

Anejo nº2.- Geología, Procedencia de materiales y Geotecnia

1.	Introducción	1	6.1.1.1.	Campaña geotécnica del Proyecto.....	14
2.	Situación geográfica	2	6.1.1.1.1.	Calicatas mecánicas	14
3.	Estudios realizados – Metodología de trabajo	2	6.1.1.1.2.	Ensayos de penetración dinámica continua	14
3.1.	INFORMACIÓN PREVIA.....	2	6.1.1.2.	Campaña geotécnica recopilada.....	15
4.	Encuadre Geológico General	3	6.1.1.2.1.	Sondeos mecánicos	15
4.1.	MARGO GEOLÓGICO GENERAL	3	6.1.1.2.2.	Ensayos de penetración dinámica:	15
4.2.	ESTRATIGRAFÍA	4	6.1.1.2.3.	Calicatas mecánicas.....	15
4.2.1.	Terciario. Margas azules (T1)	5	6.1.2.	Ensayos de laboratorio	15
4.2.2.	Terciario. Arcillas y arcillas limoarenosas (serie de transición, T2).....	5	6.2.	GEOTECNIA DE LAS CIMENTACIONES.	16
4.2.3.	Terciario. Limos arenosos amarillos y calcarenitas (T3)	5	6.2.1.	Introducción	16
4.2.4.	Cuaternario. Terrazas aluviales del Guadalquivir y Guadaíra.....	6	6.2.2.	Metodologías de cálculo.....	16
4.2.5.	Cuaternario. Aluvial reciente (Qa).....	7	6.2.2.1.	Cimentaciones superficiales	16
4.2.6.	Rellenos Antrópicos (A, Ac).....	7	6.2.2.1.1.	Estabilidad global	16
4.3.	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL - TECTÓNICA.....	8	6.2.2.1.2.	Seguridad frente al hundimiento.....	16
4.4.	GEOMORFOLOGÍA.....	9	6.2.2.1.3.	Asientos	17
4.5.	HIDROLOGÍA E HIDROGEOLOGÍA	9	6.2.2.1.4.	Módulo de elasticidad de cada capa.....	18
4.6.	SISMICIDAD.	9	6.2.2.2.	Cimentación de losas	20
5.	Procedencia de materiales	11	6.2.2.2.1.	Estimación del coeficiente de balasto.	20
6.	Geotecnia	14	6.2.2.2.2.	Métodos analíticos	21
6.1.	CAMPAÑA GEOTÉCNICA.....	14	6.2.2.2.3.	Aumento del coeficiente de balasto mediante sustitución	22
6.1.1.	Trabajos realizados.....	14	6.2.2.3.	Cimentaciones profundas.....	22

6.2.2.3.1.	Estabilidad global.....	22
6.2.2.3.2.	Carga de hundimiento en pilotes perforados en rocas alteradas y suelos.....	23
6.2.2.3.3.	Asientos.	24
6.2.2.3.4.	Comportamiento transversal de pilotes.....	25
6.2.2.3.5.	Coefficiente de balasto horizontal	26
6.2.3.	Cálculo cimentaciones	26
6.2.3.1.	Acueducto sifón Guadaira (P.K. 77+800-79+275).....	26
6.2.4.	Cuadro resumen de cimentaciones.....	30

PLANOS

- PLANO 1.PLANO GEOLÓGICO GENERAL (ESCALA 1/50.000)
- PLANO 2.PLANTA Y PERFIL GEOLÓGICO DEL SIFÓN ACUEDUCTO DE GUADAIRA
- PLANO 3.PLANO DE SITUACIÓN DEL INVENTARIO DE CANTERAS Y GRAVERAS
- PLANO 4.- PLANO DE SITUACIÓN DE VERTEDEROS

APÉNDICES

APÉNDICE 1. CAMPAÑAS GEOTECNICAS

APÉNDICE 1.1 CAMPAÑA GEOTECNICA PROYECTO

APÉNDICE 1.1.1 ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA

APÉNDICE 1.1.2 CALICATAS MECÁNICAS

APÉNDICE 1.1.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

APÉNDICE 1.2 CAMPAÑA GEOTECNICA RECOPIADA

APÉNDICE 1.2.1 SONDEOS MECÁNICOS

APÉNDICE 1.2.2 ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA

APÉNDICE 1.2.3 CALICATAS MECÁNICAS

APÉNDICE 1.2.4 ENSAYOS DE LABORATORIO

APÉNDICE 2. CÁLCULOS GEOTÉCNICOS

1. Introducción

En el presente Anejo, se describen las principales características y condicionantes geológicos, geotécnicos y geomorfológicos que definen los terrenos afectados por el "Proyecto Obra para el incremento de la capacidad de transporte del Canal del Bajo Guadalquivir en el cruce con el río Guadaira (Sifón acueducto de Guadaira).

De esta manera, el presente Anejo ha sido dividido en 3 apartados: Geología, Procedencia de materiales y Geotecnia.

En una primera parte de este estudio se desarrolla una descripción geológica general de la zona investigada para la obra en cuestión.

En una segunda parte, se da una descripción sucinta en términos geológicos de los diversos materiales reconocidos, y se desarrolla un estudio de procedencia de materiales susceptibles de ser empleados en la obra.

En la tercera parte, se ha planificado y ejecutado una campaña geotécnica, en la que se ha tomado como punto de partida la campaña de investigación de campo a base de reconocimientos mecánicos, consistentes en sondeos mecánicos, calicatas mecánicas y ensayos de penetración.

Dicha campaña se completa con la posterior realización de ensayos de laboratorio sobre algunas de las muestras extraídas en los mismos.

Los datos aportados por la investigación (reconocimientos de campo y ensayos de laboratorio) han sido interpretados minuciosamente al objeto de definir la naturaleza y caracterizar geotécnicamente todos los materiales investigados. Una vez conocidas las propiedades de los materiales y confeccionado el perfil geotécnico de la traza se ha procedido a establecer las recomendaciones oportunas para definir el movimiento de tierras, la estabilidad de las zanjas, el aprovechamiento de los materiales excavados y el estudio de la cimentación de las diferentes estructuras previstas, así como el estudio de aquellos puntos del trazado en los que sea previsible la aparición de algún problema de carácter geotécnico como resultado de la naturaleza geológica del terreno.

La memoria se ha estructurado en los siguientes apartados:

- Encuadre geológico general
 - Marco Geológico General
 - Estratigrafía.
 - Estructura Geológica-Tectónica.
 - Geomorfología.
 - Hidrogeología.
 - Sismicidad
- Procedencia de materiales
- Geotecnia

Así mismo las conclusiones de dicha memoria se han plasmado en documentos gráficos o planos:

PLANO 1.PLANO GEOLÓGICO GENERAL (ESCALA 1/50.000)

PLANO 2.PLANTA Y PERFIL GEOLÓGICO DEL SIFÓN ACUEDUCTO DE GUADAIRA

PLANO 3.PLANO DE SITUACIÓN DEL INVENTARIO DE CANTERAS Y GRAVERAS

PLANO 4.- PLANO DE SITUACIÓN DE VERTEDEROS

2. Situación geográfica

La zona afectada por el trazado del sifón acueducto de Guadaira se desarrolla dentro del curso medio-bajo del Río Guadalquivir, al E de Sevilla y sobre la llanura de inundación del propio río, como se muestra en la **Figura 1.2.a** mostrada a continuación.

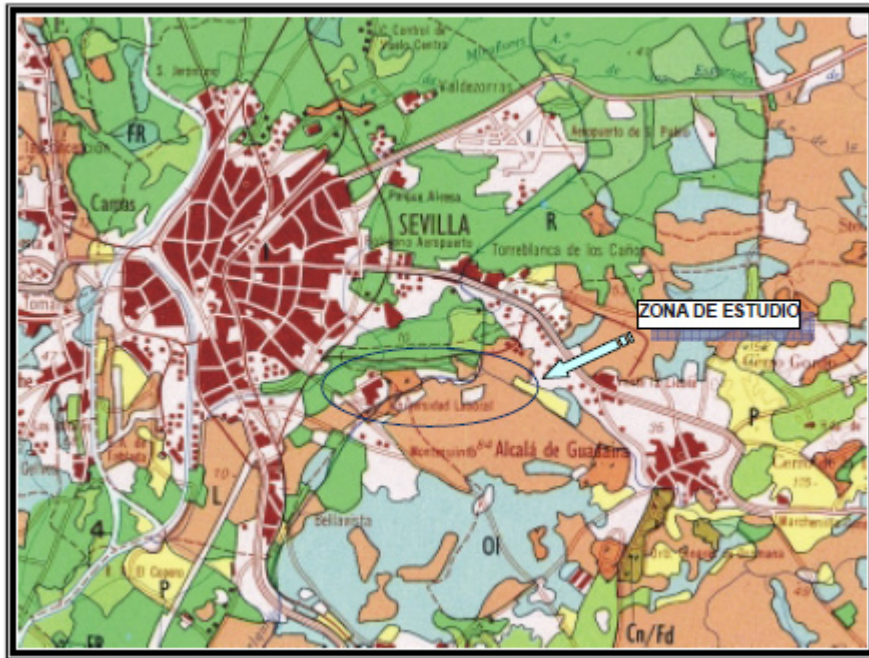


Fig. 2.1.- Situación geográfica de la zona de estudio.

3. Estudios realizados – Metodología de trabajo

Los trabajos llevados a cabo, se han desarrollado en una serie de fases sucesivas, distinguiéndose así:

- 1ª fase, recopilación de la información disponible: cartografías, informes, publicaciones, etc.
- 2ª fase, revisión de toda la información recopilada, sintetizándose en la elaboración de determinados capítulos del presente informe.
- 3ª fase, ejecución de los trabajos de campo.
- 4ª fase, se contrastó esta información con los resultados de los trabajos de campo.

- 5ª fase, se ha procedido a la elaboración del informe a partir de la información recopilada y los datos de los trabajos de campo efectuados, en el cual se ha contemplado la caracterización de los materiales atravesados por la traza del sifón acueducto de Guadaira.

3.1. INFORMACIÓN PREVIA

Para la realización del presente Anejo, se ha tomado como base toda la información disponible de estudios geológicos y geotécnicos anteriores en dicha zona. Para ello se han revisado los siguientes trabajos:

- Proyecto de construcción "Tramo final del Canal del Bajo Guadalquivir". AYESA, 1991.
- Proyecto de construcción "Canal de riego a Cantarita con el Brazo de la Torre." AYESA.
- Proyecto de Construcción de la Conexión de la Línea 1 del Metro de Sevilla con Alcalá de Guadaira. Tramo I: Universidad Pablo de Olavide- Adufe. Subtramo I: Universidad Pablo de Olavide- Parque Tecnológico.

Además, se ha contado con la siguiente información bibliográfica:

- Mapa Geológico de España (IGME) Escala 1:50.000:
 - Hoja Nº 984 (Sevilla).
 - Hoja Nº 1002 (Dos Hermanas).
- Mapa Geológico de España (IGME) Escala 1:200.000:
 - Hoja Nº 75 (Sevilla).
- Mapa Geotécnico de España (IGME) Escala 1:200.000:
 - Hoja Nº 75 (Sevilla).
- Mapa Hidrogeológico de España (IGME) Escala 1:200.000:
 - Hoja Nº 75 (Sevilla).
- Geología de España (Editor J.A. Vera). IGME y Sociedad Geológica de España (SGE). 2004.
- Las margas azules del Guadalquivir. Oteo, Carlos S. Revista Rutas, Nº 77 marzo-abril 2000

4. Encuadre Geológico General

En el presente punto de Encuadre Geológico General, se describen las principales características y condicionantes geológicos que definen el área investigada para el "Proyecto Obra para el incremento de la capacidad de transporte del Canal del Bajo Guadalquivir en el cruce con el río Guadaira (Sifón acueducto de Guadaira)". Así, en este primer paso del estudio se desarrolla una descripción geológica general de la zona.

4.1. MARGO GEOLÓGICO GENERAL

Desde el punto de vista geológico, el área investigada se encuentra localizada en la Cuenca o Depresión del Guadalquivir (Fig. 4.1) caracterizada por una relativa monotonía estratigráfica, correspondiendo principalmente a materiales de la facies Andalucense.

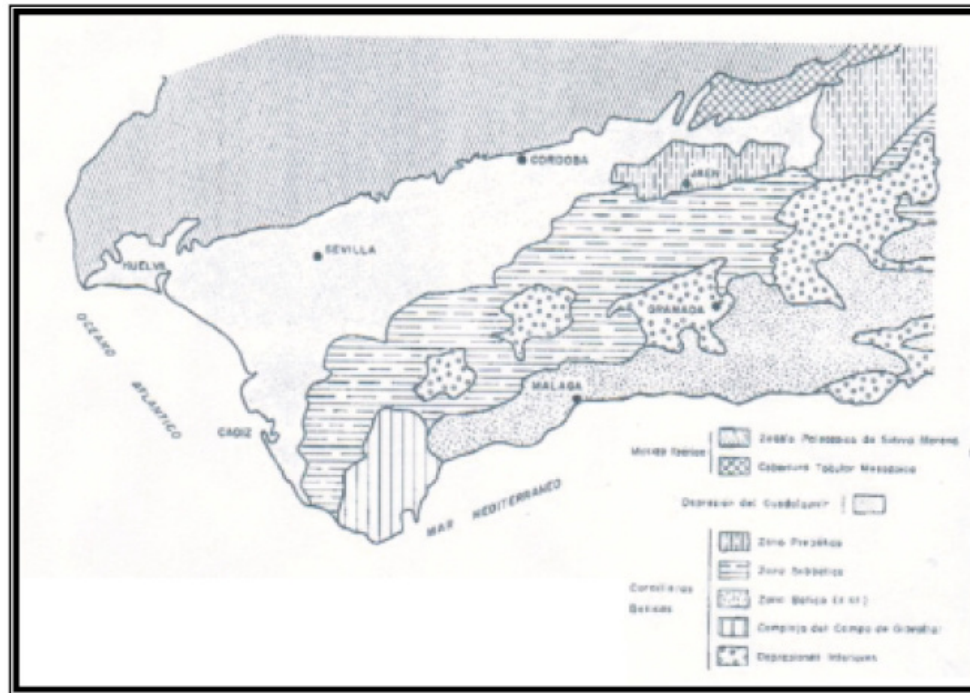


Fig. 4.1.- "Mapa de unidades geoestructurales del Sur de la Península Ibérica" (Adaptado por F. Blanco de Julivert et al; 1974).

La Cuenca o Depresión del Guadalquivir constituye una gran fosa rellena por sedimentos terciarios marinos y cuaternarios continentales, que se extienden como una amplia banda delimitada por las zonas Subbética al Sureste, la Prebética al Noreste y el Macizo Hercínico al Noreste.

Dentro de la Cuenca existe una clara delimitación de las unidades aflorantes en este dominio:

- La *unidad Alóctona*, constituida en su mayor parte por sedimentos de procedencia Subbética que caen y deslizan en la cuenca (olistostromas) debido a la subsidencia de la cuenca miocena.

El olistostroma (Fig. 4.2) sería el resultado de deslizamientos producidos durante el Mioceno, que arrastraron en dirección Norte grandes masas de materiales de edades comprendidas entre el Cretácico Inferior y el Mioceno, hasta originar un terreno complejo y caótico, formado por materiales completamente desorganizados y/o fragmentados mezclados con otros que pudieran conservar una parte de su estructura inicial (olistolitos), estos últimos de tamaño muy variable, que puede abarcar desde pequeños afloramientos sin representación cartográfica hasta grandes masas kilométricas. En su composición global, dentro del olistostroma se podrían destacar grandes masas de terrenos finos areniscosos, lutíticos y arcillosos, junto con rocas calcáreas o dolomíticas, yesos y vulcanitas.

- La *unidad Autóctona*, caracterizada por sedimentos neógenos depositados en la cuenca, discordantes y subhorizontales sobre la unidad alóctona, y transgresivos sobre el zócalo paleozoico de la meseta.

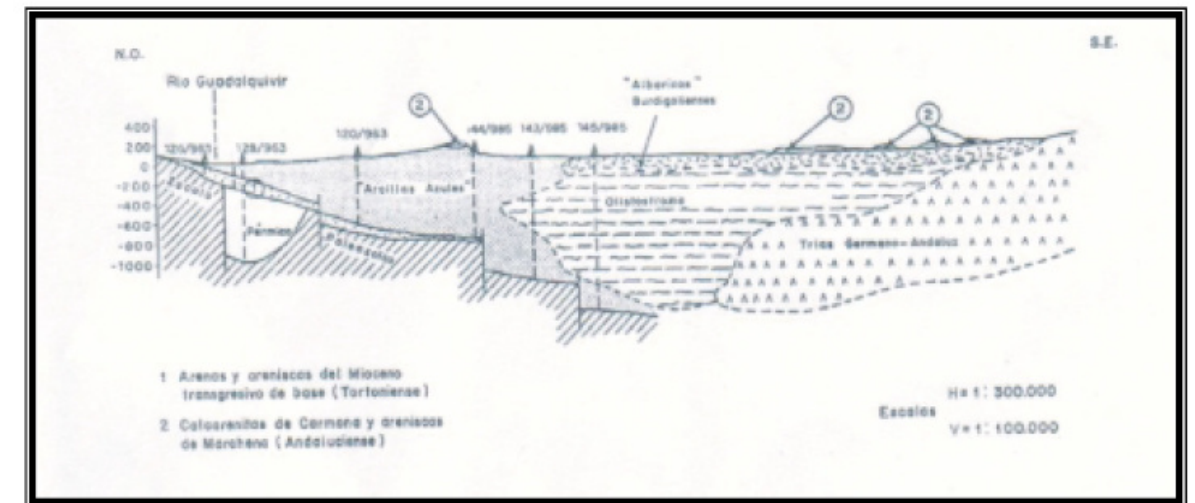


Fig. 4.2.- "Corte geológico esquemático NW-SE de la Región" (Chapond, 1966).

Posteriormente, extensos depósitos cuaternarios de origen fluvial se han sedimentado sobre materiales terciarios llegando a alcanzar importantes espesores (terrazas aluviales del Guadalquivir).

En la zona de estudio, estos materiales cuaternarios presentan un gran desarrollo, ocupando prácticamente la totalidad de la traza.

Especialmente desarrolladas se encuentran las terrazas cuaternarias ligadas al río Guadaira, sedimentadas por los distintos estadios erosivos del río.

Desde el punto de vista estratigráfico en la zona de estudio se localizan materiales correspondientes a la secuencia estratigráfica del andalucense, constituida desde mayor profundidad a superficie por: margas azul-grisáceas, alternancia de margas marrón amarillentas arenosas y arenas, limos arenosos amarillentos y calcarenitas.

En cuanto a la historia geológica de esta cuenca cabe decir que tras la orogenia Hercínica y la subsiguiente emersión de los materiales paleozoicos, se produce una extensa laguna estratigráfica hasta los sedimentos de la gran transgresión miocena.

La transgresión miocena comienza inicialmente dirigida hacia el borde actual de la Meseta, y tras un basculamiento del eje de la cuenca hacia el Oeste se desplaza en esta dirección para hacerlo luego según una orientación Norte-Sur. Corresponden a este periodo los sedimentos de fondos profundos representados por las margas del Tortoniense- Andalucense. Luego se inicia la regresión andalucense, a cuyos comienzos corresponde la zona de alternancia de arenas y margas, y a su estadio final los limos amarillentos y calcarenitas.

En esta zona se plantea el problema de encontrar sedimentos coetáneos, depositados horizontal y subhorizontalmente a cotas muy diferentes, tal es el caso de las calcarenitas y de los limos amarillentos.

Este salto podría explicarse de dos maneras: suponer un rejuvenecimiento de alguna fractura del basamento en su período postmioceno, o suponer la existencia de una intracuenca que permita la existencia de este buzamiento sinsedimentario, interpretación que se cree la más adecuada.

En el Plioceno Inferior se produce una transgresión, representada por la formación de margas verdes, pero que en esta zona no se ha encontrado; el motivo probable sería que han sido erosionadas o recubiertas por los limos cuaternarios. Durante el Plioceno y el Pleistoceno Inferior los sedimentos anteriores son arrasados y peniplanizados.

A continuación tiene lugar los depósitos de limos rojos y de formaciones tobáceomargosas en zonas lagunares mal drenadas a causa de un sustrato poco permeable. Con posterioridad tiene lugar el encajamiento de la red fluvial y la formación de diferentes niveles de terrazas, que en la actualidad sólo producen depósitos aluviales y fenómenos de coluvionamiento y soliflucción.

4.2. ESTRATIGRAFÍA

Como ya se ha mencionado en los párrafos precedentes, los materiales sobre los que se sitúa el área de estudio se enmarcan íntegramente dentro del dominio geológico de la Cuenca del Guadalquivir.

Entrando más en detalle sobre la composición estratigráfica de la zona de estudio, se puede decir que los sedimentos de relleno de la cuenca comenzarían en este sector con un tramo inferior de 10 a 30 m de espesor correspondiente a una facies detrítica transgresiva compuesta por conglomerados, molasas y arenas más o menos arcillosas, a la que seguiría la litología principal de margas azules, que alcanzaría espesores del orden de 200 a 400 m.

Las margas azules pasan progresivamente hacia la parte superior a una serie más detrítica de limonitas, arenas finas, areniscas y calcarenitas, muy características por su color uniformemente amarillo, si bien entre ambas existirían unos horizontes de transición formados por limos arenosos y margas limosas marrones, con esporádicos horizontes de margas azules intermezclados. El espesor total de serie por encima de las margas azules podría alcanzar un máximo de 50 m, con un espesor de 10 a 20 m que correspondería a la zona de transición.

Finalizada la sedimentación de la serie miocena, durante el Plioceno se produce un periodo transgresivo, con discordancia erosiva basal que elimina distintos espesores de las series anteriores y deja un grupo de materiales de facies marina constituidos por conglomerados, arenas y limos (rañas), característicos por su color y porque generan por encima de los materiales miocenos una morfología muy particular de plataforma subhorizontal ligeramente inclinada al Sur, característica de las rañas. Lo mismo que en los sitios donde estos terrenos no se han conservado en su integridad, las morfologías que se observan pueden quedar modificadas respecto a espesores esperables del sustrato mioceno horizontal por la influencia de la discordancia erosiva basal.

Finalmente, tras la emersión del área y su paso a régimen continental se produce la formación de los suelos cuaternarios que tienen una amplia representación. Están constituidos por depósitos fluviales de terrazas (gravas, arenas, limos y arcillas, en distintas proporciones), depósitos de fondo de llanura aluvial (fundamentalmente arenas, limos y arcillas) y depósitos tipo glacis que tapizan las laderas de los relieves residuales generados por la erosión en la etapa cuaternaria favoreciendo su existencia por la escasa dureza de los materiales, aunque por lo general de escaso espesor por lo moderado del relieve de la zona.

A grandes rasgos, el trazado se encuentra dominado por los depósitos cuaternarios que aparecen a lo largo de toda su longitud con diferentes espesores estando apoyados a lo largo de los dos primeros tercios sobre las margas azules y en el tercio final sobre materiales terciarios de transición.

Litológicamente se pueden diferenciar las siguientes unidades geológicas que se describen a continuación, de mayor a menor edad geológica:

Formaciones (de muro a techo)		Unidad Geotécnica
TERCIARIO	Arcillas grises, marrones por alteración. Margas Azules del Guadalquivir"	T1
	Arcillas y arcillas limoarenosas con carbonatos. Serie de Transición	T2
	Limos arenosos y calcarenitas	T3
CUATERNARIO	Gravas, arenas y bolos. Terraza aluvial	QTga
	Arcillas y limos con arenas. Terraza aluvial	QTaa
	Arenas arcillosas y gravas. Aluvial reciente	Qa
	Rellenos antrópicos	A, Ac

Tabla 4.1.- Formaciones identificadas en el área de estudio

4.2.1. Terciario. Margas azules (T1)

De edad Mioceno, dicha formación constituye el sustrato sobre el que se asientan los depósitos cuaternarios.

Los niveles más antiguos son litofacies de mar profundo y edad Tortoniense Superior. La sedimentación continuó durante el Andaluciense con una profundidad media y una subsidencia pronunciada.

Se trata de una formación compuesta litológicamente por unas arcillas que presentan un color gris en su capa alterada, amarillentas cuando han sufrido oxidación de las sales de hierro y tonos turquesas en estado sano.

La estratificación es de masiva a difusa, subhorizontal hacia el Sur, presentándose in situ compactas, con fractura concoidea, sobre todo en los tramos donde el contenido en carbonato cálcico es alto. Ocasionalmente pueden ser fétidas en fractura fresca por la gran cantidad de materia orgánica procedente de los microorganismos.

A veces presentan impregnaciones locales de óxidos de hierro por alteración de las piritas y/o marcasitas a sulfatos e hidróxidos (limilita) dando tinciones rojizas. También se pueden observar finas láminas de yesos.

La potencia de esta serie es difícil de evaluar, si bien por datos de sondeos se deduce que debe ser superior a 300 metros.

4.2.2. Terciario. Arcillas y arcillas limoarenosas (serie de transición, T2)

Esta unidad podríamos definirla como la transición de las margas azules inferiores hacia facies más arenosas, y pueden alcanzar una potencia variable de hasta 40 m.

Esta unidad aparece íntimamente vinculada con la serie suprayacente, ya que a veces son consideradas integradas dentro de la misma unidad estratigráfica, por cambios de facies vertical y horizontal. Desde las margas azules se aprecia un incremento de terrígenos que pasan a tomar un color marrón amarillento típico de estas facies de alternancia que marcan el tránsito entre un ámbito de sedimentación profundo (margas azules) a otro más litoral.

Estas facies hacia techo, pasan a alternancia de arenas con pasadas de margas, con abundante macrofauna.

Además de las diferencias de color y textura, la diferencia más importante de las margas arenosas con las gris-azuladas subyacentes es que contienen abundante macrofauna, aunque en general se trata de moldes y valvas mal conservadas. Además no se han encontrado las láminas de yeso que aparecen en las margas azules, pero sí abundantes hidróxidos de hierro relacionados con la presencia de restos orgánicos.

Composicionalmente, en el área de estudio, se trata de unas arcillas con intercalaciones de niveles areno-limosos. Presentan ocasionalmente un vetado gris y anaranjado, pátinas ocre y nódulos carbonatados. Algunos niveles contienen microfauna.

4.2.3. Terciario. Limos arenosos amarillos y calcarenitas (T3)

Sobre la alternancia de margas marrones arenosas, sin una discordancia visible, aparecen los limos arenosos amarillentos que marcan la última fase regresiva del Andaluciense. Su potencia máxima observable es de unos cuarenta metros, aunque en general resulta difícil de ver en su totalidad, ya que las partes altas se encuentran en general erosionadas y coluvionadas, siendo además muy frecuente la presencia de tubos de anélidos y raíces de plantas que junto con la presencia de restos de gasterópodos nos dan idea de la gran removilización que han sufrido estos limos.

Como ya hemos indicado anteriormente, el paso de la alternancia subyacente a estos limos es muy difícil de generalizar, ya que hacia el Oeste es brusco, siendo más insensible y gradual hacia el Este.

Dentro de esta formación, se incluyen arenas extraordinariamente finas, limos arenosos de color amarillo azafranado o inclusive rojo, aunque es posible que estas formaciones últimas no sean singenéticas al depósito, sino rubefacciones locales, posteriores a la emersión de estos sedimentos.

Estos limos arenosos pueden considerarse como un paso lateral de las calcarenitas. Las samitas en ocasiones aparecen como arenas limpias que se desmoronan con facilidad, pero lo más normal es que lleven contenidos considerables de arcillas permitiendo taludes de un ángulo elevado de inclinación, estables, aunque produciendo al pie de los mismos importantes acumulaciones de derrubios.

En la zona de estudio, estos limos poseen cantidades considerables de arcilla (foto 4.1), nódulos calizos y zonas de coloración blanquecina que se deben a fenómenos calcimórficos posteriores a la emersión.



Foto 4.1.- Fotografía afloramiento Unidad T3.

Las calcarenitas, denominadas localmente como "caliza tosca" son incluidas por algunos autores dentro de la "Formación Amarilla". Afloran en diversos cortes en los alrededores de Alcalá de Guadaira.

Ocupan los relieves más prominentes y ondulados debido a pequeños levantamientos diferenciales del sustrato infrayacente.

Petrográficamente consideradas como calizas detríticas, clasificables como bioespariruditas con recristalización micrítica, más o menos arenosas. La estratificación es variable, de masiva a bien estratificada, presentando localmente, aunque con frecuencia, estratificación cruzada.

Presentan un notable endurecimiento en la superficie expuesta a la acción atmosférica, aunque en zonas de fractura fresca son fácilmente desmoronables y constituyen el conocido albero.



Foto 4.2.- Fotografía afloramiento Unidad T3.

4.2.4. Cuaternario. Terrazas aluviales del Guadalquivir y Guadaíra

Los depósitos cuaternarios están ampliamente representados con distintos espesores y en principio se han asociado siempre a depósitos aluviales de los ríos Guadalquivir y Guadaira.

Debido a las características litológicas del terreno, margas y arenas poco competentes, tras el encajamiento de la red hidrográfica en el Cuaternario, el valle del Guadalquivir alcanzó una morfología de cubeta con una gran anchura del cauce que da lugar a escasas diferencias de cotas entre los sucesivos niveles de terrazas, siendo frecuentes los fenómenos de solapamiento de las mismas.

Podemos distinguir los siguientes niveles de terrazas:

- **Gravas, arenas y bolos (QTga):** compuesta litológicamente por gravas y bolos heterométricos redondeados a subredondeados de naturaleza cuarcítica inmersos en una matriz arcillo-arenosa, en los que puntualmente se pueden observar restos de paleocanales.

Suelen presentar mayores proporciones de finos en su matriz, limos rojos y arcillas provenientes de la erosión y deposición de los niveles de margas azules infrayacentes.

Suelen presentar lentes intercaladas de espesor decimétrico a métrico compuestas básicamente por arenas con contenidos variables de finos entre algo a bastante.

Estos niveles de terraza suelen aparecer muy erosionados, quedando tan sólo acumulaciones continuas de cantos en las zonas topográficamente más elevadas.



Foto 4.3.- Fotografía afloramiento Unidad QTga.

- **Arcillas y limos con arenas (QTaa):** su constitución es eminentemente arcillosa aunque suele presentar intercalaciones de niveles centimétricos limo-arenosos, lo que hace que sus contactos sean muy difíciles de cartografiar.

Presentan ocasionalmente pequeños niveles centimétricos de concentraciones de gravas procedentes del desmantelamiento de los niveles de terrazas superiores.



Foto 4.4.- Fotografía afloramiento Unidad QTaa.

4.2.5. Cuaternario. Aluvial reciente (Qa)

Son principalmente arenas y finos arcillolimosos masivos con gravas dispersas.

El resto de materiales cuaternarios presentes en el área de estudio, corresponden con los depósitos aluviales que se desarrollan en zonas de vaguada asociados a la dinámica de pequeños arroyos. Su composición es muy heterogénea, sufriendo variaciones importantes según el nivel de terraza sobre el que se desarrollan.

4.2.6. Rellenos Antrópicos (A, Ac)

Son depósitos muy heterogéneos que corresponden con acumulaciones de vertidos provocados por el hombre y a los rellenos compactados empleados en la construcción de obras lineales.

A partir de las hojas 984 y 1002 de la Serie MAGNA E: 1/50.000 y ajustándolas a las formaciones identificadas se han representado las siguientes columnas estratigráficas:

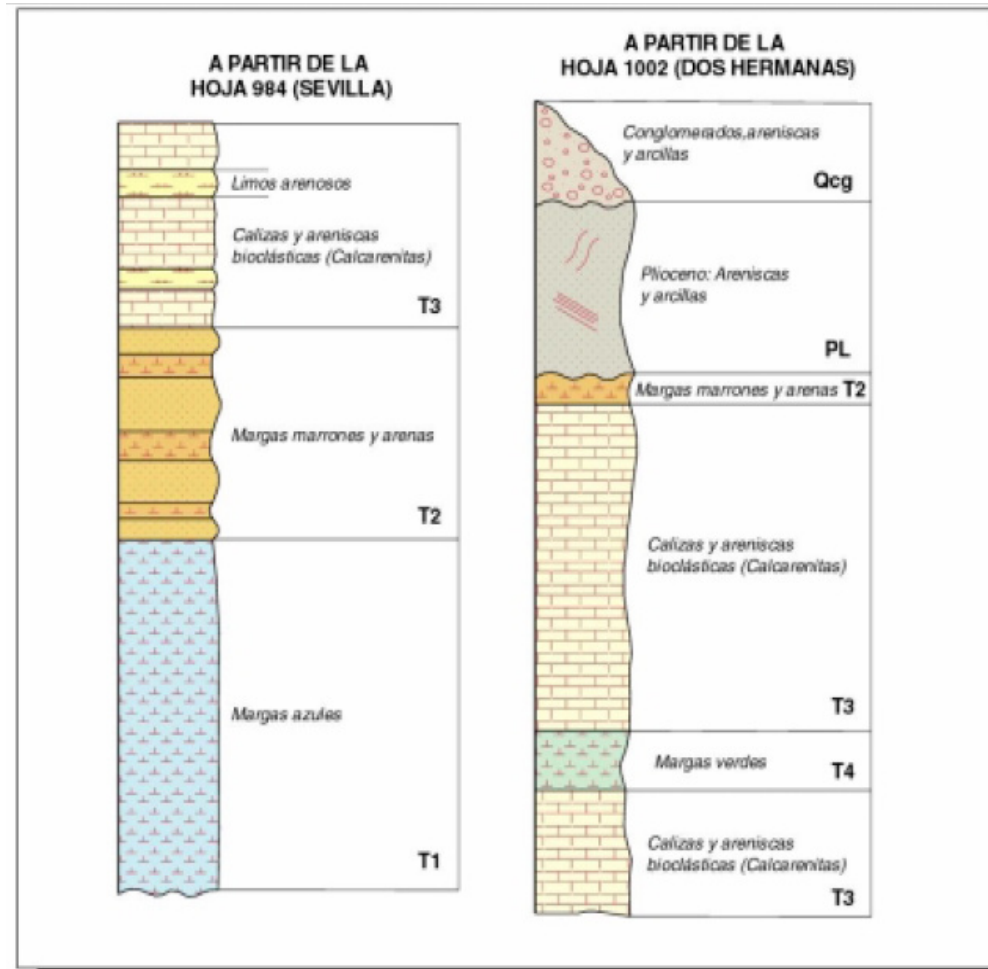


Fig. 4.1.- Columnas estratigráficas tipo. Deducidas y modificadas de las hojas 984 y 1002 de la serie MAGNA.

4.3. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL - TECTÓNICA

La zona de estudio queda enmarcada dentro de la Depresión del Guadalquivir, que constituye un accidente tectónico del zócalo producido durante la Orogenia Hercínica de dirección WNW-ESE, que se localiza bajo el cauce del Río Guadalquivir, entre el borde de Sierra Morena y el frente de las Cordilleras Béticas.

Existen dos unidades estructurales diferenciadas, cuyo comportamiento y evolución tectónica es netamente diferente, éstas son la Unidad Olitostroma con formaciones alóctonas y para-autóctonas, y la Unidad Autóctona.

Conceptualmente los olitostromas están ligados a levantamientos de zócalo producto de una orogenia que en el caso del borde de la Cuenca del Guadalquivir es de tipo compresivo, originada probablemente por grandes accidentes direccionales o de desgarre.

Estos levantamientos de zócalo provocan desplomes gravitacionales de gran envergadura sobre la cuenca de sedimentación, con rumbo SE a NW.

Las formaciones alóctonas incluyen materiales de las Zonas Externas de las Cordilleras Béticas, en tanto que las para-autóctonas están formadas por materiales depositados en la misma cuenca marina miocena (Albarizas). En numerosos puntos es posible observar una discontinuidad tectónica entre ambas.

De acuerdo con los conocimientos actuales de la Cuenca del Guadalquivir, el movimiento del Olitostroma no fue simultáneo ni continuo en toda ella. Se observan rasgos locales que permiten considerar una fase de movimientos perburdigaliense y otra posterravalliensepretortoniense entre las cuales se habría producido la sedimentación de las Albarizas inferiores. Posteriormente, durante el andaluciense se produjo una tercera fase con desplazamiento de las albarizas del mioceno medio y localmente arrastres de las albarizas sintectónicas (andalucienses).

Como consecuencia de todo ello se produjo una estructura caótica en el olitostroma en el que se mezclan elementos de diversas edades y procedencias. Las albarizas se encuentran dislocadas y muy fracturadas (fracturas compresivas NE-SW) en las zonas del frente olitostromático apareciendo a veces cabalgadas, a veces cabalgantes, sobre el mismo. Fuera de esta zona, hacia el sureste, su tectonización disminuye progresivamente hasta aparecer horizontales y discordantes sobre el propio olitostroma.

Por el Norte, en el área de Alcalá de Guadaira, los sedimentos autóctonos carbonatados del Andaluciense superior solo se ven afectados aparentemente por la fase tectónica póstuma en la que se combinan reajustes del zócalo y halocinesis. Se trata de fracturas distensivas en general de rumbo NW-SE y NNW-SSE.

En lo que se refiere a los sedimentos autóctonos, la posición que ocupan las calcarenitas del Andaluciense superior, encima de las margas gris-azuladas, así como la topografía existente, son la causa de la gran cantidad de deslizamientos de ladera actualmente activos, como los observados en toda la cornisa de calcarenitas entre Carmona – El Viso del Alcor – Alcalá de Guadaira. Esto conlleva que sea difícil determinar en detalle los efectos de la tectónica de fractura en el área, dado que parte del diaclasado y fracturación puede corresponder a grietas provocadas por los propios deslizamientos. No obstante hay zonas donde se observa con claridad la existencia de fracturas sinsedimentarias.

Como hipótesis de tectónica reciente cabe pensar en los levantamientos por procesos halocinéticos de las arcillas plásticas de los olitostromas, que parecen producir una migración del Río Guadalquivir hacia posiciones geográficas más septentrionales, en base al abandono sistemático de terrazas fluviales en el Sur.

Como se ha dicho anteriormente, la edad de los materiales que aparecen en la zona de estudio corresponden a materiales de edad terciaria y cuaternaria que han sido sedimentados en la Depresión del Guadalquivir, la cual constituye un área en la que se ha producido una subsidencia zonal desde el mesozoico al cuaternario. Los depósitos mesozoicos, terciarios y cuaternarios, han actuado de cobertera comportándose de manera plástica, es decir, deformándose frente a los esfuerzos tectónicos ocurridos con posterioridad a su sedimentación; mientras que el zócalo rígido ha tendido a romperse.

En general, en la zona estudiada se observan una serie de alineaciones estructurales, que resultan ser fallas hercínicas rejuvenecidas durante la orogenia Alpina aunque aparentemente los depósitos terciarios y cuaternarios no están afectados por la tectónica y constituyen series subhorizontales, algunas de las fallas han continuado activas, originando una subsidencia continua que se traduce en un ligero buzamiento hacia el Sur de la serie.

Por último, los materiales cuaternarios se disponen en mantos subhorizontales, que han sido desmantelados por la erosión. Su contacto litológico inferior con los terrenos miocenos es de tipo erosivo, y el encajamiento de la red fluvial origina el sistema de terrazas.

4.4. GEOMORFOLOGÍA

La historia geológica de la zona junto con las litologías de los materiales presentes, condiciona la morfología del área.

La zona objeto de estudio se encuentra incluida dentro del dominio geomorfológico de las zonas planas con pendientes medias entre 0 y 7%. Condicionado por el substrato, se hallan igualmente relieves suavemente ondulados, ocupados por materiales más competentes que muestran un leve incremento en la pendiente media aproximada del 10%.

La erosionabilidad de las formaciones terciarias y cuaternarias es bastante elevada, originando suelos residuales arcillosos.

En los márgenes del Río Guadaira se localizan importantes extensiones de terrazas cuaternarias que se han visto modificadas tanto por la acción de la erosión como por la actuación antrópica.

4.5. HIDROLOGÍA E HIDROGEOLOGÍA

Desde el punto de vista hidrogeológico, en la zona de actuación podemos distinguir materiales de distintas permeabilidades.

Las formaciones neógenas no constituyen, pese a su gran extensión, buenos acuíferos debido a la impermeabilidad global del conjunto de materiales miocenos. Sólo hay pequeños manantiales en

los contactos arenas-margas, ya que los limos amarillos resultan en general pocos permeables dados su elevado contenido en arcillas.

Las arenas calcáreas bioclásticas del andalucense, son materiales permeables y porosos que localmente pueden dar lugar a surgencias conectadas con acuíferos colgados, sellados a muro por las margas azules impermeables.

Las arcillas azules del Guadalquivir son prácticamente impermeables aunque en algunos niveles de margas más arenosas se han detectados pequeños acuíferos cautivos. El drenaje se considera aceptable por escorrentía superficial e inexistente por escorrentía subterránea.

Las gravas arenosas cuaternarias que constituyen la unidad QTga, constituyen un acuífero alimentado lateralmente por las aportaciones del Río Guadaira. Esto puede ser observado en las graveras localizadas próximas al propio Río que tras su explotación han originado lagunas permanentes. Dicha unidad se considera como predominantemente permeable, si bien alternan materiales permeables e impermeables. La permeabilidad global es buena por lo que aparecen niveles freáticos altos.

Las calcarenitas bioclásticas del Andalucense son materiales permeables y porosos.

Localmente dan lugar a surgencias conectadas con acuíferos colgados, sellados a muro por las arcillas azules impermeables. En algún caso, los afloramientos calcareníticos se encuentran interconectados con el aluvial del río Guadaira, tal y como ocurre en Alcalá de Guadaira.

En resumen, los materiales del mioceno presentes en el trazado se pueden considerar impermeables o de baja permeabilidad debido a su litología eminentemente arcillosa. El resto de materiales detríticos de granulometría variada (terrazas) pueden presentar rasgos de permeabilidad más amplios, comprendidos entre valores medios y localmente altos.

4.6. SISMICIDAD.

En el presente estudio se debe considerar los efectos sísmicos, de acuerdo a la normativa vigente en la actualidad, constituida por la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación, NCSE-02, aprobada por el Real Decreto 997/2002 del 27 de Septiembre.

Dicha Norma será de aplicación, tal como se indica en el Artículo 2. del Real Decreto, en los "...proyectos y obras de construcción que se realicen en el territorio nacional, concretamente en el campo de la edificación y subsidiariamente, en el de la ingeniería civil y otros tipos de construcciones, en tanto no se aprueben normas específicas para los mismos".

En cumplimiento de lo dispuesto en el apartado 1.2.4. de la citada norma "Prescripciones de Índice General", se incluyen a continuación la definición y cálculo de:

- Clasificación de las construcciones (según el Apdo. 1.2.2. de la NCSE-00)
- Mapa de peligrosidad sísmica (según el Apdo. 2.1. de la NCSE-00)
- Aceleración sísmica de cálculo (según el Apdo. 2.2. de la NCSE-00)

La Norma de Construcción Sismorresistente actual, en su Capítulo I, Apartado 1.2., considera distintas clases de construcción (construcciones de moderada importancia, de normal importancia y de especial importancia).

Según se trate de una u otra, se desarrollan distintos procedimientos de cálculo y se definen para ello diferentes parámetros (períodos de retorno, coeficientes de mayoración, etc.).

En el citado apartado 1.2. "Aplicación de la Norma", epígrafe 1.2.2. "Clasificación de las construcciones" del Capítulo I "Generalidades", las obras consideradas en el presente proyecto se clasifican como de especial importancia, dado que su destrucción por un terremoto "interrumpiría un servicio imprescindible, y daría lugar a efectos catastróficos".

En el mapa de peligrosidad sísmica, incluido en el Capítulo II de la Norma, Figura 4.2 (y apoyándose en el Anejo 1 de la norma "Listado de los términos municipales con valores de la aceleración sísmica básica mayor o igual a 0.04g", junto con los valores del coeficiente de contribución K), la zona objeto de estudio se encuentra localizada entre los términos municipales de Sevilla y Alcalá de Guadaira por lo que se engloba dentro de la zona de $a_b/g = 0,06$ (Alcalá de Guadaira) y $a_b/g = 0,07$ (Sevilla), aceleración sísmica básica esperable para un período de retorno de quinientos años.

Para el término municipal de Alcalá de Guadaira, tenemos:

$$a_b = 0,06 \cdot g$$

$$K = 1.1$$

y la aceleración sísmica de cálculo será:

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

donde:

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

$$\text{Para } \rho \cdot a_b < 0,1 \text{ g } S = C / 1,25$$

Siendo,

C: un coeficiente del terreno que depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación. En este caso, $C = 1,6$ (terreno tipo III).

ρ : un coeficiente adimensional de riesgo, cuyo valor es función del periodo de vida de la construcción:

- construcciones de importancia normal, $\rho = 1.0$

- construcciones de importancia especial, $\rho = 1.3$

Consideramos esta estructura como de importancia especial, y por lo tanto:

$$a_c = 1,28 \cdot 1,3 \cdot 0,06 \cdot g = 0,09 \cdot g$$

Para el término municipal de Sevilla, tenemos:

$$a_b = 0,07 \cdot g$$

$$K = 1.1$$

Y la aceleración sísmica de cálculo será:

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

donde:

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

$$\text{Para } \rho \cdot a_b < 0,1 \text{ g } S = C / 1,25$$

Siendo,

C: un coeficiente del terreno que depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación. En este caso, $C = 1,6$ (terreno tipo III).

ρ : un coeficiente adimensional de riesgo, cuyo valor es función del periodo de vida de la construcción:

- construcciones de importancia normal, $\rho = 1.0$

- construcciones de importancia especial, $\rho = 1.3$

Consideramos esta estructura como de importancia especial, y por lo tanto:

$$a_c = 1,28 \cdot 1,3 \cdot 0,07 \cdot g = 0,12 \cdot g$$

Debido a que los valores de aceleración sísmica básica (a_b/g) son de 0.06 y 0.07, por tanto, mayores de 0.04, es obligatoria la aplicación de la Norma de Construcción Sismorresistente, según su artículo 1.2.3.

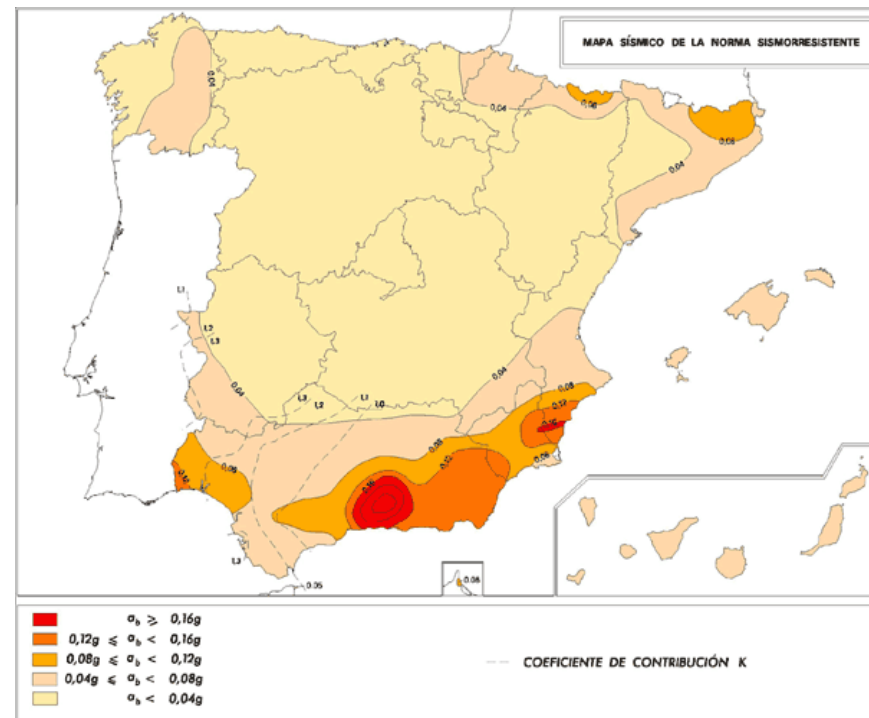


Fig. 4.2- Mapa de Peligrosidad Sísmica en la Península. Norma Sismorresistente NCSE 2002.

5. Procedencia de materiales

Este apartado tiene como finalidad establecer las necesidades de materiales para la ejecución de todas las unidades de obra proyectadas y estudiar las posibles procedencias de cada uno de estos materiales. Para ello, se ha procedido a confeccionar un inventario de canteras e instalaciones de suministro situadas a una distancia razonable del trazado, incluyendo una descripción del material a explotar (o procedencia del mismo), capacidad de producción, accesibilidad y toda la información que es considerada de interés.

Las instalaciones que se encuentran en la zona de influencia en el área de estudio, y que pueden tenerse en consideración por su proximidad para su utilización en la obra son las siguientes:

TABLA RESUMEN CANTERAS

DENOMINACIÓN	CANTERA / EMPRESA	SITUACIÓN	OFICINA	TELEFONO DE CONTACTO	LITOLÓGIA	ENSAYOS DE CONTROL DE MATERIALES
C-1	"CANTERA ZACATÍN" HNOS. SALGUERO MARIN, S.L.	CTRA. ANTIGUA SEVILLA- ALCALÁ . ALCALÁ DE GUADAIRA (SEVILLA)	ZACATÍN S/N; ALCALÁ DE GUADAIRA (SEVILLA) CONTACTO: D. JUAN JOSÉ SALGUERO	955 68 36 44	CALCARENITAS	EQUIVALENTE DE ARENA: 25 PROCTOR NORMAL: DM: 1,95 T/M ³ HO: 11,0% LL 20,6 LP 16,4 IP 4,2
C-2	"CANTERA PALITO HINCADO" HNOS. SALGUERO MARIN S.L.	AUTOVÍA A-92, DETRÁS DE LA CIUDAD DE SAN JUAN DE DIOS. ALCALÁ DE GUADAIRA (SEVILLA)	PALITO HINCADO ALCALÁ DE GUADAIRA (SEVILLA) CONTACTO: D. JUAN JOSÉ SALGUERO	955 68 36 44	CALCARENITAS	PROCTOR NORMAL: DM: 1,89-1,92 T/M ³ ; HO:11,8-11,00%
C-3	"CANTERA LA VEREDA" ALVEREDA, S.L.	AUTOVÍA A-92, KM. 9 ALCALÁ DE GUADAIRA (Sevilla)	EN LA PROPIA CANTERA CONTACTO: D. CARLOS LÓPEZ	955 61 32 41	CALCARENITAS	
C-4	"PELUSA-LAS MAJADILLAS" SÁNCHEZ NORIEGA HNOS, S.L.	AUTOVÍA A-92	LAS MAJADILLAS Y/O PELUSA ALCALÁ DE GUADAIRA A-92, KM. 14 CONTACTO: D. ANTONIO JESÚS MENA	954 87 30 08	CALCARENITAS	EQUIVALENTE DE ARENA: 56% COEFICIENTE DE FORMA: 5% DESGASTE DE LOS ÁNGELES: 89 DENSIDAD: 2,39 G/CM ³ ÍNDICE DE LAJAS: 0,83 ABSORCIÓN:7%
C-5	SIDEMOSA	MORÓN DE LA FRONTERA (SEVILLA)	ARRECIFE, 38; MORÓN DE LA FRONTERA (SEVILLA)	954 85 08 13	CALIZAS	LOS ÁNGELES: GRANULOMETRÍA A: 20%; B: 23%; C:25% MLT 166/76: MÁS DEL 95% DE ÁRIDO

TABLA RESUMEN GRAVERAS

DENOMINACIÓN	GRAVERA / EMPRESA	SITUACIÓN	OFICINA	TELEFONO DE CONTACTO	LITOLÓGIA	ENSAYOS DE CONTRASTE Y OBSERVACIONES
G-1	"SAN NICOLÁS-VISTAHERMOSA" ARIDOS AEROPUERTO, S.L.	SEVILLA (FRENTE AL AEROPUERTO)	CONTACTO: M ³ GRACIA	955 950 866/ 954 191 227/ 954 140 308	GRAVAS SILÍCEAS	UTILIZACIÓN: ÁRIDOS PAR HORMIGONES, SUBBASE GRANULAR Y ZAHORRAS NATURALES.
G-2	GRAVERA DE SANDO	LA RINCONADA (SEVILLA)	CTRA. BRENES-SEVILLA S/N	955 794 202	GRAVAS SILÍCEAS	UTILIZACIÓN: ÁRIDOS PARA HORMIGONES, ZAHORRA NATURAL Y ARTIFICIAL.
G-3	"RIVERA DE HUELVA" TRANSASUR S.L.	GUILLENA (SEVILLA)	41010 FRAY TOMÁS DE BERLANGA, 1 1º B, SEVILLA	954 336 137 / 954 336 205	GRAVAS SILICEAS	UTILIZACIÓN: ÁRIDOS PARA HORMIGONES, ZAHORRA NATURAL Y ARTIFICIAL.
G-4	ARIAN, S.L.	CTRA. SAN JOSE DE LA RINCONADA - BRENES	CTRA. CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA S/N (SAN JOSÉ DE LA RINCONADA)	955 791 973 / 955 791 461	TERRAZA DEL GUADALQUIVIR/ GRAVAS SILÍCEAS	UTILIZACIÓN: ÁRIDOS PARA HORMIGONES Y ZAHORRA NATURAL
G-5	"CORTIJO NUEVO BENEGAS" HORMIGONES HÉRCULES, S.L.	LA RINCONADA (SEVILLA)	CONTACTO: ALBERTO DE HOYOS 629 533 072	959 282 471 / FAX: 959 282 584	SÍLICE	UTILIZACIÓN: ÁRIDOS PARA HORMIGONES
G-6	COMPAÑÍA GENERAL DE CANTERAS, S.A.	SAN JOSÉ DE LA RINCONADA (SEVILLA)	41,309 SAN JOSÉ DE LA RINCONADA	955 791 667 / 955 791 620	CANTO RODADO DE SÍLICE	UTILIZACIÓN: ÁRIDOS PARA HORMIGONES, ZAHORRA NATURAL Y ARTIFICIAL
G-7	"EL NARANJAL" ÁRIDOS Y PREMEZCLADOS, S.A.	SAN JOSÉ DE LA RINCONADA (SEVILLA)	41300 SAN JOSÉ DE LA RINCONADA	916 700 010 / 954 686 311	SÍLICE GRIS MARRÓN	UTILIZACIÓN: ÁRIDOS PARA HORMIGONES

PLANTAS DE HORMIGÓN		
EMPRESA	LOCALIZACIÓN	TELEFONO
HYMPSA	SAN JERÓNIMO (SEVILLA)	954 374 450
	DÁRSENA (SEVILLA)	954 281 221
HORMIGONES Y MINAS, S.A.	SAN JERÓNIMO (SEVILLA)	954 377 100
	CORIA (SEVILLA)	954 771 117
HORMIGONES LEFLET, S.L.	PUERTO (SEVILLA)	607 300 571
	CORIA DEL RIO. POL IN (SEVILLA)	954 773 600
HORMIAN	ALCALÁ DE GUADAÍRA	620 916 272
HOLCIM HORMIGONES S.A.	TABLADA (SEVILLA)	
	SAN JERÓNIMO (SEVILLA)	954 900 544
ARIAN S.L.	SAN JOSE DE LA RINCONADA (SEVILLA)	955 791 899
ARIDOS Y HORMIGONES HISPALENSES S.L.	ALCALA DE GUADAIRA (SEVILLA)	955 61 38 40
HORMIGONES VARELA S.A.	CTRA DOS HERMANAS-ALCALÁ	955 660 192

VERTEDEROS		
EMPRESA	MUNICIPIO	DIRECCIÓN INSTALACIÓN
"LA JARRILLA III " TLF/FAX: 954 631 057/954 920 613	LA RINCONADA	REGIDO POR LA ASOCIACIÓN DE EMPRESARIOS DE TRANSPORTES, CUBAS Y CONTENEDORES DE SEVILLA Y PROVINCIA. PERSONA DE CONTACTO: D. JOSÉ ANTONIO ESCOBAR. ACCESO POR CARRETERA SE 111 SEVILLA-BRENES, KM. 12,3 CAMINO PARTICULAR A LA DERECHA QUE CONDUCE A LA HACIENDA LA JARRILLA . VOLUMEN 1.000.000 M3
"FINCA EL CORONEL" TLF: 955 667 612	ALCALÁ DE GUADAÍRA	PARAJE HUERTA DEL CORONEL, TAMBIÉN CONOCIDO COMO EL TOMILLAR. ACCESO DESDE LA SE-415 JUNTO AL SANATORIO DEL TOMILLAR. VOLUMEN: 371.000 M ³
"ANDRADA BAJA" TLF: 955 661 400; 626 486 600	ALCALÁ DE GUADAÍRA	DETRÁS DEL PARAJE DEL TOMILLAR, CTRA. ALCALÁ DE GUADAÍRA-DOS HERMANAS, SE-415, KM. 5,5. PASADO EL HOSPITAL. VOLUMEN: 600.000 M ³ . Solo deja verter si se utiliza su maquinaria en la obra
"VERTEDERO EL PATARÍN" TLF: 954 724 001; 655 888 749	ALCALÁ DE GUADAÍRA	ABIERTO AL PÚBLICO TEMPORALMENTE
MANCOMUNIDAD DE LOS ALCORES TELF: 955 69 89 68	ALCALÁ DE GUADAÍRA	CTRA. ALCALÁ DE GUADAÍRA-DOS HERMANAS, JUNTO AL HOSPITAL EL TOMILLAR

6. Geotecnia

En el presente apartado se describen los trabajos disponibles que han servido para caracterizar los materiales presentes en el área de estudio y para posteriormente analizar las excavaciones y cimentaciones previstas en el presente proyecto.

6.1. CAMPAÑA GEOTÉCNICA

A continuación se incluyen los trabajos geotécnicos llevados a cabo en las distintas fases del proyecto.

6.1.1. Trabajos realizados

En este apartado se recopila toda la información referente a los trabajos de campo y laboratorio realizados junto a aquellas prospecciones y ensayos de laboratorio recopilados de otros proyectos próximos a la zona de estudio.

6.1.1.1. Campaña geotécnica del Proyecto

Teniendo en cuenta la estratigrafía de los materiales afectados y las estructuras proyectadas, se ha realizado una campaña específica para el estudio geotécnico del presente Proyecto de Construcción.

La campaña ha consistido en 3 calicatas y 2 ensayos de penetración dinámica tipo DPSH.

Se ha seguido la anotación clásica (C para calicatas y P para ensayos de penetración dinámica). Los planos con la localización de las prospecciones se incluyen en los planos del presente anejo y los registros de los ensayos de penetración y calicatas se encuentran recogidas en los Apéndices.

6.1.1.1.1. Calicatas mecánicas

Con el objeto de caracterizar geotécnicamente los materiales existentes bajo las estructuras se han excavado 3 calicatas con una pala retroexcavadora de tipo mixto bajo la supervisión de un geólogo especialista, consiguiéndose profundidades medias en torno a 4,0 m. Se han tomado muestras de los distintos niveles reconocidos para la realización de ensayos de laboratorio. Asimismo, en algunas de ellas se ha intentado, sin éxito, la toma de muestras inalteradas de los materiales. Los emplazamientos y profundidades alcanzadas en cada una de estas exploraciones han sido los siguientes:

Ensayo	Coordenadas UTM (Uso 30 y datum WGS84)		Prof. (m)	Fecha de realización	Observaciones
	X	Y			
C-20	242.874	4.139.170	3,50	27/10/2012	5 muestras en saco. N.F:3,6 m
C-21	242.767	4.138.934	3,50	27/10/2012	4 muestras en saco. N.F: no detectado
C-22	242.686	4.138..750	3,50	27/10/2012	2 muestras en saco. N.F: no detectado

Cuadro 4.1.1.1.1.I. Situación y profundidad de las calicatas mecánicas.

6.1.1.1.2. Ensayos de penetración dinámica continua

Para la ejecución de estos ensayos se ha utilizado un penetrómetro dinámico tipo superpesado (DPSH). Este penetrómetro es apto para la realización del ensayo según Norma UNE 103.801-94, ejecutándose la hincas de una puntaza de sección cilíndrica de 50,5 mm de diámetro que es golpeada repetidamente mediante caída libre de una machina de 63,5 Kg desde una altura de 76 cm. Se utiliza varillaje de 32 mm de diámetro, inferior al de la puntaza, con el objeto de evitar en lo posible el rozamiento lateral del tren de varillas.

Con este método se estima la resistencia del suelo a la penetración mediante gráficas que muestran la profundidad alcanzada, representada frente al nº de golpes necesarios para penetrar la puntaza 20 cm en el terreno (N_{DPSH} o N_{20}), considerándose finalizado el ensayo cuando se alcanza el rechazo, fijado en un valor de $N=100$ o cuando tres tandas consecutivas superan los 75 golpes.

Aunque existe una amplia bibliografía al respecto, con correlaciones diversas según las fuentes, el análisis de la equivalencia Borros-DPSH lo podemos plantear matemáticamente, a partir de la fórmula ESOPT (European Symposium on Penetration Testing, Estocolmo, 1.974):

$$N_{borros} = 1.22 * N_{dpsh}$$

$$N_{dpsh} = 0.82 * N_{borros}$$

No obstante, el resultado de los penetrómetros dinámicos debe utilizarse con cautela debido a que, en función del tipo de material perforado y de la presencia o no de nivel freático, se van a producir rozamientos sobre el tren de varillas, desconociéndose el porcentaje de golpeo atribuible a dicho rozamiento.

Para la correlación entre los ensayos de penetración dinámica (Borros o DPSH) y el SPT (en arenas) se utilizan las siguientes fórmulas:

- SPT en arenas: la equivalencia entre N_{dpsh} y N_{spt} (automático) se ajusta mejor para golpes en el entorno de 10 (donde $N_{borros}=N_{spt}$), mientras que para golpes superiores la dispersión aumenta. La dispersión también aumenta para penetrómetros dinámicos de más de

10-15 m de profundidad, en los que el efecto del rozamiento de las varillas debe ya ser apreciable. Se adopta:

$$N_{spt} = 25 \cdot \log N_{borros} - 15.16/1.27 \text{ (error de } +/-1.16)$$

$$N_{spt} = 25 \cdot \log(1.22 \cdot N_{dpsh}) - 15.16/1.27$$

- SPT en arcillas: existe menos bibliografía al respecto (el SPT es un ensayo más apropiado para suelos granulares).

Clasificación de Sanglerat (1967) y Hunt (1984)			
Nº golpes/30cm	Cohesivos	Nº golpes/30cm	Granulares
0-2	Muy blanda	0-4	Muy suelta
3-5	Blanda	4-10	Suelta
6-15	Media	10-30	Media
16-25	Firme	30-50	Compacta
>25	Dura	>50	Muy compacta

Cuadro 4.1.1.2.1.I. Clasificación de la consistencia/compacidad terrenos en función del golpeo N_{30} .

Los emplazamientos y profundidad alcanzada han sido los siguientes:

Ensayo	Coordenadas UTM (Uso 30 y datum WGS84)		Prof. (m)	Fecha de realización	Observaciones
	X	Y			
P-15	242.764	4.138.926	15,80	16/10/2012	-
P-16	242.685	4.138.750	15,00	16/10/2012	-

Cuadro 4.1.1.1.1.I. Situación y profundidad de los ensayos de penetración dinámica tipo DPSH.

6.1.1.2. Campaña geotécnica recopilada

Por otro lado, y con el objeto de completar la información geotécnica se ha recopilado las prospecciones más próximas del "Proyecto de Construcción de la Conexión de la Línea 1 del Metro de Sevilla con Alcalá de Guadaira. Tramo I: Universidad Pablo de Olavide- Adufe. Subtramo I: Universidad Pablo de Olavide- Parque Tecnológico" las cuales se muestran a continuación y se incluyen en los apéndices.

6.1.1.2.1. Sondeos mecánicos

Sondeo	Fecha de realización	Prof. (m)	Muestreo				Observaciones
			MI	SPT	TP	SH	
S-11	15/09/2006	15,00	3	5			N.F. 8,40 m
S-14	5/10/2007	9,00	3	3			-
S-15	29/08/06	15,00	3	5			-

Cuadro 4.1.1.2.1.I. Situación, profundidad y muestreo de los sondeos mecánicos

6.1.1.2.2. Ensayos de penetración dinámica:

Ensayo	Prof. (m)	Fecha de realización	Observaciones
P-12	1,60	26/09/2006	-
P-12'	3,00	26/09/2006	-
P-13	2,40	26/09/2006	-
P-13'	1,00	26/06/2009	-

Cuadro 4.1.1.2.2. Situación y profundidad de los ensayos de penetración dinámica tipo DPSH.

6.1.1.2.3. Calicatas mecánicas

Ensayo	Prof. (m)	Fecha de realización	Observaciones
C-11	3,50	29/09/2006	1 muestra alterada
C-12	2,45	29/06/2006	

Cuadro 4.1.1.2.3.I. Situación y profundidad de las calicatas mecánica.

6.1.2. Ensayos de laboratorio

En cada una de las prospecciones realizadas en la campaña del presente proyecto se realizó la correspondiente toma de muestras, consistente en:

- Muestras inalteradas (en tomamuestras de pared gruesa) y testigos parafinados.
- Muestras alteradas (en calicatas).

En el **Apéndice 1.1.3** se adjuntan los partes de laboratorio de todos los ensayos realizados, de las muestras pertenecientes a las calicatas propias del proyecto. Además, en el **Apéndice 1.2.4** se adjuntan los ensayos de laboratorio tanto de los sondeos como de las calicatas del "Proyecto de Construcción de la Conexión de la Línea 1 del Metro de Sevilla con Alcalá de Guadaira. Tramo I: Universidad Pablo de Olavide- Adufe. Subtramo I: Universidad Pablo de Olavide- Parque Tecnológico".

6.2. GEOTECNIA DE LAS CIMENTACIONES.

6.2.1. Introducción

En este apartado se incluye toda la información necesaria para la definición de la geotecnia de las cimentaciones correspondientes a las estructuras proyectadas para el presente Proyecto.

6.2.2. Metodologías de cálculo

De modo general, para la redacción de este apartado se han seguido las siguientes referencias:

- Guía de cimentaciones en obras de carretera”, Ministerio de Fomento. 2002.
- “Código Técnico de la Edificación (CTE)”. Documento Básico SE-C. Seguridad estructural. Cimientos. Ministerio de Vivienda. 2006.
- Norma UNE-ENV 1997-1. Eurocódigo 7. Proyecto geotécnico. Partes 1, 2 y 3

6.2.2.1. Cimentaciones superficiales

Para la realización de este apartado, se han seguido las indicaciones recogidas en la Guía de Cimentaciones en obras de carretera, editada por la Dirección general de Carreteras del Ministerio de Fomento (2003). Así, para este tipo de cimentación, tanto en el caso de zapatas aisladas o corridas, los estados límites últimos (entendiendo por tales aquellos que cuando se alcanzan conllevan la situación de ruina del cimiento) que requieren comprobación son:

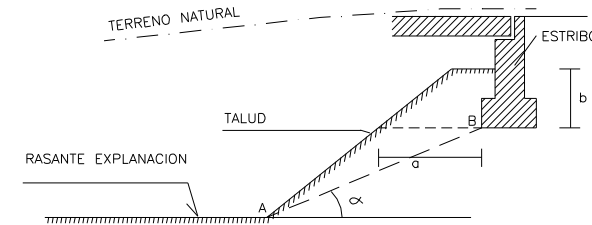
- Estabilidad global.
- Hundimiento.
- Deslizamiento.
- Vuelco.
- Rotura del elemento estructural de cimentación.

El estudio de los tres últimos mecanismos de fallo se aborda en el Anejo de estructuras de este proyecto y el de los dos primeros mecanismos en este.

6.2.2.1.1. Estabilidad global

El estudio de la estabilidad global (cimentación +terreno de apoyo) puede omitirse cuando se trate de cimentaciones en terrenos llanos y firmes, entendiéndose por tales aquellos cuya pendiente media en el entorno de la cimentación no supera el 10%. Por otro lado, se consideran firmes aquellos terrenos que no presentan evidencias de inestabilidad previa ni signos de que puedan ocurrir en el futuro.

Teniendo en cuenta las características del terreno (pendiente prácticamente nula) bajo las estructuras consideradas para su apoyo mediante elementos superficiales, el cálculo de la estabilidad global en la cimentación del acueducto y sifón del proyecto que nos ocupa no será necesario. No obstante se deben respetar los valores mínimos indicados en el croquis adjunto:



$$b > 1 \text{ m}; a > 2,5 \text{ m}; \alpha < 25^\circ$$

Para evitar movimientos mayores que los considerados como moderados, los terraplenes deben construirse hasta cierta cota (la correspondiente al relleno externo acabado, por ejemplo), antes de construir la parte alta del estribo. Esta precaución es siempre aconsejable, incluso cuando el cimiento sea poco deformable, evitará que surjan esfuerzos adicionales en las pilas.

6.2.2.1.2. Seguridad frente al hundimiento

Existen varios procedimientos de comprobación de la carga de hundimiento para cada tipo de terreno bajo la cimentación, dependiendo de la naturaleza del terreno. En nuestro caso encontramos suelos de naturaleza cohesiva en la mayoría de las cimentaciones, aunque puntualmente aparecen niveles granulares (arenosos). A continuación se describen teóricamente las metodologías a emplear en la determinación de la tensión admisible según la naturaleza del terreno en base a las recomendaciones de la *Guía de cimentación de obras de carretera*:

- En suelos granulares, entendiéndose por tales aquellos que contienen menos de un 15% de finos y cuyo contenido en gruesos de más de 10 cm es escaso (menos del 10%), se recomienda la comprobación de la seguridad frente al hundimiento según el método del SPT (ideado inicialmente para arenas). Este procedimiento está sujeto, entre otras consideraciones, a que en toda la zona de afección de la cimentación existan arenas limpias, libres de gravas gruesas y bolos.

La correlación entre la presión de servicio que puede admitirse y el índice N del ensayo SPT viene dada por la siguiente expresión:

$$p_{v \text{ adm}} = 4 \bar{N}_{60} \cdot f_B \cdot f_D \cdot f_L \cdot f_I \cdot f_w$$

o \bar{N}_{60} = valor medio de N_{60} en la zona de espesor $1,5 \cdot B^*$ bajo el plano de cimentación, siendo:

$$N_{60} = N_{\text{corregido}} \frac{\eta}{60}$$

η = % de la energía total del golpeo transmitida al tomamuestras (rendimiento)

$N_{\text{corregido}}$ = corrección por efecto de la sobrecarga de tierras ($N_{\text{corregido}} = f \cdot N_{\text{SPT}}$)

TABLA 4.2. FACTOR DE CORRECCIÓN DEL ÍNDICE N DEL ENSAYO SPT POR EL EFECTO DE LA SOBRECARGA EFECTIVA DE LAS TIERRAS

PRESIÓN VERTICAL EFECTIVA(*) AL NIVEL DEL ENSAYO (kPa)	FACTOR DE CORRECCIÓN, f $N_{\text{corregido}} = f \cdot N$
0	2,0
25	1,5
50	1,2
100	1,0
200	0,8
400 ó mayor	0,5

(*) Se refiere al momento en el que se realiza el ensayo.

- f_B , f_D y f_L = factores de corrección adimensionales que tienen en cuenta el ancho, la profundidad y la forma de la cimentación, respectivamente; conforme a las siguientes expresiones

$$f_B = \left(\frac{B^* + 0.3\text{m}}{B^*} \right)^2 < 1.5 \quad f_D = \left(1 + \frac{D}{3B^*} \right) < 1.5 \quad f_L = \left(\frac{L^* + 0.25B^*}{1.25L^*} \right)^2$$

- f_i , f_w = factores de corrección adimensionales que tienen en cuenta el posible movimiento del agua y situaciones de no saturación, respectivamente; según las siguientes fórmulas

$$f_i = \left(1 - I_v \frac{\gamma_w}{\gamma'} \right) \leq 1 \quad f_w = \left(1 + 0.6 \frac{h_w}{B^*} \right) \leq 1.8$$

- En suelos cohesivos, entendiéndose por tales aquellos que tienen más del 15% de finos, es recomendable la comprobación de la seguridad frente al hundimiento mediante cálculos analíticos. Así, la tensión admisible (σ_{adm}) del terreno se determina a partir de la presión de hundimiento, dada por la expresión general de Terzaghi:

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

- c = cohesión del terreno de cimiento (KN/m^2). Se usarán valores efectivos para el cálculo a largo plazo y cohesión sin drenaje para el corto plazo.
- q = sobrecarga de tierras sobre el nivel de cimiento ($q = \gamma_1 \cdot D$).
 γ_1 = peso específico del terreno por encima del plano de cimiento (KN/m^3).
 D = profundidad de la cimentación (m).
- γ = peso específico efectivo del terreno bajo el nivel de cimentación, hasta una profundidad $1,5 \cdot B^*$.
- B^* = ancho de la zapata equivalente.
- N_c , N_q y N_γ = factores de capacidad de carga, función únicamente del ángulo de rozamiento interno (ϕ).

Además, a cada uno de los tres términos de la fórmula anterior se le pueden aplicar hasta cinco factores de corrección que tienen en cuenta diferentes aspectos:

Factores de corrección para la presión de hundimiento	
Factor d	Resistencia del terreno sobre el plano de cimentación
Factor i	Inclinación de cargas
Factor t	Proximidad de un talud
Factor s	Forma de la zapata
Factor r	Inclinación del plano de apoyo

De esta manera obtenemos la fórmula polinómica de Brinch-Hansen, que adopta la siguiente forma:

$$p_{vh} = q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot s_\gamma \cdot t_\gamma \cdot r_\gamma$$

Para el caso de condiciones no drenadas ($\phi=0$) que se emplea en suelos cohesivos saturados, la fórmula queda de la siguiente forma:

$$p_{vh} = q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot t_q \cdot r_q + c_u \cdot 5,14 \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot t_c \cdot r_c$$

6.2.2.1.3. Asientos

Los movimientos que puede admitir una cimentación sin causar daño significativo a la estructura que soporta depende de diversos factores, como la tipología de la estructura, distancia entre apoyos, distorsión angular, evolución de los asientos en el tiempo, fluencia del hormigón, etc. Para estructuras convencionales de hormigón y acero, se recomienda un asiento máximo para zapatas aisladas de 2,5 cm (5 cm para losas). Además, una vez calculado el asiento elástico, se puede estimar un aumento del 20% del valor estimado como asiento correspondiente a la consolidación secundaria o fluencia (en suelos cohesivos), para la que no se dispone de cálculos específicos.

Según la Guía de Cimentaciones, la estimación de los asientos de una cimentación superficial no será necesaria si se cumplen las siguientes condiciones de manera simultánea:

- El cálculo de la carga de hundimiento se ha realizado por el método del SPT en arenas o si se trata de una cimentación sobre roca el área de apoyo de la cimentación no supera los 100m^2 .
- En profundidad (por debajo de $1,5 \cdot B^*$) no se han reconocido suelos más blandos que los que controlan la capacidad portante de la cimentación.

Dado que en nuestro caso nos encontramos con terrenos cohesivos y el método usado para estimar la presión de hundimiento ha sido la fórmula polinómica de Brinch Hansen, a continuación se desarrolla el método para la estimación de los asientos del terreno bajo las zapatas. Éstos se

pueden calcular mediante un modelo elástico o edométrico, en función de las características de la estructura (isostática o hiperestática) y de las propiedades geotécnicas del terreno.

En este caso, se parte de la hipótesis de que la distribución de tensiones bajo la cimentación es independiente de la heterogeneidad del terreno, siendo aplicable un reparto tensional correspondiente al semiespacio homogéneo e isótropo de Boussinesq. De esta manera, y según se recoge en Guía de cimentaciones, el cálculo de asentamientos para zapatas rígidas rectangulares se calcula en base a la siguiente fórmula:

$$s = \frac{V(1-\nu^2)}{1,25 \cdot E \cdot \sqrt{B \cdot L}} ;$$

siendo

- s: asiento de la cimentación.
- V: presión vertical transmitida por la estructura.
- ν : coeficiente de Poisson.
- E: módulo de elasticidad del suelo.
- B, L: dimensiones de la zapata.

Otro método comúnmente usado para determinar el asiento elástico medio de la zapata es el criterio de Janbu, Bjerrum y Kjaernsli, que viene dado por la expresión:

Los factores μ_1 y μ_0 están en relación con la profundidad de la cimentación (D), el espesor del estrato compresible (H) y la relación entre la longitud (L) y ancho (B) de la zapata y vienen dados por la figura anterior.

Para la estimación de los asentamientos en las zapatas con cualquiera de estos dos métodos se ha utilizado un valor de tensión transmitida igual a la tensión admisible, correspondiente a la situación más desfavorable que puede darse en la práctica.

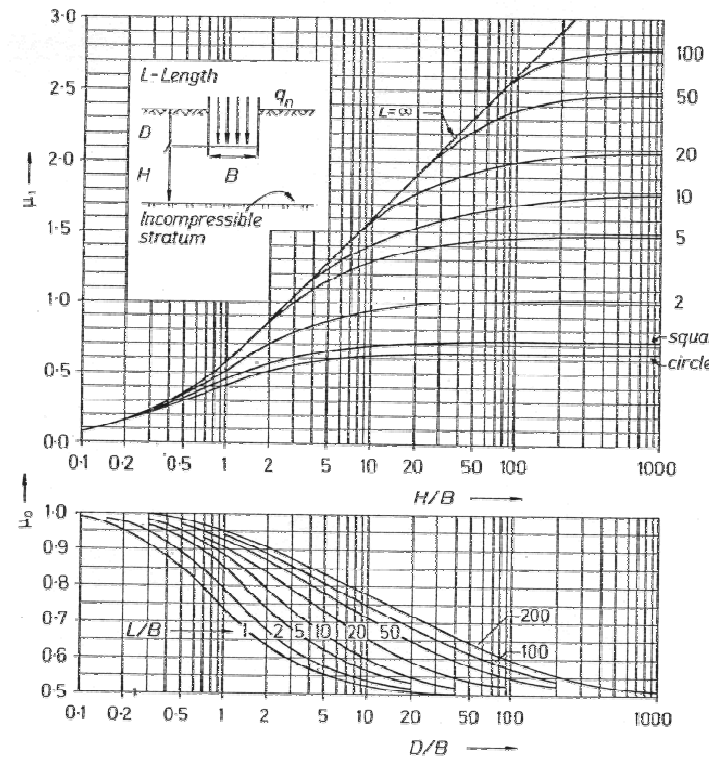


FIG. 2.32. FACTORS FOR CALCULATING THE AVERAGE IMMEDIATE SETTLEMENT OF A LOADED AREA (after Janbu, Bjerrum and Kjaernsli^{2,28})

$$s = \frac{\mu_1 \cdot \mu_0 \cdot \sigma_{adm} \cdot B}{E}$$

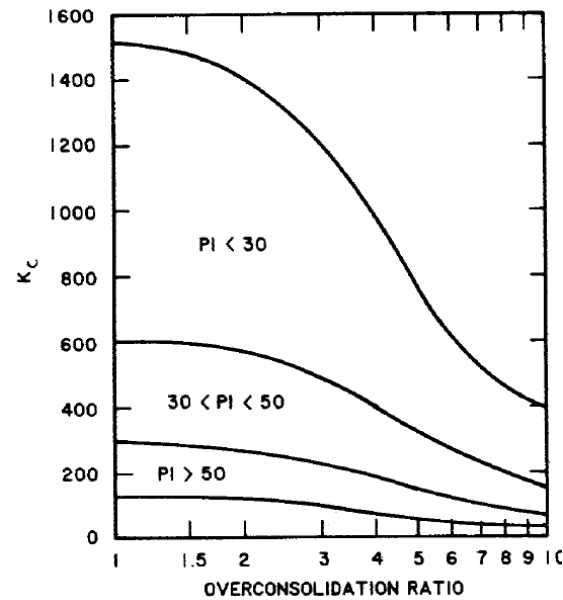
6.2.2.1.4. Módulo de elasticidad de cada capa

Para estimar el módulo de elasticidad (E) de las ecuaciones anteriores podemos recurrir a alguno de los siguientes métodos:

En arcillas

Según la información geotécnica disponible, se puede utilizar cualquiera de estos métodos:

- A partir del ensayo presiométrico: se trata del método más exacto y su valor se establece a partir del módulo presiométrico, del coeficiente de Poisson y de un coeficiente α dependiente de la naturaleza del terreno.
- A partir de la resistencia al corte sin drenaje (c_u): el módulo elástico se puede calcular a partir de la resistencia al corte sin drenaje mediante la expresión: $E=K \cdot c_u$
El valor de K es muy variable en función del terreno y distintos autores dan valores para este coeficiente.



Manual de Ingeniería USACE EM 1110-1-1904.

Estimación de K. Manual de Ingeniería 7.1 (NAVFAC)			
OCR	IP < 30	30 < IP < 50	IP > 50
< 3	600	300	125
3-5	400	200	75
> 5	150	75	50

VALORES DE E_u/C_u SEGÚN DUNCAN Y BUCHIGANI (1976)				
Índice de Plasticidad	OCR (Grado de sobreconsolidación)			
	1	2	5	10
<< 30	1.500	1.400	770	400
30	600	580	335	170
50	300	270	150	75
>> 50	120	128	65	35

Por su parte, el valor de la resistencia al corte sin drenaje puede ser tomado de la interpretación del ensayo presiométrico (valor más ajustado), del ensayo de resistencia a la compresión simple (valor menor al anterior) o en los casos en los que no se disponga de ninguno de los dos ensayos anteriores, de correlaciones con el ensayo N_{SPT} . En este último caso, existen múltiples correlaciones (Bowles, Stroud, NAVFAC...).

En arenas y gravas

Se puede emplear alguno de estos métodos:

- La expresión del módulo de elasticidad en función de la resistencia por punta del cono holandés (penetrómetro estático) a partir de las correlaciones propuestas por Schemertmann:

Para zapatas con $L/B=1$ (cuadradas o circulares): $E = 2,5 \cdot q_c$

Para zapatas con $L/B > 10$ (zapatas corridas): $E = 3,5 \cdot q_c$

El valor de la resistencia por punta del cono holandés (q_c) puede ser obtenido del golpeo N_{SPT} en función de la naturaleza del terreno mediante alguna de las siguientes correlaciones:

Tipo de suelo	q_c / N (Kp/cm ²)
Arcilla blanda, turba	2
Limos	3
Arena fina limosa	3-4
Arena media	4-5
Arena gruesa	5-8
Grava	8-12

Correlations Between Dutch Cone Tip Resistance q_c and Blow Count N from the SPT (Data from Item 55)

Soil	q_c/N^*
Silts, sandy silts, slightly cohesive silt-sand	2
Clean, fine to medium sands and slightly silty sands	3.5
Coarse sands and sands with little gravel	5
Sandy gravel and gravel	6

*Units of q_c are in tsf and N in blows/ft

- Otro método válido es la relación directa con el golpeo del ensayo SPT mediante la expresión (D'Appolonia, 1970), aunque en este caso los valores obtenidos de E son muy elevados para golpes bajos, por lo que se compararán los resultados con los del método anterior, optándose por el valor más adecuado (desfavorable):

$$E_{(MPa)} = 21 + 1.06 \cdot N$$

- También es común el uso de la expresión de Yoshida y Yoshinaka:

$$E' = 650 \cdot N \text{ (kPa)}$$

Para aplicar las fórmulas anteriores, si solamente contamos con ensayos de penetración dinámica, usaremos la correlación más habitual entre el golpeo SPT y Borros, que es:

$$N_{SPT} = 25 \cdot \text{Log}(N_B) - 15,16$$

Módulo de elasticidad E equivalente a todas las capas

Las fórmulas para el cálculo de asentamientos están pensadas para un suelo homogéneo, por lo que en el caso de disponer de varias capas de distinta naturaleza dentro del bulbo de tensiones deben calcularse los parámetros equivalentes correspondientes al módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson. Para ello se pueden usar las siguientes expresiones:

$$E_{eq} = \frac{\sum \Delta\sigma_i \cdot h_i}{\sum \left(\frac{\Delta\sigma_i}{E_i} \right) \cdot h_i} \quad E_{eq} = \frac{H}{\sum_i \frac{H_i}{E_i}} \quad \nu_{eq} = \frac{\sum \nu_i \cdot h_i \cdot \Delta\sigma_i}{\sum h_i \cdot \Delta\sigma_i}$$

6.2.2.2. Cimentación de losas

Generalmente los sifones están constituidos por estructuras rígidas enterradas sobre las que actúa el peso de las tierras que los recubren y suelen ser del tipo pórtico o marco. La cimentación de estos elementos será tipo zapata corrida o losa considerándose admisibles asentamientos (no diferenciales) de hasta 20 cm. Solamente de manera excepcional se considera la cimentación profunda de estos elementos (no en nuestro caso), siendo más adecuado optar por una sustitución de terreno si las condiciones de éste no fueran óptimas para el apoyo del marco o pórtico.

El cálculo de estas cimentaciones se realizará de acuerdo a lo siguiente:

- En el caso de tratarse de zapatas corridas (pórticos), se deberá comprar la seguridad frente al hundimiento de la misma manera que se ha realizado en las cimentaciones superficiales, siendo de aplicación un coeficiente de seguridad de 3 frente al hundimiento.
- Si el paso inferior se apoya sobre una losa (marco) no es preciso analizar ningún estado límite último de fallo del cimientamiento, siendo suficiente la estimación de los asentamientos para las cargas transmitidas, en base al Coeficiente de balasto del terreno.

Debido a su propia configuración geométrica, los marcos transmiten poca tensión al terreno. Además, al ir embebidos dentro del cuerpo del relleno (ya sea terraplén, todo uno o pedraplén) el criterio para su cimentación debe ser el mismo que el seguido para la cimentación de los rellenos

que los contiene, ya que ser más exigentes con el terreno bajo la estructura podría dar origen a la aparición de asentamientos diferenciales entre el marco y el cuerpo del relleno.

En consecuencia únicamente será necesario dimensionar la losa de cimentación desde el punto de vista de la deformabilidad del terreno y la interacción terreno - estructura ya que la tensión admisible en la losa de cimentación será mucho mayor que la carga transmitida. Para la realización del estudio de dicha interacción se han empleado modelos de tipo Winkler, en los cuales la tensión proporcionada por el terreno es proporcional al asiento en ese punto, siendo la relación el módulo o coeficiente de balasto.

6.2.2.2.1. Estimación del coeficiente de balasto.

El coeficiente de balasto es un parámetro necesario para estimar las deformaciones en el terreno producto de las cargas que transmite una zapata o losa a los estratos sobre los que se apoya. Estas deformaciones son de tipo instantáneo, por lo que no se computan los asentamientos por consolidación de los terrenos cohesivos. En definitiva, dicho coeficiente representa la rigidez frente al asentamiento del suelo: un valor alto supone un suelo rígido sobre el que los asentamientos son menores, y un coeficiente bajo supondrá grandes deformaciones. Es decir, el coeficiente o módulo de balasto relaciona la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la penetración de la misma en el suelo:

$$k = \frac{q}{s}$$

En la práctica, el módulo de balasto se puede calcular de dos maneras:

Ensayos de placa de carga

A partir del valor obtenido con un ensayo de placa de carga sobre el terreno, siendo habitual que dicha placa sea cuadrada de 30x30cm (1 pie x 1 pie), o bien circular de diámetros 30, 60 o 76,2 cm. Así, el coeficiente viene generalmente representado por una k y el correspondiente subíndice que identifica a la placa con que se realizó el ensayo. En los estudios geotécnicos, las placas más comunes son las cuadradas de 30 cm (k_{30}), cuyo valor puede también obtenerse de las siguientes tablas:

Geotecnia y Cimientos III, Jiménez Salas		
Tipo de suelo	k_{30} (kp/cm³)	
Suelo fangoso	0,50	1,50
Arenas seca o húmeda, suelta (N_{SPT} 3 a 9)	1,20	3,60
Arenas seca o húmeda, media (N_{SPT} 9 a 30)	3,60	12,00
Arenas seca o húmeda, densa (N_{SPT} 30 a 50)	12,00	24,00

Geotecnia y Cimientos III, Jiménez Salas		
Tipo de suelo	k ₃₀ (kp/cm ³)	
Grava fina con arena fina	8,00	10,00
Grava media con arena fina	10,00	12,00
Grava media con arena gruesa	12,00	15,00
Grava gruesa con arena gruesa	15,00	20,00
Grava gruesa firmemente estratificada	20,00	40,00
Arcilla blanda (q _u 0.25 a 0.50 Kg/cm ²)	0,65	1,30
Arcilla media (q _u 0.50 a 2.00 Kg/cm ²)	1,30	4,00
Arcilla compacta (q _u 2.00 a 4.00 Kg/cm ²)	4,00	8,00
Arcilla margosa dura (q _u 4.00 a 10.00 Kg/cm ²)	8,00	21,00
Marga arenosa rígida	21,00	44,00
Arena de miga y tosco	22,00	110
Marga	22,00	2200
Caliza margosa alterada	150	220
Caliza sana	885	36000
Granito meteorizado	30	9000
Granito sano	1700	3600

Valores de k ₃₀ propuestos por Terzagui		
Tipo de suelo	k ₃₀ (kp/cm ³)	
Arena seca o húmeda	Suelta	0,64-1,92 (1,3)
	Media	1,92-9,60 (4,0)
	Compacta	9,6-32 (16,0)
Arenas sumergida	Suelta	(0,8)
	Media	(2,5)
	Compacta	(10,0)
Arcilla	q _u = 1-2 kp/cm ²	1,6-3,2 (2,5)
	q _u = 2-4 kp/cm ²	3,2-6,4 (5,0)
	q _u > 4 kp/cm ²	> 6,4 (10)

Para el cálculo del módulo de balasto de una losa cuadrada a partir del ensayo de placa de carga de 30x30 cm se usan las siguientes relaciones propuestas por Terzaghi (1955):

- Suelos cohesivos (arcillas): $k = \frac{k_{30} \cdot 0,3}{B}$

- Suelos arenosos o granulares: $k = k_{30} \left(\frac{B + 0,3}{2B} \right)^2$

Siendo B el ancho de la cimentación, en m. En el caso de expresar B en cm, basta con cambiar el coeficiente 0,30 por 30 para que sean válidas las fórmulas anteriores.

Para una losa rectangular, se realiza la siguiente transformación:

$$k_{\text{rectangular}} = (2/3) k_{\text{cuadrado}} [1 + B/2L]$$

En el caso de tener una mezcla de suelos, se pueden hacer interpolaciones a partir de los valores anteriores y la proporción existente de dichos suelos. Por ejemplo, para un suelo con una composición en una proporción del 70% arcillas y 30% de arenas tendríamos:

$$k_{\text{cuadrada}} = 0,7 k_{\text{cuadrada cohesivo}} + 0,3 k_{\text{cuadrada arenoso}}$$

6.2.2.2.2. Métodos analíticos

De manera analítica, a partir de la determinación de parámetros característicos del suelo (módulo de deformación, resistencia, tensión admisible, etc.) que se relacionan con el módulo de balasto mediante fórmulas dadas por varios autores:

En función del módulo de deformación, o elasticidad, E_s y el coeficiente de Poisson:

1. Vésic:

$$k = \frac{E}{B \cdot (1 - \nu)^2} \quad k_s = E_s / [B (1 - \nu_s)^2], \text{ donde B es el ancho de la cimentación.}$$

2. Klepikov:

$K_s = E_s / [\omega \cdot \sqrt{A} \cdot (1 - \nu_s)^2]$, con (A) el área de la base de la cimentación y (ω) un coeficiente de forma de la cimentación, que para zapatas o losas se puede obtener de la tabla siguiente en función del largo (L) y del ancho (b) de la cimentación:

L/b	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
ω	0,88	0,87	0,86	0,83	0,80	0,77	0,74	0,73	0,71	0,69	0,67

3. Universidad de Buenos Aires:

$$k = k_c \left(\frac{L+0.5 \cdot B}{1.5 \cdot L} \right), \text{ siendo } k_c \text{ el coeficiente para una placa cuadrada } \left(k_c = 1.5 \frac{E_0}{B} \right)$$

4. Köger y Scheidig:

$$k_B = \frac{2 \cdot E}{B \cdot \ln \left[1 + 2 \left(\frac{H}{B} \right) \right]}$$

En función de la tensión admisible de la cimentación.

Según Bowles k_s (kN/m³) = 40 · FS · σ_a (kPa), donde FS es el factor de seguridad empleado para minorar la tensión admisible (normalmente entre 2 y 3).

Como se puede observar el coeficiente de balasto de la losa depende de las dimensiones de ésta. Así, para una losa de 30x30cm tenemos $k_{30} = k_{\text{cuadrado}}$ y a partir de esta dimensión el coeficiente de balasto va descendiendo a medida que aumentan las dimensiones de la losa, con valores máximos para cimentaciones cuadradas con los menores valores de B. Siendo siempre mayores para suelos granulares que cohesivos, para idéntico módulo de deformación.

En cualquier caso, y debido que en el cálculo se emplean formulaciones empíricas así como correlaciones de parámetros, las condiciones reales del terreno pueden variar de lo estimado en los cálculos, de manera que los valores del coeficiente de balasto habrán de asegurarse mediante un ensayo de placa de carga en cada marco y obra de drenaje.

6.2.2.2.3. Aumento del coeficiente de balasto mediante sustitución

Una vez asignado el coeficiente de balasto para el terreno de apoyo y dimensionada la estructura, se calculan los asentos del terreno bajo las cargas que transmite cada estructura, considerándose admisibles asentos de hasta 5 cm. Cuando el asiento supera este valor, se recomiendan sustituciones de terreno que aumenten el coeficiente de balasto y, por tanto, disminuyan el asiento.

Dicha mejora se realiza aumentando el valor del módulo de deformación equivalente E_{equiv} mediante la sustitución de una o varias capas con un valor bajo de E_i por una capa con un mayor

módulo de deformación, obteniéndose un nuevo módulo de deformación equivalente y haciendo aumentar así el coeficiente de balasto en la misma proporción que E.

Así, de las expresiones anteriores tenemos:

$$E_{\text{equiv}} = \frac{H}{\sum_i \frac{H_i}{E_i}}$$

Para asignar un valor de E al terreno de sustitución, la Instrucción para el Diseño de Firmes de la Red de Carreteras de Andalucía (ICAFIR) propone como módulo de deformación de las capas de asiento la expresión $E = 10 \times \text{CBR}$ (MPa), de forma que un suelo seleccionado tipo S3 (CBR > 20) tendrá un módulo de deformación mínimo de 2.000 kp/cm².

En caso de sustitución, y al igual que se recomendaba en el epígrafe anterior, el uso de formulaciones empíricas y de correlaciones de parámetros hace necesaria la comprobación mediante ensayos de placa de carga de los valores de coeficiente de balasto obtenidos para la sustitución recomendada.

6.2.2.3. Cimentaciones profundas.

Cuando no ha resultado posible efectuar un apoyo superficial sobre terreno competente a una profundidad asumible, se han diseñado los pilotes necesarios para transmitir las cargas en profundidad a un horizonte más competente.

Para el cálculo de la carga de hundimiento en estas cimentaciones profundas se siguen las indicaciones de la Guía de Cimentaciones en obras de carretera.

Para las cimentaciones profundas, los estados límites últimos que requieren comprobación son:

- Estabilidad global.
- Capacidad portante o rotura por falta de resistencia del terreno.
- Rotura estructural.

En este anejo se estudian los dos primeros mecanismos de fallo enumerados (estabilidad y hundimiento), mientras que el tercer supuesto se aborda en el Anejo de Estructuras.

6.2.2.3.1. Estabilidad global.

Al igual que en el caso de las zapatas, el estudio de la estabilidad global puede omitirse cuando se trate de cimentaciones en terrenos llanos y firmes, entendiéndose por los primeros aquellos cuya

pendiente media en el entorno de la cimentación no supera el 10%. Por otro lado, se consideran firmes aquellos terrenos que no presentan evidencias de inestabilidad previa ni signos de que puedan ocurrir en el futuro.

Teniendo en cuenta las características del terreno en las cimentaciones profundas proyectadas, el cálculo de la estabilidad global no será necesario en nuestro caso.

6.2.2.3.2. Carga de hundimiento en pilotes perforados en rocas alteradas y suelos.

En la Guía de cimentación de obras de carretera, la carga de hundimiento viene determinada por la expresión general:

$$Q_h = q_p \cdot A_p + q_f \cdot A_f$$

- q_p, q_s = resistencias unitarias por punta y fuste, respectivamente
- A_p, A_f = áreas de la punta y fuste, respectivamente

El cálculo de los parámetros resistentes q_p y q_f se puede llevar a cabo por distintos procedimientos, en función del tipo de terreno y de los medios disponibles. En la mencionada Guía, y para materiales tipo suelo, se consideran aplicables los siguientes métodos para el cálculo de la carga de hundimiento de un pilote:

- Método basado en el N_{SPT} (para suelos granulares)
- Método analítico
- Ensayos de penetración estática
- Ensayos presiométricos

A continuación comentamos aquellos que, en base a los ensayos realizados, son aplicables al proyecto que nos ocupa.

Método del SPT

Se podrá aplicar cuando los terrenos con los que tratemos tengan un contenido limitado de finos (pasa #0,08 < 15%); es decir suelos fundamentalmente granulares, y cuya proporción de bolos de más de 5 cm de diámetro que pudieran falsear el resultado del ensayo SPT no sea superior al 30%.

Resistencia por punta:

$$q_p = \alpha \cdot \bar{N}_{60} \cdot f_D$$

siendo:

α = factor dependiente del tamaño de grano del suelo

Arenas finas ($D_{50} < 0,2$ mm) $\rightarrow \alpha = 0,1$ MPa

Arenas gruesas ($D_{50} > 0,6$ mm) $\rightarrow \alpha = 0,2$ MPa

N_{60} = valor medio del N_{SPT} en la zona de la punta normalizado a la energía estándar del 60%

f_D factor adimensional que mide el efecto del diámetro del pilote en metros (D) y que puede calcularse a partir de:

$$f_D = 1 - \frac{1}{3} D \geq \frac{2}{3}$$

Resistencia por fuste

Para suelos granulares, se considera válido:

$$q_f = 2 \cdot N_{60} (kPa) \leq 90 kPa$$

N_{60} = valor del N_{SPT} correspondiente a cada profundidad de cálculo.

Estas formulaciones pueden aplicarse también a los ensayos de penetración dinámica continua tipo Borros, una vez hechas las pertinentes correlaciones entre el golpeo NB y el NSPT. Para ello se pueden emplear las relaciones de DALHBERG (1974):

$$N = 25 * \log(N_B) - 15.16 \pm 1.16$$

$$\log(N_B) = 0.035N + 0.668 \pm 0.044$$

Se observa que para valores de N entre 8 y 12: $N_B \sim NSPT$, pero para valores superiores, N_B resulta ser un poco mayor que N; según ESCARIO (1974), N puede llegar a ser sólo el 70% de N_B . Teniendo en cuenta la exactitud que se puede atribuir, en general, a estos ensayos, no se han modificado los valores obtenidos por motivos como la longitud del varillaje, o las características de la maza y el mecanismo que la libera.

En el caso de contar con datos de golpeo realizados con un penetrómetro dinámico tipo Súper-pesado (DPSH), la correlación entre el golpeo DPSH y el golpeo Borros equivalente se puede efectuar a partir de la relación:

$$N_{borros} = 1,22 * NDPSH // NDPSH = 0,82 * N_{borros}$$

Método analítico.

Se basa en el criterio de rotura de Mohr-Colulomb y puede usarse cuando se conozcan los parámetros resistentes del terreno, especialmente cuando contemos con suelos cohesivos. También puede aplicarse a suelos granulares, aunque con ciertas reservas.

Resistencia por punta

La resistencia unitaria por punta según este método toma la siguiente forma:

$$q_p = N_q \cdot \sigma'_{v0} + N_c \cdot c;$$

siendo:

σ'_{v0} = presión efectiva vertical en la punta del pilote

c = cohesión

N_q, N_c = factores de capacidad de carga

$$N_q = 1,5 \cdot \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \cdot e^{\pi \tan\alpha} \cdot f_D; N_c = \frac{N_q - 1}{\tan\phi}$$

ϕ : es el ángulo de rozamiento interno

f_D : factor adimensional dependiente del diámetro del pilote (D): $f_D = 1 - \frac{1}{3} D \geq \frac{2}{3}$

Para comprobar las situaciones a corto plazo, en las que se supone que $\Phi_{\text{cálculo}}=0$, el valor de N_c^* dado por las expresiones anteriores, debe tomarse igual a:

$$N_c^*(\Phi_{\text{cálculo}}=0)=9 \cdot f_d$$

Siendo f_d el parámetro anteriormente referido para tener en cuenta el efecto del diámetro del pilote.

Resistencia por fuste

La resistencia unitaria por fuste puede tomarse como:

$$q_f = c + K_0 \cdot \tan\delta \cdot \sigma'_v \leq 90kPa$$

donde:

c = cohesión al nivel considerado

K_0 = coeficiente de empuje al reposo

δ = ángulo de rozamiento del contacto pilote-terreno

σ'_v = presión efectiva vertical en el nivel considerado

Si no se dispone de datos acerca de los valores de K_0 y/o de δ , se puede considerar:

$$K_0 \cdot \tan\delta = 0,3$$

Para el caso de pilotes cuyo fuste esté en contacto con suelos arcillosos saturados, y para el análisis concreto de situaciones a corto plazo, se utilizará el valor:

$$q_f = c_u \cdot \frac{p_o}{p_o + c_u} \leq 70kPa$$

c_u = Resistencia al corte sin drenaje al nivel considerado.

p_o = Presión de referencia, que se toma igual a 100 kPa.

Criterios aplicados.

Para estimar las resistencias por punta y fuste de los pilotes se usará, en todos los casos, el método analítico propuesto por la Guía de Cimentaciones, aplicando los parámetros a corto plazo si la situación lo requiere (suelos cohesivos saturados o con posibilidad de saturación). En el caso de contar con ensayos in situ (especialmente CPTU) se calcularán las resistencias según las especificaciones de la Guía, comparando los resultados con los obtenidos mediante la aplicación de la metodología analítica.

La elección de los valores definitivos de resistencia por punta y fuste para el cálculo de la carga de hundimiento se estudiará en cada caso concreto, justificándose en todos los casos la elección realizada.

De la interpretación de los resultados obtenidos en las prospecciones y ensayos de laboratorio, así como de los perfiles geotécnicos diseñados, se deduce una longitud mínima de pilote. Dicha longitud se establece como norma general considerando que el pilote se empotra una profundidad de 6 diámetros en un nivel de compacidad/consistencia alta, o de roca, y asegurando la continuidad en profundidad de dicha capa en un espesor equivalente de al menos 3 diámetros.

6.2.2.3.3. Asientos.

El asiento de un pilote aislado proviene de la distorsión del suelo alrededor del pilote y, en parte, del acortamiento elástico del fuste del pilote. El mayor asentamiento, excepto los que se apoyan

en roca, proviene de la consolidación del suelo subyacente por los esfuerzos que desarrolla el pilote y como mejor se determinan estos efectos es mediante pruebas de carga.

En la Guía de cimentaciones de obras de carretera se recomienda calcular el asiento mediante una expresión universal independiente de las características de deformabilidad del terreno, basada en un dato empírico: el asiento de un pilote aislado sometido a su carga de servicio suele estar en torno al 1% del diámetro, siempre y cuando dicha situación de servicio esté lejos del valor de la carga de hundimiento.

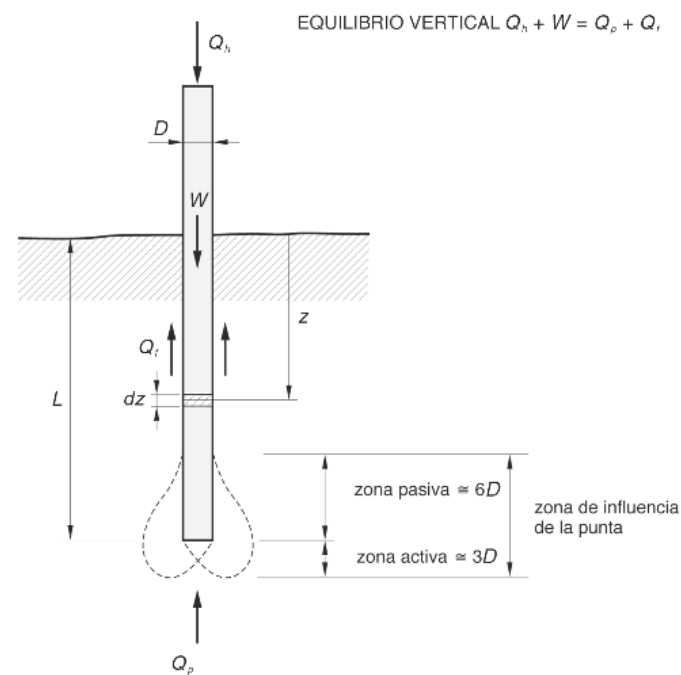


Figura 4.2.2.3.2.a. Esquema del hundimiento de un pilote aislado (GCOC)

Otro método para la estimación del asiento del pilote aislado es el desarrollado por Poulos y Davis (1986) a partir del método elástico de Mindlin, mediante la expresión:

$$s = \frac{Q}{B \cdot E} \cdot I_p$$

Donde:

Q = Carga de trabajo.

B = Ancho equivalente.

E = Módulo de elasticidad.

I_p = Coeficiente de influencia dado en las figuras adjuntas.

6.2.2.3.4. Comportamiento transversal de pilotes.

Para el dimensionamiento y armado de los pilotes es necesario conocer su comportamiento frente a cargas transversales. En este apartado se establecen los parámetros geotécnicos necesarios en cada caso para establecer el comportamiento de los pilotes frente a los empujes horizontales, comprobación que se incluye en el Anejo 12 de este proyecto.

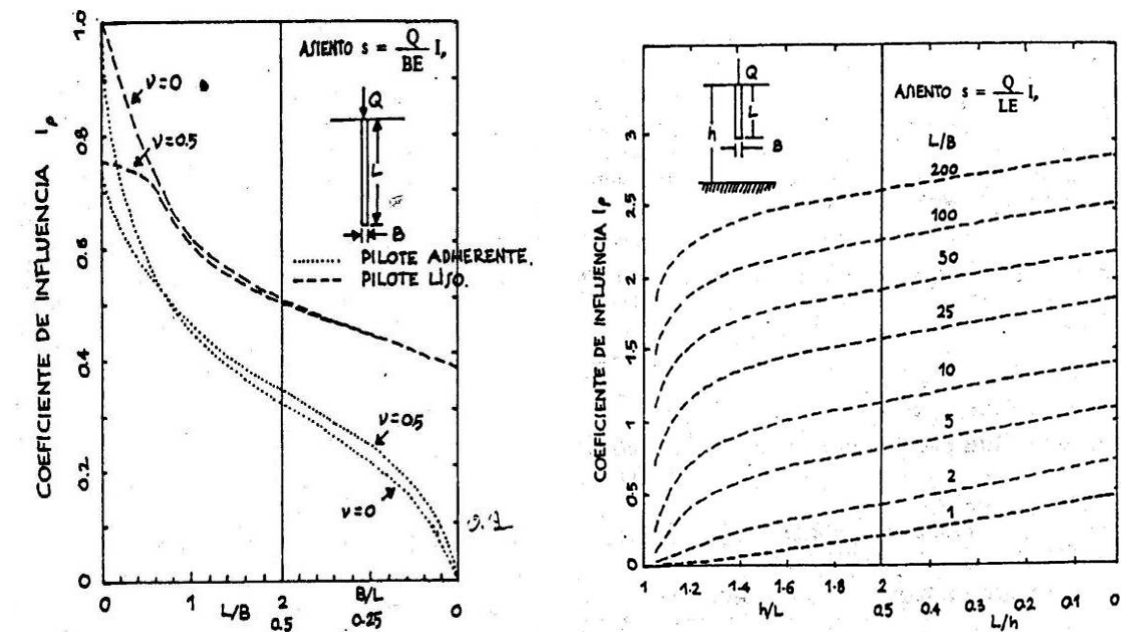


Figura 4.2.2.3.3.a. Gráficos para la estimación del coeficiente I_p en el cálculo del asiento de un pilote. La segunda gráfica corresponde a la situación de presencia de un nivel rígido próximo (Poulos y Davis, 1968).

Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad se puede obtener a partir de los siguientes ensayos:

En arcillas, puede estimarse a partir de la resistencia al corte sin drenaje.

En materiales granulares se obtiene a partir del ensayo SPT según distintas expresiones.

En suelos arcillosos sobreconsolidados y roca se obtiene de los ensayos presiométricos o a partir de referencias bibliográficas.

Además de los métodos anteriores, a título orientativo se incluye un cuadro con los valores más habituales del módulo de elasticidad para diferentes tipos de suelos:

Consistencia	Q _u (Kg/cm ²)	Q _c (Kg/cm ²) (resist. penet estat)	N _{SPT}	E (T/m ²)
Muy blanda	0,3-0,5	3-7	2-4	250
Blanda	0,5-1,0	7-15	4-8	450
Media	1,0-2,0	15-30	8-15	900
Dura	2,0-4,0	30-60	15-30	2.000
Muy dura	>4,0	>60	>30	4.000

Cuadro 4.2.2.3.4.a. Valores del módulo de deformación de arcillas (Geotecnia y Cimientos III, Jiménez Salas).

N _h (t/m ³)			
Tipo de arena	N _{SPT}	Sobre NF (arenas secas y húmedas)	Bajo NF (arenas sumergidas)
Floja	4-10	200	120
Media	10-30	500	300
Compacta	30-50	1000	600
Densa	>50	2000	1200

Cuadro 4.2.2.3.5.I. Valores del factor n_h en T/m³ para el cálculo del coeficiente de balasto horizontal en arenas (tomado de Puentes 2. J. Manterola).

VALORES DEL MÓDULO DE DEFORMACIÓN (E ₀) Y COEFICIENTE DE BALASTO (K _{S1})		
TIPO SE SUELO	E ₀ (kg/cm ²)	K _{S1} (kg/cm ³)
Suelo fangoso	11,00 a 33,00	0,50 a 1,50
Arena seca o húmeda, suelta (N _{spt} 3 a 9)	0,16H a 0,48H	1,20 a 3,60
Arena seca o húmeda, media (N _{spt} 9 a 30)	0,48H a 1,60H	3,60 a 12,00
Arena seca o húmeda, densa (N _{spt} 30 a 50)	1,60H a 3,20H	12,00 a 24,00
Grava fina con arena fina	1,07H a 1,33H	8,00 a 10,00
Grava media con arena fina	1,33H a 1,60H	10,00 a 12,00
Grava media con arena gruesa	1,60H a 2,00H	12,00 a 15,00
Grava gruesa con arena gruesa	2,00H a 2,66H	15,00 a 20,00
Arcilla blanda (q _u 0,25 a 0,50 kg/cm ²)	15 a 30	0,65 a 1,30
Arcilla media (q _u 0,50 a 2,00 kg/cm ²)	30 a 90	1,30 a 4,00
Arcilla compacta (q _u 2,00 a 4,00 kg/cm ²)	90 a 180	4,00 a 8,00
Arcilla margosa dura (q _u 4,00 a 10,00 kg/cm ²)	180 a 480	8,00 a 21,00
Marga arenosa rígida	480 a 1000	21,00 a 44,00

H = Profundidad del pozo de cimentación en cm

(*) = terrenos granulares: si están sumergidos, se tomarán con una E₀ o K_{S1} igual a los de la tabla multiplicados por 0,60

(**) = Los valores considerados corresponden a cargas de corta duración. Si se consideran cargas permanentes que produzcan Q y M y ha de tener lugar la consolidación, se multiplicarán los valores de E₀ o K_{S1} de la tabla por 0,25

Cuadro 4.2.2.3.4.b. Valores del módulo de deformación E₀ y del coeficiente de balasto k₃₀ (adaptado de Geotecnia y Cimientos III, Jiménez Salas).

6.2.2.3.5. Coeficiente de balasto horizontal

En caso de no contar con ensayos presiométricos, se puede recurrir a las siguientes expresiones, basadas en la experiencia:

$$\circ \text{ materiales cohesivos: } k_h = (de 50 a 100) \cdot \frac{c_u}{D} \quad \text{materiales granulares: } k_h = n_h \frac{z}{D}$$

En arenas, el coeficiente de reacción horizontal (por metro lineal) aumenta con la profundidad, siendo n_h un factor que depende de la compacidad del suelo y de la posición del nivel freático:

- Además, existen correlaciones con el golpeo del ensayo SPT, tanto para suelos granulares como cohesivos:

$$\circ \text{ Arenas: } k_h \text{ (t/m}^3\text{)} = 1000 \cdot 10^{\frac{N-28}{40}} \cdot \frac{z}{b} \quad (\text{en arenas sumergidas, el 60\%}).$$

$$\circ \text{ Arcillas: } k_h \text{ (t/m}^3\text{)} = \frac{40N}{b(m)}$$

6.2.3. Cálculo cimentaciones

Las estructuras incluidas a estudiar en este anejo son:

6.2.3.1. Acueducto sifón Guadaira (P.K. 77+800-79+275)

El acueducto sifón de Guadaira consta básicamente y desde el punto de vista estructural de 3 zonas:

- Obras de toma y entrega.** Están formadas por marcos bicelulares de 4x3 m (ancho x alto). La primera inicia en el pk 77+800. Y la obra de entrega finaliza en el pk 79+275.
- Acueducto.** Discurre desde el p.k. 78+700 hasta el p.k. 79+050. La sección tipo del acueducto es un marco bicelular acartelado de dimensiones interiores 3,00 x 3,00 m en cada ojo, con un espesor de pared de 0,40 m, salvando vanos de 25 m de luz y cimentado con pilotes de 1,20 y 1,40 m de diámetro.
- Sifón.** Compuesto por un marco bicelular de 3x3 m. Se localiza entre las estructuras anteriores y más concretamente entre los p.k. 78+025 y 78+700.

Caracterización geotécnica del terreno

Para la caracterización geotécnica del terreno se han realizado dos ensayos de penetración dinámica tipo DPSH y tres calicatas. Además se dispone de tres sondeos a rotación, cuatro ensayos de penetración dinámica tipo DPSH y dos calicatas mecánicas del Proyecto de Construcción de la Conexión de la Línea 1 del Metro de Sevilla con Alcalá de Guadaira. Tramo I: Universidad Pablo de Olavide- Adufe. Subtramo I: Universidad Pablo de Olavide- Parque Tecnológico. A continuación se muestra la profundidad alcanzada por las mismas:

Ensayo	Profundidad (m)
P-15	15,80
P-16	15,00
C-20	3,50
C-21	3,50
C-22	3,50
S-11 (Tranvía)	15,00
S-14 (Tranvía)	9,00
S-15 (Tranvía)	24,45
P-12 (Tranvía)	1,60
P-12" (Tranvía)	3,00
P-13 (Tranvía)	2,40
P-13" (Tranvía)	1,00
C-11 (Tranvía)	3,50
C-12 (Tranvía)	2,45

Los golpes de los ensayos de penetración dinámica N_{20} y estándar N_{30} han sido representados en las tablas siguientes:

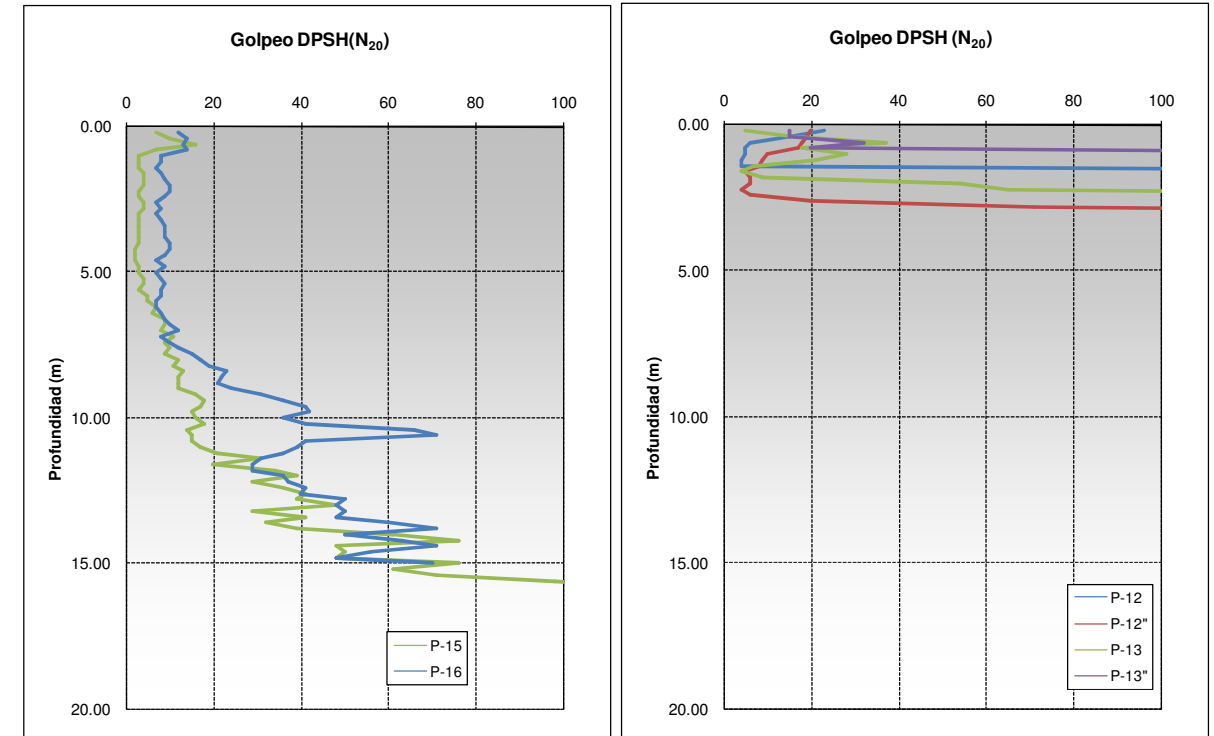


Figura 4.2.5.2.a. Valores N_{20} en relación con la profundidad.

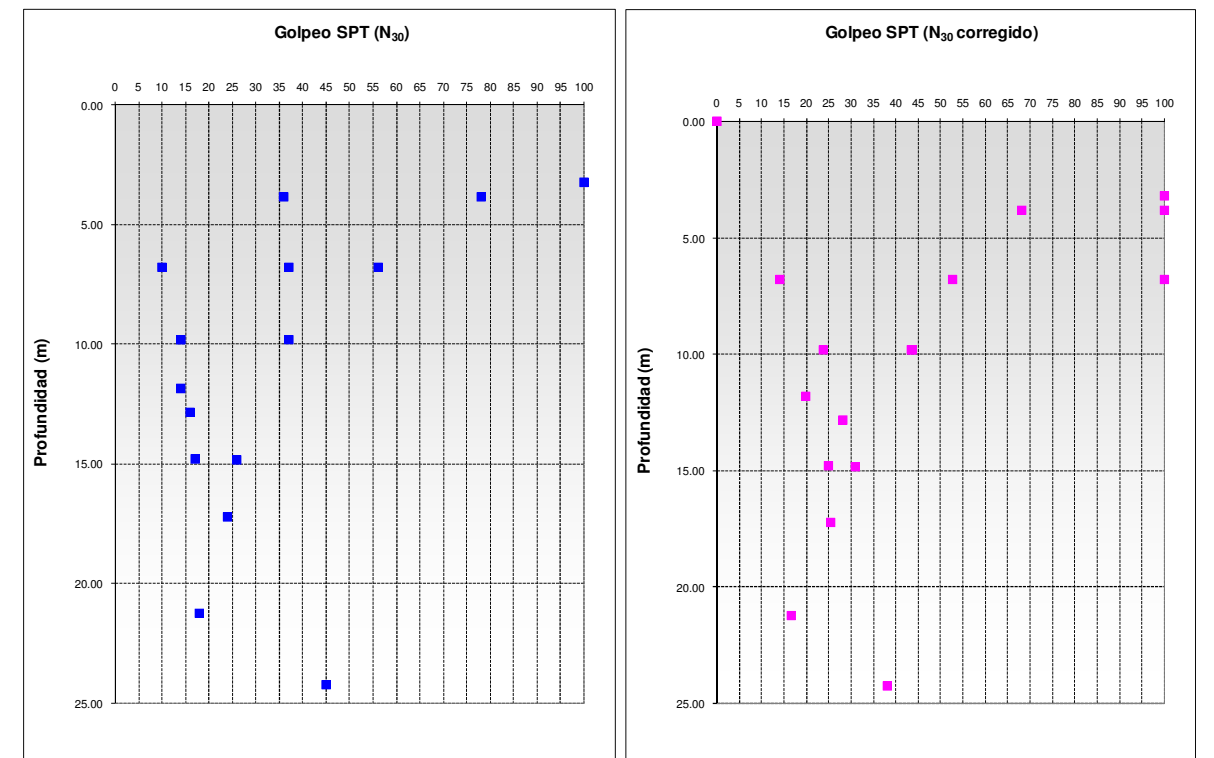


Figura 4.2.5.2.b. Valores de N_{30} en función de la profundidad sin corregir y corregidos por la profundidad.

Igualmente se presenta a continuación los resultados de los ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras tomadas en las prospecciones:

Unidad geot.	Prosp.	Prof. (m)	Físicas y estado				Resistencia			Volum. H.L. (%)	Químicos	
			0,08 (%)	IP	USCS	γ_{ap} (KN/m ³)	RCS (KPa)	c' (KPa)	ϕ' (°)		Sulfatos (mg/kg)	Acidez. B-G
Aluvial Q _{Al}	C-11 (Tranvía)	1,60-1,70	97,0	20,3	CL				1,75 (Remol)			
Aluvial Q _{Al}	C-20	2,00-3,00	92,5	27,0	CL							
Aluvial Q _{Al}	C-21	3,00-3,50	83,2	27,0	CL					0,00	0,00	
Aluvial Q _{Al}	S-14 (Tranvía)	3,00-3,60	56,9	12,0	CL							
Terraza Q _{T2}	C-20	3,00-3,50	35,3	13,5	SC					0,00	0,00	
Terraza Q _{T2}	S-11 (Tranvía)	3,50-4,00	22,0	20,3	SW-SM							
Arcilla marg T _M	S-11 (Tranvía)	6,00-6,00	90,3	25,1	CL		23,1	30	26	Crítico (Lambe)		
Arcilla marg T _M	S-11 (Tranvía)	12,00-12,60	94,3	30,0	CH	20,6	57,8					
Arcilla marg T _M	S-14 (Tranvía)	6,00-6,60	93,3	27,3	CH		42,3			0,00		

El perfil geológico-geotécnico del sifón del Guadaira (ver planos) presenta como nivel de base la unidad miocena de arcillas margosas azules (T_M). Se ha reconocido en todos los sondeos disponibles e indirectamente en los ensayos de penetración dinámica P-15 y P-16. Se encuentra cubierto bajo depósitos cuaternarios, aflorando solo en la zona de la obra de llegada. Presenta un color marrón claro cuando se encuentra alterada y gris azulada cuando está sana. Los ensayos de laboratorio realizados clasifican la unidad como arcillas CL y CH según la clasificación de Casagrande, con un porcentaje en finos superior al 90% y un índice de plasticidad medio de 27,5.

Los ensayos de resistencia han aportado un valor a compresión simple medio de 40 KPa y unos valores efectivos de $c' = 30$ kPa y $\phi' = 26^\circ$. Igualmente, los ensayos de penetración SPT marcan un golpeo N₃₀ en torno a 25. Los valores de resistencia a compresión simple no reflejan la consistencia de la unidad por lo que se ha estimado la q_u a partir del golpeo SPT y la correlación de NAVFAC, 1971. A partir de lo anterior se ha considerado un valor de q_u de 250 kPa. En cuanto a su posible potencial expansivo un ensayo en apartado Lambe ha clasificado la unidad como de expansividad crítica, valor acorde con lo valores de plasticidad. En cambio el ensayo de hinchamiento libre en edómetro no ha marcado cambios volumétricos debidos previsiblemente a su elevado estado de saturación.

Suprayacente a la unidad T_M se depositó la segunda terraza del Guadalquivir (Q_{T2}) constituida mayoritariamente por cantos y gravas redondeadas de cuarcita englobadas en una matriz areno-

limosa. Los ensayos realizados sobre este nivel muestran un porcentaje en finos del 28,7%, una plasticidad elevada de los mismos (IP_{medio}=16,9) y una compacidad elevada.

A techo de la unidad anterior y aflorando en la zona central del trazado se ha detectado el depósito aluvial del río Guadaira (Q_{AL}) el cual presenta una potencia máxima detectada de 11-12 m y está compuesto por arcilla gris oscura con algo de grava y arena. Se clasifica como arcillas limosas CL con un porcentaje retenido en el tamiz 0,08 del 82,4% y un índice de plasticidad medio del 21,6. La consistencia del nivel es blanda-muy blanda con un valor N₂₀ característico de 3-5 golpes.

El nivel freático solo se ha detectado en la calicata C-20 y en el sondeo S-14 a una profundidad de 3,00 y 8,40 m respectivamente.

Conclusiones y recomendaciones

La cimentación de las obras de entrada, salida y sifón (marcos bicelulares) se llevan a cabo como cimentaciones de losas, por lo que solo hace falta conocer el coeficiente de balasto, el cual se obtiene siguiendo las recomendaciones recogidas en el epígrafe 6.2.2.2.1 de este anejo. Por tanto, para las dimensiones de las estructuras previstas y el tipo de terreno de apoyo, el coeficiente de balasto del marco proyectado será:

Elemento	Terreno de apoyo	Dimensiones marco (m)	Módulo de balasto k ₃₀ (MN/m ³)	Mód. Balasto k _{calc} (MN/m ³)	Agresividad
Obra de toma	Depósitos terraza Q _{T2}	7,80x50,00	90,00 (Q _{T2}) y 35,00 (T _M)	7,30	No presenta
Sifón	D. aluvial Q _{Al} y terraza Q _{T2}	7,80x50,00	40,00 (Q _{T2} /Q _{AL}) y 35,00 (T _M)	5,50	No presenta
Obra de entrega	Arcillas margosas T _M	7,50x50,00	10,00 (T _M)	0,90	No presenta

En cambio para la cimentación del viaducto dado el nivel freático superficial y la baja consistencia del aluvial nos hacen inclinarnos por una cimentación profunda mediante pilotes "in situ". De acuerdo con los métodos desarrollados en el Apartado 6.2.2.3 de este anejo, se ha calculado a resistencia unitaria por punta y fuste en los niveles diferenciados mediante el método analítico basado en los parámetros resistentes del modelo Mohr-Coulomb en todos los niveles, teniendo en cuenta que, en el caso de las arcillas margosas T_A y por tratarse de suelos sobreconsolidados, se han tomado dichos parámetros en tensiones efectivas.

De esta forma se han obtenido las siguientes resistencias unitarias de los pilotes para esta estructura:

Profundidad		Litología	Resist. Unitaria	
Cota techo	Cota muro		q_b (KN/m ²)	q_r (KN/m ²)
0,00	2,00	Encepado	-	-
2,00	6,00	Q _{AL} blando	120,00	16,70
6,00	9,00	Q _{AL} media	300,00	33,70
9,00	11,00	Q _{T2}	750,00	30,00
11,00	40,00	T _M	3350,00	86,10

Se ha calculado la tensión admisible para diferentes diámetros de pilote en función de la profundidad. En la gráfica siguiente pueden observarse los valores obtenidos y en el apéndice 2 se detallan los cálculos realizados.

Para la perforación de los pilotes se podría utilizar la perforación por corte o por ripado mediante dientes inclinados montados sobre hélices o cazos. En general, las paredes de la perforación no se mantendrán estables durante la ejecución de la misma, debido a la falta de cohesión de los materiales cuaternarios y a la presencia del nivel freático por lo que sería necesaria la utilización de camisa recuperable o lodos tixotrópicos.

Para el cálculo de la armadura, se deberá tener en cuenta la flexión debida a los empujes causados por el resto de acciones horizontales (aceleración sísmica, frenado, retracción, etc.).

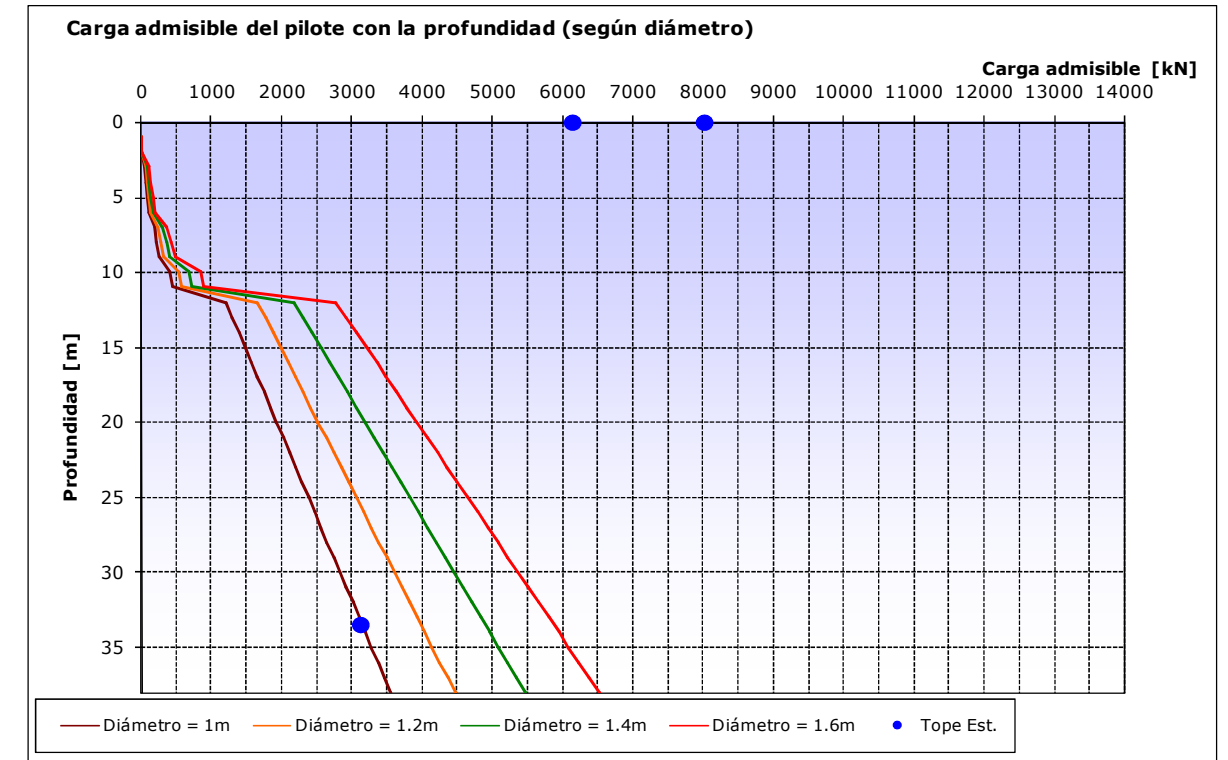


Figura 4.2.5.2.c. Carga admisible de los pilotes

Para el control de la integridad y homogeneidad de hormigonado de los pilotes se recomienda realizar ensayos ultrasónicos tipo "Cross-Hole" disponiendo cuatro tubos metálicos (dos de ellos de mayor diámetro) embebidos en el hormigón. Los tubos de mayor diámetro pueden utilizarse, en los casos necesarios, para el control de la punta de los pilotes mediante sondeos mecánicos

Las excavaciones temporales para albergar las cimentaciones de los estribos y pilas se realizarán, con un talud 1H:1V, siempre y cuando se confirme en obra la estabilidad de las mismas.

Sismicidad

Para determinar el coeficiente de contribución del terreno, en el caso más desfavorable, podemos considerar el siguiente perfil del terreno:

De 0,0 a 9,0 de profundidad: terreno tipo IV $\Rightarrow C = 2,0$

De 9,0 a 30,0 m de profundidad: terreno tipo III $\Rightarrow C = 1,6$

Por tanto,

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30} = \frac{(2,0 \cdot 9 + 1,6 \cdot 21)}{30} = 1,72$$

6.2.4. Cuadro resumen de cimentaciones.

Se adjunta a continuación el **Cuadro 4.2.8.I**, en el cual se resumen las principales características de las cimentaciones, en el que se detalla por cada apoyo de estructura la información respecto a las prospecciones realizadas o disponibles, al tipo de cimentación adoptado, tensión admisible, longitud mínima recomendada de pilotes, resistencia por fuste y punta, agresividad y otro.

Proyecto Obra para el incremento de la capacidad de transporte del Canal del Bajo Guadalquivir en el cruce con el rio Guadaira (Sifón acueducto de Guadaira)

Estructura			Terreno de cimentación		Cimentaciones directas		Cimentaciones profundas (resistencias unitarias para pilote aislado)				Agresividad	Observaciones
Tipo.	Denominación	P.K.	Prospección	Unidad geotécnica	Tensión adm (Kpa) M. Balasto (MN/m ³)	Asientos	Profundidad		Litología	Resist. Unitaria		
							Cota techo	Cota muro			q _p (KN/m ²)	q _r (KN/m ²)
Sifón	Sifón Acueducto de Guadaira.	77+800 - 79+275.	C-20, C-21, C-22, P-15,P-16	Q _{Al} , QT ₂ , T _M	K _{calc} =variable (ver anejo)	-	0,00	2,00	Encepado	-	-	
							2,00	6,00	Q _{AL} blando	120,00	16,70	
							6,00	9,00	Q _{AL} media	300,00	33,70	
							9,00	11,00	QT ₂	750,00	30,00	
							11,00	40,00	T _M	3350,00	86,10	

Cuadro 4.2.8.I. Principales características de las condiciones de cimentación de las estructuras previstas.

Planos

Plano 1.- PLANO GEOLÓGICO GENERAL (ESCALA 1/50.000)

**Plano 2.- PLANTA Y PERFIL GEOLÓGICO DEL SIFÓN
ACUEDUCTO DE GUADAIRA**

**Plano 3.- PLANO DE SITUACIÓN DEL
INVENTARIO DE CANTERAS Y GRAVERAS**

Plano 4.- PLANO DE SITUACIÓN DE VERTEDEROS

Apéndices

Apéndice 1. Campaña Geotécnica.

Apéndice 1.1. Campaña Geotécnica Proyecto

Apéndice 1.1.1. Ensayos de penetración dinámica

Apéndice 1.1.2. Calicatas mecánicas

Apéndice 1.1.3. Ensayos de laboratorio

Apéndice 1.2. Campaña geotécnica recopilada

Apéndice 1.2.1 Sondeos Mecánicos

Apéndice 1.2.2. Ensayos de penetración dinámica

Apéndice 1.2.3. Calicatas mecánicas

Apéndice 1.2.4. Ensayos de laboratorio

Apéndice 2. Cálculos geotécnicos