



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

Escuela Técnica
Superior de Ingeniería
de Caminos, Canales y
Puertos



Universidad Politécnica de Valencia

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Grado en Ingeniería De Obras Públicas – Construcciones Civiles

Curso académico 2017/2018

ESTUDIO DE SOLUCIONES DE CIMENTACIÓN SOBRE TERRENO DE UN SOLAR SITUADO AL SURESTE DE LA MARINA REAL JUAN CARLOS I EN LA AMPLIACIÓN NORTE DEL PUERTO DE VALENCIA (VALENCIA)

Valencia, 24 de mayo de 2018

Autor: Bernabé Juan Burgos Albacar

Tutora: María Elvira Garrido de la Torre

MEMORIA

Índice

Índice de tablas	3
Índice de imágenes	4
Índice de ilustraciones.....	4
1. Antecedentes.....	6
1.1 La parcela	8
1.2 Objetivo	10
1.3 Metodología de trabajo.....	10
1.4 Documentación empleada.....	11
2. Descripción de la zona de estudio: Geomorfología	12
3. Geología	16
3.1 Marco geológico regional	16
3.2 Estratigrafía regional	16
3.3 Tectónica general.....	18
3.4 Estratigrafía local.....	18
3.5 Características sísmicas	19
4. Análisis de la información geotécnica	21
4.1 Resumen de la campaña geotécnica de campo y de laboratorio.....	21
4.1.1 Trabajos de campo	21
4.1.1 Trabajos de laboratorio.....	21
4.2 Perfiles y unidades litoestratigráficas	22
4.2.1 Unidades litoestratigráficas.....	22
4.2.2 Perfiles litoestratigráficos.....	24
4.3 Parámetros geomecánicos de cada una de las unidades.....	28
4.3.1 Nivel 0: Rellenos.....	28
4.3.2 Nivel A1: Fangos	28
4.3.3 Nivel A2: Limos arcillosos.....	29
4.3.4 Nivel A3: Arenas limosas con gravas dispersas	29
4.3.5 Nivel B: Gravas arenosas	29
4.3.6 Nivel C: Arcillas limosas/ Limos arcillosos	30
5. Estudio de cimentaciones directas	31
5.1 Introducción.....	31
5.2 Zapatas aisladas	32
5.3 Zapatas corridas.....	36
5.4 Zapata aislada mediante software de elementos finitos (PLAXIS).....	41
6. Mejora del terreno.....	42

6.1	Introducción.....	42
6.2	Métodos de mejora del terreno	42
6.2.1	Compactación “estática”	42
6.2.2	Precarga	42
6.2.3	Compactación dinámica	43
6.2.4	Vibroflotación	43
6.3	Elección del método de mejora del terreno	44
6.3.1	Granulometría.....	44
6.3.2	Plasticidad	47
6.3.3	Nivel freático	48
6.3.4	Materia orgánica	48
6.3.5	Materiales y terrenos colapsables	48
6.4	Aplicación de los criterios de elección del método de mejora del terreno. 49	
6.4.1	Precarga	49
6.4.2	Compactación dinámica	50
6.4.3	Vibrocompactación y vibrosustitución.....	50
6.4.4	Conclusión.....	50
6.5	Pre-dimensionamiento de precarga	51
7.	Cimentaciones de cimentaciones indirectas	54
7.1	Introducción.....	54
7.2	Pilote tipo 1	55
7.3	Pilote tipo 2	56
7.4	Pilote tipo 3	58
7.5	Resumen de pilotes.....	60
8.	Ejemplo de aplicación	62
8.1	Descripción del supuesto	62
8.2	Cálculo	62
9.	Conclusiones y recomendaciones	65
9.1	Uso de las tablas resumen.....	72

ANEJO 1. CÁLCULO

ANEJO 2. PLAXIS

DOCUMENTACION GRÁFICA

1. Ubicación
2. Parcela
3. Sondeos
4. Perfiles estratigráficos
5. Pilotes tipo

TABLA 27. Cuadro resumen carga máxima admisible por condición de hundimiento vs. condición de asiento.	61
TABLA 28. Comprobación condición de hundimiento, ejemplo de aplicación.....	63
TABLA 29. Comprobación condición de asiento, ejemplo de aplicación.....	63
TABLA 30. Resumen de cargas máximas admisibles (Q) para el dimensionamiento de una zapata cuadrada aislada.	69
TABLA 31. Resumen de cargas máximas admisibles (Q) para el dimensionamiento de una zapata corrida.	70
TABLA 32. Resumen de cargas útiles máximas admisibles (P) para el dimensionamiento de un pilote aislada.	71
TABLA 33. Ejemplo pre-dimensionamiento de zapata.	72
TABLA 34. Ejemplo de dimensionamiento de pilotes aislados.....	73

Índice de imágenes

IMAGEN 1. Plan de la ampliación norte del Puerto de Valencia. Fuente: www.valenciaport.com	6
IMAGEN 2. Estado del Puerto de Valencia anterior a la ejecución de la ampliación norte. Fuente: Google earth.	7
IMAGEN 3. Estado del Puerto de Valencia posterior a la ejecución de la primera fase. Fuente: Google earth.	7
IMAGEN 4. Vista general del puerto de Valencia, ubicación de la ampliación norte. Fuente: Google earth y elaboración propia.	8
IMAGEN 5. Detalle de la zona de estudio. Fuente: Google earth y elaboración propia.	9
IMAGEN 6. Secciones del terreno. Fuente: Google earth y elaboración propia.	13
IMAGEN 7. Perfil longitudinal 1. Fuente: Google earth.	13
IMAGEN 8. Perfil longitudinal 2. Fuente: Google earth.	13
IMAGEN 9. Perfil longitudinal 3. Fuente: Google earth.	14
IMAGEN 10. Perfil transversal 1.1. Fuente: Google earth.	14
IMAGEN 11. Perfil transversal 1.2. Fuente: Google earth.	14
IMAGEN 12. Perfil transversal 1.3. Fuente: Google earth.	14
IMAGEN 13. Perfil transversal 1.4. Fuente: Google earth.	14
IMAGEN 14. Perfil transversal 1.5. Fuente: Google earth.	15
IMAGEN 15. Detalle de la hoja N° 722 del IGME, zona colindante al Puerto de Valencia. Fuente: IGME.....	18
IMAGEN 16. Secciones del terreno basadas en sondeos.....	27

Índice de ilustraciones

ILUSTRACIÓN 1. Vértices de la parcela.	9
ILUSTRACIÓN 2. Ubicación de los sondeos realizados en la parcela.....	25

ILUSTRACIÓN 3. Ubicación de los tipos de pilotes y su estratigrafía colindante.	54
ILUSTRACIÓN 4. Pórtico tipo. Fuente: proyecto de ejecución de nave logística sin actividad específica ubicada en el polígono industrial El oliveral en Riba-roja del Turia en Valencia	62

1. Antecedentes

En este documento se presenta el estudio del terreno, así como el planteamiento de distintas soluciones de estructuras de cimentación sobre una parcela situada al sureste de la Marina Real Juan Carlos I en la ampliación norte del Puerto de Valencia (Valencia).

El puerto de Valencia, como su nombre indica, está ubicado en la ciudad de Valencia (Valencia) en España, es un puerto de titularidad estatal dependiente del Ministerio de Fomento ya que es catalogado como puerto de interés general y es regido por el Real Decreto Legislativo 2/2011 de 5 de septiembre por el que se aprueba el Texto Refundido de la Ley de Puertos del Estado y de la Marina Mercante, el organismo gestor del mismo es la autoridad portuaria de Valencia (en adelante APV) bajo el nombre comercial de Valenciaport, además es considerado de alto interés en la vertiente mediterránea por su situación privilegiada, ya que es el primer y último puerto de escala de los principales servicios marítimos interoceánicos de línea regular del mediterráneo occidental, en el que su tráfico fundamental es el de mercancías en contenedor (Valenciaport, www.valenciaport.com).

En el año 2000, con el objetivo de fortalecer el carácter de puerto interoceánico de contenedores, por un lado, y de dar respuesta al incremento del tráfico de cruceros, por otro, la APV marca una nueva hoja de ruta redactando un plan estratégico con horizonte 2020 con el que preveía hacer frente a los nuevos retos que planteaba el cambio de escenario económico, potenciando el transporte de contenedores de tránsito interoceánico, así como el tráfico de cruceros/ferris.



IMAGEN 1. Plan de la ampliación norte del Puerto de Valencia. Fuente: www.valenciaport.com

Como necesidad de estos objetivos la APV plantea la necesidad de mejorar la infraestructura portuaria, factor que limitaba el cumplimiento de dichos objetivos dado que no respondía a los requisitos necesarios para albergar grandes buques de índole interoceánico, así como la necesidad de espacio para el atraque de grandes cruceros de pasajeros, hecho que plantea la ampliación del puerto de Valencia.

La ampliación conllevaba la ubicación de una terminal de cruceros y una o varias terminales de contenedores. La ampliación, dada su magnitud, se desarrollaría en varias fases en una primera se realizarían las obras de abrigo de la nueva dársena de 250 Ha, en dicha fase se ejecutarían parte de los rellenos precisados para la mencionada ampliación ; en una segunda fase se ejecutaría la terminal de cruceros, hoy en día ya en funcionamiento de forma parcial, además de dos terminales de contenedores, pudiendo alcanzar estas dos últimas una superficie de 1,5 millones de m² con capacidad de 3,4 millones de TEUs/anuales.

Fruto de la ampliación se generarían grandes extensiones de terreno dispuestas para albergar concesiones de empresas del sector naviero, así como terminales de pasajeros.



IMAGEN 2. Estado del Puerto de Valencia anterior a la ejecución de la ampliación norte. Fuente: Google earth.



IMAGEN 3. Estado del Puerto de Valencia posterior a la ejecución de la primera fase. Fuente: Google earth.

En la actualidad, tras la ejecución de la primera fase que, como se ha mencionado anteriormente, comprende las obras de abrigo además de parte de los rellenos previstos, algunas de estas zonas permanecen sin ningún tipo de uso en la actualidad y por este motivo se genera la necesidad de favorecer la implantación de las

empresas para su explotación aportándoles algún tipo de incentivo para el emplazamiento de sus estructuras.

Por este motivo se ha seleccionado una parcela al noroeste de la ampliación para proceder a su estudio y planteamiento de distintas soluciones de estructuras de cimentación y/o mejoras del terreno. Dicha parcela se ha conformado de terrenos ganados al mar mediante rellenos procedentes de dragados del puerto, así como de préstamos de diversos puntos de extracción, hecho que hace el conocer la naturaleza geotécnica del terreno se convierta en una tarea más compleja.

1.1 La parcela

Con anterioridad al comienzo de las obras de ampliación del puerto, se realizaron las obras de construcción de la Marina Real Juan Carlos I, con motivo de la 32 America's Cup, para lo que fue necesario ejecutar dos nuevos diques de abrigo, el de "levante" que nace en la playa de la malvarrosa y el de poniente que nacía en el llamado dique de levante, del puerto comercial. El dique de poniente de la Marina real Juan Carlos I sirvió, con posterioridad, de apoyo para la ampliación del puerto comercial, en concreto el dique más orientado al norte de la ampliación nace del morro del dique de poniente de la citada Marina, quedando dicho dique en el interior de la nueva dársena de la ampliación norte sobre el que, actualmente, se apoyan los rellenos ejecutados y que son los que dan terreno físico a la parcela que vamos a tomar para la realización de este trabajo.

La parcela objeto de estudio se encuentra ubicada en la parte más occidental del interior de la ampliación norte del puerto de Valencia (zona sombreada en azul en la imagen 4), estableciendo el origen de referencia en el interior de la parcela, dicha parcela queda limitada al noroeste con la marina Real Juan Carlos I, apoyada sobre su antiguo dique de poniente (zona sombreada en rojo en la imagen 5), al suroeste con el antiguo dique de levante (zona sombreada en verde en la imagen 5), de forma perpendicular a este, hoy en día dicho dique ha sido absorbido por de la ampliación del puerto de Valencia, al sureste limita con el vial de acceso a la nueva terminal de cruceros y a la explanada donde se almacena mercancía RO-RO (zona sombreada en azul en la imagen 5) y al noreste con una gran



IMAGEN 4. Vista general del puerto de Valencia, ubicación de la ampliación norte. Fuente: Google earth y elaboración propia.

explanada destinada, hoy en día, al almacenamiento de mercancía RO-RO (zona sombreada en amarillo en la imagen 5).

Ampliando la imagen sobre el entorno colindante a la parcela se observa, por un lado, en su parte suroeste una pequeña zona de almacenaje, en su arista opuesta, parte noreste, se encuentra el “talón” del cambio de alineación del que ahora es el antiguo dique de poniente de la Marina Real Juan Carlos I, por otro lado en su parte sureste, como ya se ha mencionado, con un vial de circulación y por último en su parte noroeste,



IMAGEN 5. Detalle de la zona de estudio. Fuente: Google earth y elaboración propia.



ILUSTRACIÓN 1. Vértices de la parcela.

la que en principio podría ser la zona más singular, la parcela linda con el espaldón del antiguo dique de poniente de la Marina Real Juan Carlos I.

PUNTO	COORDENADA UTM
1	30s 730942,33E 4370895,69N
2	30S 730971,29E 4370844,23N
3	30S 731563,52E 4371253,13N
4	30S 731581,68E 4371194,02N

TABLA 1. Coordenadas UTM de los vértices de la parcela.

En la ilustración 1 y la tabla 1 podemos ubicar con más precisión la parcela en la que se encuentra el terreno objeto de estudio mediante las coordenadas UTM de sus vértices.

1.2 Objetivo

El objetivo de este trabajo es doble: por un lado, el académico que consiste en cumplir con los requisitos exigidos por la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos para la obtención del título de Ingeniero de Obras Públicas especialidad en Construcciones Civiles y, por otro lado, el técnico que consiste en plantear un catálogo de soluciones, desde el punto de vista geotécnico, de estructuras de cimentación sobre una parcela, ganada al mar mediante rellenos, situada al sureste de la Marina Real Juan Carlos I en la Ampliación Norte del Puerto de Valencia. En este sentido se plantearán distintas soluciones, técnicamente posibles, constructivamente adecuadas y económicamente viables.

1.3 Metodología de trabajo

Dividiendo el trabajo en varias fases, ordenadas cronológicamente con las tareas necesarias para alcanzar el objetivo planteado, se utilizarán los datos existentes del estudio geotécnico para la estabilidad de los muelles de los puertos de Valencia y Gandía que se revisarán y analizarán.

La última fase consistirá en elaborar una propuesta de posibles soluciones de cimentación que contemplen, de forma breve, las necesarias técnicas de mejora del terreno, así como la breve descripción del procedimiento constructivo para llevar a cabo dichas soluciones.

El procedimiento de trabajo previsto es el siguiente:

- Recopilación de información y análisis de la documentación existente: datos referentes a la geomorfología, geología y campañas geotécnicas de la zona.
- Definición, planificación y ejecución de visitas a la zona para realizar inspección visual del terreno, comprobación de la topografía y, además

en el caso de ser necesario se recomendará el método de mejora del terreno más adecuado al terreno de cimentación.

- Caracterización geológica del terreno a escala local.
- Caracterización geotécnica de los materiales.
- Análisis de los datos recopilados
- Estudio breve de mejora del relleno mediante precarga
- Estudio de soluciones de distintas tipologías de estructuras de cimentación: determinación de tensión admisible para cimentaciones directas e indirectas en una amplia gama de dimensiones y profundidades posibles.
- Descripción de procedimientos constructivos.

1.4 Documentación empleada

En la redacción del presente documento se han empleado las siguientes fuentes:

- Página web de la autoridad portuaria de Valencia. (www.valenciaport.com)
- Hojas a escala 1:50.000 del IGME nº 722 de Valencia.
- Estudio geotécnico para la estabilidad de los muelles de los puertos de Valencia y Gandía.
- Atlas geotécnico del puerto.
- ROM 0.5 05. Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias.
- Simposio sobre geotecnia ambiental y mejora del terreno.
- Amelioration des sols de fondation. Choix des methodes d'execution. Daniel QUEYROU, Daniel CHAPUT Y Georges PILOT.

2. Descripción de la zona de estudio: Geomorfología

Para entender como es el entorno físico y geomorfológico de la parcela objeto de este trabajo, además de una inspección visual de su estado actual, se hace necesario revisar la información y realizar un análisis de mayor escala -entorno urbano de Valencia- a menor escala -situación actual del Puerto de Valencia-.

En este sentido la bibliografía explica que algunos autores han propuesto la existencia de un antiguo brazo del Turia que, por la margen derecha, bordearía el núcleo antiguo de la ciudad. Según esta hipótesis, la antigua ciudad se encontraría en una isla fluvial o bien entre dos cauces de un supuesto río de tipo entrelazado. Sin embargo, no existen evidencias de este hecho y el supuesto cauce podría ser la yuxtaposición de dos barrancos, afluentes del Turia.

La parte más baja del Turia, junto a la desembocadura, han sido las más castigadas por las riadas y su curso ha sido sin duda variable. El curso tradicional procede de un desvío, construido en el siglo XIX, para permitir la expansión del puerto.

Los diferentes terrenos de la ciudad de Valencia han sido conformados por los siguientes factores:

- Las aportaciones del Turia en sus avenidas, que han creado un lecho aluvial sobre el que excava sus posibles cauces (río trenzado).
- Las aportaciones tipo rambla de las pequeñas subcuencas a la principal, fundamentalmente por la margen izquierda.
- Las aportaciones sólidas en forma de mantos de arroyada provenientes de los relieves próximos sobre todo por la margen derecha.

Los procesos de desecación por exposición a la intemperie y de cementación por oscilaciones del nivel freático rico en carbonatos, contribuyen a las propiedades geotécnicas de los materiales.

La costa es arenosa en los alrededores de la ciudad de Valencia. En su desarrollo ha influido, sin duda, la corriente litoral de N a S típica de toda la costa mediterránea española. Este cordón litoral ha cerrado zonas de marjal en las proximidades de la costa creando albuferas litorales en su mayoría desecadas.

La configuración topográfica puede hacer pensar en una antigua desembocadura del Turia más al Sur, hacia la depresión de la Albufera, que habría sido rellena por la acción conjunta de los deltas del Turia y Júcar.

Gran parte del área ocupada por los poblados marítimos, al Norte del Puerto, en una anchura de 400 m, se debe a la construcción de éste y se ha desarrollado, ganando terreno al mar, desde el último tercio del siglo pasado, con arenas arrastradas por una corriente general N-S aleada a la costa y cuyo transporte ha sido detenido por los diques del puerto.

Asimismo, se encuentra emplazada junto a la desembocadura del Rio Túria, dicho rio tiene un marcado carácter torrencial, característico por las grandes avenidas, debidas a los aportes de las ramblas.

Fijando la atención en la parcela objeto de este estudio, tiene una extensión de 40800 m², formada por rellenos procedentes de dragado de la nueva dársena de la ampliación norte. La superficie del terreno varía desde la cota +0 hasta la +3, referenciado al cero REDMAR. Esta diferencia de cotas se debe a las acumulaciones de material producidas por los rellenos. También se observa una leve capa de vegetación arbustiva baja.



IMAGEN 6. Secciones del terreno. Fuente: Google earth y elaboración propia.

En las figuras siguientes se muestran los perfiles longitudinales 1, 2 y 3 en los que se observa un terreno irregular con acumulaciones de materia llegando a una altura de hasta 3 metros



IMAGEN 7. Perfil longitudinal 1. Fuente: Google earth.



IMAGEN 8. Perfil longitudinal 2. Fuente: Google earth.

Estudio de soluciones de cimentación sobre terreno de un solar situado al sureste de la Marina Real Juan Carlos I en la ampliación norte del Puerto de Valencia (Valencia)



IMAGEN 9. Perfil longitudinal 3. Fuente: Google earth.

En las figuras mostradas a continuación se observa los perfiles altimétricos del terreno en 8 secciones transversales realizadas sobre el mismo, en las figuras 10, 12, 13 y 14, en su parte noroeste, se observa un desnivel pronunciado causado probablemente por el desfase de cota causado por la superposición de imágenes de la plataforma de imágenes satelitales.



IMAGEN 10. Perfil transversal 1.1. Fuente: Google earth.

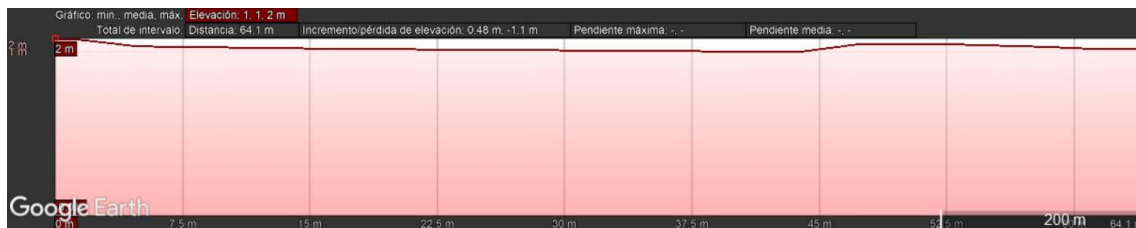


IMAGEN 11. Perfil transversal 1.2. Fuente: Google earth.

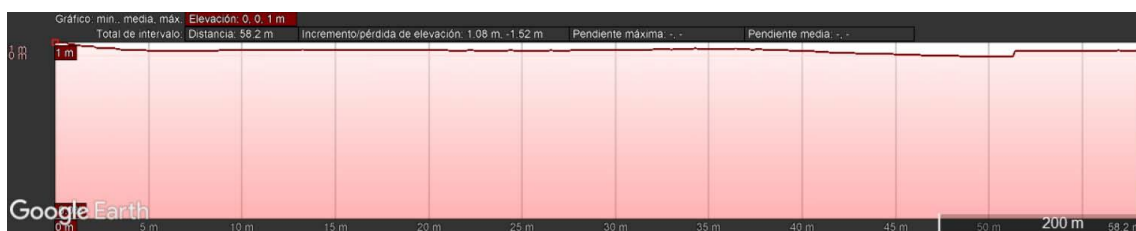


IMAGEN 12. Perfil transversal 1.3. Fuente: Google earth.



IMAGEN 13. Perfil transversal 1.4. Fuente: Google earth.

Estudio de soluciones de cimentación sobre terreno de un solar situado al sureste de la Marina Real Juan Carlos I en la ampliación norte del Puerto de Valencia (Valencia)



IMAGEN 14. Perfil transversal 1.5. Fuente: Google earth.

3. Geología

3.1 Marco geológico regional

La zona de estudio se encuentra en la población de Valencia, la cual es una amplia depresión morfológica de origen tectónico, este área se encuentra representada en la hoja geológica nº 722 del IGME, DENOMINADA "Valencia", a escala 1:50.000.

El Puerto de Valencia se encuentra situado en la parte superficial del delta del río Túrria, tal y como se ha explicado en el apartado anterior, el cual presenta un gran espesor de sedimentos al encontrarse en una zona de depósitos mixtos continentales-marinos. Este abanico aluvial es debido al arrastre de sedimentos provenientes del río Túrria.

3.2 Estratigrafía regional

En la estratigrafía regional se pueden observar depósitos desde edad cretácica hasta los más recientes de cuaternario, que ocupan la mayor parte de la mencionada hoja geológica.

Los depósitos cuaternarios, en general, son muy importantes en la zona de la ciudad de Valencia y en concreto en la zona de estudio, ya que encontramos depósitos de tipo continental, mixtos marino-continental y marinos.

Representan una gran llanura prelitoral, la cual se encuentra ocupada por los depósitos de la Albufera y los depósitos arrastrados por el Turia. En los materiales cuaternarios se observan una gran variabilidad de deposición como son abanicos aluviales, conos de deyección, etc.

La distribución de estos depósitos que ofrece la información del IGME es la que sigue:

- Mantos de arroyada antiguos (Q^2_1 Ma)

Estos depósitos forman una orla que rodea los relieves mesozoicos y cenozoicos. Se encuentran formados por arcillas de color rojizo con presencia de algunos clastos y nódulos calcáreos. Este nivel, en general, presenta un encostramiento superficial debido al lavado de carbonatos de los horizontes superficiales.

- Mantos de arroyada modernos (Q^3_1Ma)

Estos forman una orla discontinua sobre los mantos de arroyada antiguos. Este nivel está compuesto por arcillas de color rojizo con cantos subredondeados.

La diferencia de estos materiales con los anteriores es fundamentalmente que en este nivel no existe ningún tipo de encostramiento.

- Terrazas ($Q^2_1T_1-Q_2T_4$)

Estas terrazas corresponden a las producidas por el río Turia. En ellas se pueden distinguir cuatro épocas de excavación con unas alturas aproximadas de 20, 15, 10-8 y 2 metros.

La mayor parte de estas terrazas son debidas a procesos de depósitos, aunque algunas de ellas pueden ser consecuencia de procesos erosivos.

- Depósitos marinos (Q_2P)

Estos depósitos corresponden a las playas actuales, estando estas constituidas principalmente por arenas finas que forman una franja a lo largo de la costa.

- Limos de inundación (Q^3_1Li)

Estos materiales conforman la parte superior y superficial del delta del río Turia, siendo en estos materiales donde se halla la zona de estudio. Se encuentran rodeando la ciudad de Valencia, ocupados en la actualidad por huertas.

Este nivel se compone de limos arenosos de color gris parduzco, que bajan desde el interior (Manises) con una suave pendiente hacia la costa.

- Dunas ($Q_2D-Q_2D_1$)

Son depósitos compuestos por limos arenosos de color grisáceo que se encuentran rodeando a la Albufera. Se observan varios cordones dunares, uno primario y otro secundario.

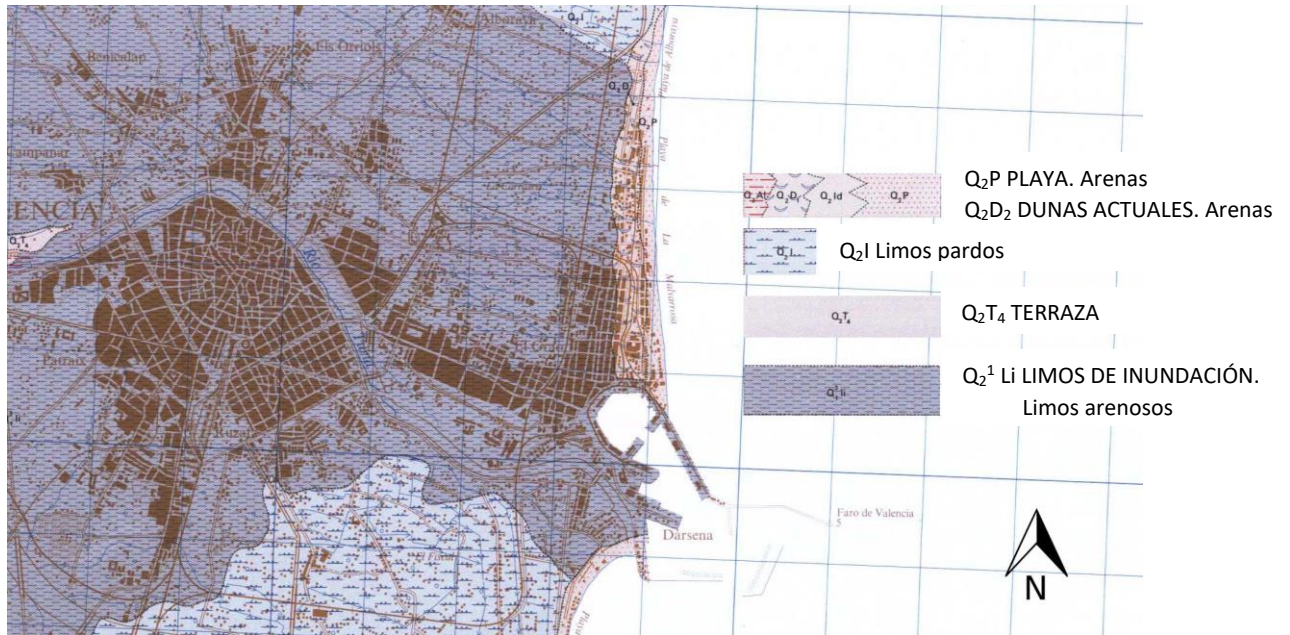


IMAGEN 15. Detalle de la hoja N° 722 del IGME, zona colindante al Puerto de Valencia. Fuente: IGME.

3.3 Tectónica general

La zona de estudio se encuentra enclavada en una amplia zona de depresión morfológica, que representa un eje sinclinal de la Cadena Ibérica en la cual se han depositado materiales después de que se formaran las estructuras “ibéricas”.

Por otra parte, la depresión tectónica donde se encuentra la zona de estudio sufrió movimientos con posterioridad, relacionados con la tectónica de las áreas “béticas” situadas al sur, siendo esta la responsable de los movimientos más recientes de la costa mediterránea.

Por tanto, en la Hoja se observan dos grupos: los materiales de edad Cretácica que presentan una deformación de estilo amplio y los materiales de edad Terciaria y Cuaternaria sin presencia de deformación.

3.4 Estratigrafía local

En este apartado se describen las litologías que se encuentran en el entorno del área de estudio, información deducida por el alumno del contraste entre los datos que refleja la hoja geológica y la columna estratigráfica proporcionada por los sondeos de la campaña geotécnica que más adelante se detallará.

Fundamentalmente se localizan dos tipos de depósitos, de más antiguo a más moderno:

- Terrazas (Q21T1-Q2T4)

Estas terrazas corresponden a las producidas por el río Turia. En ellas se pueden distinguir cuatro épocas de excavación con unas alturas aproximadas de 20, 15, 10-8 y 2 metros.

La mayor parte de estas terrazas son debidas a procesos de depósitos, aunque algunas de ellas pueden ser consecuencia de procesos erosivos.

- Limos de inundación (Q31Li)

Estos materiales conforman la parte superior y superficial del delta del río Turia, siendo en estos materiales donde se halla la zona de estudio. Se encuentran rodeando la ciudad de Valencia, ocupados en la actualidad por huertas.

Este nivel se compone de limos arenosos de color gris parduzco, que bajan desde el interior (Manises) con una suave pendiente hacia la costa.

3.5 Características sísmicas

Los criterios de aplicación de la NCSE-02 están descritos en su apartado 1.2.3, la construcción que podría darse en la parcela se podría clasificar de importancia moderada, hecho que haría que la aplicación de dicha norma no fuese de obligado cumplimiento, no obstante, en ciertos casos, podría darse que dicha construcción fuera catalogada de importancia normal, en dicho caso la aplicación de dicha norma si que sería de obligado cumplimiento siempre que la aceleración sísmica básica a_b sea superior a $0,04g$, siendo g la aceleración de la gravedad, otra excepción al cumplimiento de la norma será cuando los pórticos de la construcción se encuentren bien arriostrados entre sí en todas las direcciones y se cumpla que la aceleración sísmica básica sea inferior a $0,08g$, dicha excepción no será de aplicación cuando la edificación sea de más de 7 plantas y la aceleración sísmica de cálculo, a_c sea igual o superior a $0,08g$.

Dado que la parcela se encuentra en Valencia, en el anejo 1 de la citada norma se encuentra que su aceleración básica será $0.06g$ y su coeficiente de contribución $K=1$, por lo tanto si será de aplicación dicha norma cuando la construcción sea catalogada de importancia normal.

Si se diese el caso de que los pórticos estuviesen bien arriostrados en todas sus direcciones no sería de aplicación la norma.

En cualquier caso, a continuación se procede a determinar la aceleración de cálculo, siguiendo las indicaciones de la citada norma:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

Donde:

ρ = coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el periodo de vida para el que se proyecta la construcción. Para construcciones de importancia normal toma valor de 1.

S = coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

$$\text{Para } \rho \cdot a_b \leq 0.1g \quad S = \frac{C}{1.25}$$

Donde los coeficientes C serán los siguientes:

c	Consistencia/ Compacidad	Clasificación	C
0. Relleno de explanada	Suelta	IV	2,00
A1. Fangos (capas cohesivas)	Blanda	IV	2,00
A1. Fangos (capas granulares)	Suelta	IV	2,00
A2. Limo arcilloso/ Arcilla limosa	Media/Firme	III	1,80
A3. Arenas limosas con gravas	Media	III	1,60
B. Gravas arenosas	Densa	II	1,30

TABLA 2. Coeficientes de suelo C adoptados. Fuente: Estudio geotécnico OPTIMAR INGENIERIA CIVIL.

Por lo tanto la aceleración sísmica de cálculo para cimentaciones superficiales tomata los valores $C=2$, $\rho=1$ y $a_b=0.06g$ obteniéndose una $a_c=0.096$, por lo tanto al superar los $0.08g$ sí que será de aplicación en dicho caso.

En cimentaciones profundas considerando que se apoya sobre arenas limosas con gravas, los valores serán $C=1.6$, $\rho=1$ y $a_b=0.06g$ obteniéndose una $a_c=0,0768$, por lo tanto al no superar los $0.08g$ no será obligatoria la aplicación aunque si recomendable.

Por último también en cimentaciones profundas considerando que se apoya sobre gravas arenosas, los valores serán $C=1.3$, $\rho=1$ y $a_b=0.06g$ obteniéndose una $a_c=0,0624$, por lo tanto al no superar los $0.08g$ no será obligatoria la aplicación aunque si recomendable.

4. Análisis de la información geotécnica

La información que a continuación se muestra se ha tomado de la campaña geotecnia realizada en el año 2007 para el “Estudio geotécnico para la estabilidad de los muelles de Puerto de Valencia y Gandía”. El alumno se limita a exponer los datos y, posteriormente, realizará un análisis técnico sin entrar a cuestionar los mismos.

4.1 Resumen de la campaña geotécnica de campo y de laboratorio

4.1.1 Trabajos de campo

Durante la campaña geotécnica se realizaron los siguientes trabajos de campo:

Sondeos mecánicos terrestres	13
Ensayos de penetración estática CPTU (Piezoconos)	2
CPTU marinos alternados con sondeo	3
Ensayos SPT, con toma de muestra alterada	131
Muestras inalteradas	30
Muestras parafinadas	34
Muestras tipo “Shelby”	6
Muestra alteradas	25

4.1.1 Trabajos de laboratorio

Posteriormente en el laboratorio se realizaron los siguientes ensayos:

Análisis granulométrico por tamizado	181
Determinación límites de Atterberg	181
Determinación de humedad	158
Determinación de densidad	32
Determinación de materia orgánica	1
Ensayo de compresión simple	18
Ensayos endometriós	43
Ensayos triaxiales (consolidados no drenados)	27

4.2 Perfiles y unidades litoestratigráficas

4.2.1 Unidades litoestratigráficas

A partir de los trabajos anteriormente mencionados, se distinguen los siguientes niveles homogéneos de terreno:

Nivel 0- Rellenos

Nivel A- Fangos, arenas limosas y limos arcillosos

Nivel B- Gravas y arenas con areniscas

Nivel C- Arcillas limosas

Nivel D- Arenas y gravas.

Esta nomenclatura se corresponde con la fijada en el Atlas Geotécnico del Puerto de Valencia (Puertos del estado, 1998), incluyendo ciertas actualizaciones como consecuencia de las campañas geotécnicas realizadas con posterioridad a su publicación.

- Nivel 0- Rellenos

Este nivel se compone de los materiales muy heterogéneos utilizados para la ejecución de rellenos ganados al mar. Se pueden diferenciar tres tipos de materiales: el hormigón y escollera de las obras del puerto (*Sub-capa 01*), rellenos muy heterogéneos sobre el terreno natural (*Sub-capa 02*), y restos de escollera y fragmentos de obras anteriores (*Sub-capa 03*).

Debido a la falta de control de calidad de los rellenos y su localización, en la mayoría de los casos bajo el nivel freático, han producido que este material sea muy compresible

- Nivel A- Fangos, arenas limosas y limos arcillosos

Dentro de este nivel se han distinguido los siguientes subniveles:

Subnivel A1- Fangos

En este nivel se engloban los materiales con reducida capacidad portante y abundantes restos orgánicos. Se compone por un lado de fangos arcillo-limosos de color gris oscuro, muy pegajosos al tacto y bastante húmedos. Se presentan en cilindros muy deformados y poco cohesivos, con plasticidad variable entre baja y media, y además se aprecia un elevado contenido de materia orgánica y restos de conchas.

Por otro lado se detecta un estrato granular compuesto por arenas y gravas fangosas de compacidad suelta, de color gris y muy húmedas, que se presentan sin cohesión ni plasticidad.

Estos niveles se detectan en todos los sondeos de la explanada, se caracteriza por una potencia comprendida entre 4,25 m y 16,80 m, observándose una alternancia de terrenos granulares y cohesivos.

Subnivel A2- Limos Arcilloso

En este nivel se engloban los materiales con un porcentaje relevante de finos detectados por debajo de los niveles fangosos anteriores. En la zona de estudio este nivel aparece en la mayoría de los sondeos pero con una potencia reducida, alcanzando un máximo de 6,5 m. El terreno, de carácter arcillo-limoso, se presenta de color grisáceo, está muy húmedo y de plasticidad variable según el contenido de arcilla. En las zonas más arcillosas se detectan nódulos calcáreos, y en general el terreno se caracteriza por una consistencia superior a la de los fangos (A1).

Subnivel A3- Arenas limosas con gravas dispersas

En este nivel se engloban los materiales granulares de compacidad media que se detectan por debajo del nivel cohesivo anterior. Esta capa presenta un color amarillento-grisáceo, está muy húmeda y de plasticidad muy baja. Se encuentra localmente encostrada, sobre todo en las zonas con mayor porcentaje de gravas. En muchas ocasiones no se puede diferenciar de forma precisa el límite entre esta capa y el nivel B de gravas, por la abundante matriz areno-limosas que las envuelven y la heterogeneidad de los cantos. A grandes rasgos, las gravas son sub-redondeadas y de tamaño máximo 2-3 cm.

Presenta niveles de potencia importante.

- Nivel B- Gravas y arenas con areniscas

En este nivel se engloban los materiales granulares de compacidad densa y con mayor porcentaje de gravas que se detectan generalmente por encima del nivel C de arcillas limosas. Esta capa presenta un color amarillento, está muy húmeda y de plasticidad nula; el contenido de finos y arenas es normalmente inferior al de gravas. A grandes rasgos, las gravas son sub-redondeadas y de tamaño máximo 3-4 cm. Esta capa se detecta con continuidad a lo largo de todo el terreno analizado.

En esta capa se incluyen también los lentejones de gravas presentes en el nivel A3 de arenas y en el nivel C de arcillas subyacente.

- **Nivel C- Arcillas limosas**

Este nivel se compone de arcillas limosas de baja plasticidad, de composición y características bastante homogéneas. En la zona de estudio se encuentra normalmente a partir de los 27 - 30 m de profundidad, interrumpido inferiormente por el nivel D de arenas y areniscas con gravas; en algunos sondeos, se ve interrumpido por un lentejón de gravas y arenas de espesor comprendido entre 1,5 m y 4,0 m.

Presenta potencias importantes. Este terreno se presenta en cilindros cohesivos, de color marrón rojizo y gris; se encuentra algo húmedo y su plasticidad es generalmente baja y media en algunos casos.

- **Nivel D- Arenas y gravas**

Esta capa, detectada en los sondeos más profundos, se compone de niveles de arena con areniscas y gravas arenosas, ambos con trazas de finos; en todos los casos se sitúa a partir de los 35 m de profundidad, por debajo, y a veces intercalada al nivel C de arcilla limosa. En algunas zonas el porcentaje de arenas limosas es mayor del de gravas, de todas formas la compacidad es densa en ambos casos.

En general, las gravas son sub-redondeadas y de tamaño máximo 2 cm, en cambio los fragmentos de arenisca presentan una forma más angulosa, con tamaños más pequeños, alrededor de 1 cm; se encuentran envueltas en una matriz areno-limosa, poco plástica y de color pardo amarillento.

4.2.2 Perfiles litoestratigráficos

En la imagen adjunta se ubican los sondeos mencionados anteriormente realizados en el terreno objeto de estudio, dados estos se obtienen los siguientes perfiles litoestratigráficos así como la caracterización de las distintas unidades litoestratigráficas.

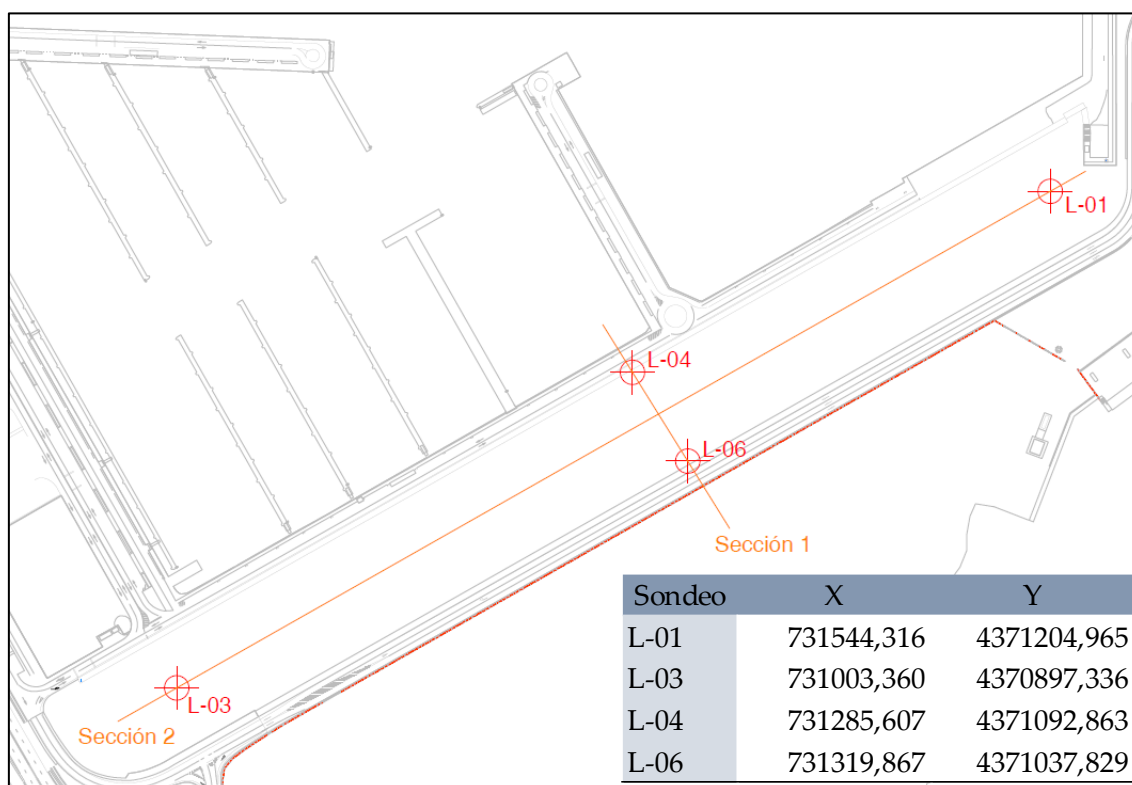


ILUSTRACIÓN 2. Ubicación de los sondeos realizados en la parcela.

○ Sondeo L-01

En este sondeo se encuentran solo cuatro estratos, rellenos con una potencia de 17,70 m, seguidos por arcillas arenosas con una potencia de 6,8m, seguidas por 5,3 m de gravas arenosas y finalmente se encuentra un potente nivel de arcillas limosas.

Nivel	Tipo de Suelo	Cota del techo del estrato
0	Rellenos	-
A A2	Arcillas limosas	-17,70 m
B	Gravas arenosas	-24,50 m
C	Arcillas limosas	-29,80 m

TABLA 3. Columna estratigráfica del sondeo L-01.

○ Sondeo L-03

En este sondeo se encuentran cinco estratos, el primero de ellos son rellenos con una potencia de 12 m, fangos con una potencia de 4 m, 5,7 m de arcillas limosas, 2,9 m de arenas limosas, 6,9 m de gravas arenosas y finalmente se encuentra un potente nivel de arcillas limosas.

Nivel	Tipo de Suelo	Cota del techo del estrato
0	Rellenos	-
A	A1	-12,00 m
	A2	-16,00m
	A3	-21,70 m
B	Gravas arenosas	-24,60 m
C	Arcillas limosas	-31,50 m

TABLA 4. Columna estratigráfica del sondeo L-03.

○ Sondeo L-04

En este sondeo se encuentran seis estratos, el primero de ellos son rellenos con una potencia de 17,70 m, arenas limosas con una potencia de 3,15 m, 3,15 m de gravas arenosas, 0,9 m de arcillas limosas, de nuevo 2,8 m de gravas arenosas y finalmente se encuentra un potente nivel de arcillas limosas.

Nivel	Tipo de Suelo	Cota del techo del estrato
0	Rellenos	-
A	A3	-17,70 m
B	Gravas arenosas	-20,85 m
C	Arcillas limosas	-24,00 m
B	Gravas arenosas	-24,90 m
C	Arcillas limosas	-27,70 m

TABLA 5. Columna estratigráfica del sondeo L-04.

○ Sondeo L-06

En este sondeo se encuentran ocho estratos, el primero de ellos son rellenos con una potencia de 16,8 m, arenas limosas con una potencia de 0,5 m, 0,4 m de arcillas limosas, 2,9 m de arenas limosas, 7,9 m de gravas arenosas, 3,4 m de arcillas limosas, de nuevo 3,8 m de gravas arenosas y finalmente se encuentra un potente nivel de arcillas limosas.

Nivel	Tipo de Suelo	Cota del techo del estrato
0	Rellenos	-
A	A3	-16,80 m
	A2	-17,30 m
	A3	-17,70 m
B	Gravas arenosas	-20,60 m
C	Arcillas limosas	-28,50 m
B	Gravas arenosas	-31,90 m
C	Arcillas limosas	-34,70 m

TABLA 6. Columna estratigráfica del sondeo L-06.

De las anteriores columnas estratigráficas obtenidas a partir de los sondeos, se obtienen dos secciones de terreno distinguiendo en ellas los diferentes estratos.

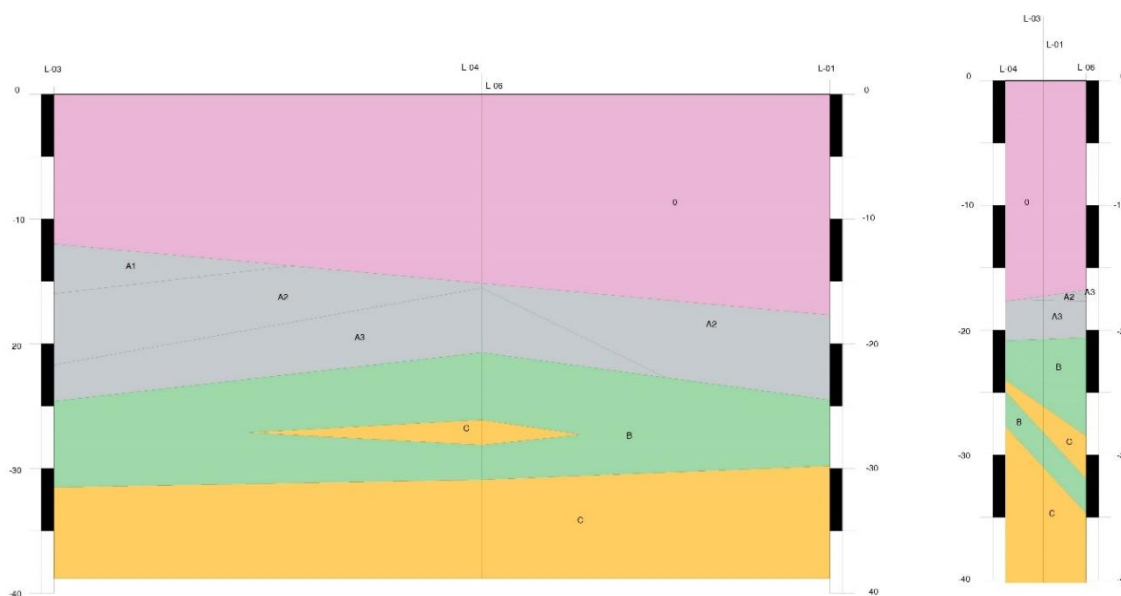


IMAGEN 16. Secciones del terreno basadas en sondeos.

COLUMNA	NIVEL	DESCRIPCIÓN
	NIVEL 0	RELLENOS
	NIVEL A1	FANGOS
	NIVEL A2	ARCILLAS LIMOSAS
	NIVEL A3	ARENAS LIMOSAS
	NIVEL B	GRAVAS ARENOSAS
	NIVEL C	ARCILLAS LIMOSAS

TABLA 7. Perfiles litoestratigráficos.

4.3 Parámetros geomecánicos de cada una de las unidades

Tras analizar los resultados arrojados por la campaña de campo y posteriormente por los ensayos de laboratorio se obtienen los parámetros geomecánicos de cada una de las unidades. A continuación, se expone el resumen de los parámetros obtenidos.

4.3.1 Nivel 0: Rellenos

De este nivel se tiene muy poca información debido a la falta de estudio del mismo, por tanto, se tomarán los parámetros recomendados por el "Atlas geotécnico del puerto". Este dice que la capa de rellenos está formada mayoritariamente por material arenoso, con un ángulo de rozamiento interno del orden de 32-35°, pero en cualquier caso con un resultado del ensayo SPT (número de golpes para hincar 30cm un tomamuestras normalizado) comprendido entre 3 y 10 golpes.

		Nivel 0	Unidad
γ_d	Peso específico seco	13	KN/M3
γ_{sat}	Peso específico saturado	17	KN/M3
C_u	Cohesion no drenada	0	kPa
C'	Cohesion efectiva	0	kPa
ϕ'	Angulo de rozamiento	30	°
E'	Modulo de elasticidad	7	Mpa
OCR	Grado de sobreconsolidacion	1	
ν	Coefficiente de poisson	0,3	
k_v	Permeabilidad vertical	-	m/s
k_h	Permeabilidad horizontal	-	m/s

TABLA 8. Parámetros geomecánicos del Nivel 0.

4.3.2 Nivel A1: Fangos

		Nivel A1	Unidad
γ_d	Peso específico seco	14	KN/M3
γ_{sat}	Peso específico saturado	18	KN/M3
C_u	Cohesion no drenada	40	kPa
C'	Cohesion efectiva	10	kPa
ϕ'	Angulo de rozamiento	27	°
E'	Modulo de elasticidad	6	Mpa
OCR	Grado de sobreconsolidacion	1	
ν	Coefficiente de poisson	0,3	
k_v	Permeabilidad vertical	5,0 E-10	m/s
k_h	Permeabilidad horizontal	5,0 E-9	m/s

TABLA 9. Parámetros geomecánicos del Nivel A1.

4.3.3 **Nivel A2: Limos arcillosos**

		Nivel A2	Unidad
γ_d	Peso específico seco	17	KN/M3
γ_{sat}	Peso específico saturado	20,5	KN/M3
Cu	Cohesion no drenada	65	kPa
C'	Cohesion efectiva	20	kPa
ϕ'	Angulo de rozamiento	31	°
E'	Modulo de elasticidad	10	Mpa
OCR	Grado de sobreconsolidacion	1	
ν	Coefficiente de poisson	0,3	
kv	Permeabilidad vertical	1,0 E-8	m/s
kh	Permeabilidad horizontal	1,0 E-7	m/s

TABLA 10. Parámetros geomecánicos del Nivel A2.

4.3.4 **Nivel A3: Arenas limosas con gravas dispersas**

		Nivel A3	Unidad
γ_d	Peso específico seco	16	KN/M3
γ_{sat}	Peso específico saturado	18,5	KN/M3
Cu	Cohesion no drenada	0	kPa
C'	Cohesion efectiva	0	kPa
ϕ'	Angulo de rozamiento	31	°
E'	Modulo de elasticidad	26	Mpa
ν	Coefficiente de poisson	0,3	
kv	Permeabilidad vertical	7,0 E-4	m/s
kh	Permeabilidad horizontal	7,0 E-3	m/s

TABLA 11. Parámetros geomecánicos del Nivel A3.

4.3.5 **Nivel B: Gravas arenosas**

		Nivel B	Unidad
γ_d	Peso específico seco	16	KN/M3
γ_{sat}	Peso específico saturado	18	KN/M3
Cu	Cohesion no drenada	0	kPa
C'	Cohesion efectiva	0	kPa
ϕ'	Angulo de rozamiento	37	°
E'	Modulo de elasticidad	35	Mpa
ν	Coefficiente de poisson	0,3	
kv	Permeabilidad vertical	1,0 E-3	m/s
kh	Permeabilidad horizontal	1,0 E-3	m/s

TABLA 12. Parámetros geomecánicos del Nivel B.

4.3.6 **Nivel C: Arcillas limosas/ Limos arcillosos**

		Nivel C	Unidad
γ_d	Peso específico seco	17	KN/M3
γ_{sat}	Peso específico saturado	20,5	KN/M3
C_u	Cohesion no drenada	90	kPa
C'	Cohesion efectiva	20	kPa
ϕ'	Angulo de rozamiento	30	°
E'	Modulo de elasticidad	11	Mpa
OCR	Grado de sobreconsolidacion	1	
ν	Coeficiente de poisson	0,3	
k_v	Permeabilidad vertical	3,0 E-10	m/s
k_h	Permeabilidad horizontal	3,0 E-9	m/s

TABLA 13. Parámetros geomecánicos del Nivel C.

5. Estudio de cimentaciones directas

5.1 Introducción

Para el análisis del comportamiento de las cimentaciones directas se establecen los siguientes criterios: serán zapatas cuadradas o zapatas corridas, con cargas perpendiculares y centradas al plano de cimentación.

En cuanto a las dimensiones de las zapatas, tanto aisladas como corridas, se van a modelizar en este trabajo las siguientes combinaciones: 1, 2 3, 4 y 5 m de lado con plano de cimentación a profundidades de 1, 2 y 3 m.

Las recomendaciones técnicas usualmente utilizadas en el diseño de cualquier obra civil en el ámbito portuario son las Recomendaciones para Obra Marítima, en concreto en la elaboración de este documento se empleará las Recomendaciones Geotécnicas para obras marítimas y portuarias, en adelante ROM 05-05. En este texto se especifica que las verificaciones que se deben realizar en el diseño geotécnico corresponden a varios estados límite últimos y de servicio.

Puesto que no se conocen las cargas que se van a transmitir, para la combinación de modelo que se va a calcular se va a suponer que las cargas serán verticales y centradas de modo que no podrán realizar comprobaciones de deslizamiento y vuelco, de manera que el único estado límite último que se va a verificar es el de capacidad portante del terreno, comúnmente denominada, comprobación de hundimiento y designada por la ROM 05-05 como GEO, y también se realizará la verificación del estado último de servicio correspondiente a las deformaciones excesivas en el terreno, comúnmente denominadas asentamientos y designadas por la ROM 05-05 como DEX.

El método de cálculo empleado para estas verificaciones será el de coeficientes de seguridad globales, concretamente la metodología de cálculo para la comprobación a hundimiento ha sido el propuesto por la ROM y fundamentado en el procedimiento de BRINCH-HANSEN y para la determinación de asentamientos se ha empleado la expresión de BURLAND-BURBIDGE según indica el apartado 3.5.7.1. de la ROM 05-05. Tanto el método de cálculo como los resultados de aplicar dichas expresiones se pueden encontrar con más detalle en el ANEJO 1 de cálculo.

5.2 Zapatas aisladas

5.2.1 Comprobación hundimiento

Los resultados obtenidos del cálculo de la carga admisible por condición de hundimiento son los siguientes, una vez aplicado el coeficiente de seguridad de 3, como dicta la ROM 0.5-05, para la combinación cuasi-permanente y empleando un método de cálculo basado en ensayos diferentes a presiómetros, penetración estática, suelos firmes y rocas así como un cálculo no analítico.

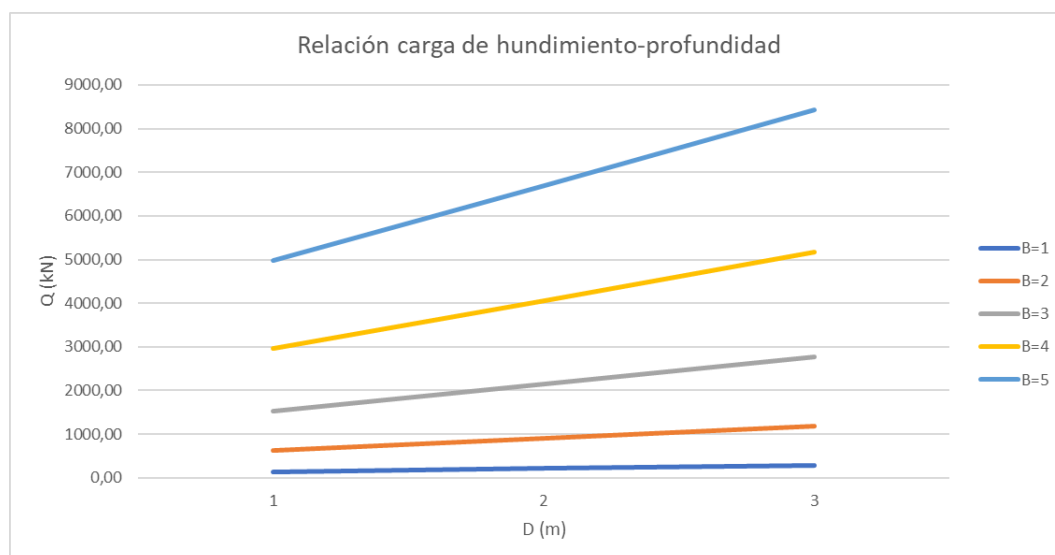
En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos para cada una de las combinaciones de ancho de cimentación y profundidad del plano de apoyo que se han explicado anteriormente.

D (m)	B (m)	q _{vh} (kPa)	q _{Adm} (KPa)	Q (kN)
1	1	427,46	142,49	142,49
	2	469,65	156,55	626,20
	3	511,85	170,62	1535,55
	4	554,04	184,68	2954,90
	5	596,24	198,75	4968,66
2	1	634,91	211,64	211,64
	2	677,10	225,70	902,80
	3	719,30	239,77	2157,89
	4	761,49	253,83	4061,29
	5	803,69	267,90	6697,40
3	1	842,36	280,79	280,79
	2	884,55	294,85	1179,40
	3	926,75	308,92	2780,24
	4	968,94	322,98	5167,69
	5	1011,14	337,05	8426,14

TABLA 14. Resumen de los resultados obtenidos de la comprobación de hundimiento, zapatas aisladas.

A la vista de los resultados obtenidos podemos concluir que a mayor profundidad del plano de cimentación las cargas admisibles aumentan de una forma más o menos lineal, como era de esperar.

La siguiente grafica muestra, para cada uno de los anchos de cimentación y para los tres valores del plano de cimentación que se han considerado en el cálculo, la máxima carga en KN que podría transmitir cada apoyo de la estructura con las hipótesis anteriormente mencionadas.



GRÁFICA 1. Variación de la carga transmitida vs. profundidad de plano de cimentación para cada uno de los anchos de cimentación modelado, zapatas aisladas.

Se comprueba que conforme aumentan las dimensiones de la zapata la pendiente de la relación carga/profundidad también va aumentando, como se puede apreciar en la gráfica adjunta, así como el aumento de la carga admisible de una zapata, por ejemplo la de B=1 respecto a la de B=2, del orden 4 veces y esta diferencia va disminuyendo conforme aumentan las dimensiones de la zapata y disminuyendo aún más esta cuanto más profundo se encuentra el plano de cimentación.

Con estos datos se establece que, para el caso de situar el plano de apoyo a un metro de profundidad con respecto a la superficie actual del terreno, el valor de la tensión admisible por condición de hundimiento para una zapata de 1 m de lado es ligeramente superior a 140 kN/m^2 mientras que para la zapata de mayor dimensión, 5 m de lado, la tensión admisible máxima sería de 198 kN/m^2 . Para el caso de situar el plano de cimentación a 3 m de profundidad, una zapata cuadrada de 1 m de lado podría transmitir hasta 280 kN/m^2 mientras que la de 5 m de lado como máximo podría transmitir 337 kN/m^2 . Estos resultados son razonables para el caso de construcciones de pequeña envergadura e incluso se podrían utilizar para el caso de que las cargas transmitidas fuesen ligeramente inclinadas, es decir, que la componente horizontal de la carga no fuese mayor del 20 % de la componente vertical.

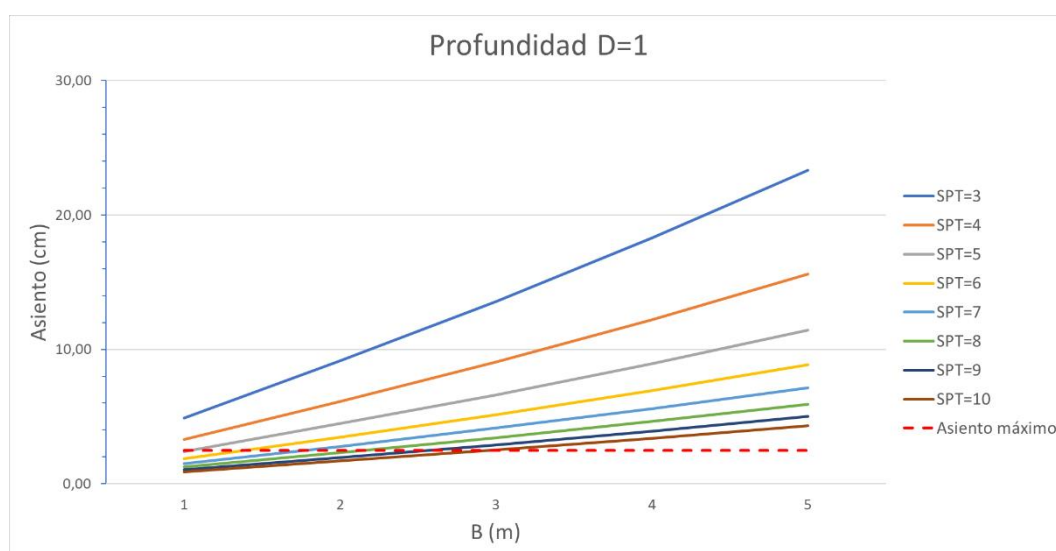
No obstante, observando el resultado del análisis de las características geomecánicas del terreno que se ha realizado en el capítulo anterior se puede adelantar que el criterio más restrictivo no será el correspondiente al estado límite último de rotura del terreno sino el de deformaciones excesivas que se describe a continuación.

5.2.2 Comprobación asiento

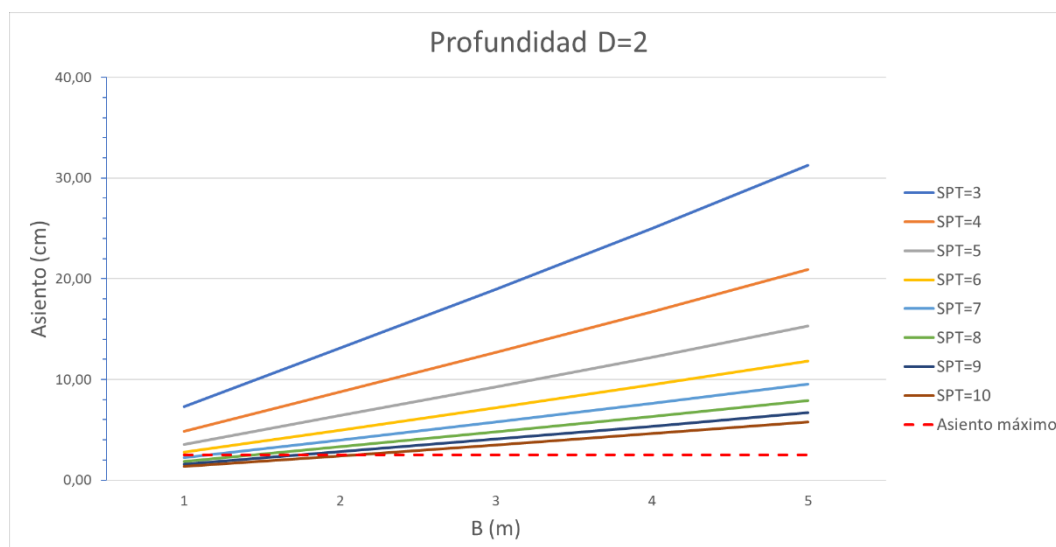
Los resultados obtenidos del cálculo del asiento para la carga admisible por condición de hundimiento de cada una de las dimensiones y profundidades de cimentación, arrojan unos resultados ya esperados debidos a la mala calidad del terreno en el que se propone cimentar.

Puesto que el único dato de compacidad-resistencia que se tiene es el resultado del ensayo de penetración dinámica estándar SPT y que este ofrece un rango de entre 3 y 10 golpes, se ha decidido determinar el asiento que produciría la tensión admisible por condición de hundimiento de cada ancho de cimentación, para cada uno de los valores de golpeo de este intervalo y cada uno de los tres planos de cimentación considerados. Estos resultados se muestran en las gráficas que siguen donde se ha marcado con una línea de trazos rojos el límite del asiento máximo admisible que según el apartado 3.5.7.4. de la ROM 05-05 se considera de 2.5 cm en cimentaciones aisladas.

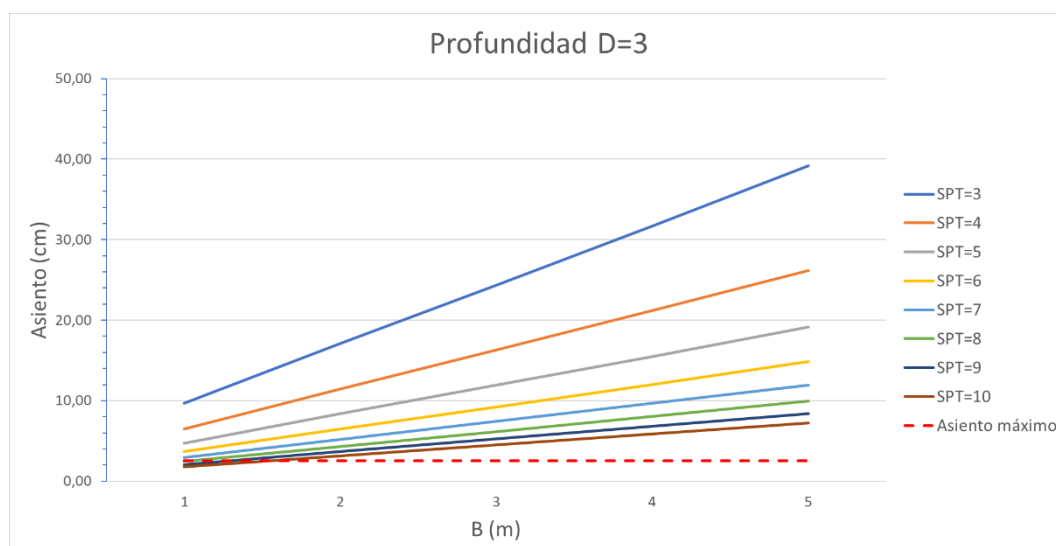
Observando las gráficas 2, 3 y 4 se aprecia que a duras penas dicha condición se cumple, quedando dentro de los valores admisibles las zapatas de dimensiones más pequeñas, en cuyos casos las cargas admisibles por condición de hundimiento son menores, del mismo modo se observa que a mayor profundidad de cimentación esta condición se hace más estricta restringiendo en mayor medida el empleo de esta tipología de cimentación, lo que es de esperar debido a que la tensión admisible por condición de hundimiento aumentan considerablemente con la profundidad del plano de cimentación.



GRÁFICA 2. Asiento que se produce en zapatas aisladas a una profundidad D=1 en relación a sus dimensiones y golpeo de ensayo SPT.



GRÁFICA 3. Asiento que se produce en zapatas aisladas a una profundidad D=2 en relación a sus dimensiones y golpeo de ensayo SPT.



GRÁFICA 4. Asiento que se produce en zapatas aisladas a una profundidad D=3 en relación a sus dimensiones y golpeo de ensayo SPT.

En la primera gráfica se observa que en caso de que el terreno tuviera valores medios del ensayo SPT menores que 5 en ningún caso cumpliría el asiento máximo, para valores del SPT de 5 solamente cumpliría la de dimensión menor con una tensión admisible de 142 kN/m² o 142 kN de carga máxima por apoyo, para valores del SPT de 6, 7, 8, 9, 10 cumplirían la condición de asiento para sus dimensiones menores con cargas de 142 kN/m² o 142 kN de carga máxima por apoyo para zapatas de 1 m de lado apoyadas a 1 m de profundidad, de la misma forma para valores de SPT de 8, 9 y 10 también cumplirían la condición de asiento para cargas de 156 kN/m² o 626 kN de carga máxima por apoyo para zapatas de 2 m de lado, en ningún caso más la condición de asiento se cumpliría.

En la segunda gráfica se observa que en caso de que el terreno tuviera valores medios del ensayo SPT menores que 6 en ningún caso cumpliría el asiento máximo, para valores del SPT de 7, 8, 9, 10 solamente cumpliría la de dimensión menor con una tensión admisible de 142 kN/m² o 142 kN de carga máxima por apoyo zapatas de 1 m de lado apoyadas a 2 m de profundidad, de la misma forma para valor de SPT de 10 también cumplirían la condición de asiento para cargas de 156 kN/m² o 626 kN de carga máxima por apoyo para zapatas de 2 m de lado, en ningún caso más la condición de asiento se cumpliría.

Si revisamos la tercera gráfica se puede comprobar que la tensión máxima admisible por condición de hundimiento solo podría aplicarse en el caso en que el resultado de todos los ensayos SPT realizados en una profundidad de 1.5B bajo el plano de cimentación, alcanzase un valor medio de 10 golpes y para zapatas de 1 m² de área apoyadas a 3 m de profundidad. Únicamente en estas condiciones se verificaría la condición de asiento admisible.

5.3 Zapatas corridas

5.3.1 Comprobación hundimiento

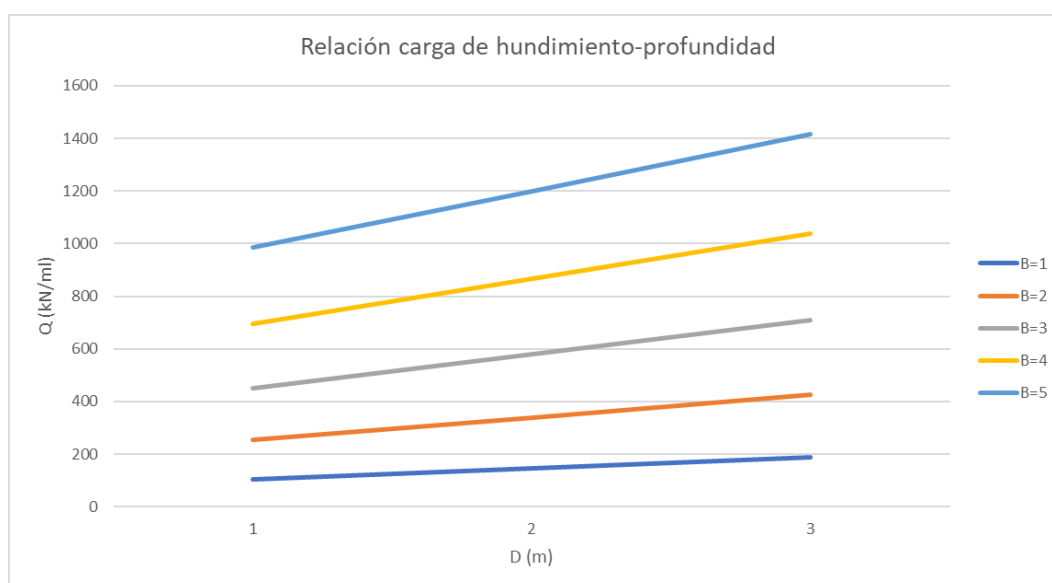
Los resultados obtenidos del cálculo de la carga admisible por condición de hundimiento para zapatas corridas, una vez aplicado el coeficiente de seguridad de 3, como dicta la ROM 0.5-05, para la combinación cuasi-permanente y empleando un método de cálculo basado en ensayos diferentes a presiómetros, penetración estática, suelos firmes y rocas así como un cálculo no analítico, del mismo modo que se ha hecho anteriormente para el caso de zapatas cuadradas.

En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos para cada una de las combinaciones de ancho de cimentación y profundidad del plano de apoyo que ha explicado anteriormente.

D (m)	B (m)	q _{vh} (kPa/ml)	q _{Adm} (Kpa/ml)	Q (kN/ml)
1	1	309,54	103,18	103,18
	2	379,87	126,62	253,24
	3	450,19	150,06	450,19
	4	520,52	173,51	694,02
	5	590,84	196,95	984,74
2	1	438,35	146,12	146,12
	2	508,67	169,56	339,12
	3	579,00	193,00	579,00
	4	649,33	216,44	865,77
	5	719,65	239,88	1199,42
3	1	567,16	189,05	189,05
	2	637,48	212,49	424,99
	3	707,81	235,94	707,81
	4	778,13	259,38	1037,51
	5	848,46	282,82	1414,10

TABLA 15. Resumen de los resultados obtenidos de la comprobación de hundimiento, zapatas corridas.

A la vista de los resultados obtenidos, reflejados en la tabla 15 y la gráfica 5 podemos concluir que, el comportamiento de las zapatas corridas es similar a las zapatas cuadradas en cuanto a la comprobación de hundimiento, a excepción de que la diferencia entre las pendientes de las distintas rectas de dimensiones de zapata, es decir, las rectas B=1, B=2...etc., es menor que en el caso de zapatas aisladas, observándose líneas casi paralelas, causado esto porque la carga de hundimiento en zapatas corridas se ha calculado como carga lineal y no como carga puntual, es decir, la carga admisible de hundimiento es dada por unidad de longitud, modificándose solamente una dimensión de la misma.



GRÁFICA 5. Variación de la carga transmitida vs. profundidad de plano de cimentación para cada uno de los anchos de cimentación modelado, zapatas corridas.

La gráfica 5 muestra, para cada uno de los anchos de cimentación y para los tres valores del plano de cimentación que se han considerado en el cálculo, la máxima carga en KN que podría transmitir cada apoyo de la estructura con las hipótesis anteriormente mencionadas.

Con estos datos se establece que, para el caso de situar el plano de apoyo a un metro de profundidad con respecto a la superficie actual del terreno, el valor de la tensión admisible por condición de hundimiento para una zapata de 1 m de lado es ligeramente superior a 100 kPa/m mientras que para la zapata de mayor dimensión, 5 m de lado, la tensión admisible máxima sería de algo menos de 200 kPa/m. Para el caso de situar el plano de cimentación a 3 m de profundidad, una zapata corrida de 1 m de lado podría transmitir hasta 189 kPa/m mientras que la de 5 m de lado como máximo podría transmitir 282,82 kPa/m. Estos resultados son razonables para el caso de edificios de pequeña envergadura e incluso se podrían utilizar para el caso de que las cargas transmitidas fuesen ligeramente inclinadas, es decir, que la componente horizontal de la carga no fuese mayor del 20 % de la componente vertical.

5.3.2 **Comprobación asiento**

Los resultados obtenidos del cálculo del asiento para la carga admisible por condición de hundimiento de cada una de las dimensiones y profundidades de cimentación en zapatas corridas, arrojan unos resultados ya esperados debidos a la mala calidad del terreno en el que se propone cimentar.

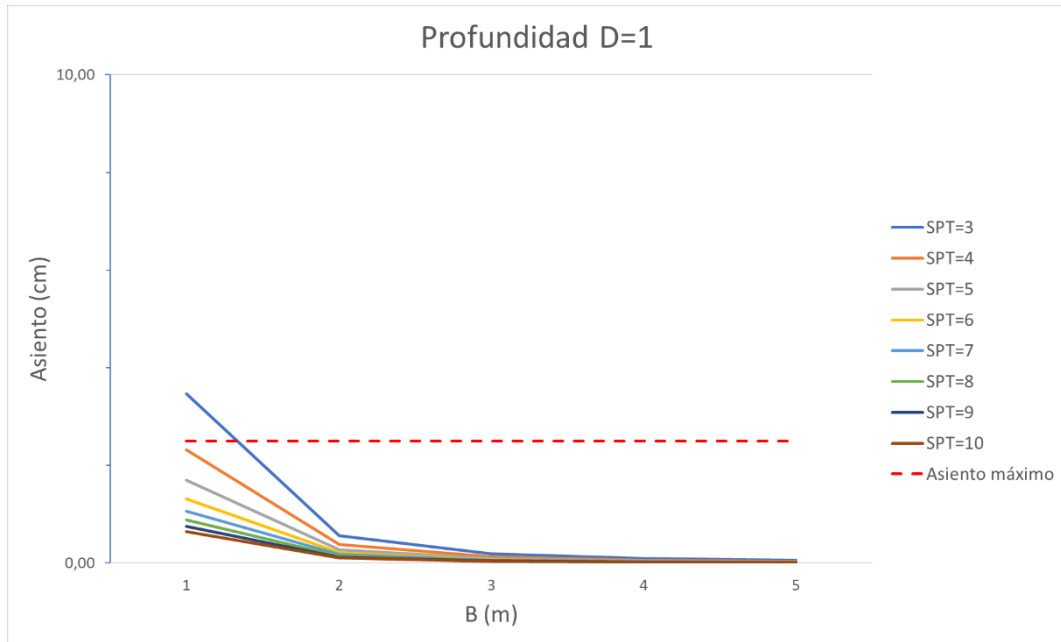
Puesto que el único dato de compacidad-resistencia que se tiene es el resultado del ensayo de penetración dinámica estándar SPT y que este ofrece un rango de entre 3 y 10 golpes, se ha decidido determinar el asiento produciría la tensión admisible por condición de hundimiento de cada ancho de cimentación, para cada uno de los valores de golpeo de este intervalo y cada uno de los tres planos de cimentación considerados. Estos resultados se muestran en las gráficas que siguen donde se ha marcado con una línea de trazos rojos el límite del asiento máximo admisible que según el apartado 3.5.7.4. de la ROM 05-05, se considera de 2.5 cm en cimentaciones corridas.

Observando las gráficas se aprecia, que el asiento producido por la carga máxima admisible por condición de hundimiento cumple prácticamente en todos los casos a diferencia que en las zapatas aisladas, debido al distinto comportamiento en el modo de transmitir las cargas al terreno de esta tipología de cimentación.

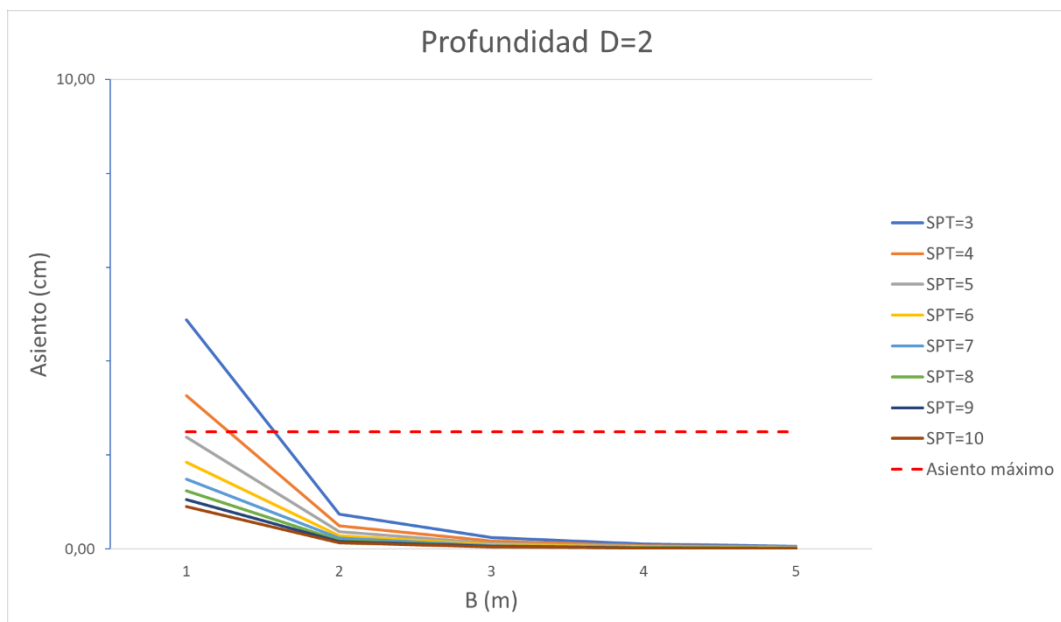
Dicha condición no se cumple cuando los valores de dimensión de zapata son más pequeños, es decir, en las zapatas de ancho 1m cuando el valor del golpeo SPT es 3 no cumple la condición de asiento para ninguna de las profundidades del plano de

cimentación, conforme aumenta el valor del golpeo SPT se observa que, a mayor profundidad de cimentación la condición de asiento se hace más estricta, siendo para el caso en el que el valor del SPT 5, la única que no cumple la condición de asiento es la zapata de ancho 1 m a 3 metros de profundidad.

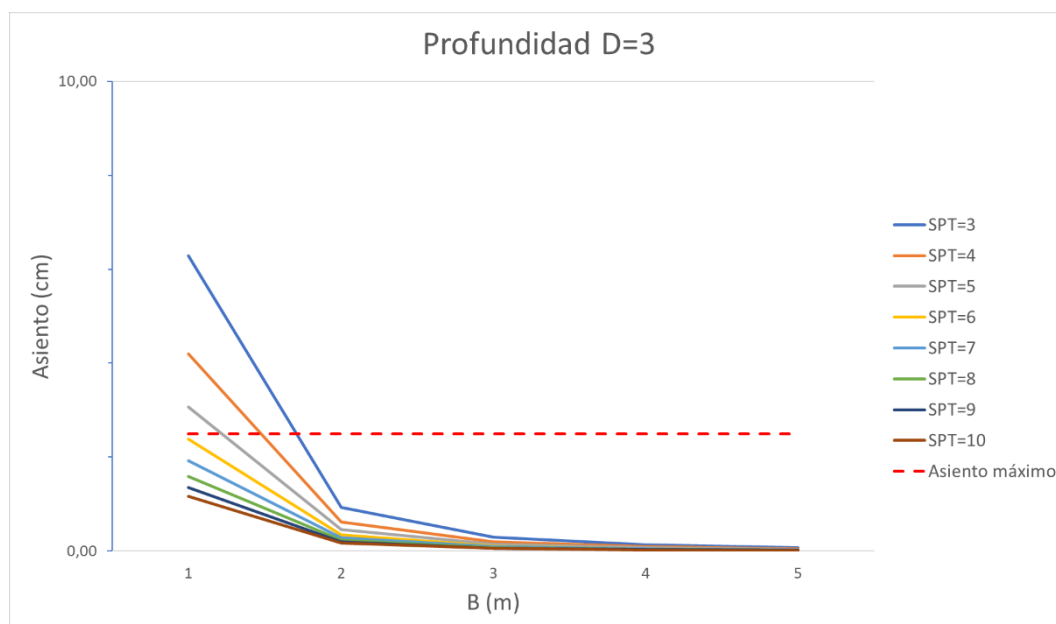
Este comportamiento es completamente diferente al comportamiento de las zapatas aisladas, donde las zapatas de menor dimensión son las que cumplen la condición de asiento y las de mayor dimensión se encuentran lejos de cumplirla.



GRÁFICA 6. Asiento que se produce en zapatas corridas a una profundidad $D=1$ en relación a sus dimensiones y golpeo de ensayo SPT.



GRÁFICA 7. Asiento que se produce en zapatas corridas una profundidad $D=2$ en relación a sus dimensiones y golpeo de ensayo SPT.



GRÁFICA 8. Asiento que se produce en zapatas corridas a una profundidad $D=3$ en relación a sus dimensiones y golpeo de ensayo SPT.

En la primera gráfica se observa que en caso de que el terreno tuviera valores medios del ensayo SPT mayores que 3 en cualquier caso cumpliría el asiento máximo, para valores del SPT 3 solamente no cumpliría la de dimensión menor con una tensión admisible de 103,18 kPa/m o 103,18 kN/m de carga máxima por apoyo.

En la segunda gráfica se observa que en caso de que el terreno tuviera valores medios del ensayo SPT mayores o iguales que 5 en cualquier caso cumpliría el asiento máximo, para valores del SPT de 3 y 4 solamente no cumpliría las de dimensión menores con una tensión admisible de 103,18 kPa/m o 103,18 kN/m de carga máxima por apoyo en zapatas de 1 m de lado apoyadas a 2 m de profundidad, en ningún caso más la condición de asiento no se cumpliría.

Si se revisa la tercera gráfica se observa que en caso de que el terreno tuviera valores medios del ensayo SPT mayores o iguales que 6 en cualquier caso cumpliría el asiento máximo, para valores del SPT de 3, 4 y 5 solamente no cumpliría las de dimensión menor con una tensión admisible de 103,18 kPa/m o 103,18 kN/m de carga máxima por apoyo en zapatas de 1 m de lado apoyadas a 3 m de profundidad, en ningún caso más la condición de asiento no se cumpliría.

A la vista de los resultados obtenidos se puede decir que el criterio más restrictivo, para prácticamente la totalidad de los casos, no será el correspondiente al estado límite de servicio de deformaciones excesivas sino el estado límite último de rotura del terreno.

5.4 Zapata aislada mediante software de elementos finitos (PLAXIS).

En el Anejo 2, se ha comprobado mediante software de elementos finitos (PLAXIS) los resultados obtenidos con las expresiones de cálculo establecidas en la ROM 0.5-05, obteniéndose los siguientes resultados:

5.4.1 Comprobación hundimiento

Frente a la comprobación de condición de hundimiento se observa que el en cálculo manual, mediante la expresión de BRINCH-HASEN, la carga máxima por condición de hundimiento es menos conservadora que la obtenida del modelo informático.

En el modelo informático se introducen tres fases de carga, la primera es la aplicación de la exclusivamente del peso propio de la zapata y se comprueba si resiste, a continuación se le aplica una carga de 1 kN/m y de nuevo se comprueba si resiste, por último se le aplica un coeficiente multiplicador a la carga de 1 kN/m hasta llevar el terreno a rotura. De esta forma se obtiene la carga transmitida máxima admisible por condición de hundimiento, que posteriormente se ha comparado con la carga transmitida máxima por condición de hundimiento obtenida mediante la expresión de BRINCH-HANSEN. Una vez comparadas estas dos se obtiene un coeficiente de relación que de media da alrededor de 2,8, como era de esperar, pues la carga obtenida mediante la expresión de BRINCH-HANSEN había sido minorada por el coeficiente de seguridad de valor 3.

En la tabla siguiente se puede ver un resumen de los datos obtenidos mediante los dos métodos de cálculo:

D (m)	B (m)	Brinch-Hansen	PLAXIS			Coeficiente seg.
		Qu (kN)	M rotura	P hund. (kN/m)	Qu hund (kN)	
1	1	117,49	333,62	333,62	333,62	2,84
	2	526,20	769,61	769,61	1539,22	2,93
	3	1310,55	1247,00	1247	3741	2,85
	4	2554,90	1791,00	1791	7164	2,80
	5	4343,66	2328	2328	11640	2,68

TABLA 16. Resumen carga máxima transmitida por condición de hundimiento (Qu hund.), cálculo BRINCH-HANSEN vs. PLAXIS, y coeficiente de seguridad.

6. Mejora del terreno

6.1 Introducción

A raíz de los datos obtenidos del cálculo de cimentaciones directas, se observa que, debido a la mala calidad de los rellenos, se obtiene que la máxima carga transmitida por cada apoyo que verifique al mismo tiempo la condición de hundimiento y la condición de asiento es muy limitada a la hora de ejecutar una cimentación de dichas características, por esto se plantea la posibilidad de realizar una mejora del terreno antes de analizar una posible solución mediante cimentaciones indirectas.

En este apartado se analizará la elección del método de mejora del terreno más adecuada, acorde con las características geomecánicas que presentan dichos rellenos y se realiza un diseño básico de un proceso de mejora mediante precarga.

6.2 Métodos de mejora del terreno

A continuación, se van a exponer los métodos, que, en la actualidad, más se emplean como métodos de mejora del terreno y, por tanto, los que se van a tener en cuenta en la elección del más adecuado en el caso que nos ocupa.

Basándose en lo expuesto por el profesor M. Romana (2005) en el “*Simposio sobre geotecnia ambiental y mejora del terreno*”, en su artículo de “*Criterios de elección de los métodos de mejora del terreno*” se hace una enumeración de algunos de estos métodos:

6.2.1 Compactación “estática”

Consiste en la compactación de los rellenos por encima del agua mediante compactadores de rodillos (vibrantes o no) o de neumáticos. Es un método simple, barato y muy efectivo para la zona tratada, no obstante, es un método aplicado a capas de poco espesor no siendo efectivo para grandes profundidades incluso aunque se aumente la energía de compactación.

6.2.2 Precarga

Este método consiste en aplicar al terreno una carga, mediante acumulación de material, tanques de agua, etc., del orden de magnitud de la definitiva o incluso ligeramente superior, forzando al terreno subyacente a generar los asientos que de lo contrario se generarían con la aplicación de la carga definitiva, buscando reducir la deformabilidad y aumentar la resistencia del terreno.

Se trata de un método muy efectivo y de gran uso, pero tiene el inconveniente de que en el caso de suelos cohesivos de muy baja permeabilidad, necesita de un

elevado tiempo para conseguir el efecto deseado, así como un elevado coste y su posible afección a estructuras colindantes.

La profundidad de afección es relativa en función de la carga dispuesta. Este método es adecuado para terrenos cohesivos blandos, **rellenos**, limos orgánicos e inorgánicos, turbas, etc.

6.2.3 **Compactación dinámica**

La compactación dinámica es un método desarrollado por Menard en Francia entorno al año 1970, consiste básicamente en dejar caer un peso desde cierta altura sobre el terreno que ha de ser compactado, y su aplicación suele estar distribuido en mallas de entre 5-15 metros entre puntos de aplicación, puntos en los que se generan unos cráteres posteriores al golpeo, y que posteriormente serán rellenados con material, con el fin de poder, si es necesario, realizar más pasadas.

La profundidad de afección puede llegar hasta los 30 metros, siendo de mayor eficacia en terrenos granulares de gran permeabilidad, de lo contrario habría que esperar entre pasadas un tiempo determinado dependiendo de la permeabilidad del terreno, no obstante, este método también puede ser empleado en terrenos cohesivos saturados y poco permeables teniendo en cuenta lo anteriormente dicho.

Este método es empleado para la compactación de grandes superficies, pues para pequeñas dimensiones el coste de operación no sale rentable, de igual manera que en la precarga, aunque de forma más acusada, este método afecta intensamente a estructuras colindantes, debiendo mantener una distancia de seguridad con estas de entre 20-30 metros.

6.2.4 **Vibroflotación**

Este método consiste en la introducción de un vibrador de grandes dimensiones en el terreno donde este ejerce una fuerza horizontal en el terreno compactando este.

La profundidad de aplicación va desde los 6-8 m para tratamientos superficiales hasta los 15-20 metros para tratamientos profundos, aunque también se ha empleado, en algunos casos, para profundidades superiores a 25 m.

Para facilitar la introducción del vibrador se aplica agua a presión en la punta cónica inferior del tubo, llamado proceso húmedo y es necesaria su aplicación cuando se den las siguientes condiciones: nivel freático alto, ya que la inyección de aire solo creara inestabilidades; material granular limpio, porque el agujero no es estable; aparición de capas de arcillas blandas y/o turbas o arcillas orgánicas, por la misma razón anterior, en definitiva se empleara este método cuando el agujero no sea estable.

Por otro lado, también es posible la ejecución de este método en seco y se podrá utilizar si se dan simultáneamente las siguientes condiciones: nivel freático por debajo de la zona de tratamiento; arcilla con una cohesión mínima de 20 kPa que haga estable el agujero; ausencia de lentejones de arcillas blandas y/o turbas.

Dentro de la vibroflotación se encuentran tres modalidades:

- Vibrocompactación: en terrenos generalmente con pocos finos, en proceso húmedo, sin adición de material en suelos granulares limpios, con adición de arenas en suelos granulares con algo de finos.
- Vibrosustitución: en terrenos cohesivos blandos o granulares con finos, en proceso húmedo y con adición de grava.
- Vibrodesplazamiento: en terrenos cohesivos que mantienen el agujero estable, en proceso seco y con adición de agua.

No obstante, aunque este método sea empleado para la reducción de asientos, para reducción de asientos importantes, es decir a la mitad, las columnas de grava deberían ocupar en torno al a la mitad del terreno original.

6.3 Elección del método de mejora del terreno

En la elección del método de mejora se van a seguir los criterios descritos por el profesor M. Romana (2005) en el “*Simposio sobre geotecnia ambiental y mejora del terreno*”, en su artículo de “*Criterios de elección de los métodos de mejora del terreno*”, este establece los siguientes criterios: según el tipo de terreno, según su afección al medio ambiente, según los objetivos a alcanzar, según aspectos varios, este trabajo se centrará únicamente en la elección según el tipo de terreno.

6.3.1 Granulometría

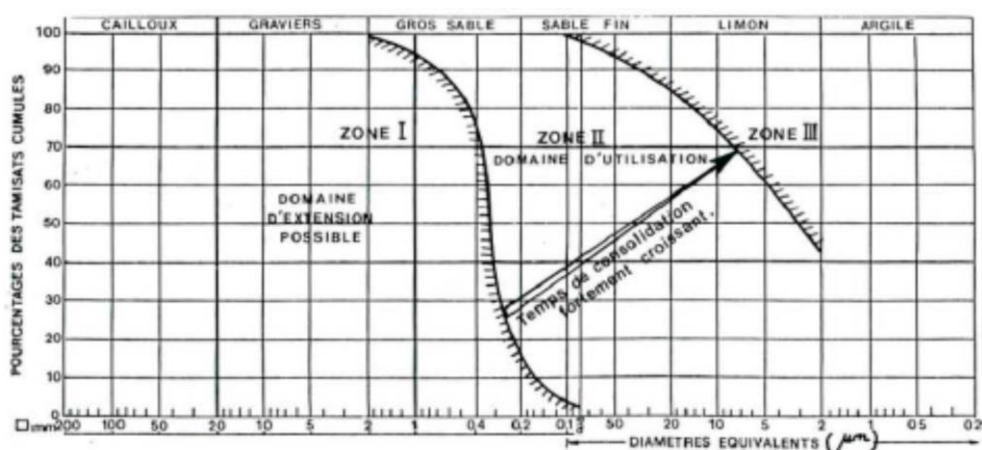
La granulometría de un suelo es la característica más relacionada con su permeabilidad, debido a que las diferentes técnicas de mejora del terreno están relacionadas con la circulación de agua en el suelo tendrán diferentes requisitos de permeabilidad.

El criterio empleado en este trabajo para la selección del método según la granulometría, está basado en los diagramas de QUEYROI et al (1985), no obstante, los diagramas se podrán emplear siempre que se cumplan los siguientes criterios de granulometría:

Tipo de terreno	Tamaño (mm)	
	Max.	Min.
Bolos	200	20
Gava	20	2
Arena gruesa	2	0,2
Arena fina	0,2	0,02
Limo	0,02	0,002
Arcilla	0,002	-

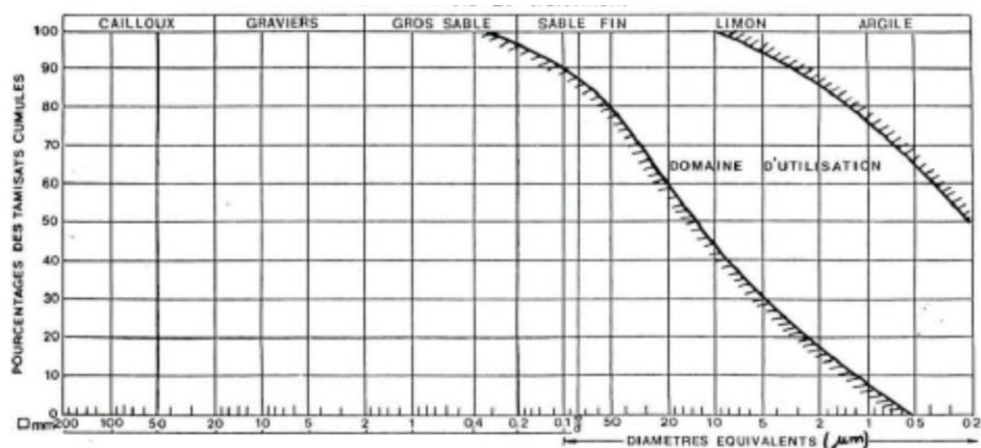
TABLA 17. Dominios de aplicación de los diversos métodos de mejora del terreno en función de la granulometría de los suelos según QUEIROY et al (1985).

En las gráficas 9 y 10 se muestran los husos granulométricos más adecuados para la precarga con o sin drenes de mecha, según un tiempo de espera tolerable, para arcillas y limos bajo nivel freático, puede verse que casi siempre será necesario el empleo de drenes. En la gráfica se pueden observar 3 zonas que comprenden: la zona 1, tiempos de consolidación muy cortos; la zona 2, tiempos de consolidación variables y crecientes y la zona 3, tiempos de consolidación de más de dos años.



GRÁFICA 9. Precarga sin drenes. Fuente: QUEIROY et al.

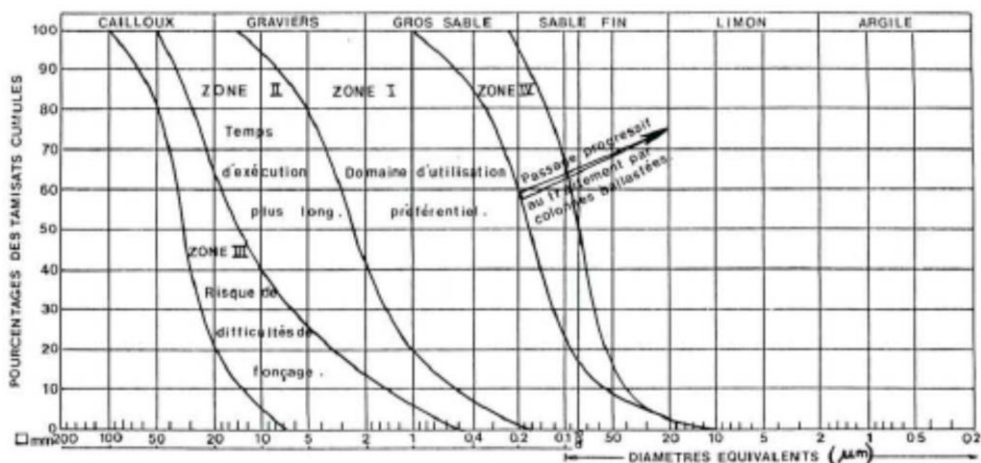
Para la precarga con drenes se tiene la siguiente gráfica, en la que se observa una ampliación de la zona 1 descrita anteriormente, echo que implica una reducción de los tiempos de consolidación.



GRÁFICA 10. Precarga con drenes. Fuente: QUEIROY et al.

En la gráfica 11 se grafican los husos granulométricos de los distintos métodos de vibrocompactación sin introducción de columnas de grava, solo aptos en suelos sin finos. Hay que tener en cuenta que para suelos con granos de más de 15 mm de D_{50} puede haber dificultades en la introducción del vibrador, con escolleras o gravas gruesas se torna prácticamente imposible.

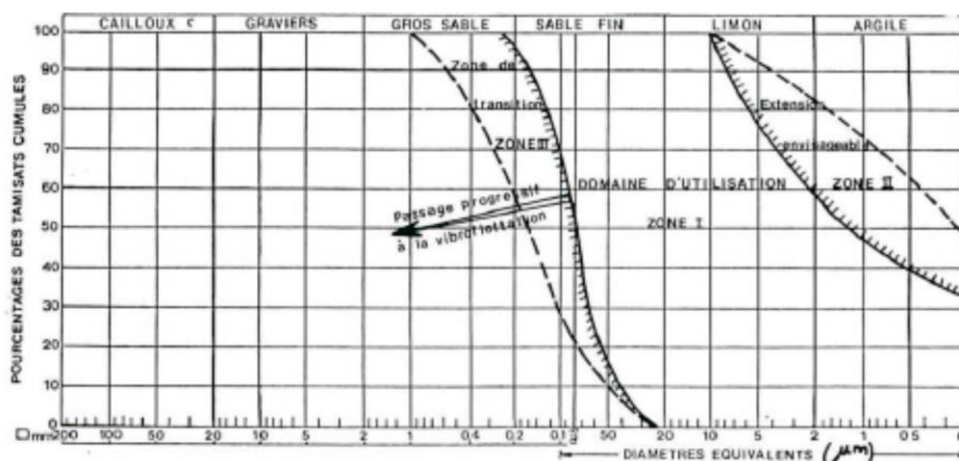
Se distinguen 4 zonas de aplicación: zona 1, muy adecuado; zona 2, tiempo de ejecución elevado; zona 3, riesgo de dificultad de introducción del vibrador; zona 4, paso progresivo a la vibrocompactación con columnas de grava



GRÁFICA 11. Vibrocompactación (sin adición de material). Fuente: QUEIROY et al.

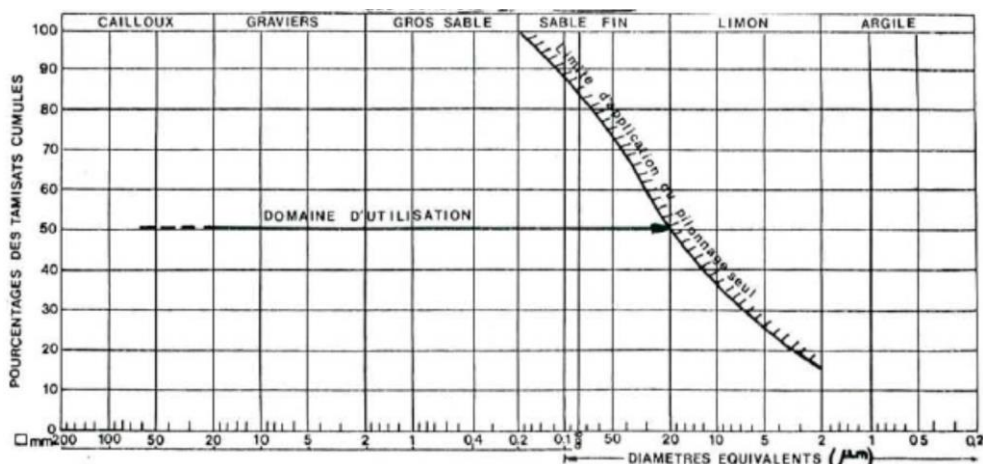
En la gráfica 12 se plasma, por otro lado, la vibrosustitución mediante columnas de grava, método con el que puede tratarse cualquier suelo limoso o arcilloso.

Se distinguen 3 zonas de aplicación: zona 1, muy adecuado; zona 2, posible; zona 3, paso progresivo a la vibrocompactación sin adición de material.



GRÁFICA 12. Vibrosustitución (con columna de grava). Fuente: QUEIROY et al.

Por último en la gráfica 13 se presenta el huso granulométrico más adecuado para la compactación dinámica. Se observa que este método puede aceptar suelos con un D_{50} mínimo de 20 micras, que siempre serían clasificados como limos en un informe geotécnico.



GRÁFICA 13. Compactación dinámica. Fuente: QUEIROY et al.

6.3.2 Plasticidad

Este criterio es de especial interés cuando se pretende compactar un suelo mediante compactación dinámica, pues para suelos cohesivos plásticos saturados, bajo el efecto del golpeo de la carga, las sobrepresiones intersticiales generadas son de importante magnitud y tardan mucho en disiparse, ocasionando el levantamiento del terreno alrededor del cráter, tornándose la compactación dinámica una labor más costosa y en ocasiones ineficaz.

SMOLTZYK (1983) estableció el criterio de idoneidad de un suelo a ser compactado mediante compactación dinámica, cuando su índice de plasticidad sea menor que el 10% y su límite líquido menor del 30-35%, no obstante, VAN IMPE (1985) da un criterio algo menos restrictivo, que establece que el tratamiento será más eficaz

para un $IP < 10\%$ que para $10\% < IP < 20\%$, no limitando este método a suelos con un $IP < 10\%$ exclusivamente.

Para el resto de los métodos el factor de la plasticidad no es un factor de gran importancia a la hora de escoger uno u otro, por lo que no se analizarán.

6.3.3 Nivel freático

La existencia y posición del nivel freático es un factor importante a tener en cuenta para analizar la viabilidad de un método u otro.

Para la precarga la ausencia de nivel freático disminuye mucho los tiempos permitiendo prescindir de los drenajes.

En cuanto a la compactación dinámica de suelos cohesivos la presencia de nivel freático puede causar problemas por la dificultad que muestra este a la hora de disipar las sobrepresiones intersticiales, por este motivo, este método no es recomendable en suelos cohesivos saturados. Por el contrario, en el caso terrenos granulares, más permeables y por consiguiente una mejor disipación de las sobrepresiones, es posible emplear este método tanto con nivel freático como sin él.

Por último, en cuanto a la vibroflotación puede aplicarse sobre o bajo el nivel freático, siendo la introducción del vibrador más fácil bajo nivel freático, de igual modo que se torna más eficaz.

6.3.4 Materia orgánica

La presencia de materia orgánica suele estar asociada con suelos arcillosos, e implica que los tratamientos de mejora del terreno suelen ser ineficaces.

La precarga es un método factible en suelos con materia orgánica reduciendo los asentamientos diferenciales, pero no evitando los asentamientos producidos por la consolidación secundaria, aunque minorados.

La compactación dinámica puede ser muy poco efectiva en suelos de este tipo y en general en todos aquellos que tengan una cierta respuesta elástica.

Las columnas de grava en suelo con material orgánico presentan la problemática de la poca resistencia del terreno que las rodea, pudiendo estas volverse totalmente inestables lateralmente, con rotura y pérdida de resistencia a las cargas verticales.

6.3.5 Materiales y terrenos colapsables

En este tipo de suelo la compactación dinámica es el método más efectivo, pues suelen ser terrenos muy porosos que disipan muy bien las sobrepresiones intersticiales

además los colapsos locales producidos por las ondas de choque mejoran mucho la compacidad del terreno.

6.4 Aplicación de los criterios de elección del método de mejora del terreno.

Como resumen de los criterios de elección, en la tabla 18 se muestran los dominios de aplicación de cada método en función del tamaño medio (D_{50}) de las partículas del suelo propuesto por (QUEROI et la, 1985) y posteriormente modificado por ROMANA (2000).

SUELOS MÉTODOS	GRAVA	ARENA GRUESA	ARENA FINA	LIMO	ARCILLA	SUELOS ORGÁNICOS				
	10	2	1	0.2	0.1	0.02	0.01	0.002	0.001	0.0002
	(TAMAÑO DE LAS PARTICULAS / D_{50} DEL SUELO en μm .)									
PRECARGA										
PRECARGA CON DRENES										
ELECTRO-OSMOSIS										
COLUMNAS DE GRAVA										
COLUMNAS DE CAL										
CONGELACIÓN										
COMPACTACIÓN DINÁMICA										
EXPLOSIVOS										
VIBROFLOTACIÓN										
INYECCIÓN										
SUSTITUCIÓN										
DESPLAZAMIENTO POR EXPLOSIVOS										

TABLA 18. Dominio de aplicación de los diversos métodos de mejora en función del tamaño medio (D_{50}) de las partículas del suelo (QUEIROY et al 1985). Modificada por ROMANA (2000).

Teniendo en cuenta que el terreno a consolidar está compuesto por material granular, caracterizado como arenas con algo de grava, con una potencia de 13-18 metros con el nivel freático a 1 m de la superficie.

Como se puede contrastar en la tabla 18, donde para arenas establece como más idóneos varios métodos de los que a continuación se detallan.

6.4.1 Precarga

La precarga puede ser con o sin drenes, puesto que el caso de estudio se trata de un terreno granular, su huso podría incluirse en la zona 1 de la gráfica 9, precarga sin drenes, con tiempos de consolidación cortos gracias a la rápida disipación de las presiones intersticiales.

Este método sería una buena elección, pero por contra, habría que tener en cuenta la disponibilidad de material para ejecutar la precarga, a pesar de lo cual este método suele ser es el más económico de ejecutar.

6.4.2 **Compactación dinámica**

La compactación dinámica en cuanto al criterio granulométrico podríamos afirmar que se encuentra dentro del rango de idoneidad.

Para este método la plasticidad del terreno es un factor a tener en cuenta, no obstante, la importancia de este se agudiza cuando disponemos de un suelo cohesivo plástico saturado, en el caso que se estudia el suelo es granular por lo que no le afectara este criterio, del mismo modo que la altura del nivel freático que, aunque este sea alto no afectara dada la composición granular del terreno.

Este método sería perfectamente válido para su aplicación, bien es cierto que este resulta más costoso económicamente hablado, empezando a ser rentable para grandes extensiones de terreno, como ventaja el tiempo de aplicación hasta conseguir el efecto deseado es más corto que la precarga, pudiendo empezar la construcción de una posible estructura en un corto plazo de tiempo lo que vendría acompañado de una pronta puesta en servicio de la obra.

Una desventaja importante de este método la constituye las vibraciones que genera el golpeo repetitivo sobre el terreno que puede afectar a elementos constructivos cercanos.

6.4.3 **Vibrocompactación y vibrosustitución**

La vibrocompactación es un método prescrito como muy adecuado para gravas y arenas gruesas, dado que el terreno objeto de estudio no es de esas características dicho método no será valorado. De otro modo la vibrosustitución sí que será analizado ya que este sí que se prescribe para el tipo de suelo estudiado.

Entrando en la gráfica 12 se puede determinar que el terreno estudiado se encuentra en la zona 1 estableciéndose este tipo de mejora como muy adecuado, además gracias a la presencia de nivel freático cerca de la superficie la introducción del vibrador en el terreno será más sencilla.

Este método sería perfectamente válido para su aplicación, si bien es cierto que, al igual que la compactación dinámica, este resulta más costoso económicamente, como ventaja el tiempo de aplicación hasta conseguir el efecto deseado es más corto que la precarga, generando el mismo efecto que la compactación dinámica.

6.4.4 **Conclusión**

Los tres métodos de mejora mencionados son perfectamente válidos para tratar el terreno analizado, la elección definitiva vendrá definida por criterios de economía y tiempo, dos factores importantes a tener en cuenta a la hora de elegir un método u otro.

Como método más económico encontraríamos la precarga, aunque penalizada por los elevados tiempos de espera que no lo deben ser tanto en el material granular que constituye el relleno objeto de este estudio.

6.5 Pre-dimensionamiento de precarga

El pre-dimensionamiento de la precarga va a proporcionar la altura del material y el tiempo que tardara en alcanzar una consolidación del 95%.

Para dicho cálculo se van a establecer los siguientes parámetros: el plano de cimentación estará situado a 2 m por debajo de la superficie del terreno natural, el factor de tiempo T_{v95} para alcanzar una consolidación del 95%, longitud de drenaje será en un solo sentido con una distancia de drenaje del doble del ancho de la zapata, el coeficiente de consolidación vertical C_v será $7,9 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{s}$, dato extraído de un estudio de consolidación realizado en otro punto del puerto en rellenos de la mismas características, el material a emplear en la precarga tendrá un peso específico $\gamma_r = 22 \text{kN/m}^3$ y la tensión transmitida por la precarga será la misma que la tensión máxima por condición de hundimiento.

Dados estos parámetros la obtención de la altura de precarga se realiza de la siguiente forma:

$$H(m) = \frac{q_{adm, hundimiento} (kN/m^2)}{\gamma_r (kN/m^3)}$$

Por otro lado el tiempo de consolidación se calcula con la siguiente expresión:

$$t (dias) = \frac{T_{v95} \cdot d^2(m)}{C_v(m^2/dia)}$$

Donde T_{v95} es:

$$T_{v95} = -0.9332 \cdot \log_{10}(1 - U) - 0.0851$$

Donde U es el grado de consolidación, que para este caso se ha optado por un 95% en tanto por uno.

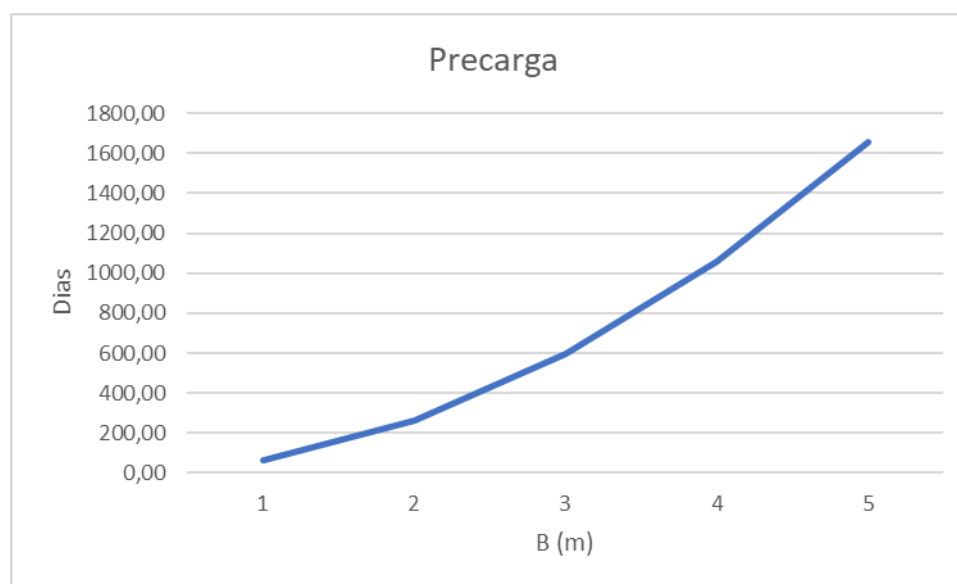
Aplicado el método anteriormente descrito se obtiene la siguiente relación de datos.

D (m)	B (m)	L (m)	qAdm (KPa)	γ (kN/m ³)	H (m)	d (m)	Cv (m ² /dia)	Tv95	DIAS
2	1	1	211,64	22	9,62	2	0,07	1,129	66
	2	2	225,70	22	10,26	4	0,07	1,129	265
	3	3	239,77	22	10,90	6	0,07	1,129	595
	4	4	253,83	22	11,54	8	0,07	1,129	1059
	5	5	267,90	22	12,18	10	0,07	1,129	1654

TABLA 19. Resultados del pre-dimensionamiento de la precarga.

A la vista de los resultados obtenidos se pone de manifiesto la mala calidad del relleno dado que para la zapata de dimensión mas pequeña hacen falta algo más de 2 meses de espera pasando a casi un año para la de siguiente dimensión, creciendo de forma exponencial cuanto mas grandes son las dimensiones de la zapata, como se puede ver en la siguiente gráfica.

Si la construcción requiere de cierta velocidad la espera a la consolidación producida por la precarga se vuelve prácticamente insostenible debido a los largos tiempos de espera.



GRÁFICA 14. Relación ancho de zapata-días de espera en la precarga.

Además a la vista de los resultados obtenidos, en cuanto a la altura de relleno de precarga, es lógico pensar lo excesivo de la misma y la dificultad de ejecución del mismo por la necesidad de emplazar acumulaciones de tierra de más de 9m de altura, esto para el caso de transmisión de la menor carga, en el peor de los casos esta altura tendría que alcanzar más de 12 metros de altura.

Como solución a estas ingentes acumulaciones de materia podría ajustarse el grado de consolidación, de esta forma manteniendo el mismo tiempo de espera sería

necesaria una menor altura de relleno que de otra manera, en cualquier caso sería excesiva.

Como adenda al ajuste del grado de consolidación se podría disminuir la longitud de drenaje con un sistema de drenaje, como por ejemplo columnas de grava o drenes de mecha, que reduciría el tiempo de consolidación eliminando las sobrepresiones intersticiales canalizándolas a través de los drenes.

Por ultimo y aunque un tanto descabellado, en aras de reducir el tiempo de consolidación, se podría tratar de rebajar el nivel freático mediante wellpoints por ejemplo. Es tarea resultaría, cuanto menos, de difícil ejecución por la proximidad al mar de la zona donde se pretende abatir el nivel freático.

7. Cimentaciones de cimentaciones indirectas

7.1 Introducción

Para el análisis del comportamiento de las cimentaciones indirectas se establecen los siguientes criterios: pilotes circulares, individuales, de hormigón prefabricado y puestos en obra mediante hincado.

En cuanto a las dimensiones de los pilotes, se van a modelizar en este trabajo las siguientes combinaciones: 0.6, 0.7, 0.8, 0.9 y 1 m de diámetro, hasta una profundidad de 25 m para los pilotes tipo 1 y 3 y 20 m de profundidad para los tipo 2, se consideran 3 ubicaciones, atravesando distintos estratos en cada uno de los supuestos.

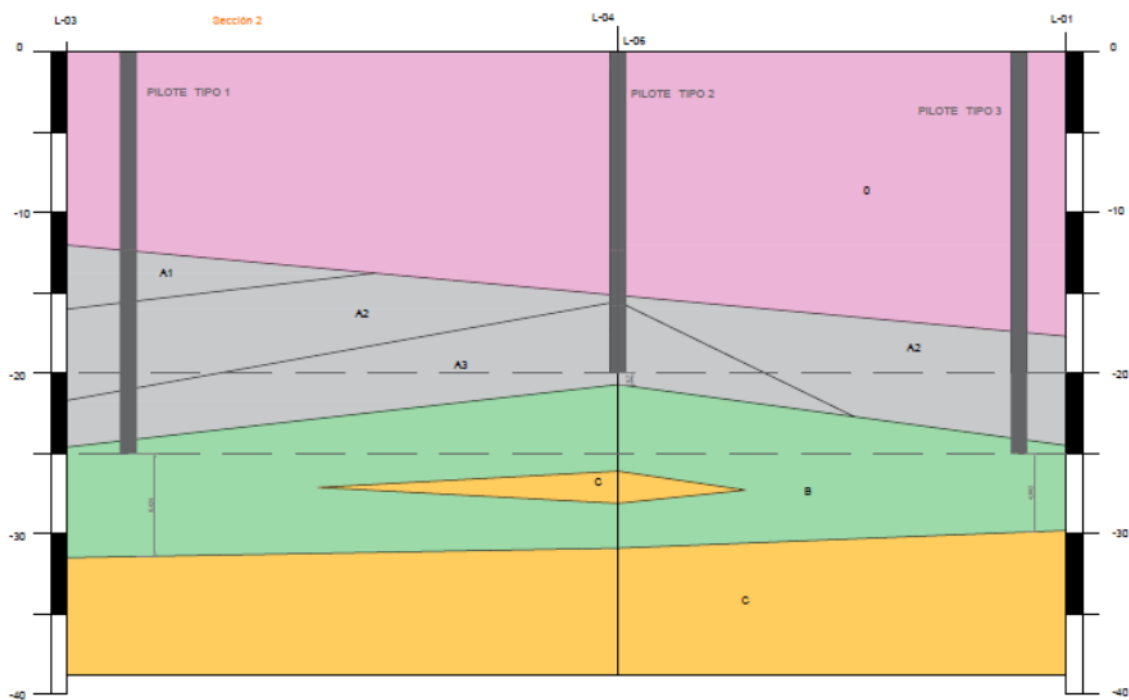


ILUSTRACIÓN 3. Ubicación de los tipos de pilotes y su estratigrafía colindante.

COLUMNA	NIVEL	DESCRIPCIÓN
	NIVEL 0	RELLENOS
	NIVEL A1	FANGOS
	NIVEL A2	ARCILLAS LIMOSAS
	NIVEL A3	ARENAS LIMOSAS
	NIVEL B	GRAVAS ARENOSAS
	NIVEL C	ARCILLAS LIMOSAS

TABLA 20. Unidades litoestratigráficas.

Puesto que no se conocen las cargas que se van a transmitir, para la combinación de modelo que se va a calcular se va a suponer que las cargas serán verticales y centradas de modo que no serán necesarias las comprobaciones de rotura por arranque y rotura del terreno por cargas transversales.

El método de cálculo empleado para la obtención de las cargas máximas admisibles de hundimiento por pilote será el descrito en los apartados “3.6.4.1 Formulación básica y en el 3.6.4.7 Métodos basados en soluciones analíticas” de la ROM 0.5-05 y para la determinación de asientos de pilotes aislados es el descrito en el apartado “3.6.9.1.1 Asientos del pilote aislado” de la ROM 0.5-05. Tanto el método de cálculo como los resultados de aplicar dichas expresiones se pueden encontrar con más detalle en el ANEJO 1 de cálculo.

7.2 Pilote tipo 1

El pilote tipo 1 atraviesa 3 diferentes estratos, el nivel 0 (rellenos) hasta la cota -13 m, el nivel A1 (fangos) hasta la cota -15,5 m, tratándose como nivel 0 en el cálculo, el nivel A2 (arcillas limosas) hasta la cota -21 m y el nivel B (gravas arenosas) hasta la cota -25 m.

7.2.1 Comprobación condición de hundimiento

Para realizar la comprobación a hundimiento se consideran la resistencia unitaria por el fuste, la resistencia unitaria por la punta y el peso del pilote. Para el cálculo de la resistencia unitaria por el fuste se ha despreciado toda la longitud que está en el nivel 0, dado que se trata de un relleno no consolidado, ante la posibilidad de que pueda generarse rozamiento negativo, por este motivo la resistencia por el fuste la aportaran los 5,5 metros del pilote que están en el nivel A2, 3 metros en el nivel A3 y 1 metro en el nivel B. La punta del pilote se encuentra en el nivel B.

TOTAL				
D (m)	Qp+Qf (kN)	W(kN)	Qadm (kN)	Qu(kN)
0,6	6749,64	176,71	2699,86	2523,14
0,7	8974,14	240,53	3589,66	3349,13
0,8	11225,13	314,16	4490,05	4175,89
0,9	13439,74	397,61	5375,90	4978,29
1	16389,54	490,87	6555,82	6064,94

TABLA 21. Cuadro resumen de la carga de admisible (Q_{adm}) de los pilotes tipo 1 y la carga útil (Q_u) una vez reducida esta por el peso efectivo del propio pilote..

En la tabla se puede observar que este tipo de pilote, dadas las condiciones de contorno ofrecidas por el terreno donde se emplaza, presenta unas cargas útiles (Q_u)

elevadas. Al tararse de un suelo cohesivo seguido por uno granular, los resultados de la carga útil máxima por condición de hundimiento vienen dados por el cálculo a corto plazo (no drenado), para el caso de los cohesivos, y el cálculo drenado para el caso de los granulares, dando valores de carga útil de algo más de 2690 kN para los pilotes de menor diámetro, es decir, 0.6m y alcanzando una carga útil de hasta 6064 kN para el pilote de mayor diámetro, 1m.

7.2.2 Comprobación asiento

En la comprobación de asientos se ha impuesto un asiento máximo de 2,5 cm y se ha obtenido, como explica en el ANEJO 1 de cálculo, la carga máxima para que se produzca este, los resultados son los siguientes:

D (m)	Qadm (kN)	A(m ²)	P (kN)	Qu (kN)
0,60	2523,14	0,28	2940,08	2523,14
0,70	3349,13	0,38	3550,89	3349,13
0,80	4175,89	0,50	4090,21	4175,89
0,90	4978,29	0,64	4549,37	4978,29
1,00	6064,94	0,79	5128,79	6064,94

TABLA 22. Carga máxima en cabeza de pilote, asiento máximo impuesto 2,5 cm, pilote tipo 1.

A la vista de los resultados obtenidos se puede concluir que la carga más restrictiva para este tipo de pilote será la obtenida por condición de hundimiento para el caso del pilotes de diámetro 0,6 y 0,7, pues la carga máxima aplicable en la cabeza del pilote por condición de asiento (P) es mayor que la carga útil admisible (Q_u) obtenida por condición de hundimiento, en el resto de los diámetros la carga más restrictiva será la obtenida por condición de asiento. Por ejemplo para un pilote de diámetro 0,8 m la carga útil por condición de hundimiento es 4175,89 kN mientras que para el mismo diámetro la carga útil por condición de asiento es 4090,21 kN, algo menos de 100 kN de diferencia, dicha diferencia va incrementando conforme aumenta el diámetro del pilote.

7.3 Pilote tipo 2

El pilote tipo 2 se puede decir que atraviesa 3 diferentes estratos, el nivel 0 (rellenos) hasta la cota -15, el nivel A2 (arcillas limosas) que dado el poco espesor que atraviesa este no es considerado en el cálculo y el nivel A3 (arenas limosas) hasta la cota -20 m.

7.3.1 Comprobación condición de hundimiento

Para realizar la comprobación a hundimiento se consideran la resistencia unitaria por el fuste, la resistencia unitaria por la punta y el peso del pilote. Para el cálculo de la resistencia unitaria por el fuste se ha despreciado toda la longitud que está en el nivel 0 dado que se trata de un relleno no consolidado, ante la posibilidad de que pueda generarse rozamiento negativo, por este motivo la resistencia por el fuste la aportarán los 5 metros del pilote que están en el nivel A3. La punta del pilote se encuentra muy cerca del nivel B por lo que se ha contemplado este para el cálculo de la resistencia unitaria por la punta.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

TOTAL				
D (m)	Qp+Qf (kN)	W(kN)	Qadm (kN)	Qu(kN)
0,6	3808,54	141,37	1523,42	1382,05
0,7	5084,00	192,42	2033,60	1841,18
0,8	6471,60	251,33	2588,64	2337,31
0,9	7940,73	318,09	3176,29	2858,21
1	9886,83	392,70	3954,73	3562,03

TABLA 23. Cuadro resumen de la carga de admisible (Q_{adm}) de los pilotes tipo 2 y la carga útil (Q_u) una vez reducida esta por el peso efectivo del propio pilote.

En la tabla se puede observar que este tipo de pilote, dadas las condiciones de contorno ofrecidas por el terreno donde se emplaza, presenta unas cargas útiles (Q_h) algo menores a las de los otros dos tipos de pilotes calculados. Al tratarse de un suelo granular, los resultados de la carga útil máxima por condición de hundimiento vienen dados por el cálculo a largo plazo o drenado, siendo este menos restrictivo que el cálculo a corto plazo o no drenado, dando valores de carga útil de algo más de 1300 kN para los pilotes de menor diámetro, es decir, 0.6m y alcanzando una carga útil de hasta 3562,03 kN para el pilote de mayor diámetro, 1m.

7.3.2 Comprobación asiento

En la comprobación de asientos se ha impuesto un asiento máximo de 2,5 cm y se ha obtenido, como es explicado en el ANEJO 1 de cálculo, la carga máxima para que se produzca este, los resultados son los siguientes:

D (m)	Qadm (kN)	A(m ²)	P (kN)	Qu (kN)
0,60	1523,42	0,28	2048,49	1382,05
0,70	2033,60	0,38	2418,33	1841,18
0,80	2588,64	0,50	2761,71	2337,31
0,90	3176,29	0,64	3074,40	2858,21
1,00	3954,73	0,79	3486,57	3562,03

TABLA 24. Carga máxima en cabeza de pilote, asiento máximo impuesto 2,5 cm, pilote tipo 2.

A la vista de los resultados obtenidos se puede observar que cuando el diámetro de los pilotes son 0,6, 0,7, 0,8 y 0,9 m la carga útil más restrictiva para este tipo de pilote será la obtenida por condición de hundimiento, pues la carga máxima aplicable en la cabeza del pilote por condición de asiento (P) es mayor que la carga útil admisible obtenida por condición de hundimiento.

Para el pilote de diámetro 1 m la carga útil admisible por condición de hundimiento es 3562,03 kN mientras que para el mismo diámetro la carga útil por condición de asiento es 3486,57 kN, algo menos de 100 kN de diferencia, por tanto se tomará como limitante la segunda de ellas y así cumplir los dos preceptos.

7.4 Pilote tipo 3

El pilote tipo 3 atraviesa 3 diferentes estratos, el nivel 0 (rellenos) hasta la cota -17,5 m, el nivel A2 (arcillas limosas) hasta la cota -24 m y el nivel B (gravas arenosas) hasta la cota -25 m.

7.4.1 Comprobación condición de hundimiento

Para realizar la comprobación a hundimiento se consideran la resistencia unitaria por el fuste, la resistencia unitaria por la punta y el peso del pilote. Para el cálculo de la resistencia unitaria por el fuste se ha despreciado toda la longitud que está en el nivel 0 dado que se trata de un relleno no consolidado, ante la posibilidad de que pueda generarse rozamiento negativo, como en el caso del pilote tipo 1 y tipo 2, por este motivo la resistencia por el fuste la aportaran los 6.5 metros del pilote que están en el nivel A2 y 1 m en el nivel B. La resistencia unitaria por la punta ha sido calculada íntegramente en el nivel B.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

TOTAL				
D (m)	Qp+Qf (kN)	W(kN)	Qadm (kN)	Qu(kN)
0,6	6351,39	176,71	2540,56	2363,84
0,7	8509,51	240,53	3403,81	3163,28
0,8	10646,66	314,16	4258,67	3944,51
0,9	12785,03	397,61	5114,01	4716,40
1	15655,00	490,87	6262,00	5771,12

TABLA 25. Cuadro resumen de la carga de admisible (Q_{adm}) de los pilotes tipo 3 y la carga útil (Q_u) una vez reducida esta por el peso efectivo del propio pilote.

En la tabla se puede observar que este tipo de pilote, dadas las condiciones de contorno ofrecidas por el terreno donde se emplaza, presenta unas cargas útiles (Q_u) elevadas, de hecho aun estando emplazado en un terreno similar al del pilote tipo 1, las cargas calculadas para este tipo de pilote son menores debido a que el pilote tipo 1 además atraviesa un estrato granular que es el nivel A3.

Al tararse de un suelo cohesivo principalmente, los resultados de la carga útil máxima por condición de hundimiento vienen dados por el cálculo a corto plazo (no drenado) siendo este más restrictivo que el cálculo a largo plazo o drenado, dando valores de carga útil de algo más de 2363,83 kN para los pilotes de menor diámetro, es decir, 0.6m y alcanzando una carga útil de hasta 5771,12 kN para el pilote de mayor diámetro, 1m.

7.4.2 **Comprobación asiento**

En la comprobación de asientos se ha impuesto un asiento máximo de 2,5 cm y se ha obtenido, como es explica en el ANEJO 1 de cálculo, la carga máxima para que se produzca este, los resultados son los siguientes:

D (m)	Qadm (kN)	A(m ²)	P (kN)	Qu (kN)
0,60	2540,56	0,28	2824,37	2363,84
0,70	3403,81	0,38	3421,53	3163,28
0,80	4258,67	0,50	3934,42	3944,51
0,90	5114,01	0,64	4378,59	4716,40
1,00	6262,00	0,79	4947,19	5771,12

TABLA 26. Carga máxima en cabeza de pilote, asiento máximo impuesto 2,5 cm, pilote tipo 3.

A la vista de los resultados obtenidos, se puede concluir que la carga más restrictiva para este tipo de pilote será la obtenida por condición de hundimiento para los casos del pilotes de diámetro 0,6 y 0,7 m, pues la carga máxima aplicable en la cabeza del pilote por condición de asiento (P) es mayor que la carga útil obtenida por condición de hundimiento, en el resto de los diámetros la carga más restrictiva será la

obtenida por condición de asiento. Por ejemplo para un pilote de diámetro 0,8 m la carga útil por condición de hundimiento es 3944,51 kN mientras que para el mismo diámetro la carga útil por condición de asiento es 3934,42 kN, poco más de 10 kN de diferencia, dicha diferencia va incrementando conforme aumenta el diámetro del pilote.

7.5 Resumen de pilotes

De los resultados obtenidos para cada tipo de pilote se extrae que el tipo 2 es el más restrictivo, dado que se apoya sobre un terreno granular la carga de hundimiento más restrictiva es la obtenida a largo plazo, para los pilotes de diámetro 0,6 y 0,7 la carga limitante es la obtenida por hundimiento

El pilote tipo 1 da unas cargas algo superiores a las que se obtienen en el pilote tipo 3, debido a que el pilote se introduce, además de en el nivel A2, en el nivel A3, confiriéndole una mayor resistencia por el fuste. Este se apoya de igual manera sobre un terreno granular donde la carga de hundimiento es la obtenida a largo plazo. En cuanto a la carga limitante, este pilote se comporta de la siguiente manera, siendo la carga por condición hundimiento del pilote de 0.6 m la limitante, también para el de diámetro 0,7 la obtenida por condición de hundimiento y para el resto de diámetros la carga limitante es la obtenida por condición de asiento.

El pilote tipo 2 es el que menor carga puede soportar, debido a que se introduce, tan solo, 5 metros en el nivel A3 de tipo granular, considerándose solamente este para el cálculo, aun aplicándose condiciones de largo plazo donde se obtienen resistencias mayores, además la punta está muy cerca del nivel B mucho más competente que los niveles superiores por lo que para el cálculo de la resistencia por punta se le ha tenido en cuenta incrementando considerablemente la resistencia por punta de este tipo de pilote.

Por último, para el pilote tipo 3 la carga limitante para los menores diámetros de pilotes, es decir los de 0,6 y 0,7, es la obtenida por condición de hundimiento. Para el resto de los casos la carga limitante es la obtenida por condición de asiento.

Estudio de soluciones de cimentación sobre terreno de un solar situado al sureste de la Marina Real Juan Carlos I en la ampliación norte del Puerto de Valencia (Valencia)

D (m)	Pilotes TIPO 1			Pilotes TIPO 2			Pilotes TIPO 3		
	Ph(kN)	Pa (kN)	Te (kN)	Ph(kN)	Pa (kN)	Te (kN)	Ph(kN)	Pa (kN)	Te (kN)
0,6	2523,14	2940,08	2544,69	1382,05	2048,49	2544,69	2363,84	2824,37	2544,69
0,7	3349,13	3550,89	3463,61	1841,18	2418,33	3463,61	3163,28	3421,53	3463,61
0,8	4175,89	4090,21	4523,89	2337,31	2761,71	4523,89	3944,51	3934,42	4523,89
0,9	4978,29	4549,37	5725,55	2858,21	3074,40	5725,55	4716,40	4378,59	5725,55
1	6064,94	5128,79	7068,58	3562,03	3486,57	7068,58	5771,12	4947,19	7068,58

TABLA 27. Cuadro resumen carga máxima admisible por condición de hundimiento vs. condición de asiento.

8. Ejemplo de aplicación

Se va a aplicar todo lo expuesto en los apartados anteriores mediante un supuesto de construcción de una nave industrial en la parcela estudiada. La información de la construcción va a ser tomada del proyecto de ejecución de nave logística sin actividad específica ubicada en el polígono industrial El oliveral en Riba-roja del Turia en Valencia, redactado por la empresa ASPOR y en cuya ejecución el alumno estuvo haciendo prácticas durante los meses de verano del año 2017.

8.1 Descripción del supuesto

La construcción propuesta a realizar en la parcela, será una nave industrial de hormigón prefabricado en su totalidad, compuesta por pórticos de 29 m de luz entre ejes de pilares unidos mediante una viga en delta pretensada. Los pórticos estarán espaciados 9 metros, unidos entre sí en el plano de cubierta por correas de hormigón pretensado con un intereje de 2 m, sobre las que además apoyará la cubierta compuesta por panel sándwich de láminas de acero galvanizado con núcleo de espuma de poliuretano.

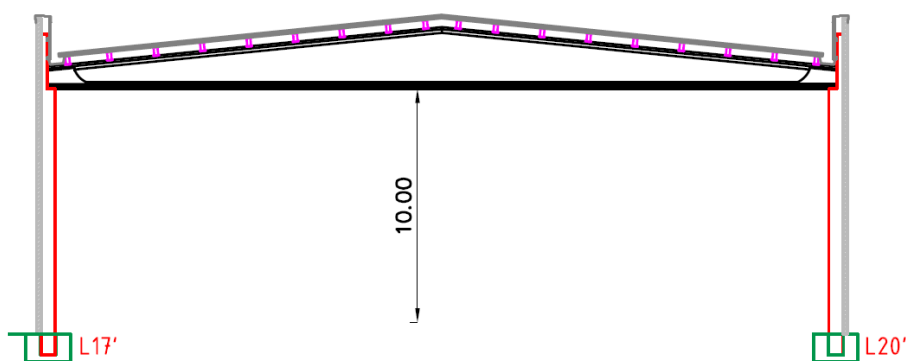


ILUSTRACIÓN 4. Pórtico tipo. Fuente: proyecto de ejecución de nave logística sin actividad específica ubicada en el polígono industrial El oliveral en Riba-roja del Turia en Valencia

Las zapatas serán individuales, cuadradas con 1.2 m de canto y con cargas centradas. Cada pilar transmite a la zapata 331.8 kN a lo que se le deberá adicionar el peso correspondiente a la zapata y de esta forma conocer la carga transmitida en el plano de cimentación.

8.2 Cálculo

Para el cálculo de la carga total transmitida así como para la comprobación de esta con la carga de hundimiento (Q), así como para los asientos se ha empleado una

hoja Excel de cálculo en la que se ha introducido la carga transmitida y se le ha añadido la carga generada por cada dimensión de zapata, dando como resultado (Qt).

Carga transmitida por el pilar			331,8	kN		
D (m)	B (m)	L (m)	qAdm (MPa)	Q (kN)	qt(Mpa)	Qt (kN)
1	1	1	0,14	142,49	0,36	361,80
	2	2	0,16	626,20	0,11	451,80
	3	3	0,17	1535,55	0,07	601,80
	4	4	0,18	2954,90	0,05	811,80
	5	5	0,20	4968,66	0,04	1081,80
2	1	1	0,21	211,64	0,36	361,80
	2	2	0,23	902,80	0,11	451,80
	3	3	0,24	2157,89	0,07	601,80
	4	4	0,25	4061,29	0,05	811,80
	5	5	0,27	6697,40	0,04	1081,80
3	1	1	0,28	280,79	0,36	361,80
	2	2	0,29	1179,40	0,11	451,80
	3	3	0,31	2780,24	0,07	601,80
	4	4	0,32	5167,69	0,05	811,80
	5	5	0,34	8426,14	0,04	1081,80

TABLA 28. Comprobación condición de hundimiento, ejemplo de aplicación.

Esta se ha comprado con la carga máxima de hundimiento y se observa que para la dimensión de zapata de 1x1 m, la carga transmitida no cumple.

Por otro lado se ha comprobado el asiento producido obteniéndose los siguientes resultados:

D (m)	B (m)	L (m)	SPT							
			3	4	5	6	7	8	9	10
			Sc (cm)	Sc (cm)	Sc (cm)	Sc (cm)	Sc (cm)	Sc (cm)	Sc (cm)	Sc (cm)
1	1	1	12,97	8,67	6,34	4,91	3,96	3,29	2,79	2,40
	2	2	6,44	4,31	3,15	2,44	1,97	1,63	1,38	1,19
	3	3	4,87	3,26	2,38	1,85	1,49	1,23	1,05	0,90
	4	4	4,37	2,92	2,14	1,66	1,33	1,11	0,94	0,81
	5	5	4,25	2,84	2,08	1,61	1,30	1,08	0,91	0,79
2	1	1	12,80	8,56	6,26	4,85	3,91	3,24	2,75	2,37
	2	2	6,15	4,11	3,01	2,33	1,88	1,56	1,32	1,14
	3	3	4,48	3,00	2,19	1,70	1,37	1,14	0,96	0,83
	4	4	3,89	2,60	1,90	1,47	1,19	0,98	0,83	0,72
	5	5	3,68	2,46	1,80	1,39	1,12	0,93	0,79	0,68
3	1	1	12,63	8,44	6,18	4,79	3,86	3,20	2,71	2,34
	2	2	5,87	3,92	2,87	2,22	1,79	1,49	1,26	1,09
	3	3	4,09	2,74	2,00	1,55	1,25	1,04	0,88	0,76
	4	4	3,40	2,27	1,66	1,29	1,04	0,86	0,73	0,63
	5	5	3,10	2,07	1,52	1,18	0,95	0,79	0,67	0,58

TABLA 29. Comprobación condición de asiento, ejemplo de aplicación.

En estos resultados se observa que para los valores de SPT más bajos el asiento es el factor limitante a la hora de escoger las dimensiones de la zapata.

Por lo tanto si el valor del SPT fuera 4 o inferior ejecutar una cimentación directa de las características mencionadas anteriormente no sería posible debido a que, aunque para dimensiones de 4x4 y 5x5 metros sí que cumpliera en algunos casos, al estar separados los pórticos 9 metros, las zapatas de 5x5 se solaparían entre pórticos contiguos y las de 4x4 quedarían muy cerca, lo que llevaría a la necesidad de proyectar una zapata corrida. Para dimensiones inferiores debería ejecutarse o una mejora del terreno y de este modo aumentar la capacidad portante del terreno, o como otra solución proyectar una cimentación indirecta.

Dado que la carga transmitida empleada es de 331,8 kN, en los casos que una cimentación directa no cumpliera y se tuviese la necesidad de ejecutar una cimentación indirecta, cualquiera de los diámetros de los pilotes tipo 1, 2 y 3 cumpliría.

9. Conclusiones y recomendaciones

Entonces, ¿Cuál es la mejor solución de tipología de cimentación aplicable a los rellenos portuarios estudiados?. Pues bien, esta es una pregunta que no tiene una única respuesta, debido a las bajas características resistentes del terreno de apoyo y al desconocimiento de las cargas que futuras estructuras puedan transmitir al terreno. Este es el motivo de que se haya decidido obtener un amplio abanico de soluciones, desde la zapata aislada más sencilla hasta el pre-diseño de cimentación indirecta mediante pilotaje pasando por una, casi imprescindible, mejora del terreno.

En cuanto a la estratigrafía del terreno se ha dividido en seis niveles litológicamente diferentes:

- Nivel 0: El primero y más próximo a la superficie lo constituyen rellenos de diversas procedencias con potencias entre 13 y 18 metros, no consolidados y de escasa capacidad portante.
- Nivel A1: A continuación se encuentra un nivel de fangos con potencias máximas de 4 metros, de características geomecánicas similares a las del nivel anterior.
- Nivel A2: subyacente a los fangos se encuentra un nivel cohesivo de arcillas limosas con características algo mejores que los niveles superiores y que presenta potencias desde 6 hasta 8 metros.
- Nivel A3: le sigue un nivel granular constituido de arenas limosas que presenta potencias de hasta 5 metros.
- Nivel B: el segundo de los materiales granulares, de compacidad más elevada y potencias de hasta 10 metros.
- Nivel C: y por último el nivel más profundo está compuesto por arcillas limosas que dado que se encuentra a profundidades mayores de 30 metros, no afecta a ninguno de los cálculos realizados para elaborar este documento.

A partir de este perfil, el diseño de cimentaciones directas, aisladas y corridas, supone el apoyo en los materiales de relleno.

En primera instancia, se han obtenido las cargas máximas admisibles por condición de hundimiento así como las cargas máximas admisibles que podría transmitir por condición de asiento una zapata aislada cuadrada de dimensiones B correspondientes a 1, 2, 3, 4 y 5 metros con planos de cimentación a profundidades D con valores 1, 2 y 3 metros.

La condición de hundimiento ha sido determinada mediante la expresión de BRINCH-HANSEN, como así lo estipula la ROM 0.5-05 "Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias" y una vez obtenida esta se ha minorado con un coeficiente de seguridad de 3.

La condición de asiento ha sido estudiada mediante la expresión de BURLAND-BURBIDGE, nuevamente como dicta en su apartado 3.5.7.1 la citada recomendación, que dice: "*En cimentaciones sobre terrenos granulares, cuya compacidad haya sido determinada mediante ensayos SPT, puede seguirse el procedimiento de cálculo de asientos indicado por J.B. Burland y M.C. Burbidge*", además se ha tenido en cuenta la limitación de asiento máximo de 2,5 cm.

A continuación se han determinado las dos mismas condiciones anteriores pero esta vez para zapatas corridas con anchos B de 1, 2, 3, 4 y 5 metros y de igual manera con profundidades de plano de cimentación D iguales a 1, 2 y 3 metros, obteniéndose valores de carga máxima por unidad de longitud. El cálculo de esta tipología ha sido motivada por el hecho de que las cargas obtenidas por condición de asiento en zapatas aisladas han dado como resultado valores que, o bien eran significativamente bajos para el emplazamiento de una estructura de mediana entidad o bien, porque para las mayores cargas admisibles, tanto las dimensiones de zapata como la profundidad de cimentación, han dado como resultado valores de asientos considerablemente altos pudiendo causar serios inconvenientes a la hora de ejecutar los mismos.

En zapatas corridas, al contrario que en el caso de las aisladas, se observa que la carga máxima admisible limitante es la obtenida por la condición de hundimiento, causando asientos menores con la aplicación de cargas superiores debido a la distinta distribución en la transmisión de cargas.

Dadas las malas características y por ende la escasa capacidad portante del nivel de rellenos que dificulta cumplir la condición de asiento proporcionando cargas admisibles relativamente bajas, se han considerado dos alternativas, una de ellas pasa por realizar, adicionalmente a la ejecución de una cimentación directa, una mejora del terreno mediante precarga del primer nivel correspondiente a los rellenos variados, con el inconveniente que presenta en cuanto al tiempo de espera de consolidación.

Como se ha podido observar en el pre-dimensionamiento de la precarga, la mejora del terreno mediante este método requiere de unas medidas bastante extremas en cuanto a tiempo, que va desde los 66 hasta los 1654 días y alturas de la precarga comprendidas entre los 9 y los 13 metros, para conseguir una consolidación del 95%.

Como segunda alternativa se ha optado por el diseño de cimentaciones indirectas, llevando estas hasta estratos más competentes que los anteriores, es decir a los niveles estratigráficos denominados A3 y B.

En el cálculo de las cimentaciones indirectas, dada la gran extensión de la parcela y su heterogeneidad litoestratigráfica, se ha decidido establecer tres situaciones tipo a lo largo de la misma: tipo 1, tipo 2 y tipo 3. Además se han considerado 5 diámetros distintos de pilote, 0,6, 0,7, 0,8, 0,9 y 1 m , de hormigón prefabricado y puestos en obra mediante hinca.

En el pre-dimensionamiento de los pilotes se ha optado por dos longitudes de pilotes, para los pilotes tipo 2 se establecen 20 m de longitud debido a que se obtienen unas cargas útiles considerablemente más elevadas que las obtenidas en cimentaciones directas. Por el contrario se ha comprobado que para los pilotes tipo 1 y 3, 20 metros de longitud no son suficientes para satisfacer un mínimo de carga útil, obteniendo cargas admisibles menores que el peso efectivo del pilote, por este motivo para estas dos tipologías se ha considerado una longitud superior, llevando de este modo los pilotes hasta estratos más competentes. La longitud establecida ha sido de 25 metros. No se aplica esta longitud a los pilotes tipo 2 porque el aumento de 5 metros no conlleva un aumento suficientemente significativo de la carga útil.

Una vez establecidos estos parámetros se ha obtenido la carga útil máxima admisible, es decir, la carga máxima que se le puede aplicar en la cabeza del pilote, tanto por condición de hundimiento como por condición de asiento mediante las expresiones de los métodos basados en soluciones analíticas descritos en el apartado 3.6.4.7 de la ROM 0.5-05.

Aunque en el cálculo de los pilotes se ha despreciado la resistencia por el fuste correspondiente al nivel de rellenos por no estar estos consolidados, las cargas útiles máximas obtenidas en los pilotes tipo 1 y tipo 3 son relativamente elevadas, con valores entre los 2300 y los 5200 kN, dado que se apoyan en un estrato granular con buena capacidad portante.

En el caso del pilote tipo 2, dado que es de menor longitud, se obtienen cargas útiles de menor magnitud, de entre 1300 y 3500 kN.

A continuación se muestran las tablas 31, 32 y 33, con las cargas máximas admisibles empleables en el dimensionamiento de las distintas tipologías de cimentación. Una vez obtenida la carga que va a transmitir la estructura a emplazar en la parcela, se entrara en las tablas con ella, obteniéndose las dimensiones de la misma.

Hay que recordar que para el caso de las cimentaciones directas la carga reflejada en las tablas es la máxima admisible, es decir, no está incluido el peso propio de la zapata, que una vez decidido el comportamiento de esta en cuanto a si será elástica o rígida y por consiguiente la determinación canto, habrá que añadir el peso propio de la zapata a la carga transmitida por la estructura. Por el contrario, en cimentaciones indirectas la carga reflejada en la tabla es la máxima que se puede aplicar en la cabeza del pilote, pues el peso específico del pilote ha sido tomado en consideración. En todos los casos estudiados se consideran cargas verticales y centradas.

Como ultima consideración se recomienda realizar una campaña geotécnica complementaria en el momento de diseñar la estructura que permita conocer mejor las características de los rellenos con el fin de comprobar que las características no han cambiado, por un lado y, por otro para poder ajustar el diseño estructural a uno de los casos contemplados en este trabajo, con las limitaciones que se han venido mencionando desde el inicio del mismo.

ZAPATA CUADRADA AISLADA									
D (m)	B (m)	SPT							
		3	4	5	6	7	8	9	10
		Q (kN)	Q (kN)	Q (kN)	Q (kN)	Q (kN)	Q (kN)	Q (kN)	Q (kN)
1	1,00	76,73	110,49	142,49	142,49	142,49	142,49	142,49	142,49
	2,00	196,55	276,83	365,64	461,88	564,78	626,20	626,20	626,20
	3,00	346,73	480,00	627,42	787,18	958,00	1138,89	1329,08	1527,92
	4,00	523,69	714,64	925,85	1154,75	1399,50	1658,67	1931,16	2216,06
	5,00	725,56	977,94	1257,10	1559,64	1883,12	2225,68	2585,83	2962,39
2	1,00	81,40	115,15	152,49	192,95	211,64	211,64	211,64	211,64
	2,00	215,22	295,50	384,30	480,55	583,45	692,42	806,99	902,80
	3,00	388,73	522,00	669,42	829,18	1000,00	1180,89	1371,08	1569,92
	4,00	598,36	789,31	1000,52	1229,42	1474,16	1733,34	2005,83	2290,73
	5,00	842,23	1094,61	1373,77	1676,31	1999,79	2342,34	2702,50	3079,05
3	1,00	86,06	119,82	157,16	197,62	240,89	280,79	280,79	280,79
	2,00	233,88	314,17	402,97	499,21	602,11	711,08	825,65	945,44
	3,00	430,73	564,00	711,42	871,18	1042,00	1222,89	1413,08	1611,92
	4,00	673,02	863,97	1075,19	1304,09	1548,83	1808,00	2080,50	2365,39
	5,00	958,89	1211,27	1490,43	1792,98	2116,46	2459,01	2819,17	3195,72



Por condición de hundimiento

TABLA 30. Resumen de cargas máximas admisibles (Q) para el dimensionamiento de una zapata cuadrada aislada.

ZAPATA CORRIDA									
D (m)	B (m)	SPT							
		3	4	5	6	7	8	9	10
		Q (kN/m)	Q (kN/m)	Q (kN/m)	Q (kN/m)	Q (kN/m)	Q (kN/m)	Q (kN/m)	Q (kN/m)
1	1,00	76,73	103,18	103,18	103,18	103,18	103,18	103,18	103,18
	2,00	253,24	253,24	253,24	253,24	253,24	253,24	253,24	253,24
	3,00	450,19	450,19	450,19	450,19	450,19	450,19	450,19	450,19
	4,00	694,02	694,02	694,02	694,02	694,02	694,02	694,02	694,02
	5,00	984,74	984,74	984,74	984,74	984,74	984,74	984,74	984,74
2	1,00	81,40	115,15	146,12	146,12	146,12	146,12	146,12	146,12
	2,00	339,12	339,12	339,12	339,12	339,12	339,12	339,12	339,12
	3,00	579,00	579,00	579,00	579,00	579,00	579,00	579,00	579,00
	4,00	865,77	865,77	865,77	865,77	865,77	865,77	865,77	865,77
	5,00	1199,42	1199,42	1199,42	1199,42	1199,42	1199,42	1199,42	1199,42
3	1,00	86,06	119,82	157,16	189,05	189,05	189,05	189,05	189,05
	2,00	424,99	424,99	424,99	424,99	424,99	424,99	424,99	424,99
	3,00	707,81	707,81	707,81	707,81	707,81	707,81	707,81	707,81
	4,00	1037,51	1037,51	1037,51	1037,51	1037,51	1037,51	1037,51	1037,51
	5,00	1414,10	1414,10	1414,10	1414,10	1414,10	1414,10	1414,10	1414,10


 Por condición de hundimiento

TABLA 31. Resumen de cargas máximas admisibles (Q) para el dimensionamiento de una zapata corrida.

PILOTES INDIVIDUALES			
D (m)	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3
	P(kN)	P(kN)	P(kN)
0,6	2523,14	1382,05	2363,84
0,7	3349,13	1841,18	3163,28
0,8	4090,21	2337,31	3934,42
0,9	4549,37	2858,21	4378,59
1	5128,79	3486,57	4947,19

	Por condición de hundimiento
	Por condición de asiento

TABLA 32. Resumen de cargas útiles máximas admisibles (P) para el dimensionamiento de un pilote aislada.

9.1 Uso de las tablas resumen

El procedimiento de uso de las tablas anteriores será de la siguiente forma:

- Una vez obtenida del cálculo estructural la carga que va a transmitir la estructura al terreno, en primera instancia, se pre-dimensionará la dimensión de la zapata aislada, entrando en la tabla 30 “Resumen de cargas máximas admisibles (Q) para el dimensionamiento de una zapata cuadrada aislada” con el valor del SPT obtenido y la carga transmitida por la estructura, escogiendo el valor inmediatamente superior que satisfaga dicha carga, una vez hecho esto se establecerá una primera dimensión de zapata.

Por ejemplo, se tiene un pilar de una estructura que transmite 331,8 kN y el valor del SPT obtenido es de 7.

ZAPATA CUADRADA AISLADA									
D (m)	B (m)	SPT							
		3	4	5	6	7	8	9	10
		Q (kN)	Q (kN)	Q (kN)	Q (kN)	Q (kN)	Q (kN)	Q (kN)	Q (kN)
1	1,00	76,73	110,49	142,49	142,49	142,49	142,49	142,49	142,49
	2,00	190,55	270,85	363,84	461,88	564,78	626,20	626,20	626,20
	3,00	346,73	480,00	627,42	787,18	958,00	1138,89	1329,08	1527,92
	4,00	523,69	714,64	925,85	1154,75	1399,50	1658,67	1931,16	2216,06
	5,00	725,56	977,94	1257,10	1559,64	1883,12	2225,68	2585,83	2962,39
2	1,00	81,40	115,15	152,49	192,95	211,64	211,64	211,64	211,64
	2,00	215,22	295,50	384,30	480,55	583,45	692,42	806,99	902,80
	3,00	388,73	522,00	669,42	829,18	1000,00	1180,89	1371,08	1569,92
	4,00	598,36	789,31	1000,52	1229,42	1474,16	1733,34	2005,83	2290,73
	5,00	842,23	1094,61	1373,77	1676,31	1999,79	2342,34	2702,50	3079,05
3	1,00	86,06	119,82	157,16	197,62	240,89	280,79	280,79	280,79
	2,00	233,88	314,17	402,97	499,21	602,11	711,08	825,65	945,44
	3,00	430,73	564,00	711,42	871,18	1042,00	1222,89	1413,08	1611,92
	4,00	673,02	863,97	1075,19	1304,09	1548,83	1808,00	2080,50	2365,39
	5,00	958,89	1211,27	1490,43	1792,98	2116,46	2459,01	2819,17	3195,72

TABLA 33. Ejemplo pre-dimensionamiento de zapata.

- Pre-dimensionada la zapata, a la carga transmitida por la estructura se le deberá adicionar la carga transmitida por el peso propio de la zapata, comprobando que siga cumpliendo con la carga máxima establecida en la tabla 30, de no ser así se escogerá la siguiente dimensión y se repetirá el proceso hasta que cumpla dicha condición.

Por ejemplo:

Una vez obtenida una dimensión de 2x2 metros, se impone un canto de 1,2 m, por lo tanto el peso propio de la zapata transmitirá:

$$2 (m) \times 2 (m) \times 1,2 (m) \times 25 \left(\frac{kN}{m^3} \right) = 120 kN$$

$$331,8 kN + 120 kN = 451,8 kN$$

Dado que la carga máxima aplicable, según la tabla 30, para zapatas aisladas de 2x2 con valor de SPT de 7 es 564,78 kN y esta es mayor que 451,8 kN (carga transmitida al terreno) la zapata de dimensiones 2x2x1,5 m estaría dentro de los valores admisibles.

- Si en ningún caso de zapatas aisladas cumpliera, se pasaría a la siguiente tabla, tabla 31 “Resumen de cargas máximas admisibles (Q) para el dimensionamiento de una zapata corrida”, procediendo de manera similar que en las zapatas cuadradas con la salvedad de que el peso propio de la zapata se calculara por unidad de longitud.
- Por último, si no fuese posible la elección de un cimentación directa, se pasara a proyectar una cimentación indirecta, tabla 32 “Resumen de cargas útiles máximas admisibles (P) para el dimensionamiento de un pilote aislada”. A diferencia que en el dimensionamiento de cimentaciones directas, es este caso la carga transmitida se comparará directamente con la carga útil de la tabla, obteniéndose el diámetro del pilote.

Por ejemplo, se tiene un pilar de una estructura que transmite 2000 kN.

PILOTES INDIVIDUALES			
D (m)	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3
	P(kN)	P(kN)	P(kN)
0,6	2523,14	1382,05	2363,84
0,7	3349,13	1841,18	3163,28
0,8	4090,21	2337,31	3934,42
0,9	4549,37	2858,21	4378,59
1	5128,79	3486,57	4947,19

TABLA 34. Ejemplo de dimensionamiento de pilotes aislados.

Se obtiene que si el pilote es del tipo 1 o 3 el diámetro mínimo será de 0,6 m y si es de tipo 2, el diámetro mínimo será 0,8 m.

Fdo: Bernabé Juan Burgos Albacar

Valencia, 24 de mayo de 2018