel geotécnico. Para ello se utilizará toda la información disponible de la campaña geotécnica realizada, es decir, sondeos, ensayos de laboratorio y penetraciones dinámicas.

Esta caracterización se realizará dividiendo el terreno en diferentes unidades geotécnicas con el fin de mejorar la compresión.

6.1. CONSIDERACIONES PREVIAS

Previo a caracterizar cada unidad, es necesario conocer la posición de cada elemento en el terreno. Para ello se ha realizado un pequeño perfil estratigráfico con las unidades que a continuación se detallarán.

Este perfil se ha realizado en base a los perfiles que se han obtenido de los sondeos. Cabe remarcar que se han simplificado los materiales encontrados y se han unido en base a las siguientes consideraciones:

- El terreno está formado básicamente por materiales detríticos de diferentes fracciones, predominado las fracciones finas y medias. Siendo gran parte de las columnas una concatenación de capas con propiedades similares pero variando el espesor, siendo de mayor abundancia la fracción fina y complementándose con fracciones medias.
- La gran problemática de este terreno es la fracción de material detrítico medio/grueso, ya que esta capa se encuentra altamente cementada, incluso obteniéndose rechazos en ensayos SPT y DPSH. Además, varía mucho en profundidad, situándose incluso a 1m del lecho. Esta capa se puede asociar con un elemento tipo costra.
- Existen variaciones en los parámetros obtenidos en mismos materiales, es por ello que se adoptará el valor más desfavorable a la hora de realizar los dimensionamientos.

³ Al tratarse tal cantidad de datos, se puede consultar en las tablas de sondeos localizadas en los anejos de este documento

⁴ Los resultados obtenidos se detallan en los siguientes apartados de caracterización del suelo. En el apartado de anejo se pueden observar en detalle todos los valores para cada muestra

6.2. PERFIL ESTRATIGRAFICO

Como se observa en la figura 4, los sondeos se han realizado de forma que se conoce la distribución del suelo bajo cada elemento de cimentación. A continuación se muestran los perfiles obtenidos en base a la campaña realizada.

Estos perfiles se han dibujado⁵ teniendo en cuenta el tipo de cimentación que existirá. En base a esto, se han distribuido tal que:

- Perfil estratigráfico de la distribución de estrato a lo largo del cantil de la plataforma central. Se basa en los sondeos S - 04 y S - 05
- Perfiles estratigráficos del punto de sondeo para los duques de alba de amarre, es decir, un total de 3 perfiles basados en los sondeos S - 02, S - 03, S - 06

Los perfiles mencionados se encuentran en los anejos de este documento.

6.3. CARACTERIZACION DE LAS UNIDADES

A continuación se detallan los niveles en los que se ha dividido el suelo, así como un resumen de los parámetros más reseñables y útiles para el cálculo.

6.3.1. NIVEL 0 → FANGOS

Solamente se han localizado fangos en puntos muy determinados, y en zonas aparentemente no dragadas o de forma previa a la realización de las perforaciones. Se trata de los materiales que se depositan en la actualidad en esta zona de ambiente restringido, al abrigo del oleaje y corrientes marinas. Estos depósitos se producen por decantación de las partículas que contiene el agua en suspensión, dando lugar a un depósito de granulometría fina o muy fina, no consolidado, sobresaturado y con presencia de materia orgánica. Ocasionalmente puede incluir algún canto o bolo de naturaleza muy diversa, seguramente vertido desde alguna embarcación o muelle durante la construcción de los diques. El espesor medio de esta capa no alcanza los 75cm. Debido a este espesor, su localización en puntos muy determinados y su naturaleza, se recomienda su depreciación a la hora del dimensionamiento.

6.3.2. NIVEL 1 → MATERIALES DETRITICOS FINOS INTERCALADO CON FRACCIONES MEDIOS

Este nivel compone prácticamente la totalidad del suelo. Esta basado en arenas limosas intercaladas con ciertas capas de materiales de granulometría inferior, tales como limos arcillosos hasta arcillas arenosas. La intercalación de capas se produce con estratos de entorno a los 2m. Sin embargo, no es posible dar un valor ya que varía en gran medida la potencia y distribución.

6.3.3. NIVEL 2 → MATERIAL DETRITICO MEDIO FUERTEMENTE CEMENTADO

Este material granular se diferencia del anterior en varios aspectos, tales como: La granulometría es más gruesa y que no hay existencia de limos. Sin embargo, el punto que lo separa como otra unidad es la gran dureza de esta arena ya que se encuentra cementada. Esto se debe a que combina arenas grises y restos de conchas, pudiéndose nombrar como arena conchífera debido a su origen claramente marino. El espesor de esta capa no suele superar los 1,5m de potencia. Sin embargo, su posición en los sondeos es muy variada ya que es posible detectarla a escasos 2m del lecho o a profundidades de entorno a 15m.

Se ha demostrado que este nivel, de forma local, puede presentar un nivel de cementación que puede llegar a dificultar las labores de dragado. Esta última deducción se basa en que en ningún estrato de este material ha sido posible obtener un valor mejor que *Rechazo* en ensayos de penetración, tanto SPT como DPSH.

⁵ Este tipo de perfiles no se pueden considerar totalmente fehacientes con la realidad ya que no es posible saber a ciencia cierta las variaciones de los estratos en la distancia que separa los sondeos. Es por ello que estos perfiles se deberán como una estimación y se usarán para el dimensionamiento de forma que los cálculos tomen los valores más conservadores. Con ello se estará del lado de la seguridad en el proceso de diseño.

6.3.4. CUADRO DE CARACTERISTICAS

A continuación se detallan los parámetros geotécnicos más característicos de todas las unidades anteriormente descritas

NIVEL – NATURALEZA DEL SUELO	NIVEL 0 → FANGOS	NIVEL 1 → DETRITICOS FINOS Y MEDIOS	NIVEL 2 → DETRITICOS MEDIOS CEMENTADOS
Peso específico saturado (kN/m ³)	16,9	21,10	22,4
Peso específico seco (kN/m ³)	11,0	17,3	19,5
Índice de poros	1,455	0,575	0,409
Cohesión (KPa)	Nula	0 - 8	NP
Angulo de rozamiento efectivo (ϕ')	12	30	35
Humedad (%)	59	38	29
Nº golpes SPT ⁶	NP	20	Rechazo (50)
Resistencia a compresión (KPa)	NP	98	NP

Tabla 4: Tabla comparativa de los parámetros geotécnicos para cada unidad del suelo

6.3.4.1. FIABILIDAD DE LOS DATOS

En los documentos aportados por la empresa encargada de las prospecciones geotécnicas se realizaban pequeñas reseñas respecto a la fiabilidad de los parámetros geotécnicos obtenidos, especialmente los ángulos de rozamiento obtenidos. Por ello, se han realizado algunas comprobaciones con formulación encontrada en la literatura existente⁷. Estas ecuaciones relacionan el ángulo de rozamiento con el número de golpes del ensayo SPT.

- Terzaghi & Peck (1948) → $\phi' = 28,5 + 0,25N$
- JNR (Japan National Railway) (1999) → $\phi' = 27 + 0,30N$
- Montenegro & Gonzalez (2014) → $\phi' = 12,79 + \sqrt{25,86N}$

Se han escogido las formulas con mayor fiabilidad. Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

FORMULACIÓN	NIVEL 1 → DETRITICOS FINOS Y MEDIOS	NIVEL 2 → DETRITICOS MEDIOS CEMENTADOS
Datos existentes	$\phi' = 30$	$\phi' = 35$
Terzaghi & Peck (1948)	$\phi' = 33,5$	$\phi' = 41$
JNR (Japan National Railway) (1999)	$\phi' = 33$	$\phi' = 42$
Montenegro & Gonzalez (2014)	$\phi' = 35,5$	$\phi' = 48,74$

Tabla 5: Correlación entre el ángulo de rozamiento y el índice SPT mediante formulación existente

Los resultados obtenidos muestran que los valores facilitados en la campaña geotecnia son algo más conservadores que la correlación con el SPT. Sin embargo, al tratarse de un trabajo meramente académico y viendo que las diferencias no son tan altas. Se decide mantener los datos publicados en la campaña, ya que, hace que los cálculos se realicen de una forma más conservadora y segura.

⁶ Nº de golpes en ensayo SPT a cota de fondo de la dársena. Supuesta cota de cimentación del muelle.

⁷J. E. CARMONA-ÁLVAREZ Y J. C. RUGE-CÁRDENAS, "Análisis de las correlaciones existentes del ángulo de fricción efectivo para suelos del piedemonte oriental de Bogotá usando ensayos *in situ*", Tecno Lógicas, vol. 18, no. 35, pp. 93-104, 2015.

7. CONCLUSIONES

En el presente documento se ha realizado la caracterización geotécnica de la zona donde se construirá el nuevo muelle de graneles líquidos de la dársena sur. Toda la información ha sido extraída de la campaña geotécnica realizada y la documentación aportada por la Autoridad Portuaria.

Con todo esto, se han realizado unas conclusiones para el dimensionamiento de la obra y para la posterior construcción de la misma

7.1. ESTRATIGRAFIA

Según lo estudiado, este terreno se caracteriza por una homogeneidad en términos de variedad de unidades. Principalmente, el terreno se compone de un material arenoso - limoso intercalado con fracciones más finas, tipo limo (Nivel 1). Si bien, en base a los criterios de ROM 0.5 – 05, este material se podría caracterizar como granular, ya que posee un contenido en limos y arcillas inferior al 15% de media. Sin embargo, en ciertas partes se han localizado zonas con gran contenido de limos, pudiendo superar el 20%. Es por eso, que se no se debe tratar este material como totalmente granular, sino que su comportamiento se deberá modelizar como mixto entre cohesivo y granular.

Por otro lado, el terreno se complementa con un estrato de arena conchífera (Nivel 2), este material presenta una dureza reseñable. Es muy importante conocer su localización ya que condicionara bastante el proceso constructivo. En términos del cálculo de la resistencia del suelo, debido a la naturaleza de este suelo y su aparición en forma de pequeñas betas, se recomienda despreciarlo. Es prácticamente imposible que la totalidad de la cimentación descansa sobre una beta de material.

En conclusión, se puede afirmar que el conjunto del suelo se puede considerar un material competente para las obras a realizar y con una capacidad portante media. Por último, se recomienda el cálculo de la resistencia del suelo (Hundimiento) mediante cálculo analítico con formulación de Brinch-Hansen. Pudiéndose comprobar y ajustar con las correlaciones publicadas en la ROM respecto al número de golpes en el ensayo SPT.⁸

7.2. TIPOLOGIAS RECOMENDADAS

Existen gran cantidad de tipologías a la hora de realizar un muelle de estas características. Sin embargo, se pueden englobar en dos grupos principales: Sistemas con una cimentación superficial o con una cimentación profunda.

Debido a las características geotécnicas de este terreno, la solución más adecuada es un muelle con una cimentación superficial.

El muelle de graneles líquidos contiguo y con una distribución en planta similar se realizó mediante una serie de plataforma de pilotes. Esto se debió principalmente a la existencia de un terreno granular sin los estratos de arena conchífera de gran dureza. Por tanto, era la solución más adecuada ya que abarataba costes y recortaba plazos.

Sin embargo, la zona de esta actuación posee un estrato de arena conchífera. Esta situación hace que la solución de pilotes hincados de hormigón armado no sea adecuada. Ya que, la bibliografía existente no recomienda usar este método por encima de los 35 golpes en ensayo SPT.

Pese a que estas publicaciones no indican una imposibilidad técnica total, económicamente una solución de este tipo se encontraría en gran desventaja.

Con todo esto se recomienda cualquier otra tipología que contenga cimentaciones superficiales.

7.3. DRAGADO

A la vista del tipo de obra de atraque se va a realizar y la batimetría de la zona, el dragado será una de las principales tareas en la obra. Los dos temas en los que se deberá prestar mayor atención son:

7.3.1. BATIMETRIA DE LA ZONA DE ACTUACIÓN

La batimetría de la zona está caracterizada por un gran talud desde la cota -16m hasta los -10m. Este fenómeno condicionará bastante el proceso ya que se deberá tener en cuenta en todo momento la estabilidad de los nuevos taludes. Siendo recomendado una pendiente no superior al 2V : 3H. Por otro lado, no será necesaria una limitación de calado, ya que 10m es más que suficiente para cualquier draga de tamaño medio.

7.3.2. ELECCIÓN DEL TIPO DE DRAGADO

Pese a ser un suelo formado en gran parte por arenas, existen estratos de arena conchífera que pueden complicar el proceso. Ya que, pese a que gran parte del suelo posee un índice SPT de 20, es decir, una arena de compacidad media, los estratos de arena conchífera son considerados material granular de alta densidad (Índice SPT de 50). Es por ello que se debe seleccionar el tipo de draga, no son en base a rendimientos y economía, sino a su capacidad de dragar materiales de cierta dureza.

Con todo esto, se recomienda las siguientes tipologías de draga:

- Dragas de rosario de cangilones: Permite trabajar con poco colado y tienen mucha precisión. Característica muy importante para trabajar con taludes y esencial para el correcto rasanteo de una posible banqueta de cimentación. Además, el rendimiento puede alcanzar los 6.000 m³/día. Existe una gran oferta de este tipo de dragas ya que son las más comunes en las obras marítimas. Aunque bien es cierto que quizás su capacidad es excesiva para la zona de actuación, sería muy interesante el uso de esta tipología por la calidad de su dragado. Además, se podría utilizar su alto rendimiento y capacidad para finalizar las tareas de dragado de la dársena sur.
- Dragas de pala: Este tipo de dragas suelen ser maquinaria no especializada pero que trabaja sobre pontona. Su rendimiento puede alcanzar los 5.000 m³/día y suele ser usada en pequeños dragados de zonas muy localizadas, es decir, las características de esta obra. Sin embargo, puede ser difícil encontrar maquinaria que pueda alcanzar los 16m de profundidad. Por otro lado, la calidad del rasanteo no alcanza el mismo nivel que la draga de rosario de cangilones, aunque es más una solución más económica.
- Dragas de cuchara: Las dragas de cuchara son similares a las dragas de pala, pero la maquinaria ya es especializada y no tan económica. Por otro lado, alcanzan unos rendimientos mayores y alcanzan las profundidades necesarias para esta obra con creces. Sin embargo, se deberá analizar con la empresa de dragado la posibilidad de pérdida de material durante el izado de la cuchara.

Es importante mencionar que ambas dragas no pueden trabajar con alturas de ola superiores a 1 metro. Situación de poca probabilidad en el interior de esta dársena.

Como ha quedado claro, todas estas opciones podrían ser válidas para el desarrollo de las tareas de dragado. La decisión quedará a criterio del contratista en función de criterios económicos, medioambientales y logísticos.

⁸ Estas consideraciones han sido tomadas del apartado 3.5.4.1. de la ROM 0.5 – 05. En este la ROM realiza una pequeña clasificación de los suelos en base al criterio de cálculo a utilizar.



ANEJO I: COLECCIÓN DE MAPAS GEOLOGICOS A ESCALA 1:50.000 DEL IGME. HOJA 641 (T.M DE CASTELLON DE PLANA)

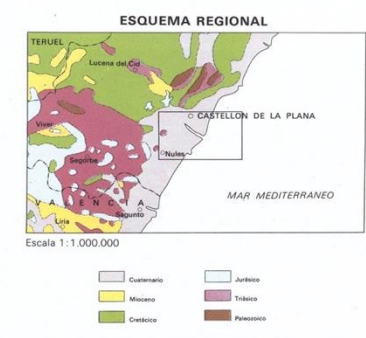
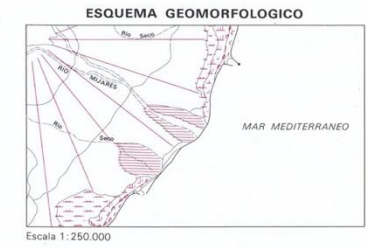
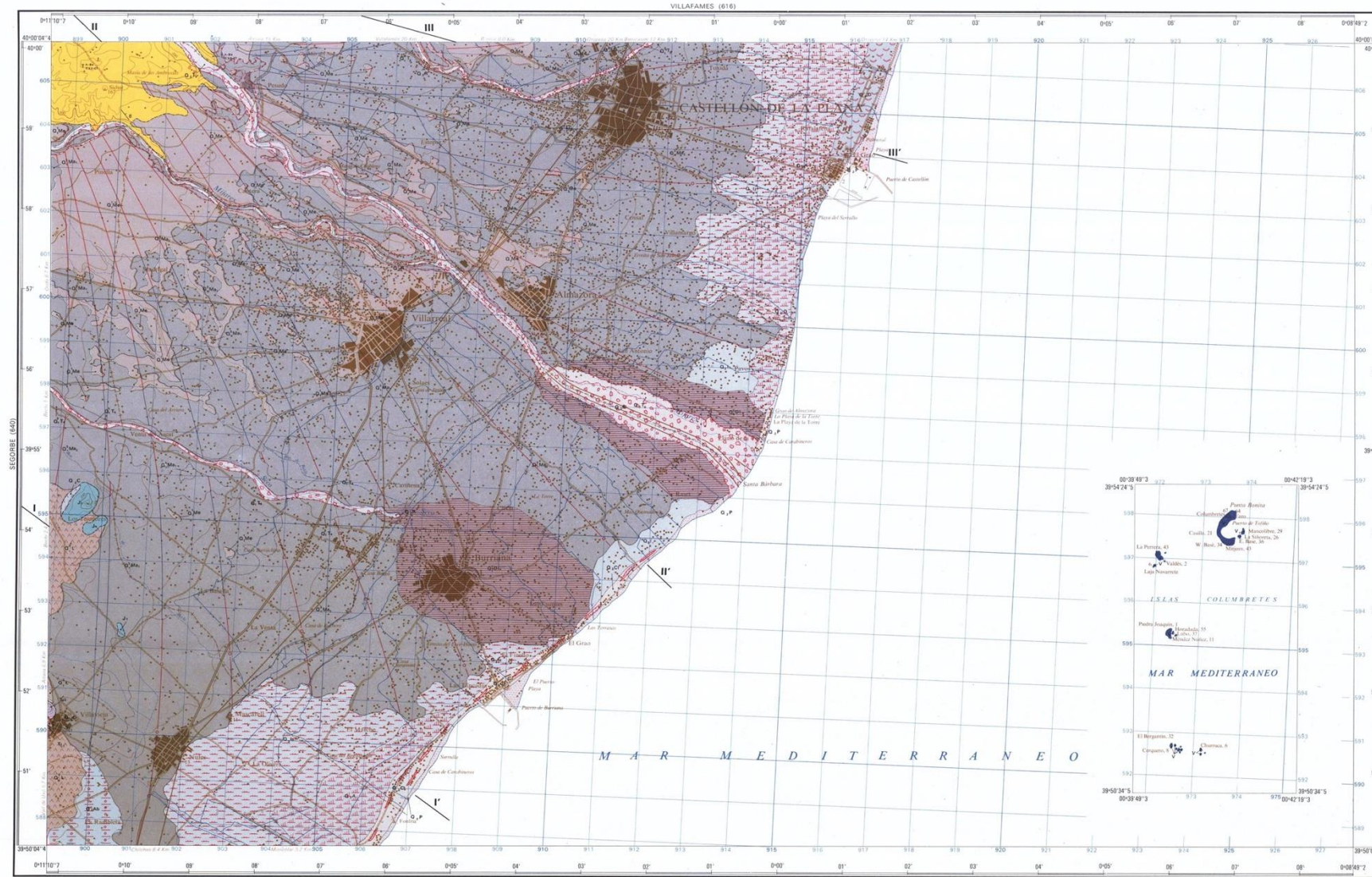
MAPA GEOLOGICO DE ESPAÑA
E. 1:50.000

INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA

CASTELLON DE LA PLANA	641
	30-25
ISLAS COLUMBRETES	642
	32-25

LEYENDA

CUATERNARIO	HELICOVO	Q ₁ a Q ₄	DEPOSITOS DE FONDO DE RAMBLA Llanos de inundación ALBUCA ACTUAL ALBUCA antigua COLUCCIONES ALBUCA con canales ALBUCA con canales ALBUCA con canales ALBUCA con canales	
	PLEISTOCENO	SUPERIOR	Q ₁ a Q ₃	ALBUCA ALUVIAL ALBUCA ALUVIAL ALBUCA ALUVIAL ALBUCA ALUVIAL
		MEDIO	Q ₄	DEPOSITOS DE PIE DE MONTE ALBUCA ALUVIAL con canales ALBUCA ALUVIAL con canales
		INFERIOR	Q ₅	MANTOS ALUVIALES ENCOSTRADOS CONGLÓMERADOS
TERCIARIO	NEOGEN	MIOCENO	TERRAZAS	
	PALEOGEN	OLIGOCENO CRETACEO	ARENAS ARENISCAS, CONGLÓMERADOS Y ARCILLAS CON NIVELES DE CONGLÓMERADOS	
JURASICO INF.		J ₁	CALIZAS	
		J ₂	CALIZAS DOLOMITICAS	
TRIASICO		T ₁	ARCILLAS Y ARENISCAS	
		T ₂	ARENISCAS	
ROCAS VOLCANICAS		V	LAVAS BASALTICAS	



EDITA: SERVICIO DE PUBLICACIONES-MINISTERIO DE INDUSTRIA
C.S.G. 1972
Base topográfica: dibujo y reproducción: Instituto Geográfico y
Catastral.— Depósito legal: M-3.356-1972

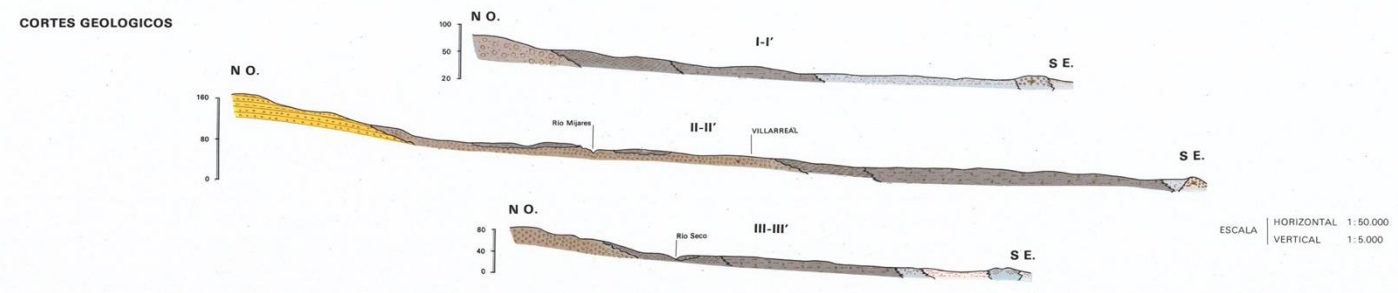
MUNICIPIOS (669)
Escala 1:50.000

Las altitudes se refieren al nivel medio del Mediterráneo en Alicante
Cuadrícula Lambert—Equidistancia de las curvas de nivel: 20 metros
Proyección U.T.M.—Escala Internacional

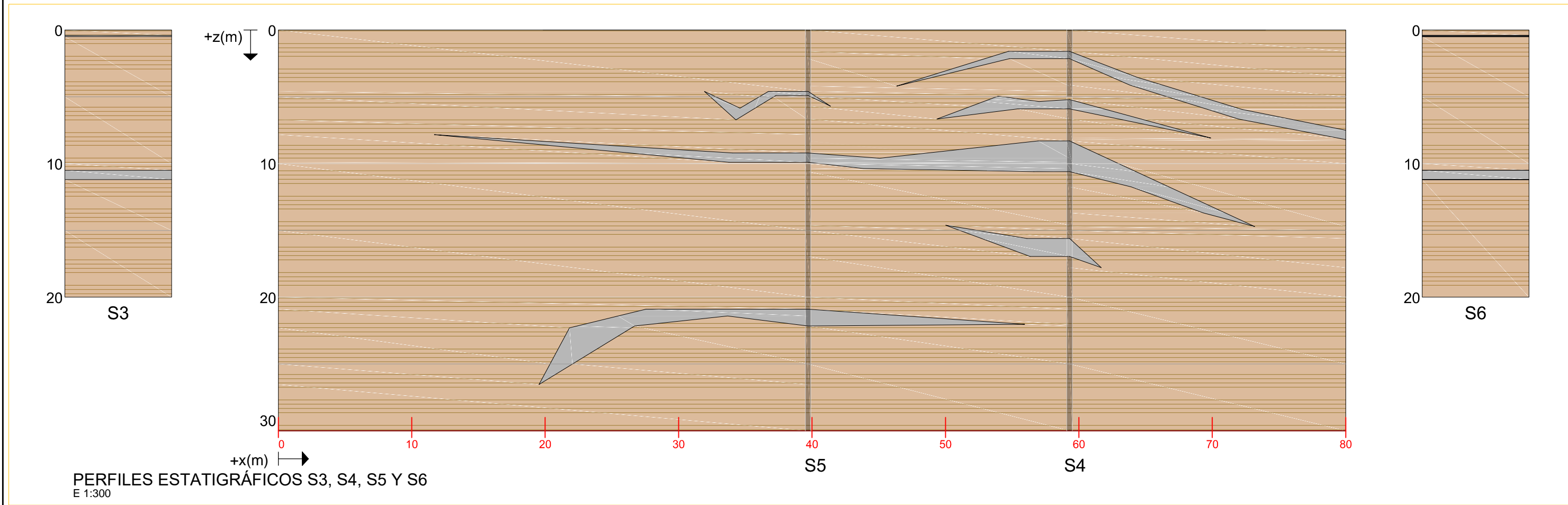
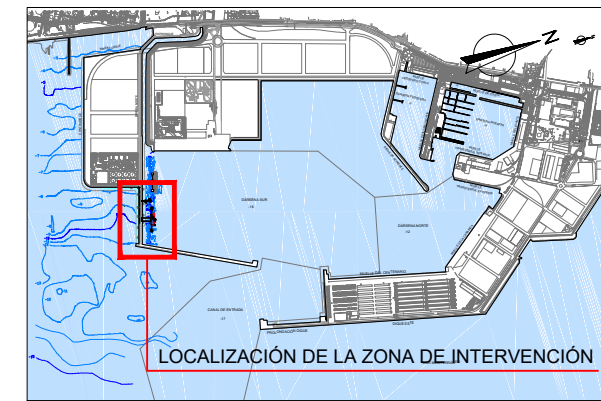
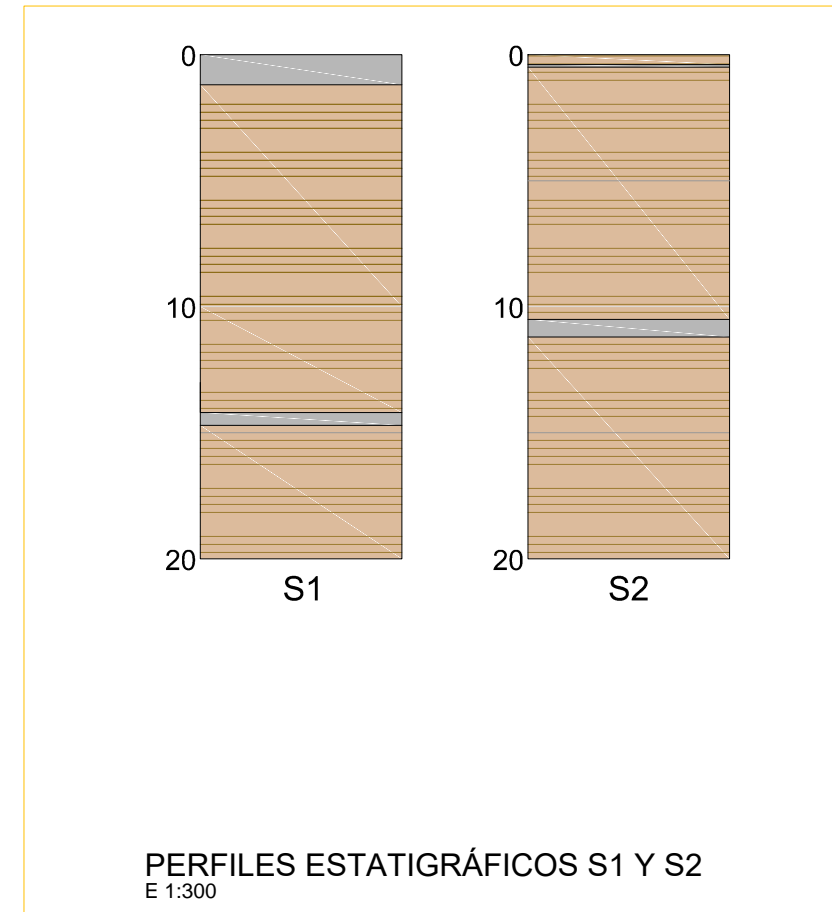
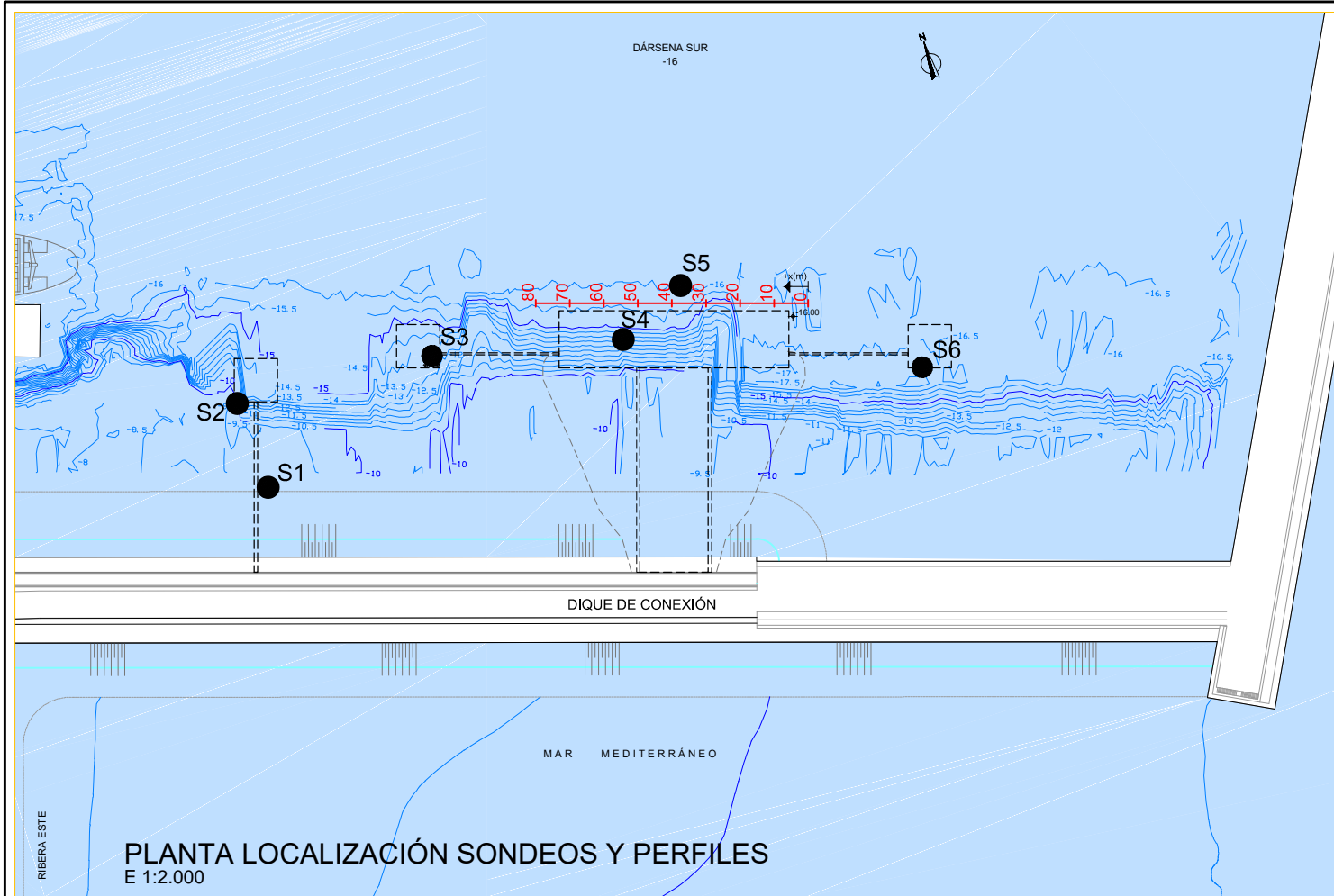
DIVISION DE GEOLOGIA E.P.T.I.S.A.
CATEDRA DE GEODINAMICA EXTERNA
UNIVERSIDAD DE MADRID
J. L. Goy Goy
C. Zazo Casado
R. Vegas Martínez
Madrid, 1973

SIGNOS CONVENCIONALES

—	Dirección y buzamiento
---	Contacto normal o concordante
---	Contacto discordante
ESCARPES DE TERRAZA	
---	Q ₁
---	Q ₂
---	Q ₃
---	Q ₄







LEYENDA: ● S1, ...S6 LOCALIZACIÓN DE SONDEOS

MATERIALES DETRÍTICOS FINOS
 MATERIAL DETRÍTICO FUERTEMENTE CEMENTADO. ARENA CONCHÍFERA



ANEJO III: ACTAS DE LOS ENSAYOS

3.1. PLANTILLAS DE PERFORACION

Sergeyco		Sergeyco Andalucía Carretera CA-34, km. 1 11360 Tel.: +34 956 780 076		LOCALIZACIÓN: CASTELLÓN DE LA PLANA		COORDENADAS		SONDEO Nº SR-1		HOJA 1 de 2														
www.sergeyco.com				FECHA COMIENZO: 12-02-20		X: 245.153,2 m		REGISTRADO POR: Julio Rondón																
CLIENTE: UTE BECSA - FCC				FECHA FINAL: 12-02-20		Y: 4.426.605,1 m		OBSERVACIONES:																
CÓDIGO: SA-0765-19				DIÁMETRO de PERFORACIÓN: 101 mm		Z: -9,0 m																		
PROYECTO: AMPLIACIÓN TERMINAL GRANELES LÍQUIDOS				MÉTODO de PERFORACIÓN: XC-42		PROFUNDIDAD TOTAL: 18,00 m																		
				ORIENTACIÓN: Vertical		SONDISTA: Luis J. Rodríguez																		
PROFUNDIDAD (m)	RECUPERACIÓN (%)	MUESTRA	GOLPEO (N)	GRADO de METORIZACIÓN	RQD%	FRACTURACIÓN	S.U.C.S.	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN	NIVEL FREÁTICO	PROFUNDIDAD (m)	R.C.S. (kg/cm ²)	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLASTICIDAD	HUMEDAD NATURAL %	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	VANE (kg/cm ²)	PENETROMETRO de BOLSILLO (kg/cm ²)	ESTRUCTURA	REGISTRO FOTOGRÁFICO	COTA (m)	
0		SPT-1	100/R en 4 cm						0,00m ARENISCA conchifera fuertemente cementada.															
0		SPT-2	100/R en 3 cm						1,20m ARENA de color gris.	1,20													-10,00	
0		SPT-3	8-9-11 (20)						1,50m LIMO algo arenoso de baja plasticidad.	1,50													-12,00	
100		SPT-4	9-11-13 (24)				ML																-14,00	
89		SPT-5	10-12-12 (24)				SM		4,50m ARENA limosa de color marron - gris.	4,50													-16,00	
78		SPT-6	7-9-9 (18)				ML		5,50m LIMO algo arenoso de baja plasticidad.	5,50													-18,00	
100		SPT-7	6-7-7 (14)				SM		5,80m ARENA limosa de color marron - gris.	5,80														
100		SPT-8	7-9-9 (18)				ML		6,00m LIMO algo arenoso de baja plasticidad.	6,00														

REGISTRO SUELO.ROCA.-A3 SONDEO.GPJ GINT STD ESPAÑA LAB.GDT -17/2/20

LEYENDA ARENISCA SP ML SM (Continúa en la Página Siguiente)

MUESTRA Ensayo de Penetración Standard

Sergeyco		Sergeyco Andalucía Carretera CA-34, km. 1 11360 Tel.: +34 956 780 076		LOCALIZACIÓN: CASTELLÓN DE LA PLANA		COORDENADAS		SONDEO N° SR-1		HOJA 2 de 2														
www.sergeyco.com				FECHA COMIENZO: 12-02-20		X: 245.153,2 m		REGISTRADO POR: Julio Rondón		OBSERVACIONES:														
CLIENTE: UTE BECSA - FCC				FECHA FINAL: 12-02-20		Y: 4.426.605,1 m																		
CÓDIGO: SA-0765-19				DIÁMETRO de PERFORACIÓN: 101 mm		Z: -9,0 m																		
PROYECTO: AMPLIACIÓN TERMINAL GRANELES LÍQUIDOS				MÉTODO de PERFORACIÓN: XC-42		PROFUNDIDAD TOTAL: 18,00 m																		
				ORIENTACIÓN: Vertical		SONDISTA: Luis J. Rodríguez																		
PROFUNDIDAD (m)	RECUPERACIÓN (%)	MUESTRA	MUESTRA	GOLPEO (N)	GRADO de METORIZACIÓN	RQD%	FRACTURACIÓN	S.U.C.S.	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN	NIVEL FREÁTICO	PROFUNDIDAD (m)	R.C.S. (kg/cm ²)	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLÁSTICO	HUMEDAD NATURAL %	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	VANE (kg/cm ³)	PENETROMETRO de BOLSILLO (kg/cm ²)	ESTRUCTURA	REGISTRO FOTOGRÁFICO	COTA (m)
89	↓	SPT-9	9-16-31 (47)					SM	4,10	10,10m ARENA limosa de color marron - gris.	10,10													
								ML	0,40	10,50m LIMO algo arenoso de baja plasticidad.	10,50													-20,00
12,00								SM	1,10	11,60m ARENA limosa de color marron - gris con algunos nódulos cementados.	11,60													
100	↓	SPT-10	17-24-32 (56)					SM	1,40	13,00m ARENISCA fuertemente cementada.	13,00													
								SM	0,50	13,50m ARENA limosa de color marron - gris con algunos nódulos cementados.	13,50													
14,00								SM	1,15	14,65m LIMO algo arenoso de baja plasticidad.	14,65													
89	↓	SPT-12	7-10-11 (21)					ML																
16,00								SM	2,85	17,50m ARENA limosa de color marron - gris con algunos nódulos cementados.	17,50													
100	↓	SPT-13	6-9-10 (19)					SM	0,50	Fin de SONDEO a 18,00m	18,00													
18,00																								

REGISTRO SUELO/ROCA - A3 SONDEO/GPJ GINT STD ESPAÑA LAB.GDT. 17/20

LEYENDA

ARENISCA

SP

ML

SM

MUESTRA

Ensayo de Penetración Standard



Sergeyco Sergeyco Andalucía Carretera CA-34, km. 1 11360 Tel.: +34 956 780 076 www.sergeyco.com		LOCALIZACIÓN: <u>CASTELLÓN DE LA PLANA</u> FECHA COMIENZO: <u>28-01-20</u> FECHA FINAL: <u>30-01-20</u> DIÁMETRO de PERFORACIÓN: <u>101 mm</u> METODO de PERFORACIÓN: <u>XC-42</u> ORIENTACIÓN: <u>Vertical</u>		COORDENADAS X: <u>245.151,7 m</u> Y: <u>4.426.630,4 m</u> Z: <u>-9,1 m</u> PROFUNDIDAD TOTAL: <u>21,45 m</u> SONDISTA: <u>Luis J. Rodríguez</u>		SONDEO Nº SR-2 HOJA 1 de 3 REGISTRADO POR: <u>Julio Rondón</u> OBSERVACIONES:																	
CLIENTE: <u>UTE BECSA - FCC</u> CÓDIGO: <u>SA-0765-19</u> PROYECTO: <u>AMPLIACIÓN TERMINAL GRANELES LÍQUIDOS</u>																							
PROFUNDIDAD (m)	RECUPERACIÓN (%)	MUESTRA	GOLPEO (N)	GRADO de METORIZACIÓN	RQD%	FRACTURACIÓN	S.U.C.S.	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN	NIVEL FREÁTICO	PROFUNDIDAD (m)	R.C.S. (kg/cm ²)	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLÁSTICIDAD	HUMEDAD NATURAL %	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	VANE (kg/cm ²)	PENETROMETRO de BOLSILLO (kg/cm ²)	ESTRUCTURA	REGISTRO FOTOGRÁFICO	COTA (m)
0	↓	SPT-1	0-0-1 (1)				SP		0,00m ARENA algo limosa suelta.														
40	↓	SPT-2	35-100/R en 10 cm				SP		0,70m ARENA conchifera cementada. RQD = 0	0,70													-10,00
1,70							SP		1,70m ARENA algo limosa suelta.	1,70													
2,20							SP		2,20m LIMOS arenosos de color marrón con alguna pasada arenosa.	2,20													-12,00
89	↓	SPT-3	9-9-10 (19)				SM																
100	↓	SPT-4	11-19-23 (42)				SM																-14,00
89	↓	SPT-5	11-12-12 (24)				SM																
3,40							SP		5,60m Arena gruesa con abundantes conchas e indicios de limos.	5,60													-16,00
0,30							SM		5,90m LIMOS arenosos de color marrón con alguna pasada arenosa.	5,90													-18,00
100	↓	SPT-6	6-7-8 (15)				SM																
89	↓	SPT-7	9-11-14 (25)				SM																-18,00
89	↓	SPT-8	7-9-9 (18)				SM																
LEYENDA SP ARENISCA SM (Continúa en la Página Siguiente)																							
MUESTRA Ensayo de Penetración Standard																							

REGISTRO SUELO/ROCA - A3 SONDEO/GPJ GINT STD ESPAÑA LAB GDT 17/2/20

Sondeo Nº		SR-2		HOJA 2 de 3																			
LOCALIZACIÓN: CASTELLÓN DE LA PLANA		COORDENADAS		REGISTRADO POR: Julio Rondón																			
FECHA COMIENZO: 28-01-20		X: 245.151,7 m		OBSERVACIONES:																			
FECHA FINAL: 30-01-20		Y: 4.426.630,4 m																					
DIÁMETRO de PERFORACIÓN: 101 mm		Z: -9,1 m																					
MÉTODO de PERFORACIÓN: XC-42		PROFUNDIDAD TOTAL: 21,45 m																					
ORIENTACIÓN: Vertical		SONDISTA: Luis J. Rodríguez																					
Sergeyco Andalucía Carretera CA-34, km. 1 11360 Tel.: +34 956 780 076 www.sergeyco.com		LOCALIZACIÓN: CASTELLÓN DE LA PLANA FECHA COMIENZO: 28-01-20 FECHA FINAL: 30-01-20 DIÁMETRO de PERFORACIÓN: 101 mm MÉTODO de PERFORACIÓN: XC-42 ORIENTACIÓN: Vertical		COORDENADAS X: 245.151,7 m Y: 4.426.630,4 m Z: -9,1 m PROFUNDIDAD TOTAL: 21,45 m SONDISTA: Luis J. Rodríguez		SONDEO Nº SR-2 HOJA 2 de 3 REGISTRADO POR: Julio Rondón OBSERVACIONES:																	
CLIENTE: UTE BECSA - FCC CÓDIGO: SA-0765-19 PROYECTO: AMPLIACIÓN TERMINAL GRANELES LÍQUIDOS																							
PROFUNDIDAD (m)	RECUPERACIÓN (%)	MUESTRA	GOLPEO (N)	GRADO de METORIZACIÓN	RQD%	FRACTURACIÓN	S.U.C.S.	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN	NIVEL FREÁTICO	PROFUNDIDAD (m)	R.C.S. (kg/cm ²)	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLÁSTICIDAD	HUMEDAD NATURAL %	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	VANE (kg/cm ²)	PENETROMETRO de BOLSILLO (kg/cm ²)	ESTRUCTURA	REGISTRO FOTOGRÁFICO	COTA (m)
100	100	SPT-9	6-7-7 (14)				SM		11,10m ARENA fuertemente cementada. RQD = 0														-20,00
12,00	100	SPT-10	9-10-12 (22)				SM		11,30m LIMOS arenosos de color marrón con alguna pasada arenosa.		12,00												-22,00
14,00	100	SPT-11	4-6-7 (13)				SM		12,20m ARENA fuertemente cementada. RQD = 0														-24,00
16,00	89	SPT-12	16-19-20 (39)				SM		12,30m LIMOS arenosos de color marrón con alguna pasada arenosa y nódulos de carbonatos.														-26,00
18,00	100	SPT-13	6-6-9 (15)				SM		16,80m ARENA fuertemente cementada. RQD = 0														-28,00
	100	SPT-14	37-100				SM		17,45m LIMOS arenosos de color marrón con alguna pasada arenosa.														
							SP		17,80m Arena gruesa con abundantes conchas e indicios de limos.														
	100	SPT-15	9-12-14 (26)				SM		18,80m LIMOS arenosos de color marrón con alguna pasada arenosa.														
LEYENDA		SP		ARENISCA		SM		(Continúa en la Página Siguiente)		MUESTRA		Ensayo de Penetración Standard											

REGISTRO SUELO/ROCA - A3 SONDEO/GPJ GINT STD ESPAÑA LAB GDT 17/2/20



PROYECTO BASICO DE LAS OBRAS DE ATRAQUE PARA GRANELES LIQUIDOS EN LA DARSENA SUR DEL PUERTO DE CASTELLON



Sergeyco		Sergeyco Andalucía Carretera CA-34, km. 1 11360 Tel.: +34 956 780 076		LOCALIZACIÓN: CASTELLÓN DE LA PLANA		COORDENADAS		SONDEO Nº SR-2		HOJA 3 de 3														
www.sergeyco.com				FECHA COMIENZO: 28-01-20		X: 245.151,7 m		REGISTRADO POR: Julio Rondón																
CLIENTE: UTE BECSA - FCC				FECHA FINAL: 30-01-20		Y: 4.426.630,4 m		OBSERVACIONES:																
CÓDIGO: SA-0765-19				DIÁMETRO de PERFORACIÓN: 101 mm		Z: -9,1 m																		
PROYECTO: AMPLIACIÓN TERMINAL GRANELES LÍQUIDOS				MÉTODO de PERFORACIÓN: XC-42		PROFUNDIDAD TOTAL: 21,45 m																		
				ORIENTACIÓN: Vertical		SONDISTA: Luis J. Rodríguez																		
PROFUNDIDAD (m)	RECUPERACIÓN (%)	MUESTRA	MUESTRA	GOLPEO (N)	GRADO de METORIZACIÓN	RQD%	FRACTURACIÓN	S.U.C.S.	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN	NIVEL FREÁTICO	PROFUNDIDAD (m)	R.C.S. (kg/cm ²)	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLÁSTICIDAD	HUMEDAD NATURAL %	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	VANE (kg/cm ²)	PENETROMETRO de BOLSILLO (kg/cm ²)	ESTRUCTURA	REGISTRO FOTOGRÁFICO	COTA (m)
100	100	SPT-16	(39)					SM																
100	100	SPT-17	12-16-16 (32)						2,65	Fin de SONDEO a 21,45m	21,45													-30,00
22,00												22,00												-32,00
24,00												24,00												-34,00
26,00												26,00												-36,00
28,00												28,00												-38,00

REGISTRO SUELO/ROCA - A3 SONDEO.GPJ GINT STD ESPAÑA LAB.GDT 17/20

LEYENDA SP ARENISCA SM

MUESTRA Ensayo de Penetración Standard

Sergeyco		Sergeyco Andalucía Carretera CA-34, km. 1 11360 Tel.: +34 956 780 076		LOCALIZACIÓN: CASTELLÓN DE LA PLANA		COORDENADAS		SONDEO Nº SR-3		HOJA 1 de 3														
www.sergeyco.com		Tel.: +34 956 780 076		FECHA COMIENZO: 09-01-19		X: 245.215,6 m		REGISTRADO POR: Julio Rondón		OBSERVACIONES:														
FECHA FINAL: 12-01-20		DIÁMETRO de PERFORACIÓN: 101 mm		Y: 4.426.622,9 m		Z: -14,4 m																		
CLIENTE: UTE BECSA - FCC		MÉTODO de PERFORACIÓN: XC-42		PROFUNDIDAD TOTAL: 21,05 m		SONDISTA: Luis J. Rodríguez																		
CÓDIGO: SA-0765-19		ORIENTACIÓN: Vertical																						
PROYECTO: AMPLIACIÓN TERMINAL GRANELES LÍQUIDOS																								
PROFUNDIDAD (m)	RECUPERACIÓN (%)	MUESTRA	GOLPEO (N)	GRADO de METORIZACIÓN	RQD%	FRACTURACIÓN	S.U.C.S.	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN	NIVEL FREÁTICO	PROFUNDIDAD (m)	R.C.S. (kg/cm ²)	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLÁSTICIDAD	HUMEDAD NATURAL %	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	VANE (kg/cm ²)	PENETROMETRO de BOLSILLO (kg/cm ²)	ESTRUCTURA	REGISTRO FOTOGRÁFICO	COTA (m)	
0		SPT-1	0-0-1 (1)						0,00m ARENA algo limosa suelta.															
56		SPT-2	2-3-3 (6)					SP															-16,00	
69		SPT-3	3-5-7 (12)																					
100		SPT-4	3-5-5 (10)																					
4,50									4,50m ARENA limosa de color marron - gris		4,50													
98		SPT-5	2-4-6 (10)					SM																-20,00
76		SPT-6	6-17-29 (46)						7,50m ARENA fuertemente cementada. RQD = 0		7,50													-22,00
0,40									7,90m ARENA limosa de color marron - gris		7,90													
0,10									8,00m ARENA fuertemente cementada. RQD = 0		8,00													
0,20									8,20m ARENA limosa de color marron - gris		8,20													
100		SPT-7	6-5-6 (11)					SM																-24,00

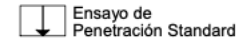
REGISTRO SUELOPROCA - A3 SONDEO.GPJ GINT STD ESPAÑA LAB.GDT 17/20

LEYENDA



(Continúa en la Página Siguiente)

MUESTRA



Sergeyco		Sergeyco Andalucía Carretera CA-34, km. 1 11360 Tel.: +34 956 780 076		LOCALIZACIÓN: CASTELLÓN DE LA PLANA		COORDENADAS		SONDEO Nº SR-3		HOJA 2 de 3														
www.sergeyco.com				FECHA COMIENZO: 09-01-19		X: 245.215,6 m		REGISTRADO POR: Julio Rondón		OBSERVACIONES:														
CLIENTE: UTE BECSA - FCC				FECHA FINAL: 12-01-20		Y: 4.426.622,9 m																		
CÓDIGO: SA-0765-19				DIÁMETRO de PERFORACIÓN: 101 mm		Z: -14,4 m																		
PROYECTO: AMPLIACIÓN TERMINAL GRANELES LÍQUIDOS				MÉTODO de PERFORACIÓN: XC-42		PROFUNDIDAD TOTAL: 21,05 m																		
				ORIENTACIÓN: Vertical		SONDISTA: Luis J. Rodríguez																		
PROFUNDIDAD (m)	RECUPERACIÓN (%)	MUESTRA	MUESTRA	GOLPEO (N)	GRADO de METORIZACIÓN	RQD%	FRACTURACIÓN	S.U.C.S.	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN	NIVEL FREÁTICO	PROFUNDIDAD (m)	R.C.S. (kg/cm ²)	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLÁSTICIDAD	HUMEDAD NATURAL %	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	VANE (kg/cm ²)	PENETROMETRO de BOLSILLO (kg/cm ²)	ESTRUCTURA	REGISTRO FOTOGRÁFICO	COTA (m)
12,00	100	↓	SPT-8	4-5-5 (10)					SM	11,20m LIMOS arenosos de color marrón con alguna pasada arenosa.		12,00												-26,00
14,00	100	↓	SPT-9	6-7-7 (14)					SM	13,20m ARENA limosa de color marron - gris		14,00												-28,00
16,00	91	↓	SPT-11	9-14-39 (53)					SM	16,15m ARENA fuertemente cementada. RQD = 0		16,00												-30,00
18,00	98	↓	SPT-12	7-7-9 (16)					SM	16,65m LIMOS arenosos de color marrón con alguna pasada arenosa.		18,00												-32,00
																								-34,00

REGISTRO SUELOIROCA - A3 - SONDEO GPJ GINT S TD ESPAÑA LAB GDT 17/2/20

LEYENDA SP SM ARENISCA (Continúa en la Página Siguiente)

MUESTRA Ensayo de Penetración Standard

Sergeycó		Sergeycó Andalucía Carretera CA-34, km. 1 11360 Tel.: +34 956 780 076		LOCALIZACIÓN: CASTELLÓN DE LA PLANA		COORDENADAS		SONDEO Nº SR-3		HOJA 3 de 3															
www.sergeycó.com				FECHA COMIENZO: 09-01-19		X: 245.215,6 m		REGISTRADO POR: Julio Rondón		OBSERVACIONES:															
CLIENTE: UTE BECSA - FCC				FECHA FINAL: 12-01-20		Y: 4.426.622,9 m																			
CÓDIGO: SA-0765-19				DIÁMETRO de PERFORACIÓN: 101 mm		Z: -14,4 m																			
PROYECTO: AMPLIACIÓN TERMINAL GRANELES LÍQUIDOS				MÉTODO de PERFORACIÓN: XC-42		PROFUNDIDAD TOTAL: 21,05 m																			
				ORIENTACIÓN: Vertical		SONDISTA: Luis J. Rodríguez																			
PROFUNDIDAD (m)	RECUPERACIÓN (%)	MUESTRA	MUESTRA	GOLPEO (N)	GRADO de METORIZACIÓN	RQD%	FRACTURACIÓN	S.U.C.S.	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN	NIVEL FREÁTICO	PROFUNDIDAD (m)	R.C.S. (kg/cm ²)	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLÁSTICIDAD	HUMEDAD NATURAL %	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	VANE (kg/cm ²)	PENETROMETRO de BOLSILLO (kg/cm ²)	ESTRUCTURA	REGISTRO FOTOGRÁFICO	COTA (m)	
98				9-11-17 (28)				SM	4.40	Fin de SONDEO a 21,05m	21,05														
22,00												22,00													-36,00
24,00												24,00													-38,00
26,00												26,00													-40,00
28,00												28,00													-42,00
																									-44,00

REGISTRO SUELOPROCA.-A3 SONDEO.GPJ GINT STD ESPAÑA LAB.GDT. 17/2/20

LEYENDA

SP

SM

ARENISCA

MUESTRA

Ensayo de Penetración Standard



Sergeyco		Sergeyco Andalucía Carretera CA-34, km. 1 11360 Tel.: +34 956 780 076		LOCALIZACIÓN: CASTELLÓN DE LA PLANA		COORDENADAS		SONDEO N° SR-4		HOJA 1 de 3														
www.sergeyco.com				FECHA COMIENZO: 14-01-20		X: 245.267,9 m		REGISTRADO POR: Julio Rondón		OBSERVACIONES:														
CLIENTE: UTE BECSA - FCC				FECHA FINAL: 16-01-20		Y: 4.426.613,1 m																		
CÓDIGO: SA-0765-19				DIÁMETRO de PERFORACIÓN: 101 mm		Z: -15,6 m																		
PROYECTO: AMPLIACIÓN TERMINAL GRANELES LÍQUIDOS				MÉTODO de PERFORACIÓN: XC-42		PROFUNDIDAD TOTAL: 29,85 m																		
				ORIENTACIÓN: Vertical		SONDISTA: Luis J. Rodríguez																		
PROFUNDIDAD (m)	RECUPERACIÓN (%)	MUESTRA	GOLPEO (N)	GRADO de METORIZACIÓN	RQD%	FRACTURACIÓN	S.U.C.S.	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN	NIVEL FREÁTICO	PROFUNDIDAD (m)	R.C.S. (kg/cm ²)	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLASTICIDAD	HUMEDAD NATURAL %	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	VANE (kg/cm ²)	PENETROMETRO de BOLSILLO (kg/cm ²)	ESTRUCTURA	REGISTRO FOTOGRÁFICO	COTA (m)	
0		SPT-1	0-0-1 (1)					SP	0,00m ARENA algo limosa suelta.														-16,00	
1,60								SP	1,60m ARENA conchifera cementada	1,60														-17,60
2,00	88	SPT-2	12-31-100/R en 10 cm					SP	2,15m ARENA algo limosa suelta.	2,15	2,00													-18,00
3,50								ML	3,50m LIMOS arenosos de color marrón															-20,00
4,00	100	SPT-3	6-9-11 (20)					ML	5,20m ARENA cementada	5,20														-22,00
5,20								SP	5,90m LIMOS arenosos de color marrón	5,90														-23,00
6,00	100	SPT-4	10-12-16 (28)					SP	8,30m ARENA cementada	8,30														-24,00
6,70								SM	8,90m Limo arenoso con algunos nódulos cementados	8,90														-24,00
8,00	98	SPT-5	9-9-10 (19)					ML	9,50m ARENA cementada	9,50														-24,00
8,30								SP																-24,00
8,90								SM																-24,00
9,50	87	SPT-7	19-27-30 (57)					SP																-24,00

REGISTRO SUELO/ROCA - A3 SONDEO.GPJ GINT STD ESPAÑA LAB.GDT. 17/2/20

LEYENDA SP ML SM (Continúa en la Página Siguiente)

MUESTRA Ensayo de Penetración Standard Muestra Inalterada

Sergeyco Andalucía Carretera CA-34, km. 1 11360 Tel.: +34 956 780 076 www.sergeyco.com		LOCALIZACIÓN: CASTELLÓN DE LA PLANA FECHA COMIENZO: 14-01-20 FECHA FINAL: 16-01-20 DIÁMETRO de PERFORACIÓN: 101 mm METODO de PERFORACIÓN: XC-42 ORIENTACIÓN: Vertical		COORDENADAS X: 245.267,9 m Y: 4.426.613,1 m Z: -15,6 m PROFUNDIDAD TOTAL: 29,85 m SONDISTA: Luis J. Rodríguez		SONDEO N° SR-4 HOJA 2 de 3 REGISTRADO POR: Julio Rondón OBSERVACIONES:																		
CLIENTE: UTE BECSA - FCC CÓDIGO: SA-0765-19 PROYECTO: AMPLIACIÓN TERMINAL GRANELES LÍQUIDOS																								
PROFUNDIDAD (m)	RECUPERACIÓN (%)	MUESTRA	MUESTRA	GOLPEO (N)	GRADO de METORIZACIÓN	RQD%	FRACTURACIÓN	S.U.C.S.	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN	NIVEL FREÁTICO	PROFUNDIDAD (m)	R.C.S. (kg/cm ²)	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLÁSTICIDAD	HUMEDAD NATURAL %	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	VANE (kg/cm ²)	PENETRÓMETRO de BOLSILLO (kg/cm ²)	ESTRUCTURA	REGISTRO FOTOGRÁFICO	COTA (m)
10,00	100	↓	SPT-8	11-12-14 (26)					SP	10,60m LIMOS arenosos de color marrón		10,60												-26,00
12,00	98	↓	SPT-9	7-7-9 (16)					ML			12,00												-28,00
14,00	100	↓	SPT-10	6-9-9 (18)								14,00												-30,00
16,00	100	↓	SPT-11	7-7-10 (17)								16,00												-32,00
16,00	98	↓	SPT-12	13-17-29 (46)					SM	15,60m Arena limosa con algunos nódulos cementados		16,00												-32,00
18,00	0	■	MI-1	26-100/R en 12 cm								18,00												-34,00
18,00	87	↓	SPT-13	11-14-16 (30)					ML	16,95m LIMOS arenosos de color marrón		18,00												-34,00
18,00	98	↓	SPT-14	6-7-7 (14)																				-34,00
LEYENDA SP ML SM										MUESTRA Ensayo de Penetración Standard Muestra Inalterada														










REGISTRO SUELO/RDCA-A3 SONDEO/GPJ GINT STD ESPAÑA LAB GDT-17220

(Continúa en la Página Siguiente)



PROYECTO BASICO DE LAS OBRAS DE ATRAQUE PARA GRANELES LIQUIDOS EN LA DARSENA SUR DEL PUERTO DE CASTELLON



Sergeyco		Sergeyco Andalucía Carretera CA-34, km. 1 11360 Tel.: +34 956 780 076		LOCALIZACIÓN: CASTELLÓN DE LA PLANA		COORDENADAS		SONDEO Nº SR-4		HOJA 3 de 3															
www.sergeyco.com				FECHA COMIENZO: 14-01-20		X: 245.267,9 m		REGISTRADO POR: Julio Rondón																	
CLIENTE: UTE BECSA - FCC				FECHA FINAL: 16-01-20		Y: 4.426.613,1 m		OBSERVACIONES:																	
CÓDIGO: SA-0765-19				DIÁMETRO de PERFORACIÓN: 101 mm		Z: -15,6 m																			
PROYECTO: AMPLIACIÓN TERMINAL GRANELES LÍQUIDOS				MÉTODO de PERFORACIÓN: XC-42		PROFUNDIDAD TOTAL: 29,85 m																			
				ORIENTACIÓN: Vertical		SONDISTA: Luis J. Rodríguez																			
PROFUNDIDAD (m)	RECUPERACIÓN (%)	MUESTRA	MUESTRA	GOLPEO (N)	GRADO de METORIZACIÓN	RQD%	FRACTURACIÓN	S.U.C.S.	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN	NIVEL FREÁTICO	PROFUNDIDAD (m)	R.C.S. (kg/cm ²)	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLÁSTICIDAD	HUMEDAD NATURAL %	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	VANE (kg/cm ²)	PENETRÓMETRO de BOLSILLO (kg/cm ²)	ESTRUCTURA	REGISTRO FOTOGRÁFICO	COTA (m)	
87		↓	SPT-15	9-11-13 (24)					ML															-36,00	
98		↓	SPT-16	12-11-13 (24)									22,00												-38,00
98		↓	SPT-17	8-12-16 (28)									24,00												-40,00
98		↓	SPT-18	6-7-9 (16)									26,00												-42,00
98		↓	SPT-19	6-6-7 (13)									28,00												
98		↓	SPT-20	9-10-16 (26)																					
100		↓	SPT-21	8-11-14 (25)																					
										12,90		29,85													
Fin de SONDEO a 29,85m																									
LEYENDA											MUESTRA														
 SP  ML  SM											 Ensayo de Penetración Standard  Muestra Inalterada														

REGISTRO SUELO RDC-A3 SONDEO GPJ GINT STD ESPAÑA LAB.GDT - 17220

Sergeyco		Sergeyco Andalucía Carretera CA-34, km. 1 11360 Tel.: +34 956 780 076		LOCALIZACIÓN: CASTELLÓN DE LA PLANA		COORDENADAS		SONDEO Nº SR-5		HOJA 1 de 4														
www.sergeyco.com				FECHA COMIENZO: 23-01-20		X: 245.290,1 m		REGISTRADO POR: Julio Rondón																
CLIENTE: UTE BECSA - FCC				FECHA FINAL: 27-01-20		Y: 4.426.626,1 m		OBSERVACIONES:																
CÓDIGO: SA-0765-19				DIÁMETRO de PERFORACIÓN: 101 mm		Z: -16,4 m																		
PROYECTO: AMPLIACIÓN TERMINAL GRANELES LÍQUIDOS				MÉTODO de PERFORACIÓN: XC-42		PROFUNDIDAD TOTAL: 30,05 m																		
				ORIENTACIÓN: Vertical		SONDISTA: Luis J. Rodríguez																		
PROFUNDIDAD (m)	RECUPERACIÓN (%)	MUESTRA	MUESTRA	GOLPEO (N)	GRADO de METORIZACIÓN	RQD%	FRACTURACIÓN	S.U.C.S.	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN	NIVEL FREÁTICO	PROFUNDIDAD (m)	R.C.S. (kg/cm ²)	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLÁSTICIDAD	HUMEDAD NATURAL %	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	VANE (kg/cm ²)	PENETRÓMETRO de BOLSILLO (kg/cm ²)	ESTRUCTURA	REGISTRO FOTOGRÁFICO	COTA (m)
0		SPT-1		0-1-1 (2)						0,00m ARENA algo limosa suelta.														
100		SPT-2		1-2-2 (4)					SP															-18,00
2,00		SPT-3		9-11-17 (28)																				
100		SPT-4		5-6-6 (12)					ML	2,80m LIMOS arenosos de color marrón	2,80													-20,00
4,00		SPT-5		9-16-23 (39)																				-22,00
6,00		SPT-6		5-7-8 (15)																				-24,00
8,00		SPT-7		6-9-9 (18)																				-26,00
89		SPT-8		7-7-10 (17)																				
										4,30		9,20												
									ML	9,20m ARENA cementada		9,30												
										0,10		9,30												
										0,45		9,75												
									SP	9,75m ARENA conchífera con indicios de limos		9,90												

REGISTRO SUELO/ROCA - A3 SONDEO GPJ GINT STD ESPAÑA LAB.GDT - 17220

LEYENDA

	SP		ML		ARENISCA		CL
	SM						

MUESTRA

	Ensayo de Penetración Standard		Muestra Inalterada		Testigo Perforado
--	--------------------------------	--	--------------------	--	-------------------

(Continúa en la Página Siguiente)

Sergeyco Sergeyco Andalucía Carretera CA-34, km. 1 11360 Tel.: +34 956 780 076 www.sergeyco.com	LOCALIZACIÓN: <u>CASTELLÓN DE LA PLANA</u> FECHA COMIENZO: <u>23-01-20</u> FECHA FINAL: <u>27-01-20</u>	COORDENADAS X: <u>245.290,1 m</u> Y: <u>4.426.626,1 m</u> Z: <u>-16,4 m</u> PROFUNDIDAD TOTAL: <u>30,05 m</u> SONDISTA: <u>Luis J. Rodríguez</u>	SONDEO Nº SR-5 HOJA 2 de 4 REGISTRADO POR: <u>Julio Rondón</u> OBSERVACIONES:
	CLIENTE: <u>UTE BECSA - FCC</u> CÓDIGO: <u>SA-0765-19</u> PROYECTO: <u>AMPLIACIÓN TERMINAL GRANELES LÍQUIDOS</u>	DIÁMETRO de PERFORACIÓN: <u>101 mm</u> METODO de PERFORACIÓN: <u>XC-42</u> ORIENTACIÓN: <u>Vertical</u>	

PROFUNDIDAD (m)	RECUPERACIÓN (%)	MUESTRA	MUESTRA	GOLPEO (N)	GRADO de METORIZACIÓN	ROD%	FRACTURACIÓN	S.U.C.S.	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN	NIVEL FREÁTICO	PROFUNDIDAD (m)	R.C.S. (kg/cm ²)	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLÁSTICIDAD	HUMEDAD NATURAL %	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	VANE (kg/cm ²)	PENETRÓMETRO de BOLSILLO (kg/cm ²)	ESTRUCTURA	REGISTRO FOTOGRÁFICO	COTA (m)
100	100	SPT-9		11-13-14 (27)					ML	9,90m LIMOS arenosos de color marrón		10,00												
									SP	10,90m ARENA con indicios de limos		11,40												
89	100	SPT-10		9-12-14 (26)					ML	11,40m LIMOS arenosos de color marrón		12,00												-28,00
66	100	MI-1		16-24-37-42 (61)					CL	12,70m ARCILLA de consistencia media y color rojizo.		12,70												-30,00
	100	SPT-11		19-21-27 (48)					CL			14,00												-32,00
100	100	SPT-12		9-11-13 (24)					CL			16,00												-34,00
	100	SPT-13		8-9-9 (18)					ML	16,30m LIMOS arenosos de color marrón		16,30												-36,00
89	100	SPT-14		6-6-6 (12)					ML			18,00												
	100	SPT-15		4-6-6 (12)					ML															

REGISTRO SUELO/RCCA - A3 SONDEO G.P.I. GINT STD ESPAÑA LAB GDT 17/20

LEYENDA

	SP		ML		ARENISCA		CL
	SM						

MUESTRA

	Ensayo de Penetración Standard		Muestra Inalterada		Testigo Perfinado
--	--------------------------------	--	--------------------	--	-------------------

(Continúa en la Página Siguiente)

Sergeyco		Sergeyco Andalucía Carretera CA-34, km. 1 11360 Tel.: +34 956 780 076		LOCALIZACIÓN: CASTELLÓN DE LA PLANA		COORDENADAS		SONDEO Nº SR-5		HOJA 3 de 4														
www.sergeyco.com				FECHA COMIENZO: 23-01-20		X: 245.290,1 m		REGISTRADO POR: Julio Rondón		OBSERVACIONES:														
CLIENTE: UTE BECSA - FCC		DIÁMETRO de PERFORACIÓN: 101 mm		FECHA FINAL: 27-01-20		Y: 4.426.626,1 m																		
CÓDIGO: SA-0765-19		MÉTODO de PERFORACIÓN: XC-42				Z: -16,4 m																		
PROYECTO: AMPLIACIÓN TERMINAL GRANELES LÍQUIDOS		ORIENTACIÓN: Vertical				PROFUNDIDAD TOTAL: 30,05 m																		
						SONDISTA: Luis J. Rodríguez																		
PROFUNDIDAD (m)	RECUPERACIÓN (%)	MUESTRA	MUESTRA	GOLPEO (N)	GRADO de METORIZACIÓN	ROD%	FRACTURACIÓN	S.U.C.S.	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN	NIVEL FREÁTICO	PROFUNDIDAD (m)	R.C.S. (kg/cm ²)	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLÁSTICIDAD	HUMEDAD NATURAL %	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	VANE (kg/cm ²)	PENETROMETRO de BOLSILLO (kg/cm ²)	ESTRUCTURA	REGISTRO FOTOGRÁFICO	COTA (m)
100	100	SPT-16	17-19-23 (42)					ML	4,60	20,90m ARENA limosa con nódulos cementados.		20,90												-38,00
22,00	89	SPT-17	9-6-6 (12)					SM	1,25	22,15m LIMOS arenosos de color marrón		22,00												-40,00
24,00	100	SPT-18	6-7-7 (14)																					-42,00
26,00	89	SPT-19	5-7-9 (16)					ML																-44,00
28,00	100	SPT-20	5-6-6 (12)																					-46,00
	100	SPT-21	9-10-14 (24)																					
	100	TP-1																						
	78	SPT-22	7-9-12 (21)																					

REGISTRO SUELO/RCCA - A3 SONDEO/GPJ GINT STD ESPAÑA LAB GDT 17/20

LEYENDA

	SP		ML		ARENISCA		CL
	SM						

(Continúa en la Página Siguiente)

MUESTRA

	Ensayo de Penetración Standard		Muestra Inalterada		Testigo Perforado
--	--------------------------------	--	--------------------	--	-------------------



Sergeyco Andalucía Carretera CA-34, km. 1 11360 Tel.: +34 956 780 076 www.sergeyco.com		LOCALIZACIÓN: <u>CASTELLÓN DE LA PLANA</u> FECHA COMIENZO: <u>23-01-20</u> FECHA FINAL: <u>27-01-20</u> DIÁMETRO de PERFORACIÓN: <u>101 mm</u> METODO de PERFORACIÓN: <u>XC-42</u> ORIENTACIÓN: <u>Vertical</u>		COORDENADAS X: <u>245.290,1 m</u> Y: <u>4.426.626,1 m</u> Z: <u>-16,4 m</u> PROFUNDIDAD TOTAL: <u>30,05 m</u> SONDISTA: <u>Luis J. Rodríguez</u>		SONDEO Nº SR-5 HOJA 4 de 4 REGISTRADO POR: <u>Julio Rondón</u> OBSERVACIONES:																																						
CLIENTE: <u>UTE BECSA - FCC</u> CÓDIGO: <u>SA-0765-19</u> PROYECTO: <u>AMPLIACIÓN TERMINAL GRANELES LÍQUIDOS</u>																																												
PROFUNDIDAD (m)	RECUPERACIÓN (%)	MUESTRA	MUESTRA	GOLPEO (N)	GRADO de METORIZACIÓN	RQD%	FRACTURACIÓN	S.U.C.S.	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN	NIVEL FREÁTICO	PROFUNDIDAD (m)	R.C.S. (kg/cm ²)	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLÁSTICIDAD	HUMEDAD NATURAL %	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	VANE (kg/cm ²)	PENETRÓMETRO de BOLSILLO (kg/cm ²)	ESTRUCTURA	REGISTRO FOTOGRÁFICO	COTA (m)																				
									7,95	Fin de SONDEO a 30,05m		30,10																																
32,00												32,00												-48,00																				
34,00												34,00												-50,00																				
36,00												36,00												-52,00																				
38,00												38,00												-54,00																				
																								-56,00																				
LEYENDA <table border="0"> <tr> <td></td><td>SP</td> <td></td><td>ML</td> <td></td><td>ARENISCA</td> <td></td><td>CL</td> </tr> <tr> <td></td><td>SM</td> <td colspan="5"></td> </tr> </table>													SP		ML		ARENISCA		CL		SM						MUESTRA <table border="0"> <tr> <td></td><td>Ensayo de Penetración Standard</td> <td></td><td>Muestra Inalterada</td> <td></td><td>Testigo Perfinado</td> </tr> </table>													Ensayo de Penetración Standard		Muestra Inalterada		Testigo Perfinado
	SP		ML		ARENISCA		CL																																					
	SM																																											
	Ensayo de Penetración Standard		Muestra Inalterada		Testigo Perfinado																																							

REGISTRO SUELO RDCCA-A3 SONDEO.GPJ GINT STD ESPAÑA LAB.GDT - 17/20

Sergeyco		Sergeyco Andalucía Carretera CA-34, km. 1 11360 Tel.: +34 956 780 076		LOCALIZACIÓN: CASTELLÓN DE LA PLANA		COORDENADAS		SONDEO Nº SR-6		HOJA 1 de 2														
www.sergeyco.com				FECHA COMIENZO: 31-01-20		X: 245.351,1 m		REGISTRADO POR: Julio Rondón		OBSERVACIONES:														
CLIENTE: UTE BECSA - FCC		DIÁMETRO de PERFORACIÓN: 101 mm		FECHA FINAL: 01-01-20		Y: 4.426.578,3 m																		
CÓDIGO: SA-0765-19		MÉTODO de PERFORACIÓN: XC-42				Z: -16,7 m																		
PROYECTO: AMPLIACIÓN TERMINAL GRANELES LÍQUIDOS		ORIENTACIÓN: Vertical				PROFUNDIDAD TOTAL: 19,05 m																		
						SONDISTA: Luis J. Rodríguez																		
PROFUNDIDAD (m)	RECUPERACIÓN (%)	MUESTRA	MUESTRA	GOLPEO (N)	GRADO de METORIZACIÓN	ROD%	FRACTURACIÓN	S.U.C.S.	SÍMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN	NIVEL FREÁTICO	PROFUNDIDAD (m)	R.C.S. (kg/cm ²)	% FINOS	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLÁSTICIDAD	HUMEDAD NATURAL %	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	VANE (kg/cm ²)	PENETROMETRO de BOLSILLO (kg/cm ²)	ESTRUCTURA	REGISTRO FOTOGRÁFICO	COTA (m)
0		SPT-1	0-0-0 (0)					ML	0,00m LIMO arenoso color marrón		0,40													
								SP	0,10 - ARENA conchifera cementada. RQD = 0		0,50													
								SP	0,50m ARENA limosa															
89		SPT-2	5-6-6 (12)					ML	1,40 1,90m LIMOS arenosos de color marrón		1,90													-18,00
100		SPT-3	8-10-12 (22)					SP	1,10 3,00m ARENA limosa		3,00													-20,00
								ML	0,60 3,60m LIMOS arenosos de color marrón		3,60													
								SP	0,30 3,90m ARENA limosa		4,20													
								ML	0,30 4,20m LIMOS arenosos de color marrón															
100		SPT-4	9-11-13 (24)					ML	1,80 6,00m ARENA limosa		6,00													
								SP	0,80 8,20m LIMOS arenosos de color marrón		8,20													
								ML	0,80 9,00m ARENA limosa		9,00													
								SP	0,80 9,80m LIMOS arenosos de color marrón		9,80													
								ML																-26,00

REGISTRO SUELO/RCCA - A3 SONDEO GPL GINT STD ESPAÑA LAB GDT 17/20

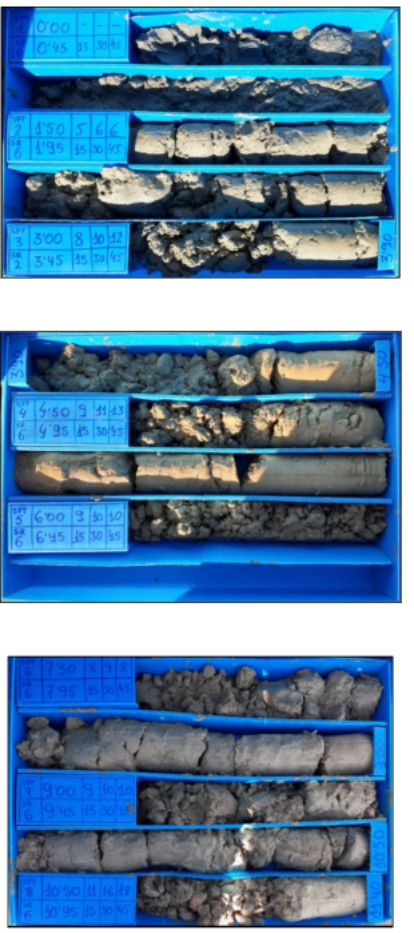
LEYENDA

	ML		SM		ARENISCA		SP
	CL						

(Continúa en la Página Siguiente)

MUESTRA

	Ensayo de Penetración Standard		Muestra Inalterada
--	--------------------------------	--	--------------------



3.2. ENSAYOS DPSH

Profundidad (m)	EP-1	EP-2	EP-2bis	EP-3	EP-3bis
0.2	1	1	1	1	1
0.4	1	1	1	1	1
0.6	1	2	2	1	2
0.8	1	2	3	1	1
1	2	3	3	2	2
1.2	5	16	9	4	2
1.4	23	27	21	3	2
1.6	19	46	23	4	3
1.8	9	100	39	4	4
2	15		100	3	6
2.2	9			5	5
2.4	8			5	35
2.6	12			4	25
2.8	8			5	6
3	10			6	6
3.2	7			7	7
3.4	14			9	8
3.6	11			9	6
3.8	11			10	7
4	20			9	9
4.2	14			9	8
4.4	4			7	7
4.6	8			8	8
4.8	26			8	8
5	100			8	7
5.2				7	9
5.4				9	9
5.6				9	8
5.8				10	8
6				11	19
6.2				11	16
6.4				12	35
6.6				16	48
6.8				18	100
7				31	
7.2				46	
7.4				100	



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

ANEJO Nº 5: DIMENSIONAMIENTO DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA - ESTABILIDAD

Presentado por

Marco Ramos, David

Curso: 2019/2020

Fecha: junio 2020

Tutor: Gómez Martín, María Esther





INDICE

1. INTRODUCCION3

2. METODOLOGIA DE CÁLCULO.....3

3. SECCIONES DE CÁLCULO3

4. PARAMETROS DEL MEDIO FISICO.....4

5. MATERIALES DE DISEÑO4

6. CRITERIOS DE VERIFICACION5

6.1. MODOS DE FALLO ADSCRITOS A ESTADOS LIMITE ULTIMO (ELU)5

6.1.1. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE HUNDIMIENTO (GEO)5

6.1.2. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO (EQU)6

6.1.3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO RIGIDO (EQU).....6

6.1.4. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO PLASTICO (GEO).....6

6.1.5. VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD EN FLOTACION (EQU)6

6.1.6. OTRAS VERIFICACIONES7

6.2. MODOS DE FALLO ADSCRITOS A ESTADOS LIMITE DE SERVICIO (ELS).....7

7. DETERMINACIÓN DE LAS COMBINACIONES DE ACCIONES.....7

7.1. CRITERIOS DE COMBINACION.....7

7.2. HIPOTESIS CONSIDERADAS8

8. PROCESO DE VERIFICACION.....9

8.1. COEFICIENTES DE SEGURIDAD GLOBALES9

8.2. RESULTADOS OBTENIDOS9

9. CONCLUSION9

ANEJO I: DETERMINACIÓN DE LOS AGENTES DEL TERRENO11

1.1. DETERMINACIÓN DEL EMPUJE DEL AGUA.....11

1.2. DETERMINACIÓN DEL EMPUJE ACTIVO11

ANEJO II: ACCIONES CONSIDERADAS13

ANEJO III: OBTENCION DE LAS COMBINACIONES DE ACCIONES15

3.1. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE HUNDIMIENTO (GEO).....15

3.2. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO (EQU).....16

3.2.1. DESLIZAMIENTO EN EL CONTACTO HORMIGON – BANQUETA DE APOYO16

3.2.2. DESLIZAMIENTO EN EL CONTACTO BANQUETA DE APOYO – TERRENO NATURAL16

3.3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO RIGIDO (EQU)17

3.4. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO PLASTICO (GEO)17

ANEJO IV: CALCULOS PARA LA VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD..... 19

4.1. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE HUNDIMIENTO (GEO) 19

4.2. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO (EQU) 21

4.2.1. DESLIZAMIENTO EN EL CONTACTO HORMIGON – BANQUETA DE APOYO 21

4.2.2. DESLIZAMIENTO EN EL CONTACTO BANQUETA DE APOYO – TERRENO NATURAL 22

4.3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO RIGIDO (EQU)..... 23

4.4. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO PLASTICO (GEO) 24

ANEJO V: VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD NAVAL DE LAS ESTRUCTURAS 25

5.1. VERIFICACION DEL ELU DE FLOTACION 25

5.1. VERIFICACION DEL ELU DE FONDEO 25

INDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURA 1: SECCIÓN DE CALCULO DEL TRAMO I..... 3

FIGURA 2: SECCIÓN DE CALCULO DEL TRAMO II..... 4

FIGURA 3: POSIBLES MODOS DE FALLO EN ELU 5

FIGURA 4: PROCEDIMIENTO PARA EL CALCULO DE LA ESTABILIDAD A DESLIZAMIENTO ENTRE LA BANQUETA DE APOYO Y EL TERRENO NATURAL..... 6

FIGURA 5: ESQUEMA DE LA ESTABILIDAD NAVAL 6

FIGURA 6: COEFICIENTES DE SIMULTANEIDAD EN ELU 7

FIGURA 7: COEFICIENTES DE PONDERACIÓN PARCIAL PARA ELU 7

FIGURA 10: ESQUEMA DE LAS ACCIONES DEL TERRENO. SITUACIÓN 1 11

FIGURA 10: ESQUEMA DE LAS ACCIONES DEL TERRENO. SITUACIÓN 2 11

FIGURA 10: ESQUEMA DE LAS ACCIONES DEL TERRENO. SITUACIÓN 3 11



INDICE DE TABLAS

TABLA 2: PARÁMETROS DEL MEDIO FÍSICO4
TABLA 1: CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES DE DISEÑO4
TABLA 3: RESUMEN DE LAS ACCIONES CARACTERIZADAS PARA CADA MODO DE FALLO8
TABLA 4: COEFICIENTES DE SEGURIDAD GLOBALES9
TABLA 5: RESUMEN DE LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD GLOBALES OBTENIDOS PARA EL TRAMO I9
TABLA 6: RESUMEN DE LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD GLOBALES OBTENIDOS PARA EL TRAMO II9
TABLA 7: VALORES DEL FENÓMENO DE LA SUBPRESIÓN EN BASE A LA CONDICIÓN DE TRABAJO11
TABLA 8: EMPUJE ACTIVO SOBRE LA PLATAFORMA PRINCIPAL PARA LA SITUACIÓN 1 DE EMPUJE. LAS
CONDICIONES DE TRABAJO QUE NO TIENEN VALOR A LA ALTURA DEL NF ES PORQUE SE CONSIDERA QUE
TODO EL MATERIAL YA SE ENCUENTRA POR DEBAJO DEL NF DEBIDO A LA CARRERA DE MAREA.12
TABLA 9: EMPUJE ACTIVO SOBRE LA PLATAFORMA PRINCIPAL PARA LA SITUACIÓN 2 DE EMPUJE.....12
TABLA 10: EMPUJE ACTIVO SOBRE LA PLATAFORMA PRINCIPAL PARA LA SITUACIÓN 3 DE EMPUJE12
TABLA 11: ACCIONES DE CALCULO PARA EL TRAMO I13
TABLA 12: ACCIONES DE CALCULO PARA EL TRAMO II13
TABLA 13: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU HUNDIMIENTO EN EL TRAMO I15
TABLA 14: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU HUNDIMIENTO EN EL TRAMO II15
TABLA 15: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU DESLIZAMIENTO EN EL TRAMO I16
TABLA 16: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU DESLIZAMIENTO EN EL TRAMO II16
TABLA 17: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU DESLIZAMIENTO EN EL TRAMO I16
TABLA 18: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU DESLIZAMIENTO EN EL TRAMO II16
TABLA 19: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU DE VUELCO RÍGIDO EN EL TRAMO I17
TABLA 20: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU DE VUELCO RÍGIDO EN EL TRAMO II17
TABLA 21: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU DE VUELCO PLÁSTICO EN EL TRAMO I.....17
TABLA 22: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU DE VUELCO PLÁSTICO EN EL TRAMO II17
TABLA 23: DETERMINACIÓN DEL ANCHO DE CIMENTACIÓN EQUIVALENTE PARA EL TRAMO I19
TABLA 24: CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DE ELU DE HUNDIMIENTO MEDIANTE LA FORMULACIÓN DE
BRINCH - HANSEN PARA EL TRAMO I.....19
TABLA 25: DETERMINACIÓN DEL ANCHO DE CIMENTACIÓN EQUIVALENTE PARA EL TRAMO II20
TABLA 26: CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DE ELU DE HUNDIMIENTO MEDIANTE LA FORMULACIÓN DE
BRINCH - HANSEN PARA EL TRAMO II.....20
TABLA 27: OBTENCIÓN DE LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO PARA EL TRAMO I21
TABLA 28: OBTENCIÓN DE LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO PARA EL TRAMO II21
TABLA 29: OBTENCIÓN DE LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO PARA EL TRAMO I22
TABLA 30: OBTENCIÓN DE LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO PARA EL TRAMO II22
TABLA 31: ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA EL ELU DE VUELCO RÍGIDO EN EL TRAMO I..23
TABLA 32: ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA EL ELU DE VUELCO RÍGIDO EN EL TRAMO II..23
TABLA 33: DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA EL ELU DE VUELCO PLÁSTICO EN EL
TRAMO I.....24
TABLA 34: OBTENCIÓN DE LA PRESIÓN ADMISIBLE PARA EL ELU DE VUELCO PLÁSTICO EN EL TRAMO I24
TABLA 35: DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA EL ELU DE VUELCO PLÁSTICO EN EL
TRAMO II.....24
TABLA 36: OBTENCIÓN DE LA PRESIÓN ADMISIBLE PARA EL ELU DE VUELCO PLÁSTICO EN EL TRAMO II24
TABLA 37: VERIFICACIÓN DEL ELU DE FLOTACIÓN EN EL TRAMO I.....25
TABLA 38: VERIFICACIÓN DEL ELU DE FLOTACIÓN EN EL TRAMO II.....25
TABLA 39: VERIFICACIÓN DEL ELU DE FONDEO EN EL TRAMO I.....25
TABLA 40: VERIFICACIÓN DEL ELU DE FONDEO EN EL TRAMO II.....25

1. INTRODUCCION

El presente anejo comprende todas las tareas necesarias para la correcta verificación de la estabilidad de los cajones, tanto de la plataforma principal de atraque como de los duques de alba de amarre. Para ello se realizarán todos los cálculos y comprobaciones pertinentes que indica la ROM 0.5 – 05.

Una vez verificada la estabilidad global, se realizarán las verificaciones pertinentes para la verificación de la estabilidad naval de los cajones en la fase de transporte. En base a los criterios del *Manual Para El Diseño Y Ejecución De Cajones Flotantes De Hormigón Armado Para Obras Portuarias*.

Al tratarse de una obra que consta de dos tramos, cada apartado tendrá en cuenta las características especiales de cada tipología a dimensionar.

2. METODOLOGIA DE CÁLCULO

Al tratarse de un sistema estructural prefabricado, el diseño de los cajones viene impuesto por las empresas constructoras. Dichas empresas poseen cajoneros que son capaces de construir cajones con unas determinadas características y dimensiones.

En consecuencia, no es posible realizar el dimensionamiento como un proceso iterativo donde se prueban sucesivas opciones hasta dar con la solución mas económica y eficiente. Sino que se debe tratar la sección propuesta por las empresas constructoras.

Tal y como se verá en el siguiente apartado, se propone una sección tipo muy común en entre las obras de cajones realizadas en la geografía española y que gran cantidad de cajoneros son capaces de realizar. En base a las características de esta sección se realizarán todos los cálculos y verificaciones de los modos de fallos para determinar que el cajón cumple con todos los criterios para asegurar la estabilidad del mismo.

Este proceso de verificación consta de 3 etapas:

- Determinación de los acciones y agentes que actúan sobre el cajón
- Cálculo de las combinaciones de acciones mas desfavorables para cada modo de fallo
- Verificación de la estabilidad del cajón para cada modo de fallo. Se obtiene un coeficiente de seguridad como el cociente entre la acción actuante y la acción resistente.

Para facilitar el proceso el dimensionamiento se realizará por metro lineal de cajón y procederá con cálculos independientes para cada tramo de obra

3. SECCIONES DE CÁLCULO

Se considera una sección de cálculo para cada tramo de la obra, cada una con sus particularidades y características.

Como se ha argumentado en otros documentos, ambos tramos se realizarán mediante cajones de hormigón armado. Para el cálculo de estos, se tomarán los supuestos más desfavorables, válidos y dentro de la seguridad.

A continuación se detallan las secciones de cálculo y las suposiciones y consideraciones tomadas.

- Tramo I: Plataforma de atraque

La plataforma de atraque estará realizada con dos cajones de hormigón armado aligerado mediante celdas rellenas de material granular. A continuación se muestra la sección transversal de cálculo.

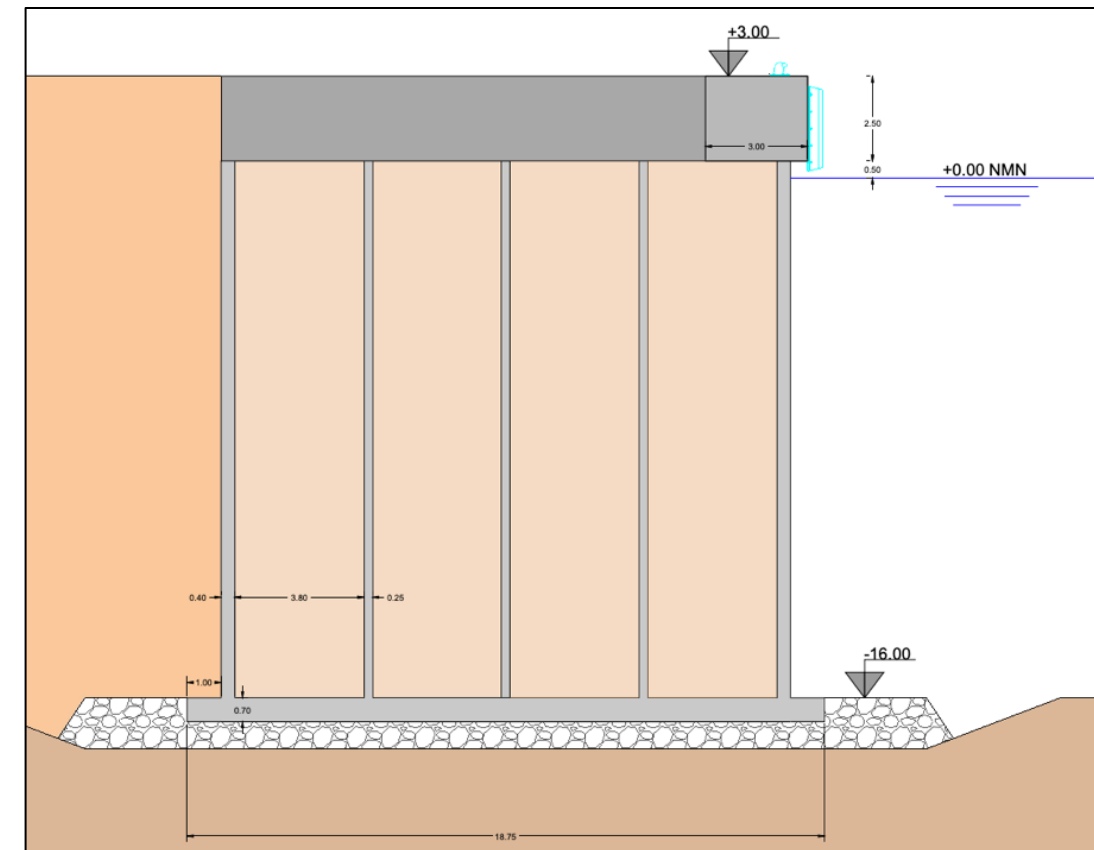


Figura 1: Sección de cálculo del tramo I

Se considera el empuje activo del terreno del trasdós. Debido al alcance de este proyecto se tomará esta mota de conexión de material granular, sin tener en cuenta posibles capas de filtro o protección exterior. Sin embargo, se tendrá en cuenta una sobrecarga sobre la mota para cubrir todas estas peculiaridades y las posibles cargas.

En cuanto a las celdas de aligeramiento, se considera rellenar de material granular y peso específico sumergido o seco, según sea más desfavorable para el modo de fallo. Aunque el fondeo se realice con agua, se ha decidido no tomar esta situación de proyecto. Ya que, al contrario que en un dique de cajones, un muelle de estas características no sufrirá acciones durante el tiempo que solo tenga agua en sus aligeramientos. Además, al tratarse de muy pocos cajones, el tiempo que transcurrirá será muy reducido.

Se amplía la extensión de la banqueta para evitar erosiones por las acciones de las hélices de los barcos. Sin embargo, al existir tanto resguardo entre quilla y fondo, el riesgo es mínimo. En los cálculos no se tiene en cuenta la grava de enrase.

Respecto a la superestructura, se contemplan las acciones detalladas en los anejos pertinentes, además de la carga muerta generada por el pavimento, siendo para el dimensionamiento una carga única con peso específico conservador.¹

¹ El firme definitivo a colocar se determina en los apartados finales de este proyecto

- Tramo II: Duques de alba de amarre

Al tratarse de elementos de poca sección, suelen ser estructuras con gran tendencia al vuelco. Ya que deben resistir los esfuerzos horizontales solo con su reducido peso. A continuación se muestra la sección transversal de cálculo.

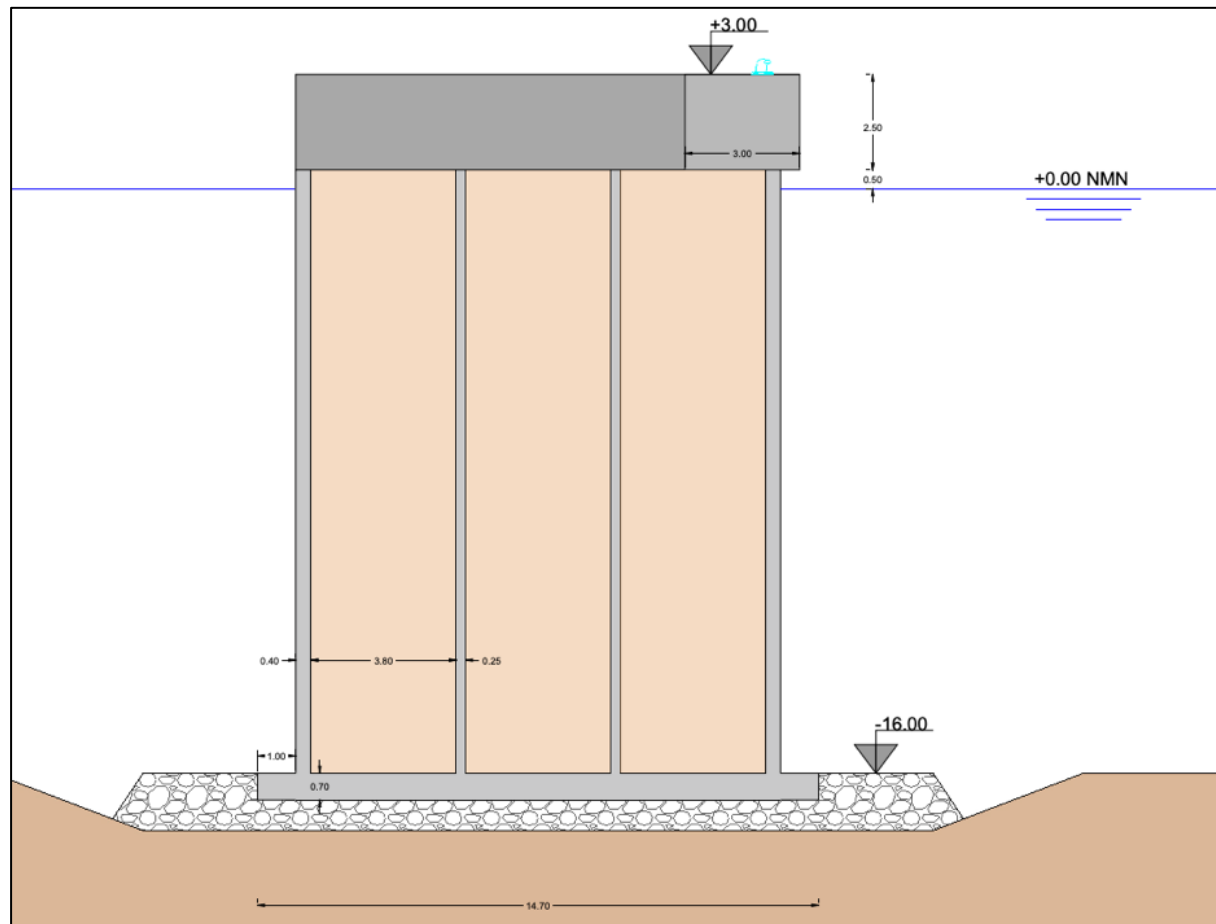


Figura 2: Sección de cálculo del tramo II

Como acción horizontal solo se considera el tiro de bolardo, ya que se trata de un elemento de amarre. Además, solo se tiene en cuenta en condiciones de operación.

4. PARAMETROS DEL MEDIO FISICO

Las propiedades del aire y del agua se han considerado según los criterios de la ROM (2.0 – 11):

ELEMENTO	VALOR
Densidad del aire (ρ_a)	10,1 kN/m ³
Viscosidad cinemática del agua (ν)	1,1·10 ⁻⁶ m ² /s
Densidad del agua (ρ_w)	1,23 kg/m ³

Tabla 1: Parámetros del medio físico

5. MATERIALES DE DISEÑO

A continuación se resumen las características de los materiales y terrenos que intervienen en las obras objeto de este proyecto.

ELEMENTO	CARACTERISTICA	VALOR
Hormigon Estructural	Hormigon armado HA -35. Densidad(γ_s)	24 kN/m ³
	Hormigon en masa HM – 35. Densidad (γ_s)	23 kN/m ³
Escollera para banqueta	Densidad seca (γ_d)	18 kN/m ³
	Densidad sumergida (γ_{sum})	11 kN/m ³
	Coef. Rozamiento Banqueta – Hormigon (μ)	0,625
	Angulo de rozamiento (ϕ)	40°
Terreno del trasdós (Mota de conexión) ²	Densidad seca (γ_d)	17 kN/m ³
	Densidad saturada (γ_{sat})	21 kN/m ³
	Densidad sumergida (γ_{sum})	11 kN/m ³
Relleno de celdas	Angulo de rozamiento (ϕ)	30°
	Densidad seca (γ_d)	18 kN/m ³
	Densidad saturada (γ_{sat})	21 kN/m ³
	Densidad sumergida (γ_{sum})	11 kN/m ³
	Angulo de rozamiento (ϕ)	30°
Predimensionamiento pavimento y explanada ³	Cohesión (c)	0 kPa
	Densidad seca (γ_d)	23,5 kN/m ³
Terreno de cimentación (Nivel 1)	Véase anejo geotécnico y consideraciones tomadas en este documento	

Tabla 2: Características de los materiales de diseño

² Se adoptan parámetros de un terreno granular para relleno general tipo.

³ Este valor se toma para el predimensionamiento de la estructura. En apartados posteriores se realizará el diseño del firme en función de los parámetros de la ROM. Se considera un espesor de esta capa de 2.5m

6. CRITERIOS DE VERIFICACION

Para determinar la estabilidad de los cajones prefabricados de hormigón se verificarán los modos de fallos indicados en la ROM 0.5 – 05. Cabe destacar que se aplicarán todos estos modos a ambos tramos, si bien existirán algunos modos más determinantes que otros para cada tramo.

6.1. MODOS DE FALLO ADSCRITOS A ESTADOS LIMITE ULTIMO (ELU)

Los criterios asociados al ELU son aquellos estados que producen la ruina por rotura o colapso estructura de la obra. Para el caso de esta actuación se consideran los siguientes modos.

En la siguiente imagen se pueden ver todos los modos que se deben considerar

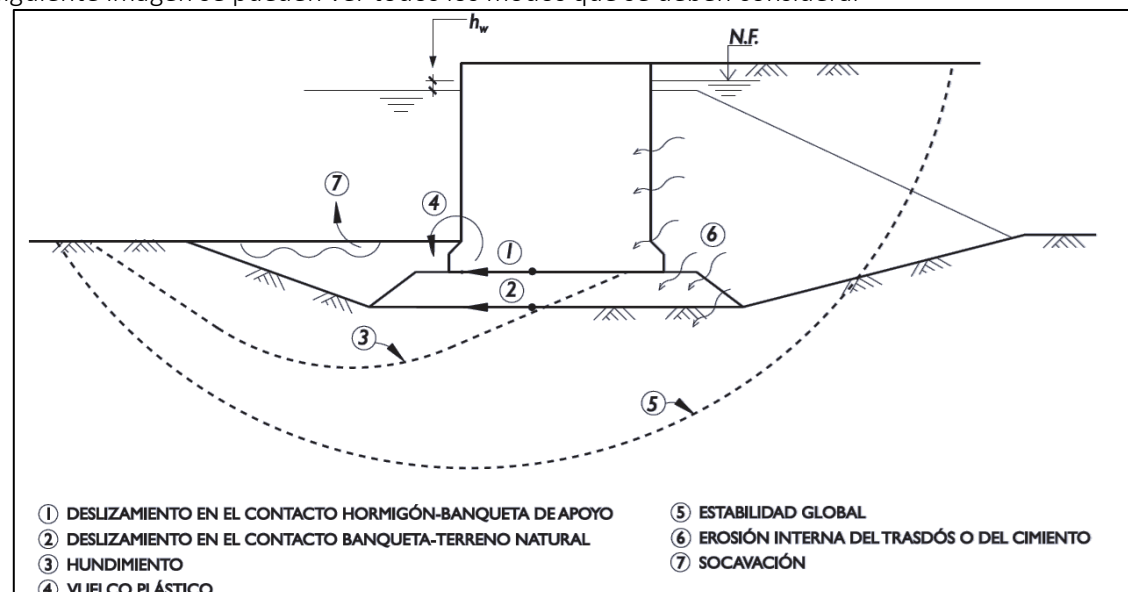


Figura 3: Posibles modos de fallo en ELU

6.1.1. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE HUNDIMIENTO (GEO)

El hundimiento es uno de los modos de fallos principales y siempre debe de considerarse. Existen gran cantidad de formulación y métodos tanto en la ROM como en otras normativas de ámbito geotécnico.

En este caso, según indica la ROM y el anejo geotécnico de este documento, se utilizará el método de Brinch Hansen.

Este método es posiblemente el mas frecuente para suelos granulares como este y relacionan una gran cantidad de parámetros para obtener un resultado de gran fiabilidad. Como indica el anejo geotécnico la cimentación se realizará sobre el suelo granular (Nivel 1).

$$p_{vh} = q \cdot N_q \cdot f_q + c \cdot N_c \cdot f_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot f_\gamma$$

Siendo:

- q = Sobrecarga debida al peso de las tierras a la profundidad de la cimentación
- c = Cohesión
- γ = peso específico del suelo
- N_q, N_c, N_γ = Coeficientes de capacidad de carga
- f_q, f_c, f_γ = Factores de corrección

Al tratarse de una cimentación realizada mediante banqueta de escollera, el cálculo de hundimiento se realizará con las indicaciones del apartado 3.5.4.8. de la ROM 0.5 – 05. Donde se representa el terreno natural y la banqueta como un terreno homogéneo equivalente, usando con las características como la media ponderada de ambos.

Tal y como se puede observar en la fórmula, ésta tiene en cuenta la cohesión del terreno. Como bien se ha comentado en otros documentos de este proyecto, el grado de incertidumbre en el valor de la cohesión para el nivel 1 del terreno es muy alto. Es por ello que ,para conseguir un valor de este modo de fallo lo mas veraz a la realidad es seguir el siguiente procedimiento.⁴

- Determinaciones de la presión de hundimiento máximo teniendo en cuenta la cohesión máxima y mínima dada por el anejo geotécnico, es decir, $c = 0$ kPa y $c = 8$ kPa
- Determinación de la presión de hundimiento mediante la formulación en base a los ensayos SPT. Se usarán los métodos propuesto en la ROM 0.5 – 05 y en la GCOC (Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras)
- En base a los resultados obtenidos en las tres formulaciones propuestas se decidirá el valor a emplear para la verificación del modo de fallo.

Las formulaciones para determinar la carga de hundimiento en base al ensayo SPT se detallan a continuación. Ambas normativas proponen formulas basadas en la primera correlación realizada por Meyerhof⁵ (1956)

- ROM 0.5 – 05 (Artículo 3.5.4.3.)

$$p_{v adm} = 4N \left(1 + \frac{D}{3B^*} \right) \left(1 + \frac{0,3m}{B^*} \right)^2 \text{ kPa}$$

Donde:

- o D = Profundidad de cimentación definida
- o B^* = Ancho equivalente de la cimentación
- o N = Numero de golpes en el ensayo SPT correspondiente a una eficacia de hincas del orden del 60%

- GCOC (Artículo 4.5.2.)

$$p_{v adm} = 4\bar{N}_{60} \cdot f_B \cdot f_D \cdot f_L \cdot f_i \cdot f_w \text{ (kPa)}$$

Siendo:

- o N_{60} = Numero de golpes en el ensayo SPT correspondiente a una eficacia de hincas del orden del 60%
- o f_B = Factor de correlación adimensional que tiene en cuenta el ancho de la cimentación
- o f_D = Factor de correlación adimensional que tiene en cuenta la profundidad de la cimentación
- o f_L = Factor de correlación adimensional que tiene en cuenta la forma de la cimentación
- o f_i, f_w = Factores adimensionales que tienen en cuenta el efecto del agua bajo la cimentación

⁴ Este procedimiento se encuentra detallado en los anejos de cálculo pertinentes

⁵ Véase: MEYERHOF, G. G. (1956): «Penetración Tests and Bering Capacity of Cohesionless Soils», Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proc. Paper 86, vol. 82, pp. 1-19, SM1, ASCE.

6.1.2. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO (EQU)

Tal y como indica la ROM en su artículo 3.5.5.3. este fallo no suele ser limitante en cajones prefabricados de hormigon normalizados. Sin embargo, el cajón que se diseñara para los duques de alba será de dimensiones considerablemente menores a las típicas de estos cajones. Es por ello que este modo de fallo se convertirá en determinante para la estabilidad. Al resistir solo por peso propio, el tiro de bolardo puede comprometer la estabilidad del duque de alba.

Para poder realizar un dimensionamiento correcto de ambos tramos, se tomarán dos suposiciones de fallo por deslizamiento:

- Deslizamiento en el contacto hormigon – banqueta de apoyo
- Deslizamiento en el contacto banqueta de apoyo – terreno natural

A continuación se muestra la formulación recomendada por la ROM 0.5 – 05:

$$H_{(rotura)} = V \operatorname{tg} \phi_c + a \cdot S + (E_p - E_a) + R_c$$

Esta fórmula relaciona parámetros como la carga vertical del muelle, el ángulo de rozamiento del terreno, la superficie de apoyo, empujes y un coeficiente que modeliza la adherencia entre los dos materiales a analizar. El deslizamiento entre banqueta de apoyo y terreno natural se realizará en base a las indicaciones del apartado 4.2.3.2. de la ROM. En este se indica el procedimiento de cálculo del deslizamiento para este caso determinado, para ello añade la resistencia pasiva en la banqueta.

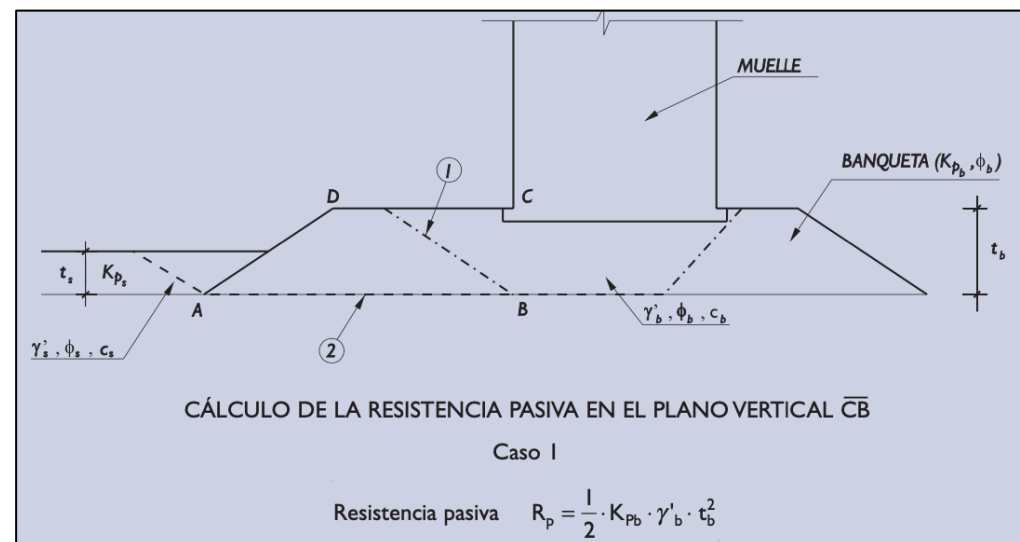


Figura 4: Procedimiento para el cálculo de la estabilidad a deslizamiento entre la banqueta de apoyo y el terreno natural

6.1.3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO RIGIDO (EQU)

El vuelco suele ser el factor más limitante a la hora del diseño, ya que tiene el muelle debe aguantar por gravedad los momentos generados por los esfuerzos horizontales y además no existen prácticamente esfuerzos verticales excéntricos que generen momentos estabilizadores.

El vuelco rígido consiste en cuantificar los momentos de vuelco y los momentos estabilizadores respecto un punto de vuelco. En este caso será la arista inferior izquierda del bloque visto en planta. Para ello se considera que tanto el terreno como la estructura son infinitamente resistentes.

6.1.4. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO PLASTICO (GEO)

Este fallo se basa en las ecuaciones de hundimiento, pero solo se tiene en cuenta la rotura del suelo por aumento de cargas horizontales. Como consecuencia, la acción que provocaría el vuelco es mas inclinada y mas excéntrica.

Este tipo de rotura viene asociado a que la resultante se aproxime al borde del área de apoyo. Se puede producir una concentración de tensiones que provoque la rotura local por plastificación. El vuelco recibe su nombre en base a esta plastificación local.

Las ecuaciones que marcan esta verificación son:

$$F = \frac{H_{rot}}{H} = \frac{\operatorname{tg} \delta_{rot}}{\operatorname{tg} \delta} = \operatorname{tg} \delta_{rot} \cdot \frac{V}{H} = \frac{M_{res}}{M_{vol}}$$

Donde:

- Hrot = Fuerza horizontal de rotura
- H = Componente horizontal de las acciones
- V = Componente vertical de las acciones
- δ_{rot} = Inclinación de la resultante que provoca el fallo
- δ = Inclinación de la resultante de acciones
- Mres = Máximo momento resistente
- Mvol = Momento volcador existente

6.1.5. VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD EN FLOTACION (EQU)

Cuando el cajón se transporta, la disposición del lastre (Agua) deberá ser tal que el cajón flote sin escoras, es decir, se debe asegurar la estabilidad naval. Esta condición viene dada por:

$$\rho + \gamma_c - \gamma_G = GM \geq 0$$

Siendo:

- ρ = Radio metacéntrico
- γ_G = Distancia al centro de gravedad del cajón a su base
- γ_C = Distancia del centro de carena (Centro de gravedad del liquido desplazado) del cajón a su base
- GM = Diferencia entra la posición del centro de gravedad y el metacentro. En este caso se adopta el valor de 50cm al considerarse que el cajón se moverá por mar abierto.
- Cc = Posición del centro de carena

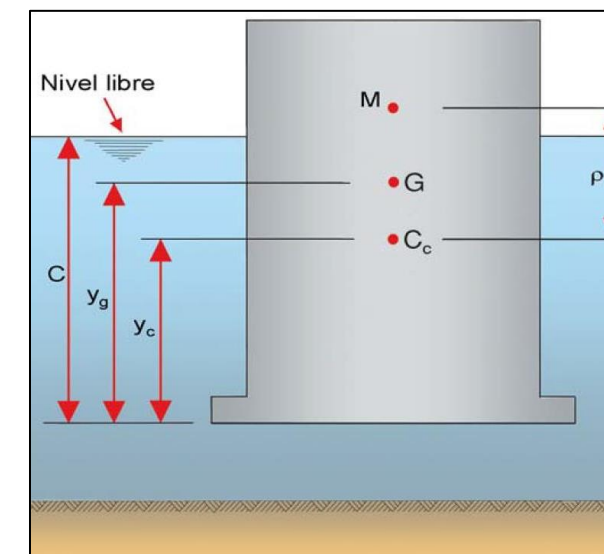


Figura 5: Esquema de la estabilidad naval

Durante el proceso de transporte se coloca una losa de hormigón armado de 50cm de espesor en la parte superior. De este modo no existirá riesgo de entrada de agua en las celdas, lo que podría hundir el cajón por exceso de lastre.

Además del cálculo de la altura de lastre necesaria para el transporte, también se determina la altura de agua necesaria para poder fondear los cajones una vez estén colocados en su posición final.

6.1.6. OTRAS VERIFICACIONES

Existen otras verificaciones que la ROM indica que son recomendables para asegurar la estabilidad de la estructura. Sin embargo, por los motivos que se detallan a continuación no han sido aplicados.

- Estabilidad Global: No se considera puesto que es un proceso de cálculo extremadamente complejo y son necesarios cálculos de los que no se disponen. Por último, el alcance de este TFM no considera unas comprobaciones de tanta magnitud.
- Erosión interna del trasdós o del cimientó: No se considera puesto que la rotura es altamente improbable debido al gran resguardo entre buque y el fondo de la dársena. Aunque cabe destacar que se tomarán medidas preventivas en el diseño final del muelle.
- Socavación: El fenómeno de socavación del pie delantero es una de las principales causas de deterioro a largo plazo. Debido a la gran complejidad del cálculo, tan solo se recomienda el uso de medidas preventivas, tales como: capas de escollera en toda la zona de erosión, instalación de bermas de pie, control de dragados, entre otros.

6.2. MODOS DE FALLO ADSCRITOS A ESTADOS LIMITE DE SERVICIO (ELS)

Los estados adscritos al estado limite de servicio son aquellos que producen la pérdida de la funcionalidad de la obra. Se suele asociar a fallos estéticos, ambientales, legales o incluso a fallos estructurales.

Se ha decidido que no se van a estudiar los modos de fallo asociados a este estado límite último. Ya que, al tratarse de suelos granulares no ofrecerán asientos diferentes de gran magnitud. Además, tampoco se estima que pueda haber alteraciones geométricas significativas ni defectos estéticos que puedan condicionar la operativa del muelle.

7. DETERMINACIÓN DE LAS COMBINACIONES DE ACCIONES

7.1. CRITERIOS DE COMBINACION

Las combinaciones de acciones a considerar para estados límites últimos (ELU) se recogen en el apartado 3.3.5.4. de la ROM 0.5 – 05, y son los siguientes:

- Para las condiciones CT1 y CT2 se empleará las condiciones fundamental o característica

$$\gamma_g \cdot G + \gamma_{q,1} \cdot Q_1 + \sum \psi_{0,i} \cdot \gamma_{q,i} \cdot Q_i$$

- Para condiciones CT3 se utilizará la combinación accidental

$$G + A + \psi_1 \cdot Q_1 + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_i$$

Mediante la tabla 5.5. de la ROM 0.0 se establecen los coeficientes de simultaneidad a aplicar en las combinaciones de acciones.

Origen	fundamental		frecuente		cuasipermanente
	ψ_p^0	ψ^0	ψ_p^1	ψ^2	ψ^2
Gravitatorio	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Medio físico	1.0	0.7	0.3	0.2-0.0	0.2-0.0*
Terreno	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Uso y Explotación del Material	1.0	0.7	0.6	0.5-0.0	0.5-0.0*
Construcción	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Figura 6: Coeficientes de simultaneidad en ELU

A continuación se muestran los coeficientes de ponderación parcial en base a la tabla 3.3.2. de la ROM 0.5 – 05. Tal y como se puede observar existen varios coeficientes en función de la categoría del modo de fallo:

Acción	Símbolo	Tipo de modo de fallo				
		EQU	STR	GEO	UPL	HYD
Permanente						
Desfavorable	γ_g	1,10	1,35	1,00	1,00	1,35
Favorable		0,90	1,00	1,00	0,90	0,90
Variable						
Desfavorable	γ_q	1,50	1,50	1,30	1,50	1,50
Favorable		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Figura 7: Coeficientes de ponderación parcial para ELU

7.2. HIPOTESIS CONSIDERADAS

Debido a la complejidad y magnitud de los cálculos por la existencia de varias condiciones de trabajo, se ha decidido detallarlo todo al final de este anejo. A continuación solo se muestra una pequeña aclaración de las acciones tomadas para cada modo de fallo.

MODO DE FALLO (ELU)	AGENTE O ACCION							
	Pesos propios	Cargas sobre zapatas	Sobrecarga de operación (SC1)	Carga de equipos de operación (CM1)	Tiro de bolardo	Defensas del muelle	Empuje activo en el trasdós	Subpresión
TRAMO I: Plataforma de atraque								
Hundimiento	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, banqueta de escollera, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado (Wc1 y Wc2)	Minorada según condición de trabajo	Solo componente vertical	Solo componente vertical y en condiciones CT1	x	x	En base al calado
Deslizamiento Hormigon - Banqueta	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado	x	Componente vertical y horizontal	Ambos componentes. Solo en condiciones CT1	x	En base al nivel freático y las mareas. Varias suposiciones en función de altura de relleno	En base al calado
Deslizamiento Banqueta – Terreno	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, banqueta de escollera, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon Otros: Empuje pasivo del terreno natural sobre la banqueta de escollera	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado (Wc1 y Wc2)	x	Componente vertical y horizontal	Ambos componentes. Solo en condiciones CT1	x	En base al nivel freático y las mareas. Varias suposiciones en función de altura de relleno	En base al calado
Vuelco Rígido	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado (Wc1 y Wc2)	x	Componente vertical, horizontal y momento flector	Ambos componentes. Solo en condiciones CT1	x	En base al nivel freático y las mareas. Varias suposiciones en función de altura de relleno	En base al calado
Vuelco Plástico	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, banqueta de escollera, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado (Wc1 y Wc2)	Minorada según condición de trabajo	Componente vertical y horizontal	Ambos componentes. Solo en condiciones CT1	Solo en condiciones CT1	En base al nivel freático y las mareas. Varias suposiciones en función de altura de relleno	En base al calado
Estabilidad Naval	Solo se tiene en cuenta el peso del cajón de hormigon. Se va variando la altura de lastre de las celdas hasta conseguir la verificación del modo de fallo. El lastre se realice con agua. Además se añade una losa de hormigon armado de 50cm de canto en la parte superior para evitar el hundimiento del cajón. Este modo de fallo se realiza con el cajón completo en vez de por unidad lineal.							
TRAMO II: Duques de alba de amarre								
Hundimiento	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, banqueta de escollera, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado (Wc1 y Wc2)	x	x	Solo componente vertical y en condiciones CT1	x	x	En base al calado
Deslizamiento Hormigon - Banqueta	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado (Wc1 y Wc2)	x	x	Ambos componentes. Solo en condiciones CT1	x	x	En base al calado
Deslizamiento Banqueta – Terreno	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, banqueta de escollera, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon Otros: Empuje pasivo del terreno natural sobre la banqueta de escollera	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado (Wc1 y Wc2)	x	x	Ambos componentes. Solo en condiciones CT1	x	x	En base al calado
Vuelco Rígido	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado (Wc1 y Wc2)	x	x	Ambos componentes. Solo en condiciones CT1	x	x	En base al calado
Vuelco Plástico	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, banqueta de escollera, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado (Wc1 y Wc2)	x	x	Ambos componentes. Solo en condiciones CT1	x	x	En base al calado
Estabilidad Naval	Solo se tiene en cuenta el peso del cajón de hormigon. Se va variando la altura de lastre de las celdas hasta conseguir la verificación del modo de fallo. El lastre se realice con agua. Además se añade una losa de hormigon armado de 50cm de canto en la parte superior para evitar el hundimiento del cajón. Este modo de fallo se realiza con el cajón completo en vez de por unidad lineal.							

Tabla 3: Resumen de las acciones caracterizadas para cada modo de fallo

8. PROCESO DE VERIFICACION

8.1. COEFICIENTES DE SEGURIDAD GLOBALES

Para verificar la estabilidad del diseño del muelle, los coeficientes de seguridad de todos modos de fallo y sus condiciones de trabajo deben de ser superiores a los estipulados en la siguiente tabla de la ROM.

Estos coeficientes se obtienen del cociente entre el agente resistente y el agente actuador.

Apartado donde se define el método de cálculo asociado	Estados Límite Últimos de rotura de tipo geotécnico* (GEO)	Tipos de combinación		
		Cuasi-Permanentes F_1	Fundamentales o Características F_2	Accidentales o Sísmicas F_3
3.5.5	Deslizamiento en el contacto hormigón-banqueta de apoyo	1,5	1,3	1,1
3.5.5	Deslizamiento en el contacto de la banquetta y el terreno natural	1,5	1,3	1,1
3.5.4	Hundimiento	2,5	2	1,8
3.5.6 y 3.7.11.3	Vuelco plástico	1,5	1,3	1,1
3.8	Estabilidad global	1,4	1,3	1,1
-	Erosión interna del trasdós	MP	-	-
-	Socavación del pie del intradós	MP	-	-

Tabla 4: Coeficientes de seguridad globales⁶

8.2. RESULTADOS OBTENIDOS

Con las combinaciones de acciones determinadas en el apartado anteriores se determinan los coeficientes de seguridad para cada modo de fallo. Este procedimiento se basa en las formulaciones anteriormente explicadas y queda detallado en los anejos de cálculo de este documento. A continuación solo se muestran los valores finales.

- Tramo I

MODO DE FALLO (ELU)	CONDICION DE TRABAJO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	COEFICIENTE DE SEGURIDAD EXIGIDO
Hundimiento	CT2,1	3,57	2
Deslizamiento Hormigon - Banqueta	CT3,4	3,42	1,5
Deslizamiento Banqueta – Terreno Natural	CT3,4	5,85	1,5
Vuelco Rígido	CT3,4	1,52	1,3
Vuelco Plástico	CT1	3,79	1,5
ESTABILIDAD NAVAL	ALTURA DE LASTRE EN LAS CELDAS		
Flotación		3,6m	
Fondeo		8,7m	

Tabla 5: Resumen de los coeficientes de seguridad globales obtenidos para el tramo I

El vuelco de los cajones de hormigón es siempre el fallo más determinante para este tipo de estructuras. Esto se debe principalmente a su bajo peso y la gran cantidad de esfuerzos horizontales a los que están sometidos. Por otro lado, este bajo peso permite reducir el riesgo de fallo por hundimiento hasta valores muy bajos.

También es importante remarcar que, la condición de no atraque de los buques en condiciones de trabajo no operativas, reduce en gran medida los esfuerzos horizontales máximos. En consecuencia, el fallo por deslizamiento no es determinante.

Por ultimo, se ha descartado aumentar la resistencia a vuelco del cajón por trabajo conjunto de alineación. Ya que al solo existir dos cajones, su efecto sera mínimo.

- Tramo II

MODO DE FALLO (ELU)	CONDICION DE TRABAJO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	COEFICIENTE DE SEGURIDAD EXIGIDO
Hundimiento	CT1	4,07	2,5
Deslizamiento Hormigon - Banqueta	CT1	8,80	1,5
Deslizamiento Banqueta – Terreno Natural	CT1	13,64	1,5
Vuelco Rígido	CT1	1,51	1,5
Vuelco Plástico	CT1	5,17	1,5
ESTABILIDAD NAVAL	ALTURA DE LASTRE EN LAS CELDAS		
Flotación		5,2m	
Fondeo		12,1m	

Tabla 6: Resumen de los coeficientes de seguridad globales obtenidos para el tramo II

Al no existir buque en condiciones no operativas, los esfuerzos horizontales desaparecen en el resto de condiciones de trabajo. Por tanto, solo la condición CT1 es limitante. Al tratarse de un elemento estructural de poco tamaño y peso, el vuelco rígido es el modo de fallo que condiciona el dimensionamiento de los duques de alba.

9. CONCLUSION

La información detallada en este documento y sus anejos se consideran suficientes para verificar el análisis de la estabilidad del nuevo muelle de graneles líquidos del puerto de Castellón. Siempre teniendo en cuenta el alcance de proyecto básico.

⁶ El coeficiente de seguridad para vuelco rígido se puede suponer como un fallo tipo EQU de vuelco plástico



ANEJO I: DETERMINACIÓN DE LOS AGENTES DEL TERRENO

En el siguiente anejo se muestra el cálculo en detalle de los distintos agentes del terreno que afectan a las estructuras en estudio. Siendo estos: Subpresión y empuje activo del relleno de la mota de conexión.

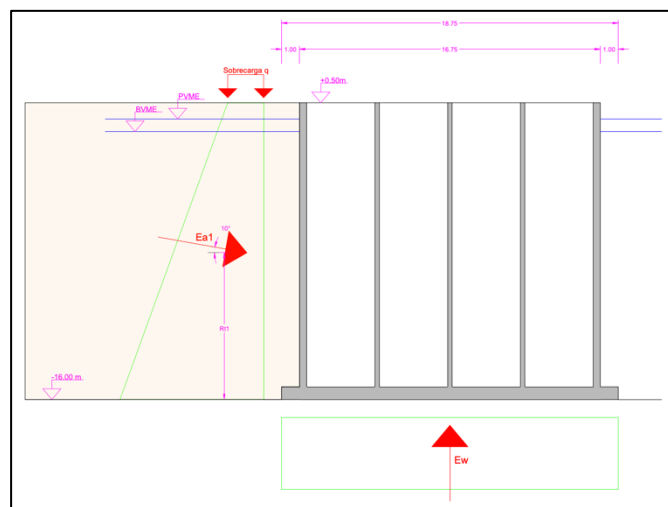


Figura 10: Esquema de las acciones del terreno. Situación 1

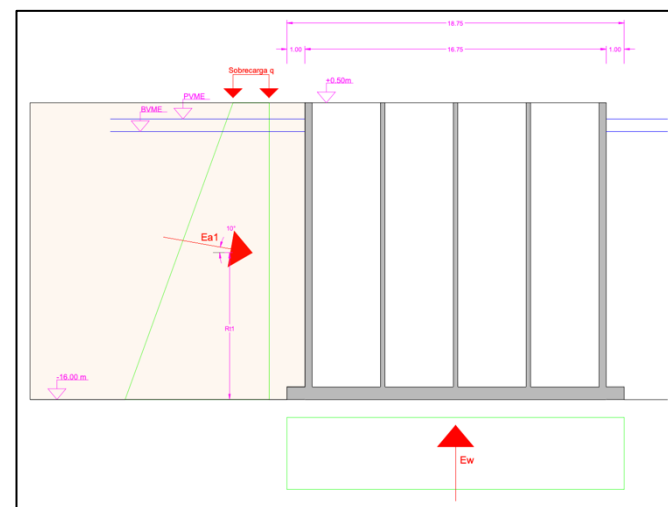


Figura 10: Esquema de las acciones del terreno. Situación 2

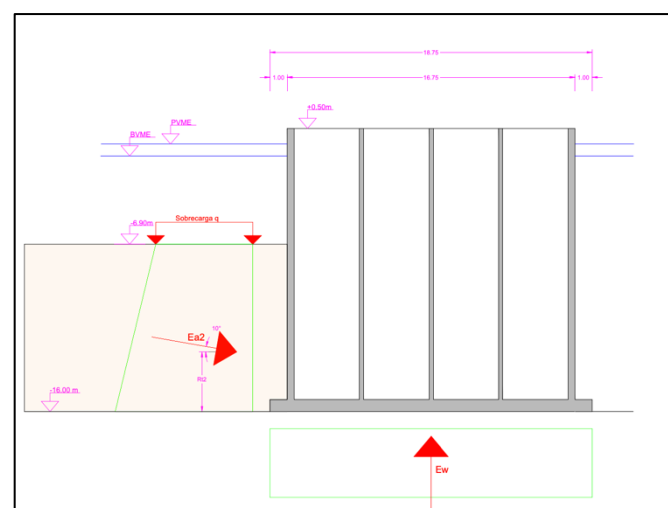


Figura 10: Esquema de las acciones del terreno. Situación 3

1.1. DETERMINACIÓN DEL EMPUJE DEL AGUA

Al tratarse de un muelle donde el agua discurre por todas las caras de éste, no se considera la presión del agua como una acción, ya que esta se compensa al ser igual en todas las caras.⁷ Es por ello que solo se tiene en cuenta el efecto del empuje del agua de la parte inferior (Ew), también llamada subpresión la subpresión. Este fenómeno tiende a levantar el conjunto de la estructura como si de un sólido en flotación se tratara. A continuación se detalla el valor de este agente en función de la condición de trabajo y el nivel del agua asociado a cada uno.

⁷ En el anejo de bases de diseño de este proyecto se justifica la despreciación del efecto de la carga hidráulica. Único fenómeno que podría introducir empujes del agua horizontales a la estructura.

CONDICION DE TRABAJO	TRAMO I		TRAMO II	
	PVME	BVME	PVME	BVME
CT1	3037,5 kN/m	2988,75 kN/m	2381,4 kN/m	2343,18 kN/m
CT2,1	3151,87 kN/m	2881,87 kN/m	2471,07 kN/m	2259,39 kN/m
CT2,2	3172,5 kN/m	2874,37 kN/m	2487,24 kN/m	2253,51 kN/m
CT3,3	3151,87 kN/m	2881,85 kN/m	2471,07 kN/m	2259,39 kN/m
CT3,4	3193,125 kN/m	2866,87 kN/m	2503,41 kN/m	2247,63 kN/m

Tabla 7: Valores del fenómeno de la subpresión en base a la condición de trabajo

1.2. DETERMINACIÓN DEL EMPUJE ACTIVO

Debido al alcance de este proyecto se ha realizado ciertas suposiciones y simplificaciones la hora de realizar la modelización de este empuje, aunque siempre dando una visión conservadora al conjunto. A continuación se enumeran dichas conjeturas.

- El empuje del terreno solo se considera en la plataforma principal o tramo I. Los duques de alba se consideran estructuras aisladas.
- Se toma una inclinación del empuje de tierras de valor 1/3 del ángulo de rozamiento del terreno. Este valor afectara al coeficiente ka.
- Para la determinación de las presiones efectivas se ha considerado el peso de la columna del agua en función de la cota del agua en cada estado de mar y condición de trabajo. En consecuencia también se ha tenido en cuenta las variaciones del nivel freático, pero sin contar el posible efecto de la carga hidráulica.
- Se considera que toda la mota se realiza con material granular. No se tienen en cuenta filtros y manto exterior de protección. Estos elementos no aumentarían el empuje, solo la sobrecarga.
- Se adopta una sobrecarga en la mota de conexión de 5kN/m². Este valor considera el posible trafico y las posibles capas exteriores de protección.
- La cota de coronación del muelle es +3m, pero el cajón solo llega a la cota +0,50m. Por tanto, se deberá tener en cuenta el material por encima de la coronación del cajón como una sobrecarga extra. Dicha sobrecarga equivale a al peso del pavimento y firme.⁸
- La mota solo mide 20m de ancho, por tanto, no ocupa la totalidad del trasdós, sino que existirán ciertos puntos sin empuje o algunos con un empuje a media altura debido a la pendiente 3:2 del talud de la mota.

Esta situación se ha tratado de modelizar realizando tres suposiciones de empuje, en función de la altura del terreno sobre el trasdós.

- o Situación 1: Empuje del terreno en todo el puntal del cajón (+0,50m). Además se añade el peso de tierras hasta la cota de coronación del muelle y la sobrecarga actuante.
- o Situación 2: El terreno solo alcanza la cota -6,90m, es decir, aproximadamente el 50% del puntal. Esta situación simula el talud 3:2 de la mota.
- o Situación 3: El terreno alcanza la cota -14,25m. Este valor es el mínimo que alcanza el talud sobre el trasdós. La pendiente 3:2 no alcanza la cota de la dársena en la longitud del trasdós.

Durante el estudio de las combinaciones de carga se ha determinado que situación es mas desfavorable para el modo de fallo en estudio.

Los resultados obtenidos se muestran en la siguiente pagina de este documento:

⁸ En el apartado de materiales de diseño se indica la suposición de firme tomada.

- Situación 1: Terreno a +0,50m

PARAMETRO	VALOR									
	CT1 - PVME	CT1 - BVME	CT2,1 - PVME	CT2,1 - BVME	CT2,2 - PVME	CT2,2 - BVME	CT3,3 - PVME	CT3,3 - BVME	CT3,4 - PVME	CT3,4 - BVME
Σ Sobrecargas (kPa)	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75
Angulo empuje (°)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
ka	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
σ' (z = 0) (kPa)	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75
σ' (z = NF) (kPa)	68,85	73,27		82,96		83,64		82,96	83,64	
σ' (z = 16,50) (kPa)	85,15	89,21	80,25	98,36	80,25	98,74	80,25	98,36	98,74	80,25
e'a (z = 0) (kPa)	15,3	15,3	15,3	15,3	15,3	15,3	15,3	15,3	15,3	15,3
e'a (z = NF) (kPa)	16,54	17,58		19,91		20,07		19,91	20,07	
e'a (z = 16,50) (kPa)	20,43	21,41	19,26	23,60	19,26	23,69	19,26	23,60	23,69	19,26
Ea1 (kN/m)	305,99	319,99	285,12	354,97	285,12	351,16	285,12	354,97	351,16	285,12
Rt1 (m)	7,87	7,95	7,93	8,02	7,93	8,16	7,93	8,02	8,16	7,93

Tabla 8: Empuje activo sobre la plataforma principal para la situación 1 de empuje. Las condiciones de trabajo que no tienen valor a la altura del NF es porque se considera que todo el material ya se encuentra por debajo del NF debido a la carrera de marea.

- Situación 2: Terreno a -6,90m.

PARAMETRO	VALOR									
	CT1 - PVME	CT1 - BVME	CT2,1 - PVME	CT2,1 - BVME	CT2,2 - PVME	CT2,2 - BVME	CT3,3 - PVME	CT3,3 - BVME	CT3,4 - PVME	CT3,4 - BVME
Σ Sobrecargas (kPa)	71	68,4	77,1	62,7	78,2	62,3	77,1	62,7	79,3	61,9
Angulo empuje (°)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
ka	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
σ' (z = 0) (kPa)	71	68,4	77,1	62,7	78,2	62,3	77,1	62,7	79,3	61,9
σ' (z = 9,13) (kPa)	80,13	77,53	86,23	71,83	87,33	71,43	86,23	71,83	88,43	71,03
e'a (z = 0) (kPa)	17,04	16,416	18,504	15,048	18,768	14,952	18,504	15,048	19,032	14,856
e'a (z = 9,13) (kPa)	19,23	18,60	20,69	17,23	20,95	17,14	20,69	17,23	21,22	17,04
Ea2 (kN/m)	165,54	159,84	178,91	147,35	181,32	146,48	178,91	147,35	183,73	145,64
Rt2 (m)	4,39	4,39	4,40	4,38	4,40	4,38	4,40	4,38	4,40	4,38

Tabla 9: Empuje activo sobre la plataforma principal para la situación 2 de empuje

- Situación 3: Terreno a -14,25m

PARAMETRO	VALOR									
	CT1 - PVME	CT1 - BVME	CT2,1 - PVME	CT2,1 - BVME	CT2,2 - PVME	CT2,2 - BVME	CT3,3 - PVME	CT3,3 - BVME	CT3,4 - PVME	CT3,4 - BVME
Σ Sobrecargas (kPa)	144,5	141,9	150,6	136,2	151,7	135,8	150,6	136,2	152,8	135,4
Angulo empuje (°)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
ka	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
σ' (z = 0) (kPa)	144,5	141,9	150,6	136,2	151,7	135,8	150,6	136,2	152,8	135,4
σ' (z = 1,75) (kPa)	146,25	143,65	152,35	137,95	153,45	137,55	152,35	137,95	154,55	137,15
e'a (z = 0) (kPa)	34,68	34,05	36,14	32,68	36,40	32,59	36,14	32,68	36,67	32,49
e'a (z = 1,75) (kPa)	35,1	34,47	36,56	33,10	36,82	33,02	36,56	33,10	37,09	32,91
Ea3 (kN/m)	61,05	59,96	63,61	57,5715	64,0815	57,4035	63,6195	57,5715	64,5435	57,2355
Rt3 (m)	0,86	0,87	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86

Tabla 10: Empuje activo sobre la plataforma principal para la situación 3 de empuje

ANEJO II: ACCIONES CONSIDERADAS

En el siguiente anejo se muestran todas las acciones estudiadas en este proyecto básico para cada tramo de la obra. Se ha realizado una tabla en base al tramo y condición de trabajo.

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION (kN/m)																				
	W Cajón	W superestructura	Wc1max ⁹	Wc2max	Wc1min	Wc2min	SC1	CM1 X	CM1 Y	CM1 MF (kNm/m)	V1 X	V1 Y	V def	Ea1 PVME	Ea1 BVME	Ea2 PVME	Ea2 BVME	Ea3 PVME	Ea3 BVME	Ew PVME	Ew BVME
CT1	5225,64	987,81	162,00	162,00	159,40	159,40	167,50	2,96	26,67	71,11	41,61	41,61	43,10	306,00	320,00	165,55	159,85	61,06	59,97	3037,50	2988,75
CT2,1	5225,64	987,81	168,10	168,10	153,70	153,70	167,50	8,30	21,33	112,59	-	-	-	285,12	354,97	178,91	147,36	63,62	57,57	3151,88	2881,88
CT2,2	5225,64	987,81	169,20	169,20	153,30	153,30	167,50	2,96	26,67	71,11	-	-	-	285,12	351,17	181,32	146,48	64,08	57,40	3172,50	2874,38
CT3,3	5225,64	987,81	168,10	168,10	153,70	153,70	134,00	8,30	21,33	112,59	-	-	-	285,12	354,97	178,91	147,36	63,62	57,57	3151,88	2881,88
CT3,4	5225,64	987,81	170,30	170,30	152,90	153,70	134,00	2,96	26,67	71,11	-	-	-	285,12	353,00	183,73	145,61	64,54	57,24	3193,13	2866,88

Tabla 11: Acciones de calculo para el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION (kN/m)									
	W Cajón	W superestructura	Wc1max	Wc2max	Wc1min	Wc2min	V2 X	V2 Y	Ew PVME	Ew BVME
CT1	3982,08	746,13	162,00	162,00	159,40	159,40	100,38	57,91	2381,40	2343,18
CT2,1	3982,08	746,13	168,10	168,10	153,70	153,70	-	-	2471,07	2259,39
CT2,2	3982,08	746,13	169,20	169,20	153,30	153,30	-	-	2487,24	2253,51
CT3,3	3982,08	746,13	168,10	168,10	153,70	153,70	-	-	2471,07	2259,39
CT3,4	3982,08	746,13	170,30	170,30	152,90	152,90	-	-	2503,41	2247,63

Tabla 12: Acciones de calculo para el tramo II

⁹ Los valores Wc1 y Wc2 máximos y mínimos quedan establecidos como el peso del agua sobre el vuelo de las zapatas de ambos lados del fuste de los cajones. Los valores máximos y mínimos se obtienen en función del calado de la dársena según condición de trabajo y carrera de marea



ANEJO III: OBTENCION DE LAS COMBINACIONES DE ACCIONES

En base a los criterios de la ROM, se ha determinado las siguientes combinaciones de acciones. Estos valores se obtenido para ser los mas desfavorables para cada modo de fallo en estudio.

3.1. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE HUNDIMIENTO (GEO)

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION														
	W Cajón (kN/m)	W superestructura (kN/m)	Wc1 (kN/m)	Wc2 (kN/m)	SC1 (kN/m)	CM1 X (kN/m)	CM1 Y (kN/m)	CM1 MF (kNm/m)	V1 X (kN/m)	V1 Y (kN/m)	V def (kN/m)	Ea (kN/m)	Ew (kN/m)	V (kN/m)	Pvh (kPa)
CT1	5225,64	987,81	162,00	162,00	217,75	0,00	26,67	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2988,75	5419,74	304,28
CT2,1	5225,64	987,81	168,10	168,10	217,75	0,00	21,33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2881,88	5533,49	314,79
CT2,2	5225,64	987,81	169,20	169,20	217,75	0,00	26,67	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2874,38	5548,52	314,71
CT3,3	5225,64	987,81	168,10	168,10	174,20	0,00	21,33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2881,88	5489,94	312,48
CT3,4	5225,64	987,81	170,30	170,30	174,20	0,00	26,67	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2866,88	5514,67	313,01

Tabla 13: Combinación de acciones para ELU hundimiento en el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION									
	W Cajón (kN/m)	W superestructura (kN/m)	Wc1 (kN/m)	Wc2 (kN/m)	V2 X (kN/m)	V2 Y (kN/m)	Ew (kN/m)	V (kN/m)	Pvh (kPa)	
CT1	3982,08	746,13	162,00	162,00	0,00	0,00	2343,18	3974,58	285,42	
CT2,1	3982,08	746,13	168,10	168,10	0,00	0,00	2259,39	4070,57	276,91	
CT2,2	3982,08	746,13	169,20	169,20	0,00	0,00	2253,51	4078,65	277,46	
CT3,3	3982,08	746,13	168,10	168,10	0,00	0,00	2259,39	4070,57	276,91	
CT3,4	3982,08	746,13	170,30	170,30	0,00	0,00	2247,63	4086,73	278,01	

Tabla 14: Combinación de acciones para ELU hundimiento en el tramo II

3.2. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO (EQU)

3.2.1. DESLIZAMIENTO EN EL CONTACTO HORMIGON – BANQUETA DE APOYO

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION														
	W Cajón (kN/m)	W superestructura (kN/m)	Wc1 (kN/m)	Wc2 (kN/m)	SC1 (kN/m)	CM1 X (kN/m)	CM1 Y (kN/m)	CM1 MF (kNm/m)	V1 X (kN/m)	V1 Y (kN/m)	V def (kN/m)	Ea (kN/m)	Ew (kN/m)	V (kN/m)	H (kN/m)
CT1	4703,08	889,03	143,46	143,46	0,00	3,26	24,00	0,00	62,42	62,42	0,00	352,00	3341,25	2499,36	414,41
CT2,1	4703,08	889,03	138,33	138,33	0,00	9,13	19,20	0,00	0,00	0,00	0,00	390,47	3467,06	2420,90	390,47
CT2,2	4703,08	889,03	137,97	137,97	0,00	3,26	24,00	0,00	0,00	0,00	0,00	386,28	3489,75	2402,30	386,28
CT3,3	4703,08	889,03	138,33	138,33	0,00	9,13	19,20	0,00	0,00	0,00	0,00	390,47	3467,06	2420,90	390,47
CT3,4	4703,08	889,03	137,61	138,33	0,00	3,26	24,00	0,00	0,00	0,00	0,00	388,30	3512,44	2379,61	388,30

Tabla 15: Combinación de acciones para ELU deslizamiento en el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION								
	W Cajón (kN/m)	W superestructura (kN/m)	Wc1 (kN/m)	Wc2 (kN/m)	V2 X (kN/m)	V2 Y (kN/m)	Ew (kN/m)	V (kN/m)	H (kN/m)
CT1	3583,87	671,51	143,46	143,46	150,57	86,87	2619,54	1835,89	150,57
CT2,1	3583,87	671,51	138,33	138,33	0,00	0,00	2718,18	1813,87	0,00
CT2,2	3583,87	671,51	137,97	137,97	0,00	0,00	2735,96	1795,36	0,00
CT3,3	3583,87	671,51	138,33	138,33	0,00	0,00	2718,18	1813,87	0,00
CT3,4	3583,87	671,51	137,61	137,61	0,00	0,00	2753,75	1776,85	0,00

Tabla 16: Combinación de acciones para ELU deslizamiento en el tramo II

3.2.2. DESLIZAMIENTO EN EL CONTACTO BANQUETA DE APOYO – TERRENO NATURAL

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION														
	W Cajón (kN/m)	W superestructura (kN/m)	Wc1 (kN/m)	Wc2 (kN/m)	SC1 (kN/m)	CM1 X (kN/m)	CM1 Y (kN/m)	CM1 MF (kNm/m)	V1 X (kN/m)	V1 Y (kN/m)	V def (kN/m)	Ea (kN/m)	Ew (kN/m)	V (kN/m)	H (kN/m)
CT1	4703,08	889,03	143,46	143,46	0,00	3,26	24,00	0,00	62,42	62,42	0,00	352,00	3341,25	2499,36	414,41
CT2,1	4703,08	889,03	138,33	138,33	0,00	9,13	19,20	0,00	0,00	0,00	0,00	390,47	3467,06	2420,90	390,47
CT2,2	4703,08	889,03	137,97	137,97	0,00	3,26	24,00	0,00	0,00	0,00	0,00	386,28	3489,75	2402,30	386,28
CT3,3	4703,08	889,03	138,33	138,33	0,00	9,13	19,20	0,00	0,00	0,00	0,00	390,47	3467,06	2420,90	390,47
CT3,4	4703,08	889,03	137,61	138,33	0,00	3,26	24,00	0,00	0,00	0,00	0,00	388,30	3512,44	2379,61	388,30

Tabla 17: Combinación de acciones para ELU deslizamiento en el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION								
	W Cajón (kN/m)	W superestructura (kN/m)	Wc1 (kN/m)	Wc2 (kN/m)	V2 X (kN/m)	V2 Y (kN/m)	Ew (kN/m)	V (kN/m)	H (kN/m)
CT1	3583,87	671,51	143,46	143,46	150,57	86,87	2619,54	1835,89	150,57
CT2,1	3583,87	671,51	138,33	138,33	0,00	0,00	2718,18	1813,87	0,00
CT2,2	3583,87	671,51	137,97	137,97	0,00	0,00	2735,96	1795,36	0,00
CT3,3	3583,87	671,51	138,33	138,33	0,00	0,00	2718,18	1813,87	0,00
CT3,4	3583,87	671,51	137,61	137,61	0,00	0,00	2753,75	1776,85	0,00

Tabla 18: Combinación de acciones para ELU deslizamiento en el tramo II

3.3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO RIGIDO (EQU)

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION (kNm/m)														
	W Cajon	W superestructura	Wc1	Wc2	SC1	CM1 X	CM1Y	CM1 MF	V1 X	V1 Y	V def	Ea	Ew	Me	Mv
CT1	44091,34	8334,67	2618,15	71,73	61,93	61,93	60,00	78,22	1185,89	31,21	0,00	2801,35	31324,22	55175,88	35473,44
CT2,1	44091,34	8334,67	2524,52	69,17	0,00	173,39	48,00	123,85	0,00	0,00	0,00	3133,08	32503,71	55067,69	35934,04
CT2,2	44091,34	8334,67	2517,95	68,99	0,00	61,93	60,00	78,22	0,00	0,00	0,00	3153,43	32716,41	55072,94	36009,98
CT3,3	44091,34	8334,67	2524,52	69,17	0,00	173,39	48,00	123,85	0,00	0,00	0,00	3133,08	32503,71	55067,69	35934,04
CT3,4	44091,34	8334,67	2511,38	69,17	0,00	61,93	60,00	78,22	0,00	0,00	0,00	3172,65	32929,10	55066,55	36241,90

Tabla 19: Combinación de acciones para ELU de vuelco rígido en el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION (kNm/m)									
	W Cajon	W superestructura	Wc1	Wc2	V2 X	V2 Y	Ew	Me	Mv	
CT1	26341,46	4935,62	2037,13	71,73	2860,91	43,44	19253,62	33385,94	22144,93	
CT2,1	26341,46	4935,62	1964,29	69,17	0,00	0,00	19978,60	33310,53	19978,60	
CT2,2	26341,46	4935,62	1959,17	68,99	0,00	0,00	20109,34	33305,24	20109,34	
CT3,3	26341,46	4935,62	1964,29	69,17	0,00	0,00	19978,60	33310,53	19978,60	
CT3,4	26341,46	4935,62	1954,06	68,81	0,00	0,00	20240,07	33299,94	20240,07	

Tabla 20: Combinación de acciones para ELU de vuelco rígido en el tramo II

3.4. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO PLASTICO (GEO)

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION														
	W Cajón (kN/m)	W superestructura (kN/m)	Wc1 (kN/m)	Wc2 (kN/m)	SC1 (kN/m)	CM1 X (kN/m)	CM1 Y (kN/m)	CM1 MF (kNm/m)	V1 X (kN/m)	V1 Y (kN/m)	V def (kN/m)	Ea (kN/m)	Ew (kN/m)	V (kN/m)	H (kN/m)
CT1	5225,64	987,81	162,00	162,00	217,75	2,96	26,67	0,00	54,09	54,09	56,03	320,00	2988,75	5225,64	987,81
CT2,1	5225,64	987,81	168,10	168,10	217,75	8,30	21,33	0,00	0,00	0,00	0,00	354,97	2881,88	5225,64	987,81
CT2,2	5225,64	987,81	169,20	169,20	217,75	2,96	26,67	0,00	0,00	0,00	0,00	351,17	2874,38	5225,64	987,81
CT3,3	5225,64	987,81	168,10	168,10	174,20	8,30	21,33	0,00	0,00	0,00	0,00	354,97	2881,88	5225,64	987,81
CT3,4	5225,64	987,81	170,30	170,30	174,20	2,96	26,67	0,00	0,00	0,00	0,00	353,00	2866,88	5225,64	987,81

Tabla 21: Combinación de acciones para ELU de vuelco plástico en el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION									
	W Cajón (kN/m)	W superestructura (kN/m)	Wc1 (kN/m)	Wc2 (kN/m)	V2 X (kN/m)	V2 Y (kN/m)	Ew (kN/m)	V (kN/m)	H (kN/m)	
CT1	3982,08	746,13	162,00	162,00	130,50	75,29	2343,18	2633,74	130,50	
CT2,1	3982,08	746,13	168,10	168,10	0,00	0,00	2259,39	2805,02	0,00	
CT2,2	3982,08	746,13	169,20	169,20	0,00	0,00	2253,51	2813,10	0,00	
CT3,3	3982,08	746,13	168,10	168,10	0,00	0,00	2259,39	2805,02	0,00	
CT3,4	3982,08	746,13	170,30	170,30	0,00	0,00	2247,63	2821,18	0,00	

Tabla 22: Combinación de acciones para ELU de vuelco plástico en el tramo II



ANEJO IV: CALCULOS PARA LA VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD

En el siguiente apartado quedan detallados todos los cálculos para la obtención de las distintas acciones resistentes de cada modo de fallo.

4.1. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE HUNDIMIENTO (GEO)

Tal y como se indica, debido a las características especiales del material de cimentación, es necesario realizar una determinación de la presión admisible mediante distintos métodos. Sin embargo, solo se ha tenido en cuenta el resultado obtenido mediante el método de Brinch – Hansen. Esto se debe a que los resultados obtenidos mediante formulación que relaciona la presión de hundimiento con el ensayo SPT, han dado valores fuera de los umbrales previsibles para este tipo de terrenos, obteniéndose presiones admisibles 10 veces inferiores a lo esperado en un material de estas características. Tanto en el método propuesto por la ROM 0.5 – 05 como en la GCOC. En consecuencia, se ha decidido no utilizar esos valores.

Por otro lado, también se recomendaba la comprobación por el método de Brinch – Hansen teniendo en cuenta las posibles variaciones de la cohesión, en este caso, de 0 kPa a 8 kPa. Al obtener con ambos valores coeficientes de seguridad validos, se ha decidido utilizar el valor más conservador de ambos, es decir, cohesión nula.

- Tramo I

- o Obtención del ancho de cimentación equivalente:

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION			
	V (kN/m)	Mb (kNm/m)	Excentricidad (m)	B* (m)
CT1	5419,74	2543,04	0,47	17,81
CT2,1	5533,49	3241,90	0,59	17,58
CT2,2	5548,52	3105,46	0,56	17,63
CT3,3	5489,94	3241,90	0,59	17,57
CT3,4	5514,67	3120,06	0,57	17,62

Tabla 23: Determinación del ancho de cimentación equivalente para el tramo I

- o Determinación de la presión admisible y el coeficiente de seguridad mediante la formulación de Brinch – Hansen

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO																		Parámetros asociados						
	Pvadm (kPa)	q (kPa)	Nq	fq	c (kPa)	Nc	fc	fg	Ng (Escollera)	Ng (T Natural)	Ng (eq)	h1 (Escollera)	h2 (T Natural)	H	ø (eq)	tg d	V (kN)	Pvh (kPa)	F	sq	sc	sg	iq	ic	ig
CT1	1108,43	0,00	18,40	1,30	0,00	30,14	1,28	0,44	106,10	20,09	25,81	6,50	18,70	25,20	32,00	0,10	5419,74	304,28	3,64	1,61	1,61	0,6	0,81	0,79	0,73
CT2,1	1123,96	0,00	18,40	1,32	0,00	30,14	1,30	0,45	106,10	20,09	25,97	6,50	18,37	24,87	32,00	0,09	5533,49	314,79	3,57	1,61	1,61	0,6	0,82	0,81	0,75
CT2,2	1135,83	0,00	18,40	1,32	0,00	30,14	1,31	0,45	106,10	20,09	25,93	6,50	18,45	24,95	32,00	0,09	5548,52	314,71	3,61	1,61	1,61	0,6	0,82	0,81	0,75
CT3,3	1119,75	0,00	18,40	1,31	0,00	30,14	1,30	0,45	106,10	20,09	25,97	6,50	18,36	24,86	32,00	0,09	5489,94	312,48	3,58	1,61	1,61	0,6	0,82	0,80	0,74
CT3,4	1130,70	0,00	18,40	1,32	0,00	30,14	1,30	0,45	106,10	20,09	25,94	6,50	18,43	24,93	32,00	0,09	5514,67	313,01	3,61	1,61	1,61	0,6	0,82	0,81	0,75

Tabla 24: Calculo del factor de seguridad de ELU de hundimiento mediante la formulación de Brinch - Hansen para el tramo I

- Tramo II

- o Obtención del ancho de cimentación equivalente:

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION			
	V (kN/m)	Mb (kNm/m)	Excentricidad (m)	B* (m)
CT1	3974,58	1539,52	0,39	13,93
CT2,1	4070,57	0,00	0,00	14,70
CT2,2	4078,65	0,00	0,00	14,70
CT3,3	4070,57	0,00	0,00	14,70
CT3,4	4086,73	0,00	0,00	14,70

Tabla 25: Determinación del ancho de cimentación equivalente para el tramo II

- o Determinación de la presión admisible y el coeficiente de seguridad mediante la formulación de Brinch – Hansen

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO																			Parámetros asociados					
	Pvadm (kPa)	q (kPa)	Nq	fq	c (kPa)	Nc	fc	fg	Ng (Escollera)	Ng (T Natural)	Ng (eq)	h1 (Escollera)	h2 (T Natural)	H	ø (eq)	tg d	V (kN)	Pvh (kPa)	F	sq	sc	sg	iq	ic	ig
CT1	1162,06	0,00	18,40	1,45	0,00	30,14	1,44	0,52	106,10	20,09	29,45	6,50	13,20	19,70	32,00	0,05	3974,58	285,42	4,07	1,61	1,61	0,6	0,9	0,89	0,86
CT2,1	1382,14	0,00	18,40	1,61	0,00	30,14	1,61	0,60	106,10	20,09	28,49	6,50	14,30	20,80	32,00	0,00	4070,57	276,91	4,99	1,61	1,61	0,6	1	1	1
CT2,2	1382,14	0,00	18,40	1,61	0,00	30,14	1,61	0,60	106,10	20,09	28,49	6,50	14,30	20,80	32,00	0,00	4078,65	277,46	4,98	1,61	1,61	0,6	1	1	1
CT3,3	1382,14	0,00	18,40	1,61	0,00	30,14	1,61	0,60	106,10	20,09	28,49	6,50	14,30	20,80	32,00	0,00	4070,57	276,91	4,99	1,61	1,61	0,6	1	1	1
CT3,4	1382,14	0,00	18,40	1,61	0,00	30,14	1,61	0,60	106,10	20,09	28,49	6,50	14,30	20,80	32,00	0,00	4086,73	278,01	4,97	1,61	1,61	0,6	1	1	1

Tabla 26: Calculo del factor de seguridad de ELU de hundimiento mediante la formulación de Brinch - Hansen para el tramo II

4.2. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO (EQU)

4.2.1. DESLIZAMIENTO EN EL CONTACTO HORMIGON – BANQUETA DE APOYO

Tal y como indica la ROM se toma como ángulo de fricción entre los dos materiales 0,625 y no se considera adhesión. Tampoco se considera empuje pasivo porque no existe ningún elemento que lo realice. Por último, la superficie (S) se obtiene en base al ancho equivalente de la cimentación (B*)¹⁰.

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO								
	H Rotura (kN/m)	V (kN)	Øc	a	S (m2)	Ep (kN/m)	Ea (kN/m)	H (kN/m)	F
CT1	1451,25	2499,36	0,625	0	17,81	0,00	352,00	414,41	3,50
CT2,1	1356,17	2420,90	0,625	0	17,58	0,00	390,47	390,47	3,47
CT2,2	1346,94	2402,30	0,625	0	17,63	0,00	386,28	386,28	3,49
CT3,3	1356,17	2420,90	0,625	0	17,57	0,00	390,47	390,47	3,47
CT3,4	1328,55	2379,61	0,625	0	17,62	0,00	388,30	388,30	3,42

Tabla 27: Obtención de la resistencia al deslizamiento para el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO								
	H Rotura (kN/m)	V (kN)	Øc	a	S (m2)	Ep (kN/m)	Ea (kN/m)	H (kN/m)	F
CT1	1324,57	1835,89	0,625	0	13,93	0,00	0,00	150,57	8,80
CT2,1	1308,68	1813,87	0,625	0	14,70	0,00	0,00	0,00	∞
CT2,2	1295,32	1795,36	0,625	0	14,70	0,00	0,00	0,00	∞
CT3,3	1308,68	1813,87	0,625	0	14,70	0,00	0,00	0,00	∞
CT3,4	1281,97	1776,85	0,625	0	14,70	0,00	0,00	0,00	∞

Tabla 28: Obtención de la resistencia al deslizamiento para el tramo II

¹⁰ El valor de B* ha sido cálculo con el mismo método del apartado 4.1 de este anejo de cálculo

4.2.2. DESLIZAMIENTO EN EL CONTACTO BANQUETA DE APOYO – TERRENO NATURAL

Se comprueba el posible fallo a deslizamiento entre la banqueta y el terreno de apoyo por indicación de la ROM 0.5 – 05. Concretamente en los apartados de recomendaciones específicas para muelles de gravedad con apoyo en banqueta. En este caso, si que se desarrolla empuje pasivo por la posición de la banqueta.

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO									
	H Rotura (kN/m)	V (kN)	ϕ_c	a	S (m ²)	Ep (kN/m)	Kp	Ea (kN/m)	H (kN/m)	F
CT1	2441,37	2499,36	0,84	0,00	17,81	5,01	0,14	352,00	414,41	5,89
CT2,1	2315,37	2420,90	0,84	0,00	17,58	5,01	0,14	390,47	390,47	5,93
CT2,2	2298,80	2402,30	0,84	0,00	17,63	5,01	0,14	386,28	386,28	5,95
CT3,3	2315,37	2420,90	0,84	0,00	17,57	5,01	0,14	390,47	390,47	5,93
CT3,4	2271,47	2379,61	0,84	0,00	17,62	5,01	0,14	388,30	388,30	5,85

Tabla 29: Obtención de la resistencia al deslizamiento para el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO									
	H Rotura (kN/m)	V (kN)	ϕ_c	a	S (m ²)	Ep (kN/m)	kp	Ea (kN/m)	H (kN/m)	F
CT1	2053,19	1835,89	0,84	0,00	13,93	5,01	0,14	0,00	150,57	13,64
CT2,1	2028,61	1813,87	0,84	0,00	14,70	5,01	0,14	0,00	0,00	∞
CT2,2	2007,97	1795,36	0,84	0,00	14,70	5,01	0,14	0,00	0,00	∞
CT3,3	2028,61	1813,87	0,84	0,00	14,70	5,01	0,14	0,00	0,00	∞
CT3,4	1987,32	1776,85	0,84	0,00	14,70	5,01	0,14	0,00	0,00	∞

Tabla 30: Obtención de la resistencia al deslizamiento para el tramo II

4.3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO RIGIDO (EQU)

El vuelco rígido es siempre el modo de fallo más restrictivo, ya que los momentos generados por las cargas en coronación en la base del bloque son de gran magnitud. Y además solo el momento generado por el peso propio y el peso muerto se encargan de estabilizar la estructura.

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO		
	Me (kNm/m)	Mv (kNm/m)	F
CT1	55175,88	35473,44	1,56
CT2,1	55067,69	35934,04	1,53
CT2,2	55072,94	36009,98	1,53
CT3,3	55067,69	35934,04	1,53
CT3,4	55066,55	36241,90	1,52

Tabla 31: Estimación del coeficiente de seguridad para el ELU de vuelco rígido en el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO		
	Me (kNm/m)	Mv (kNm/m)	F
CT1	33385,94	22144,93	1,51
CT2,1	33310,53	19978,60	1,67
CT2,2	33305,24	20109,34	1,66
CT3,3	33310,53	19978,60	1,67
CT3,4	33299,94	20240,07	1,65

Tabla 32: Estimación del coeficiente de seguridad para el ELU de vuelco rígido en el tramo II

4.4. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO PLASTICO (GEO)

Se determina el factor de seguridad para el ELU de vuelco plástico mediante un proceso iterativo en el que se prueba distintos coeficientes de seguridad hasta llegar a la situación limite donde la presión admisible se iguala a la presión actuante. Siendo esta presión actuante calculada mediante la formulación de Brinch – Hansen¹¹.

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO											
	Fi	V	H	Hi	a	h	M	do	B*	Tg d	Pvadm (KPa)	Pvh (kPa)
CT1	3,79	3794,48	377,06	1430,77	9,33	10,84	19876,06	5,24	10,48	0,38	366,77	362,20
CT2,1	4,26	3906,86	363,27	1547,63	9,23	8,21	23359,51	5,98	11,96	0,40	331,69	326,71
CT2,2	4,40	3921,89	354,13	1557,53	9,22	8,05	23602,21	6,02	12,04	0,40	330,58	325,84
CT3,3	4,22	3863,31	363,27	1532,25	9,19	8,21	22910,07	5,93	11,86	0,40	330,80	325,73
CT3,4	5,13	3888,04	355,96	1825,33	12,54	8,05	34059,94	8,76	17,52	0,47	225,20	221,92

Tabla 33: Determinación del coeficiente de seguridad para el ELU de vuelco plástico en el tramo I

o Determinación de la presión de hundimiento asociada al vuelco plástico, mediante el método de Brinch – Hansen.

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO															Parámetros asociados					
	Pvadm (kPa)	q (kPa)	Nq	fq	c (kPa)	Nc	fc	fg	Ng (Escollera)	Ng (T Natural)	Ng (eq)	h1 (Escollera)	h2 (T Natural)	H	ø (eq)	sq	sc	sg	iq	ic	ig
CT1	366,77	0	18,40	0,64	0	30,14	0,59	0,15	106,10	20,09	25,81	6,50	18,70	25,20	32	1,61	1,61	0,60	0,40	0,36	0,24
CT2,1	331,69	0	18,40	0,61	0	30,14	0,55	0,13	106,10	20,09	25,97	6,50	18,37	24,87	32	1,61	1,61	0,60	0,38	0,34	0,22
CT2,2	330,58	0	18,40	0,61	0	30,14	0,55	0,13	106,10	20,09	25,93	6,50	18,45	24,95	32	1,61	1,61	0,60	0,38	0,34	0,22
CT3,3	330,80	0	18,40	0,61	0	30,14	0,55	0,13	106,10	20,09	25,97	6,50	18,36	24,86	32	1,61	1,61	0,60	0,38	0,34	0,22
CT3,4	225,20	0	18,40	0,49	0	30,14	0,42	0,09	106,10	20,09	25,94	6,50	18,43	24,93	32	1,61	1,61	0,60	0,30	0,26	0,15

Tabla 34: Obtención de la presión admisible para el ELU de vuelco plástico en el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO											
	Fi	V	H	Hi	a	h	M	do	B*	Tg d	Pvadm (KPa)	Pvh (kPa)
CT1	5,17	2633,74	130,50	674,43	7,29	19,00	6375,34	2,42	4,84	0,26	549,38	544,02
CT2,1	∞	2805,02	0,00	0,00	7,35	19,00	20616,86	7,35	14,70	0,00	1364,09	190,82
CT2,2	∞	2813,10	0,00	0,00	7,35	19,00	20676,25	7,35	14,70	0,00	1364,09	191,37
CT3,3	∞	2805,02	0,00	0,00	7,35	19,00	20616,86	7,35	14,70	0,00	1364,09	190,82
CT3,4	∞	2821,18	0,00	0,00	7,35	19,00	20735,64	7,35	14,70	0,00	1364,09	191,92

Tabla 35: Determinación del coeficiente de seguridad para el ELU de vuelco plástico en el tramo II

o Determinación de la presión de hundimiento asociada al vuelco plástico, mediante el método de Brinch – Hansen.

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO															Parámetros asociados					
	Pvadm (kPa)	q (kPa)	Nq	fq	c (kPa)	Nc	fc	fg	Ng (Escollera)	Ng (T Natural)	Ng (eq)	h1 (Escollera)	h2 (T Natural)	H	ø (eq)	sq	sc	sg	iq	ic	ig
CT1	549,38	0	18,40	0,89	0	30,14	0,85	0,25	106,10	20,09	29,04	6,50	13,66	20,16	33	1,61	1,61	0,60	0,55	0,53	0,41
CT2,1	1364,09	0	18,40	1,61	0	30,14	1,61	0,60	106,10	20,09	28,12	6,50	14,78	21,28	33	1,61	1,61	0,60	1,00	1,00	1,00
CT2,2	1364,09	0	18,40	1,61	0	30,14	1,61	0,60	106,10	20,09	28,12	6,50	14,78	21,28	33	1,61	1,61	0,60	1,00	1,00	1,00
CT3,3	1364,09	0	18,40	1,61	0	30,14	1,61	0,60	106,10	20,09	28,12	6,50	14,78	21,28	33	1,61	1,61	0,60	1,00	1,00	1,00
CT3,4	1364,09	0	18,40	1,61	0	30,14	1,61	0,60	106,10	20,09	28,12	6,50	14,78	21,28	33	1,61	1,61	0,60	1,00	1,00	1,00

Tabla 36: Obtención de la presión admisible para el ELU de vuelco plástico en el tramo II

¹¹ Se aplican todas las aclaraciones detalladas en el apartado 4.1 de este anejo de cálculo.

ANEJO V: VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD NAVAL DE LAS ESTRUCTURAS

Se ha realizado el cálculo de la estabilidad naval tal y como indica el *Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias*. En las siguientes tablas se muestran los resultados del proceso iterativo para determina la altura del lastre, tanto para el fondeo del cajón como para el transporte. Al contrario que el resto de modos de fallo, este se realiza teniendo en cuenta el cajón completo, no por metro lineal de cajón.

5.1. VERIFICACION DEL ELU DE FLOTACION

Se ha determinado la altura del lastre de agua que permite que el cajón navegue en condiciones de seguridad. Se ha determinado el lastre para navegar tanto en mar abierto GM = 0,5 y en aguas abrigadas (GM = 0,3). Aunque se considera que el cajonero se encuentra en el puerto de Alicante. Se ha determinado también el lastre en caso de que el cajonero se transporte al puerto de Castellón.

- Tramo I

Altura Lastre (m)	Peso Lastre (kN)	Peso Hormigon (kN)	Peso Cajón (kN)	Calado (m)	Centro Carena (m)	CG Lastre (m)	CG Hormigon (m)	CG Total (m)	Inercia (m4)	Volumen desplz (m3)	Radio metacentro	GM (m)	GM Mínimo (m)
3,6	16634,88	50788,01	67422,89	11,84	5,92	2,50	6,70	5,66	1823,74	6695,04	0,27	0,53	0,5
3,4	15710,72	50788,01	66498,73	11,68	5,84	2,40	6,79	5,76	1887,76	6602,62	0,29	0,37	0,3

Tabla 37: Verificación del ELU de flotación en el tramo I

- Tramo II

Altura Lastre (m)	Peso Lastre (kN)	Peso Hormigon (kN)	Peso Cajón (kN)	Calado (m)	Centro Carena (m)	CG Lastre (m)	CG Hormigon (m)	CG Total (m)	Inercia (m4)	Volumen desplz (m3)	Radio metacentro	GM (m)	GM Mínimo (m)
5,2	4505,28	15541,13	20046,41	12,32	6,16	3,30	6,77	5,99	713,77	1986,86	0,36	0,53	0,5
4,8	4158,72	15541,13	19699,85	12,10	6,05	3,10	6,89	6,09	750,44	1952,20	0,38	0,35	0,3

Tabla 38: Verificación del ELU de flotación en el tramo II

5.1. VERIFICACION DEL ELU DE FONDEO

Se determina la altura de lastre que permite el fondeo del cajón en condiciones de seguridad. En este caso, se obtiene la altura de lastre cuando el calado del cajón equivale al calado de la dársena, en este caso 16m.

- Tramo I

Altura Lastre (m)	Peso Lastre (kN)	Peso Hormigon (kN)	Peso Cajón (kN)	Calado (m)	Calado dársena (m)	Centro Carena (m)	CG Lastre (m)	CG Hormigon (m)	CG Total (m)	Inercia (m4)	Volumen desplz. (m3)	Radio metacentro	GM (m)
8,7	40200,96	50788,01	90988,97	16,01	16,00	8,01	5,05	4,97	5,00	191,20	9051,65	0,02	3,02

Tabla 39: Verificación del ELU de fondeo en el tramo I

- Tramo II

Altura Lastre (m)	Peso Lastre (kN)	Peso Hormigon (kN)	Peso Cajón (kN)	Calado (m)	Calado dársena (m)	Centro Carena (m)	CG Lastre (m)	CG Hormigon (m)	CG Total (m)	Inercia (m4)	Volumen desplz. (m3)	Radio metacentro	GM (m)
12,1	10483,44	15541,13	26024,57	16,03	16,00	8,01	6,75	5,22	5,83	81,08	2584,68	0,03	2,21

Tabla 40: Verificación del ELU de fondeo en el tramo II



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

ANEJO Nº 4: ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

Presentado por

Marco Ramos, David

Curso: 2019/2020

Fecha: junio 2020

Tutor: Gómez Martín, María Esther



INDICE

1.	INTRODUCCION	3
2.	DESCRIPCION DE LAS POSIBLES SOLUCIONES.....	3
2.1.	MUELLE DE PILOTES	3
2.2.	MUELLES DE GRAVEDAD.....	3
2.2.1.	MUELLE DE BLOQUES	3
2.2.2.	MUELLE DE CAJONES	3
3.	EVALUACION DE LA SOLUCIÓN MAS ADECUADA	4
4.	CONCLUSION	4

INDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURA 1:	SECCIÓN TIPO DE UN MUELLE DE PILOTES	3
FIGURA 2:	SECCIÓN TIPO DE UN MUELLE DE BLOQUES.....	3
FIGURA 3:	SECCIÓN TIPO DE UN MUELLE DE CAJONES DE HORMIGON ARMADO	4



1. INTRODUCCION

En este anejo se llevará a cabo la elección del sistema estructural más adecuado para el nuevo muelle de graneles líquidos de la dársena sur del puerto de Castellón. Para ello se analizarán aspectos relacionados con la economía, viabilidad, medio ambiente, etc...

No se pretende que este anejo sea un estudio de alternativas completo, ya que no incluirá un análisis multicriterio de las posibles soluciones. Sino que solo se busca justificar el porqué de la solución adoptada.

Este análisis se lleva a cabo en bases a distintos criterios como la literatura existente, las diferentes publicaciones de la ROM y la experiencia del propio proyectista. Del mismo modo se atenderán las solicitudes y recomendaciones del promotor de la obra, la autoridad portuaria del Puerto de Castellón.

En los siguientes documentos de este proyecto básico, se profundizará en el diseño de la alternativa elegida.

2. DESCRIPCION DE LAS POSIBLES SOLUCIONES

Las soluciones que se muestran a continuación son de posible aplicación a ambos tramos de la obra. Ya que, debido a la naturaleza de la obra y las tipologías que se detallan, sería posible su adaptación a cada elemento del atraque.

A continuación se presentan tres posibles soluciones: Siendo dos de ellas fijas cerradas (Muelle de cajones y muelle de bloques) y una última de tipología abierta (Muelle de pilotes).

Se han elegido estas soluciones por ser las utilizadas en la obra marítima española. Y, además, por ser las tipologías que el alumno ha estudiado en mayor profundidad durante las asignaturas de obra marítima.

2.1. MUELLE DE PILOTES

La estructura resistente está formada por una plataforma sustentada en pilotes verticales y/o inclinados. Existen variaciones respecto a éste, si bien fuera un muelle tradicional adosado a la estructura del contradique existente, se optaría por incluido un relleno adosado, tal y como se ve en la figura 1. Este relleno se complementa con una estructura de contención de tierras y un elemento de unión con la plataforma del talud.

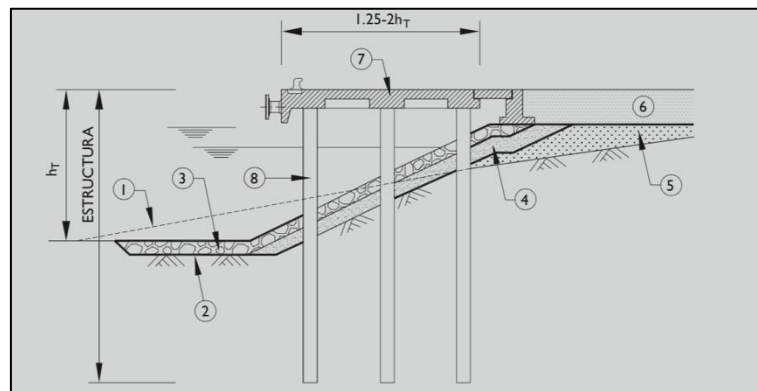


Figura 1: Sección tipo de un muelle de pilotes

Por otro lado, si el muelle se plantea como exento, es decir, el caso a estudio. Tan solo se realizará la plataforma sustentada por los pilotes.

En ambos casos, la estructura transmite al terreno de cimentaciones todas las acciones de uso y explotación actuantes sobre el tablero por medio de pilotes. Cuando todos son verticales, están solicitados por esfuerzos axiales, cortantes y de flexión. Los pilotes deben empotrarse en el terreno resistente la longitud necesaria para que la transmisión de cargas pilote – terreno se realice en las mejores condiciones.

Existen varios métodos para realizar los pilotes: Realizados *in situ* o prefabricados e hincados posteriormente en el terreno. Las dimensiones en planta, y por tanto la capacidad estructural de los pilotes debe estar en consonancia con la profundidad de empotramiento deseada y las características del terreno.

La malla de su disposición suele ser rectangular y la distancia entre pilotes depende de la magnitud de las cargas de uso y explotación. Sin embargo, no se suelen usar separaciones entre pilotes mayor de 8m entre ejes. Uno de los puntos clave de esta separación es la magnitud de esfuerzos horizontales a transmitir al terreno.

Este tipo de tipologías es muy usado cuando el terreno de la zona superficial no es competente y, por tanto, es necesario transferir las cargas a un estrato más profundo. Sin embargo, tal y como se ha comentado en los

anejos de geotécnica, existen limitaciones para este tipo de tipologías, especialmente en casos como éste. Donde es necesario perforar un material de relativa dureza para alcanzar la profundidad deseada para trabajar por fuste. Esta situación hace que sea muy complicada la hincada del pilote, ya que compromete su resistencia estructural por la dureza de los impactos. Y, por otro lado, realizar una excavación de tanta profundidad y tan pequeño diámetro no siempre es fácil.

En cuanto a la plataforma suele estar construida en hormigón armado, bien por partes prefabricadas o realizada directamente *in situ*.

2.2. MUELLES DE GRAVEDAD

Tanto el muelle de bloques como el de cajones, son estructuras que resisten por gravedad, es decir, resiste las acciones de uso y explotación gracias a su peso propio y las transmite al cimiento mediante una banqueta de cimentación de escollera. Debido al modo de su funcionamiento resistente, la concepción de este tipo de obras exige disponer tanto de pesos importantes como de superficie considerable en la cimentación. Ya que es de vital importancia la movilización de una mayor resistencia por rozamiento en el contacto estructura - cimiento para aumentar la resistencia al deslizamiento, reducir las presiones de contacto sobre el terreno para aumentar la resistencia al hundimiento y centrar el punto de aplicación de la resultante de las acciones para aumentar la resistencia al vuelco.

2.2.1. MUELLE DE BLOQUES

La estructura resistente está formada por bloques de hormigón (Macizos o huecos). Debido a los condicionantes impuestos por el proceso constructivo, los pesos de estos bloques suelen estar entre los 150 y 2000 kN.

La capacidad resistente radica en la movilización del rozamiento entre bloques, los cuales pueden o no estar solidarizados entre sí. En la siguiente figura se muestra una sección tipo de un muelle de bloques.

La geometría de la sección puede ser muy variada, pero en general se usan formas rectangulares con un base de entorno al 50% - 80% de la altura. Para bloques intermedios, la relación base / altura es del 50% por razones de estabilidad. La anchura de coronación depende de la altura de la superestructura y de los elementos auxiliares a disponer sobre ella.

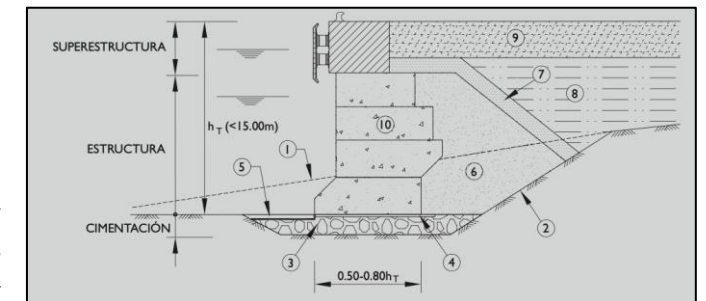


Figura 2: Sección tipo de un muelle de bloques

La presencia de la defensa permite avanzar la base del muro hasta un máximo de 1m, inclinando ligeramente el paramento o haciendo sobresalir el bloque inferior. Esta disposición mejora la resistencia al vuelco y al hundimiento, al centrar el punto de aplicación de la resultante sobre la base de la cimentación.

En el caso del proyecto, al tratarse de un muelle exento, se daría continuidad al relleno del trasdós hasta enlazarlo con la mota de conexión de material granular. Por otro lado, el resto de paramentos se realizarían con taludes de material granular suficientemente protegidas mediante escollera de la erosión.

Este tipo de tipología no se podría utilizar en los duques de alba al ser prácticamente imposible movilizar el rozamiento entre bloques necesarios en tan poco espacio.

2.2.2. MUELLE DE CAJONES

En este caso, la estructura está formada por cajones prefabricados de hormigón armado y aligerados por celdas. Este tipo de estructuras se construyen en seco o en diques flotantes y posteriormente remolcados, fondeados y rellenos con agua o material granular. Excepcionalmente con hormigón.

Los cajones pueden ser de diferentes formas y tamaños tanto en planta como en alzado, según condicionantes. Las plantas y alzados rectangulares son los más usuales. En general, están constituidos por la

solera, el fuste, con celdas normalmente rectangulares, cuadradas o circulares en toda su altura, y las zapatas o zonas voladas de la solera con respecto al fuste.

La anchura del fuste del cajón o manga viene fundamentalmente determinada por la capacidad resistente y la estabilidad necesaria de la obra de atraque, aunque también por la estabilidad naval del cajón o por condiciones operativas. Para muelles, por razones de estabilidad, son usuales valores entre el 60% y el 80% de la altura, y no mayores de 25 m, aunque hay cajoneros capaces de fabricar cajones de más de 32 m de manga. La altura del fuste para el calado de proyecto viene determinada por condiciones y posibilidades constructivas y de estabilidad naval, considerando una cota de coronación que permita condiciones de trabajo aceptables tanto en el relleno de sus celdas como en la construcción de la superestructura. En España se han alcanzado alturas de hasta 38 m. En cuanto a la longitud del cajón depende también principalmente de las condiciones y posibilidades constructivas disponibles. Las dimensiones más usuales oscilan entre 25 y 40 m. En España se han alcanzado esloras de hasta 66 m.

Esta tipología estructural tiene un amplio rango de aplicación, siendo particularmente indicada desde calados de 10 m a calados muy superiores a los 20 m.

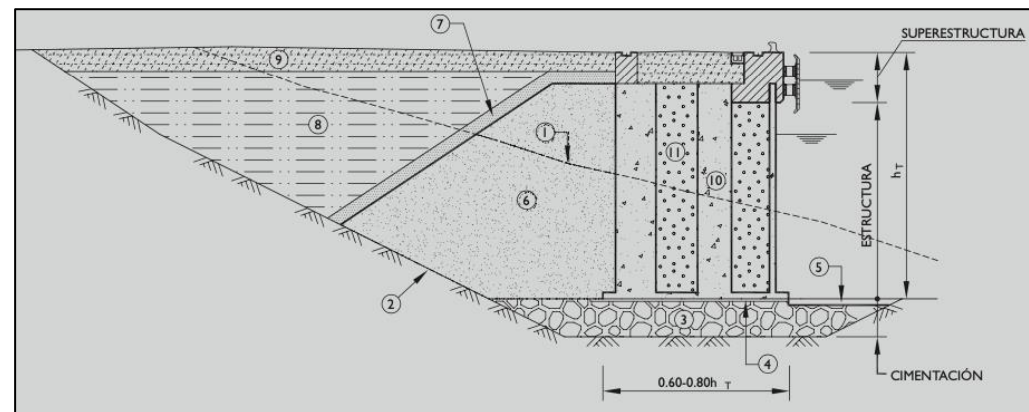


Figura 3: Sección tipo de un muelle de cajones de hormigón armado

Aplicando esta tipología al muelle exento de este estudio básico, se realizaría un muelle de cajones, pero se suprimiría el relleno del trasdós.

3. EVALUACION DE LA SOLUCIÓN MAS ADECUADA

En base a la experiencia ingenieril del alumno, las recomendaciones de la tutora y toda la información y normativas existente. Se ha decidido que la solución adoptada sea el muelle de cajones prefabricados de hormigón armado y aligerados con celdas rellenas de material granular.

A continuación se realizará una enumeración de todos los motivos que han llevado a tomar esta decisión.

- El muelle de bloques se ha descartado por el proceso constructivo que conllevaba. Ya que sería necesario usar otra tipología diferente para los duques alba. Esto significaba un aumento de costes, mayor complejidad técnica y una mayor duración de la obra. Aunque es necesario mencionar que a nivel técnico, para la plataforma era una de las soluciones más adecuadas
- El muelle de pilotes es válido para ambos tramos de la obra. De hecho, se ha utilizado en el muelle colindante con una planta muy similar. Sin embargo, la zona de la actuación tiene una geotécnica completamente diferente. Ya que, como se ha comentado en otros documentos, existen estratos de arena conchífera con un alto grado de cementación. Esta situación hace que la hincada de los pilotes sea una tarea poco efectiva y con un alto presupuesto. Como bien se detalla en la descripción geotécnica, el indicador SPT supera con creces el número máximo recomendado para la hincada de pilotes. Por otro lado, la excavación de la cavidad para una

posterior construcción *in situ* de los pilotes, no es económicamente viable. Ya que, las profundidades a alcanza dificultarían mucho la tarea.

Es por ello que se ha optado por la solución de cajones de hormigón. Además, era la solución recomendada por la autoridad portuaria ya que, las últimas obras de ampliación, se han realizado con esta tipología y con muy buenos resultados.

Por otro lado, a nivel logístico, existe un cajonero en el puerto de Alicante que podría fabricar los cajones, lo que acortaría el remolcado hasta el puerto de Castellón.

Como último apunte cabe remarcar la posibilidad de realizar la plataforma principal con un cajón antirreflejante que facilitaría las maniobras de atraque, dado el poco espacio para maniobras.

4. CONCLUSION

Con todo esto se da por justificada la solución adoptada. Por tanto, se realizará el nuevo muelle para graneles líquidos de la dársena sur mediante cajones de hormigón armado aligerados con celdas rellenas de material granular. Siendo estos cajones realizados en el cajonero fondeado en el puerto de Alicante.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

ANEJO Nº 5: DIMENSIONAMIENTO DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA - ESTABILIDAD

Presentado por

Marco Ramos, David

Curso: 2019/2020

Fecha: junio 2020

Tutor: Gómez Martín, María Esther





INDICE

1. INTRODUCCION3

2. METODOLOGIA DE CÁLCULO.....3

3. SECCIONES DE CÁLCULO3

4. PARAMETROS DEL MEDIO FISICO.....4

5. MATERIALES DE DISEÑO4

6. CRITERIOS DE VERIFICACION5

6.1. MODOS DE FALLO ADSCRITOS A ESTADOS LIMITE ULTIMO (ELU)5

6.1.1. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE HUNDIMIENTO (GEO)5

6.1.2. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO (EQU)6

6.1.3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO RIGIDO (EQU).....6

6.1.4. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO PLASTICO (GEO).....6

6.1.5. VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD EN FLOTACION (EQU)6

6.1.6. OTRAS VERIFICACIONES7

6.2. MODOS DE FALLO ADSCRITOS A ESTADOS LIMITE DE SERVICIO (ELS).....7

7. DETERMINACIÓN DE LAS COMBINACIONES DE ACCIONES.....7

7.1. CRITERIOS DE COMBINACION.....7

7.2. HIPOTESIS CONSIDERADAS8

8. PROCESO DE VERIFICACION.....9

8.1. COEFICIENTES DE SEGURIDAD GLOBALES9

8.2. RESULTADOS OBTENIDOS9

9. CONCLUSION9

ANEJO I: DETERMINACIÓN DE LOS AGENTES DEL TERRENO11

1.1. DETERMINACIÓN DEL EMPUJE DEL AGUA.....11

1.2. DETERMINACIÓN DEL EMPUJE ACTIVO11

ANEJO II: ACCIONES CONSIDERADAS13

ANEJO III: OBTENCION DE LAS COMBINACIONES DE ACCIONES15

3.1. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE HUNDIMIENTO (GEO).....15

3.2. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO (EQU).....16

3.2.1. DESLIZAMIENTO EN EL CONTACTO HORMIGON – BANQUETA DE APOYO16

3.2.2. DESLIZAMIENTO EN EL CONTACTO BANQUETA DE APOYO – TERRENO NATURAL16

3.3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO RIGIDO (EQU)17

3.4. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO PLASTICO (GEO)17

ANEJO IV: CALCULOS PARA LA VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD..... 19

4.1. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE HUNDIMIENTO (GEO) 19

4.2. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO (EQU) 21

4.2.1. DESLIZAMIENTO EN EL CONTACTO HORMIGON – BANQUETA DE APOYO 21

4.2.2. DESLIZAMIENTO EN EL CONTACTO BANQUETA DE APOYO – TERRENO NATURAL 22

4.3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO RIGIDO (EQU)..... 23

4.4. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO PLASTICO (GEO) 24

ANEJO V: VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD NAVAL DE LAS ESTRUCTURAS 25

5.1. VERIFICACION DEL ELU DE FLOTACION 25

5.1. VERIFICACION DEL ELU DE FONDEO 25

INDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURA 1: SECCIÓN DE CALCULO DEL TRAMO I..... 3

FIGURA 2: SECCIÓN DE CALCULO DEL TRAMO II..... 4

FIGURA 3: POSIBLES MODOS DE FALLO EN ELU 5

FIGURA 4: PROCEDIMIENTO PARA EL CALCULO DE LA ESTABILIDAD A DESLIZAMIENTO ENTRE LA BANQUETA DE APOYO Y EL TERRENO NATURAL..... 6

FIGURA 5: ESQUEMA DE LA ESTABILIDAD NAVAL 6

FIGURA 6: COEFICIENTES DE SIMULTANEIDAD EN ELU 7

FIGURA 7: COEFICIENTES DE PONDERACIÓN PARCIAL PARA ELU 7

FIGURA 10: ESQUEMA DE LAS ACCIONES DEL TERRENO. SITUACIÓN 1 11

FIGURA 10: ESQUEMA DE LAS ACCIONES DEL TERRENO. SITUACIÓN 2 11

FIGURA 10: ESQUEMA DE LAS ACCIONES DEL TERRENO. SITUACIÓN 3 11

INDICE DE TABLAS

TABLA 2: PARÁMETROS DEL MEDIO FÍSICO	4
TABLA 1: CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES DE DISEÑO	4
TABLA 3: RESUMEN DE LAS ACCIONES CARACTERIZADAS PARA CADA MODO DE FALLO	8
TABLA 4: COEFICIENTES DE SEGURIDAD GLOBALES	9
TABLA 5: RESUMEN DE LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD GLOBALES OBTENIDOS PARA EL TRAMO I	9
TABLA 6: RESUMEN DE LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD GLOBALES OBTENIDOS PARA EL TRAMO II	9
TABLA 7: VALORES DEL FENÓMENO DE LA SUBPRESIÓN EN BASE A LA CONDICIÓN DE TRABAJO	11
TABLA 8: EMPUJE ACTIVO SOBRE LA PLATAFORMA PRINCIPAL PARA LA SITUACIÓN 1 DE EMPUJE. LAS CONDICIONES DE TRABAJO QUE NO TIENEN VALOR A LA ALTURA DEL NF ES PORQUE SE CONSIDERA QUE TODO EL MATERIAL YA SE ENCUENTRA POR DEBAJO DEL NF DEBIDO A LA CARRERA DE MAREA.	12
TABLA 9: EMPUJE ACTIVO SOBRE LA PLATAFORMA PRINCIPAL PARA LA SITUACIÓN 2 DE EMPUJE.....	12
TABLA 10: EMPUJE ACTIVO SOBRE LA PLATAFORMA PRINCIPAL PARA LA SITUACIÓN 3 DE EMPUJE	12
TABLA 11: ACCIONES DE CALCULO PARA EL TRAMO I	13
TABLA 12: ACCIONES DE CALCULO PARA EL TRAMO II	13
TABLA 13: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU HUNDIMIENTO EN EL TRAMO I	15
TABLA 14: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU HUNDIMIENTO EN EL TRAMO II	15
TABLA 15: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU DESLIZAMIENTO EN EL TRAMO I	16
TABLA 16: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU DESLIZAMIENTO EN EL TRAMO II	16
TABLA 17: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU DESLIZAMIENTO EN EL TRAMO I	16
TABLA 18: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU DESLIZAMIENTO EN EL TRAMO II	16
TABLA 19: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU DE VUELCO RÍGIDO EN EL TRAMO I	17
TABLA 20: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU DE VUELCO RÍGIDO EN EL TRAMO II	17
TABLA 21: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU DE VUELCO PLÁSTICO EN EL TRAMO I.....	17
TABLA 22: COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA ELU DE VUELCO PLÁSTICO EN EL TRAMO II	17
TABLA 23: DETERMINACIÓN DEL ANCHO DE CIMENTACIÓN EQUIVALENTE PARA EL TRAMO I	19
TABLA 24: CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DE ELU DE HUNDIMIENTO MEDIANTE LA FORMULACIÓN DE BRINCH - HANSEN PARA EL TRAMO I.....	19
TABLA 25: DETERMINACIÓN DEL ANCHO DE CIMENTACIÓN EQUIVALENTE PARA EL TRAMO II	20
TABLA 26: CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD DE ELU DE HUNDIMIENTO MEDIANTE LA FORMULACIÓN DE BRINCH - HANSEN PARA EL TRAMO II.....	20
TABLA 27: OBTENCIÓN DE LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO PARA EL TRAMO I	21
TABLA 28: OBTENCIÓN DE LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO PARA EL TRAMO II	21
TABLA 29: OBTENCIÓN DE LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO PARA EL TRAMO I	22
TABLA 30: OBTENCIÓN DE LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO PARA EL TRAMO II	22
TABLA 31: ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA EL ELU DE VUELCO RÍGIDO EN EL TRAMO I..	23
TABLA 32: ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA EL ELU DE VUELCO RÍGIDO EN EL TRAMO II.	23
TABLA 33: DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA EL ELU DE VUELCO PLÁSTICO EN EL TRAMO I.....	24
TABLA 34: OBTENCIÓN DE LA PRESIÓN ADMISIBLE PARA EL ELU DE VUELCO PLÁSTICO EN EL TRAMO I	24
TABLA 35: DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA EL ELU DE VUELCO PLÁSTICO EN EL TRAMO II.....	24
TABLA 36: OBTENCIÓN DE LA PRESIÓN ADMISIBLE PARA EL ELU DE VUELCO PLÁSTICO EN EL TRAMO II	24
TABLA 37: VERIFICACIÓN DEL ELU DE FLOTACIÓN EN EL TRAMO I.....	25
TABLA 38: VERIFICACIÓN DEL ELU DE FLOTACIÓN EN EL TRAMO II.....	25
TABLA 39: VERIFICACIÓN DEL ELU DE FONDEO EN EL TRAMO I.....	25
TABLA 40: VERIFICACIÓN DEL ELU DE FONDEO EN EL TRAMO II.....	25

1. INTRODUCCION

El presente anejo comprende todas las tareas necesarias para la correcta verificación de la estabilidad de los cajones, tanto de la plataforma principal de atraque como de los duques de alba de amarre. Para ello se realizarán todos los cálculos y comprobaciones pertinentes que indica la ROM 0.5 – 05.

Una vez verificada la estabilidad global, se realizarán las verificaciones pertinentes para la verificación de la estabilidad naval de los cajones en la fase de transporte. En base a los criterios del *Manual Para El Diseño Y Ejecución De Cajones Flotantes De Hormigón Armado Para Obras Portuarias*.

Al tratarse de una obra que consta de dos tramos, cada apartado tendrá en cuenta las características especiales de cada tipología a dimensionar.

2. METODOLOGIA DE CÁLCULO

Al tratarse de un sistema estructural prefabricado, el diseño de los cajones viene impuesto por las empresas constructoras. Dichas empresas poseen cajoneros que son capaces de construir cajones con unas determinadas características y dimensiones.

En consecuencia, no es posible realizar el dimensionamiento como un proceso iterativo donde se prueban sucesivas opciones hasta dar con la solución mas económica y eficiente. Sino que se debe tratar la sección propuesta por las empresas constructoras.

Tal y como se verá en el siguiente apartado, se propone una sección tipo muy común en entre las obras de cajones realizadas en la geografía española y que gran cantidad de cajoneros son capaces de realizar. En base a las características de esta sección se realizarán todos los cálculos y verificaciones de los modos de fallos para determinar que el cajón cumple con todos los criterios para asegurar la estabilidad del mismo.

Este proceso de verificación consta de 3 etapas:

- Determinación de los acciones y agentes que actúan sobre el cajón
- Cálculo de las combinaciones de acciones mas desfavorables para cada modo de fallo
- Verificación de la estabilidad del cajón para cada modo de fallo. Se obtiene un coeficiente de seguridad como el cociente entre la acción actuante y la acción resistente.

Para facilitar el proceso el dimensionamiento se realizará por metro lineal de cajón y procederá con cálculos independientes para cada tramo de obra

3. SECCIONES DE CÁLCULO

Se considera una sección de cálculo para cada tramo de la obra, cada una con sus particularidades y características.

Como se ha argumentado en otros documentos, ambos tramos se realizarán mediante cajones de hormigón armado. Para el cálculo de estos, se tomarán los supuestos más desfavorables, válidos y dentro de la seguridad.

A continuación se detallan las secciones de cálculo y las suposiciones y consideraciones tomadas.

- Tramo I: Plataforma de atraque

La plataforma de atraque estará realizada con dos cajones de hormigón armado aligerado mediante celdas rellenas de material granular. A continuación se muestra la sección transversal de cálculo.

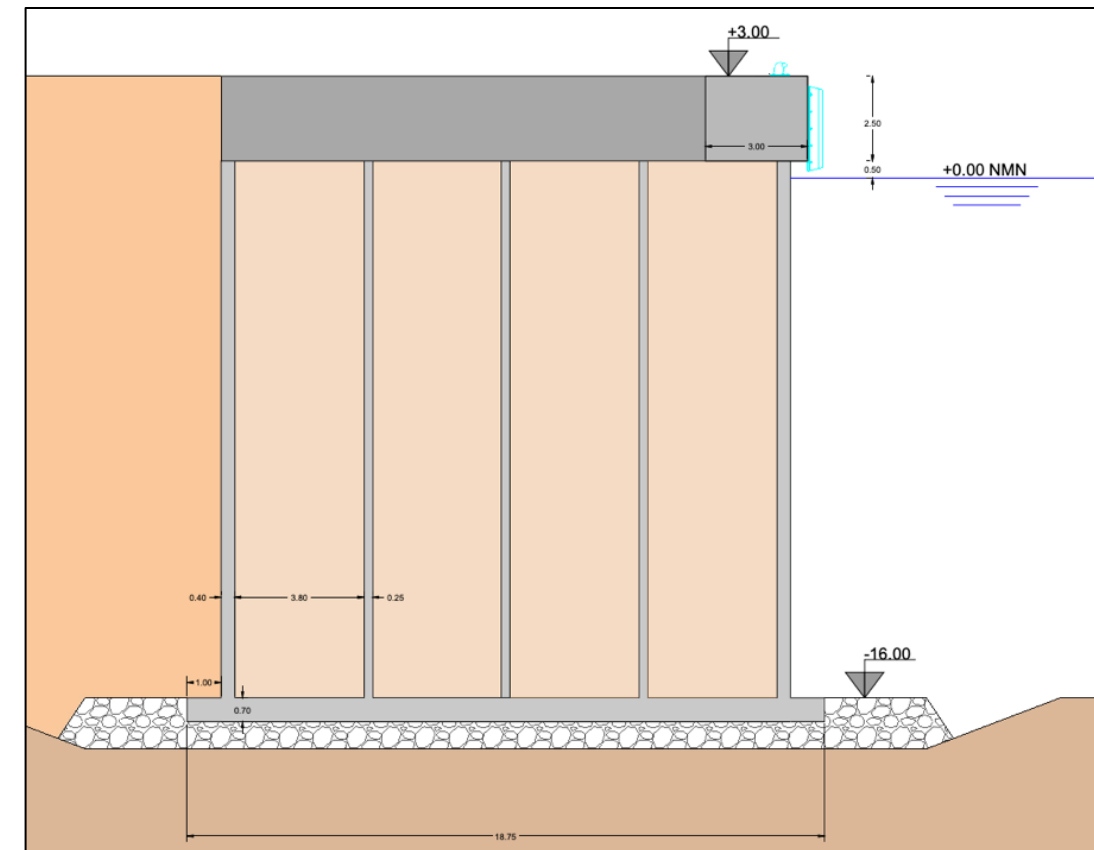


Figura 1: Sección de cálculo del tramo I

Se considera el empuje activo del terreno del trasdós. Debido al alcance de este proyecto se tomará esta mota de conexión de material granular, sin tener en cuenta posibles capas de filtro o protección exterior. Sin embargo, se tendrá en cuenta una sobrecarga sobre la mota para cubrir todas estas peculiaridades y las posibles cargas.

En cuanto a las celdas de aligeramiento, se considera rellenar de material granular y peso específico sumergido o seco, según sea más desfavorable para el modo de fallo. Aunque el fondeo se realice con agua, se ha decidido no tomar esta situación de proyecto. Ya que, al contrario que en un dique de cajones, un muelle de estas características no sufrirá acciones durante el tiempo que solo tenga agua en sus aligeramientos. Además, al tratarse de muy pocos cajones, el tiempo que transcurrirá será muy reducido.

Se amplía la extensión de la banqueta para evitar erosiones por las acciones de las hélices de los barcos. Sin embargo, al existir tanto resguardo entre quilla y fondo, el riesgo es mínimo. En los cálculos no se tiene en cuenta la grava de enrase.

Respecto a la superestructura, se contemplan las acciones detalladas en los anejos pertinentes, además de la carga muerta generada por el pavimento, siendo para el dimensionamiento una carga única con peso específico conservador.¹

¹ El firme definitivo a colocar se determina en los apartados finales de este proyecto

- Tramo II: Duques de alba de amarre

Al tratarse de elementos de poca sección, suelen ser estructuras con gran tendencia al vuelco. Ya que deben resistir los esfuerzos horizontales solo con su reducido peso. A continuación se muestra la sección transversal de cálculo.

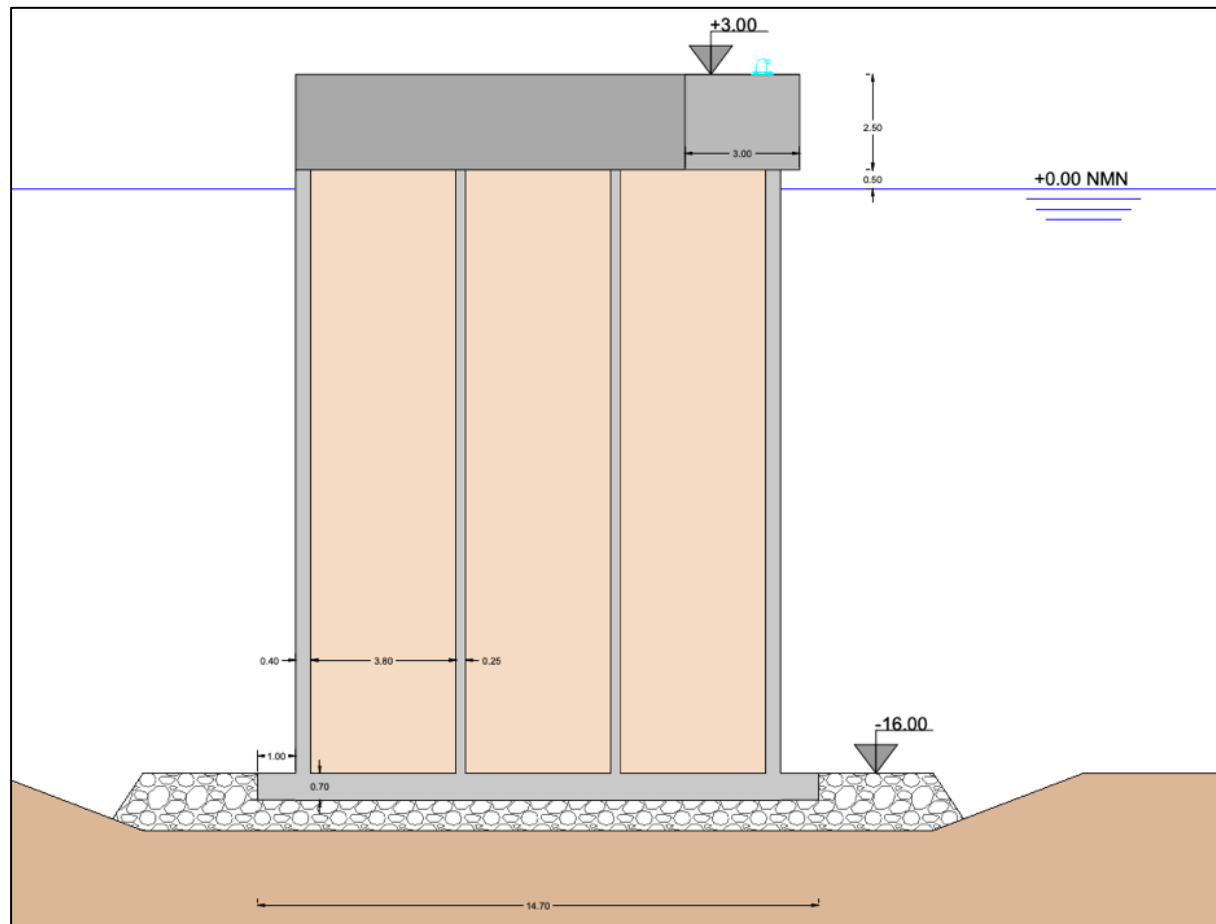


Figura 2: Sección de cálculo del tramo II

Como acción horizontal solo se considera el tiro de bolardo, ya que se trata de un elemento de amarre. Además, solo se tiene en cuenta en condiciones de operación.

4. PARAMETROS DEL MEDIO FISICO

Las propiedades del aire y del agua se han considerado según los criterios de la ROM (2.0 – 11):

ELEMENTO	VALOR
Densidad del aire (ρ_a)	10,1 kN/m ³
Viscosidad cinemática del agua (ν)	1,1·10 ⁻⁶ m ² /s
Densidad del agua (ρ_w)	1,23 kg/m ³

Tabla 1: Parámetros del medio físico

5. MATERIALES DE DISEÑO

A continuación se resumen las características de los materiales y terrenos que intervienen en las obras objeto de este proyecto.

ELEMENTO	CARACTERISTICA	VALOR
Hormigon Estructural	Hormigon armado HA -35. Densidad(γ_s)	24 kN/m ³
	Hormigon en masa HM – 35. Densidad (γ_s)	23 kN/m ³
Escollera para banqueta	Densidad seca (γ_d)	18 kN/m ³
	Densidad sumergida (γ_{sum})	11 kN/m ³
	Coef. Rozamiento Banqueta – Hormigon (μ)	0,625
	Angulo de rozamiento (ϕ)	40°
Terreno del trasdós (Mota de conexión) ²	Densidad seca (γ_d)	17 kN/m ³
	Densidad saturada (γ_{sat})	21 kN/m ³
	Densidad sumergida (γ_{sum})	11 kN/m ³
Relleno de celdas	Angulo de rozamiento (ϕ)	30°
	Densidad seca (γ_d)	18 kN/m ³
	Densidad saturada (γ_{sat})	21 kN/m ³
	Densidad sumergida (γ_{sum})	11 kN/m ³
	Angulo de rozamiento (ϕ)	30°
Predimensionamiento pavimento y explanada ³	Cohesión (c)	0 kPa
	Densidad seca (γ_d)	23,5 kN/m ³
Terreno de cimentación (Nivel 1)	Véase anejo geotécnico y consideraciones tomadas en este documento	

Tabla 2: Características de los materiales de diseño

² Se adoptan parámetros de un terreno granular para relleno general tipo.

³ Este valor se toma para el predimensionamiento de la estructura. En apartados posteriores se realizará el diseño del firme en función de los parámetros de la ROM. Se considera un espesor de esta capa de 2.5m

6. CRITERIOS DE VERIFICACION

Para determinar la estabilidad de los cajones prefabricados de hormigón se verificarán los modos de fallos indicados en la ROM 0.5 – 05. Cabe destacar que se aplicarán todos estos modos a ambos tramos, si bien existirán algunos modos más determinantes que otros para cada tramo.

6.1. MODOS DE FALLO ADSCRITOS A ESTADOS LIMITE ULTIMO (ELU)

Los criterios asociados al ELU son aquellos estados que producen la ruina por rotura o colapso estructura de la obra. Para el caso de esta actuación se consideran los siguientes modos.

En la siguiente imagen se pueden ver todos los modos que se deben considerar

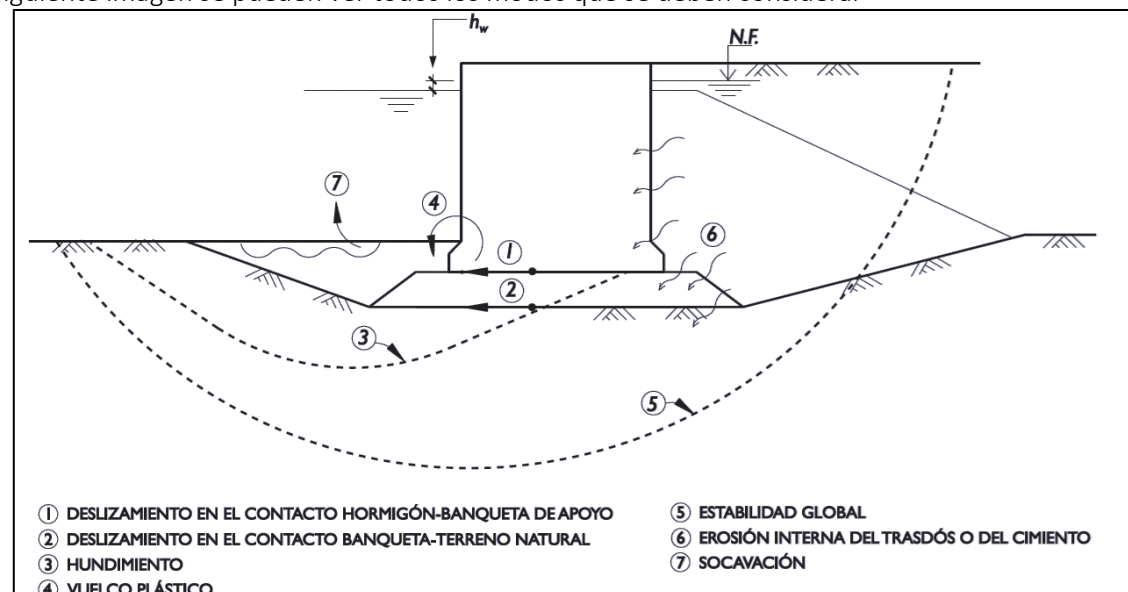


Figura 3: Posibles modos de fallo en ELU

6.1.1. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE HUNDIMIENTO (GEO)

El hundimiento es uno de los modos de fallos principales y siempre debe de considerarse. Existen gran cantidad de formulación y métodos tanto en la ROM como en otras normativas de ámbito geotécnico.

En este caso, según indica la ROM y el anejo geotécnico de este documento, se utilizará el método de Brinch Hansen.

Este método es posiblemente el mas frecuente para suelos granulares como este y relacionan una gran cantidad de parámetros para obtener un resultado de gran fiabilidad. Como indica el anejo geotécnico la cimentación se realizará sobre el suelo granular (Nivel 1).

$$p_{vh} = q \cdot N_q \cdot f_q + c \cdot N_c \cdot f_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot f_\gamma$$

Siendo:

- q = Sobrecarga debida al peso de las tierras a la profundidad de la cimentación
- c = Cohesión
- γ = peso específico del suelo
- N_q, N_c, N_γ = Coeficientes de capacidad de carga
- f_q, f_c, f_γ = Factores de corrección

Al tratarse de una cimentación realizada mediante banqueta de escollera, el cálculo de hundimiento se realizará con las indicaciones del apartado 3.5.4.8. de la ROM 0.5 – 05. Donde se representa el terreno natural y la banqueta como un terreno homogéneo equivalente, usando con las características como la media ponderada de ambos.

Tal y como se puede observar en la fórmula, ésta tiene en cuenta la cohesión del terreno. Como bien se ha comentado en otros documentos de este proyecto, el grado de incertidumbre en el valor de la cohesión para el nivel 1 del terreno es muy alto. Es por ello que ,para conseguir un valor de este modo de fallo lo mas veraz a la realidad es seguir el siguiente procedimiento.⁴

- Determinaciones de la presión de hundimiento máximo teniendo en cuenta la cohesión máxima y mínima dada por el anejo geotécnico, es decir, $c = 0$ kPa y $c = 8$ kPa
- Determinación de la presión de hundimiento mediante la formulación en base a los ensayos SPT. Se usarán los métodos propuesto en la ROM 0.5 – 05 y en la GCOC (Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras)
- En base a los resultados obtenidos en las tres formulaciones propuestas se decidirá el valor a emplear para la verificación del modo de fallo.

Las formulaciones para determinar la carga de hundimiento en base al ensayo SPT se detallan a continuación. Ambas normativas proponen formulas basadas en la primera correlación realizada por Meyerhof⁵ (1956)

- ROM 0.5 – 05 (Artículo 3.5.4.3.)

$$p_{v adm} = 4N \left(1 + \frac{D}{3B^*} \right) \left(1 + \frac{0,3m}{B^*} \right)^2 \text{ kPa}$$

Donde:

- o D = Profundidad de cimentación definida
- o B^* = Ancho equivalente de la cimentación
- o N = Numero de golpes en el ensayo SPT correspondiente a una eficacia de hincas del orden del 60%

- GCOC (Artículo 4.5.2.)

$$p_{v adm} = 4\bar{N}_{60} \cdot f_B \cdot f_D \cdot f_L \cdot f_i \cdot f_w \text{ (kPa)}$$

Siendo:

- o N_{60} = Numero de golpes en el ensayo SPT correspondiente a una eficacia de hincas del orden del 60%
- o f_B = Factor de correlación adimensional que tiene en cuenta el ancho de la cimentación
- o f_D = Factor de correlación adimensional que tiene en cuenta la profundidad de la cimentación
- o f_L = Factor de correlación adimensional que tiene en cuenta la forma de la cimentación
- o f_i, f_w = Factores adimensionales que tienen en cuenta el efecto del agua bajo la cimentación

⁴ Este procedimiento se encuentra detallado en los anejos de cálculo pertinentes

⁵ Véase: MEYERHOF, G. G. (1956): «Penetración Tests and Bering Capacity of Cohesionless Soils», Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proc. Paper 86, vol. 82, pp. 1-19, SM1, ASCE.

6.1.2. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO (EQU)

Tal y como indica la ROM en su artículo 3.5.5.3. este fallo no suele ser limitante en cajones prefabricados de hormigon normalizados. Sin embargo, el cajón que se diseñara para los duques de alba será de dimensiones considerablemente menores a las típicas de estos cajones. Es por ello que este modo de fallo se convertirá en determinante para la estabilidad. Al resistir solo por peso propio, el tiro de bolardo puede comprometer la estabilidad del duque de alba.

Para poder realizar un dimensionamiento correcto de ambos tramos, se tomarán dos suposiciones de fallo por deslizamiento:

- Deslizamiento en el contacto hormigon – banqueta de apoyo
- Deslizamiento en el contacto banqueta de apoyo – terreno natural

A continuación se muestra la formulación recomendada por la ROM 0.5 – 05:

$$H_{(rotura)} = V \operatorname{tg} \phi_c + a \cdot S + (E_p - E_a) + R_c$$

Esta fórmula relaciona parámetros como la carga vertical del muelle, el ángulo de rozamiento del terreno, la superficie de apoyo, empujes y un coeficiente que modeliza la adherencia entre los dos materiales a analizar. El deslizamiento entre banqueta de apoyo y terreno natural se realizará en base a las indicaciones del apartado 4.2.3.2. de la ROM. En este se indica el procedimiento de cálculo del deslizamiento para este caso determinado, para ello añade la resistencia pasiva en la banqueta.

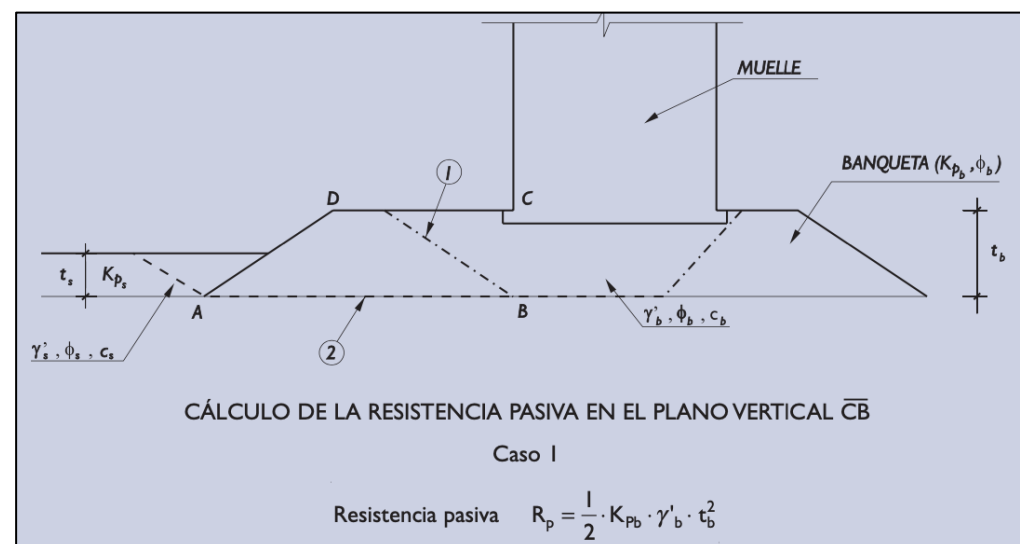


Figura 4: Procedimiento para el cálculo de la estabilidad a deslizamiento entre la banqueta de apoyo y el terreno natural

6.1.3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO RIGIDO (EQU)

El vuelco suele ser el factor más limitante a la hora del diseño, ya que tiene el muelle debe aguantar por gravedad los momentos generados por los esfuerzos horizontales y además no existen prácticamente esfuerzos verticales excéntricos que generen momentos estabilizadores.

El vuelco rígido consiste en cuantificar los momentos de vuelco y los momentos estabilizadores respecto un punto de vuelco. En este caso será la arista inferior izquierda del bloque visto en planta. Para ello se considera que tanto el terreno como la estructura son infinitamente resistentes.

6.1.4. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO PLASTICO (GEO)

Este fallo se basa en las ecuaciones de hundimiento, pero solo se tiene en cuenta la rotura del suelo por aumento de cargas horizontales. Como consecuencia, la acción que provocaría el vuelco es mas inclinada y mas excéntrica.

Este tipo de rotura viene asociado a que la resultante se aproxime al borde del área de apoyo. Se puede producir una concentración de tensiones que provoque la rotura local por plastificación. El vuelco recibe su nombre en base a esta plastificación local.

Las ecuaciones que marcan esta verificación son:

$$F = \frac{H_{rot}}{H} = \frac{\operatorname{tg} \delta_{rot}}{\operatorname{tg} \delta} = \operatorname{tg} \delta_{rot} \cdot \frac{V}{H} = \frac{M_{res}}{M_{vol}}$$

Donde:

- Hrot = Fuerza horizontal de rotura
- H = Componente horizontal de las acciones
- V = Componente vertical de las acciones
- δ_{rot} = Inclinación de la resultante que provoca el fallo
- δ = Inclinación de la resultante de acciones
- Mres = Máximo momento resistente
- Mvol = Momento volcador existente

6.1.5. VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD EN FLOTACION (EQU)

Cuando el cajón se transporta, la disposición del lastre (Agua) deberá ser tal que el cajón flote sin escoras, es decir, se debe asegurar la estabilidad naval. Esta condición viene dada por:

$$\rho + \gamma_c - \gamma_G = GM \geq 0$$

Siendo:

- ρ = Radio metacéntrico
- γ_G = Distancia al centro de gravedad del cajón a su base
- γ_C = Distancia del centro de carena (Centro de gravedad del liquido desplazado) del cajón a su base
- GM = Diferencia entra la posición del centro de gravedad y el metacentro. En este caso se adopta el valor de 50cm al considerarse que el cajón se moverá por mar abierto.
- Cc = Posición del centro de carena

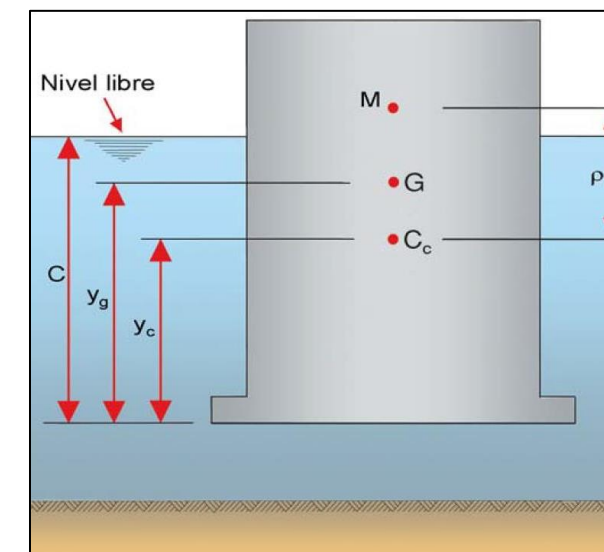


Figura 5: Esquema de la estabilidad naval

Durante el proceso de transporte se coloca una losa de hormigón armado de 50cm de espesor en la parte superior. De este modo no existirá riesgo de entrada de agua en las celdas, lo que podría hundir el cajón por exceso de lastre.

Además del cálculo de la altura de lastre necesaria para el transporte, también se determina la altura de agua necesaria para poder fondear los cajones una vez estén colocados en su posición final.

6.1.6. OTRAS VERIFICACIONES

Existen otras verificaciones que la ROM indica que son recomendables para asegurar la estabilidad de la estructura. Sin embargo, por los motivos que se detallan a continuación no han sido aplicados.

- Estabilidad Global: No se considera puesto que es un proceso de cálculo extremadamente complejo y son necesarios cálculos de los que no se disponen. Por último, el alcance de este TFM no considera unas comprobaciones de tanta magnitud.
- Erosión interna del trasdós o del cimientó: No se considera puesto que la rotura es altamente improbable debido al gran resguardo entre buque y el fondo de la dársena. Aunque cabe destacar que se tomarán medidas preventivas en el diseño final del muelle.
- Socavación: El fenómeno de socavación del pie delantero es una de las principales causas de deterioro a largo plazo. Debido a la gran complejidad del cálculo, tan solo se recomienda el uso de medidas preventivas, tales como: capas de escollera en toda la zona de erosión, instalación de bermas de pie, control de dragados, entre otros.

6.2. MODOS DE FALLO ADSCRITOS A ESTADOS LIMITE DE SERVICIO (ELS)

Los estados adscritos al estado limite de servicio son aquellos que producen la pérdida de la funcionalidad de la obra. Se suele asociar a fallos estéticos, ambientales, legales o incluso a fallos estructurales.

Se ha decidido que no se van a estudiar los modos de fallo asociados a este estado límite último. Ya que, al tratarse de suelos granulares no ofrecerán asientos diferentes de gran magnitud. Además, tampoco se estima que pueda haber alteraciones geométricas significativas ni defectos estéticos que puedan condicionar la operativa del muelle.

7. DETERMINACIÓN DE LAS COMBINACIONES DE ACCIONES

7.1. CRITERIOS DE COMBINACION

Las combinaciones de acciones a considerar para estados límites últimos (ELU) se recogen en el apartado 3.3.5.4. de la ROM 0.5 – 05, y son los siguientes:

- Para las condiciones CT1 y CT2 se empleará las condiciones fundamental o característica

$$\gamma_g \cdot G + \gamma_{q,1} \cdot Q_1 + \sum \psi_{0,i} \cdot \gamma_{q,i} \cdot Q_i$$

- Para condiciones CT3 se utilizará la combinación accidental

$$G + A + \psi_1 \cdot Q_1 + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_i$$

Mediante la tabla 5.5. de la ROM 0.0 se establecen los coeficientes de simultaneidad a aplicar en las combinaciones de acciones.

Origen	fundamental		frecuente		cuasipermanente
	ψ_p^0	ψ^0	ψ_p^1	ψ^2	ψ^2
Gravitatorio	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Medio físico	1.0	0.7	0.3	0.2-0.0	0.2-0.0*
Terreno	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Uso y Explotación del Material	1.0	0.7	0.6	0.5-0.0	0.5-0.0*
Construcción	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Figura 6: Coeficientes de simultaneidad en ELU

A continuación se muestran los coeficientes de ponderación parcial en base a la tabla 3.3.2. de la ROM 0.5 – 05. Tal y como se puede observar existen varios coeficientes en función de la categoría del modo de fallo:

Acción	Símbolo	Tipo de modo de fallo				
		EQU	STR	GEO	UPL	HYD
Permanente						
Desfavorable	γ_g	1,10	1,35	1,00	1,00	1,35
Favorable		0,90	1,00	1,00	0,90	0,90
Variable						
Desfavorable	γ_q	1,50	1,50	1,30	1,50	1,50
Favorable		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Figura 7: Coeficientes de ponderación parcial para ELU

7.2. HIPOTESIS CONSIDERADAS

Debido a la complejidad y magnitud de los cálculos por la existencia de varias condiciones de trabajo, se ha decidido detallarlo todo al final de este anejo. A continuación solo se muestra una pequeña aclaración de las acciones tomadas para cada modo de fallo.

MODO DE FALLO (ELU)	AGENTE O ACCION							
	Pesos propios	Cargas sobre zapatas	Sobrecarga de operación (SC1)	Carga de equipos de operación (CM1)	Tiro de bolardo	Defensas del muelle	Empuje activo en el trasdós	Subpresión
TRAMO I: Plataforma de atraque								
Hundimiento	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, banqueta de escollera, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado (Wc1 y Wc2)	Minorada según condición de trabajo	Solo componente vertical	Solo componente vertical y en condiciones CT1	x	x	En base al calado
Deslizamiento Hormigon - Banqueta	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado	x	Componente vertical y horizontal	Ambos componentes. Solo en condiciones CT1	x	En base al nivel freático y las mareas. Varias suposiciones en función de altura de relleno	En base al calado
Deslizamiento Banqueta – Terreno	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, banqueta de escollera, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon Otros: Empuje pasivo del terreno natural sobre la banqueta de escollera	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado (Wc1 y Wc2)	x	Componente vertical y horizontal	Ambos componentes. Solo en condiciones CT1	x	En base al nivel freático y las mareas. Varias suposiciones en función de altura de relleno	En base al calado
Vuelco Rígido	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado (Wc1 y Wc2)	x	Componente vertical, horizontal y momento flector	Ambos componentes. Solo en condiciones CT1	x	En base al nivel freático y las mareas. Varias suposiciones en función de altura de relleno	En base al calado
Vuelco Plástico	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, banqueta de escollera, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado (Wc1 y Wc2)	Minorada según condición de trabajo	Componente vertical y horizontal	Ambos componentes. Solo en condiciones CT1	Solo en condiciones CT1	En base al nivel freático y las mareas. Varias suposiciones en función de altura de relleno	En base al calado
Estabilidad Naval	Solo se tiene en cuenta el peso del cajón de hormigon. Se va variando la altura de lastre de las celdas hasta conseguir la verificación del modo de fallo. El lastre se realice con agua. Además se añade una losa de hormigon armado de 50cm de canto en la parte superior para evitar el hundimiento del cajón. Este modo de fallo se realiza con el cajón completo en vez de por unidad lineal.							
TRAMO II: Duques de alba de amarre								
Hundimiento	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, banqueta de escollera, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado (Wc1 y Wc2)	x	x	Solo componente vertical y en condiciones CT1	x	x	En base al calado
Deslizamiento Hormigon - Banqueta	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado (Wc1 y Wc2)	x	x	Ambos componentes. Solo en condiciones CT1	x	x	En base al calado
Deslizamiento Banqueta – Terreno	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, banqueta de escollera, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon Otros: Empuje pasivo del terreno natural sobre la banqueta de escollera	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado (Wc1 y Wc2)	x	x	Ambos componentes. Solo en condiciones CT1	x	x	En base al calado
Vuelco Rígido	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado (Wc1 y Wc2)	x	x	Ambos componentes. Solo en condiciones CT1	x	x	En base al calado
Vuelco Plástico	Estructura de hormigon, relleno de las celdas con material granular, banqueta de escollera, superestructura (Firme y pavimento) y viga cantil de hormigon	Peso propio del agua sobre el vuelo de la losa. En base al calado (Wc1 y Wc2)	x	x	Ambos componentes. Solo en condiciones CT1	x	x	En base al calado
Estabilidad Naval	Solo se tiene en cuenta el peso del cajón de hormigon. Se va variando la altura de lastre de las celdas hasta conseguir la verificación del modo de fallo. El lastre se realice con agua. Además se añade una losa de hormigon armado de 50cm de canto en la parte superior para evitar el hundimiento del cajón. Este modo de fallo se realiza con el cajón completo en vez de por unidad lineal.							

Tabla 3: Resumen de las acciones caracterizadas para cada modo de fallo

8. PROCESO DE VERIFICACION

8.1. COEFICIENTES DE SEGURIDAD GLOBALES

Para verificar la estabilidad del diseño del muelle, los coeficientes de seguridad de todos modos de fallo y sus condiciones de trabajo deben de ser superiores a los estipulados en la siguiente tabla de la ROM. Estos coeficientes se obtienen del cociente entre el agente resistente y el agente actuador.

Apartado donde se define el método de cálculo asociado	Estados Límite Últimos de rotura de tipo geotécnico* (GEO)	Tipos de combinación		
		Cuasi-Permanentes F_1	Fundamentales o Características F_2	Accidentales o Sísmicas F_3
3.5.5	Deslizamiento en el contacto hormigón-banqueta de apoyo	1,5	1,3	1,1
3.5.5	Deslizamiento en el contacto de la banquetta y el terreno natural	1,5	1,3	1,1
3.5.4	Hundimiento	2,5	2	1,8
3.5.6 y 3.7.11.3	Vuelco plástico	1,5	1,3	1,1
3.8	Estabilidad global	1,4	1,3	1,1
-	Erosión interna del trasdós	MP	-	-
-	Socavación del pie del intradós	MP	-	-

Tabla 4: Coeficientes de seguridad globales⁶

8.2. RESULTADOS OBTENIDOS

Con las combinaciones de acciones determinadas en el apartado anteriores se determinan los coeficientes de seguridad para cada modo de fallo. Este procedimiento se basa en las formulaciones anteriormente explicadas y queda detallado en los anejos de cálculo de este documento. A continuación solo se muestran los valores finales.

- Tramo I

MODO DE FALLO (ELU)	CONDICION DE TRABAJO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	COEFICIENTE DE SEGURIDAD EXIGIDO
Hundimiento	CT2,1	3,57	2
Deslizamiento Hormigon - Banqueta	CT3,4	3,42	1,5
Deslizamiento Banqueta – Terreno Natural	CT3,4	5,85	1,5
Vuelco Rígido	CT3,4	1,52	1,3
Vuelco Plástico	CT1	3,79	1,5
ESTABILIDAD NAVAL	ALTURA DE LASTRE EN LAS CELDAS		
Flotación		3,6m	
Fondeo		8,7m	

Tabla 5: Resumen de los coeficientes de seguridad globales obtenidos para el tramo I

El vuelco de los cajones de hormigón es siempre el fallo más determinante para este tipo de estructuras. Esto se debe principalmente a su bajo peso y la gran cantidad de esfuerzos horizontales a los que están sometidos. Por otro lado, este bajo peso permite reducir el riesgo de fallo por hundimiento hasta valores muy bajos.

También es importante remarcar que, la condición de no atraque de los buques en condiciones de trabajo no operativas, reduce en gran medida los esfuerzos horizontales máximos. En consecuencia, el fallo por deslizamiento no es determinante.

Por ultimo, se ha descartado aumentar la resistencia a vuelco del cajón por trabajo conjunto de alineación. Ya que al solo existir dos cajones, su efecto sera mínimo.

- Tramo II

MODO DE FALLO (ELU)	CONDICION DE TRABAJO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD	COEFICIENTE DE SEGURIDAD EXIGIDO
Hundimiento	CT1	4,07	2,5
Deslizamiento Hormigon - Banqueta	CT1	8,80	1,5
Deslizamiento Banqueta – Terreno Natural	CT1	13,64	1,5
Vuelco Rígido	CT1	1,51	1,5
Vuelco Plástico	CT1	5,17	1,5
ESTABILIDAD NAVAL	ALTURA DE LASTRE EN LAS CELDAS		
Flotación		5,2m	
Fondeo		12,1m	

Tabla 6: Resumen de los coeficientes de seguridad globales obtenidos para el tramo II

Al no existir buque en condiciones no operativas, los esfuerzos horizontales desaparecen en el resto de condiciones de trabajo. Por tanto, solo la condición CT1 es limitante. Al tratarse de un elemento estructural de poco tamaño y peso, el vuelco rígido es el modo de fallo que condiciona el dimensionamiento de los duques de alba.

9. CONCLUSION

La información detallada en este documento y sus anejos se consideran suficientes para verificar el análisis de la estabilidad del nuevo muelle de graneles líquidos del puerto de Castellón. Siempre teniendo en cuenta el alcance de proyecto básico.

⁶ El coeficiente de seguridad para vuelco rígido se puede suponer como un fallo tipo EQU de vuelco plástico



ANEJO I: DETERMINACIÓN DE LOS AGENTES DEL TERRENO

En el siguiente anejo se muestra el cálculo en detalle de los distintos agentes del terreno que afectan a las estructuras en estudio. Siendo estos: Subpresión y empuje activo del relleno de la mota de conexión.

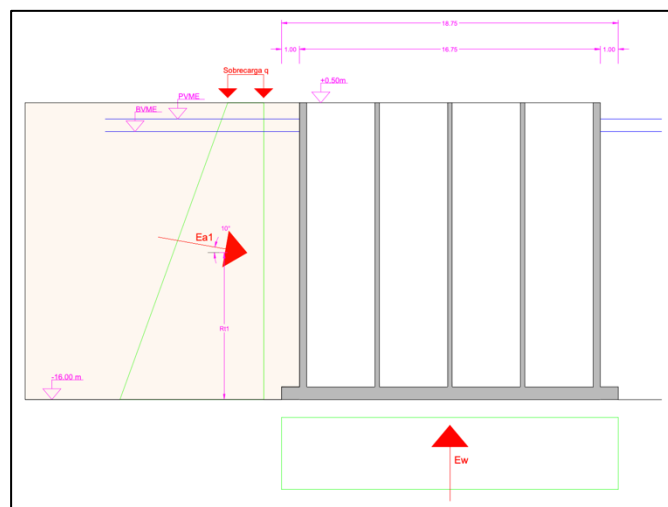


Figura 10: Esquema de las acciones del terreno. Situación 1

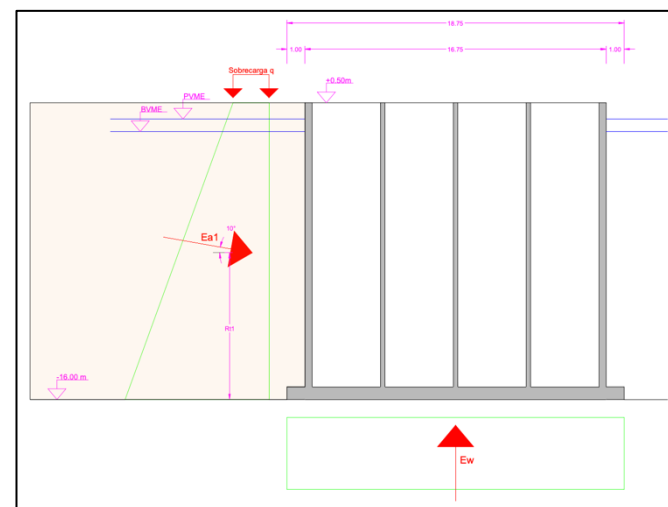


Figura 10: Esquema de las acciones del terreno. Situación 2

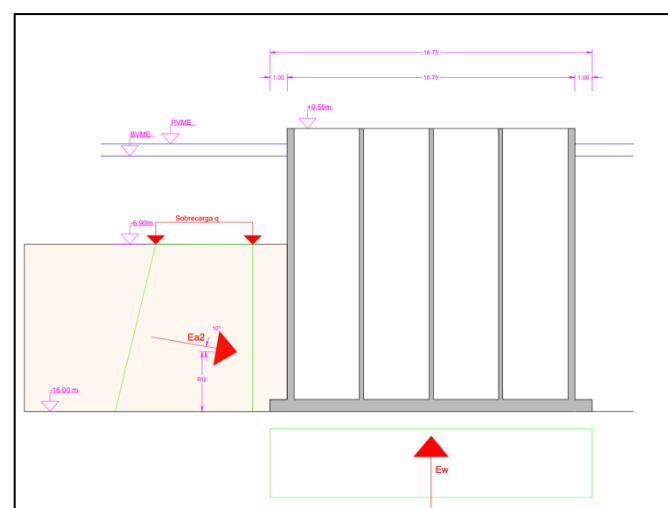


Figura 10: Esquema de las acciones del terreno. Situación 3

1.1. DETERMINACIÓN DEL EMPUJE DEL AGUA

Al tratarse de un muelle donde el agua discurre por todas las caras de éste, no se considera la presión del agua como una acción, ya que esta se compensa al ser igual en todas las caras.⁷ Es por ello que solo se tiene en cuenta el efecto del empuje del agua de la parte inferior (Ew), también llamada subpresión la subpresión. Este fenómeno tiende a levantar el conjunto de la estructura como si de un sólido en flotación se tratara. A continuación se detalla el valor de este agente en función de la condición de trabajo y el nivel del agua asociado a cada uno.

⁷ En el anejo de bases de diseño de este proyecto se justifica la despreciación del efecto de la carga hidráulica. Único fenómeno que podría introducir empujes del agua horizontales a la estructura.

CONDICION DE TRABAJO	TRAMO I		TRAMO II	
	PVME	BVME	PVME	BVME
CT1	3037,5 kN/m	2988,75 kN/m	2381,4 kN/m	2343,18 kN/m
CT2,1	3151,87 kN/m	2881,87 kN/m	2471,07 kN/m	2259,39 kN/m
CT2,2	3172,5 kN/m	2874,37 kN/m	2487,24 kN/m	2253,51 kN/m
CT3,3	3151,87 kN/m	2881,85 kN/m	2471,07 kN/m	2259,39 kN/m
CT3,4	3193,125 kN/m	2866,87 kN/m	2503,41 kN/m	2247,63 kN/m

Tabla 7: Valores del fenómeno de la subpresión en base a la condición de trabajo

1.2. DETERMINACIÓN DEL EMPUJE ACTIVO

Debido al alcance de este proyecto se ha realizado ciertas suposiciones y simplificaciones la hora de realizar la modelización de este empuje, aunque siempre dando una visión conservadora al conjunto. A continuación se enumeran dichas conjeturas.

- El empuje del terreno solo se considera en la plataforma principal o tramo I. Los duques de alba se consideran estructuras aisladas.
- Se toma una inclinación del empuje de tierras de valor 1/3 del ángulo de rozamiento del terreno. Este valor afectara al coeficiente ka.
- Para la determinación de las presiones efectivas se ha considerado el peso de la columna del agua en función de la cota del agua en cada estado de mar y condición de trabajo. En consecuencia también se ha tenido en cuenta las variaciones del nivel freático, pero sin contar el posible efecto de la carga hidráulica.
- Se considera que toda la mota se realiza con material granular. No se tienen en cuenta filtros y manto exterior de protección. Estos elementos no aumentarían el empuje, solo la sobrecarga.
- Se adopta una sobrecarga en la mota de conexión de 5kN/m². Este valor considera el posible trafico y las posibles capas exteriores de protección.
- La cota de coronación del muelle es +3m, pero el cajón solo llega a la cota +0,50m. Por tanto, se deberá tener en cuenta el material por encima de la coronación del cajón como una sobrecarga extra. Dicha sobrecarga equivale a al peso del pavimento y firme.⁸
- La mota solo mide 20m de ancho, por tanto, no ocupa la totalidad del trasdós, sino que existirán ciertos puntos sin empuje o algunos con un empuje a media altura debido a la pendiente 3:2 del talud de la mota.

Esta situación se ha tratado de modelizar realizando tres suposiciones de empuje, en función de la altura del terreno sobre el trasdós.

- o Situación 1: Empuje del terreno en todo el puntal del cajón (+0,50m). Además se añade el peso de tierras hasta la cota de coronación del muelle y la sobrecarga actuante.
- o Situación 2: El terreno solo alcanza la cota -6,90m, es decir, aproximadamente el 50% del puntal. Esta situación simula el talud 3:2 de la mota.
- o Situación 3: El terreno alcanza la cota -14,25m. Este valor es el mínimo que alcanza el talud sobre el trasdós. La pendiente 3:2 no alcanza la cota de la dársena en la longitud del trasdós.

Durante el estudio de las combinaciones de carga se ha determinado que situación es mas desfavorable para el modo de fallo en estudio.

Los resultados obtenidos se muestran en la siguiente pagina de este documento:

⁸ En el apartado de materiales de diseño se indica la suposición de firme tomada.

- Situación 1: Terreno a +0,50m

PARAMETRO	VALOR									
	CT1 - PVME	CT1 - BVME	CT2,1 - PVME	CT2,1 - BVME	CT2,2 - PVME	CT2,2 - BVME	CT3,3 - PVME	CT3,3 - BVME	CT3,4 - PVME	CT3,4 - BVME
Σ Sobrecargas (kPa)	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75
Angulo empuje (°)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
ka	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
σ' (z = 0) (kPa)	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75	63,75
σ' (z = NF) (kPa)	68,85	73,27		82,96		83,64		82,96	83,64	
σ' (z = 16,50) (kPa)	85,15	89,21	80,25	98,36	80,25	98,74	80,25	98,36	98,74	80,25
e'a (z = 0) (kPa)	15,3	15,3	15,3	15,3	15,3	15,3	15,3	15,3	15,3	15,3
e'a (z = NF) (kPa)	16,54	17,58		19,91		20,07		19,91	20,07	
e'a (z = 16,50) (kPa)	20,43	21,41	19,26	23,60	19,26	23,69	19,26	23,60	23,69	19,26
Ea1 (kN/m)	305,99	319,99	285,12	354,97	285,12	351,16	285,12	354,97	351,16	285,12
Rt1 (m)	7,87	7,95	7,93	8,02	7,93	8,16	7,93	8,02	8,16	7,93

Tabla 8: Empuje activo sobre la plataforma principal para la situación 1 de empuje. Las condiciones de trabajo que no tienen valor a la altura del NF es porque se considera que todo el material ya se encuentra por debajo del NF debido a la carrera de marea.

- Situación 2: Terreno a -6,90m.

PARAMETRO	VALOR									
	CT1 - PVME	CT1 - BVME	CT2,1 - PVME	CT2,1 - BVME	CT2,2 - PVME	CT2,2 - BVME	CT3,3 - PVME	CT3,3 - BVME	CT3,4 - PVME	CT3,4 - BVME
Σ Sobrecargas (kPa)	71	68,4	77,1	62,7	78,2	62,3	77,1	62,7	79,3	61,9
Angulo empuje (°)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
ka	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
σ' (z = 0) (kPa)	71	68,4	77,1	62,7	78,2	62,3	77,1	62,7	79,3	61,9
σ' (z = 9,13) (kPa)	80,13	77,53	86,23	71,83	87,33	71,43	86,23	71,83	88,43	71,03
e'a (z = 0) (kPa)	17,04	16,416	18,504	15,048	18,768	14,952	18,504	15,048	19,032	14,856
e'a (z = 9,13) (kPa)	19,23	18,60	20,69	17,23	20,95	17,14	20,69	17,23	21,22	17,04
Ea2 (kN/m)	165,54	159,84	178,91	147,35	181,32	146,48	178,91	147,35	183,73	145,64
Rt2 (m)	4,39	4,39	4,40	4,38	4,40	4,38	4,40	4,38	4,40	4,38

Tabla 9: Empuje activo sobre la plataforma principal para la situación 2 de empuje

- Situación 3: Terreno a -14,25m

PARAMETRO	VALOR									
	CT1 - PVME	CT1 - BVME	CT2,1 - PVME	CT2,1 - BVME	CT2,2 - PVME	CT2,2 - BVME	CT3,3 - PVME	CT3,3 - BVME	CT3,4 - PVME	CT3,4 - BVME
Σ Sobrecargas (kPa)	144,5	141,9	150,6	136,2	151,7	135,8	150,6	136,2	152,8	135,4
Angulo empuje (°)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
ka	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
σ' (z = 0) (kPa)	144,5	141,9	150,6	136,2	151,7	135,8	150,6	136,2	152,8	135,4
σ' (z = 1,75) (kPa)	146,25	143,65	152,35	137,95	153,45	137,55	152,35	137,95	154,55	137,15
e'a (z = 0) (kPa)	34,68	34,05	36,14	32,68	36,40	32,59	36,14	32,68	36,67	32,49
e'a (z = 1,75) (kPa)	35,1	34,47	36,56	33,10	36,82	33,02	36,56	33,10	37,09	32,91
Ea3 (kN/m)	61,05	59,96	63,61	57,5715	64,0815	57,4035	63,6195	57,5715	64,5435	57,2355
Rt3 (m)	0,86	0,87	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86

Tabla 10: Empuje activo sobre la plataforma principal para la situación 3 de empuje

ANEJO II: ACCIONES CONSIDERADAS

En el siguiente anejo se muestran todas las acciones estudiadas en este proyecto básico para cada tramo de la obra. Se ha realizado una tabla en base al tramo y condición de trabajo.

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION (kN/m)																				
	W Cajón	W superestructura	Wc1max ⁹	Wc2max	Wc1min	Wc2min	SC1	CM1 X	CM1 Y	CM1 MF (kNm/m)	V1 X	V1 Y	V def	Ea1 PVME	Ea1 BVME	Ea2 PVME	Ea2 BVME	Ea3 PVME	Ea3 BVME	Ew PVME	Ew BVME
CT1	5225,64	987,81	162,00	162,00	159,40	159,40	167,50	2,96	26,67	71,11	41,61	41,61	43,10	306,00	320,00	165,55	159,85	61,06	59,97	3037,50	2988,75
CT2,1	5225,64	987,81	168,10	168,10	153,70	153,70	167,50	8,30	21,33	112,59	-	-	-	285,12	354,97	178,91	147,36	63,62	57,57	3151,88	2881,88
CT2,2	5225,64	987,81	169,20	169,20	153,30	153,30	167,50	2,96	26,67	71,11	-	-	-	285,12	351,17	181,32	146,48	64,08	57,40	3172,50	2874,38
CT3,3	5225,64	987,81	168,10	168,10	153,70	153,70	134,00	8,30	21,33	112,59	-	-	-	285,12	354,97	178,91	147,36	63,62	57,57	3151,88	2881,88
CT3,4	5225,64	987,81	170,30	170,30	152,90	153,70	134,00	2,96	26,67	71,11	-	-	-	285,12	353,00	183,73	145,61	64,54	57,24	3193,13	2866,88

Tabla 11: Acciones de calculo para el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION (kN/m)									
	W Cajón	W superestructura	Wc1max	Wc2max	Wc1min	Wc2min	V2 X	V2 Y	Ew PVME	Ew BVME
CT1	3982,08	746,13	162,00	162,00	159,40	159,40	100,38	57,91	2381,40	2343,18
CT2,1	3982,08	746,13	168,10	168,10	153,70	153,70	-	-	2471,07	2259,39
CT2,2	3982,08	746,13	169,20	169,20	153,30	153,30	-	-	2487,24	2253,51
CT3,3	3982,08	746,13	168,10	168,10	153,70	153,70	-	-	2471,07	2259,39
CT3,4	3982,08	746,13	170,30	170,30	152,90	152,90	-	-	2503,41	2247,63

Tabla 12: Acciones de calculo para el tramo II

⁹ Los valores Wc1 y Wc2 máximos y mínimos quedan establecidos como el peso del agua sobre el vuelo de las zapatas de ambos lados del fuste de los cajones. Los valores máximos y mínimos se obtienen en función del calado de la dársena según condición de trabajo y carrera de marea



ANEJO III: OBTENCION DE LAS COMBINACIONES DE ACCIONES

En base a los criterios de la ROM, se ha determinado las siguientes combinaciones de acciones. Estos valores se obtenido para ser los mas desfavorables para cada modo de fallo en estudio.

3.1. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE HUNDIMIENTO (GEO)

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION														
	W Cajón (kN/m)	W superestructura (kN/m)	Wc1 (kN/m)	Wc2 (kN/m)	SC1 (kN/m)	CM1 X (kN/m)	CM1 Y (kN/m)	CM1 MF (kNm/m)	V1 X (kN/m)	V1 Y (kN/m)	V def (kN/m)	Ea (kN/m)	Ew (kN/m)	V (kN/m)	Pvh (kPa)
CT1	5225,64	987,81	162,00	162,00	217,75	0,00	26,67	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2988,75	5419,74	304,28
CT2,1	5225,64	987,81	168,10	168,10	217,75	0,00	21,33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2881,88	5533,49	314,79
CT2,2	5225,64	987,81	169,20	169,20	217,75	0,00	26,67	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2874,38	5548,52	314,71
CT3,3	5225,64	987,81	168,10	168,10	174,20	0,00	21,33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2881,88	5489,94	312,48
CT3,4	5225,64	987,81	170,30	170,30	174,20	0,00	26,67	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2866,88	5514,67	313,01

Tabla 13: Combinación de acciones para ELU hundimiento en el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION									
	W Cajón (kN/m)	W superestructura (kN/m)	Wc1 (kN/m)	Wc2 (kN/m)	V2 X (kN/m)	V2 Y (kN/m)	Ew (kN/m)	V (kN/m)	Pvh (kPa)	
CT1	3982,08	746,13	162,00	162,00	0,00	0,00	2343,18	3974,58	285,42	
CT2,1	3982,08	746,13	168,10	168,10	0,00	0,00	2259,39	4070,57	276,91	
CT2,2	3982,08	746,13	169,20	169,20	0,00	0,00	2253,51	4078,65	277,46	
CT3,3	3982,08	746,13	168,10	168,10	0,00	0,00	2259,39	4070,57	276,91	
CT3,4	3982,08	746,13	170,30	170,30	0,00	0,00	2247,63	4086,73	278,01	

Tabla 14: Combinación de acciones para ELU hundimiento en el tramo II

3.2. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO (EQU)

3.2.1. DESLIZAMIENTO EN EL CONTACTO HORMIGON – BANQUETA DE APOYO

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION														
	W Cajón (kN/m)	W superestructura (kN/m)	Wc1 (kN/m)	Wc2 (kN/m)	SC1 (kN/m)	CM1 X (kN/m)	CM1 Y (kN/m)	CM1 MF (kNm/m)	V1 X (kN/m)	V1 Y (kN/m)	V def (kN/m)	Ea (kN/m)	Ew (kN/m)	V (kN/m)	H (kN/m)
CT1	4703,08	889,03	143,46	143,46	0,00	3,26	24,00	0,00	62,42	62,42	0,00	352,00	3341,25	2499,36	414,41
CT2,1	4703,08	889,03	138,33	138,33	0,00	9,13	19,20	0,00	0,00	0,00	0,00	390,47	3467,06	2420,90	390,47
CT2,2	4703,08	889,03	137,97	137,97	0,00	3,26	24,00	0,00	0,00	0,00	0,00	386,28	3489,75	2402,30	386,28
CT3,3	4703,08	889,03	138,33	138,33	0,00	9,13	19,20	0,00	0,00	0,00	0,00	390,47	3467,06	2420,90	390,47
CT3,4	4703,08	889,03	137,61	138,33	0,00	3,26	24,00	0,00	0,00	0,00	0,00	388,30	3512,44	2379,61	388,30

Tabla 15: Combinación de acciones para ELU deslizamiento en el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION								
	W Cajón (kN/m)	W superestructura (kN/m)	Wc1 (kN/m)	Wc2 (kN/m)	V2 X (kN/m)	V2 Y (kN/m)	Ew (kN/m)	V (kN/m)	H (kN/m)
CT1	3583,87	671,51	143,46	143,46	150,57	86,87	2619,54	1835,89	150,57
CT2,1	3583,87	671,51	138,33	138,33	0,00	0,00	2718,18	1813,87	0,00
CT2,2	3583,87	671,51	137,97	137,97	0,00	0,00	2735,96	1795,36	0,00
CT3,3	3583,87	671,51	138,33	138,33	0,00	0,00	2718,18	1813,87	0,00
CT3,4	3583,87	671,51	137,61	137,61	0,00	0,00	2753,75	1776,85	0,00

Tabla 16: Combinación de acciones para ELU deslizamiento en el tramo II

3.2.2. DESLIZAMIENTO EN EL CONTACTO BANQUETA DE APOYO – TERRENO NATURAL

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION														
	W Cajón (kN/m)	W superestructura (kN/m)	Wc1 (kN/m)	Wc2 (kN/m)	SC1 (kN/m)	CM1 X (kN/m)	CM1 Y (kN/m)	CM1 MF (kNm/m)	V1 X (kN/m)	V1 Y (kN/m)	V def (kN/m)	Ea (kN/m)	Ew (kN/m)	V (kN/m)	H (kN/m)
CT1	4703,08	889,03	143,46	143,46	0,00	3,26	24,00	0,00	62,42	62,42	0,00	352,00	3341,25	2499,36	414,41
CT2,1	4703,08	889,03	138,33	138,33	0,00	9,13	19,20	0,00	0,00	0,00	0,00	390,47	3467,06	2420,90	390,47
CT2,2	4703,08	889,03	137,97	137,97	0,00	3,26	24,00	0,00	0,00	0,00	0,00	386,28	3489,75	2402,30	386,28
CT3,3	4703,08	889,03	138,33	138,33	0,00	9,13	19,20	0,00	0,00	0,00	0,00	390,47	3467,06	2420,90	390,47
CT3,4	4703,08	889,03	137,61	138,33	0,00	3,26	24,00	0,00	0,00	0,00	0,00	388,30	3512,44	2379,61	388,30

Tabla 17: Combinación de acciones para ELU deslizamiento en el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION								
	W Cajón (kN/m)	W superestructura (kN/m)	Wc1 (kN/m)	Wc2 (kN/m)	V2 X (kN/m)	V2 Y (kN/m)	Ew (kN/m)	V (kN/m)	H (kN/m)
CT1	3583,87	671,51	143,46	143,46	150,57	86,87	2619,54	1835,89	150,57
CT2,1	3583,87	671,51	138,33	138,33	0,00	0,00	2718,18	1813,87	0,00
CT2,2	3583,87	671,51	137,97	137,97	0,00	0,00	2735,96	1795,36	0,00
CT3,3	3583,87	671,51	138,33	138,33	0,00	0,00	2718,18	1813,87	0,00
CT3,4	3583,87	671,51	137,61	137,61	0,00	0,00	2753,75	1776,85	0,00

Tabla 18: Combinación de acciones para ELU deslizamiento en el tramo II

3.3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO RIGIDO (EQU)

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION (kNm/m)														
	W Cajon	W superestructura	Wc1	Wc2	SC1	CM1 X	CM1Y	CM1 MF	V1 X	V1 Y	V def	Ea	Ew	Me	Mv
CT1	44091,34	8334,67	2618,15	71,73	61,93	61,93	60,00	78,22	1185,89	31,21	0,00	2801,35	31324,22	55175,88	35473,44
CT2,1	44091,34	8334,67	2524,52	69,17	0,00	173,39	48,00	123,85	0,00	0,00	0,00	3133,08	32503,71	55067,69	35934,04
CT2,2	44091,34	8334,67	2517,95	68,99	0,00	61,93	60,00	78,22	0,00	0,00	0,00	3153,43	32716,41	55072,94	36009,98
CT3,3	44091,34	8334,67	2524,52	69,17	0,00	173,39	48,00	123,85	0,00	0,00	0,00	3133,08	32503,71	55067,69	35934,04
CT3,4	44091,34	8334,67	2511,38	69,17	0,00	61,93	60,00	78,22	0,00	0,00	0,00	3172,65	32929,10	55066,55	36241,90

Tabla 19: Combinación de acciones para ELU de vuelco rígido en el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION (kNm/m)									
	W Cajon	W superestructura	Wc1	Wc2	V2 X	V2 Y	Ew	Me	Mv	
CT1	26341,46	4935,62	2037,13	71,73	2860,91	43,44	19253,62	33385,94	22144,93	
CT2,1	26341,46	4935,62	1964,29	69,17	0,00	0,00	19978,60	33310,53	19978,60	
CT2,2	26341,46	4935,62	1959,17	68,99	0,00	0,00	20109,34	33305,24	20109,34	
CT3,3	26341,46	4935,62	1964,29	69,17	0,00	0,00	19978,60	33310,53	19978,60	
CT3,4	26341,46	4935,62	1954,06	68,81	0,00	0,00	20240,07	33299,94	20240,07	

Tabla 20: Combinación de acciones para ELU de vuelco rígido en el tramo II

3.4. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO PLASTICO (GEO)

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION														
	W Cajón (kN/m)	W superestructura (kN/m)	Wc1 (kN/m)	Wc2 (kN/m)	SC1 (kN/m)	CM1 X (kN/m)	CM1 Y (kN/m)	CM1 MF (kNm/m)	V1 X (kN/m)	V1 Y (kN/m)	V def (kN/m)	Ea (kN/m)	Ew (kN/m)	V (kN/m)	H (kN/m)
CT1	5225,64	987,81	162,00	162,00	217,75	2,96	26,67	0,00	54,09	54,09	56,03	320,00	2988,75	5225,64	987,81
CT2,1	5225,64	987,81	168,10	168,10	217,75	8,30	21,33	0,00	0,00	0,00	0,00	354,97	2881,88	5225,64	987,81
CT2,2	5225,64	987,81	169,20	169,20	217,75	2,96	26,67	0,00	0,00	0,00	0,00	351,17	2874,38	5225,64	987,81
CT3,3	5225,64	987,81	168,10	168,10	174,20	8,30	21,33	0,00	0,00	0,00	0,00	354,97	2881,88	5225,64	987,81
CT3,4	5225,64	987,81	170,30	170,30	174,20	2,96	26,67	0,00	0,00	0,00	0,00	353,00	2866,88	5225,64	987,81

Tabla 21: Combinación de acciones para ELU de vuelco plástico en el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION									
	W Cajón (kN/m)	W superestructura (kN/m)	Wc1 (kN/m)	Wc2 (kN/m)	V2 X (kN/m)	V2 Y (kN/m)	Ew (kN/m)	V (kN/m)	H (kN/m)	
CT1	3982,08	746,13	162,00	162,00	130,50	75,29	2343,18	2633,74	130,50	
CT2,1	3982,08	746,13	168,10	168,10	0,00	0,00	2259,39	2805,02	0,00	
CT2,2	3982,08	746,13	169,20	169,20	0,00	0,00	2253,51	2813,10	0,00	
CT3,3	3982,08	746,13	168,10	168,10	0,00	0,00	2259,39	2805,02	0,00	
CT3,4	3982,08	746,13	170,30	170,30	0,00	0,00	2247,63	2821,18	0,00	

Tabla 22: Combinación de acciones para ELU de vuelco plástico en el tramo II



ANEJO IV: CALCULOS PARA LA VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD

En el siguiente apartado quedan detallados todos los cálculos para la obtención de las distintas acciones resistentes de cada modo de fallo.

4.1. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE HUNDIMIENTO (GEO)

Tal y como se indica, debido a las características especiales del material de cimentación, es necesario realizar una determinación de la presión admisible mediante distintos métodos. Sin embargo, solo se ha tenido en cuenta el resultado obtenido mediante el método de Brinch – Hansen. Esto se debe a que los resultados obtenidos mediante formulación que relaciona la presión de hundimiento con el ensayo SPT, han dado valores fuera de los umbrales previsibles para este tipo de terrenos, obteniéndose presiones admisibles 10 veces inferiores a lo esperado en un material de estas características. Tanto en el método propuesto por la ROM 0.5 – 05 como en la GCOC. En consecuencia, se ha decidido no utilizar esos valores.

Por otro lado, también se recomendaba la comprobación por el método de Brinch – Hansen teniendo en cuenta las posibles variaciones de la cohesión, en este caso, de 0 kPa a 8 kPa. Al obtener con ambos valores coeficientes de seguridad validos, se ha decidido utilizar el valor más conservador de ambos, es decir, cohesión nula.

- Tramo I

- o Obtención del ancho de cimentación equivalente:

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION			
	V (kN/m)	Mb (kNm/m)	Excentricidad (m)	B* (m)
CT1	5419,74	2543,04	0,47	17,81
CT2,1	5533,49	3241,90	0,59	17,58
CT2,2	5548,52	3105,46	0,56	17,63
CT3,3	5489,94	3241,90	0,59	17,57
CT3,4	5514,67	3120,06	0,57	17,62

Tabla 23: Determinación del ancho de cimentación equivalente para el tramo I

- o Determinación de la presión admisible y el coeficiente de seguridad mediante la formulación de Brinch – Hansen

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO																		Parámetros asociados						
	Pvadm (kPa)	q (kPa)	Nq	fq	c (kPa)	Nc	fc	fg	Ng (Escollera)	Ng (T Natural)	Ng (eq)	h1 (Escollera)	h2 (T Natural)	H	ø (eq)	tg d	V (kN)	Pvh (kPa)	F	sq	sc	sg	iq	ic	ig
CT1	1108,43	0,00	18,40	1,30	0,00	30,14	1,28	0,44	106,10	20,09	25,81	6,50	18,70	25,20	32,00	0,10	5419,74	304,28	3,64	1,61	1,61	0,6	0,81	0,79	0,73
CT2,1	1123,96	0,00	18,40	1,32	0,00	30,14	1,30	0,45	106,10	20,09	25,97	6,50	18,37	24,87	32,00	0,09	5533,49	314,79	3,57	1,61	1,61	0,6	0,82	0,81	0,75
CT2,2	1135,83	0,00	18,40	1,32	0,00	30,14	1,31	0,45	106,10	20,09	25,93	6,50	18,45	24,95	32,00	0,09	5548,52	314,71	3,61	1,61	1,61	0,6	0,82	0,81	0,75
CT3,3	1119,75	0,00	18,40	1,31	0,00	30,14	1,30	0,45	106,10	20,09	25,97	6,50	18,36	24,86	32,00	0,09	5489,94	312,48	3,58	1,61	1,61	0,6	0,82	0,80	0,74
CT3,4	1130,70	0,00	18,40	1,32	0,00	30,14	1,30	0,45	106,10	20,09	25,94	6,50	18,43	24,93	32,00	0,09	5514,67	313,01	3,61	1,61	1,61	0,6	0,82	0,81	0,75

Tabla 24: Calculo del factor de seguridad de ELU de hundimiento mediante la formulación de Brinch - Hansen para el tramo I

- Tramo II

- o Obtención del ancho de cimentación equivalente:

CONDICION DE TRABAJO	VALOR DE LA ACCION			
	V (kN/m)	Mb (kNm/m)	Excentricidad (m)	B* (m)
CT1	3974,58	1539,52	0,39	13,93
CT2,1	4070,57	0,00	0,00	14,70
CT2,2	4078,65	0,00	0,00	14,70
CT3,3	4070,57	0,00	0,00	14,70
CT3,4	4086,73	0,00	0,00	14,70

Tabla 25: Determinación del ancho de cimentación equivalente para el tramo II

- o Determinación de la presión admisible y el coeficiente de seguridad mediante la formulación de Brinch – Hansen

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO																			Parámetros asociados					
	Pvadm (kPa)	q (kPa)	Nq	fq	c (kPa)	Nc	fc	fg	Ng (Escollera)	Ng (T Natural)	Ng (eq)	h1 (Escollera)	h2 (T Natural)	H	ø (eq)	tg d	V (kN)	Pvh (kPa)	F	sq	sc	sg	iq	ic	ig
CT1	1162,06	0,00	18,40	1,45	0,00	30,14	1,44	0,52	106,10	20,09	29,45	6,50	13,20	19,70	32,00	0,05	3974,58	285,42	4,07	1,61	1,61	0,6	0,9	0,89	0,86
CT2,1	1382,14	0,00	18,40	1,61	0,00	30,14	1,61	0,60	106,10	20,09	28,49	6,50	14,30	20,80	32,00	0,00	4070,57	276,91	4,99	1,61	1,61	0,6	1	1	1
CT2,2	1382,14	0,00	18,40	1,61	0,00	30,14	1,61	0,60	106,10	20,09	28,49	6,50	14,30	20,80	32,00	0,00	4078,65	277,46	4,98	1,61	1,61	0,6	1	1	1
CT3,3	1382,14	0,00	18,40	1,61	0,00	30,14	1,61	0,60	106,10	20,09	28,49	6,50	14,30	20,80	32,00	0,00	4070,57	276,91	4,99	1,61	1,61	0,6	1	1	1
CT3,4	1382,14	0,00	18,40	1,61	0,00	30,14	1,61	0,60	106,10	20,09	28,49	6,50	14,30	20,80	32,00	0,00	4086,73	278,01	4,97	1,61	1,61	0,6	1	1	1

Tabla 26: Calculo del factor de seguridad de ELU de hundimiento mediante la formulación de Brinch - Hansen para el tramo II

4.2. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO (EQU)

4.2.1. DESLIZAMIENTO EN EL CONTACTO HORMIGON – BANQUETA DE APOYO

Tal y como indica la ROM se toma como ángulo de fricción entre los dos materiales 0,625 y no se considera adhesión. Tampoco se considera empuje pasivo porque no existe ningún elemento que lo realice. Por último, la superficie (S) se obtiene en base al ancho equivalente de la cimentación (B*)¹⁰.

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO								
	H Rotura (kN/m)	V (kN)	Øc	a	S (m2)	Ep (kN/m)	Ea (kN/m)	H (kN/m)	F
CT1	1451,25	2499,36	0,625	0	17,81	0,00	352,00	414,41	3,50
CT2,1	1356,17	2420,90	0,625	0	17,58	0,00	390,47	390,47	3,47
CT2,2	1346,94	2402,30	0,625	0	17,63	0,00	386,28	386,28	3,49
CT3,3	1356,17	2420,90	0,625	0	17,57	0,00	390,47	390,47	3,47
CT3,4	1328,55	2379,61	0,625	0	17,62	0,00	388,30	388,30	3,42

Tabla 27: Obtención de la resistencia al deslizamiento para el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO								
	H Rotura (kN/m)	V (kN)	Øc	a	S (m2)	Ep (kN/m)	Ea (kN/m)	H (kN/m)	F
CT1	1324,57	1835,89	0,625	0	13,93	0,00	0,00	150,57	8,80
CT2,1	1308,68	1813,87	0,625	0	14,70	0,00	0,00	0,00	∞
CT2,2	1295,32	1795,36	0,625	0	14,70	0,00	0,00	0,00	∞
CT3,3	1308,68	1813,87	0,625	0	14,70	0,00	0,00	0,00	∞
CT3,4	1281,97	1776,85	0,625	0	14,70	0,00	0,00	0,00	∞

Tabla 28: Obtención de la resistencia al deslizamiento para el tramo II

¹⁰ El valor de B* ha sido cálculo con el mismo método del apartado 4.1 de este anejo de cálculo

4.2.2. DESLIZAMIENTO EN EL CONTACTO BANQUETA DE APOYO – TERRENO NATURAL

Se comprueba el posible fallo a deslizamiento entre la banqueta y el terreno de apoyo por indicación de la ROM 0.5 – 05. Concretamente en los apartados de recomendaciones específicas para muelles de gravedad con apoyo en banqueta. En este caso, si que se desarrolla empuje pasivo por la posición de la banqueta.

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO									
	H Rotura (kN/m)	V (kN)	ϕ_c	a	S (m ²)	Ep (kN/m)	Kp	Ea (kN/m)	H (kN/m)	F
CT1	2441,37	2499,36	0,84	0,00	17,81	5,01	0,14	352,00	414,41	5,89
CT2,1	2315,37	2420,90	0,84	0,00	17,58	5,01	0,14	390,47	390,47	5,93
CT2,2	2298,80	2402,30	0,84	0,00	17,63	5,01	0,14	386,28	386,28	5,95
CT3,3	2315,37	2420,90	0,84	0,00	17,57	5,01	0,14	390,47	390,47	5,93
CT3,4	2271,47	2379,61	0,84	0,00	17,62	5,01	0,14	388,30	388,30	5,85

Tabla 29: Obtención de la resistencia al deslizamiento para el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO									
	H Rotura (kN/m)	V (kN)	ϕ_c	a	S (m ²)	Ep (kN/m)	kp	Ea (kN/m)	H (kN/m)	F
CT1	2053,19	1835,89	0,84	0,00	13,93	5,01	0,14	0,00	150,57	13,64
CT2,1	2028,61	1813,87	0,84	0,00	14,70	5,01	0,14	0,00	0,00	∞
CT2,2	2007,97	1795,36	0,84	0,00	14,70	5,01	0,14	0,00	0,00	∞
CT3,3	2028,61	1813,87	0,84	0,00	14,70	5,01	0,14	0,00	0,00	∞
CT3,4	1987,32	1776,85	0,84	0,00	14,70	5,01	0,14	0,00	0,00	∞

Tabla 30: Obtención de la resistencia al deslizamiento para el tramo II

4.3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO RIGIDO (EQU)

El vuelco rígido es siempre el modo de fallo más restrictivo, ya que los momentos generados por las cargas en coronación en la base del bloque son de gran magnitud. Y además solo el momento generado por el peso propio y el peso muerto se encargan de estabilizar la estructura.

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO		
	Me (kNm/m)	Mv (kNm/m)	F
CT1	55175,88	35473,44	1,56
CT2,1	55067,69	35934,04	1,53
CT2,2	55072,94	36009,98	1,53
CT3,3	55067,69	35934,04	1,53
CT3,4	55066,55	36241,90	1,52

Tabla 31: Estimación del coeficiente de seguridad para el ELU de vuelco rígido en el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO		
	Me (kNm/m)	Mv (kNm/m)	F
CT1	33385,94	22144,93	1,51
CT2,1	33310,53	19978,60	1,67
CT2,2	33305,24	20109,34	1,66
CT3,3	33310,53	19978,60	1,67
CT3,4	33299,94	20240,07	1,65

Tabla 32: Estimación del coeficiente de seguridad para el ELU de vuelco rígido en el tramo II

4.4. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO PLASTICO (GEO)

Se determina el factor de seguridad para el ELU de vuelco plástico mediante un proceso iterativo en el que se prueba distintos coeficientes de seguridad hasta llegar a la situación limite donde la presión admisible se iguala a la presión actuante. Siendo esta presión actuante calculada mediante la formulación de Brinch – Hansen¹¹.

- Tramo I

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO											
	Fi	V	H	Hi	a	h	M	do	B*	Tg d	Pvadm (KPa)	Pvh (kPa)
CT1	3,79	3794,48	377,06	1430,77	9,33	10,84	19876,06	5,24	10,48	0,38	366,77	362,20
CT2,1	4,26	3906,86	363,27	1547,63	9,23	8,21	23359,51	5,98	11,96	0,40	331,69	326,71
CT2,2	4,40	3921,89	354,13	1557,53	9,22	8,05	23602,21	6,02	12,04	0,40	330,58	325,84
CT3,3	4,22	3863,31	363,27	1532,25	9,19	8,21	22910,07	5,93	11,86	0,40	330,80	325,73
CT3,4	5,13	3888,04	355,96	1825,33	12,54	8,05	34059,94	8,76	17,52	0,47	225,20	221,92

Tabla 33: Determinación del coeficiente de seguridad para el ELU de vuelco plástico en el tramo I

o Determinación de la presión de hundimiento asociada al vuelco plástico, mediante el método de Brinch – Hansen.

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO															Parámetros asociados					
	Pvadm (kPa)	q (kPa)	Nq	fq	c (kPa)	Nc	fc	fg	Ng (Escollera)	Ng (T Natural)	Ng (eq)	h1 (Escollera)	h2 (T Natural)	H	ø (eq)	sq	sc	sg	iq	ic	ig
CT1	366,77	0	18,40	0,64	0	30,14	0,59	0,15	106,10	20,09	25,81	6,50	18,70	25,20	32	1,61	1,61	0,60	0,40	0,36	0,24
CT2,1	331,69	0	18,40	0,61	0	30,14	0,55	0,13	106,10	20,09	25,97	6,50	18,37	24,87	32	1,61	1,61	0,60	0,38	0,34	0,22
CT2,2	330,58	0	18,40	0,61	0	30,14	0,55	0,13	106,10	20,09	25,93	6,50	18,45	24,95	32	1,61	1,61	0,60	0,38	0,34	0,22
CT3,3	330,80	0	18,40	0,61	0	30,14	0,55	0,13	106,10	20,09	25,97	6,50	18,36	24,86	32	1,61	1,61	0,60	0,38	0,34	0,22
CT3,4	225,20	0	18,40	0,49	0	30,14	0,42	0,09	106,10	20,09	25,94	6,50	18,43	24,93	32	1,61	1,61	0,60	0,30	0,26	0,15

Tabla 34: Obtención de la presión admisible para el ELU de vuelco plástico en el tramo I

- Tramo II

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO											
	Fi	V	H	Hi	a	h	M	do	B*	Tg d	Pvadm (KPa)	Pvh (kPa)
CT1	5,17	2633,74	130,50	674,43	7,29	19,00	6375,34	2,42	4,84	0,26	549,38	544,02
CT2,1	∞	2805,02	0,00	0,00	7,35	19,00	20616,86	7,35	14,70	0,00	1364,09	190,82
CT2,2	∞	2813,10	0,00	0,00	7,35	19,00	20676,25	7,35	14,70	0,00	1364,09	191,37
CT3,3	∞	2805,02	0,00	0,00	7,35	19,00	20616,86	7,35	14,70	0,00	1364,09	190,82
CT3,4	∞	2821,18	0,00	0,00	7,35	19,00	20735,64	7,35	14,70	0,00	1364,09	191,92

Tabla 35: Determinación del coeficiente de seguridad para el ELU de vuelco plástico en el tramo II

o Determinación de la presión de hundimiento asociada al vuelco plástico, mediante el método de Brinch – Hansen.

CONDICION DE TRABAJO	PARAMETRO															Parámetros asociados					
	Pvadm (kPa)	q (kPa)	Nq	fq	c (kPa)	Nc	fc	fg	Ng (Escollera)	Ng (T Natural)	Ng (eq)	h1 (Escollera)	h2 (T Natural)	H	ø (eq)	sq	sc	sg	iq	ic	ig
CT1	549,38	0	18,40	0,89	0	30,14	0,85	0,25	106,10	20,09	29,04	6,50	13,66	20,16	33	1,61	1,61	0,60	0,55	0,53	0,41
CT2,1	1364,09	0	18,40	1,61	0	30,14	1,61	0,60	106,10	20,09	28,12	6,50	14,78	21,28	33	1,61	1,61	0,60	1,00	1,00	1,00
CT2,2	1364,09	0	18,40	1,61	0	30,14	1,61	0,60	106,10	20,09	28,12	6,50	14,78	21,28	33	1,61	1,61	0,60	1,00	1,00	1,00
CT3,3	1364,09	0	18,40	1,61	0	30,14	1,61	0,60	106,10	20,09	28,12	6,50	14,78	21,28	33	1,61	1,61	0,60	1,00	1,00	1,00
CT3,4	1364,09	0	18,40	1,61	0	30,14	1,61	0,60	106,10	20,09	28,12	6,50	14,78	21,28	33	1,61	1,61	0,60	1,00	1,00	1,00

Tabla 36: Obtención de la presión admisible para el ELU de vuelco plástico en el tramo II

¹¹ Se aplican todas las aclaraciones detalladas en el apartado 4.1 de este anejo de cálculo.

ANEJO V: VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD NAVAL DE LAS ESTRUCTURAS

Se ha realizado el cálculo de la estabilidad naval tal y como indica el *Manual para el diseño y la ejecución de cajones flotantes de hormigón armado para obras portuarias*. En las siguientes tablas se muestran los resultados del proceso iterativo para determina la altura del lastre, tanto para el fondeo del cajón como para el transporte. Al contrario que el resto de modos de fallo, este se realiza teniendo en cuenta el cajón completo, no por metro lineal de cajón.

5.1. VERIFICACION DEL ELU DE FLOTACION

Se ha determinado la altura del lastre de agua que permite que el cajón navegue en condiciones de seguridad. Se ha determinado el lastre para navegar tanto en mar abierto GM = 0,5 y en aguas abrigadas (GM = 0,3). Aunque se considera que el cajonero se encuentra en el puerto de Alicante. Se ha determinado también el lastre en caso de que el cajonero se transporte al puerto de Castellón.

- Tramo I

Altura Lastre (m)	Peso Lastre (kN)	Peso Hormigon (kN)	Peso Cajón (kN)	Calado (m)	Centro Carena (m)	CG Lastre (m)	CG Hormigon (m)	CG Total (m)	Inercia (m4)	Volumen desplz (m3)	Radio metacentro	GM (m)	GM Mínimo (m)
3,6	16634,88	50788,01	67422,89	11,84	5,92	2,50	6,70	5,66	1823,74	6695,04	0,27	0,53	0,5
3,4	15710,72	50788,01	66498,73	11,68	5,84	2,40	6,79	5,76	1887,76	6602,62	0,29	0,37	0,3

Tabla 37: Verificación del ELU de flotación en el tramo I

- Tramo II

Altura Lastre (m)	Peso Lastre (kN)	Peso Hormigon (kN)	Peso Cajón (kN)	Calado (m)	Centro Carena (m)	CG Lastre (m)	CG Hormigon (m)	CG Total (m)	Inercia (m4)	Volumen desplz (m3)	Radio metacentro	GM (m)	GM Mínimo (m)
5,2	4505,28	15541,13	20046,41	12,32	6,16	3,30	6,77	5,99	713,77	1986,86	0,36	0,53	0,5
4,8	4158,72	15541,13	19699,85	12,10	6,05	3,10	6,89	6,09	750,44	1952,20	0,38	0,35	0,3

Tabla 38: Verificación del ELU de flotación en el tramo II

5.1. VERIFICACION DEL ELU DE FONDEO

Se determina la altura de lastre que permite el fondeo del cajón en condiciones de seguridad. En este caso, se obtiene la altura de lastre cuando el calado del cajón equivale al calado de la dársena, en este caso 16m.

- Tramo I

Altura Lastre (m)	Peso Lastre (kN)	Peso Hormigon (kN)	Peso Cajón (kN)	Calado (m)	Calado dársena (m)	Centro Carena (m)	CG Lastre (m)	CG Hormigon (m)	CG Total (m)	Inercia (m4)	Volumen desplz. (m3)	Radio metacentro	GM (m)
8,7	40200,96	50788,01	90988,97	16,01	16,00	8,01	5,05	4,97	5,00	191,20	9051,65	0,02	3,02

Tabla 39: Verificación del ELU de fondeo en el tramo I

- Tramo II

Altura Lastre (m)	Peso Lastre (kN)	Peso Hormigon (kN)	Peso Cajón (kN)	Calado (m)	Calado dársena (m)	Centro Carena (m)	CG Lastre (m)	CG Hormigon (m)	CG Total (m)	Inercia (m4)	Volumen desplz. (m3)	Radio metacentro	GM (m)
12,1	10483,44	15541,13	26024,57	16,03	16,00	8,01	6,75	5,22	5,83	81,08	2584,68	0,03	2,21

Tabla 40: Verificación del ELU de fondeo en el tramo II



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

ANEJO Nº 6: DIMENSIONAMIENTO DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA - ESTRUCTURA

Presentado por

Marco Ramos, David

Curso: 2019/2020

Fecha: junio 2020

Tutor: Gómez Martín, María Esther





INDICE

1.	INTRODUCCION	4	9.4.	ESFUERZOS EN LAS PAREDES EXTERIORES DURANTE LA FASE DE SERVICIO (ELU)	10
2.	INFORMACION PREVIA	4	9.5.	ESFUERZOS EN LAS PAREDES EXTERIORES DURANTE LA FASE DE SERVICIO (ELS)	10
2.1.	VIDA UTIL	4	9.6.	ESFUERZOS EN LA SOLERA EN FASE DE SERVICIO (ELU)	10
2.2.	PARAMETROS DE LOS MATERIALES	4	9.7.	RESUMEN DE ESFUERZOS	10
2.2.1.	HORMIGON	4	10.	DETERMINACIÓN DE LAS ARMADURAS DE CALCULO	10
2.2.2.	ACERO	4	10.1.	CONSIDERACIONES PREVIAS	10
2.3.	CRITERIO DE SIGNOS	4	10.2.	DETERMINACIÓN DE CUANTIAS FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES	11
3.	GEOMETRIA DEL CAJON	5	10.2.1.	PAREDES EXTERIORES	11
4.	ACCIONES CONSIDERADAS	5	10.2.2.	PAREDES INTERIORES	11
5.	ESFUERZOS Y MODELIZACION DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	5	10.2.3.	SOLERA	11
5.1.	PAREDES EXTERIORES E INTERIORES	5	10.3.	VERIFICACION DE LA RESISTENCIA A SOLICITACIONES DE CORTANTE	11
5.2.	SOLERA	5	10.4.	VERIFICACION DE LA ABERTURA DE FISURA EN ESTADO LIMITE DE SERVICIO	11
5.3.	ZAPATAS	6	10.5.	RESUMEN DEL ARMADO NECESARIO	11
6.	CRITERIOS DE VERIFICACION	6	11.	CONCLUSION	12
6.1.	ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A TENSIONES NORMALES (ELU)	6	ANEJO I: DETERMINACIÓN SIMPLIFICADA DE ESFUERZOS EN CAJONES	13	
6.1.1.	ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN PURA O FLEXOTRACCION REDUCIDA	6	1.1.	ESFUERZOS EN PAREDES EXTERIORES EN FASE DE FLOTACION Y FONDEO (ELU)	13
6.1.2.	ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXOTRACCION	6	1.2.	ESFUERZOS EN PAREDES INTERIORES EN FASE DE RELLENO DE CELDAS (ELU)	14
6.1.3.	OTROS ASPECTOS	6	1.3.	ESFUERZOS EN PAREDES EXTERIORES EN FASE DE SERVICIO (ELU)	15
6.2.	ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE (ELU)	6	1.4.	ESFUERZOS EN PAREDES EXTERIORES EN FASE DE SERVICIO (ELS)	16
6.3.	ESTADO LIMITE DE FISURACION (ELS)	6	ANEJO II: DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN SOLERA MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS	17	
7.	SITUACIONES DE PROYECTO	7			
7.1.	FLOTACION	7			
7.2.	RELLENO	7			
7.3.	SERVICIO	7			
7.4.	OTRAS SITUACIONES	8			
8.	DETERMINACIÓN DE LAS COMBINACIONES DE ACCIONES	8			
8.1.	CRITERIOS DE COMBINACION	8			
8.2.	HIPOTESIS CONSIDERADAS	8			
9.	DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS DE CALCULO	9			
9.1.	DETERMINACIONES PREVIAS	9			
9.2.	ESFUERZOS EN LAS PAREDES EXTERIORES DURANTE LA FASE DE FLOTACION (ELU)	9			
9.3.	ESFUERZOS EN LAS PAREDES INTERIORES DURANTE LA FASE DE RELLENO DE CELDAS (ELU)	9			

INDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURA 1: CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DEL CAJÓN I.....	5
FIGURA 2: CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DEL CAJÓN II.....	5
FIGURA 3: ESQUEMA DE ESFUERZOS EN LA FASE DE FLOTACIÓN Y TRANSPORTE	7
FIGURA 4: ESQUEMA DE ESFUERZOS EN LA FASE DE RELLENO.....	7
FIGURA 5: ESQUEMA DE ESFUERZOS EN LA FASE DE SERVICIO	8
FIGURA 6: MOMENTOS FLECTORES DE EJE VERTICAL MX EN FASE DE FLOTACIÓN PARA PAREDES EXTERIORES	13
FIGURA 7: MOMENTOS FLECTORES DE EJE HORIZONTAL (MY) PARA FASE DE FLOTACIÓN EN PAREDES EXTERIORES.....	13
FIGURA 8: CORTANTES DE CALCULO VX Y VY PARA FASE DE FLOTACIÓN EN PAREDES EXTERIORES	13
FIGURA 9: MOMENTOS FLECTORES DE EJE VERTICAL MX PARA PAREDES INTERIORES EN FASE DE RELLENO DE CELDAS.....	14
FIGURA 10: MOMENTOS FLECTORES DE EJE HORIZONTAL MY PARA PAREDES INTERIORES EN FASE DE RELLENO DE CELDAS	14
FIGURA 11: CORTANTES DE CALCULO VX Y VY PARA FASE DE RELLENO DE CELDAS EN PAREDES INTERIORES.	14
FIGURA 12: AXILES HORIZONTALES NX EN PAREDES INTERIORES EN FASE DE RELLENO DE CELDAS	14
FIGURA 13: MOMENTOS FLECTORES DE EJE VERTICAL MX EN PAREDES EXTERIORES Y FASE DE SERVICIO ELU.....	15
FIGURA 14: MOMENTOS FLECTORES DE EJE HORIZONTAL MY EN PAREDES EXTERIORES Y FASE DE SERVICIO ELU	15
FIGURA 15: CORTANTES DE CALCULO VX Y VY PARA FASE DE SERVICIO ELU	15
FIGURA 16: MOMENTOS FLECTORES DE EJE VERTICAL MX EN PAREDES EXTERIORES Y FASE DE SERVICIO ELS.....	16
FIGURA 17: MOMENTOS FLECTORES DE EJE HORIZONTAL MY EN PAREDES EXTERIORES Y FASE DE SERVICIO ELS..	16
FIGURA 18: DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES VX EN SOLERA	17
FIGURA 19: DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS FLECTORES MX EN SOLERA	17

INDICE DE TABLAS

TABLA 1: PARÁMETROS DEL HORMIGON PARA ARMAR CAJONES PORTUARIOS	4
TABLA 2: CARACTERÍSTICAS DEL ACERO PARA ARMAR LOS CAJONES PORTUARIOS	4
TABLA 3: COEFICIENTES DE COMPATIBILIDAD.....	8
TABLA 4: COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARCIALES EN ELU. PARA ELS SE CONSIDERAN TODOS ESTOS VALORES COMO UNITARIOS.....	8
TABLA 5: HIPÓTESIS CONSIDERADAS PARA EL CALCULO DEL ARMADO EN ELU Y ELS. LAS ACCIONES QUE CUENTAN CON DOS COEFICIENTES SE DEBEN COMPROBAR CON AMBOS.....	8
TABLA 6: RESUMEN DE LOS ESFUERZOS OBTENIDOS PARA CADA ELEMENTO Y SITUACIÓN DE PROYECTO	10
TABLA 7: RECUBRIMIENTOS NOMINALES PARA LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN BASE A UNA ARMADURA COLOCADA DE 20MM DE DIÁMETRO	11
TABLA 8: DISPOSICIÓN DE ARMADO EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	11



1. INTRODUCCION

En el presente anejo se procede al cálculo del armado correspondiente de los cajones de hormigón, que serán utilizados como elementos estructurales del muelle, por tanto, las acciones consideradas serán las pertinentes a esta determinada situación.

No obstante, para la realización de los cálculos, en cada uno de los casos, se considerará aquella situación que resulta pésima a efectos de los mismos, de forma que el resultado obtenido garantice el buen comportamiento de la estructura y que responderá correctamente frente a cualquiera de las solicitaciones consideradas o esperables.

2. INFORMACION PREVIA

Para la determinación de los armados se utilizarán los mismos criterios que en los anejos anteriores. A continuación solo se indica aquellos elementos que se considera que no han sido detallados correctamente o que no hayan sido mencionados

2.1. VIDA UTIL

Como ya se trato al principio de este proyecto, se adopta una vida útil de 50 años, tal y como indica la ROM.

2.2. PARAMETROS DE LOS MATERIALES

A continuación se detallan las características del hormigón armado con el cual se realiza el diseño del armado.

2.2.1. HORMIGON

Se utilizará hormigón armado HA-35/F/25/IIIb+Qb y deberá cumplir las siguientes condiciones.

- Resistencia mínima de 35 MPa
- Contenido mínimo de cemento de 350 kg/m³
- Relación agua cemento inferior a 0,50

En base a estas especificados se han tomado los siguientes parámetros para el diseño del armado.

ELEMENTO	VALOR
Peso específico del hormigón armado (γ)	25 kN/m ³
Modulo de deformación (E_c)	29,8 GPa
Resistencia característica del hormigón (f_{ck})	35 MPa
Resistencia de cálculo del hormigón (f_{cd})	23,3 MPa
Maxima abertura de fisura (W_{max})	0,2 mm

Tabla 1: Parámetros del hormigón para armar cajones portuarios

Se ha decidido utilizar el ambiente IIIb + Qb. Siendo éste el indicado tanto para exposición general como específica para ambientes marinos. En concreto se ha tomado un ambiente general de elementos sumergidos permanentemente. Esta decisión se basa en que muy pocas áreas del cajón se encontraran por encima del nivel del mar, apenas 50cm. De este modo se consigue simplificar el proceso constructivo y de cálculo, utilizando solo una dosificación del hormigón.

2.2.2. ACERO

Se prevé la utilización de armaduras pasivas B500S. En base a la normativa vigente deberán cumplir los siguientes parámetros.

ELEMENTO	VALOR
Modulo de deformación (E_s)	200 GPa
Limite elástico del acero (f_{yk})	500 MPa
Limite elástico de cálculo del acero (f_{yd})	434,78 MPa
Distancia entre armaduras longitudinales (s)	< 30 cm
Cuantía geométrica mínima ¹	3,2 ‰

Tabla 2: Características del acero para armar los cajones portuarios

Además, se deberán exigir los siguientes recubrimientos mínimos.

- Armaduras verticales: El recubrimiento será igual o superior al diámetro de la barra o a 0,8 veces el diámetro del árido
- Armaduras horizontales: El recubrimiento será igual o superior al diámetro de la barra o a 1,25 veces el diámetro del árido

Existen ciertos elementos con mínimos específicos

- Paredes exteriores: Se establece un recubrimiento mínimo de 60mm
- Paredes interiores: Se establece un recubrimiento mínimo de 40mm

2.3. CRITERIO DE SIGNOS

Se establece que los axiles positivos son de tracción y los axiles negativos de compresión. Por otro lado, las cargas verticales serán siempre positivas si van hacia abajo.

En cuanto a los momentos, se establecen positivos si se producen en sentido antihorario y negativos para el caso contrario.

¹ Se establece esta cuantía mínima para ambas caras y en todos los elementos del cajón (Solera, zapatas y paredes exteriores e interiores)

3. GEOMETRIA DEL CAJON

La sección propuesta es aquella que ha sido verificada mediante los criterios de estabilidad de la ROM 0.5 – 05. Y por tanto, es apta para poder diseñar el armado.

Aunque existan dos tramos, a nivel estructural son idénticos, solo variando algunas cargas. Por tanto, se realizará el mismo procedimiento de diseño pero variando los esfuerzos que sean necesarios.

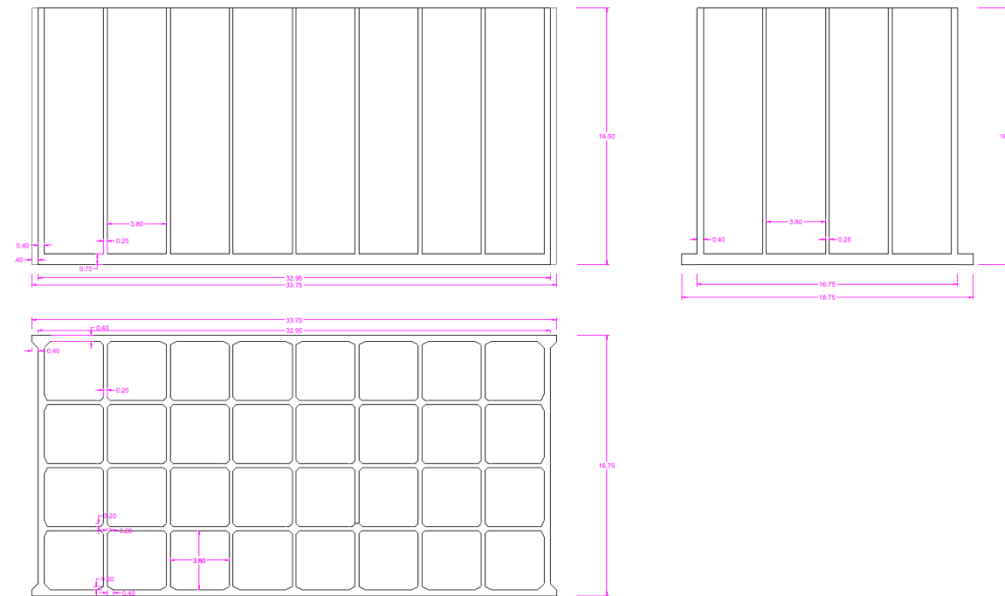


Figura 1: Configuración geométrica del cajón I

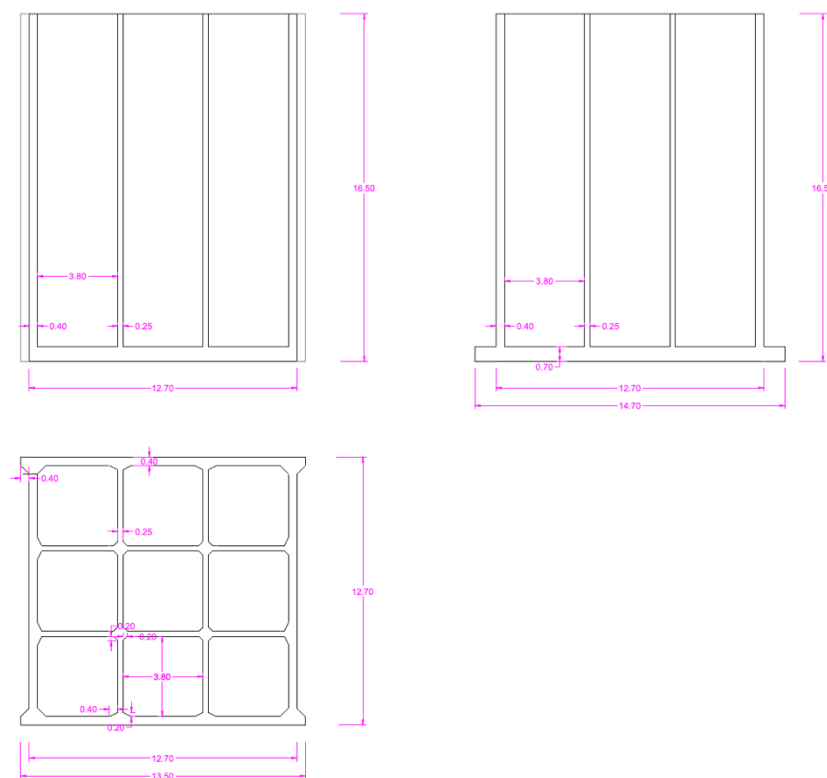


Figura 2: Configuración geométrica del cajón II

Para adaptarse al lenguaje del manual de cajones portuarios, a continuación se muestran una pequeña descripción de cada elemento del cajón.

- Solera: Losa maciza de hormigón de planta rectangular
- Fuste: Combinación de las paredes exteriores e interiores de las celdas.
- Zapatas: Zonas voladas de la solera respecto del fuste

4. ACCIONES CONSIDERADAS

El manual para el cálculo de cajones portuarios indica que se deben tener en cuenta las siguientes acciones

- Acciones permanentes² (G)
 - o Peso propio
 - o Empuje de Arquímedes o subpresión
 - o Cargas muertas (Superestructuras y elementos de manipulación de mercancías)
 - o Empuje hidrostático o empuje del agua
 - o Efecto silo del material de relleno de las celdas³
 - o Empuje activo del material del trasdós del cajón
- Acciones Variables (Q)
 - o Sobrecargas de uso y explotación
 - o Oleaje: Tal y como se indica en anejos anteriores, no se considera
- Acciones extraordinarias (A): No se considera el sismo en este proyecto básico

En los siguientes apartados se realizará el cálculo de estas acciones atendiendo a las peculiaridades de cada elemento estructural y tramo de la obra.

5. ESFUERZOS Y MODELIZACION DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.1. PAREDES EXTERIORES E INTERIORES

Las paredes exteriores e interiores, también llamadas fuste, sufren esfuerzos de flexión en planos horizontales. En consecuencia, las armaduras de estos elementos son horizontales, siendo las armaduras verticales tratadas como de reparto, es decir, no poseen una cuantía mínima exigida. Por tanto, el cálculo se simplifica en gran medida.

En cuanto a la modelización de estos elementos. Se tomará como losas esbeltas empotradas en tres bordes: Solera y paredes contiguas. Se tomará el borde superior como libre. Durante su vida estos elementos también se encontrarán empotrados en su parte superior. Sin embargo, se cree que esta modelización es la más desfavorable.

5.2. SOLERA

Se considera la solera como una concatenación de pequeñas losas delimitadas por las paredes exteriores e interiores, estando empotradas en estos elementos. En consecuencia, se realizará el cálculo con la más desfavorable.

Estos elementos sufrirán esfuerzos de corte y flexión.

² Los empujes del terreno se pueden considerar permanentes de valor variable

³ Los materiales ensilados ejercen presiones sobre las paredes de las celdas, como una suerte de empujes activos. El asiento del propio del relleno movilizada el rozamiento tierras – pared y descarga las tensiones verticales en el fondo.

5.3. ZAPATAS

Debido a la naturaleza de este proyecto básico, se tomarán como una prolongación de la solera.

6. CRITERIOS DE VERIFICACION

Tal y como indica el manual de diseño de cajones portuarios. Se deben realizar el cálculo del armado en base a tres tipos de verificaciones.

6.1. ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A TENSIONES NORMALES (ELU)

6.1.1. ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN PURA O FLEXOTRACCION REDUCIDA

Se define la cuantía de armado y el momento reducido en base a las siguientes expresiones

$$U_0 = 0,85f_{cd}bd$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{U_0}$$

$$\mu = \frac{M_d}{U_0 d}$$

La cuantía de armadura necesaria para resistir un momento reducido μ vendrá dada por la expresión:

$$\omega = \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$$

6.1.2. ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXOTRACCION

En el caso de elementos sometidos a flexotracción, la armadura de la cara traccionada se puede determinar como suma de la obtenida para el caso de flexión simple más un suplemento de armadura que viene dado por la expresión siguiente:

$$\omega^a = \frac{A_s^a f_{yd}}{U_0} = \frac{N_d}{2U_0} = \frac{\nu}{2}$$

6.1.3. OTROS ASPECTOS

Deben tener en cuenta todos estos aspectos relacionados con las armaduras

- Cuantía mínima geométrica = 3,2‰
- Flexión simple o compuesta: Cuantía mínima mecánica

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

Si el valor de A_s no cumple la ecuación anterior, se deberá de colocar un valor αA_s en base a la siguiente ecuación:

$$\alpha = 1,5 - 12,5 \frac{A_s f_{yd}}{b h \times f_{cd}}$$

- Tracción simple o compuesta: Cuantía mínima mecánica

$$A_s f_{yd} \geq 0,20 f_{cd} b h$$

Si el valor de A_s no cumple la ecuación anterior, se deberá de colocar un valor $\alpha_T A_s$ en base a la siguiente ecuación:

$$\alpha_T = 1,5 - 2,5 \frac{A_s f_{yd}}{f_{cd} b h}$$

6.2. ESTADO LIMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE (ELU)

Al tratarse de elementos que no se diseñan por armadura de cortante, bastará con realizar la siguiente verificación. De hecho, este tipo de elementos estructurales no portan este tipo de armadura.

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

El parámetro V_{u2} se obtendrá de la siguiente formulación

$$V_{u2} [MN] = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d [mm]}} \right) \left(100 f_{ck} [MPa] \rho_1 \right)^{1/3} - 0,15 \sigma'_{cd} \right] b [m] d [m]$$

6.3. ESTADO LIMITE DE FISURACION (ELS)

El tipo de fisuración que puede darse en estructuras de cajones portuarios corresponde a una fisuración por esfuerzos de tracción debidos a acciones exteriores.

Para verificar este modo de fallo, se debe satisfacer la siguiente igualdad:

$$w_k \leq W_{max}$$

Donde,

- W_k es la abertura de fisura características
- W_{max} es la máxima abertura de fisura admisible en base al ambiente. Se adopta un valor de $W_{max} = 0,20mm$, tal y como indica el manual.

Para obtener la abertura característica se aplica la siguiente formulación

$$w_k = 1,7 s_m \varepsilon_{sm}$$

Siendo s_m la separación entre fisuras, dicho valor se puede obtener de la siguiente ecuación:

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4kl \frac{\phi A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Siendo,

- c el recubrimiento geométrico de las armaduras
- s la distancia entre los ejes de las barras
- k_i el coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones. Se suele adoptar $k = 0,125$ para el caso habitual de que no este traccionada la totalidad de la sección.
- $A_{c,eficaz}$ es el área de hormigon traccionada entorno a la barra

El valor ε_{sm} corresponde con el valor de la deformación media del acero respecto al hormigon. Siendo;

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - 0,5 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

7. SITUACIONES DE PROYECTO

Una vez determinados los tipos de esfuerzos que sufrirán cada elemento estructural y el proceso para determinar el armado. Se procede a indicar las distintas situaciones de proyecto que se deberán tener en cuenta. Para ELU: Flotación, relleno y servicio, y para ELS: Servicio

7.1. FLOTACION

Durante el proceso de transporte de los cajones, estos son lastrados con agua hasta una altura ya calculada. De ese modo, es posible su transporte en condiciones de seguridad. En base a esta situación, se determinan las siguientes acciones sobre cada elemento estructural.

- Paredes exteriores: Solicitadas por el empuje hidrostático. Se debe tomar con un estado crítico.
- Paredes interiores: Al considerarse que el lastre esta equilibrado entre celdas, no se toman esfuerzos. Por tanto, no es un estado crítico.
- Solera: Se encontrará solicitada por el empuje de Arquímedes, su peso propio y peso del lastre. No se considerará un estado crítico, ya no existen sobrecargas

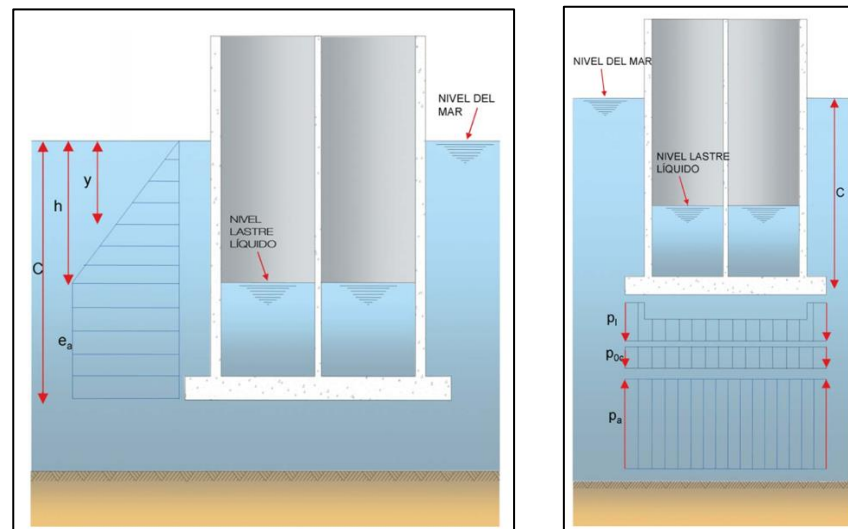


Figura 3: Esquema de esfuerzos en la fase de flotación y transporte

7.2. RELLENO

Fondeado el cajón se procede al relleno de sus celdas. Este proceso se suele realizar de forma que no todas las celdas se rellenan de forma simultanea, en consecuencia, aparecen empujes diferenciales en las paredes exteriores e interiores. Dada esta situación se deben tener en cuenta las siguientes solicitaciones:

- Paredes exteriores: Sufren el empuje hidrostático y el empuje de las tierras. Sin embargo, no es un estado crítico.
- Paredes interiores: Aparecen empujes de las tierras de las celdas. Se considera un estado crítico
- Solera: Solo está solicitada por el relleno y la subpresión. Por tanto, no se considera un estado crítico

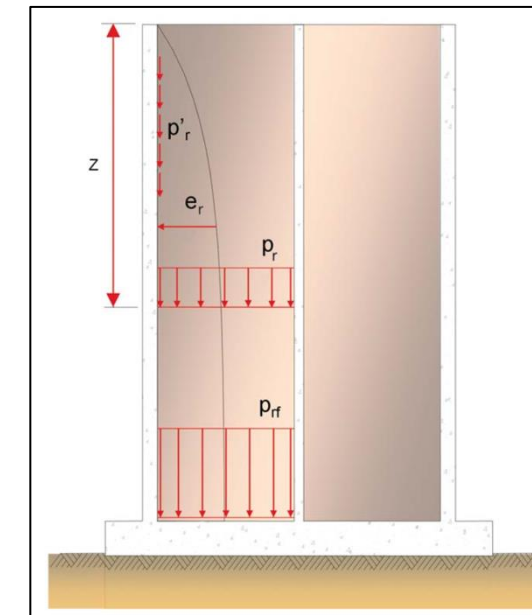


Figura 4: Esquema de esfuerzos en la fase de relleno

7.3. SERVICIO

Una vez se encuentre fondeado el cajón, aparecerán las siguientes solicitaciones.

- Paredes exteriores: Se encuentran solicitadas por los empujes del relleno y el empuje hidrostático. Se considera un estado crítico.
- Paredes interiores: Se estima que las paredes interiores estarán en equilibrio, ya que todas las celdas estarán rellenas hasta la misma cota. Sin embargo, se debe de tener en cuenta el esfuerzo de tracción transmitido por las paredes exteriores. Por tanto, se considera un estado crítico.
- Solera: Se encuentra solicitada por el peso propio, el peso del relleno de celdas, la subpresión y la reacción del terreno propiciada por las sobrecargas. Esta situación es la más desfavorable para la solera.

Al contrario que el resto de fases, esta situación de proyecto se analizará en ELU y ELS.

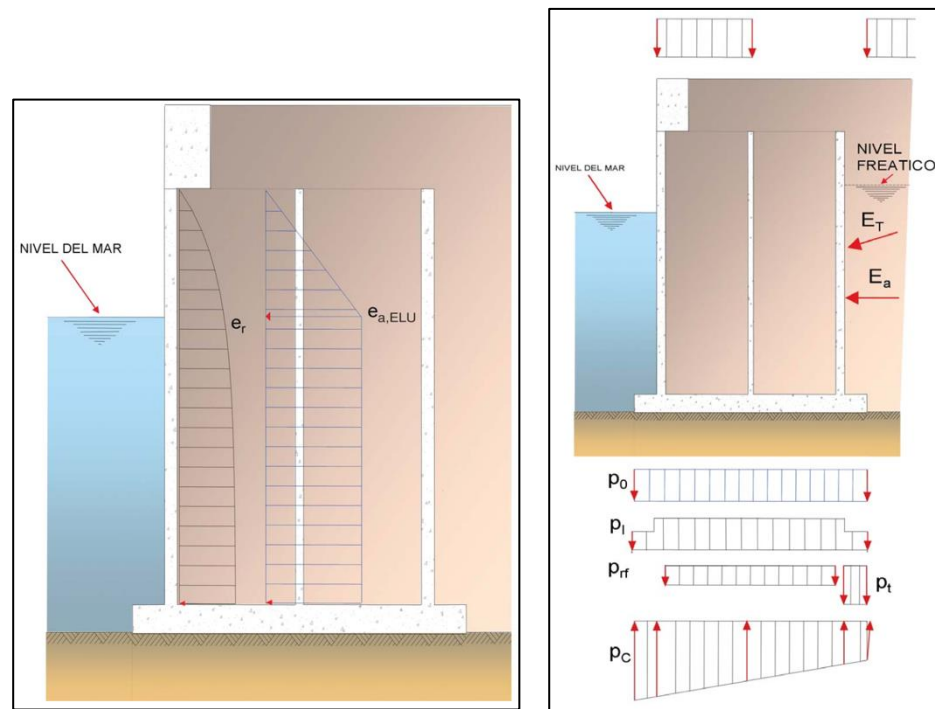


Figura 5: Esquema de esfuerzos en la fase de servicio

7.4. OTRAS SITUACIONES

Existen otras situaciones de proyecto de corta duración como el proceso de fondeo con material granular. En base al alcance de este proyecto básico no se tendrán en cuenta. La operación de fondeo es análoga a la de flotación. Por tanto, no aparecerán solicitaciones más críticas.

En base a todas estas situaciones de proyecto se realizarán las pertinentes combinaciones de acciones. Sin embargo, existen determinados elementos estructurales (Paredes exteriores e interiores) que sus esfuerzos ya se encuentran tabulados en función de distintas dimensiones geométricas. Por tanto, no será necesario obtener las acciones sobre estos elementos.

8. DETERMINACIÓN DE LAS COMBINACIONES DE ACCIONES

8.1. CRITERIOS DE COMBINACION

En base a los criterios de manual de diseño de cajones portuarios en su apartado 5.5. Se establece el siguiente criterio de combinación de acciones.

- Combinación de acciones en situación persistente o transitoria

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

Al no existir acciones sísmicas o de características excepcionales, solo se tomará este tipo de combinación. Es importante destacar que en este tipo de análisis estructural no se tiene en cuenta las condiciones de trabajo de anteriores anejos (CT1, CT2 o CT3). Es por ello que, para cada acción, se tomará el valor más desfavorable teniendo en cuenta todas las condiciones de trabajo.

A continuación se detallan los coeficientes compatibilidad y de seguridad parciales.

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0,70	0,60	0,50

Tabla 3: Coeficientes de compatibilidad

Tipo de Acción	Acción	Estado Limite Último			
		Combinación Persistente o transitoria		Combinación Excepcional	
		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 4: Coeficientes de seguridad parciales en ELU. Para ELS se consideran todos estos valores como unitarios

8.2. HIPOTESIS CONSIDERADAS

En base a las acciones consideradas, las situaciones de proyecto y las ecuaciones de combinación de acciones. Se determinan las siguientes hipótesis de cálculo⁴.

ACCION O AGENTE	SITUACION DE PROYECTO			
	ELU1: FLOTACION	ELU3: RELLENO	ELU4: SERVICIO	ELS1: SERVICIO
Peso propio del cajón	1,00 / 1,35	-	1,00 / 1,35	1
Cargas muertas	-	-	1,35	1
Empuje de Arquímedes o subpresión	1,00 / 1,35	-	1,00 / 1,35	1
Peso del agua de lastre	1,35	-	1,00 / 1,35	1
Empuje del agua o empuje hidrostático	1,35	-	1,35	1
Peso del relleno de las celdas	-	-	1,00 / 1,35	1
Empuje del relleno de las celdas (Efecto silo)	-	1,50	1,50	1
Empuje activo del trasdós (*)	-	-	1,50	1
Sobrecarga de uso (*)	-	-	1,50	1
Elemento estructural mas solicitado	PE	PI	PE + S	PE

Tabla 5: Hipótesis consideradas para el calculo del armado en ELU y ELS. Las acciones que cuentan con dos coeficientes se deben comprobar con ambos.

(*) → Acciones solo previstas para el tramo I: Plataforma de atraque

⁴ Se tienen en cuenta los coeficientes de seguridad parciales y los coeficientes de simultaneidad

9. DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS DE CALCULO

La determinación de los esfuerzos se realizará tal y como indica el manual para cajones portuarios. Este permite realizar los cálculos para el fuste de una forma sencilla y simplificada gracias a una serie de gráficos tabulados.

Dichos gráficos permiten obtener los esfuerzos actuantes en el plano horizontal mediante algunas de las principales características geométricas de cada elemento. Del mismo modo se proporcionan los cortantes y momentos en el plano vertical.

9.1. DETERMINACIONES PREVIAS

Los gráficos dispuestos en el manual están basados en un determinado tipo de cajón con sus correspondientes dimensiones. Se trata de un cajón de 33,75m x 19,60m y el caso de estudio posee una manga algo menor (33,75m x 18,75m). Por otro lado, los duques de alba son completamente diferentes, cuadrados y de 12,7m de lado.

Sin embargo, las dimensiones de las celdas son idénticas; por tanto, es posible utilizar los datos tabulados de este anexo.

Esto es, celdas cuadradas de 3,8m; cartelas de las paredes exteriores de $c_{xb} = 20 \times 40$ y las cartelas de las paredes interiores de $c \times c = 20 \times 20$ cm. Por último los cantos para las paredes exteriores se han tomado iguales a 40cm ($d = 35$ cm) y las interiores iguales a 25cm ($d = 20$ cm).

Los cortantes se calculan en función del elemento, a las siguientes distancias:

- Empotramiento de las paredes con la solera a $1,5 \times d$ del borde de la solera (V_y)
- Paredes exteriores: Con la geometría considerada, el dimensionamiento se hace a 1,50 veces el canto de la pared más el canto de la cartela desde el borde de la pared transversal. Para un espesor de pared de 40 cm, supone dimensionar a una distancia de $1,50 \times (d + c) = 1,50 \times (0,35 + 0,20) = 0,825$ m medida desde el borde de la pared transversal
- Paredes interiores. En este caso, el dimensionamiento se ha hecho para el cortante situado a una distancia de $(0,20 + 0,0) = 0,40$ m medidos desde el borde de la pared transversal.

9.2. ESFUERZOS EN LAS PAREDES EXTERIORES DURANTE LA FASE DE FLOTACION (ELU)

En base a los datos anteriores y los siguientes gráficos del anejo I del manual, es posible obtener todos los esfuerzos de las paredes exteriores en la fase de flotación (ELU 1).

- Momento flector M_x

Para obtener los momentos flectores M_x se debe obtener el valor de DH. Este valor se obtiene de la diferencia de altura entre el nivel del mar y el lastre líquido durante la operación de transporte y flotación. Tal y como se vio en documentos anteriores, la cota de lastre se sitúa en 3,4m para la situación más desfavorable. Además, dicha situación genera un calado de 11,68m.

Por tanto, el valor DH para poder obtener datos de la grafica es $DH = 8,28$ m. En base a la Figura 6 se obtienen los siguientes resultados:

- o $M_x (+) = 150$ kNm
- o $M_x (-) = -75$ kNm

- Momento flector M_y

Del mismo modo que en el apartado anterior y con el mismo valor de DH, se obtiene mediante la Figura 7 los momentos flectores en eje y.

- o $M_y (+) = 100$ kNm
- o $M_y (-) = -30$ kNm

- Cortantes de cálculo V_x y V_y

Por último, se obtiene de la Figura 8 los valores de los cortantes de cálculo. Tal y como se ha realizado anteriormente, mediante el valor DH.

- o $V_x = 100$ kN
- o $V_y = 110$ kN

9.3. ESFUERZOS EN LAS PAREDES INTERIORES DURANTE LA FASE DE RELLENO DE CELDAS (ELU)

Los gráficos para determinar los esfuerzos en las paredes interiores están tabulados en base a la altura del cajón ($H = 16$ m). Para esta situación se supone que se rellena completamente, ya sea dos celdas contiguas (máximo momento en apoyos) ya sea celdas alternas (máximo momento en vano). Por otra parte, debido a que se desconoce el sentido de la acción (puesto que el relleno de celdas se puede hacer en cualquier orden) se considera el máximo valor del momento con su valor absoluto, dando lugar a un armado simétrico.

- Momento flector M_x

En base a la Figura 9 se obtiene los siguientes resultados:

- o $M_x (+) = 60$ kNm
- o $M_x (-) = -60$ kNm

- Momento flector M_y

Del mismo modo se procede con los momentos en eje y en la Figura 10

- o $M_y (+) = 50$ kNm
- o $M_y (-) = -50$ kNm

- Cortantes de cálculo V_x y V_y

Mediante la Figura 11 se obtiene los cortantes en sentido horizontal y vertical en base a la altura del cajón

- o $V_x = 56,5$ kN
- o $V_y = 57,5$ kN

- Axiles horizontales (N_x)

Mediante la Figura 12 y el valor DH (Diferencia de cotas entre los niveles de agua) se obtiene este valor

- o $N_x = 475$ kN

9.4. ESFUERZOS EN LAS PAREDES EXTERIORES DURANTE LA FASE DE SERVICIO (ELU)

La pared exterior está sometida al empuje del relleno más el empuje debido al desnivel hidrostático DH entre el nivel del mar y el nivel de agua dentro de la celda que se supone llena. En este caso el valor DH hace referencia a la cota del lastre en las celdas (Se suponen llenas) y el nivel del agua del mar.⁵ Teniendo en cuenta una altura de lastre hasta la cota +0,50m y un nivel del agua de -0,70m, se obtiene que DH = 1,2m

- Momento flector Mx

En base a la Figura 13 se obtiene los siguientes resultados:

- o Mx (+) = 70 kNm
- o Mx (-) = -70 kNm

- Momento flector My

En base a la Figura 14 se obtiene los siguientes resultados:

- o My (+) = 10 kNm
- o My (-) = -50 kNm

- Cortantes de cálculo Vx y Vy

Mediante la Figura 15 se determinan los esfuerzos cortantes

- o Vx = 50 kN
- o Vy = 45 kN

9.5. ESFUERZOS EN LAS PAREDES EXTERIORES DURANTE LA FASE DE SERVICIO (ELS)

Mediante el mismo procedimiento anterior se calculan los esfuerzos para estado limite de servicio. Como es lógico no se incluyen los esfuerzos de cortante, ya que en ELS son irrelevantes. Mediante las Figura 16 y Figura 17 se obtiene los valores de los momentos flectores en ambos ejes.

- Momento flector Mx

- o Mx (+) = 25 kNm
- o Mx (-) = -50 kNm

- Momento flector MY

- o My (+) = 10 kNm
- o My (-) = -35 kNm

9.6. ESFUERZOS EN LA SOLERA EN FASE DE SERVICIO (ELU)

Los esfuerzos de flexión en la solera más desfavorable se deben analizar en la fase de servicio, ya que es cuando la solera recibe todos los esfuerzos añadidos de las sobrecargas y cargas muertas sobre el cantil. Tal y como indica la normativa, se realizará el análisis de la porción de losa más solicitada, estando ésta empotrada en sus 4 bordes.

Una vez calculadas las acciones que sufre dicha losa en la situación más desfavorable y siguiendo las indicaciones del manual en cuanto a combinación se descargas, se ha procedido al cálculo estructural. Para ello se ha usado el programa CYPE Ingenieros, en su modulo de cálculo de estructuras CYPECAD. Mediante el modelado⁶ de la losa empotrada se han obtenido los siguientes esfuerzos:

- Mx = 289,15 kNm
- My = 289,15 kNm
- Vx = 263,39 kN
- Vy = 263,39 kN

La simetría en la que se aplican las acciones genera la simetría de esfuerzos.

9.7. RESUMEN DE ESFUERZOS

A continuación se muestra una pequeña tabla con un compendio de los esfuerzos para cada elemento y situación de proyecto.

ESFUERZO	SITUACION DE PROYECTO / ELEMENTO				
	ELU1: FLOTACION	ELU3: RELLENO	ELU4: SERVICIO		ELS1: SERVICIO
	PAREDES EXTERIORES	PAREDES INTERIORES	PAREDES EXTERIORES	SOLERA	PAREDES EXTERIORES
MX + (kNm)	150	60	70	289,15	25
MX - (kNm)	-75	-60	-70	289,15	-50
MY + (kNm)	100	50	10	263,39	10
MY - (kNm)	-30	-50	-50	263,39	-35
Vx (kN)	100	56,5	50	-	-
Vy (kN)	110	57,5	45	-	-
Nx (kN)	-	475	-	-	-

Tabla 6: Resumen de los esfuerzos obtenidos para cada elemento y situación de proyecto

10. DETERMINACIÓN DE LAS ARMADURAS DE CALCULO

La determinación de las armaduras de los distintos elementos se ha realizado mediante la formulación detallada para solicitaciones normales y sus correspondientes cuantías mínimas exigidas. Después, dichos valores se han verificado frente a solicitaciones de agotamiento por cortante. Y por ultimo, se ha verificado que la abertura de fisura cumple los máximos establecidos para el tipo de ambiente.

10.1. CONSIDERACIONES PREVIAS

Al tratarse de un proyecto básico y de carácter académico, se han realizado ciertas simplificaciones y consideraciones. El punto principal es la de suponer la misma cuantía de armadura tanto en ambas caras como direcciones del elemento. Pese a ser una simplificación, es una práctica habitual en obra civil ya que simplifica el proceso constructivo y reduce la posibilidad de errores durante el proceso de ferrallado. Tal y como indica el manual, las solicitaciones de cortante no suelen ser criticas a la hora de dimensionar. Así que solo se realizará la comprobación de que la estructura soporta por si misma las solicitaciones de cortante, no se instalará armadura para ello.

⁵ Nivel del agua del mar: BVME para periodo de retorno de 50 años.

⁶ Véase en los anejos de este documento

Por otro lado, se establecen los recubrimientos nominales en función de una armadura de 20mm de diámetro. Con ello, y teniendo en cuenta los recubrimientos mínimos, se obtienen los siguientes resultados.

ELEMENTO	R MIN	R NOM
Paredes Exteriores	60 mm	70 mm
Paredes Interiores	40 mm	50 mm
Solera	60 mm	70 mm

Tabla 7: Recubrimientos nominales para los elementos estructurales en base a una armadura colocada de 20mm de diámetro

10.2. DETERMINACIÓN DE CUANTIAS FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES

10.2.1. PAREDES EXTERIORES

Las paredes exteriores se han modelizado como losas que trabajan a flexión simple. Siendo el canto de $h = 400\text{mm}$ y el ancho⁷ de $b = 1000\text{mm}$. En consecuencia, el valor $d = 330\text{mm}$. Con todo esto, se obtiene los siguientes resultados:

- Armadura frente a solicitaciones normales $\rightarrow A_s = 1046 \text{ mm}^2$
- Cuantías geométricas mínimas $\rightarrow A_s = 1280 \text{ mm}^2$
- Cuantías mecánicas mínimas $\rightarrow A_s = 852 \text{ mm}^2$

Teniendo en cuenta el mayor de estos valores, se determina la siguiente distribución de armado:

- Armadura longitudinal: $5 \text{ } \varnothing 20$
- Armadura transversal: $1c \text{ } \varnothing 20 / 20\text{cm}$

10.2.2. PAREDES INTERIORES

Las paredes interiores se modelizan como losas que trabajan a flexión compuesta. Este se debe a que durante la fase de relleno aparecen axiles sobre la losa. Se ha tomado $h = 250\text{mm}$, $d = 200\text{mm}$ y del mismo modo que en paredes exteriores, $b = 1000\text{mm}$. Con todo esto se obtiene.

- Armadura frente a solicitaciones normales $\rightarrow A_s = 1237 \text{ mm}^2$
- Cuantías geométricas mínimas $\rightarrow A_s = 304 \text{ mm}^2$
- Cuantías mecánicas mínimas $\rightarrow A_s = 1020 \text{ mm}^2$

Teniendo en cuenta el mayor de estos valores, se determina la siguiente distribución de armado:

- Armadura longitudinal: $4 \text{ } \varnothing 20$
- Armadura transversal: $1c \text{ } \varnothing 20 / 25\text{cm}$

10.2.3. SOLERA

Se ha tomado la porción de la losa más solicitada a flexión simple. En este caso, al tratarse de un elemento cuadrado, $b = 4\text{m}$, $h = 700\text{mm}$, y por tanto, $d = 630\text{mm}$. Las cuantías obtenidas son las siguientes.

- Armadura frente a solicitaciones normales $\rightarrow A_s = 884 \text{ mm}^2$
- Cuantías geométricas mínimas $\rightarrow A_s = 1412 \text{ mm}^2$
- Cuantías mecánicas mínimas $\rightarrow A_s = 609 \text{ mm}^2$

Teniendo en cuenta el mayor de estos valores, se determina la siguiente distribución de armado:

- Armadura longitudinal: $5 \text{ } \varnothing 20$
- Armadura transversal: $1c \text{ } \varnothing 20 / 20\text{cm}$

10.3. VERIFICACION DE LA RESISTENCIA A SOLICITACIONES DE CORTANTE

Al no ser necesaria la armadura de cortante por la baja afección de este tipo de esfuerzos. Solo se realizará la verificación de que los diferentes elementos estructurales soportan los esfuerzos de cálculo. Siguiendo las indicaciones del manual se han obtenido los siguientes resultados.

- Paredes exteriores $\rightarrow V_{u2} = 168 \text{ kN} < V_{rd} = 110 \text{ kN}$
- Paredes interiores $\rightarrow V_{u2} = 85,53 \text{ kN} < V_{rd} = 57,5 \text{ kN}$
- Solera $\rightarrow V_{u2} = 321,33 \text{ kN} < V_{rd} = 287,68 \text{ kN}$

Tal y como se puede observar, el cortante de cálculo es menor que el valor resistente. Por tanto, se da por verificado este modo de fallo.

10.4. VERIFICACION DE LA ABERTURA DE FISURA EN ESTADO LIMITE DE SERVICIO

El manual establece que se debe comprobar la abertura de fisura en estado limite de servicio. En base a la formulación establecida, se determina que todos los elementos cumplen con las especificaciones exigidas.

- Paredes exteriores $\rightarrow w_k = 0,15\text{mm} < w_{max} = 0,2\text{mm}$
- Paredes interiores $\rightarrow w_k = 0,09\text{mm} < w_{max} = 0,2\text{mm}$
- Solera $\rightarrow w_k = 0,10\text{mm} < w_{max} = 0,2\text{mm}$

10.5. RESUMEN DEL ARMADO NECESARIO

A continuación se muestra una tabla resumen con el armado necesario en cada elemento.

ELEMENTO	ARMADURA LONGITUDINAL ⁸	ARMADURA TRANSVERSAL
Paredes Exteriores	$5 \text{ } \varnothing 20$	$1c \text{ } \varnothing 20 / 20\text{cm}$
Paredes Interiores	$4 \text{ } \varnothing 20$	$1c \text{ } \varnothing 20 / 25\text{cm}$
Solera	$5 \text{ } \varnothing 20$	$1c \text{ } \varnothing 20 / 20\text{cm}$

Tabla 8: Disposición de armado en los elementos estructurales

⁷ Se establece siempre que el ancho es de $b = 1\text{m}$. Ya que el cálculo de estas losas se realiza por metro lineal, debido a su esbeltez.

⁸ Valores expresados por metro lineal



11. CONCLUSION

Se considera que toda la información detallada en este anejo es suficiente para justificar la disposición de armado a disponer en cada uno de los elementos estructurales detallados.

Siguiendo el alcance de este proyecto básico, no se ha considerado el estudio de los elementos de la superestructura, tales como la viga cantil o el apoyo de los bolardos.

Dicha tarea recae en el correspondiente proyecto constructivo del muelle y se considera independiente a lo tratado en este anejo, es decir, la determinación del armado de los elementos de la superestructura no debería modificar los elementos ya dimensionados.

ANEJO I: DETERMINACIÓN SIMPLIFICADA DE ESFUERZOS EN CAJONES

Los siguientes gráficos son los utilizados para la determinación de los esfuerzos en paredes exteriores e interiores para las distintas fases de proyecto. Estos gráficos están tabulados en función de distintos parámetros geométricos. Estos gráficos se han podido usar al ser las secciones de este proyecto y del cajón tipo del manual, prácticamente idénticos.

1.1. ESFUERZOS EN PAREDES EXTERIORES EN FASE DE FLOTACION Y FONDEO (ELU)

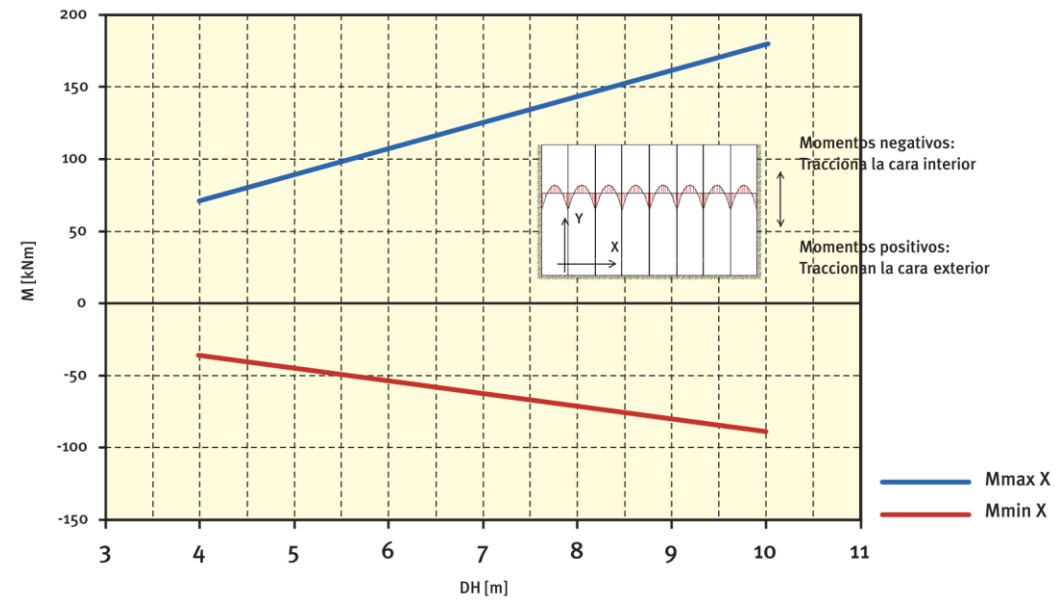


Figura 6: Momentos flectores de eje vertical M_x en fase de flotación para paredes exteriores

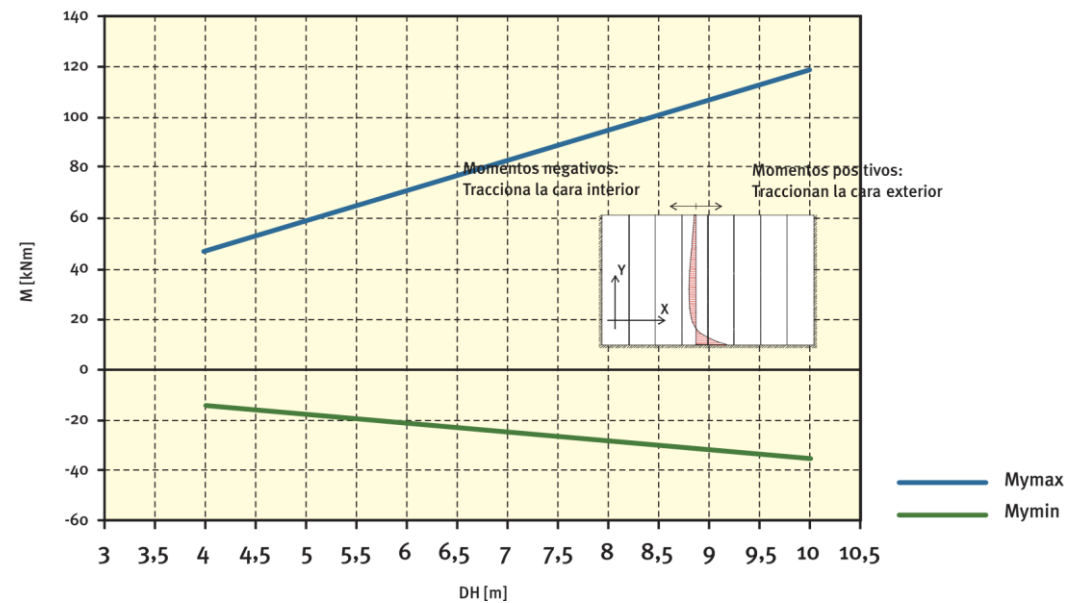


Figura 7: Momentos flectores de eje horizontal (M_y) para fase de flotación en paredes exteriores

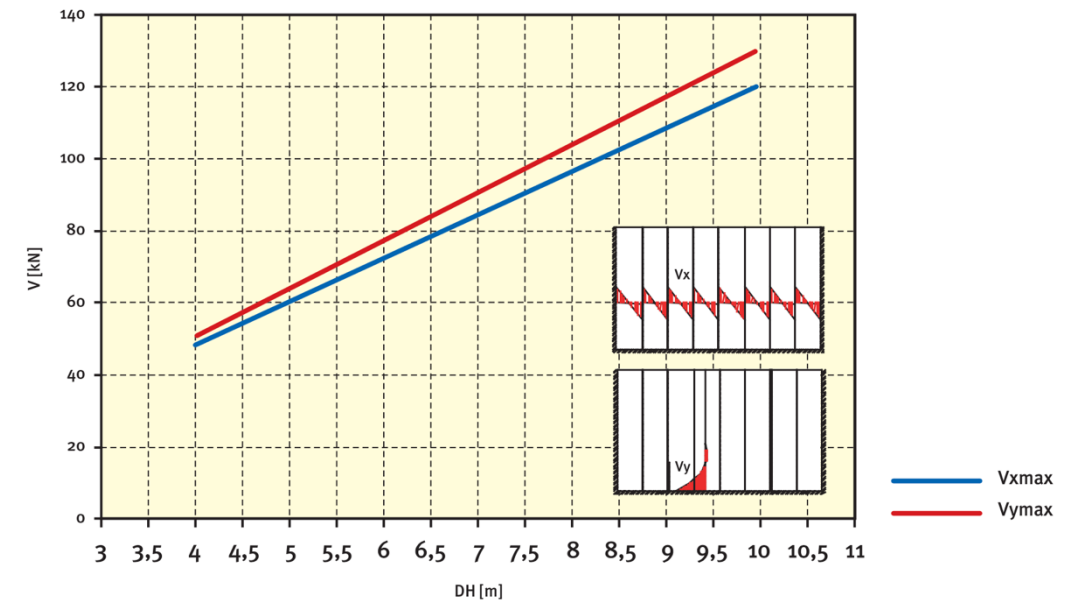


Figura 8: Cortantes de cálculo V_x y V_y para fase de flotación en paredes exteriores

1.2. ESFUERZOS EN PAREDES INTERIORES EN FASE DE RELLENO DE CELDAS (ELU)

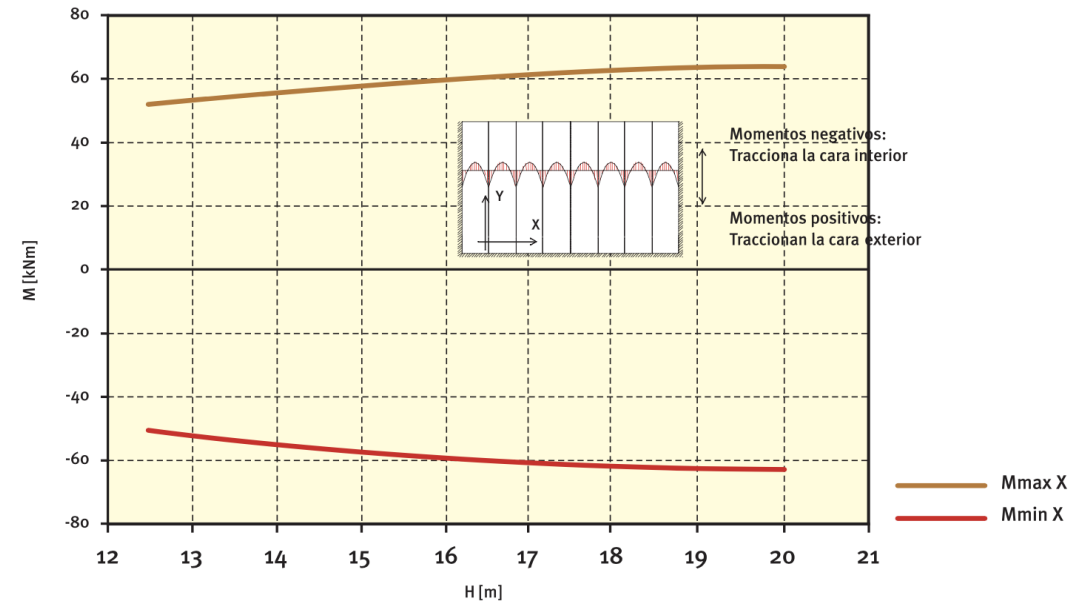


Figura 9: Momentos flectores de eje vertical M_x para paredes interiores en fase de relleno de celdas

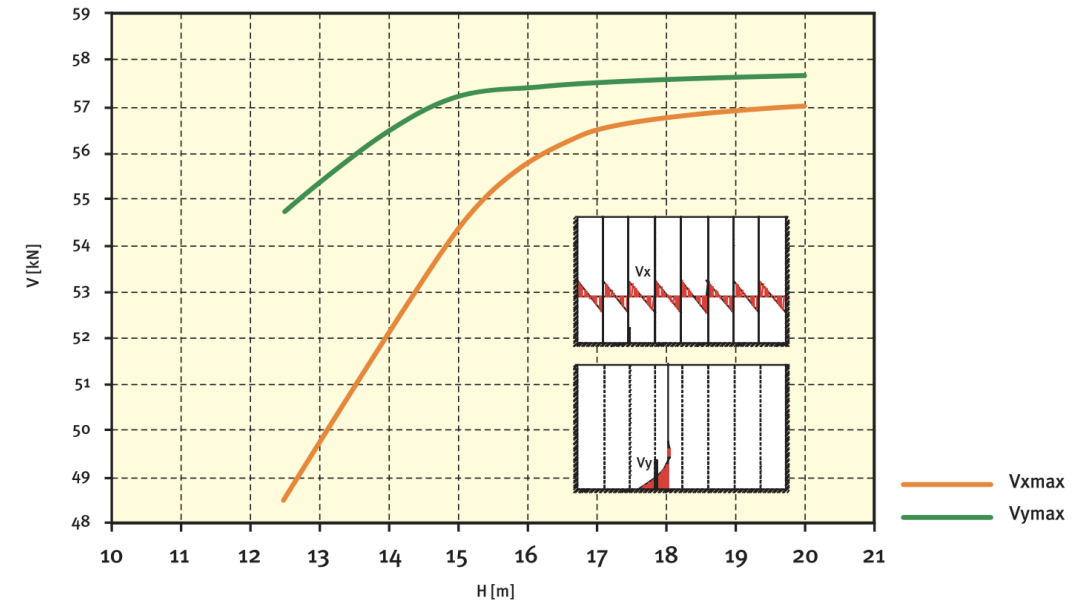


Figura 11: Cortantes de calculo V_x y V_y para fase de relleno de celdas en paredes interiores

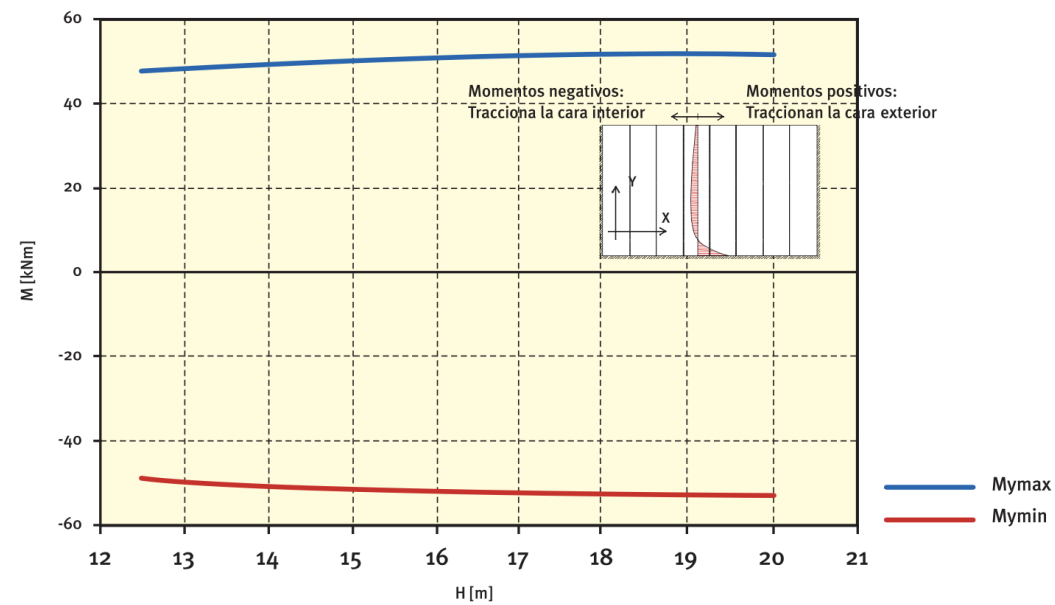


Figura 10: Momentos flectores de eje horizontal M_y para paredes interiores en fase de relleno de celdas

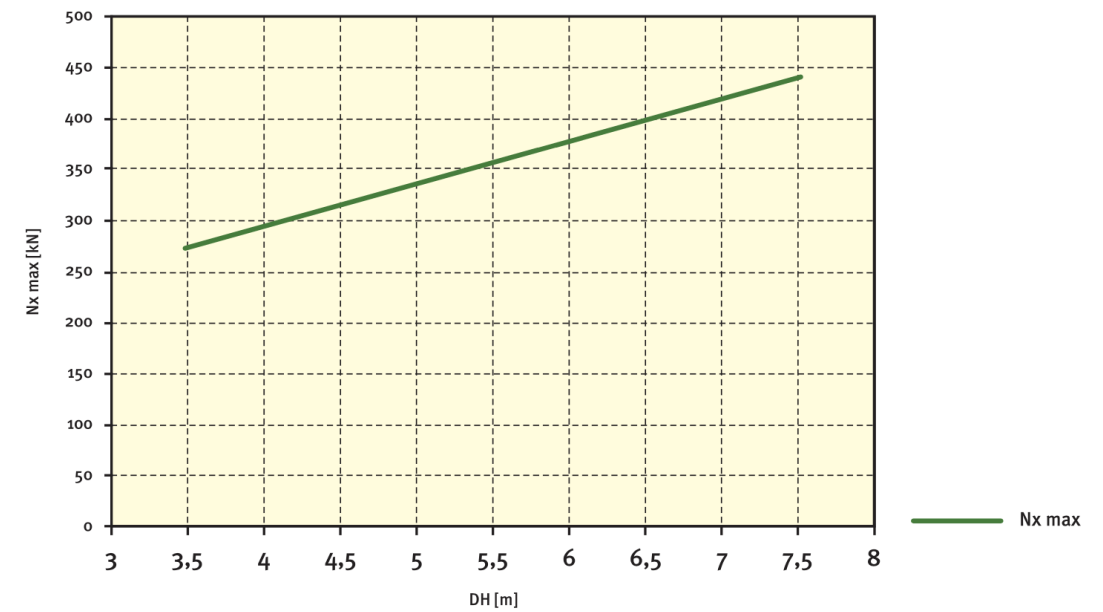


Figura 12: Axiles horizontales N_x en paredes interiores en fase de relleno de celdas

1.3. ESFUERZOS EN PAREDES EXTERIORES EN FASE DE SERVICIO (ELU)

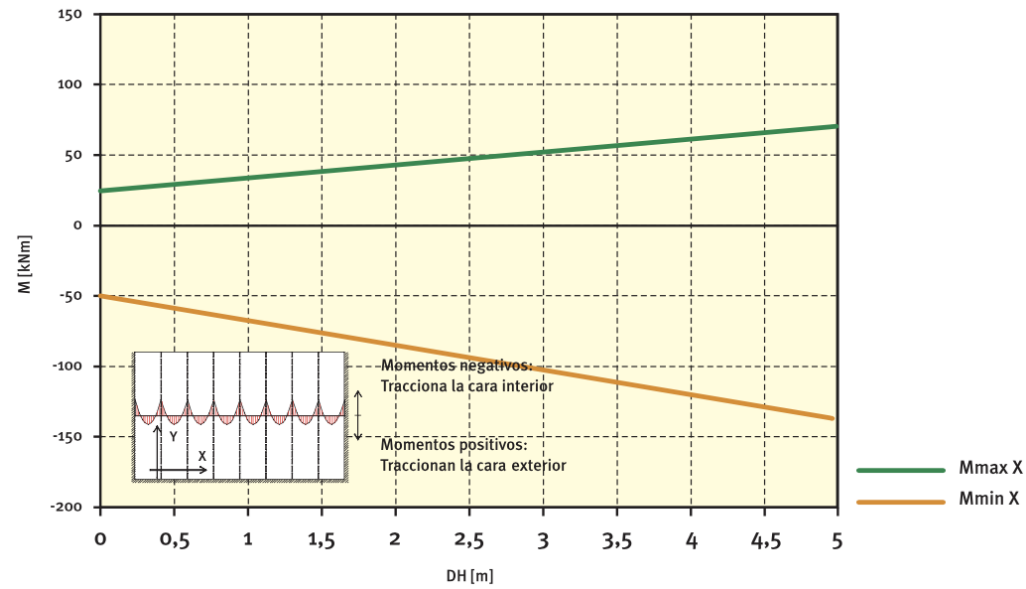


Figura 13: Momentos flectores de eje vertical M_x en paredes exteriores y fase de servicio ELU

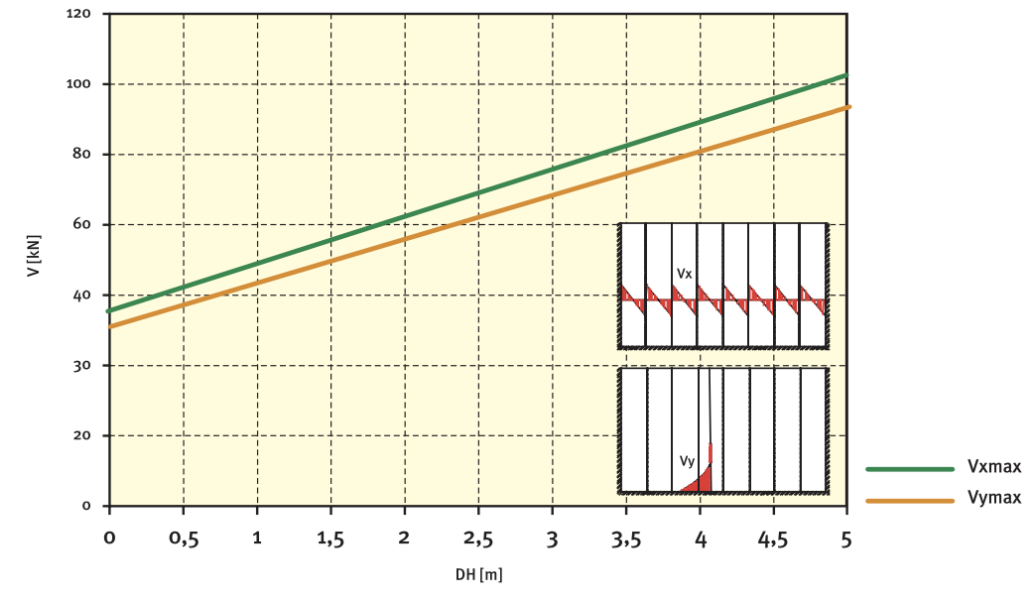


Figura 15: Cortantes de cálculo V_x y V_y para fase de servicio ELU

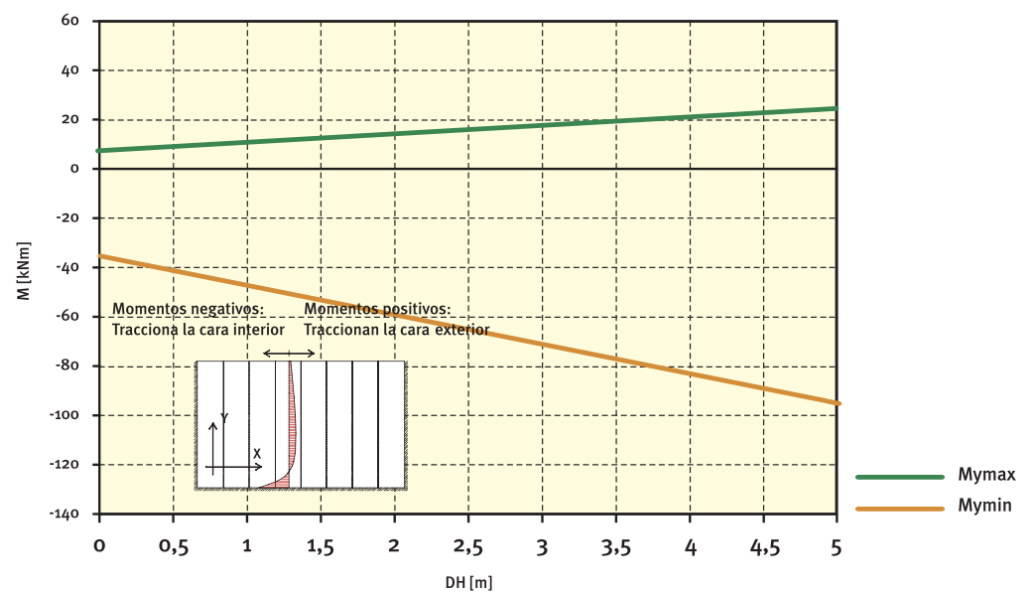


Figura 14: Momentos flectores de eje horizontal M_y en paredes exteriores y fase de servicio ELU

1.4. ESFUERZOS EN PAREDES EXTERIORES EN FASE DE SERVICIO (ELS)

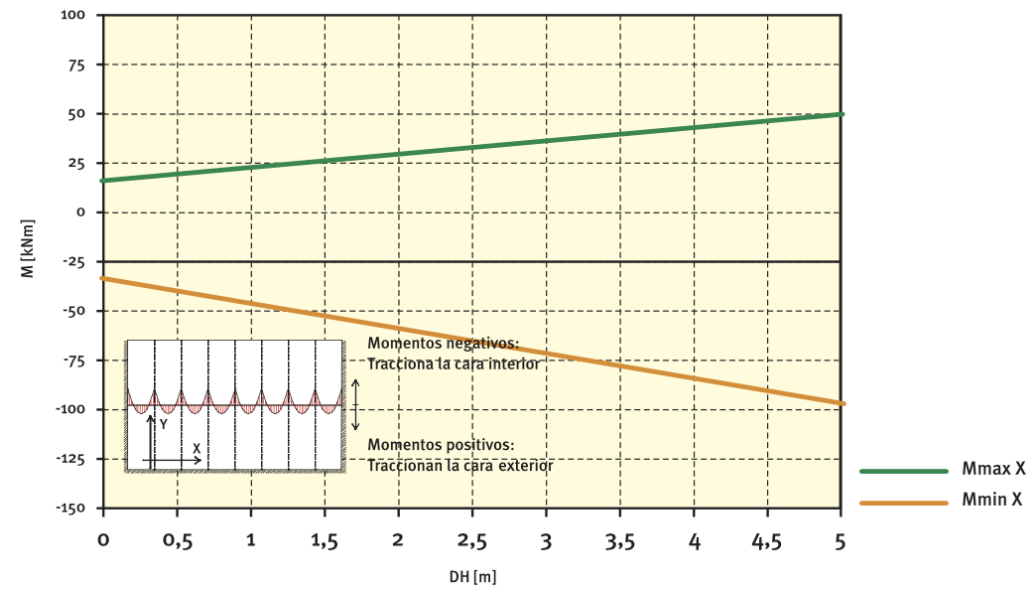


Figura 16: Momentos flectores de eje vertical M_x en paredes exteriores y fase de servicio ELS

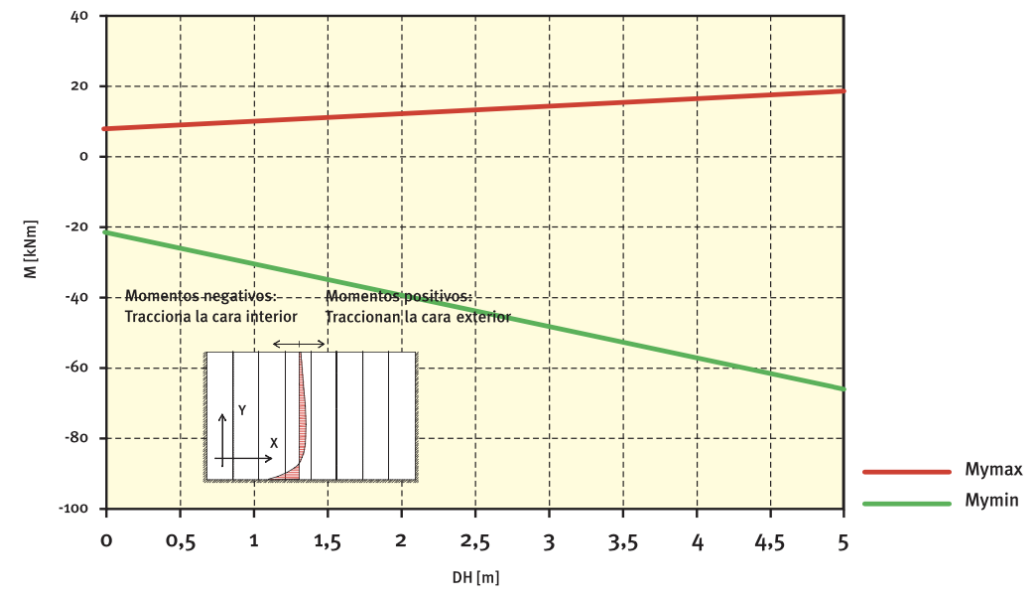


Figura 17: Momentos flectores de eje horizontal M_y en paredes exteriores y fase de servicio ELS

ANEJO II: DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS EN SOLERA MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS

Tal y como se ha indicado, la determinación de esfuerzos en la solera se ha realizado mediante un programa de cálculo estructural mediante elementos finitos. En este caso, Cype Ingenieros y su módulo estructural CYPECAD.

Para ello, se ha modelizado una losa apoya en el terreno y empotrada en sus 4 lados. Los resultados obtenidos son los siguientes.

- Distribución de esfuerzos cortantes V_x . Valores en Tn/m.

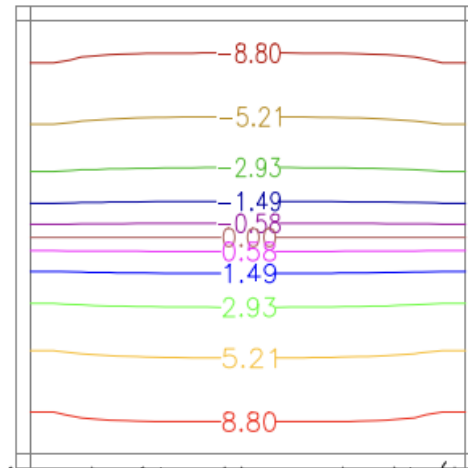


Figura 18: Distribución de esfuerzos cortantes V_x en solera

- Distribución de momentos flectores M_x . Valores en Tnm/m

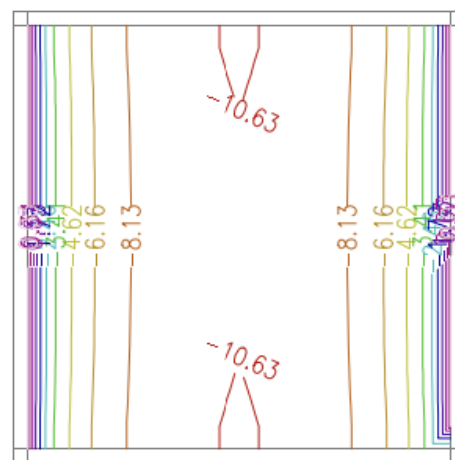


Figura 19: Distribución de momentos flectores M_x en solera

Debido a la simetría de acciones y geometría, los esfuerzos son idénticos en la dirección opuesta.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

ANEJO Nº 7: FIRMES Y PAVIMENTOS

Presentado por

Marco Ramos, David

Curso: 2019/2020

Fecha: junio 2020

Tutor: Gómez Martín, María Esther





INDICE

1.	INTRODUCCION	3
2.	CARACTERISTICAS DEL RELLENO PORTUARIO	3
3.	DIMENSIONAMIENTO DEL FIRME SEGÚN LA ROM	3
3.1.	DEFINICION DE ZONAS EN FUNCION DE SU USO	3
3.2.	CARACTERIZACION DE LAS CARGAS	3
3.3.	INTENSIDAD DE USO	3
3.4.	CATEGORIA DE TRAFICO	3
3.5.	CATEGORIA DE EXPLANADA.....	3
3.6.	CAPAS INFERIORES DEL FIRME	3
3.7.	ELECCIÓN DEL TIPO DE PAVIMENTO	3
4.	OTROS ASPECTOS	3
4.1.	EVACUACION DE PLUVIALES.....	3
4.2.	JUNTAS EN EL FIRME.....	4
5.	SECCION DE LA SUPERESTRUCTURA ADOPTADA	4
6.	CONCLUSION	4

INDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURA 1:	SECCIÓN DEL FIRME A COLOCAR	4
-----------	-----------------------------------	---



1. INTRODUCCION

En el presente anejo se realizan todos los cálculos y procesos que comprenden el dimensionamiento de los firmes y pavimentos de las diferentes estructuras que el comprenden el nuevo muelle para graneles líquidos de la dársena sur del puerto de Castellón.

Pese a tratarse de un muelle de graneles líquidos donde no existe tráfico de vehículos de manipulación, se deberá de dimensionar el firme para ser capaz de soportar las cargas de los elementos de carga y descarga continua y los posibles vehículos de mantenimiento y seguridad.

Todo este proceso se llevará a cabo mediante la ROM 4.1 – 94.

2. CARACTERISTICAS DEL RELLENO PORTUARIO

Se utilizará relleno portuario convencional (Porcentaje de finos inferior al 10%). Sin embargo, la parte superior de este se compactará al 95% del PM y se extenderá en tongadas máximas de 30cm.

Este relleno superior tendrá las condiciones para poder clasificarse como BC (Bueno – consolidado) y tendrá un CBR > 20.

3. DIMENSIONAMIENTO DEL FIRME SEGÚN LA ROM

La ROM 4.1 – 94 establece una serie de parámetros que son necesarios cuantificar para poder elegir el firme óptimo.

3.1. DEFINICION DE ZONAS EN FUNCION DE SU USO

El proyecto de firmes y pavimentos portuarios requiere una clasificación de las superficies atendiendo en primer lugar al uso que se vaya a hacer de las mismas y, a continuación, en función del tipo de actividad que se vaya a realizar en ellas. Atendiendo al uso se pueden distinguir cinco zonas: Comercial, militar, pesquero, deportivo e industrial.

En este caso, se podría clasificar la plataforma de atraque como uso comercial.

3.2. CARACTERIZACION DE LAS CARGAS

Al tratarse de un muelle de graneles líquidos, la carga de cálculo (Alta, media o baja) se considera como baja.

3.3. INTENSIDAD DE USO

La intensidad de uso es, junto con las cargas aplicadas, el dato fundamental para definir la categoría de tráfico en una superficie portuaria.

Para evaluar la intensidad de uso se ha recurrido a establecer una serie de índices de explotación portuaria que se refieren a una determinada magnitud de explotación por año y se establecen para el año medio de la vida útil.

Según la ROM 4.1-94 de pavimentos portuarios, las intensidades de uso se clasifican como reducidas, medias o elevadas en función de los valores de los índices definidos.

En el presente caso se va a considerar una intensidad de uso será reducida

3.4. CATEGORIA DE TRAFICO

En la ROM 4.1-94 de pavimentos portuarios se definen cuatro categorías de tráfico según la carga de cálculo y la intensidad de uso de la superficie considerada.

En este caso y atendiendo a la tabla C.1 de la citada norma, se considera el siguiente tipo de tráfico:

- Intensidad: Reducida
- Carga de cálculo: Baja

En consecuencia, la categoría de tráfico es de tipo D, tráfico ligero.

3.5. CATEGORIA DE EXPLANADA

La explanada se define como la superficie de coronación del relleno sobre la que apoya directamente el firme. El espesor de esta coronación ha de ser como mínimo de 1 m, debiendo extenderse en tongadas no superiores a 40 cm; en cualquier caso, el espesor de dichas tongadas debe ser tanto menor cuanto peor sea la calidad del material utilizado.

Para definir la categoría de la explanada como cimiento de un firme se deben tener en cuenta diversos aspectos: la naturaleza del relleno y su grado de consolidación, y los materiales empleados en la consolidación.

Se considera en este estudio que el relleno empleado, se puede clasificar como BC (bueno - consolidado), puesto que se proyectará la realización de una consolidación del relleno y con un CBR > 20. Lo que permite clasificar a la explanada como E3 inicialmente. En este caso se utilizará suelo seleccionado.

3.6. CAPAS INFERIORES DEL FIRME

La colocación o no de capas inferiores de base y/o subbase se lleva a cabo en función de la categoría de la explanada que se haya considerado. En este caso no sería precisa la colocación de subbase, puesto que dada la naturaleza del relleno que se va a utilizar no es necesaria.

Asimismo según la misma tabla C.3, en el caso de explanada E3, tampoco sería preciso el empleo de una capa de base. No obstante debido a cierta experiencia del alumno en su corta vida profesional y no por razones estrictas de cálculo, sino operativas se prevé el empleo de una capa de zahorra artificial de 25 cm de espesor. De esta forma garantizaremos la correcta nivelación para la posterior recepción del firme.

3.7. ELECCIÓN DEL TIPO DE PAVIMENTO

De todas las soluciones posibles para la categoría de tráfico obtenida, se propone la tipología de pavimento de hormigón compactado con rodillo.

Este tipo de pavimento esta formado por losas de espesores variables, que pueden ir desde los 15cm a los 40cm, teniendo unas dimensiones aproximadas de 5 x 5 m. A continuación se detallan algunas de sus ventajas:

- Gran capacidad portante
- Excelente capa de rodadura para vehículos portuarios
- Buena resistencia al deslizamiento
- Al contrario que las mezclas bituminosas, no sufren degradaciones por vertido de hidrocarburos
- Extensión mediante maquinaria no especializada. Únicamente rodillos vibratorios. Además su baja cantidad en agua (Relación a/c = 0.35) facilita el proceso

Con todo lo detallado anteriormente se dimensiona el siguiente paquete de firme.

- Pavimento de hormigón compactado con rodillo HP40 25 cm
- Base granular (zahorra artificial) 25 cm
- Explanada con material seleccionado 100 cm.

4. OTROS ASPECTOS

4.1. EVACUACION DE PLUVIALES

Se dotará al firme de la plataforma de atraque de un pendiente en dirección al cantil de 1% para asegurar la evacuación de aguas. Por otro lado la mota de conexión estará dotada de una pendiente al 1% a dos aguas.

4.2. JUNTAS EN EL FIRME

Para evitar problemas a largo plazo se recomienda instalar juntas en distintas zonas del muelle:

- Con el fin de evitar fisuras por procesos térmicos, se realizarán juntas de contracción mediante el serrado del hormigón. Dichas juntas tendrán una profundidad de aproximadamente 1/3 del espesor de la capa.
- Se recomienda la instalación de una junta de poliestireno expandido en el encuentro entre la viga cantil y el firme a lo largo de toda la longitud del muelle. Esta junta está constituida por pequeños paneles rígidos de 50mm de anchura y 100mm de profundidad.

5. SECCION DE LA SUPERESTRUCTURA ADOPTADA

Con todos los datos expuestos, se obtiene la siguiente sección tipo de firme y pavimento.

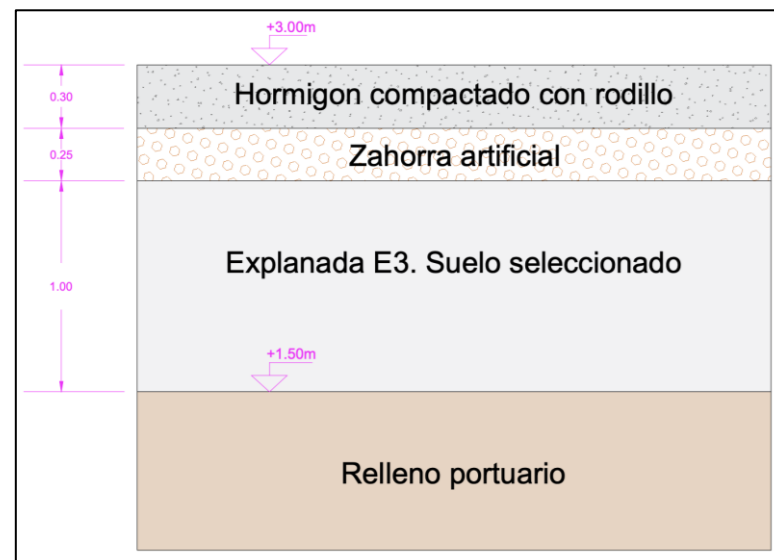


Figura 1: Sección del firme a colocar

En el apartado de planos, se puede ver la sección acoplada en la plataforma de atraque y la mota de conexión.

En cuanto a los duques de alba, al no ser posible el acceso de tráfico rodado no sería necesario un firme de estas características. Sin embargo, y debido al alcance de este proyecto, se tomará esta sección para la realización de la descripción gráfica y la valoración económica. Añadiendo un pequeño apoyo de hormigón para permitir la extensión del firme en los bordes del duque de alba.

Se considera que en un futuro proyecto constructivo se podrá realizar otra interpretación del firme para dichos elementos de amarre.

Por otro lado, en la mota de conexión también se extenderá esta configuración de firme. Para ello se realizarán las tareas de consolidación pertinentes con el fin de asegurar las características solicitadas en este anejo para el relleno portuario, especialmente en la zona superior. En consecuencia, la mota de conexión alcanzara la cota +1.50m. Además, se añadirán sendos apoyos de hormigón a cada lado del pavimento por razones constructivas.

6. CONCLUSION

Con todo lo expuesto en el presente anejo se da por detallado el relleno, explanada y firme de la plataforma de atraque y duques de alba de amarre del nuevo muelle de graneles líquidos del puerto de Castellón.