
ANEJO Nº 12
ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CIMENTACIÓN DE
ESTRUCTURAS Y TÚNELES

INDICE GENERAL

1.- INTRODUCCIÓN.....	2	10.- GEOTECNIA DE CIMENTACIONES.....	18
2.- TRABAJOS REALIZADOS.....	3	10.1.- RESUMEN DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIÓN PROYECTADA.....	18
2.1.- CAMPAÑAS ANTECEDENTES.....	3	10.2.- ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.....	19
3.- DEFINICIÓN DE LAS LITOLOGÍAS PRESENTES EN EL CORREDOR.....	3	10.2.- ESTRUCTURAS E-1.....	19
4.- CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LAS LITOLOGÍAS PRESENTES EN EL CORREDOR.....	4	10.2.1. Descripción.....	19
4.1.-CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA: ENSAYOS DE CAMPO.....	4	10.2.2. Emplazamiento. Geología y Geotécnia.....	19
4.2.-CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA: ENSAYOS DE LABORATORIO SOBRE MUESTRAS EXTRAÍDAS EN SONDEOS Y CALICATAS.....	5	10.2.3. Cimentación proyectada.....	25
5.- PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEL TERRENO PARA EL DISEÑO DE LAS OBRAS.....	6	10.2.3.1. ESTRIBOS.....	25
5.1.- PARÁMETROS GEOTÉCNICOS SUELOS DEL SUSTRATO.....	6	10.2.- ESTRUCTURAS E-2.....	28
5.2.- PARÁMETROS GEOTECNICOS MATERIALES DE APORTACIÓN.....	8	10.2.1. Descripción.....	28
6.- NIVEL FREÁTICO.....	8	10.2.2. Emplazamiento. Geología y Geotécnia.....	28
7.- AGRESIVIDAD FRENTE AL HORMIGÓN.....	9	10.2.3. Cimentación proyectada.....	33
8.- RIEGOS POR EXPANSIVIDAD DE LOS SUELOS ATRAVESADOS.....	10	10.2.3.1. ESTRIBOS.....	33
9.- SISMO.....	10	10.2.3.2. MUROS DE SUELO REFORZADO.....	36
9.- CRITERIOS GENERALES DE COMPROBACIÓN.....	11	10.3.- OBRAS TRANSVERSALES PARA EL DRENAJE LONGITUDINAL (OTDL).....	36
9.1.- CIMENTACIONES DIRECTAS.....	11	10.4.- MUROS.....	36
9.1.1.- Suelos finos.....	11	10.4.1. MURO 1. Pantalla de pilotes.....	36
9.1.1.1.- Carga de hundimiento.....	11	10.4.2. MUROS 2, 3 Y 4. Cimentación directa.....	38
9.1.1.2.- Coeficientes de seguridad.....	11	10.4.3. MURO 5. Pantalla de pilotes.....	38
9.1.1.3.- Comprobación de asientos.....	12	10.9.- CUÑAS DE TRANSICIÓN.....	40
9.1.1.4.- Coeficiente de balasto vertical.....	12	11.- BIBLIOGRAFÍA.....	44
9.1.2.- Suelos granulares.....	13		
9.1.3.- Rocas.....	14		
9.1.3.1.- Método GCOC.....	14		
9.1.3.2.- Método Claudio Olalla-Alcibiades Serrano. Modelo de Hoek y Brown.....	14		
9.2.- CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	15		
9.2.1.- Carga de hundimiento.....	15		
9.2.1.1.- Método basado en ensayos presiométricos.....	15		
9.2.1.2.- Método basado en los parámetros de Mohr-Coulomb.....	16		
9.2.2.- Coeficientes de seguridad.....	17		
9.2.3.- Deformabilidad de los pilotes.....	17		
9.2.3.1.- Rigidez vertical (asientos).....	17		
9.2.3.2.- Rigidez transversal (“coeficiente de balasto”).....	17		
9.3.- EXCAVACIONES TEMPORALES.....	18		

PLANOS.-

PLANO 1.- PLANTA Y PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO. ESTRUCTURA 1
 PLANO 2.- PLANTA Y PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO. ESTRUCTURA 2
 PLANO 3.- PLANTA Y PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO. MURO PANTALLA (MURO 1).
 PLANO 4.- PLANTA Y PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO. MURO PANTALLA (MURO 5).

NOTA.-

Para obtener información de la Campaña Geotécnica realizada consultar los Apéndices del Anejo nº. - 7 Estudio Geotécnico del Corredor:

APÉNDICE I anejo nº 7.- RESUMEN DE LA INFORMACIÓN DE LA CAMPAÑA GEOTÉCNICA

APÉNDICE II anejo nº 7.- INFORME DE RESULTADOS DE LA CAMPAÑA GEOTÉCNICA

1.- INTRODUCCIÓN.

El presente Anejo constituye el estudio geotécnico de cimentación de estructuras realizado para el **Proyecto de Trazado "Reordenación del enlace de la Pañoleta y accesos a Camas (Sevilla)**.

Se describen los trabajos geotécnicos realizados (en campo, laboratorio y gabinete) para posteriormente realizar una caracterización geotécnica de los materiales afectados y dar las recomendaciones que sirvan de base para el diseño, cálculo y construcción de la cimentación de las estructuras proyectadas.

Como información adicional a este estudio, se cuenta con el **Anejo 3** (Geología y Procedencia de materiales) y el **Anejo 7** (Estudio Geotécnico del Corredor).

El Enlace estudiado se sitúa al oeste de la ciudad de Sevilla y resuelve el nudo entre las carreteras A-49, N-630 y SE-30, con accesos a la barriada de La Pañoleta (del municipio de Camas) y a la ciudad de Camas.

Las principales características de las estructuras proyectadas se resumen en el **Cuadro siguiente**.

TIPO	NOMBRE	P.K.	FUNCIÓN / REPOSICIÓN	Observaciones
PASOS INFERIORES	E-1	0+887 del eje A-49 Sevilla-Huelva	Permitir el paso del vial transversal del enlace de Camas bajo la A-49	Ampliación de estructura existente en una de sus márgenes (dirección Sevilla-Huelva)
PASOS SUPERIORES	E-2	0+590 del Ramal Huelva-Cádiz	Permitir el paso del Ramal Huelva-Cádiz sobre la N-630 Calzada Derecha en sentido Sevilla	obra de paso de nueva construcción

- Cuadro. Estructuras -

En el enlace se definen una serie de muros de tipologías y funcionalidades distintas. Las principales características de estos se resumen en el **Cuadro siguiente**.

TIPO	NOMBRE	P.K.	TIPOLOGÍA	FUNCIÓN / REPOSICIÓN	Observaciones
MUROS (1)	MURO 1	1+160 del eje A-49 Sevilla-Huelva	Muro pantalla de pilotes tangentes de ϕ 0.6m.	Contener la plataforma de la A-474 para permitir el paso de la A-49 Sevilla-Huelva	Vías a distinta cota rasante
	MURO 2	1+035 del eje A-49 Sevilla-Huelva	Muro en ménsula de hormigón armado.	Contener la plataforma de la A-49 Sevilla-Huelva	Vías a distinta cota rasante
	MURO 3	0+300 del Ramal Huelva-Cádiz	Muro en ménsula de hormigón armado.	Contener la plataforma del ramal Huelva-Mérida	Vías a distinta cota rasante
	MURO 4	0+740 del Ramal Huelva-Cádiz	Muro en ménsula de hormigón armado.	Contener la plataforma del ramal Huelva-Mérida	Vías a distinta cota rasante
	MURO 5	0+840 del eje A-49 Sevilla-Huelva	Muro pantalla de pilotes tangentes de ϕ 1.0m.	Contener parcialmente el muro de escollera. Servicios afectados.	Afección a conducciones EMASESA, S.A.

(1) Se define además un muro de escollera en el Eje A-49 Sevilla-Huelva entre los pkk 0+730 al 0+873. Sus características están definidas en el Anejo nº 7.- Estudio Geotécnico del Corredor

- Cuadro. Muros -

No se han previsto nuevos cruces con la red fluvial, por tanto, no ha sido necesario proyectar nuevas obras de drenaje transversal (ODT).

Con el fin de evacuar el agua recogida por el drenaje longitudinal se han previsto obras transversales para el drenaje longitudinal. Las OTDL sobre las que se actúa se resumen en el **Cuadro siguiente**.

OBRAS DE DRENAJE QUE SE AFECTAN INDIRECTAMENTE O NECESITAN ACTUACIÓN				
OBRA Nº	EJE	PK	SECCIÓN (mm)	COMENTARIOS

OTDL 2	Sevilla -Hueva A-49. Eje 145	1190	2 DN 800	EXISTENTE. VERIFICACIÓN PROLONGACIÓN
OTDL 4	Cruce Acceso A-474	---	2 DN 600	EXISTENTE. SE CONECTA UNA NUEVA OTDL NO SE MODIFICA SU FUNCIONAMIENTO
OTDL 5	Margen Derecha A-474		DN 1000	EXISTENTE. SE INCORPORA OTDL 3. VERIFICAR
OTDL 7.1	Sevilla -Hueva A-49. Margen Dcha Eje 145	1100	DN 400	EXISTENTE. SE ANULA CON LA ACTUACIÓN. LA EVACUACIÓN DE LA ZONA SE REALIZA A TRAVÉS DE LA NUEVA OTDL 3.
OTDL 7.2	Sevilla -Hueva A-49. Eje 145	1173	DN 400	EXISTENTE. SE ANULA CON LA ACTUACIÓN. LA EVACUACIÓN DE LA ZONA SE REALIZA A TRAVÉS DE LA NUEVA OTDL 3.
OTDL 9	Sevilla -Hueva A-49. Eje 145	602	DN 800	EXISTENTE. NO SE MODIFICA SU FUNCIONAMIENTO. SE DEFINE UN TUBO DE CONEXIÓN BAJO EL TERRAPLÉN PROYECTADO.
OTDL 10	Huelva -Sevilla A49.	363	DN 800	EXISTENTE. NO SE MODIFICA SU FUNCIONAMIENTO. SE DEFINE UN TUBO DE CONEXIÓN BAJO EL TERRAPLÉN PROYECTADO.
OTDL 14	Mérida-Cádiz SE-30		DN 800	EXISTENTE. VERIFICAR CAMBIOS DE USOS
OTDL 16	Ramal Cádiz-Camas		DN 800	EXISTENTE. VERIFICAR CAMBIOS DE USOS
OTDL 17	Ramal Cádiz-Camas		DN 1000	EXISTENTE. VERIFICAR CAMBIOS DE USOS
OTDL 22	Cádiz-Mérida SE-30		2DN 1200	EXISTENTE. ADECUACIÓN ARQUETA PARA DESCARGA DE CUNETAS. VERIFICAR.
OTDL 23	Ramal Cádiz-Huelva. Eje 146		2DN 1200	EXISTENTE. VERIFICAR CAMBIOS DE USOS

- Cuadro. Obras Transversales para el Drenaje Longitudinal -

Para definir la nueva tipología del enlace se han proyectado las siguientes obras de tierra:

- **RAMALES.** Rellenos tipo terraplén en ramales de nueva construcción, lo cuales queda enclavados dentro de las actuales isletas del enlace.
- **TRONCO.** En el tronco se han proyectado pequeñas cuñas de ampliación lateral de la plataforma actual con el fin de alojar carriles adicionales o bien carriles de cambio de velocidad.

En el **Cuadro** se indican las obras de tierra proyectadas. Sólo terraplenes, no se han proyectado desmontes.

EXPLANACIÓN	SITUACIÓN.RAMAL	TRAMO	LONGITUD (m)	Intervalo de alturas (M)	SECCIÓN DE MAYOR ALTURA	
					H máxima (m)	PK
TERRAPLÉN 1	Ramal Cádiz – Huelva	0+040 a 0+250	210	1,1 – 3,8	3,8	0+120
TERRAPLÉN 2	Ramal Huelva – Cádiz	0+340 a 0+720	380	1,5 – 8,10	8,10	0+580
TERRAPLEN 3	Ramal Mérida – Huelva	0+060 a 0+320	260	1,3 – 5,7	5,7	0+120 a 0+140
Ampliación lateral MD relleno actual. TERRAPLEN 4	Eje A-49 Sevilla - Huelva	0+720 a 0+873	153	1,0 – 4,0	4,0	0+870

- Cuadro. Terraplenes proyectados -

NOTA 1.- En el tramo de conexión de los ramales Cádiz-Huelva y Sevilla-Cádiz con la A-49 se ejecutan rellenos pequeños de altura inferior a 1m.

NOTA 2 .- Dada la topografía y geología de la zona, así como el diseño actual del enlace, **no se han proyectado en ningún caso obras de explanación en desmonte.**

NOTA 3.- En el tronco, eje A-49 Sevilla – Huelva para alojar el carril de aceleración del ramal Camas – Huelva y con el fin de evitar que la ampliación lateral del desmonte actual de la A-49 invadiese la carretera autonómica A-474 “Cuesta del Caracol”, se ha proyectado un **muro pantalla** de contención de la plataforma de la carretera de la Junta (denominado **Muro 1** en el cuadro correspondiente).

2.- TRABAJOS REALIZADOS

2.1.- CAMPAÑAS ANTECEDENTES

Se ha utilizado la información procedente de las campañas geotécnicas realizadas en diversas actuaciones anteriores a este Proyecto, así como una campaña geotécnica actual realizada expreso para complementar la información geotécnica precisada.

Para unificar denominaciones, éstas se han asignado haciendo referencia a la fecha en la que fueron realizados los sondeos (sondeo a rotación – número – año = **S / SR – 1 – año**).

Los criterios de definición de la campaña geotécnica complementaria actual (año 2016) han sido:

- Cumplimiento de la Normativa y recomendaciones actualizadas:
 - o **GCOC:** Guía de Cimentaciones en obras de Carretera, de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento.
 - o **Nota de Servicio 3/2012:** Recomendaciones sobre la campaña geotécnica en los Proyectos de la Dirección General de Carreteras.

- Investigación de las obras finalmente proyectadas. Estructuras y rellenos tipo terraplén.

Por motivos de racionalidad y eficacia en la organización de su ejecución, todos los trabajos se han realizado de manera conjunta y continua, independientemente de su utilidad. Además todos los puntos de investigación de cimentación de estructuras se han utilizado en la caracterización de la geotecnia del corredor.

Resumen prospecciones:

Finalmente se resumen todos los trabajos de campo realizados, incluidos campañas antecedentes y campaña complementaria actual.

AÑO	Sondeos a rotación	Penetrómetros dinámicos	Calicatas mecánicas
1994	SR-1-94 SR-2-94	--	
2005	SR-1-05 SR-2-05	P-1-05 P-2-05	
2008	S-1-08 S-2-08 S-3-08	P-1-08 P-2-08 P-3-08 P-4-08 P-5-08	C-1-08 a C-2-08
2016	S-1-2016 S-2-2016 S-3-2016 S-4-2016	P-1-2016 P-2-2016 P-3-2016	--
Totales	11 uds	10 uds	8 uds

3.- DEFINICIÓN DE LAS LITOLOGÍAS PRESENTES EN EL CORREDOR.

La disposición de los materiales en profundidad según los datos extraídos de los sondeos es la siguiente:

- **Rx Vertidos.-** Materiales de origen antrópico y tierra vegetal. Puede alcanzar espesores de hasta 6m.
- **QT3 – N1.-** Terraza del Guadalquivir nivel 1. ARCILLAS de consistencia FIRME – MUY FIRME. Su espesor oscila entre 2 y 10 metros aproximadamente.
- **QT3 – N2.-** Terraza del Guadalquivir nivel 2. LIMOS Y ARENAS de compacidad MUY FLOJA. Su espesor oscila entre 2 y 8 metros aproximadamente.
- **QT3 – N3.-** Terraza del Guadalquivir nivel 3. ARENAS Y GRAVAS de compacidad MEDIA-DENSA. Su espesor oscila entre 4 y 10 metros aproximadamente.
- **Ts^{BC}₁₂-** Margas alteradas: Alternancia de MARGAS ARENOSAS Y ARENAS. ARCILLAS, LIMOS Y ARENAS. En este nivel aparecen las margas azules alteradas, con consistencia FIRME en todos los casos. Se presenta a techo de las margas azules sanas, en aquellos tramos en los que no se ha detectado la terraza del Guadalquivir.
- **Tm₁₂^{BC}-** En este nivel aparecen las MARGAS AZULES SANAS (**Tm₁₂^{BC}**), con consistencia DURA. No se ha detectado el muro de la formación. La profundidad del techo oscila entre los 17,80 y 28 metros, según los sondeos realizados en la terraza del Guadalquivir.

Para esta formación se han estudiado dos zonas independientes, debido a la diferente disposición de la formación en el perfil litológico:

- Tm^{BC}₁₂ zona a. A-474 y A-49.
En la **zona a**, a techo de las margas azules Tm^{BC} 12 existen margas alteradas Ts^{BC} 12. El contacto entre ambas formaciones presenta cierta inclinación, buzando hacia el este, hacia la terraza del Guadalquivir.

Por tanto: Perfil litológico de techo a muro: Ts^{BC} 12 + Tm^{BC}₁₂. Contacto inclinado, relativamente superficial, con profundidad media natural del orden de 6 metros (sin considerar el terraplén de la A-49).

- Tm^{BC}₁₂ zona b. Terraza del Guadalquivir.
La **zona b**, está constituida por la terraza aluvial del Guadalquivir, la cual se apoya sobre la formación Tm^{BC} 12, en un contacto prácticamente horizontal. En esta zona no se detecta el nivel Ts^{BD} 12.

Por tanto: Perfil litológico de techo a muro: Rx + QT₃ + Tm^{BC}₁₂. Contacto prácticamente horizontal, a profundidades elevadas, media de 21,20 metros.

4.- CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LAS LITOLOGÍAS PRESENTES EN EL CORREDOR.

En este apartado se analizan las propiedades geo-mecánicas de los grupos geotécnicos diferenciados en la traza en base a la siguiente información:

- Ensayos de campo.
- Ensayos de laboratorio.

4.1.-CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA: ENSAYOS DE CAMPO.

SONDEOS A ROTACIÓN:

En el **Cuadro siguiente** se resumen los valores de los golpes N₃₀ para cada litología y se acota el orden de magnitud (según HUNT, 1984) de la resistencia del suelo. Se indican también los espesores detectados en los sondeos ejecutados.

Sondeos ejecutados en: CUESTA DEL CARACOL (A-474) y A-49. Zona a.

PROPIEDAD \ GRUPOS GEOTÉCNICO	RX - TV	QT ₃ - NIVEL 1	QT ₃ - NIVEL 2	QT ₃ - NIVEL 3	Ts ^{BC} ₁₂ - TERCIARIO	Tm ^{BC} ₁₂ - TERCIARIO
LITOLÓGIA-	Rellenos antrópicos: TERRAPLEN Y EXPLANADA VIALES	Terraza del Guadalquivir nivel 1. ARCILLAS	Terraza del Guadalquivir nivel 2. LIMOS Y ARENAS	Terraza del Guadalquivir nivel 3. ARENAS Y GRAVAS	Margas alteradas: ARCILLAS	MARGAS AZULES SANAS. ARCILLAS
PERFIL ESTRATIGRÁFICO.-						
ESPESOR:						
Medio	6,25	9,60	Formación no detectada	Formación no detectada	5,40	sustrato indefinido
Máximo	11,40				6,00	sustrato indefinido
Mínimo	1,10				5,00	sustrato indefinido
Profundidad del techo						
Medio						9,58
Máximo						21,00
Mínimo						5,00
ENSAYOS SPT.-						
1.- ENSAYO SPT EN EL INTERIOR DE SONDEOS						
SONDEOS	S-2-2016, S-3-2016	SR-1-94, SR-2-94 S-2-2016, S-3-2016	Formación no detectada	Formación no detectada	SR-1-94, SR-2-94 S-2-2016, S-3-2016	SR-1-94, SR-2-94 S-2-2016, S-3-2016
Nº DE RECHAZOS	NINGUNO	NINGUNO			NINGUNO	8
GOLPE MEDIO N ₃₀ (1)	14	15			13	35
CONSISTENCIA / COMPACIDAD	CONSISTENCIA FIRME	CONSISTENCIA MUY FIRME-FIRME			CONSISTENCIA FIRME	CONSISTENCIA DURA
RANGO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE (2)	2,00 Kg/cm2	2,00 Kg/cm2			1,71 Kg/cm2	> 5,0 Kg/cm2
RANGO DE ANGULO DE ROZAMIENTO (3)	---	---			---	---
MÓDULO DE DEFORMACIÓN (4)	20000 kPa	20000 kPa			16857 kPa	52162 kPa

Sondeos ejecutados en: TERRAZA DEL GUADALQUIVIR. Zona b

PROPIEDAD \ GRUPOS GEOTÉCNICO	RX - TV	QT ₃ - NIVEL 1	QT ₃ - NIVEL 2	QT ₃ - NIVEL 3	Ts ^{BC} ₁₂ - TERCIARIO	Tm ^{BC} ₁₂ - TERCIARIO
LITOLÓGIA-	Rellenos antrópicos VERTIDOS - NO COMPACTADOS	Terraza del Guadalquivir nivel 1. ARCILLAS	Terraza del Guadalquivir nivel 2. LIMOS Y ARENAS	Terraza del Guadalquivir nivel 3. ARENAS Y GRAVAS	Margas alteradas: ARCILLAS	MARGAS AZULES SANAS. ARCILLAS
PERFIL ESTRATIGRÁFICO.-						
ESPESOR:						
Medio	3,43	6,26	4,35	7,79	Formación no detectada	sustrato indefinido
Máximo	6,00	9,90	7,80	9,80		sustrato indefinido
Mínimo	0,90	2,10	1,80	4,40		sustrato indefinido
Profundidad del techo						
Medio						21,20
Máximo						28,00
Mínimo						17,80
ENSAYOS SPT.-						
ENSAYO SPT EN EL INTERIOR DE SONDEOS						
SONDEOS	S-1-05, S-2-05 S-1-08, S-2-08, S-3-08 S-1-2016, S-4-2016	S-1-05, S-2-05 S-1-08, S-2-08, S-3-08 S-1-2016, S-4-2016	S-2-05 S-1-08, S-2-08, S-3-08 S-1-2016, S-4-2016	S-1-05, S-2-05 S-1-08, S-2-08, S-3-08 S-1-2016, S-4-2016	Formación no detectada	S-1-05, S-2-05 S-1-08, S-2-08, S-3-08 S-1-2016, S-4-2016
Nº DE RECHAZOS	1	NINGUNO	NINGUNO	4		NINGUNO
GOLPE MEDIO N ₃₀ (1)	16	16	3	28		40
CONSISTENCIA / COMPACIDAD	CONSISTENCIA MUY FIRME - FIRME	CONSISTENCIA MUY FIRME-FIRME	CONSISTENCIA BLANDA	COMPACIDAD MEDIA-DENSA		CONSISTENCIA DURA
RANGO DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE (2)	2,13 Kg/cm2	2,13 Kg/cm2	---	---		> 5,0 Kg/cm2
RANGO DE ANGULO DE ROZAMIENTO (3)	---	---	28°	35,4°		---
MÓDULO DE DEFORMACIÓN	21333 kPa	21333 kPa	10000 kPa	47500		50080 kPa

(1) VALORES MEDIOS DEL SPT. ! VALORES MEDIOS DEL SPT, SIN CONTAR LOS RECHAZOS.
 (2) VALORES SEGÚN PROPIEDA VALORES SEGÚN PROPIEDADES DE LOS SUELOS ARCILLOSOS . HUNT 1984.
 (3) VALORES SEGÚN PROPIEDA VALORES SEGÚN PROPIEDADES DE LOS SUELOS NO COHESIVOS . HUNT 1984.
 (4) VALORES SEGÚN GEOTECNIA VALORES SEGÚN GEOTECNIA Y CIMENTOS III. Valores representativos del Mod. Deformación de Arcillas.
 Correlacion SPT en arenas. Correlacion SPT en arenas.

- Cuadro. Espesores y principales datos de los Golpes N₃₀ - (Litologías del corredor) -

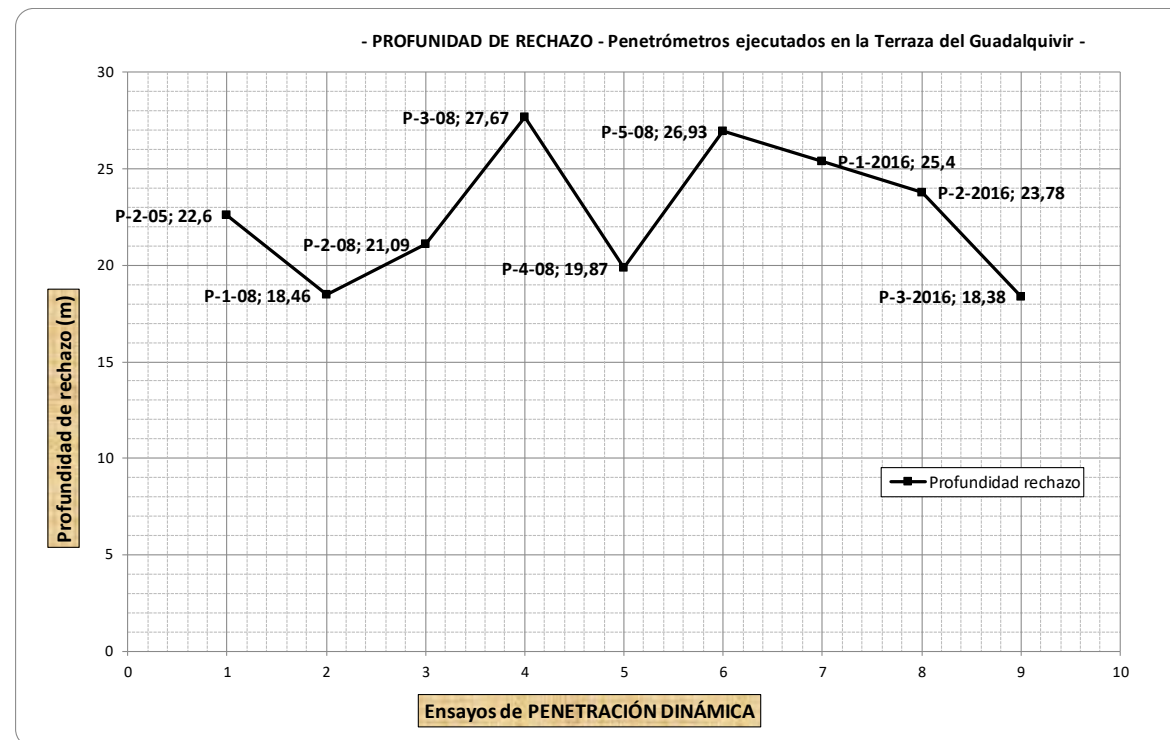
PENETRÓMETROS DINÁMICOS:

En el **Cuadro y Figura siguientes** se resumen las profundidades de rechazo de cada penetrómetro dinámico ejecutado.

AÑO	Penetrómetros dinámicos	Profundidad de rechazo
2005 - BORROS	P-1-05	5,2 (1)
	P-2-05	22,6
2008 - DPSH	P-1-08	18,46
	P-2-08	21,09
	P-3-08	27,67
	P-4-08	19,87
	P-5-08	26,93
2016 - DPSH	P-1-2016	25,4
	P-2-2016	23,78
	P-3-2016	18,38
	Prof. PROMEDIO	22,69
	Prof. MÁXIMA	27,67
	Prof. MÍNIMA	18,38

(1) Este rechazo ($N_{20}=200$) ha debido, ser originado por la presencia de gravas, por lo que se considera como un "falso rechazo". Este falso rechazo no se ha considerado en los valores estadísticos calculados.

- Cuadro. Profundidad de rechazo PENETRÓMETROS DINÁMICOS -



- Figura. Profundidad de rechazo PENETRÓMETROS DINÁMICOS -

Analizando la Figura anterior se extraen las siguientes conclusiones:

- Todos los penetros realizados en el enlace presentan una profundidad de rechazo elevada, coincidiendo aproximadamente con el techo de la formación Tm^{BC}_{12} , con valores más o menos homogéneos que oscilan ente 18 y 27 metros aproximadamente, con una profundidad media del orden de 22.7m.

4.2.-CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA: ENSAYOS DE LABORATORIO SOBRE MUESTRAS EXTRAÍDAS EN SONDEOS Y CALICATAS.

En el Cuadro siguiente se resumen los parámetros medios de cada unidad (estado, granulometría, límites de Atterberg, parámetros químicos, parámetros volumétricos y parámetros resistentes), obtenidos en los ensayos realizados en muestras tomadas en los sondeos a rotación y calicatas mecánicas.

PROPIEDAD \ GRUPOS GEOTÉCNICO	CUATERNARIO			TERCIARIO			TERCIARIO			TERCIARIO									
	QT ₂ (NIVEL 1)			QT ₂ (NIVEL 2)			QT ₂ (NIVEL 3)			T ₈ ^{BC} ₁₂			T _m ^{BC} ₁₂ (zona_a)			T _m ^{BC} ₁₂ (zona_b)			
	ARENAS Y ARCILLAS			LIMOS, ARCILLAS Y ARENAS			ARENAS, LIMOS Y GRAVAS			ALTERNANCIA DE MARGAS ARENOSAS Y ARENAS			MARGAS AZULES			MARGAS AZULES			
ENSAYOS DE LABORATORIO -	MÁX	MIN	MEDIO	MÁX	MIN	MEDIO	MÁX	MIN	MEDIO	MÁX	MIN	MEDIO	MÁX	MIN	MEDIO	MÁX	MIN	MEDIO	
1.- ESTADO Y CLASIFICACIÓN -	13 muestras ensayadas			3 muestras ensayadas			3 muestras ensayadas			3 muestras ensayadas			4 muestras ensayadas			12 muestras ensayadas			
w _n - Humedad natural (%)	49,2	16,94	27,94	36,27	217	31,73	22,5	8,1	13,33	30,20	28,64	29,41	31,14	23,08	27,32	46,40	24,6	28,6	
γ _d - Densidad seca (gr/cm ³)	2,11	1,3	1,64	1,59	1,4	1,46			1,64	1,63	1,58	1,6	1,72	1,49	1,65	1,65	1,540	1,58	
γ _t - Densidad aparente (gr/cm ³)	2,47	1,8	2,04	1,94	1,89	1,92			2,01	2,11	2,03	2,07	2,21	1,95	2,1	2,06	1,97	2,01	
γ _s - Peso específico de las partículas sólidas (gr/cm ³)																			
GRAVAS	39,00	0,00	7,31	0,00	0,00	0,00	86,00	0,00	47,33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
% pasa tamiz 5 mm (ARENAS)	21,70	0,00	5,73	70,00	0,20	23,50	71,20	9,10	38,90	3,90	2,20	3,08	3,00	1,10	1,90	100	0,00	0,57	
% pasa tamiz 0,08 mm (FINOS)	100,00	51,30	86,96	99,80	30,00	76,50	28,80	4,90	13,77	97,80	96,10	98,93	98,90	97,00	99,20	100,00	99,00	99,43	
w _L - Límite líquido	58,00	27,20	39,34	43,50	28,10	35,80			19,30	81,85	51,00	56,04	61,07	43,95	50,32	75,00	44,91	52,66	
w _p - Límite plástico	24,00	3,45	18,52	22,86	22,30	22,58			11,90	22,79	20,90	21,90	21,83	7,55	17,41	29,20	9,54	21,55	
I _p - Índice de plasticidad	38,93	10,50	20,81	21,20	5,24	13,22			7,40	39,06	29,00	33,14	39,24	25,50	32,91	50,00	17,70	31,11	
SUELO NO PLÁSTICO	NINGUNA MUESTRA			1 MUESTRA			2 MUESTRAS			NINGUNA MUESTRA			NINGUNA MUESTRA			NINGUNA MUESTRA			
CLASIFICACIÓN CASAGRANDE	69% CL, 31% CH			33,3% CL, 33,3% SM, 33,3% ML			33,3% GP-GC, 33,3% GP-GM, 33,3% SM			100% CH			50% CL, 50% CH			50% CH, 42% CL, 8% ML			
COMPORTAMIENTO / SITUACIONES DE CÁLCULO	SUELO COHESIVO / SIN DRENAJE			SUELO COHESIVO / SIN DRENAJE			SUELO GRANULAR / CON DRENAJE			SUELO COHESIVO / SIN DRENAJE			SUELO COHESIVO / SIN DRENAJE			SUELO COHESIVO / SIN DRENAJE			
2.- CAMBIO DEVOLUMEN -																			
ENSAYO DE LAMBE																			
Índice de Hinchamiento (kp/cm ²)																			
PVC (%)																			
Clasificación																			
Expansividad																			
ENSAYO DE HINCHAMIENTO LIBRE	7 muestras ensayadas																		
% De Expansión	195	0,73	1,34																
Expansividad	BAJA A MEDIA																		
ENSAYO DE PRESIÓN DE HINCHAMIENTO																			
Presión de Hinchamiento (kp/cm ²)																			
Expansividad																			
ASIENTO EN COLAPSO (%)																			
% Asiento																			
3.- COMPACTACIÓN																			
PROCTOR	6 muestras ensayadas																		
TIPO (normal/modificado)	Normal																		
Densidad máxima (g/cm ³)	1,82	1,59	1,7																
H Optima (%)	19,3	13,4	16,03																
CBR	6 muestras ensayadas																		
CBR (100%)	7	3,3	4,48																
% Hinchamiento	3,8	1,7	2,43																
CBR(95%)	3,7	1,6	2,35																
% Hinchamiento																			
4.- RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE -	2 muestras ensayadas																		
σ _c - (kp/cm ²)	3,67	1,21	2,44																
Deformación - (%)	10,89	10,00	10,45																
5.- RESISTENCIA AL CORTE -																			
Ensayo Triaxial																			
C - Cohesión - (kp/cm ²)																0,29	0,22	0,26	
φ - Angulo rozamiento interno - (°)																20,02	18,02	19,02	
Ensayo Corte Directo	1 muestra ensayada			1 muestra ensayada															
C - Cohesión - (kp/cm ²)	0,36			0,1															
φ - Angulo rozamiento interno - (°)	22,84			27,5															
6.- DEFORMABILIDAD -	1 muestra ensayada			1 muestra ensayada			1 muestra ensayada			1 muestra ensayada			1 muestra ensayada						
Ensayo Edométrico																			
e _s	0,420			0,904															
C _s	0,042			0,032															
C _c	0,203			0,186															
7.- PARÁMETROS QUÍMICOS -	6 muestras ensayadas			1 muestra ensayada			1 muestra ensayada			1 muestra ensayada			1 muestra ensayada						
M Orgánica (%)	0,70	0,16	0,46																
Sulfatos solubles (%)	0,12	0,00	0,01				0,00												
Carbonatos (%)	31,50	28,20	30,13							31,10			29,40						
Sales solubles (%)	0,53	0,37	0,43										33,00						
Yesos (%)																			

NOTA.- Los casos en los que sólo se rellena la columna MEDIO, es debido a que únicamente se ha ensayado una muestra.

- Cuadro. Resumen ensayos de laboratorio -

5.- PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEL TERRENO PARA EL DISEÑO DE LAS OBRAS.

5.1.- PARÁMETROS GEOTÉCNICOS SUELOS DEL SUSTRATO.

Se ha analizado toda la información geotécnica disponible (parámetros obtenidos directamente de ensayos de campo, parámetros obtenidos directamente de ensayos de laboratorio y parámetros obtenidos indirectamente por correlación con los resultados de los ensayos SPT).

En base a este análisis se han definido los parámetros de diseño para los todos grupos geotécnicos presentes en el enlace. Estos parámetros se resumen a continuación en el **Cuadro adjuntado**.

Definición de niveles de cálculo:

- **Rx – Vertidos.**- Materiales de origen antrópico y tierra vegetal.
- **Rx – Compactados.** Terraplenes.
- **QT3 – N1.**- ARCILLAS de consistencia FIRME – FIRME.
- **QT3 – N2.**- LIMOS Y ARENAS de consistencia BLANDA.
- **QT3 – N3.**- ARENAS Y GRAVAS de compacidad MEDIA-DENSA.
- **Ts^{BC}₁₂.**- Margas alteradas. ARCILLAS de consistencia FIRME.
- **Tm^{BC}₁₂ zona a.**- MARGAS AZULES SANAS. ARCILLAS de consistencia DURA. Contacto inclinado.
- **Tm^{BC}₁₂ zona b.**- MARGAS AZULES SANAS. ARCILLAS de consistencia DURA. Contacto aproximadamente horizontal.

Definición de parámetros geomecánicos:

Los criterios básicos en la definición de los parámetros geotécnicos de cálculo han sido:

- Los valores de densidad de todos los materiales presentes en el corredor, se han adoptado a partir de los datos obtenidos en los ensayos de laboratorio.
- Para la resistencia al corte de los materiales del enlace, se han tomado los valores medios de los ensayos de corte directo y ensayos triaxiales realizados, descartándose aquellos valores que se han considerado anómalos y no representativos del comportamiento normal de la formaciones. Al haberse realizado ensayos de Corte Directo tipo CU, los parámetros de resistencia al corte en los suelos cohesivos se dan en tensiones totales.

Para el nivel QT₃ N3, y dado que no se han podido tomar muestras alteradas, por su naturaleza granular, no cohesiva, la resistencia al corte se ha correlacionado con los resultados de los ensayos SPT realizados.

Se descarta el valor de la resistencia al corte obtenido para la formación TsBc12, por entender que se trata de un valor demasiado elevado (119 kPa, 18,35°). Se ha adoptado un valor habitual correspondiente a este tipo de suelos (11 kPa, 19 °).

Se descarta el valor de la resistencia al corte obtenido para la formación TmBc12 zona a, por entender que se trata de un valor demasiado elevado (151 kPa, 22,46°). Se ha adoptado un valor habitual correspondiente a este tipo de suelos (12 kPa, 23,5 °).

- Para la resistencia al corte sin drenaje, de los materiales del corredor se ha tomado los valores medios obtenidos en los ensayos de RCS, descartando valores anómalos no representativos del

comportamiento normal de cada formación.

- El módulo de deformación se obtiene de los datos tabulados en el Geotecnia y Cimientos, para las distintas litologías y comportamiento de los suelos del enlace.
- Para fijar el Módulo de Poisson se ha adoptado el siguiente criterio y este será utilizado para todos los materiales presentes en el corredor:
 - Arenas y suelos granulares → ($\mu = 0,30$)
 - Suelos arcillosos medios y duros → ($\mu = 0,30$)
 - Arcillas blandas → ($\mu = 0,40$)
 - Mezcla de arcillas y limos → ($\mu = 0,35$)
- Para acotar la permeabilidad de los materiales del sustrato se han tomado los valores de permeabilidad tabulados en el Manual de Ingeniería Geológica de González de Vallejo, en función de la clasificación USCS.

PROPIEDADES	MATERIALES	Rx VERTIDO	Rx compactado (TERRAPLÉN)	CUATERNARIO			TERCIARIO	TERCIARIO	TERCIARIO
				QT3 - N1	QT3 - N2	QT3 - N3	Ts ^{Bc} ₁₂ (Margas alteradas)	Tm ^{Bc} ₁₂ zona a (Margas azules)	Tm ^{Bc} ₁₂ zona b (Margas azules)
Litología	Arcillas con indicios de arena, MO, y fragmentos de ladrillos, plasticos, etc	limos arcillosos	arcillas	limos y arenas arcillosas	arenas y gravas arcillosas	arcillas alteradas	arcillas	arcillas	
Comportamiento	suelo cohesivo	suelo cohesivo	suelo cohesivo	suelo cohesivo	suelo granular	suelo cohesivo	suelo cohesivo	suelo cohesivo	
Golpeo N ₃₀ medio	16	14	16	3	28	13	35	40	
Consistencia / Compacidad	FIRME-MUY FIRME	FIRME	FIRME-MUY FIRME	BLANDA	MEDIA-DENSA	FIRME	DURA	DURA	
Densidad aparente (kN/m ³)	19,00	20,60	20,40	19,20	20,10	20,70	21,00	20,10	
Densidad sumergida (kN/m ³)	10,00	10,60	10,40	9,20	10,10	10,70	11,00	10,10	
Cohesión (kPa)	5,00	10,00	36,00	10,00	---	11,00	12,00	51,75	
Angulo de rozamiento (°)	28,00	32,00	22,84	27,50	35,40	19,00	23,50	17,49	
Resistencia al corte sin drenaje (kPa)	---	---	122,00	18,75	---	116,00	121,00	253,00	
Módulo de deformación (kPa)	21300,00	18400,00	21300,00	3000,00	47500,00	16800,00	46740,00	50080,00	
Módulo de Poisson	0,30	0,30	0,35	0,40	0,30	0,30	0,30	0,30	
Módulo balasto horizontal (kPa/m)	8025,00	6975,00	9150,00	1406,00	45000,00	8700,00	9075,00	18975,00	
Permeabilidad (m/seg)	1,00E-09	---	2,00E-10	1,00E-09	1,00E-04	1,00E-10	1,00E-10	1,00E-10	

- Cuadro. Parámetros geotécnicos para el cálculo -

5.2.- PARÁMETROS GEOTECNICOS MATERIALES DE APORTACIÓN

Para los materiales de aportación se han adoptado los siguientes parámetros geotécnicos de cálculo:

- MATERIAL PARA CONSTRUCCIÓN DE TERRAPLENES:

La construcción de los rellenos se ha proyectado con material de las canteras y yacimientos propuestos en el **Anejo nº.- 3 Geología y Procedencia de Materiales**.

Como parámetros mecánicos de material de relleno se han adoptado los valores siguientes:

Densidad aparente (kN/m3)	20,60
Densidad sumergida (kN/m3)	10,60
Cohesión , Ángulo de rozamiento (kPa / °)	(10,00 / 32,00°)
Módulo de deformación (kPa)	18.400
Módulo de Poisson	0,30

El material se pondrá en obra según las condiciones especificadas en el artículo 330 del PG3.

- MATERIAL PARA RELLENO DE TRASDOSES DE MUROS Y ESTRIBOS:

Para la ejecución de cuñas de transición en estribos, rellenos de trasdoses de muros de contención y protección de obras subterráneas, el material deberá cumplir las siguientes propiedades:

- MATERIAL GRANULAR. Suelo Seleccionado.
- Índice C.B.R. ==> > 20
- En el núcleo ==> densidad seca \geq 98 % densidad del proctor modificado.
- En coronación ==> densidad seca \geq 100% densidad del proctor modificado.

Densidad aparente (kN/m3)	21,5
Densidad sumergida (kN/m3)	11,50
Cohesión , Angulo de rozamiento (kPa / °)	(0,00 / 35,00°)

NOTA.- EN TODO CASO SE ESTARÁ LO DISPUESTO EN EL ARTÍCULO 332 << RELLENOS LOCALIZADOS >> DEL PG-3

- ESCOLLERA:

En el caso de escollera colocada en sostenimiento y protección de taludes y muros se adoptarán las siguientes propiedades:

- Densidad aparente (kN/m3)	19,00
- Densidad sumergida (kN/m3)	16,00
- Cohesión , Ángulo de rozamiento (kPa / °)	(0,00 / 40,00°)
Escollera hormigonada	(100,00 / 40,00°)

NOTA. Para definir el ángulo de rozamiento de la escollera se ha adoptado el valor medio aportado por la "Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera" de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento.

- GRAVA:

Para el diseño de las columnas de gravas de mejora del terreno en los terraplenes de mayor altura, se han adoptado los siguientes parámetros geotécnicos:

Densidad aparente (kN/m3)	21,00
Densidad sumergida (kN/m3)	11,00
Cohesión , Ángulo de rozamiento (kPa / °)	(0,00 / 38,00°)
Módulo de deformación (kPa)	120.000
Módulo de Poisson	0,30

- PEDRAPLÉN:

Para el diseño de los saneos y relleno con material tipo pedraplén para mejora del terreno de cimentación en los terraplenes, se han adoptado los siguientes parámetros geotécnicos:

Densidad aparente (kN/m3)	20,00
Densidad sumergida (kN/m3)	10,00
Cohesión , Ángulo de rozamiento (kPa / °)	(0,00 / 40,00°)
Módulo de deformación (kPa)	200.000
Módulo de Poisson	0,25

6.- NIVEL FREÁTICO.

ZONA CARRETERAS A-49 y A-474:

En el sondeo realizado en la cuesta del caracol (A-474) se ha detectado la existencia de nivel freático, oscilando entre 2,20 m y 4,55m en las lecturas realizadas. Durante la perforación del sondeo S-2-2016 se ha podido constatar el elevado contenido en humedad de los niveles superiores correspondientes a la formación Ts^{BC}₁₂ y al techo alterado de las margas azules Tm^{BC}₁₂.

En el sondeo realizado en la cuesta la A-49 se ha detectado la existencia de nivel freático, oscilando entre 11,10 m y 13,80 m en las lecturas realizadas.

TERRAZA DEL GUADALQUIVIR:

La profundidad de la línea piezométrica, está definida en todo el enlace a partir de **6.00** metros de profundidad aproximadamente, encontrándose en la formación QT₃ en concreto en el nivel N1, observándose en todos los sondeos realizados.

Únicamente en la cata C-2 se observa el nivel freático a una profundidad de 3,70 metros, no pudiendo ser extrapolable este dato.

7.- AGRESIVIDAD FRENTE AL HORMIGÓN.

• CARACTERÍSTICAS HIDROQUÍMICAS DEL ACUÍFERO DE AYAMONTE-HUELVA

En cuanto a las características hidroquímicas, calidad y contaminación de los Acuíferos presentes en la zona de estudio se ha recopilado la información aportada en el **Anejo nº 3.- Geología y Procedencia de Materiales.**

Las aguas subterráneas en estos acuíferos tienen residuos secos en general inferiores a 500mg/l e aunque puede aumentar al alejarse, con variaciones que van desde 500 mg/l a 1200mg/l excepcionalmente hay puntos donde no superan los 5 mg/l.

Aunque la calidad es algo deficiente, las aguas pueden ser utilizadas para abastecimiento humano, salvo en algunos puntos con excesos de nitratos.

Se define en este apartado la clase general de exposición relativa a la corrosión de las armaduras del hormigón y la clase específica de exposición relativa a procesos de deterioro por ataque químico distinto de la corrosión, de acuerdo con el artículo 8 de la EHE.

- Respecto a la clase general de exposición las estructuras se proyectan en ambiente normal con humedad media.
- Respecto a la clase específica de exposición se han realizado ensayos de laboratorio sobre muestras de agua freática y suelo. A continuación se resumen los resultados obtenidos.

AGRESIVIDAD FRENTE AL HORMIGÓN DEL AGUA FREÁTICA.

Se han realizado análisis del agua freática para los sondeos S-1,S-2 y S-3 los resultados se acompañan a continuación.

Caracterización en base a la norma EHE:

- Sondeo S-1-08:

PARÁMETRO	Resultado del Ensayo	Grado de Agresividad.		
		ataque DÉBIL (Q _A)	ataque MEDIO (Q _B)	ataque FUERTE (Q _C)
OLOR	INOLORA			
pH	8.1	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
Magnesio (Mg ²⁺) (mg/l)	27.5	300 - 1.000	1.000 - 3.000	> 3.000
Amonio (NH ₄ ⁺) (mg/l)	3	15 - 30	30 - 60	> 60
Sulfatos (SO ₄ ²⁻) (mg/l)	158.9	200 - 600	600 - 3.000	> 3.000
CO ² (mg/l)	0.0	15 - 40	40 - 100	> 100
Residuo Seco (mg/l)	402	>150	50-150	<50
Cloruros (Cl ⁻) (mg/l) UNE 7178/60	55.6	--	--	--

El agua analizada se considera **NO AGRESIVA**, (sondeo **S-1-08**).

- Sondeo S-2-08:

PARÁMETRO	Resultado del Ensayo	Grado de Agresividad.		
		ataque DÉBIL (Q _A)	ataque MEDIO (Q _B)	ataque FUERTE (Q _C)
OLOR	INOLORA			
pH	7.9	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
Magnesio (Mg ²⁺) (mg/l)	51	300 - 1.000	1.000 - 3.000	> 3.000
Amonio (NH ₄ ⁺) (mg/l)	0	15 - 30	30 - 60	> 60
Sulfatos (SO ₄ ²⁻) (mg/l)	526	200 - 600	600 - 3.000	> 3.000
CO ² (mg/l)	0	15 - 40	40 - 100	> 100
Residuo Seco (mg/l)	1120	>150	50-150	<50
Cloruros (Cl ⁻) (mg/l) UNE 7178/60	83.4	--	--	--

El agua analizada presenta un grado de **agresividad DÉBIL**, con clase de exposición frente a procesos de ataque **químico Q_A**, (sondeo **S-2-08**).

- Sondeo S-3-2008:

PARÁMETRO	Resultado del Ensayo	Grado de Agresividad.		
		ataque DÉBIL (Q _A)	ataque MEDIO (Q _B)	ataque FUERTE (Q _C)
OLOR	INOLORA			
pH	8	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
Magnesio (Mg ²⁺) (mg/l)	22.8	300 - 1.000	1.000 - 3.000	> 3.000
Amonio (NH ₄ ⁺) (mg/l)	0	15 - 30	30 - 60	> 60
Sulfatos (SO ₄ ²⁻) (mg/l)	95.9	200 - 600	600 - 3.000	> 3.000
CO ² (mg/l)	0	15 - 40	40 - 100	> 100
Residuo Seco (mg/l)	286	>150	50-150	<50
Cloruros (Cl ⁻) (mg/l) UNE 7178/60	55.6	--	--	--

El agua analizada se considera **NO AGRESIVA**, (sondeo **S-3-08**).

- Sondeo S-1-2016:

PARÁMETRO	Resultado del Ensayo	Grado de Agresividad.		
		ataque DÉBIL (Q _A)	ataque MEDIO (Q _B)	ataque FUERTE (Q _C)
OLOR	INOLORA			
pH	7,01	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
Magnesio (Mg ²⁺) (mg/l)	486	300 - 1.000	1.000 - 3.000	> 3.000
Amonio (NH ₄ ⁺) (mg/l)	0,2	15 - 30	30 - 60	> 60
Sulfatos (SO ₄ ²⁻) (mg/l)	220,5	200 - 600	600 - 3.000	> 3.000
CO ² (mg/l)	0	15 - 40	40 - 100	> 100
Residuo Seco (mg/l)	486	>150	50-150	<50
Cloruros (Cl ⁻) (mg/l) UNE 7178/60	--	--	--	--

El agua analizada presenta un grado de **agresividad DÉBIL**, con clase de exposición frente a procesos de ataque **químico Q_A**, (sondeo **S-1-2016**).

- Sondeo S-4-2016:

PARÁMETRO	Resultado del Ensayo	Grado de Agresividad.		
		ataque DÉBIL (Q _A)	ataque MEDIO (Q _B)	ataque FUERTE (Q _C)
OLOR	INOLORA			
pH	7,23	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
Magnesio (Mg ²⁺) (mg/l)	86,1	300 - 1.000	1.000 - 3.000	> 3.000
Amonio (NH ₄ ⁺) (mg/l)	0,3	15 - 30	30 - 60	> 60
Sulfatos (SO ₄ ²⁻) (mg/l)	576,2	200 - 600	600 - 3.000	> 3.000
CO ₂ (mg/l)	0	15 - 40	40 - 100	> 100
Residuo Seco (mg/l)	1197	>150	50-150	<50
Cloruros (Cl ⁻) (mg/l) UNE 7178/60	--	--	--	--

El agua analizada presenta un grado de **agresividad DÉBIL**, con clase de exposición frente a procesos de ataque **químico Q_A**, (sondeo **S-4-2016**).

AGRESIVIDAD FRENTE AL HORMIGÓN DEL SUELO.

- Se ha realizado análisis de contenido en Ión Sulfato (mg/kg de suelo seco) para las distintas litologías del corredor obteniendo en todos los casos una agresividad DEBIL, con clase de exposición frente a procesos de ataque químico Q_A.

- CONCLUSIONES:

- 1.- La clase general de exposición es **Normal IIB** (exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia en zonas con precipitaciones medias anual inferior a 600 mm).
- 2.- Dada la agresividad química del agua deberán seguirse las *recomendaciones de la EHE para ambientes IIB+Q_A*.
- 3.- Para la ejecución de los hormigones de cimentación **No es necesaria la UTILIZACIÓN DE CEMENTOS SULFORRESISTENTES.**

8.- RIEGOS POR EXPANSIVIDAD DE LOS SUELOS ATRAVESADOS.

En el **Apéndice I** se realiza un análisis de la expansividad de los materiales de las formaciones afectadas por el trazado del enlace. Para ello, se han seguido los siguientes criterios empíricos:

- Vijayvergiya y Gazzaly (1973)
- Cuéllar (1978)
- Oteo (1986)
- Recopilación realizada por R. Ortiz (1975)
- Y por los valores obtenidos en los ensayos de hinchamiento libre.

A continuación se resumen los resultados obtenidos:

Terraza de consistencia media, constituida por arcillas con zonas de acumulación de gravas y arenas (formación QT3)

- 1.- Los criterios empíricos de expansividad indican una **EXPANSIVIDAD NULA-BAJA**.

Margas alteradas (formación Ts^{BC}₁₂)

- 1.- Los criterios empíricos de expansividad indican una **EXPANSIVIDAD BAJA-MEDIA**.

Margas azules (formación Tm^{BC}₁₂)

- 1.- Los criterios empíricos de expansividad indican una **EXPANSIVIDAD BAJA-MEDIA**.

Conclusiones:

Para los materiales presentes en el corredor no es preciso proyectar medidas especiales frente a la expansividad.

No obstante, con el fin de retirar suelos antrópicos y garantizar el drenaje del cimiento, se ha proyectado, en todos las explanaciones encajadas sobre **la terraza del Guadalquivir**, un saneo y **sustitución por material tipo pedraplén, envuelto en un geotextil con funciones de filtro y separación**. Estos materiales además de garantizar la regularidad del apoyo de tubos y explanaciones del enlace, mejora el comportamiento frente a fenómenos puntuales de expansividad de las arcillas del sustrato, en rellenos de baja altura.

Fuera de la terraza del Guadalquivir, en la zona de **la formación Ts^{BC}₁₂**, en el tramo de la A-49, sentido Huelva, en la zona de ampliación lateral, se ha previsto un **saneo de espesor ≥ 1m y posterior relleno con material seleccionado tipo 3**.

9.- SISMO.

Según la Norma de Construcción Sismorresistente NCSP-07 los emplazamientos de las estructuras en estudio pueden caracterizarse por los siguientes Coeficientes Sísmicos:

UNIDAD GEOTÉCNICA	Tipo de terreno / Coeficiente Sísmico C
Rx - Vertidos Rellenos antrópicos. Suelos cohesivos-granulares de consistencia FIRME-MUY FIRME / compacidad MEDIA.	Tipo III / 1,60
QT3 - N1 Terraza del Guadalquivir nivel N1. Arcillas de consistencia FIRME-MUY FIRME.	Tipo III / 1,60
QT3 - N2 Terraza del Guadalquivir nivel N2. Limos y arenas de consistencia BLANDA.	Tipo IV / 2.00
QT3 - N3 Terraza del Guadalquivir nivel N3. Arenas y gravas de compacidad MEDIA-DENSA.	Tipo III / 1.60
Ts ^{BC} ₁₂ . Alternancia de margas arenosas y arenas. Arcillas, limos y arenas de consistencia FIRME.	Tipo III / 1.60
Tm ^{BC} ₁₂ zonas a y b Margas azules sanas. Arcillas de consistencia DURA.	Tipo II / 1.30

- Cuadro. Coeficiente sísmico del terreno por formaciones -

El coeficiente C correspondiente a un emplazamiento concreto, dependerá de las características de los primeros 30 metros bajo la superficie. Para obtener su valor, se determinarán los espesores e₁, e₂, e₃, y e₄ de los tipos terreno I, II, III y IV, respectivamente, existentes en esos primeros 30 m. Se adoptará como valor de C, el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes C_i de cada estrato con su espesor e_i, en metros (m), mediante la expresión:

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30}$$

Por tanto, en función del perfil estratigráfico en cada estructura habrá que definir un coeficiente C de amplificación del terreno para cada estructura o apoyo de la misma.

9.- CRITERIOS GENERALES DE COMPROBACIÓN

Con carácter general y salvo que se exprese lo contrario, se han aplicado en el presente los métodos y comprobaciones recogidos en la GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA (en adelante G.C.O.C.) editada por el Ministerio de Fomento, de expresa y directa aplicación a las obras proyectadas.

9.1.- CIMENTACIONES DIRECTAS

Para la adopción de valores de cálculo a emplear como parámetros geotécnicos en aquellos casos en que éstos no han sido determinados directamente a través de ensayos, se han empleado las correlaciones bibliográficas recogidas en la G.C.O.C..

9.1.1.- Suelos finos

Para la adopción de valores de cálculo a emplear como parámetros geotécnicos en aquellos casos en que éstos no han sido determinados directamente a través de ensayos, se han empleado las correlaciones bibliográficas recogidas en la G.C.O.C..

9.1.1.1.- Carga de hundimiento

Para el caso de suelos con un contenido en finos de tamaño inferior a 0,08 mm superior al 35 % se ha aplicado la fórmula general de Brinch-Hansen para carga vertical centrada con la siguiente expresión:

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

Donde:

p_{vh} = Presión vertical de hundimiento.

q = Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimientto.

c = Cohesión de cálculo.

γ = Peso específico del terreno.

B = Anchura equivalente del cimientto.

L = Longitud (mayor dimensión) del cimientto.

D = Profundidad del plano de apoyo

N_q, N_c, N_γ = Factores de capacidad de carga, adimensionales y dependientes del ángulo de rozamiento interno.

d_q, i_q, s_q, t_q, r_q = Factores adimensionales para considerar el efecto de la resistencia al corte local del terreno situado sobre el plano de apoyo, la inclinación de la carga, la forma de la cimentación, la proximidad de la cimentación a un talud y la inclinación del plano de apoyo. Los subíndices q, c, γ , indican con cual de los tres términos de la fórmula polinómica deben aplicarse.

No se ha aplicado la corrección por proximidad de talud ni por inclinación de carga o del plano de apoyo, aunque la primera se hace innecesaria con las profundidades mínimas de empotramiento exigidas.

La expresión de los parámetros adoptados se resume en el siguiente Cuadro:

Término de sobrecarga (q)	Término de cohesión (c)	Término de peso específico (γ)
$N_q = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}\phi}$	$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg}\phi}$	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}\phi$
$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}\phi \cdot (1 - \text{sen}\phi)^2 \cdot \text{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$	$d_c = 1 + 2 \cdot \frac{N_q}{N_c} \cdot (1 - \text{sen}\phi)^2 \cdot \text{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$	$d_\gamma = 1$
$i_q = (1 - 0.7 \text{tg}\delta_B)^3 (1 - \text{tg}\delta_L)$	$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$	$i_\gamma = (1 - \text{tg}\delta_B)^3 (1 - \text{tg}\delta_L)$
$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L}$
$t_q = (1 - 0.5 \text{tg}\psi)^5$	$t_c = \frac{t_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$	$t_\gamma = t_q$
$r_q = 1$	$r_c = 1 - 0.4\eta$	$r_\gamma = 1$

Cuadro. Factores de cálculo de la presión vertical admisible.

9.1.1.2.- Coeficientes de seguridad

Para el caso de suelos con un contenido en finos de tamaño inferior a 0,08 mm superior al 35 % se ha aplicado la fórmula general de Brinch-Hansen para carga vertical centrada con la siguiente expresión:

La seguridad frente al hundimiento se considera suficiente cuando se superan los valores mínimos

que se indican en el Cuadro siguiente:

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 3,00$
Característica	$F_2 \geq 2,60$
Accidental	$F_3 \geq 2,20$

Cuadro. Coeficientes de seguridad frente al hundimiento.

El criterio aplicado en el presente es el que sigue:

- Se ha aplicado un coeficiente de seguridad de 3,0 para las situaciones de comprobación a largo plazo.
- Para las situaciones de comprobación a corto plazo, en las que se han hecho intervenir parámetros “sin drenaje”, se ha aplicado el coeficiente de seguridad F2 de 2,6, según establece la G.C.O.C..
- Además, en éstas últimas, no se ha minorado la resistencia aportada por el suelo sobre el plano de cimentación dado que no existe incertidumbre en su contribución a corto plazo, por lo que el coeficiente de seguridad sólo se ha aplicado al “término de cohesión” en la expresión de Brinch-Hansen.

9.1.1.3.- Comprobación de asientos

Para el caso de suelos con un contenido en finos de tamaño inferior a 0,08 mm superior al 35 % se ha aplicado la fórmula general de Brinch-Hansen para carga vertical centrada con la siguiente expresión:

Se ha verificado que la carga de hundimiento convenientemente minorada no produce asientos inaceptables en las estructuras proyectadas.

El criterio mantenido es el recogido en la G.C.O.C. que se resume en las siguientes prescripciones:

- Asiento máximo de zapatas aisladas = 2,5 cm.
- Asiento máximo de losas de cimentación = 5,0 cm.

El cálculo de asientos se ha realizado con el modelo elástico asumiendo la hipótesis de que la distribución de tensiones bajo la cimentación es independiente de la posible heterogeneidad del terreno, mediante la formulación clásica correspondiente al semiespacio homogéneo e isótropo de Boussinesq. Para el caso de una carga “q” rectangular flexible y extensible de dimensiones B*L, la tensión a una determinada profundidad alcanza así un valor de:

$$\sigma_z = q \cdot \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \left[\frac{2 \cdot m \cdot n \cdot \sqrt{1+n^2+m^2}}{m^2+n^2+m \cdot n^2+1} \cdot \frac{m+n+2}{m^2+n^2+1} + \operatorname{tg}^{-1} \frac{2 \cdot m \cdot n \cdot \sqrt{1+n^2+m^2}+1}{m^2+n^2-m^2n^2+1} \right]$$

Donde:

$$m = z / B$$

$$n = L / B$$

Bajo dichas premisas se han calculado los asientos mediante el método aproximado de Steinbrenner, que proporciona para una carga dada “q”, aplicada en una superficie rectangular de dimensiones B*L, el asiento que se produce bajo la esquina a una profundidad “z” suponiendo estrato homogéneo indefinido de propiedades E y ν , mediante la expresión:

$$s = \frac{q \cdot B}{2 \cdot E} \cdot [A_1 \cdot \Phi_1(B, L, z) - A_2 \cdot \Phi_2(B, L, z)]$$

Donde:

$$A_1 = 1 - \nu^2$$

$$A_2 = 1 - \nu - 2\nu^2$$

$$\Phi_1 = \frac{1}{\pi} \cdot \left[\ln \frac{\sqrt{1+n^2+m^2}+n}{\sqrt{1+n^2+m^2}-n} + n \cdot \ln \frac{\sqrt{1+n^2+m^2}+1}{\sqrt{1+n^2+m^2}-1} \right]$$

$$\Phi_2 = \frac{m}{\pi} \cdot \operatorname{tg}^{-1} \frac{n}{m \cdot \sqrt{1+n^2+m^2}}$$

$$m = z / B$$

$$n = L / B$$

El asiento bajo el centro de la carga, que será el máximo en el caso de cargas flexibles, equivale por superposición a cuatro veces el valor del asiento en esquina de una superficie de dimensiones iguales a la mitad de la teórica. Calculando para cada estrato el asiento en la cota de techo y de base, la diferencia se supone que es el asiento producido en dicha capa. Integrando así el problema para cada uno de los niveles afectados, se obtiene el asiento definitivo.

Se incluye finalmente un valor estimativo del asiento medio ponderando en 2/3 el valor del asiento en el centro y en 1/3 el de la esquina, a partir del cual se ha deducido la carga admisible por asiento con las limitaciones anteriormente indicadas.

9.1.1.4.- Coeficiente de balasto vertical

Para el caso de suelos con un contenido en finos de tamaño inferior a 0,08 mm superior al 35 % se ha aplicado la fórmula general de Brinch-Hansen para carga vertical centrada con la siguiente expresión:

En el caso de que del análisis de la rigidez relativa de la estructura de cimentación en relación con el terreno se deduzca la necesidad de estimar un valor para evaluar la interacción, puede estimarse como parámetro característico el conocido como “coeficiente de balasto”, que se define como la razón entre la presión aplicada y el asiento producido, con dimensiones de “peso específico”:

Este coeficiente no es una propiedad intrínseca del terreno, sino que depende del tamaño de la cimentación y del nivel de cargas aplicado si se tiene en cuenta el criterio de tensiones para estimar el bulbo de presiones.

Su obtención puede llevarse a cabo mediante pruebas de carga in situ o mediante cálculos analíticos. La obtención in situ tiene el inconveniente de que no permite la reproducción del bulbo real y por tanto, los valores de asiento serían diferentes a los de la cimentación al implicar a menos estratos que ésta. Por ello en el presente documento se ha optado por la determinación mediante el cálculo analítico a partir de los asientos obtenidos según se ha expuesto anteriormente.

Según se recoge en la bibliografía técnica, es posible demostrar que en un medio elástico homogéneo indefinido, con módulo de Young E y de Poisson ν , para una carga rectangular de dimensiones en planta B*L, el coeficiente de balasto se obtiene mediante la expresión:

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

Dado que para los cálculos habituales se suele emplear el denominado “K₃₀” o coeficiente de balasto correspondiente a una carga de 30 cm, el procedimiento aplicado en el presente es el que sigue:

- Determinación del asiento de la cimentación sobre el terreno estratificado.
- Obtención de un módulo equivalente para terreno homogéneo igualando el asiento obtenido.
- Deducción del coeficiente de balasto K₃₀ a partir de dicho valor aplicando la fórmula anterior con B=L=0,30 m.

En todo caso, pueden también emplearse como referencia los valores recomendados para distintas litologías tipo en el Documento Básico SE-C “Cimientos” del Código Técnico de la Edificación, recogidos en el **Cuadro** siguiente:

Tabla D.29. Valores orientativos del coeficiente de balasto, K₃₀

Tipo de suelo	K ₃₀ (MN/m ³)
Arcilla blanda	15 – 30
Arcilla media	30 – 60
Arcilla dura	60 – 200
Limo	15 – 45
Arena floja	10 – 30
Arena media	30 – 90
Arena compacta	90 – 200
Grava arenosa floja	70 – 120
Grava arenosa compacta	120 – 300
Margas arcillosas	200 – 400
Rocas algo alteradas	300 – 5.000
Rocas sanas	>5.000

1 MN/m³ □ 0,1 kg/cm³

Cuadro. Valores típicos del Modulo de Balasto.

9.1.2.- Suelos granulares

Para el caso de suelos con un contenido en finos (0,08 mm) menor del 35 %, se admite su comportamiento friccional y se adopta el método de Meyerhof basado en el índice N del ensayo SPT.

Según el esquema recogido en la G.C.O.C., es posible obtener la carga admisible en suelos granulares, incorporando ya la verificación de asientos, mediante la expresión siguiente:

$$p_{v,adm} = 4 \cdot N_{SPT} \cdot f_B \cdot f_D \cdot f_L \cdot f_i \cdot f_W \quad (\text{kPa})$$

Donde:

- $f_B = \left(\frac{B + 0,3}{B}\right)^2 \leq 1,5$ tiene en cuenta el ancho de la cimentación (B en m)
- $f_D = \left(1 + \frac{D}{3 \cdot B}\right) \leq 1,5$ tiene en cuenta la profundidad de apoyo (D)
- $f_L = \left(\frac{L + 0,25 \cdot B}{1,25 \cdot L}\right)^2$ tiene en consideración la forma de la cimentación incluyendo su dimensión mayor (L)
- f_i cuantifica el posible movimiento de agua bajo el apoyo, no considerado en este anejo ($f_i=1$)
- $f_W = 1 + 0,6 \cdot \frac{h_W}{B} \leq 1,8$ que considera la distancia del apoyo al nivel freático, h_W

El valor de N a emplear en la fórmula se debe corregir en función de la profundidad del ensayo mediante los factores recogidos en el siguiente **Cuadro**:

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.

Cuadro. Factor de corrección por profundidad del ensayo SPT.

9.1.3.- Rocas

9.1.3.1.- Método GCOC.

En el caso de apoyo directo en roca según se recoge en la G.C.O.C., se propone determinar la presión admisible a partir de la resistencia a compresión simple de la roca sana (q_u), del tipo de roca, de su grado de alteración medio y del valor del RQD y separaciones de las litoclasas. Para ello se emplea la siguiente expresión:

$$p_{v,adm} = p_o \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\frac{q_u}{p_o}}$$

Donde:

p_o = Presión de referencia = 1 MPa.

α_1 = Parámetro adimensional que depende del tipo de roca, según el **Cuadro** siguiente:

GRUPO N.º	NOMBRE GENÉRICO	EJEMPLOS	α_1
1	Rocas carbonatadas con estructura bien desarrollada	<ul style="list-style-type: none"> Calizas, dolomías y mármoles puros Calcarenitas de baja porosidad 	1,0
2	Rocas ígneas y rocas metamórficas (*)	<ul style="list-style-type: none"> Granitos, cuarcitas Andesitas, riolitas Pizarras, esquistos y gneises (esquistosidad subhorizontal) 	0,8
3	Rocas sedimentarias (**) y algunas metamórficas	<ul style="list-style-type: none"> Calizas margosas, argilitas, limolitas, areniscas y conglomerados Pizarras y esquistos (esquistosidad verticalizada) Yesos 	0,6
4	Rocas poco soldadas	<ul style="list-style-type: none"> Areniscas, limolitas y conglomerados poco cementados Margas 	0,4

(*) A excepción de las indicadas en los grupos 1 y 3.
 (**) A excepción de las indicadas en los grupos 1 y 4.

Cuadro. Presión admisible en rocas, parámetro α_1 .

α_2 = Parámetro adimensional que depende del grado de alteración, según la siguiente gradación:

- Grado de meteorización I (Roca sana o fresca) = 1,0
- Grado de meteorización II (Roca ligeramente meteorizada) = 0,7

- Grado de meteorización III (Roca moderadamente meteorizada) = 0,5
- Cuando el grado de meteorización sea igual o superior al IV, se calcula como un suelo.

α_3 = Parámetro adimensional que depende del espaciamiento de las litoclasas (s) o el RQD (%), según se indica a continuación:

$$\alpha_3 = \min(\alpha_{3a}, \alpha_{3b}) \quad \alpha_{3a} = \sqrt{\frac{s}{1\text{ m}}} \quad \alpha_{3b} = \sqrt{\frac{\text{RQD}(\%)}{100}}$$

9.1.3.2.- Método Claudio Olalla-Alcibiades Serrano. Modelo de Hoek y Brown

Este método se basa en el modelo de rotura de Hoek y Brown. La expresión general de la carga de hundimiento es:

$$P_h = \beta \cdot (N_\beta - \xi)$$

Aplicabilidad del método:

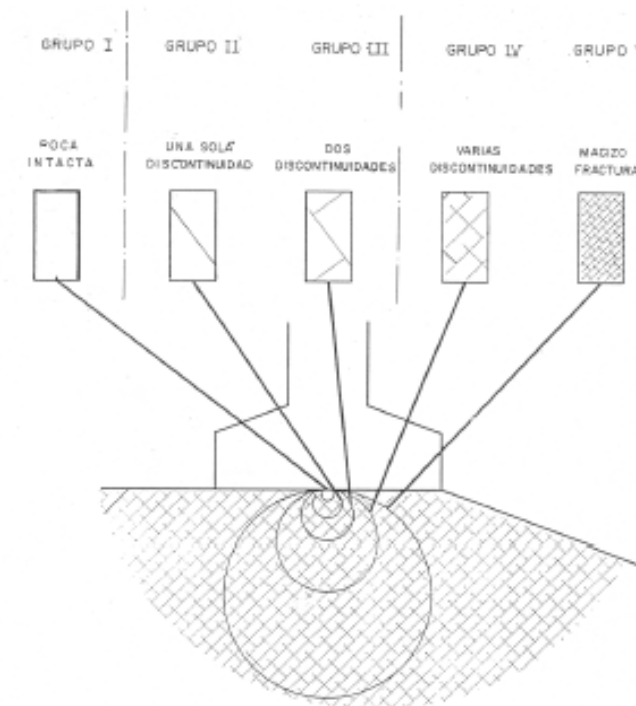


Figura. Aplicabilidad del Método.

Este método de cálculo plástico es aplicable a los grupos I, IV y V.

El parámetro $N\beta$ depende de:

- Presión de tierras, o fuerzas en el contorno.
- Inclinação de las cargas.
- Inclinação del terreno.

El coeficiente de seguridad F a utilizar es igual a:

$$F = F_m \cdot F_p$$

Donde F_m es función de la validez del modelo:

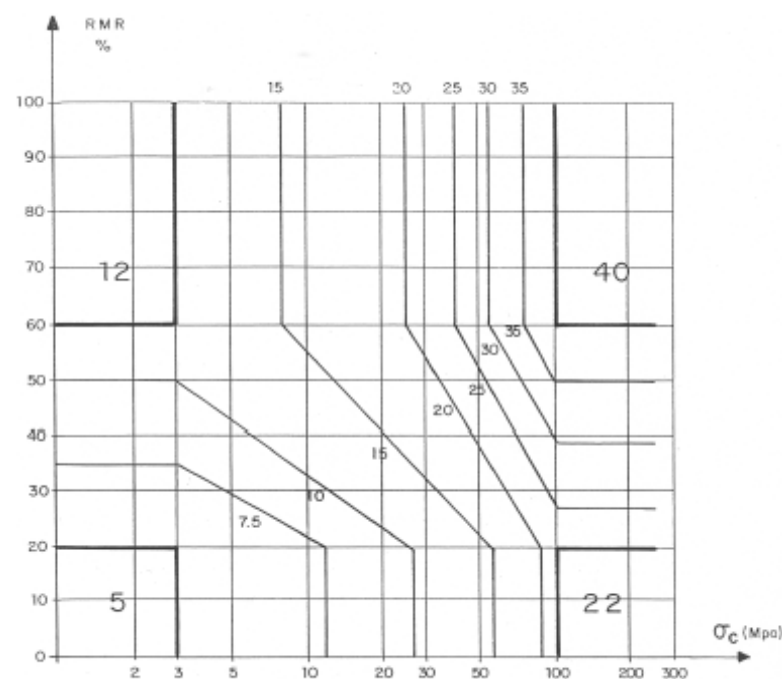
GRUPOS IV y V: $F_m = 1$

GRUPOS I :

Rocas dúctiles $F_m = 1$

Rocas frágiles $F_m = 5 (>5)$

Y F_p es función de las variaciones estadísticas y se toma del Cuadro siguiente:



Para una probabilidad de rotura $< 10^{-4}$

Cuadro. Factores de seguridad F_p .

9.2.- CIMENTACIONES PROFUNDAS

9.2.1.- Carga de hundimiento

Dada la magnitud de las cargas previstas, se plantea la posibilidad de empleo de pilotes perforados hormigonados in situ con diámetros superiores a 850 mm (850-1.000-1.250-1.500 y 1.800). La limitación para la selección de uno u otro diámetro y la estimación de su longitud óptima se deduce del tope estructural, para el cual se han empleado los valores recogidos en la G.C.O.C.:

La carga de hundimiento (Q_h) se ha descompuesto en la resistencia por punta (Q_p) y por fuste (Q_f), cuya determinación es función de las resistencias por unidad de superficie (q_p y τ_f), deducidas según formulaciones diferentes para cada tipo de suelo.

$$Q_h = Q_p + Q_f = A_p \cdot q_p + \sum \pi \cdot D \cdot \tau_f \cdot l_i$$

9.2.1.1.- Método basado en ensayos presiométricos

En general si existen datos obtenidos de los ensayos presiométricos realizados en la obra, se propone el empleo de la formulación recogida a este efecto en la G.C.O.C. según se desarrolla a continuación.

Resistencia por punta

Se supone que la resistencia unitaria por punta para un pilote perforado se obtiene mediante la expresión:

$$q_p = K \cdot (p_L - K_0 \cdot p_0)$$

Donde:

q_p = Carga unitaria de hundimiento por punta

K = Coeficiente de proporcionalidad que depende de la geometría del cimiento y del tipo de terreno; puede tomarse igual a:

3,2 en suelos granulares

1,5 en suelos cohesivos

p_L = Presión límite del ensayo presiométrico

p_0 = Presión vertical efectiva al nivel de la cimentación en el entorno del apoyo (antes de cargar).

K_0 = Coeficiente de empuje al reposo (valor usual $K_0 = 0,5$.)

Resistencia por fuste

Como resistencia unitaria por fuste, τ_f , se puede tomar el siguiente valor:

$$\tau_f = \frac{1}{40} \cdot q_p$$

En cualquier caso, el valor de τ_f se limita función del tipo de terreno a los siguientes valores:

$\tau_f \leq 90$ kPa en suelos granulares

$\tau_f \leq 70$ kPa en suelos cohesivos

9.2.1.2.- Método basado en los parámetros de Mohr-Coulomb**Suelos cohesivos**

Se ha estimado la resistencia de los pilotes a partir de los parámetros de Mohr-Coulomb (c- ϕ) mediante las siguientes expresiones:

Resistencia por punta:

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

Donde:

q_p = Carga de hundimiento unitaria por punta.

σ'_{v0} = Presión vertical efectiva al nivel de la punta del pilote, limitada al valor correspondiente a una profundidad equivalente a 20 veces el diámetro del pilote.

N_c, N_q = Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas:

$$N_q = 1,5 \cdot \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}\phi} \cdot f_D$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg}\phi} ; \text{ Para situaciones de corto plazo } (\phi=0): N_c=9 \cdot f_D$$

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

Resistencia por fuste:

$$\tau_f = c + K_o \cdot \text{tg}\delta \cdot \sigma'_v \leq 90 \text{ KPa}$$

Donde:

τ_f = Resistencia unitaria por fuste al nivel considerado.

K_o = Coeficiente de empuje al reposo.

δ = Ángulo de fricción del contacto pilote-terreno.

Se ha estimado el producto $K_o \text{ tg } \delta = 0,3$

σ'_v = Presión vertical efectiva al nivel considerado.

Para el análisis de la situación crítica habitual de corto plazo en suelos saturados, se ha aplicado la expresión:

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

Donde:

c_u = Resistencia al corte sin drenaje al nivel considerado.

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

Suelos granulares

Se ha empleado el método basado en el SPT, que proporciona los siguientes valores de resistencias unitarias:

Resistencia por punta:

$$q_p = \alpha \cdot N_{60} \cdot f_D$$

Siendo α un factor que depende del tamaño medio de los granos de arena y tiene el siguiente valor:

$\alpha = 0,1$ MPa para arenas finas $D_{50} < 0,2$ mm

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

Resistencia por fuste:

$$\tau_f = 2 \cdot N_{60} \leq 90 \text{ kPa}$$

9.2.2.- Coeficientes de seguridad

Se han empleado en las distintas comprobaciones los coeficientes de seguridad recomendados en la G.C.O.C.:

PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS UTILIZADO EN LA ESTIMACIÓN DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO		
	COMBINACIÓN CASI PERMANENTE (*)	COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA	COMBINACIONES ACCIDENTALES
	F ₁	F ₂	F ₃
Cualquier tipo de pilotaje			
Método del SPT en suelos granulares	3	2,6	2,2
Método basado en el penetrómetro estático	2,5	2,2	1,8
Métodos basados en datos de penetrómetros dinámicos continuos y uso de correlaciones	3,5	3	2,6
Método basado en la resistencia a compresión simple de la roca (sólo para pilotes empotrados en roca)	3	2,6	2,2
Método basado en fórmulas analíticas y ensayos de laboratorio para medir el ángulo de rozamiento (o de laboratorio, o campo, para medir la resistencia al corte sin drenaje de arcillas)	3	2,6	2,2
Basado en ensayos de carga	2	1,7	1,5

Cuadro. Coeficientes de seguridad frente al hundimiento.

El criterio aplicado en el presente es el que sigue:

- Se ha aplicado un coeficiente de seguridad de 3,0 para las situaciones de comprobación a largo plazo.
- Para las situaciones de comprobación a corto plazo, en las que se han hecho intervenir parámetros “sin drenaje”, se ha aplicado el coeficiente de seguridad F₂ igual a 2,6, según establece la G.C.O.C..

9.2.3.- Deformabilidad de los pilotes

Se han empleado en las distintas comprobaciones los coeficientes de seguridad recomendados en la G.C.O.C.:

9.2.3.1.- Rigidez vertical (asientos)

Dado que todos los pilotes se dimensionan en este documento con una carga de servicio suficientemente alejada de la situación de hundimiento, se puede estimar el asiento en cabeza en un uno por ciento del diámetro del pilote.

9.2.3.2.- Rigidez transversal (“coeficiente de balasto”)

Para la evaluación de la deformabilidad de los pilotes ante esfuerzos horizontales se propone el empleo de las curvas presión-desplazamiento recogidas en la G.C.O.C.. En ellas se estima el correspondiente coeficiente de rigidez horizontal del pilote aislado, K_h (constante del muelle que representa la relación fuerza-desplazamiento en el terreno en una longitud de pilote ΔL) según sigue:

- Suelos arenosos:

$$K_h = n_h \cdot z \cdot \Delta L$$

Donde:

z = Profundidad bajo la superficie del terreno del centro del tramo de pilote (de longitud ΔL) en cuestión.

n_h = Coeficiente que puede obtenerse del Cuadro siguiente:

TABLA 5.4. VALORES DE n_h (MPa/m)

COMPACIDAD DE LAS ARENAS ⁹	SITUACIÓN DEL PUNTO (A PROFUNDIDAD z) RESPECTO AL NIVEL FREÁTICO	
	GRANULAR	COHESIVO
Muy floja	1,0	0,6
Floja	2,0	1,2
Media	5,0	3,0
Densa	10,0	6,0
Muy densa	20,0	12,0

(Existe un error en el encabezado: La columna izquierda se corresponde con la situación “Por encima” y la derecha a “Por debajo”)

Cuadro. Módulo de balasto horizontal. Parámetro n_h.

- Suelos arcillosos:

$$K_h = 75 \cdot c_u \cdot \Delta L$$

Donde c_u es la resistencia al corte sin drenaje del terreno (valor medio en la longitud ΔL, considerada).

9.3.- EXCAVACIONES TEMPORALES

Para el diseño de los taludes correspondientes a las excavaciones temporales en suelos precisas para alojar los elementos de cimentación, en general de limitada altura (inferior a 3 metros), se ha realizado la comprobación de taludes constructivos sencillos mediante el método de Janbu. Para el caso que habitualmente se presenta, de materiales homogéneos, este método simplificado permite evaluar la seguridad de un talud de altura finita sin presencia de nivel freático ante posibles deslizamientos a través de superficies circulares diversas en situación a corto plazo ($C_u = 0$) mediante la obtención del conocido como coeficiente de estabilidad, N_s , a partir del ábaco siguiente:

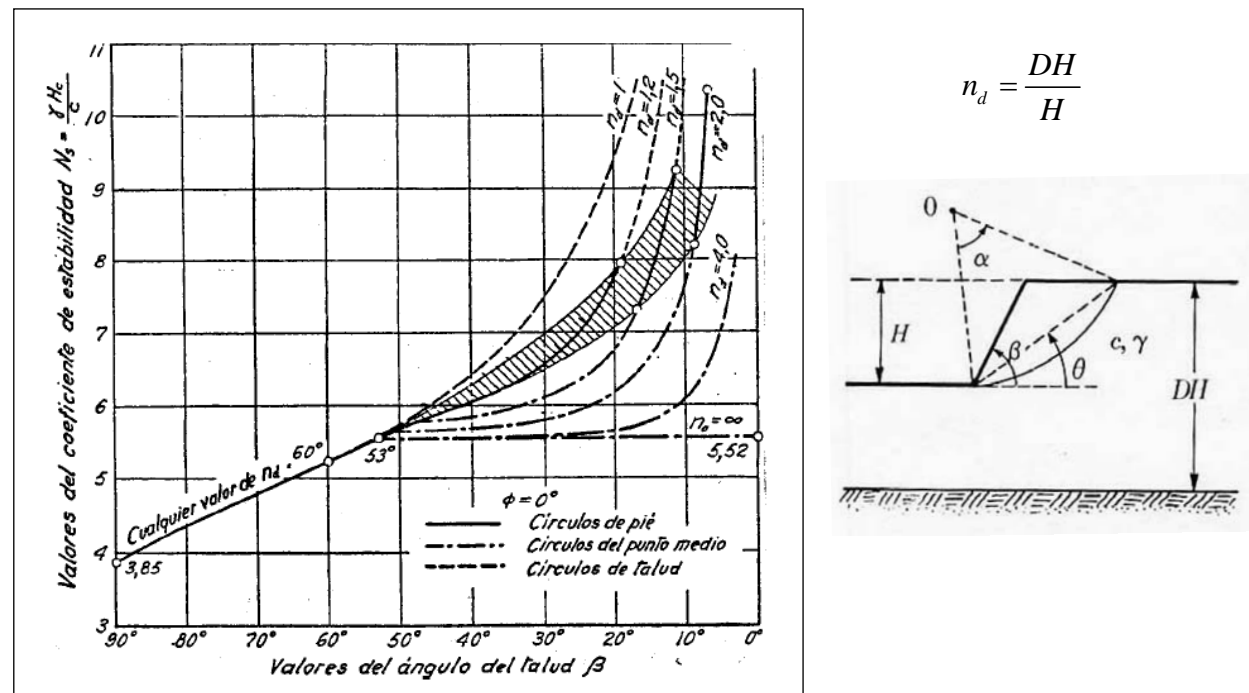


Figura. Ábaco de Taylor, 1937, para $\phi=0$.

De dicho gráfico se deduce que la altura crítica para un talud vertical en un terreno homogéneo con una resistencia al corte sin drenaje c y un peso específico γ , sin presencia de agua es:

$$H_c = \frac{N_s \cdot c}{\gamma} = 3,85 \cdot \frac{c}{\gamma}$$

Por tanto, cualquier excavación de altura inferior a dicho valor podrá considerarse estable.

En caso de que sobre el material considerado exista una capa de terreno de alteración o relleno, deberá ser eliminada con un retranqueo mínimo de un metro desde la cabeza del talud de la excavación para evitar que su influencia provoque desprendimientos o roturas.

Igualmente deberán adoptarse las medidas de buena práctica de evacuación de escorrentías, evitar acopios en cabeza, protección de taludes para evitar la pérdida de humedad, así como cuantas fueran precisas en materia de seguridad.

10.- GEOTECNIA DE CIMENTACIONES.

10.1.- RESUMEN DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIÓN PROYECTADA.

En el enlace se definen las siguientes estructuras singulares. Las principales características de las estructuras proyectadas y las que están sujetas a nuevas ampliaciones se resumen en el Cuadro siguiente.

TIPO	DENOM.	P.K.	Observaciones	CIMENTACIÓN
PASO INFERIOR	E-1	0+887 del eje A-49 Sevilla-Huelva	ESTRUCTURA ISOSTÁTICA DE 1 VANO. Ampliación de estructura existente en una de sus márgenes (dirección Sevilla-Huelva)	Estribos constituidos por MURO FRONTAL CERRADO DE Hormigón armado, PILOTADO . Muros en vuelta de hormigón armado, PILOTADO .
PASO SUPERIOR	E-2	0+590 del Ramal Huelva-Cádiz	ESTRUCTURA ISOSTÁTICA DE 1 VANO. Longitud del vano = 34 m. obra de paso de nueva construcción	PROFUNDA . Estribos de SUELO REFORZADO . PILA-PILOTE por el intradós del muro de suelo reforzado.

- Cuadro. Estructuras. Tipología de cimentación -

En el enlace se definen una serie de muros de tipologías y funcionalidades distintas. Las principales características de estos se resumen en el Cuadro siguiente.

TIPO	NOMBRE	P.K.	CIMENTACIÓN / TIPOLOGÍA	LONGITUD (m)	ALTURA (m)
MUROS (1)	MURO 1	1+160 del eje A-49 Sevilla-Huelva	Muro pantalla de pilotes tangentes de ϕ 0.6m.	60	10
	MURO 2	1+035 del eje A-49 Sevilla-Huelva	Muro en ménsula de hormigón armado.	30	1.57(2)
	MURO 3	0+300 del Ramal Huelva-Cádiz	Muro en ménsula de hormigón armado.	77	1.53(2)
	MURO 4	0+740 del Ramal Huelva-Cádiz	Muro en ménsula de hormigón armado.	15	1.84(2)
	MURO 5	0+840 del eje A-49 Sevilla-Huelva	Muro pantalla de pilotes tangentes de ϕ 1.0m.	60	20

- (1) Se define además un muro de escollera en el Eje A-49 Sevilla-Huelva entre los ppkk 0+730 al 0+873. Sus características están definidas en el Anejo nº 7.- Estudio Geotécnico del Corredor
- (2) Nota: se indica un valor correspondiente con la altura media, desde el plano de cimentación (es decir incluyendo del canto de la zapata).

- Cuadro. Muros. Tipología de cimentación -

10.2.- ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.

En los siguientes apartados se analizan las condiciones de cimentación de cada una de las estructuras proyectadas en el enlace.

10.2.- ESTRUCTURAS E-1.

10.2.1. Descripción.

El trabajo consiste en la ampliación lateral de una estructura existente.

Ubicación

La estructura existente se encuentra ubicada en el PK 0+887 del eje A-49 Sevilla-Huelva y permite el paso del vial transversal del enlace de Camas bajo la actual A-49..

En la **Figura** siguiente se muestra la tipología estructural y la geología y geotecnia del tramo afectado.

Tipología estructural

Tablero isostáticos de vigas. La anchura total de la ampliación será de 4.2 m, y se plantea de forma paralela al borde de la estructura existente.

En relación a los estribos, ambos son cerrados, constituidos por un muro frontal en prolongación de los muros de los estribos existentes con canto de 1.3 m en estribo 1 y 1.0 m en estribo 2, más un muro en vuelta de 65 cm de espesor. La longitud del muro en vuelta en el estribo 1 es de sólo 4.3 m debido a que la contención del terraplén de la ampliación se realiza con un muro de escollera, mientras que en el estribo 2 es de 9.3 m (aleta en voladizo incluida), que permiten controlar el derrame de tierras con talud 3H:2V.

En los siguientes apartados se indican las recomendaciones geotécnicas para su cimentación.

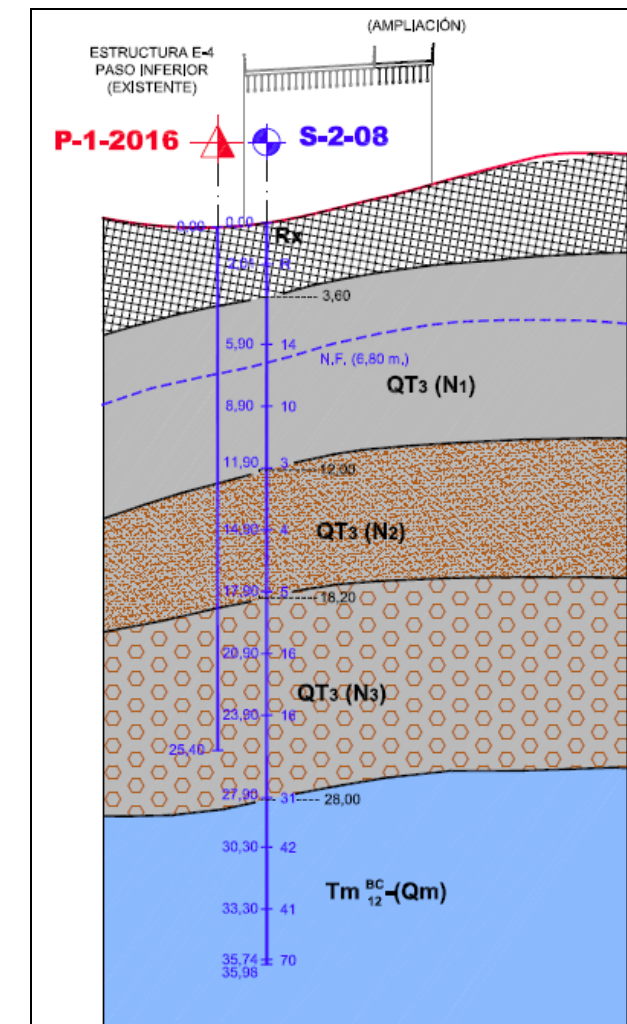
Asientos admisibles

Dado el carácter isostático de la estructura y las longitudes importantes del vano proyectado, se consideran admisibles **asientos diferenciales** entre apoyos consecutivos de hasta 5 cm.

Para **puentes isostáticos**, como es el caso de todas las estructuras proyectadas, éste valor de límite del asiento exige **LUCES MÍNIMAS** según lo establecido en la G.C.O.C.:

$$s < \frac{L}{300} \Rightarrow L > 300 \cdot s = 300 \cdot 0,05 = 15 \text{ m}$$

No obstante, en este caso, y dada la cimentación profunda prevista no van a existir problemas de asientos diferenciales.



- Figura. Perfil geotécnico Estructura 1 -

10.2.2. Emplazamiento. Geología y Geotecnia.

Descripción geológica del emplazamiento.

La estructura se cimenta sobre la terraza aluvial QT₃ del río Guadalquivir.

Dicho aluvial presenta un recubrimiento importante de rellenos antrópicos, de 3,60 m de espesor, de consistencia FIRME-MUY FIRME media en los distintos sondeos ejecutados. El rechazo del sondeo S-2-2008, se trata de falso rechazo en una losa de hormigón.

Dentro del aluvial, se han diferenciado tres niveles de granulometría creciente con la profundidad:

QT3 – N1.- ARCILLAS de consistencia FIRME. Espesor de 8,40 metros.

QT3 – N2.- LIMOS Y ARENAS de consistencia BLANDA. Espesor de 6,20 metros.

QT3 – N3.- ARENAS Y GRAVAS de compactidad MEDIA. Espesor 9,80 metros.

El sustrato está constituido por la formación **Tm^{BC}₁₂ zona b.-** MARGAS AZULES SANAS. ARCILLAS de consistencia DURA, con techo a 28,00 metros de profundidad.

Reconocimientos realizados.

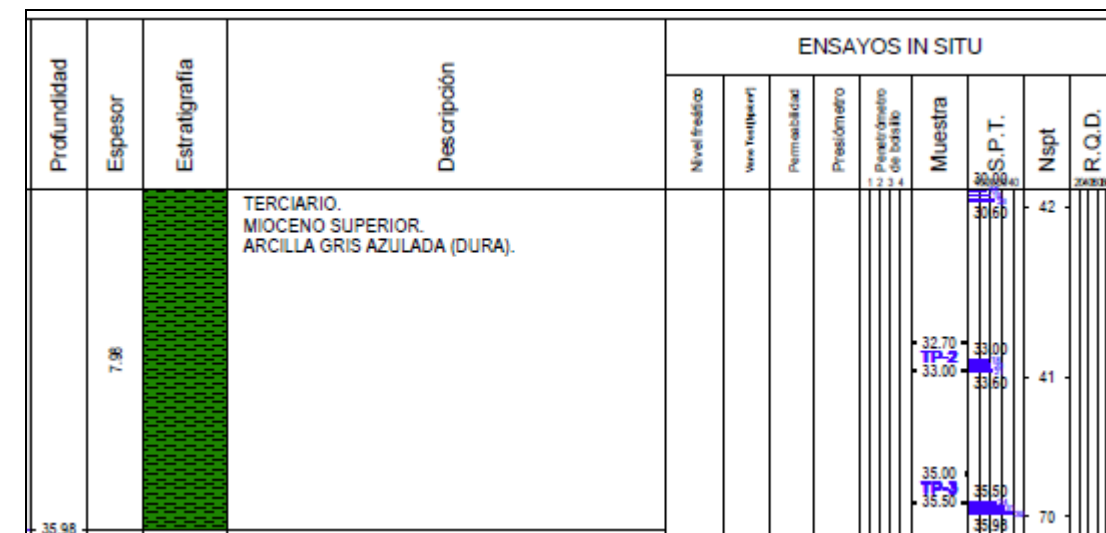
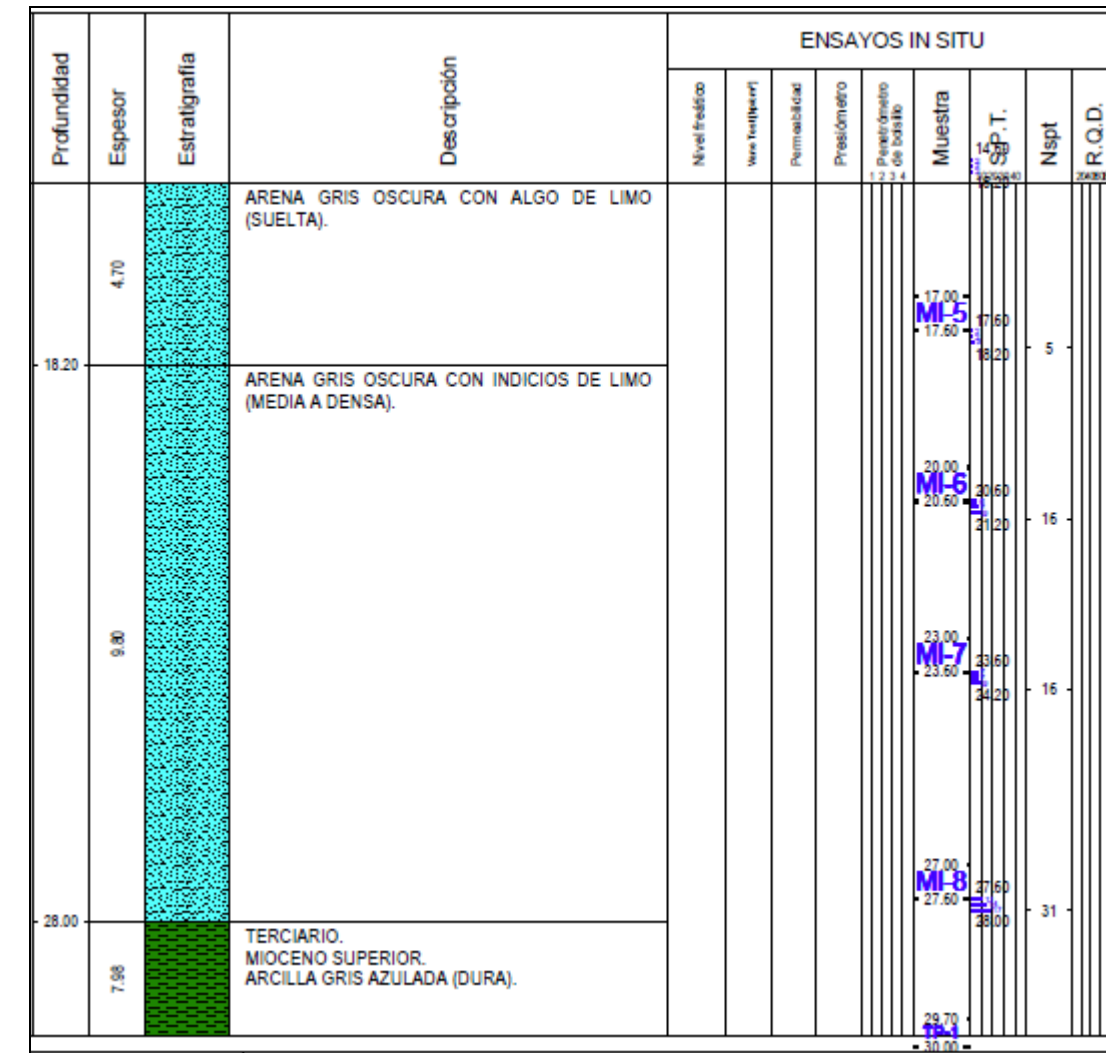
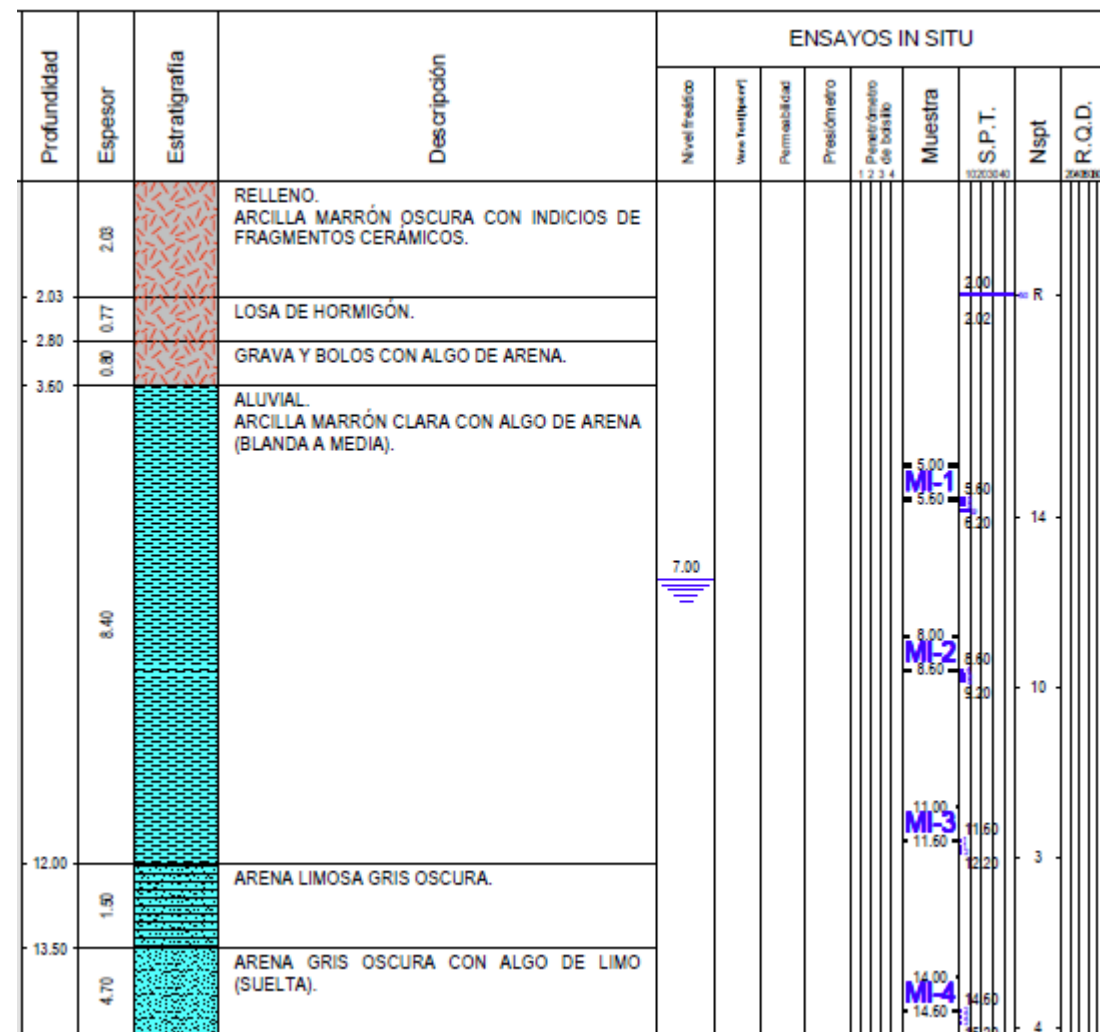
En el lugar de implantación de la estructura se han realizado los siguientes reconocimientos.

Tipo	Campaña	Denominación	PROF. (m)
Sondeos	2008	S-2-2008	35,98
Penetrómetros dinámicos	2016	P-1-2016	25,40

- Cuadro. Prospecciones consideradas -

Se presentan a continuación los resultados obtenidos:

- Columna estratigráfica del sondeo. Fotos de las cajas del sondeo.
- Golpeos del penetrometro.



- Figura. Registro del sondeo S-2-2008 -



SONDEO S-2 Caja 1 de 10
De 0,00 a 3,20 m



SONDEO S-2 Caja 3 de 10
De 6,80 a 10,40 m



SONDEO S-2 Caja 2 de 10
De 3,20 a 6,80 m



SONDEO S-2 Caja 4 de 10
De 10,40 a 13,40 m



SONDEO S-2 Caja 5 de 10
De 13,40 a 17,60 m



SONDEO S-2 Caja 7 de 10
De 21,80 a 25,40 m



SONDEO S-2 Caja 6 de 10
De 17,60 a 21,80 m



SONDEO S-2 Caja 8 de 10
De 25,40 a 29,40 m

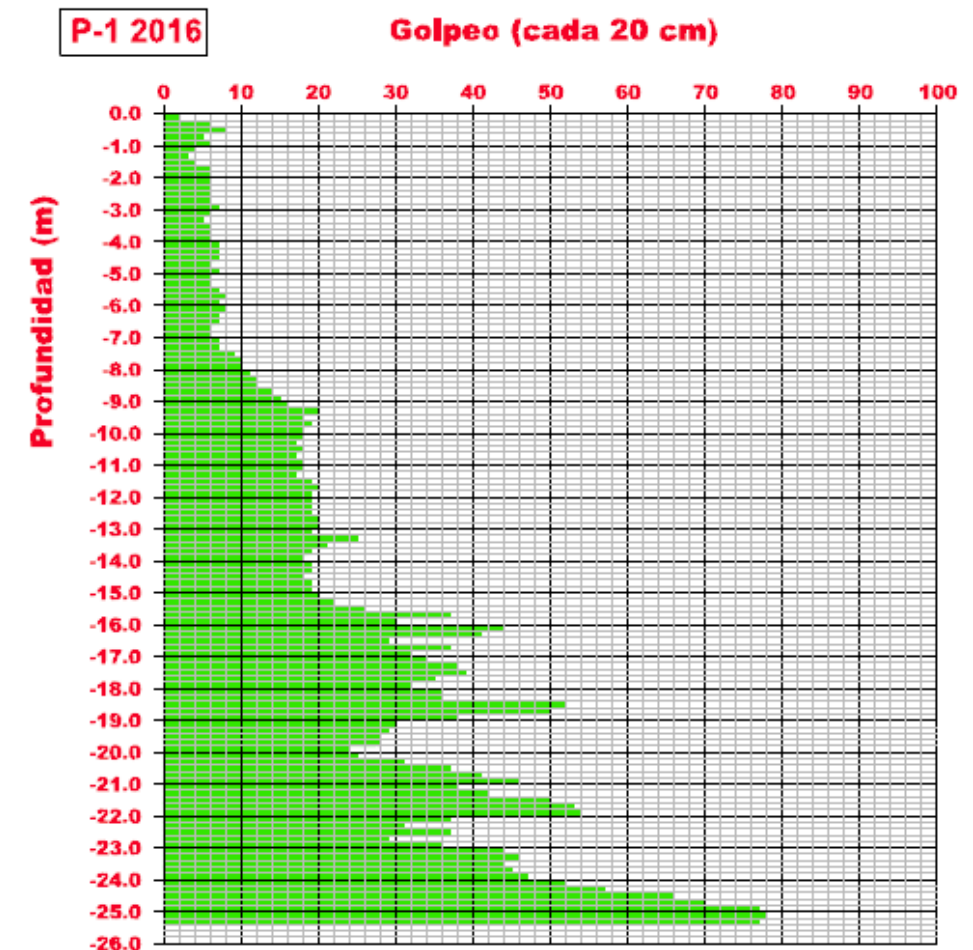


**SONDEO S-2 Caja 9 de 10
De 29,40 a 33,00 m**



**SONDEO S-2 Caja 10 de 10
De 33,00 a 36,00 m**

- Fotografías. Cajas Sondeo S-2-2008 -



- Figura. Columna de golpes del penetro P-1-2016 -

Definición de la columna estratigráfica.

Para el cálculo de la cimentación de la estructura se considerarán los siguientes niveles geotécnicos:

- Nivel Rx Vertido hasta 3,6 metros.
- Nivel QT₃ N1 , hasta 12,0 metros.
- Nivel QT₃ N2 , hasta 18,2 metros.
- Nivel QT₃ N3 , hasta 28,0 metros.
- Nivel Tm^{BC}₁₂ zona b , en el resto del perfil litológico.

- Cuadro. Columna estratigráfica a considerar en el cálculo -

Parámetros geotécnicos de cálculo.

Los parámetros geotécnicos de los materiales se recogen en el Cuadro siguiente.

PROPIEDADES	MATERIALES	Rx VERTIDO	Rx compactado (TERRAPLÉN)	CUATERNARIO			TERCIARIO
				QT3 - N1	QT3 - N2	QT3 - N3	Tm ^{Bc} 12 zona b (Margas azules)
Litología	Arcillas con indicios de arena, MO, y fragmentos de ladrillos, plásticos, etc	limos arcillosos	arcillas	limos y arenas arcillosas	arenas y gravas arcillosas	arcillas	
Comportamiento	suelo cohesivo	suelo cohesivo	suelo cohesivo	suelo cohesivo	suelo granular	suelo cohesivo	
Golpeo N ₆₀ medio	16	14	16	3	28	40	
Consistencia / Compacidad	FIRME-MUY FIRME	FIRME	FIRME-MUY FIRME	BLANDA	MEDIA-DENSA	DURA	
Densidad aparente (kN/m ³)	19,00	20,60	20,40	19,20	20,10	20,10	
Densidad sumergida (kN/m ³)	10,00	10,60	10,40	9,20	10,10	10,10	
Cohesión (kPa)	5,00	10,00	36,00	10,00	---	51,75	
Angulo de rozamiento (°)	28,00	32,00	22,84	27,50	35,40	17,49	
Resistencia al corte sin drenaje (kPa)	---	---	122,00	18,75	---	253,00	
Módulo de deformación (kPa)	21300,00	18400,00	21300,00	3000,00	47500,00	50080,00	
Módulo de Poisson	0,30	0,30	0,35	0,40	0,30	0,30	
Módulo balasto horizontal (kPa/m)	8025,00	6975,00	9150,00	1406,00	45000,00	18975,00	
Permeabilidad (m/seg)	1,00E-09	---	2,00E-10	1,00E-09	1,00E-04	1,00E-10	

- Cuadro. Parámetros geotécnicos de calculo Estructura 1 -

Caracterización sísmica del sustrato.

Según la Norma de Construcción Sismorresistente NCSP-07 el emplazamiento de la estructura en estudio puede caracterizarse por los siguientes parámetros:

- Hasta 3,6 m: Tipo III – Rellenos antrópicos. Suelos cohesivos-granulares de consistencia FIRME-MUY FIRME / compacidad MEDIA. (C=1,60).
- Hasta 12,0 m: Tipo III – Terraza del Guadalquivir nivel N1. Arcillas de consistencia FIRME. (C=1,60).
- Hasta 18,2 m: Tipo IV – Terraza del Guadalquivir nivel N2. Limos y arenas de consistencia BLANDA. (C=2,00).
- Hasta 28 m: Tipo III – Terraza del Guadalquivir nivel N3. Arenas y gravas de compacidad MEDIA. (C=1,60).
- Hasta 30,0 m: Tipo II – Margas azules sanas. Consistencia dura. (C=1,30).

Por tanto el coeficiente de terreno a emplear es:

$$C = \frac{3,6 * 1,6 + 8,4 * 1,6 + 6,2 * 2 + 9,8 * 1,6 + 2 * 1,3}{30} = 1,663$$

Nivel freático.

De acuerdo con las lecturas realizadas en el sondeo S-2-2008, el nivel freático se considera a **6,80 m** de profundidad.

SONDEO	PROFUNDIDAD N.F.(metros)			
	Medida del nivel freático (metros)	fecha de lectura	OBSERVACIONES	PROF. ADOPTADA (metros)
S-2-2008	7,00	07-mar-08		6,80
	6,80	25-mar-08		

- Cuadro. Nivel freático sondeo S-2-2008 (TERRAZA DEL GUADALQUIVIR) -

Agresividad del medio.

AGUA:

El agua analizada, en el sondeo S-2-2008, presenta un grado de **agresividad DÉBIL**, con clase de exposición frente a procesos de ataque **químico Q_A**.

- Sondeo S-2-08:

PARÁMETRO	Resultado del Ensayo	Grado de Agresividad.		
		ataque DÉBIL (Q _A)	ataque MEDIO (Q _B)	ataque FUERTE (Q _C)
OLOR	INOLORA			
pH	7.9	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
Magnesio (Mg ²⁺) (mg/l)	51	300 - 1.000	1.000 - 3.000	> 3.000
Amonio (NH ₄ ⁺) (mg/l)	0	15 - 30	30 - 60	> 60
Sulfatos (SO ₄ ²⁻) (mg/l)	526	200 - 600	600 - 3.000	> 3.000
CO ₂ (mg/l)	0	15 - 40	40 - 100	> 100
Residuo Seco (mg/l)	1120	>150	50-150	<50
Cloruros (Cl ⁻) (mg/l) UNE 7178/60	83.4	--	--	--

- Cuadro. Resultados ensayo de agresividad del agua freática -

SUELO:

Las muestras de suelo ensayadas han resultado NO AGRESIVAS en todos los casos, con contenido en sulfatos nulo.

Expansividad.

Para los materiales presentes en el corredor no es preciso proyectar medidas especiales frente a la expansividad.

No obstante, con el fin de retirar suelos antrópicos y garantizar el drenaje del cimiento, se ha proyectado, en todos las explanaciones encajadas sobre **la terraza del Guadalquivir**, un saneo y **sustitución por material tipo pedraplén, envuelto en un geotextil con funciones de filtro y separación**. Estos materiales además de garantizar la regularidad del apoyo de tubos y explanaciones del enlace, mejoran el comportamiento frente a fenómenos puntuales de expansividad de las arcillas del sustrato, en rellenos de baja altura.

10.2.3. Cimentación proyectada.

10.2.3.1. ESTRIBOS.

Tipología de la cimentación proyectada.

Se ha adoptado **CIMENTACION PROFUNDA mediante pilotes de hormigón armado** debido a los siguientes factores:

- Existencia de un espesor superior, muy importante, de rellenos antrópicos de 3,6m, el cual sería necesario sanear o mejorar mediante algún tipo de tratamiento del terreno, en caso de ir a cimentaciones superficiales.
- Existencia de suelos cuaternarios aluviales (formación QT₃) de capacidad portante, permeabilidad, resistencia al corte y deformabilidad heterogéneas, tanto transversalmente como en profundidad, dada su variable naturaleza litológica. Estos suelos se han medido en la columna del sondeo S-2-2008 hasta una profundidad de 28 metros.
Esto puede traducirse en importantes asentamientos diferenciados inaceptables para la durabilidad y servicio de la estructura proyectada, en el caso de ir a cimentaciones superficiales.
- El nivel intermedio de la terraza del Guadalquivir, nivel QT₃ – N2, presenta un espesor muy importante (6,20 metros) con compacidades muy flojas (golpeos N₃₀ medio de 3 en el enlace, valores de 3-4-5 en el sondeo S-2-2008). El techo de este nivel se ha detectado a 18,20 m.
- El penetro realizado en el emplazamiento de la estructura, P-1-2016, presenta una profundidad de rechazo elevada, a 25,40 metros, casi a punto de alcanzar el techo de la formación Tm^{BC}₁₂.
- Se pretende proteger la cimentación del nivel piezométrico y de variaciones del mismo:
 - o Nivel freático subsuperficial a 6,8 m de profundidad.
 - o Proximidad de la zona al cauce del río Guadalquivir y por tanto se presentan fluctuaciones del nivel piezométrico ligadas al nivel del agua en el cauce del río.
En las lecturas realizadas en el sondeo S-2-2008 se ha detectado una fluctuación de niveles reducida, entre 6,80 y 7,00 metros.

Selección del tipo de pilote. Profundidad del encepado.

En el hormigonado de los pilotes se pondrá el mayor cuidado en conseguir que el pilote quede, en toda su longitud, con su sección completa, sin vacíos, bolsas de aire o agua, coqueas, cortes, ni estrangulamientos. También se deberán evitar el deslavado y segregación del hormigón fresco.

A tal efecto y dados los condicionantes de baja resistencia al corte de los niveles aluviales QT3 N2, la existencia de niveles de grava de consistencia media y posibles flujos de agua freática se han proyectado pilotes perforados hormigonados “in situ” con camisa perdida metálica en los niveles del cuaternario (QT₃), en las margas del Mioceno (Tm^{BC}₁₂ zona b) la excavación podrá realizarse sin entubación.

La **cara superior de los encepados deberá estar enterrada al menos 0,5 m.**

Longitud de los pilotes.

Los pilotes deberán **empotrarse**, al menos **tres diámetros** en el nivel sano de las margas azules (formación Tm^{BS}₁₂ zona b).

Por tanto la **profundidad mínima** de la punta de los pilotes proyectados deberá ser de:

$$\text{Profundidad del techo Tm}^{\text{BS}}_{12} \text{ zona b} + 3 \text{ diámetros} = \mathbf{28 \text{ m} + 3 D}$$

Medida respecto a la cota del terreno natural.

Siendo D = Diámetro de los pilotes proyectados.

Diámetro de los pilotes – Tope estructural.

Dada la magnitud de las cargas previstas y los condicionantes geotécnicos planteados, se ha previsto el empleo de pilotes perforados hormigonados in situ entubados (en los depósitos aluviales) con **diámetros superiores a 1000 mm** (1000-1250-1500-1750 y 2000). La limitación para la selección de uno u otro diámetro y la estimación de su longitud óptima se deduce del tope estructural, para el cual se han empleado los valores recogidos en la G.C.O.C.:

$Q_{\text{tope estructural}} = \sigma \cdot A$, A = área de la sección transversal

TIPO DE PILOTE		VALORES DE σ (MPa)	
Hincado	Hormigón pretensado	0,30 ($f_{ck} - 0,90 f_p$)	
	Hormigón armado	0,30 f_{ck}	
	Metálico	0,33 f_{yk}	
	Madera	5	
		TIPO DE APOYO	
		SUELO FIRME	ROCA
Perforado de hormigón «in situ»	Entubado	5	6
	Con lodos	4	5
	En seco	4	5
	Barrenado	4	No aplicable

- Cuadro. Tensión de trabajo para el cálculo del Tope Estructural. GCOC -

De manera conservadora, se ha adoptado **una tensión de trabajo de 4 MPa**, correspondiente a un pilote sin entubación en suelo firme (tramo de pilotes en la formación Tm^{BC}₁₂ zona b). Con ello las capacidades estructurales máximas obtenidas son las siguientes.

Diámetro	1000 mm	1250 mm	1500 mm	1750 mm	2000 mm
Tope estructural	3142 kN	4909 kN	7069 kN	9621 kN	12566 kN

- Cuadro. Tope estructural según diámetro de los pilotes -

Se procurará, en la medida de lo posible, **proyectar un mismo diámetro** para todos los pilotes proyectados en las distintas estructuras del enlace.

Esfuerzos parásitos.

Rozamiento negativo:

Resulta habitual, cuando se opta por una cimentación profunda en suelos blandos compresibles, que exista un proceso de consolidación del relleno correspondiente al acceso de la estructura en la zona de estribos. Este proceso de consolidación se traducirá en un rozamiento negativo sobre los pilotes ejecutados inmediatos al estribo.

En este caso, **no es necesario considerar este rozamiento negativo**, en base a los siguientes aspectos:

- Altura reducida del relleno proyectado, máxima de 4m. Además se trata de una ampliación lateral muy estrecha (de 4 metros), que se apoya sobre el relleno actual, con un talud más verticalizado (1H/3V) que el actual, debido al sostenimiento previsto por un muro de escollera, y por tanto en una zona ya prácticamente consolidada.
- Existencia de un nivel superior potente, QT3 N1 hasta 12 m de profundidad de consistencia firme.
- Se proyecta además la ejecución de un escalonado, cosiendo y penetrando el relleno proyectado en el existente, así como un saneo del terreno para alojar la cimentación del muro de escollera previsto para el sostenimiento del talud de terraplén.

Esfuerzos horizontales:

Igualmente y justificado por las medidas adoptadas en el párrafo anterior, **no es necesario considerar empujes parásitos horizontales** inducidos por el relleno sobre los pilotes.

Efecto grupo:

La carga admisible de un grupo de pilotes no es igual, en general, al producto de la carga admisible del pilote individual por el número de pilotes que forma el grupo.

Para obtener la carga de hundimiento del grupo es preciso multiplicar la carga de hundimiento del pilote individual por el número de pilotes del grupo (n) y por un determinado factor de eficiencia (E).

$$Q_{grupo}^h = E \cdot n \cdot Q_{individual}^h$$

Este coeficiente depende de:

- Tipo de suelo.
- Método de ejecución de los pilotes.
- Espaciamiento de los pilotes.
- Secuencia de ejecución de los pilotes.

En este caso al tratarse de **pilotes de extracción**, si se adopta, en el diseño del encepado, una **separación entre ejes de pilotes ≥ 3 Diámetros** se puede considerar que **no hay efecto grupo**.

Este separación, de 3D entre ejes de pilotes, presenta las siguientes ventajas:

- Adecuada desde el punto de vista constructivo.
- En arcillas se aleja el riesgo de una rotura en bloque.
- En arenas optimiza la eficiencia.

Dimensionamiento de los pilotes. Carga de hundimiento

Para el cálculo de la carga de hundimiento de los pilotes, y en concreto de las **resistencias unitarias por fuste y punta** de los distintos niveles de terreno atravesados por los pilotes se han seguido las recomendaciones de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC) basada en los parámetros resistentes del Modelo del Mohr-Coulomb.

Dicha metodología de cálculo se ha expuesto en el apartado 9.- Criterios Generales de Comprobación.

Los resultados obtenidos se recogen en el Cuadro siguiente:

UNIDAD GEOTÉCNICA	Carga unitaria de hundimiento (kPa)	
	Por fuste	Por punta
- Nivel Rx Vertido hasta 3,6 metros.	20	--
- Nivel QT₃ N1 , hasta 12,0 metros.	55	--
- Nivel QT₃ N2 , hasta 18,2 metros.	15,8	--
- Nivel QT₃ N3 , hasta 28,0 metros.	48,6	--
- Nivel Tm^{BC}₁₂ zona b , en el resto del perfil litológico.	70	1409

- Cuadro. Carga unitaria de hundimiento del terreno -

Para el cálculo de rozamiento por fuste en la terraza aluvial se ha considerado un ángulo de fricción pilote (camisa de acero)-terreno de 2/3 ϕ .

Factores de seguridad.

Para definir la carga admisible frente al hundimiento se utilizarán los coeficientes de seguridad recomendados en la GCOC.

PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS UTILIZADO EN LA ESTIMACIÓN DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO		
	COMBINACIÓN CASI PERMANENTE (*) F ₁	COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA F ₂	COMBINACIONES ACCIDENTALES F ₃
Cualquier tipo de pilotaje			
Método del SPT en suelos granulares	3	2,6	2,2
Método basado en el penetrómetro estático	2,5	2,2	1,8
Métodos basados en datos de penetrómetros dinámicos continuos y uso de correlaciones	3,5	3	2,6
Método basado en la resistencia a compresión simple de la roca (sólo para pilotes empotrados en roca)	3	2,6	2,2
Método basado en fórmulas analíticas y ensayos de laboratorio para medir el ángulo de rozamiento (o de laboratorio, o campo, para medir la resistencia al corte sin drenaje de arcillas)	3	2,6	2,2
Basado en ensayos de carga	2	1,7	1,5

- Cuadro. Coeficientes de seguridad frente al hundimiento. GCOC -

El criterio que se aplicará, en este caso, según lo establecido por la GCOC para Métodos basados en fórmulas analíticas, es el siguiente:

- Se aplicará un **coeficiente de seguridad de 3,0** para las situaciones de comprobación en **Combinación Casi-Permanente**.
- Se aplicará un **coeficiente de seguridad de 2,6** para las situaciones de comprobación en **Combinación Característica**.

Auscultación de los pilotes construidos.

Con carácter general se prevé la auscultación de todos los pilotes empleados en la cimentación profunda de la estructura mediante ensayos de transparencia sónica o "cross-hole" en el interior del pilote, respetando las especificaciones sobre número de tuberías y posición establecidas en el Cuadro siguiente:

ASTM D-5885-96			
Ø de pilote (mm)	Nº de tubos	Diagrafías	Ángulo entre tubos
Ø < 750	2	1	180
750 ≤ Ø < 1000	3	3	120
1000 ≤ Ø < 1500	4	6	90
1500 ≤ Ø < 2500	6	15	60
Ø ≥ 2500	8	20	45

- Cuadro. Criterios de auscultación de pilotes in situ -

Excavaciones provisionales.

Los taludes de las **excavaciones temporales** precisas para la construcción de la cimentación profunda de los estribos podrán diseñarse con taludes **1H:1V**.

Consideraciones generales:

En todo caso, se evitará durante el tiempo que queden abiertos los taludes la pérdida de humedad de los mismos, así como los posibles efectos de escorrentías y proximidad de cargas en los mismos que pudieran alterar las condiciones de estabilidad estimadas.

Esto, aparte de las posibles consideraciones de seguridad que pudieran establecerse por motivos ajenos a los criterios geotécnicos.

Recomendaciones generales de cimentación.

Para la correcta ejecución de las cimentaciones se tendrán en cuenta los siguientes aspectos:

1.- **Integridad del pilote.** En el hormigonado de los pilotes se pondrá el mayor cuidado en conseguir que el pilote quede, en toda su longitud, con su sección completa, sin vacíos, bolsas de aire o agua, coqueas, cortes, ni estrangulamientos. También se deberán evitar el deslavado y segregación del hormigón fresco.

2.- Se procederá, inmediatamente antes del comienzo del hormigonado, a una **limpieza muy cuidadosa del fondo del taladro**. Si la sedimentación en dicho fondo rebasase los cinco centímetros (5 cm), se echará en el mismo un volumen de gravilla muy limpia y de graduación uniforme, sin nada de arena, equivalente a unos quince centímetros (15 cm) de altura dentro del taladro construido. Esta gravilla formará un apoyo firme para el pilote, absorbiendo en sus huecos la capa de fango que haya sido imposible limpiar.

Una vez que el hormigonado haya comenzado, **el tubo-tremie deberá estar siempre inmerso**, por lo menos, tres metros (3 m) de hormigón fresco. En caso de conocerse con precisión el nivel de hormigón la profundidad mínima de inmersión podrá reducirse a dos metros (2 m).

Las armaduras longitudinales se suspenderán a una distancia máxima de veinte centímetros (20 cm) respecto al fondo de la perforación y se dispondrán bien centradas y sujetas.

Durante el hormigonado de los pilotes se **irá elevando la entubación** provisional, de modo que quede siempre un tapón de hormigón en el fondo de la misma, del orden de dos (2) diámetros, que impida la entrada del terreno circundante.

Para el caso de encepados de pilotes:

3.- **No se deberá realizar la excavación a rasante definitiva** del terreno de apoyo hasta el momento en el que vaya a procederse a la construcción del nivel de hormigón de limpieza, debido a la degradación que puede sufrir al quedar expuesto a la acción de los agentes atmosféricos.

En el caso de que se prevean retrasos entre la fase de excavación y de hormigonado, se recomienda dejar al menos 0.5 metros de material sin excavar por encima del nivel de cimentación, el cual será retirado posteriormente, debiéndose proteger el fondo con un hormigón de regularización.

En el caso de que durante las labores de excavación de las cimentaciones se observen afluencias de agua, se deberá disponer de sistemas de rebajamiento (zanjas, pozos, etc.) exteriores a la cimentación, para impedir que su estancamiento puede afectar al terreno de cimentación.

Las profundidades de cimentación indicadas en este estudio se deducen del punto de investigación, por lo que el fondo de las excavaciones deberá ser inspeccionado por algún técnico especializado que confirme los supuestos del Proyecto antes de proceder al hormigonado.

4.- Una vez limpia la cabeza de los pilotes se procederá al **desmochado** de los mismos, **para dejar libre la armadura de anclaje con el encepado**.

5.- Finalizado el desmochado se procederá a la **regularización y compactación energética del fondo de excavación**. Sobre este plano de apoyo se ejecutará una capa de hormigón de limpieza, hasta alcanzar el nivel del plano de cimentación del encepado.

6.- La extensión del **hormigón de limpieza** ocupará como mínimo **un metro** por fuera del perímetro de los encepados, con el fin de:

- Evitar descalces en el perímetro de la cimentación.
- Facilitar y aumentar la calidad del proceso constructivo.

10.2.- ESTRUCTURAS E-2.

10.2.1. Descripción.

Ubicación

Estructura de soporte del ramal Huelva-Cádiz en su pk 0+590 a su paso sobre la N-630.

En la **Figura** siguiente se muestra la tipología estructural y la geología y geotecnia del tramo afectado.

Tipología estructural

Se trata de una estructura de un vano isostático de 34 m de longitud.

En el caso de los estribos, se ha independizado la función propia de apoyo del tablero de la de contención de tierras, disponiendo lo que se podría considerar como una pila adicional. El cargadero, de sección rectangular de 1.5x1.9m, está cimentado mediante tres pilas-pilotes de Ø1.5m de diámetro. La longitud estimada de los pilotes es de 33 metros. La conexión de los pilotes con los fustes se lleva a cabo mediante dados de hormigón armado de dimensiones 2x2x1.5.

La función contenedora de las tierras se ha resuelto con muros de suelo reforzado. Es preciso además disponer de muros de acompañamiento. Asimismo, se dispondrá la correspondiente losa y/o cuña de transición, así como la correspondiente junta de calzada.

En los siguientes apartados se indican las recomendaciones geotécnicas para su cimentación.

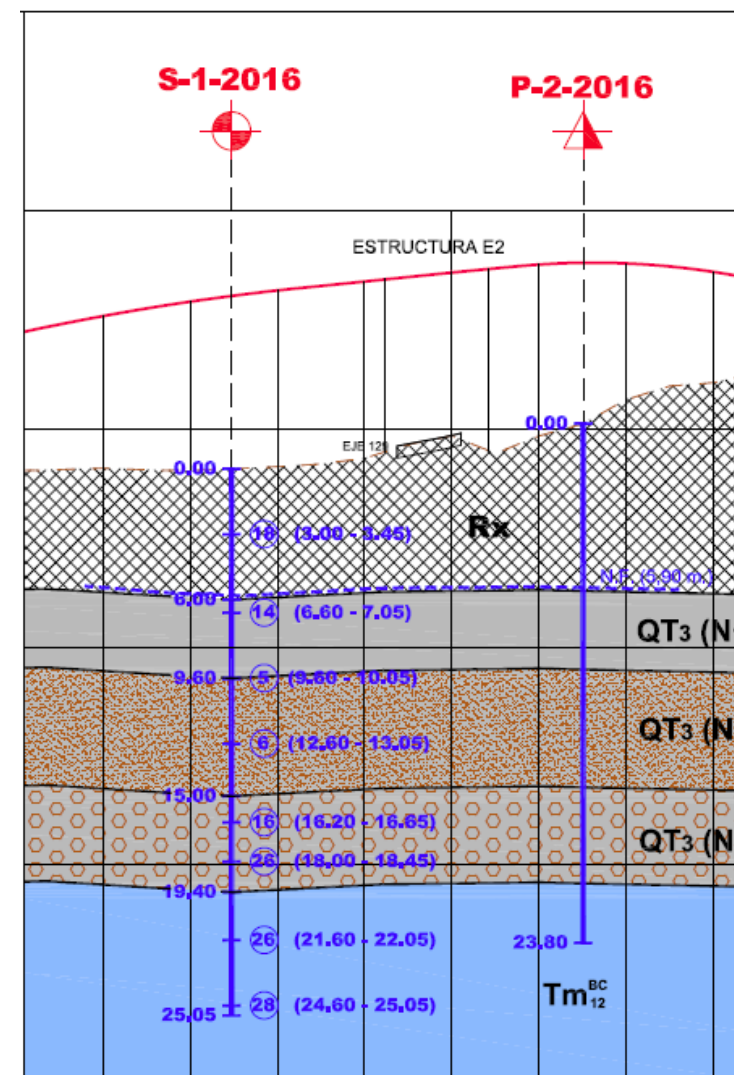
Asientos admisibles

Dado el carácter isostático de la estructura y las longitudes importantes del vano proyectado, se consideran admisibles **asientos diferenciales** entre apoyos consecutivos de hasta 5 cm.

Para **puentes isostáticos**, como es el caso de todas las estructuras proyectadas, éste valor de límite del asiento exige **LUCES MÍNIMAS** según lo establecido en la G.C.O.C.:

$$s < \frac{L}{300} \Rightarrow L > 300 \cdot s = 300 \cdot 0,05 = 15 \text{ m}$$

No obstante, en este caso, y dada la cimentación profunda prevista no van a existir problemas de asientos diferenciales.



- Figura. Perfil geotécnico Estructura 2 -

10.2.2. Emplazamiento. Geología y Geotecnia.

Descripción geológica del emplazamiento.

La estructura se cimenta sobre la terraza aluvial QT₃ del río Guadalquivir.

Dicho aluvial presenta un recubrimiento importante de rellenos antrópicos, de 6 m de espesor, de consistencia FIRME-MUY FIRME.

Dentro del aluvial, se han diferenciado tres niveles de granulometría creciente con la profundidad:

QT3 – N1.- ARCILLAS de consistencia FIRME – MUY FIRME. Espesor de 3,60 metros.

QT3 – N2.- LIMOS Y ARENAS de consistencia BLANDA-MEDIA. Espesor de 5,40 metros.

QT3 – N3.- ARENAS Y GRAVAS de compacidad MEDIA-DENSA. Espesor 4,40 metros.

El sustrato está constituido por la formación **Tm^{BC}₁₂ zona b.-** MARGAS AZULES SANAS. ARCILLAS de consistencia DURA, con techo a 19,40 metros de profundidad.

Reconocimientos realizados.

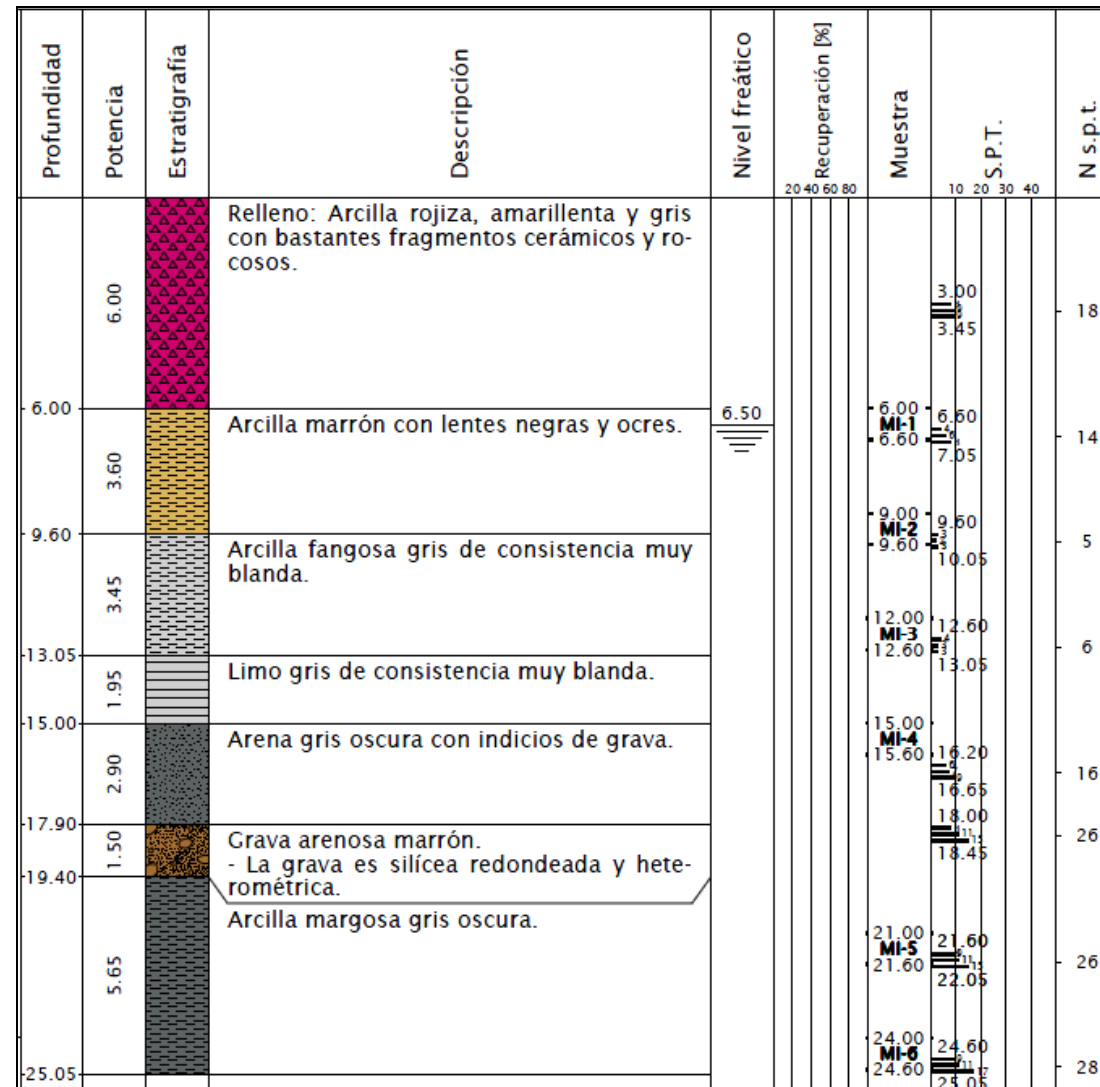
En el lugar de implantación de la estructura se han realizado los siguientes reconocimientos.

Tipo	Campaña	Denominación	PROF. (m)
Sondeos	2016	S-1-2016	25,05
Penetrómetros dinámicos	2016	P-2-2016	23,8

- Cuadro. Prospecciones consideradas -

Se presentan a continuación los resultados obtenidos:

- Columna estratigráfica del sondeo. Fotos de las cajas del sondeo.
- Golpeos del penetro.



- Figura. Registro del sondeo S-1-2016 -



Caja 1 (0,00-3,00)



Caja 2 (3,00-6,00)

- Fotografías. Sondeo S-1-2016. Cajas 1 y 2 -



Caja 3 (6,00-9,00)



Caja 4 (9,00-12,00)

- Fotografías. Sondeo S-1-2016. Cajas 3 y 4 -



Caja 5 (12,00-15,00)

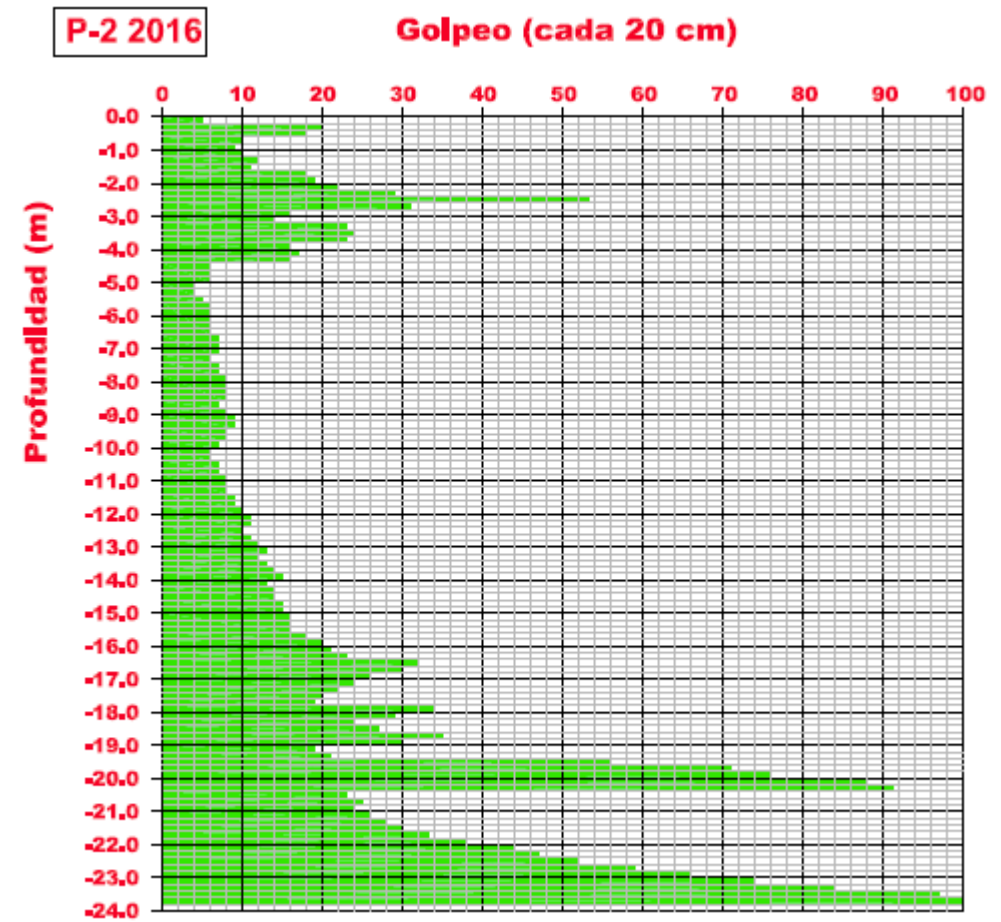


Caja 6 (15,00-18,00)

- Fotografías. Sondeo S-1-2016. Cajas 5 y 6 -



- Fotografías. Sondeo S-1-2016. Cajas 7 y 8 -



- Figura. Columna de golpes del penetro P-2-2016 -

Definición de la columna estratigráfica.

Para el cálculo de la cimentación de la estructura se considerarán los siguientes niveles geotécnicos:

- Nivel Rx Vertido hasta 6,0 metros.
- Nivel QT₃ N1 , hasta 9,6 metros.
- Nivel QT₃ N2 , hasta 15,0 metros.
- Nivel QT₃ N3 , hasta 19,4 metros.
- Nivel Tm^{BC}₁₂ zona b , en el resto del perfil litológico.

- Cuadro. Columna estratigráfica a considerar en el cálculo -

Parámetros geotécnicos de cálculo.

Los parámetros geotécnicos de los materiales se recogen en el Cuadro siguiente.

PROPIEDADES	MATERIALES	Rx VERTIDO	Rx compactado (TERRAPLÉN)	CUATERNARIO			TERCIARIO
				QT3 - N1	QT3 - N2	QT3 - N3	Tm ^{Bc} 12 zona b (Margas azules)
Litología	Arcillas con indicios de arena, MO, y fragmentos de ladrillos, plasticos, etc	limos arcillosos	arcillas	limos y arenas arcillosas	arenas y gravas arcillosas	arcillas	
Comportamiento	suelo cohesivo	suelo cohesivo	suelo cohesivo	suelo cohesivo	suelo granular	suelo cohesivo	
Golpeo N ₃₀ medio	16	14	16	3	28	40	
Consistencia / Compacidad	FIRME-MUY FIRME	FIRME	FIRME-MUY FIRME	BLANDA	MEDIA-DENSA	DURA	
Densidad aparente (kN/m ³)	19,00	20,60	20,40	19,20	20,10	20,10	
Densidad sumergida (kN/m ³)	10,00	10,60	10,40	9,20	10,10	10,10	
Cohesión (kPa)	5,00	10,00	36,00	10,00	---	51,75	
Angulo de rozamiento (°)	28,00	32,00	22,84	27,50	35,40	17,49	
Resistencia al corte sin drenaje (kPa)	---	---	122,00	18,75	---	253,00	
Módulo de deformación (kPa)	21300,00	18400,00	21300,00	3000,00	47500,00	50080,00	
Módulo de Poisson	0,30	0,30	0,35	0,40	0,30	0,30	
Módulo balasto horizontal (kPa/m)	8025,00	6975,00	9150,00	1406,00	45000,00	18975,00	
Permeabilidad (m/seg)	1,00E-09	---	2,00E-10	1,00E-09	1,00E-04	1,00E-10	

- Cuadro. Parámetros geotécnicos de calculo Estructura 2 -

Caracterización sísmica del sustrato.

Según la Norma de Construcción Sismorresistente NCSP-07 el emplazamiento de la estructura en estudio puede caracterizarse por los siguientes parámetros:

- Hasta 6,0 m: Tipo III – Rellenos antrópicos. Suelos cohesivos-granulares de consistencia FIRME-MUY FIRME / compacidad MEDIA. (C=1,60).
- Hasta 9,6 m: Tipo III – Terraza del Guadalquivir nivel N1. Arcillas de consistencia FIRME-MUY FIRME. (C=1,60).
- Hasta 15,0 m: Tipo IV – Terraza del Guadalquivir nivel N2. Limos y arenas de consistencia BLANDA-MEDIA. (C=2,00).
- Hasta 19,4 m: Tipo III – Terraza del Guadalquivir nivel N3. Arenas y gravas de compacidad MEDIA-DENSA. (C=1,60).
- Hasta 30,0 m: Tipo II – Margas azules sanas. Consistencia dura. (C=1,30).

Por tanto el coeficiente de terreno a emplear es:

$$C = \frac{6 * 1,6 + 3,6 * 1,6 + 5,4 * 2 + 4,4 * 1,6 + 10,6 * 1,3}{30} = 1,566$$

Nivel freático.

De acuerdo con las lecturas realizadas en el sondeo S-1-2016, el nivel freático se considera a **5,90 m** de profundidad.

SONDEO	PROFUNDIDAD N.F.(metros)			
	Medida del nivel freático (metros)	fecha de lectura	OBSERVACIONES	PROF. ADOPTADA (metros)
S-1-2016	7,70 m	25-abr-16		5,90
	6,50 m	13-may-16		
	5,90 m	07-feb-17		

- Cuadro. Nivel freático sondeo S-1-2016 (TERRAZA DEL GUADALQUIVIR) –

Agresividad del medio.

AGUA:

El agua analizada, en el sondeo S-1-2016, presenta un grado de **agresividad DÉBIL**, con clase de exposición frente a procesos de ataque **químico Q_A**.

PARÁMETRO	Resultado del Ensayo	Grado de Agresividad.		
		ataque DÉBIL (Q _A)	ataque MEDIO (Q _B)	ataque FUERTE (Q _C)
OLOR	INOLORA			
pH	7,01	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
Magnesio (Mg ²⁺) (mg/l)	486	300 - 1.000	1.000 - 3.000	> 3.000
Amonio (NH ₄ ⁺) (mg/l)	0,2	15 - 30	30 - 60	> 60
Sulfatos (SO ₄ ²⁻) (mg/l)	220,5	200 - 600	600 - 3.000	> 3.000
CO ² (mg/l)	0	15 - 40	40 - 100	> 100
Residuo Seco (mg/l)	486	>150	50-150	<50
Cloruros (Cl ⁻) (mg/l) UNE 7178/60	--	--	--	--

- Cuadro. Resultados ensayo de agresividad del agua freática -

SUELO:

Las muestras de suelo ensayadas han resultado NO AGRESIVAS en todos los casos, con contenido en sulfatos nulo.

Expansividad.

Para los materiales presentes en el corredor no es preciso proyectar medidas especiales frente a la expansividad.

No obstante, con el fin de retirar suelos antrópicos y garantizar el drenaje del cimiento, se ha proyectado, en todos las explanaciones encajadas sobre **la terraza del Guadalquivir**, un saneo y **sustitución por material tipo pedraplén, envuelto en un geotextil con funciones de filtro y separación**. Estos materiales además de garantizar la regularidad del apoyo de tubos y explanaciones del enlace, mejoran el comportamiento frente a fenómenos puntuales de expansividad de las arcillas del sustrato, en rellenos de baja altura.

10.2.3. Cimentación proyectada.

10.2.3.1. ESTRIBOS.

Tipología de la cimentación proyectada.

Se ha adoptado **CIMENTACION PROFUNDA mediante pilotes de hormigón armado** debido a los siguientes factores:

- Existencia de un espesor superior, muy importante, de rellenos antrópicos de 6m, el cual sería necesario sanear o mejorar mediante algún tipo de tratamiento del terreno, en caso de ir a cimentaciones superficiales.
- Existencia de suelos cuaternarios aluviales (formación QT₃) de capacidad portante, permeabilidad, resistencia al corte y deformabilidad heterogéneas, tanto transversalmente como en profundidad, dada su variable naturaleza litológica. Estos suelos se han medido en la columna del sondeo S-1-2016 hasta una profundidad de casi 20 metros.
Esto puede traducirse en importantes asentamientos diferenciados inaceptables para la durabilidad y servicio de la estructura proyectada, en el caso de ir a cimentaciones superficiales.
- El nivel intermedio de la terraza del Guadalquivir, nivel QT₃ – N2, presenta un espesor muy importante (5,40 metros) con compacidades muy flojas (golpeos N₃₀ medio de 3 en el enlace, valores de 5-6 en el sondeo S-1-2016). El techo de este nivel se ha detectado a 9,60 m.
- El penetro realizado en el emplazamiento de la estructura, P-2-2016, presenta una profundidad de rechazo elevada, penetrando incluso en el techo de la formación Tm^{BC}₁₂ en un espesor de 4,40 metros.
- Se pretende proteger la cimentación del nivel piezométrico y de variaciones del mismo:
 - o Nivel freático subsuperficial a 6 m de profundidad.
 - o Proximidad de la zona al cauce del río Guadalquivir y por tanto se presentan fluctuaciones del nivel piezométrico ligadas al nivel del agua en el cauce del río.
En las lecturas realizadas en el sondeo S-1-2016 se ha detectado una fluctuación de niveles entre 5,90 y 7,70 metros.

Selección del tipo de pilote. Profundidad del encepado.

En el hormigonado de los pilotes se pondrá el mayor cuidado en conseguir que el pilote quede, en toda su longitud, con su sección completa, sin vacíos, bolsas de aire o agua, coqueas, cortes, ni estrangulamientos. También se deberán evitar el deslavado y segregación del hormigón fresco.

A tal efecto y dados los condicionantes de baja resistencia al corte de los niveles aluviales QT3 N2, la existencia de niveles de grava y posibles flujos de agua freática se han proyectado pilotes perforados hormigonados “in situ” con camisa perdida metálica en los niveles del cuaternario (QT₃), en las margas del Mioceno (Tm^{BC}₁₂ zona b) la excavación podrá realizarse sin entubación.

La **cara superior de los encepados, en caso de proyectarse, deberá estar enterrada al menos 0.5m.**

Longitud de los pilotes.

Los pilotes deberán **empotrarse**, al menos **tres diámetros** en el nivel sano de las margas azules (formación Tm^{BS}₁₂ zona b). En este caso se debe considerar una profundidad mínima de la punta de los pilotes, superior a la profundidad de rechazo del penetro P-2-2016, que fue a 23,80 metros.

Por tanto la **profundidad mínima** de la punta de los pilotes proyectados deberá ser de:

Rechazo penetro P-2-2016 + 3 diámetros ≈ **24 m + 3 D**

Medida respecto a la cota del terreno natural.

Siendo D = Diámetro de los pilotes proyectados.

Diámetro de los pilotes – Tope estructural.

Dada la magnitud de las cargas previstas y los condicionantes geotécnicos planteados, se ha previsto el empleo de pilotes perforados hormigonados in situ entubados (en los depósitos aluviales) con **diámetros superiores a 1000 mm** (1000-1250-1500-1750 y 2000). La limitación para la selección de uno u otro diámetro y la estimación de su longitud óptima se deduce del tope estructural, para el cual se han empleado los valores recogidos en la G.C.O.C.:

$Q_{\text{tope estructural}} = \sigma \cdot A$, A = área de la sección transversal

	TIPO DE PILOTE	VALORES DE σ (MPa)	
		SUELO FIRME	ROCA
Hincado	Hormigón pretensado	0,30 ($f_{ck} - 0,90 f_p$)	
	Hormigón armado	0,30 f_{ck}	
	Metálico	0,33 f_{yk}	
	Madera	5	
Perforado de hormigón «in situ»	Entubado	5	6
	Con lodos	4	5
	En seco	4	5
	Barrenado	4	No aplicable

- Cuadro. Tensión de trabajo para el cálculo del Tope Estructural. GCOC -

De manera conservadora, se ha adoptado **una tensión de trabajo de 4 MPa**, correspondiente a un pilote sin entubación en suelo firme (tramo de pilotes en la formación Tm^{BC}₁₂ zona b). Con ello las capacidades estructurales máximas obtenidas son las siguientes.

Diámetro	1000 mm	1250 mm	1500 mm	1750 mm	2000 mm
Tope estructural	3142 kN	4909 kN	7069 kN	9621 kN	12566 kN

- Cuadro. Tope estructural según diámetro de los pilotes -

Se procurará, en la medida de lo posible, **proyectar un mismo diámetro** para todos los pilotes proyectados en las distintas estructuras del enlace.

Esfuerzos parásitos.**Rozamiento negativo:**

Resulta habitual, cuando se opta por una cimentación profunda en suelos blandos compresibles, que exista un proceso de consolidación del relleno correspondiente al acceso de la estructura en la zona de estribos. Este proceso de consolidación se traducirá en un rozamiento negativo sobre los pilotes ejecutados inmediatos al estribo.

En este caso, **no es necesario considerar este rozamiento negativo**, en base a los siguientes aspectos:

- Se ha previsto una mejora del terreno de cimentación del estribo de suelo reforzado consistente en:
 - **Saneamiento de los 2 metros superficiales** y sustitución por pedraplén envuelto en geotextil.
 - Tratamiento de **columnas de grava**. Previsto para terraplenes de más de 4 metros de altura, y que incluye también a los rellenos ejecutados con suelo reforzado de la Estructura E-2.
- Se proyecta la **ejecución previa de los estribos de suelo reforzado**. Como medida preventiva de posibles estabilizaciones y ajustes del relleno y sustrato al final de su construcción, se ha previsto un tiempo de espera entre el final de la ejecución del relleno y el inicio de la construcción de la cimentación de las pilas-pilote por el intradós de los muros de ambos estribos, durante el cual se medirá la evolución de los asentamientos mediante la instalación de hitos topográficos de nivelación, hasta su estabilización.

Esfuerzos horizontales:

Igualmente y justificado por las medidas adoptadas en el párrafo anterior, **no es necesario considerar empujes parásitos horizontales** inducidos por el relleno sobre los pilotes.

Efecto grupo:

La carga admisible de un grupo de pilotes no es igual, en general, al producto de la carga admisible del pilote individual por el número de pilotes que forma el grupo.

Para obtener la carga de hundimiento del grupo es preciso multiplicar la carga de hundimiento del pilote individual por el número de pilotes del grupo (n) y por un determinado factor de eficiencia (E).

$$Q_{grupo}^h = E \cdot n \cdot Q_{individual}^h$$

Este coeficiente depende de:

- Tipo de suelo.
- Método de ejecución de los pilotes.
- Espaciamiento de los pilotes.
- Secuencia de ejecución de los pilotes.

En este caso al tratarse de **pilotes de extracción**, si se adopta, en el diseño del encepado, una **separación entre ejes de pilotes ≥ 3 Diámetros** se puede considerar que **no hay efecto grupo**.

Esta separación, de 3D entre ejes de pilotes, presenta las siguientes ventajas:

- Adecuada desde el punto de vista constructivo.
- En arcillas se aleja el riesgo de una rotura en bloque.

- En arenas optimiza la eficiencia.

Dimensionamiento de los pilotes. Carga de hundimiento

Para el cálculo de la carga de hundimiento de los pilotes, y en concreto de las **resistencias unitarias por fuste y punta** de los distintos niveles de terreno atravesados por los pilotes se han seguido las recomendaciones de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC) basada en los parámetros resistentes del Modelo del Mohr-Coulomb.

Dicha metodología de cálculo se ha expuesto en el apartado 9.- Criterios Generales de Comprobación.

Los resultados obtenidos se recogen en el Cuadro siguiente:

UNIDAD GEOTÉCNICA	Carga unitaria de hundimiento (kPa)	
	Por fuste	Por punta
- Nivel Rx Vertido hasta 6,0 metros.	20	--
- Nivel QT₃ N1 , hasta 9,6 metros.	55	--
- Nivel QT₃ N2 , hasta 15,0 metros.	15,8	--
- Nivel QT₃ N3 , hasta 19,4 metros.	41	--
- Nivel Tm^{BC}₁₂ zona b , en el resto del perfil litológico.	70	1345

- Cuadro. Carga unitaria de hundimiento del terreno -

Para el cálculo de rozamiento por fuste en la terraza aluvial se ha considerado un ángulo de fricción pilote (camisa de acero)-terreno de $2/3 \phi$.

Factores de seguridad.

Para definir la carga admisible frente al hundimiento se utilizarán los coeficientes de seguridad recomendados en la GCOC.

PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS UTILIZADO EN LA ESTIMACIÓN DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO		
	COMBINACIÓN CASI PERMANENTE (*)	COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA	COMBINACIONES ACCIDENTALES
	F ₁	F ₂	F ₃
Cualquier tipo de pilotaje			
Método del SPT en suelos granulares	3	2,6	2,2
Método basado en el penetrómetro estático	2,5	2,2	1,8
Métodos basados en datos de penetrómetros dinámicos continuos y uso de correlaciones	3,5	3	2,6
Método basado en la resistencia a compresión simple de la roca (sólo para pilotes empotrados en roca)	3	2,6	2,2
Método basado en fórmulas analíticas y ensayos de laboratorio para medir el ángulo de rozamiento (o de laboratorio, o campo, para medir la resistencia al corte sin drenaje de arcillas)	3	2,6	2,2
Basado en ensayos de carga	2	1,7	1,5

- Cuadro. Coeficientes de seguridad frente al hundimiento. GCOC -

El criterio que se aplicará, en este caso, según lo establecido por la GCOC para Métodos basados en fórmulas analíticas, es el siguiente:

- Se aplicará un **coeficiente de seguridad de 3,0** para las situaciones de comprobación en **Combinación Casi-Permanente**.
- Se aplicará un **coeficiente de seguridad de 2,6** para las situaciones de comprobación en **Combinación Característica**.

Auscultación de los pilotes construidos.

Con carácter general se prevé la auscultación de todos los pilotes empleados en la cimentación profunda de la estructura mediante ensayos de transparencia sónica o "cross-hole" en el interior del pilote, respetando las especificaciones sobre número de tuberías y posición establecidas en el Cuadro siguiente:

ASTM D-5885-96			
Ø de pilote (mm)	Nº de tubos	Diagrafías	Ángulo entre tubos
Ø < 750	2	1	180
750 ≤ Ø < 1000	3	3	120
1000 ≤ Ø < 1500	4	6	90
1500 ≤ Ø < 2500	6	15	60
Ø ≥ 2500	8	20	45

- Cuadro. Criterios de auscultación de pilotes in situ -

Excavaciones provisionales.

Los taludes de las **excavaciones temporales** precisas para la construcción de la cimentación profunda de los estribos podrán diseñarse con taludes **1H:1V**.

Consideraciones generales:

En todo caso, se evitará durante el tiempo que queden abiertos los taludes la pérdida de humedad de los mismos, así como los posibles efectos de escorrentías y proximidad de cargas en los mismos que pudieran alterar las condiciones de estabilidad estimadas.

Esto, aparte de las posibles consideraciones de seguridad que pudieran establecerse por motivos ajenos a los criterios geotécnicos.

Recomendaciones generales de cimentación.

Para la correcta ejecución de las cimentaciones se tendrán en cuenta los siguientes aspectos:

1.- **Integridad del pilote.** En el hormigonado de los pilotes se pondrá el mayor cuidado en conseguir que el pilote quede, en toda su longitud, con su sección completa, sin vacíos, bolsas de aire o agua, coqueas, cortes, ni estrangulamientos. También se deberán evitar el deslavado y segregación del hormigón fresco.

2.- Se procederá, inmediatamente antes del comienzo del hormigonado, a una **limpieza muy cuidadosa del fondo del taladro**. Si la sedimentación en dicho fondo rebasase los cinco centímetros (5 cm), se echará en el mismo un volumen de gravilla muy limpia y de graduación uniforme, sin nada de arena, equivalente a unos quince centímetros (15 cm) de altura dentro del taladro construido. Esta gravilla formará un apoyo firme para el pilote, absorbiendo en sus huecos la capa de fango que haya sido imposible limpiar.

Una vez que el hormigonado haya comenzado, **el tubo-tremie deberá estar siempre inmerso**, por lo menos, tres metros (3 m) de hormigón fresco. En caso de conocerse con precisión el nivel de hormigón la profundidad mínima de inmersión podrá reducirse a dos metros (2 m).

Las armaduras longitudinales se suspenderán a una distancia máxima de veinte centímetros (20 cm) respecto al fondo de la perforación y se dispondrán bien centradas y sujetas.

Durante el hormigonado de los pilotes se **irá elevando la entubación** provisional, de modo que quede siempre un tapón de hormigón en el fondo de la misma, del orden de dos (2) diámetros, que impida la entrada del terreno circundante.

Para el caso de encepados de pilotes:

3.- **No se deberá realizar la excavación a rasante definitiva** del terreno de apoyo hasta el momento en el que vaya a procederse a la construcción del nivel de hormigón de limpieza, debido a la degradación que puede sufrir al quedar expuesto a la acción de los agentes atmosféricos.

En el caso de que se prevean retrasos entre la fase de excavación y de hormigonado, se recomienda dejar al menos 0.5 metros de material sin excavar por encima del nivel de cimentación, el cual será retirado posteriormente, debiéndose proteger el fondo con un hormigón de regularización.

En el caso de que durante las labores de excavación de las cimentaciones se observen afluencias de agua, se deberá disponer de sistemas de rebajamiento (zanjas, pozos, etc.) exteriores a la cimentación, para impedir que su estancamiento puede afectar al terreno de cimentación.

Las profundidades de cimentación indicadas en este estudio se deducen del punto de investigación, por lo que el fondo de las excavaciones deberá ser inspeccionado por algún técnico especializado que confirme los supuestos del Proyecto antes de proceder al hormigonado.

4.- Una vez limpia la cabeza de los pilotes se procederá al **desmochado** de los mismos, **para dejar libre la armadura de anclaje con el encepado**.

5.- Finalizado el desmochado se procederá a la **regularización y compactación energética del fondo de excavación**. Sobre este plano de apoyo se ejecutará una capa de hormigón de limpieza, hasta alcanzar el nivel del plano de cimentación del encepado.

6.- La extensión del **hormigón de limpieza** ocupará como mínimo **un metro** por fuera del perímetro de los encepados, con el fin de:

- Evitar descalces en el perímetro de la cimentación.
- Facilitar y aumentar la calidad del proceso constructivo.

Movimientos admisibles.

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO POR ASIENTO.

Los movimientos que puede admitir una cimentación sin causar daño significativo a la estructura que soporta dependen de su tipología.

Para la comprobación del estado límite de servicio por asientos se han fijado los siguientes movimientos admisibles.

- Asiento máximo de zapatas aisladas = 2,5 cm.
- Asiento máximo en cajones = 5,0 cm.
- Asiento diferencial máximo entre apoyos contiguos de estructuras =
Estructuras Isostáticas: $L/300$, (L = distancia entre apoyos).
Estructuras Hiperestáticas: $L/500$, (L = distancia entre apoyos).

10.2.3.2. MUROS DE SUELO REFORZADO.

Relleno del trasdosado del muro de suelo reforzado:

Con objeto de evitar empujes sobre los muros que pudieran derivar en movimientos horizontales del muro de suelo reforzado y limitar los posibles asientos diferidos del cuerpo del relleno, para su ejecución en el trasdosado se emplearán suelos granulares (Suelos granulares, con ángulo de rozamiento efectivo $\geq 36^\circ$, pasante por el tamiz #200 $\leq 15\%$) compactados a una densidad mínima del 100% de la obtenida en el ensayo PM.

En todo caso se estará de acuerdo con las limitaciones y calidad mínima dadas por el fabricante del muro de reforzado, acorde a la obra que se está ejecutando.

Asientos en rellenos de suelo reforzado:

En el Anejo 7 se ha previsto una mejora del terreno de cimentación consistente en:

- Saneamiento de los 2 metros superficiales y sustitución por pedraplén envuelto en geotextil.
- Tratamiento de columnas de grava. Previsto para terraplenes de más de 4 metros de altura, y que incluye también a los rellenos ejecutados con suelo reforzado de la Estructura E-2.

Como medida preventiva de posibles estabilizaciones y ajustes del relleno al final de su construcción, un tiempo de espera entre el final de la ejecución del relleno y el inicio de la construcción de las pilas-pilote por el intradós de los muros de ambos estribos, durante el cual se medirá la evolución de los asientos mediante la instalación de hitos topográficos de nivelación.

En el siguiente Cuadro se resumen los hitos topográficos previstos.

Eje	Obra	Sección (1)	Nº de hitos (ud)	Observaciones
Ramal Huelva - Cádiz	Estructura E-2	0+570	2	-
		0+610	2	-

(1) La situación de la sección de estudio es orientativa. En fase de obra se decidirá exactamente la posición de los hitos de nivelación.

Cuadro. Hitos nivelación. Terraplenes de acceso a estribos de la Estructura E-2.

Se ha previsto, por tanto, la instalación de **4 ud** hitos de nivelación.

10.3.- OBRAS TRANSVERSALES PARA EL DRENAJE LONGITUDINAL (OTDL).

No se han proyectado Obras de Drenaje Transversal.

Se han proyectado tubos para evacuar el drenaje longitudinal del enlace. Esto se cimienta directamente sobre una cama de hormigón HM-20 que se apoya a su vez sobre el saneo proyectado de 2m tipo pedraplén y sobre las columnas de grava para el caso de terraplenes de altura superior a 4m.

Se proyecta de manera generalizada para todas las OTDL, un **saneamiento de 2,00 m de espesor** de los materiales aluviales superficiales (medido desde el terreno natural, incluida la tierra vegetal) y rellenos antrópicos de consistencia blanda-media detectados durante la campaña geotécnica y **sustitución por material tipo pedraplén envuelto en geotextil** con función de separación y de filtro, resistente al punzonamiento. Este tratamiento de sustitución se aplicará en toda la zona de apoyo de la obra y de la cuña de transición de las obras enterradas. El saneamiento se excavará con un talud provisional del 1H:1V. Una vez finalizada la excavación se procederá a la nivelación y compactación energética del fondo de excavación.

Para el caso en que la **obra de drenaje quede enterrada** en el terreno natural a profundidades superiores al saneamiento proyectado, se ha previsto una sustitución mínima de **0.5m bajo el plano de cimentación de la OTDL y relleno con material tipo pedraplén envuelto en geotextil**.

10.4.- MUROS.

10.4.1. MURO 1. Pantalla de pilotes.

En el tronco, eje A-49 Sevilla – Huelva para alojar el carril de aceleración del ramal Camas – Huelva y con el fin de evitar que la ampliación lateral del desmonte actual de la A-49 invadiese la carretera autonómica A-474 “Cuesta del Caracol”, se ha proyectado un **muro pantalla** de contención de la plataforma de la carretera de la Junta.

El perfil geotécnico, investigado en los sondeos S-2-2016 y S-3-2016 está representado por las siguientes formaciones:

LITOLÓGÍAS ATRAVESADAS. Plano de debilidad considerado en el predimensionamiento:

- Formación Ts^{BC}₁₂. Arcilla marrón verdosa (margas alteradas) → de 0 a 6,30 metros. Arcillas alteradas saturadas, de consistencia media.
- Formación Ts^{BC}₁₂. Margas azules → A partir de 6,30m. Arcillas sanas de consistencia dura.

En los planos adjuntado al final del Anejo se acompaña una planta y perfil geotécnicos del muro.

PÁRAMETROS GEOTÉCNICOS DE CÁLCULO.

Los parámetros geotécnicos de los materiales se recogen en el Cuadro siguiente.

MATERIALES	TERCIARIO	TERCIARIO
	Ts ^{BC} ₁₂ (Margas alteradas)	Tm ^{BC} ₁₂ zona a (Margas azules)
PROPIEDADES		
Litología	arcillas alteradas	arcillas
Comportamiento	suelo cohesivo	suelo cohesivo
Golpeo N ₃₀ medio	13	35
Consistencia / Compacidad	FIRME	DURA
Densidad aparente (kN/m ³)	20,70	21,00
Densidad sumergida (kN/m ³)	10,70	11,00
Cohesión (kPa)	11,00	12,00
Angulo de rozamiento (°)	19,00	23,50
Resistencia al corte sin drenaje (kPa)	116,00	121,00
Módulo de deformación (kPa)	16800,00	46740,00
Módulo de Poisson	0,30	0,30
Módulo balasto horizontal (kPa/m)	8700,00	18975,00
Permeabilidad (m/seg)	1,00E-10	1,00E-10

- Cuadro. Parámetros geotécnicos de calculo Muro de Escollera y Muro Pantalla -

NIVEL FREÁTICO:

En el sondeo realizado en la cuesta del caracol (A-474) se ha detectado la existencia de nivel freático, oscilando entre 2,20 m y 4,55m en las lecturas realizadas. Durante la perforación del sondeo S-2-2016 se ha podido constatar el elevado contenido en humedad de los niveles superiores correspondientes a la formación Ts^{BC}₁₂ y al techo alterado de las margas azules Tm^{BC}₁₂.

Para el cálculo del muro pantalla se ha considerador la situación desfavorable de **NF a 2,20 m** de profundidad.

CARACTERIZACIÓN SÍSMICA DEL SUSTRATO.

Según la Norma de Construcción Sismorresistente NCSP-07 el emplazamiento de la estructura en estudio puede caracterizarse por los siguientes parámetros:

- Hasta 6,3 m: Tipo III – Margas alteradas. Suelo cohesivo de consistencia Firme. (C=1,60).
- Hasta 30,0 m: Tipo II – Margas azules sanas. Consistencia dura. (C=1,30).

Por tanto el coeficiente de terreno a emplear es:

$$C = \frac{6,3 * 1,6 + 23,7 * 1,3}{30} = 1,363$$

CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DEL MURO:

En la Figura expuesta a continuación, se representa la sección tipo proyectada. Las características principales del muro son:

- Diámetro de los pilotes = 0,60 m. Pilotes tangentes. INTEREJE de 0,60m.
- Longitud de los pilotes = 10m.
- Viga de coronación de 0.80 m x 0.80 m en toda la longitud del muro.
- Por el intradós del muro se ha previsto una cámara bufa y una cuneta interior de drenaje de recogida de posibles filtraciones de agua freática a través del muro pantalla de pilotes tangentes. Dicho cuneta se ha conectará al sistema de drenaje superficial de la carretera.
- Dicha cámara bufa se obtiene construyendo un muro de bloques de hormigón por el intradós del muro pantalla, de manera que quede un espacio interior libre de 20 cm. El paramento del muro de bloques de hormigón, se revestirá con chapado de piedra pulida en pieza irregular de 3 a 4cm de espesor, recibida con mortero, de acuerdo con la tipología de los muros existentes en la A-49.

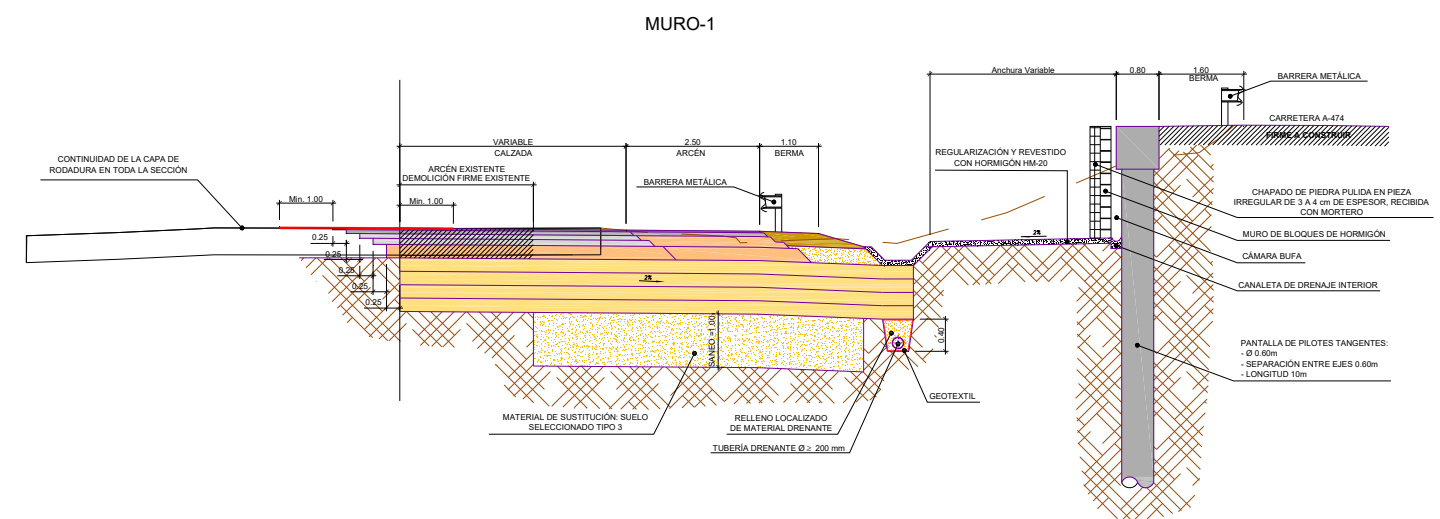


Figura – Sección tipo muro pantalla (MURO 1). Ensanche desmonte eje A-49 Sevilla - Huelva.

Para la ejecución de la pantalla de pilotes, prevista desde la carretera A-474 se ha provisto un **corte de tráfico provisional**, durante el tiempo de duración de las obras. El corte afectará a la vía en toda su calzada. Durante este plazo se señalizarán tráficos alternativos a través de los enlaces de Coca Piñera y de Tomares de la A-49.

10.4.2. MUROS 2, 3 Y 4. Cimentación directa.

TRATAMIENTO DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN. TENSIÓN ADMISIBLE:

Se trata en todos los casos de muros de poca entidad (alzado máximo de 1,50 metros), apoyados sobre los rellenos proyectados o bien en zonas de transición relleno-desmante.

Se ha adoptado, por tanto, **cimentación directa**.

Para la mejora y homogeneización del terreno de cimentación se ha previsto **la construcción de dos capas de suelo seleccionado de espesor mínimo 25cm (total 50 cm) bajo el plano de cimentación**.

En estas condiciones se ha considerado, del lado de la seguridad, **una tensión admisible de 1,5 kp/cm²**.

TALUDES DE EXCAVACIONES PROVISIONALES.

Los taludes de las excavaciones temporales precisas para la construcción de estribos y encepados de pilas podrán diseñarse con taludes 1H:1V.

Consideraciones generales:

En todo caso, se evitará durante el tiempo que queden abiertos los taludes la pérdida de humedad de los mismos, así como los posibles efectos de escorrentías y proximidad de cargas en los mismos que pudieran alterar las condiciones de estabilidad estimadas.

Esto, aparte de las posibles consideraciones de seguridad que pudieran establecerse por motivos ajenos a los criterios geotécnicos.

ACTUACIONES AUXILIARES PARA LA EJECUCIÓN DE LAS CIMENTACIONES.

Para la correcta ejecución de las cimentaciones se tendrán en cuenta los siguientes aspectos:

- 1.- En todos los casos se **retirarán rellenos antrópicos, suelos vegetales y suelos alterados** en superficie del terreno. El saneo realizado se sustituirá por suelo seleccionado.
- 2.- Bajo el hormigón de limpieza de los MUROS proyectados se construirán, como mínimo, dos **capas de regularización y apoyo de las zapatas, de 50 cm de espesor total** con material seleccionado Tipo 3, CBR ≥ 20 e HL nulo.

Con estas capas se consigue:

- Regularización y homogeneización del nivel superior de apoyo.
- Garantiza un comportamiento adecuado del cemento frente al agua subterránea.
- Mejora el comportamiento de la cimentación frente a posibles cambios de volumen por expansividad del sustrato arcilloso.

Una vez realizada la sobreexcavación se procederá a la regularización y **compactación energética** del fondo resultante y colocación de las capas de apoyo de suelo seleccionando (compactadas hasta alcanzar una densidad ≥ 100% Proctor Modificado).

3.- Ejecución de una capa de **hormigón de limpieza**, hasta alcanzar el nivel del plano de cimentación de los muros.

4.- Tanto las capas de apoyo homogéneo de Suelo Seleccionado Tipo 3, como la extensión del hormigón de limpieza **ocuparán como mínimo un metro por fuera del perímetro de las zapatas o losas**, con el fin de:

- Aumentar la durabilidad del tratamiento realizado.
- Evitar descalces en el perímetro de la cimentación.
- Facilitar y aumentar la calidad del proceso constructivo.

10.4.3. MURO 5. Pantalla de pilotes.

Entre los ppkk **0+800 al 0+860** y de acuerdo con la solicitud de Emasesa, en reuniones mantenidas con técnicos responsables, la ampliación de la plataforma de la A-49 y construcción del muro de escollera, se ha previsto ejecutarla al amparo de un muro pantalla de pilotes empotrado en el terreno. Dicho muro pantalla presenta las siguientes funciones:

- Facilitar la construcción de las obras de ampliación de la A-49, en el tramo en que más se aproximan a las tuberías de Emasesa.
- En este sentido, las obras se iniciarán con la ejecución del muro pantalla. Una vez finalizado dicho muro, se procederá a la construcción de la ampliación lateral de la A-49, iniciada mediante la excavación de la cimentación del muro de escollera al abrigo del muro pantalla de pilotes previamente contruido.
- Permitir, en fase de explotación de las obras, la ejecución de posibles obras de reparación y/o mantenimiento de las tuberías de Emasesa, al abrigo del muro pantalla, y por tanto sin afecciones a la infraestructura de la A-49.

En la **Figura** expuesta a continuación, se representa la sección tipo proyectada, en el caso de la obra auxiliar del muro pantalla, entre los ppkk 0+800 al 0+860.

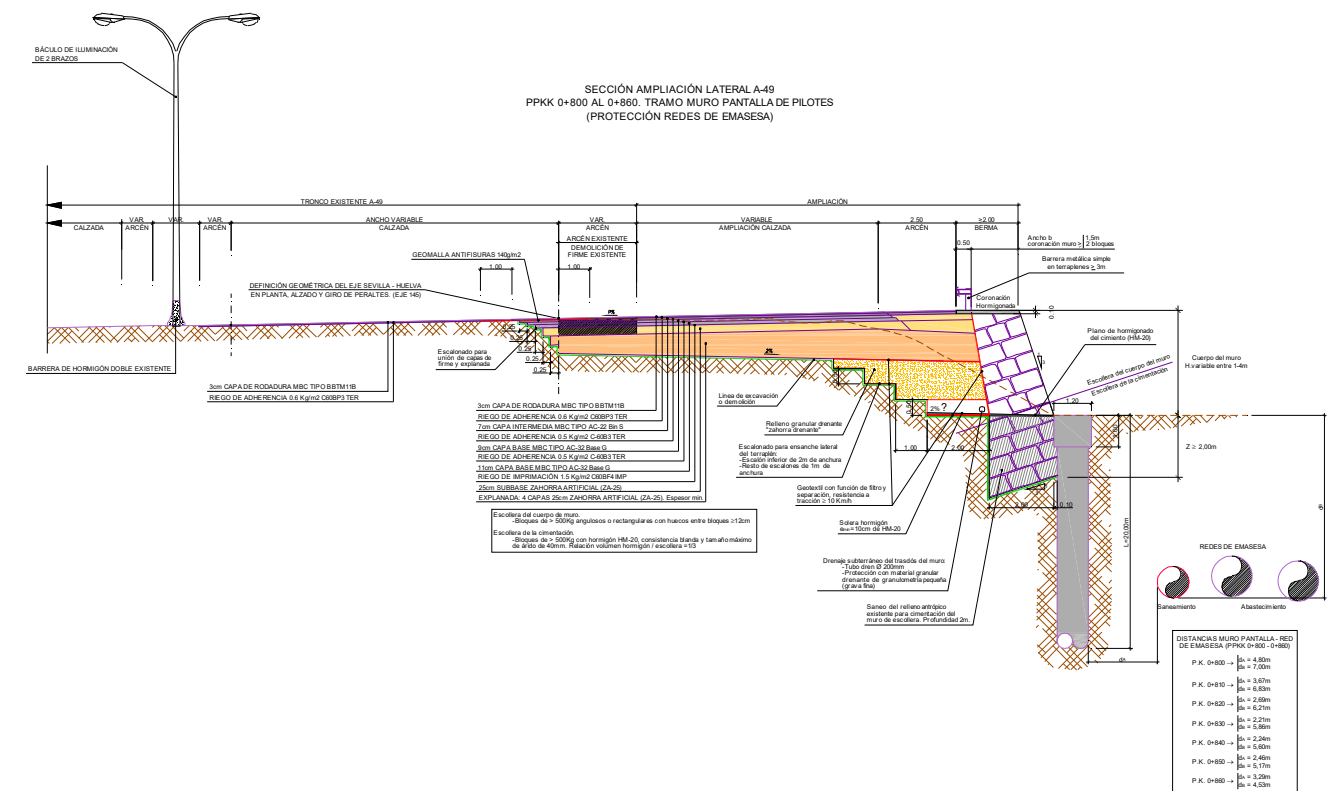


Figura – Sección tipo MURO DE ESCOLLERA. Ensanche relleno eje A-49 Sevilla - Huelva. Con obra auxiliar de muro pantalla entre los ppkk 0+800 al 0+860.

Descripción geológica del emplazamiento.

El muro pantalla se construye sobre la terraza aluvial QT₃ del río Guadalquivir.

Dicho aluvial presenta un recubrimiento importante de rellenos antrópicos, de 3,60 m de espesor, de consistencia FIRME-MUY FIRME media en los distintos sondeos ejecutados. El rechazo del sondeo S-2-2008, se trata de falso rechazo en una losa de hormigón.

Dentro del aluvial, se han diferenciado tres niveles de granulometría creciente con la profundidad:

- QT3 – N1.-** ARCILLAS de consistencia FIRME. Espesor de 8,40 metros.
- QT3 – N2.-** LIMOS Y ARENAS de consistencia BLANDA. Espesor de 6,20 metros.
- QT3 – N3.-** ARENAS Y GRAVAS de compacidad MEDIA. Espesor 9,80 metros.

El sustrato está constituido por la formación **Tm^{BC}₁₂ zona b.-** MARGAS AZULES SANAS. ARCILLAS de consistencia DURA, con techo a 28,00 metros de profundidad.

Reconocimientos utilizados.

En el lugar de implantación de la estructura se han realizado los siguientes reconocimientos.

Tipo	Campaña	Denominación	PROF. (m)
Sondeos	2008	S-2-2008	35,98
Penetrómetros dinámicos	2016	P-1-2016	25,40
CATA Emasesa 1	Cata específica 2016 investigación EMASESA		
Cata Emasesa 2	Cata específica 2016 investigación EMASESA		

- Cuadro. Prospecciones consideradas -

Definición de la columna estratigráfica.

Para el cálculo de la cimentación de la estructura se considerarán los siguientes niveles geotécnicos:

- Nivel Rx Vertido hasta 1,8 metros.
- Nivel QT₃ N1 , hasta 12,0 metros.
- Nivel QT₃ N2 , hasta 18,2 metros.
- Nivel QT₃ N3 , hasta 28,0 metros.
- Nivel Tm^{BC}₁₂ zona b , en el resto del perfil litológico.

- Cuadro. Columna estratigráfica a considerar en el cálculo -
Parámetros geotécnicos de cálculo.

Los parámetros geotécnicos de los materiales se recogen en el Cuadro siguiente.

MATERIALES PROPIEDADES	Rx VERTIDO	Rx compactado (TERRAPLÉN)	CUATERNARIO			TERCIARIO
			QT3 - N1	QT3 - N2	QT3 - N3	Tm ^{BC} ₁₂ zona b (Margas azules)
Litología	Arcillas con indicios de arena, MO. y fragmentos de ladrillos, plasticos, etc	limos arcillosos	arcillas	limos y arenas arcillosas	arenas y gravas arcillosas	arcillas
Comportamiento	suelo cohesivo	suelo cohesivo	suelo cohesivo	suelo cohesivo	suelo granular	suelo cohesivo
Golpeo N ₃₀ medio	16	14	16	3	28	40
Consistencia / Compacidad	FIRME-MUY FIRME	FIRME	FIRME-MUY FIRME	BLANDA	MEDIA-DENSA	DURA
Densidad aparente (kN/m ³)	19,00	20,60	20,40	19,20	20,10	20,10
Densidad sumergida (kN/m ³)	10,00	10,60	10,40	9,20	10,10	10,10
Cohesión (kPa)	5,00	10,00	36,00	10,00	---	51,75
Angulo de rozamiento (°)	28,00	32,00	22,84	27,50	35,40	17,49
Resistencia al corte sin drenaje (kPa)	---	---	122,00	18,75	---	253,00
Módulo de deformación (kPa)	21300,00	18400,00	21300,00	3000,00	47500,00	50080,00
Módulo de Poisson	0,30	0,30	0,35	0,40	0,30	0,30
Módulo balasto horizontal (kPa/m)	8025,00	6975,00	9150,00	1406,00	45000,00	18975,00
Permeabilidad (m/seg)	1,00E-09	---	2,00E-10	1,00E-09	1,00E-04	1,00E-10

- Cuadro. Parámetros geotécnicos de calculo Muro de Escollera y Muro Pantalla -

Caracterización sísmica del sustrato.

Según la Norma de Construcción Sismorresistente NCSP-07 el emplazamiento de la estructura en estudio puede caracterizarse por los siguientes parámetros:

- *Hasta 1,8 m: Tipo III – Rellenos antrópicos. Suelos cohesivos-granulares de consistencia FIRME-MUY FIRME / compacidad MEDIA. (C=1,60).*
- *Hasta 12,0 m: Tipo III – Terraza del Guadalquivir nivel N1. Arcillas de consistencia FIRME. (C=1,60).*
- *Hasta 18,2 m: Tipo IV – Terraza del Guadalquivir nivel N2. Limos y arenas de consistencia BLANDA. (C=2,00).*
- *Hasta 28 m: Tipo III – Terraza del Guadalquivir nivel N3. Arenas y gravas de compacidad MEDIA. (C=1,60).*
- *Hasta 30,0 m: Tipo II – Margas azules sanas. Consistencia dura. (C=1,30).*

Por tanto el coeficiente de terreno a emplear es:

$$C = \frac{1,8 * 1,6 + 10,2 * 1,6 + 6,2 * 2 + 9,8 * 1,6 + 2 * 1,3}{30} = 1,663$$

Nivel freático.

De acuerdo con las lecturas realizadas en el sondeo S-2-2008, el nivel freático se considera a **6,80 m** de profundidad.

SONDEO	PROFUNDIDAD N.F.(metros)			PROF. ADOPTADA (metros)
	Medida del nivel freático (metros)	fecha de lectura	OBSERVACIONES	
S-2-2008	7,00	07-mar-08		6,80
	6,80	25-mar-08		

- Cuadro . Nivel freático sondeo S-2-2008 (TERRAZA DEL GUADALQUIVIR) –Agresividad del medio.

AGUA:

El agua analizada, en el sondeo S-2-2008, presenta un grado de **agresividad DÉBIL**, con clase de exposición frente a procesos de ataque **químico Q_A**.

- Sondeo S-2-08:

PARÁMETRO	Resultado del Ensayo	Grado de Agresividad.		
		ataque DÉBIL (Q _A)	ataque MEDIO (Q _B)	ataque FUERTE (Q _C)
OLOR	INOLORA			
pH	7.9	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
Magnesio (Mg ²⁺) (mg/l)	51	300 - 1.000	1.000 - 3.000	> 3.000
Amonio (NH ₄ ⁺) (mg/l)	0	15 - 30	30 - 60	> 60
Sulfatos (SO ₄ ²⁻) (mg/l)	526	200 - 600	600 - 3.000	> 3.000
CO ₂ (mg/l)	0	15 - 40	40 - 100	> 100
Residuo Seco (mg/l)	1120	>150	50-150	<50
Cloruros (Cl ⁻) (mg/l) UNE 7178/60	83.4	--	--	--

- Cuadro. Resultados ensayo de agresividad del agua freática -

SUELO:

Las muestras de suelo ensayadas han resultado NO AGRESIVAS en todos los casos, con contenido en sulfatos nulo.

Expansividad.

Para los materiales presentes en el corredor no es preciso proyectar medidas especiales frente a la expansividad.

No obstante, con el fin de retirar suelos antrópicos y garantizar el drenaje del cimiento, se ha proyectado, en todos las explanaciones encajadas sobre **la terraza del Guadalquivir**, un saneo y **sustitución por material tipo pedraplén, envuelto en un geotextil con funciones de filtro y separación**. Estos materiales además de garantizar la regularidad del apoyo de tubos y explanaciones del enlace, mejoran el comportamiento frente a fenómenos puntuales de expansividad de las arcillas del sustrato, en rellenos de baja altura.

10.9.- CUÑAS DE TRANSICIÓN.

En las zonas de transición entre las obras de fábrica, estribos y estructuras y el terreno natural o los rellenos, se ejecutarán cuñas de transición, que como su nombre indica aseguren una transición gradual de rigideces de manera que se reduzcan en lo posible los efectos negativos sobre el tránsito rodado de los asientos diferenciales que pudieran aparecer.

En las OTDL se emplearán cuñas de transición formadas por material de menor deformabilidad que el relleno del terraplén. En la **Figura** siguiente.- Cuña de transición en OTDL se adjunta el esquema a seguir en estos casos. Para ello se emplearán los siguientes materiales:

- HM-20.
- Suelo Granular. Suelo seleccionado tipo 3 (CBR_≥20).
- Relleno general.

La transición de rigideces junto a los estribos de estructuras se realizará mediante losas de transición de longitud mínima de 5 metros. Bajo la losa se dispondrá una cuña de material de menor deformabilidad que el del núcleo del terraplén adyacente. En la **Figuras** siguientes.- Cuña de transición en estribos de estructuras (Estribo cerrado de HA y Muro de suelo reforzado) se adjunta el esquema que se seguirá en estos casos. Los materiales empleados serán:

Estribo cerrado de HA – Estructura E-1

- 1** : Suelo Granular. Suelo seleccionado tipo 3 (CBR_≥20).
- 2** : Suelo Granular. Suelo seleccionado tipo 3 (CBR_≥10).
- 3** : Relleno general.

Estribo de suelo reforzado – Estructura E-2

- 0** : Suelo Reforzado. Calidad según tipología del muro.
- 1** : Suelo Granular. Suelo seleccionado tipo 3 (CBR_≥20).
- 3** : Relleno general.

DETALLE DE CUÑA DE TRANSICIÓN EN OBRAS ENTERRADAS EN TIPO TUBO (OTDL)

S/E

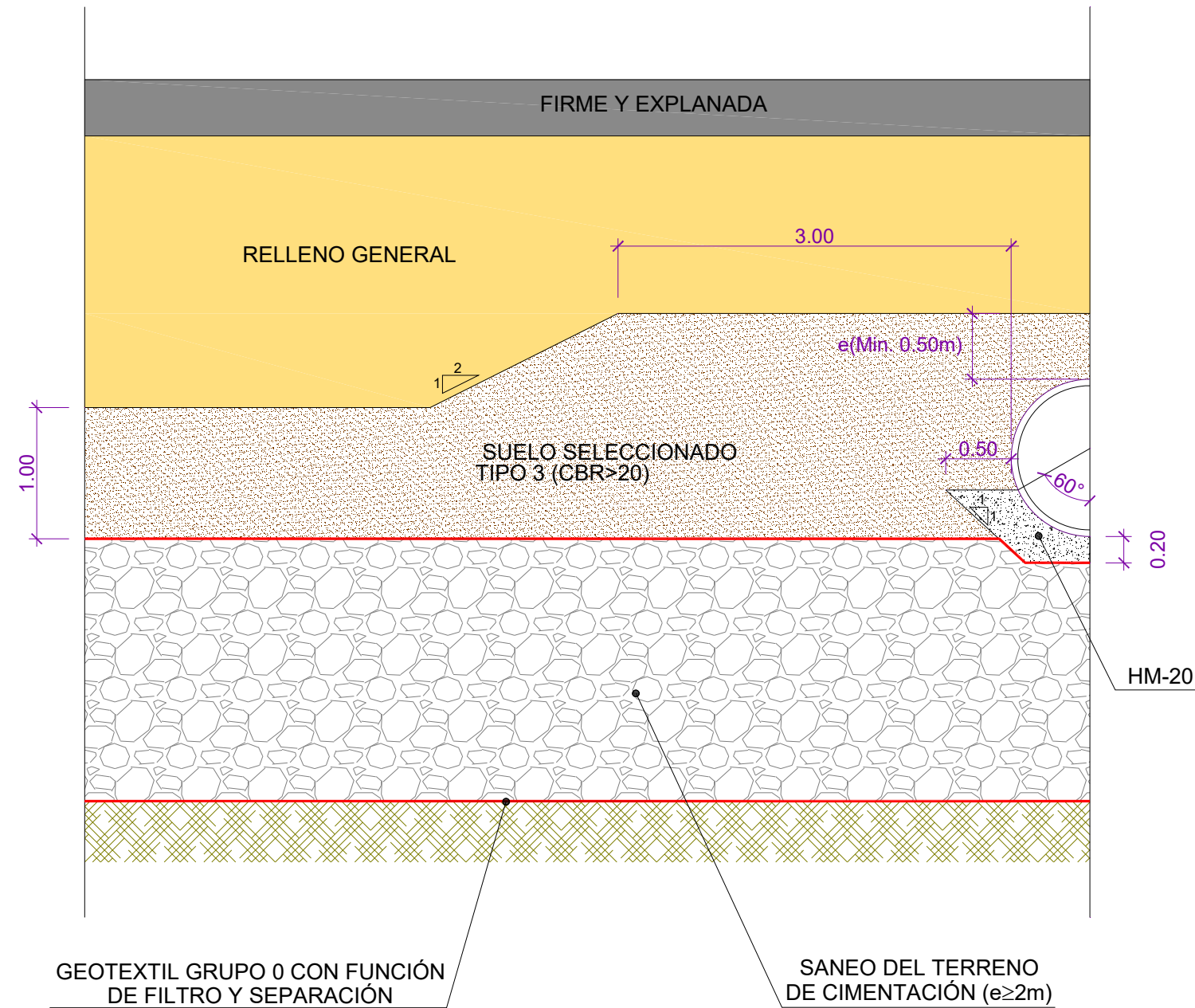


Figura. Cuñas de transición en OTDL.

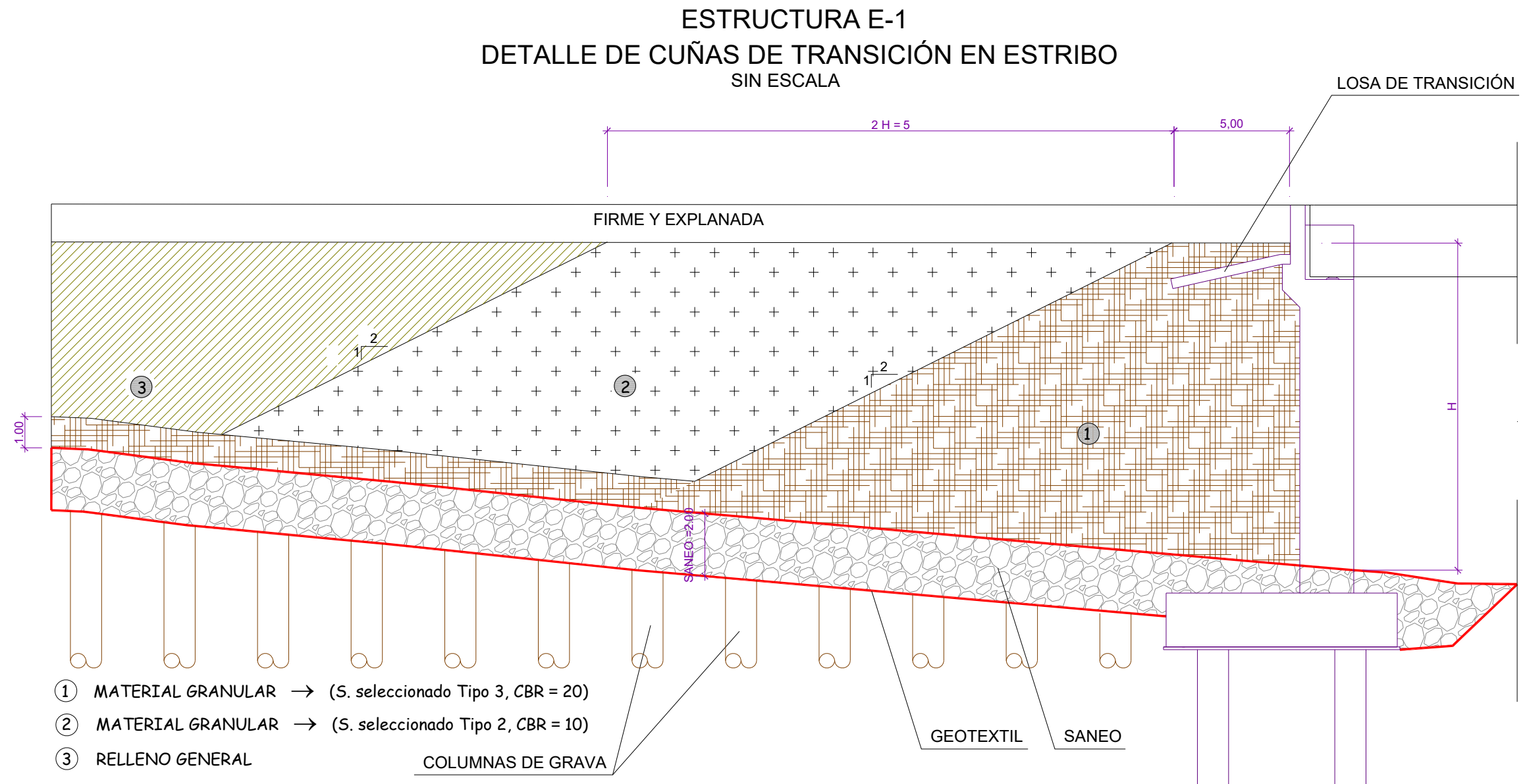


Figura. Cuñas de transición en estribos cerrados. Estructura E-1.

ESTRUCTURA E-2
DETALLE DE CUÑAS DE TRANSICIÓN EN ESTRUCTURA CON MURO DE SUELO REFORZADO
 SIN ESCALA

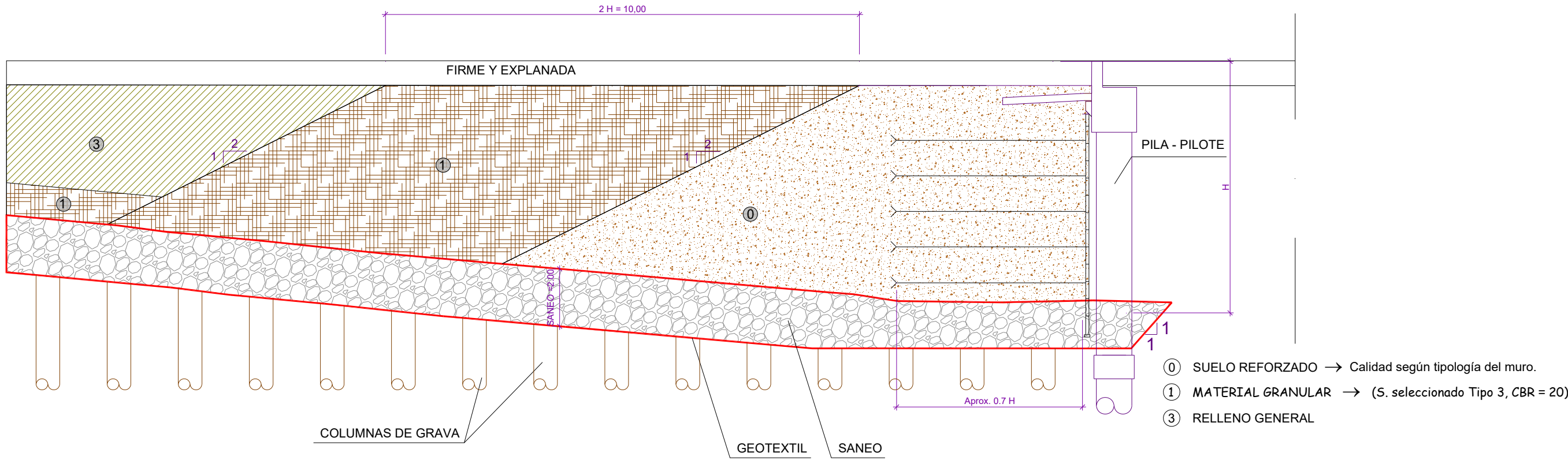


Figura. Cuñas de transición en estribos de suelo reforzado. Estructura E-2.

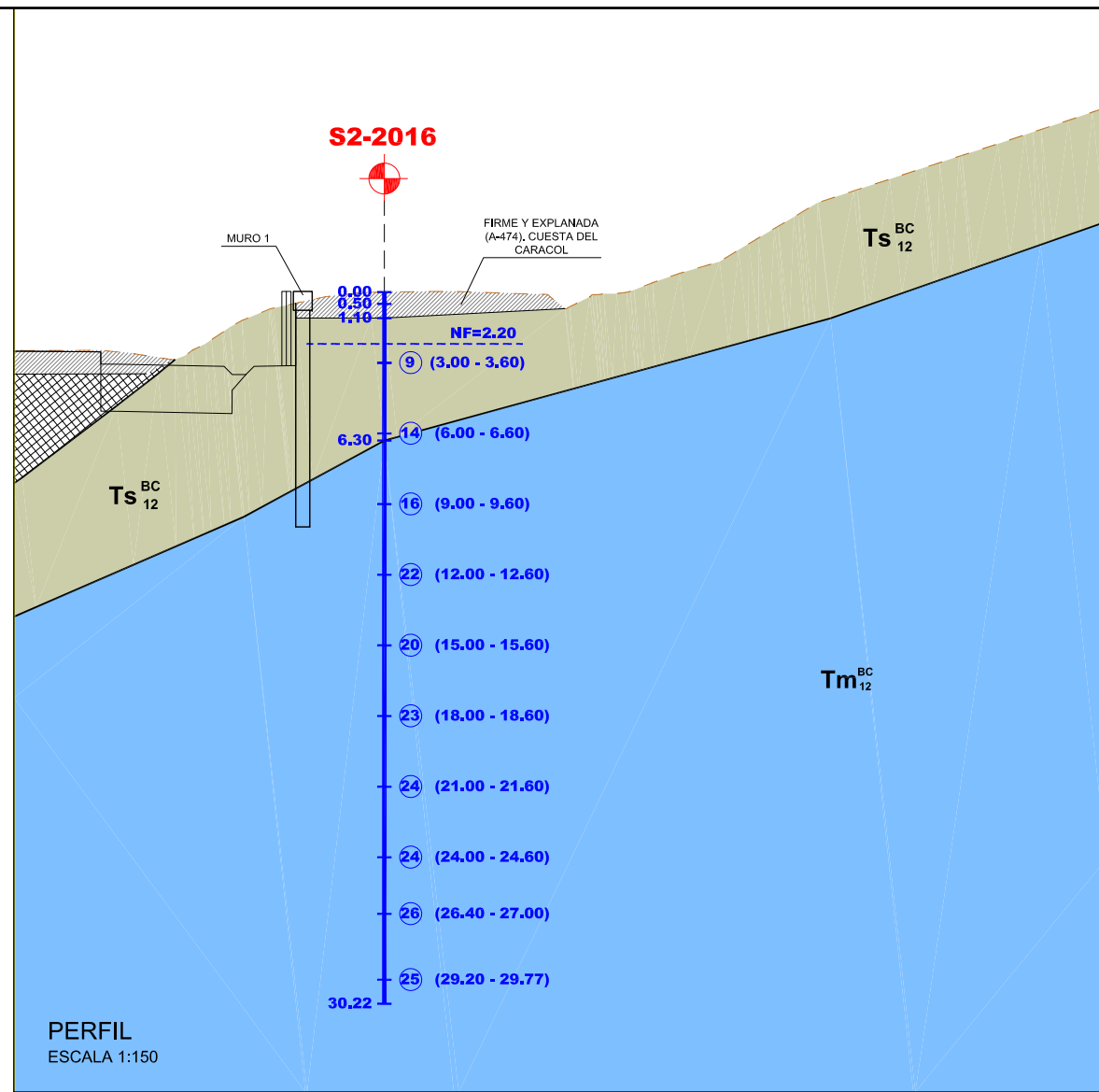
11.- BIBLIOGRAFÍA

Bibliografía y Normativa básica:

- NOTA DE SERVICIO 3/2012: RECOMENDACIONES SOBRE LA CAMPAÑA GEOTÉCNICA EN LOS PROYECTOS, de la Dirección General de Carreteras.
- GUÍA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA, de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento.
- OC 17/2003 - RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DEL DRENAJE SUBTERRÁNEO EN OBRAS DE CARRETERA, de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento.
- GUÍA PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCIÓN DE MUROS DE ESCOLLERA EN OBRAS DE CARRETERA, de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento.
- GONZÁLEZ DE VALLEJO, LUIS I.; FERRER MERCEDES.; ORTUÑO LUIS.; OTEO CARLOS.; (2002) "Ingeniería Geológica". PEARSON EDUCACIÓN, Madrid 744 p.
- JIMENEZ SALAS, J.A. (1980): "Geotecnia y Cimientos " Edit. Rueda, Madrid, 997 p.
- MANUAL DE TÉCNICAS DE MEJORA DEL TERRENO. Ana Bielza Feliú 1999.
- PLIEGO DE PRESCRIPCIONES TÉCNICAS GENERALES PARA OBRAS DE CARRETERAS Y PUENTES. PG-3.

PLANOS

PLANO 1.- PLANTA Y PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO. ESTRUCTURA 1
PLANO 2.- PLANTA Y PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO. ESTRUCTURA 2
PLANO 3.- PLANTA Y PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO. MURO PANTALLA (MURO 1).
PLANO 4.- PLANTA Y PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO. MURO PANTALLA (MURO 5).



LEYENDA	
CARTOGRAFÍA GEOLÓGICA	
	RELLENO ANTRÓPICO.
	TERRAZA INFERIOR: ARCILLAS ROJAS, MARRONES Y GRAVAS.
	ALTERNANCIA DE MARGAS ARENOSAS Y ARENAS.
	MARGAS AZULES
	CONTACTO
	NIVEL FREÁTICO
	CUATERNARIO
	TERCIARIO

CAMPAÑAS ANTECEDENTES	
	CALICATA MECÁNICA
	PENETRÓMETRO DINÁMICO
	SONDEO MECÁNICO A ROTACIÓN
PROPUESTA CAMPAÑA 2016	
	CALICATA MECÁNICA
	PENETRÓMETRO DINÁMICO
	SONDEO MECÁNICO A ROTACIÓN

