

PROYECTO GENERAL DE DESMANTELAMIENTO DE LA PLANTA QUERCUS DE FABRICACIÓN DE CONCENTRADOS DE URANIO (FASE I)

SAELICES EL CHICO (SALAMANCA)



**ANEXO I – PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LA EJECUCIÓN DEL RECINTO DE
CONFINAMIENTO Y EL DESMANTELAMIENTO DE LA ERA DE LIXIVIACIÓN
ESTÁTICA DE LA PLANTA QUERCUS**

ANEJO 2 – ESTUDIO GEOTÉCNICO

JULIO-2024



ANEJO 2

ESTUDIO GEOTÉCNICO



ANEJO 2. ESTUDIO GEOTÉCNICO

1. **INTRODUCCIÓN**
2. **ANTECEDENTES GEOTÉCNICOS DEL ÁREA DE ACTUACIÓN**
3. **INFORME GEOTÉCNICO Y RECONOCIMIENTO GEOLÓGICO RELATIVO A LA EJECUCIÓN DE UN VASO EXCAVADO EN EL TERRENO EN LAS INSTALACIONES DE ENUSA EN Saelices el Chico. Salamanca**



1. INTRODUCCIÓN

El comportamiento mecánico del suelo es un factor importante para la construcción de un depósito de residuos. Esta propiedad del terreno se determina mediante ensayos, como son los ensayos de corte directo y triaxial, y si es necesario, se puede mejorar la estabilidad mecánica del suelo mediante técnicas o colocación de otros materiales más adecuados, de forma que las tensiones se transmitan uniforme y progresivamente, y no se produzcan asentamientos excesivos o incluso el colapso de la infraestructura construida.



2. ANTECEDENTES GEOTÉCNICOS DEL ÁREA DE ACTUACIÓN

Para la redacción de los proyectos de las distintas instalaciones y estructuras de la mina se realizaron varios estudios geotécnicos en diversos emplazamientos. Aunque ninguno de ellos coincide exactamente con la ubicación del recinto de confinamiento, sí pueden aportar ideas generales sobre la capacidad portante de las distintas litologías, así como de las características geotécnicas en general de los distintos materiales.

Para el Proyecto de Construcción del Dique de Estériles, en el año 1987 se realizó el correspondiente estudio Geológico-Geotécnico, en el que se realizaron 5 sondeos situados a lo largo del eje del dique, ensayos de permeabilidad “*in situ*” y los correspondientes ensayos geotécnicos de la resistencia de la roca (resistencia a la compresión simple y densidad aparente), así como zanjas y calicatas de reconocimiento e investigaciones geofísicas.

El terreno de esta zona está formado por un zócalo rocoso formado por filitas con cuarzo bastante sanas, con recubrimiento entre 0,3 y 0,5 m de suelo vegetal y una parte superficial de roca alterada y decomprimida que oscila entre 2,40 y 5 m de espesor.

Los ensayos realizados sobre las muestras extraídas de los sondeos indican que la roca tiene una densidad de entre 2,73 y 2,79 t/m³ y una resistencia a la compresión simple comprendida que oscila desde 310 a 763 kg/cm². Estos valores, que pueden calificarse como buenos, ponen de manifiesto que la masa de roca es resistente.



El macizo rocoso se encuentra fracturado por varias familias de diaclasas, más intensa en la capa superficial del terreno donde la roca está meteorizada y decomprimida, si bien todas las fracturas parecen estar selladas.

Durante la explotación de la mina y mediante numerosas observaciones sobre las caídas de bloques de roca en taludes de la mina, se estimaron los siguientes valores de ángulos de rozamiento a favor de las distintas discontinuidades del macizo:

- ▶ 31º en los planos de esquistosidad.
- ▶ 37º en las juntas de diaclasado.

Dado que esta zona presenta litologías similares a las descritas en el Proyecto de Construcción del Dique de Estériles, el rango de valores citado permite la construcción del depósito de confinamiento en la zona prevista, situada en la zona noreste de la Era de Lixiviación Estática de la Planta Quercus.

No obstante, antes de la ejecución de las obras se realizará el correspondiente estudio geotécnico de detalle, en el que se realizarán los ensayos necesarios para verificar que la capacidad portante del terreno es suficiente a fin de evitar que se produzcan asentamientos significativos en el recinto una vez construido y cargado con los materiales procedentes del desmantelamiento de la Planta Quercus.



3. INFORME GEOTÉCNICO Y RECONOCIMIENTO GEOLÓGICO RELATIVO A LA EJECUCIÓN DE UN VASO EXCAVADO EN EL TERRENO EN LAS INSTALACIONES DE ENUSA EN Saelices el Chico. Salamanca.

A continuación se adjunta el Informe Geotécnico de la zona del recinto de confinamiento realizado en noviembre de 2013 por ASG, Geotecnia e ingeniería del terreno.

INFORME GEOTÉCNICO Y RECONOCIMIENTO GEOLÓGICO RELATIVO A LA EJECUCIÓN DE UN VASO EXCAVADO EN EL TERRENO EN LAS INSTALACIONES DE ENUSA EN Saelices El Chico. SALAMANCA.

Expediente: G-040-IG-42.07.13

Peticionario: ENUSA.

Fecha: 07 de noviembre de 2.013

Empresa acreditada en la REA (Registro de Empresas Acreditadas) Nº 12/28/0039841.

Certificaciones de Geotecnia e Ingeniería del Terreno, S.L.:

UNE EN-ISO 9001:2004 Certificada por BUREAUVERITAS. Certificado nº 8989/ER/02/08.

UNE EN-ISO 14001:2004 Certificada por BUREAUVERITAS. Certificado nº 1940/MA/01/08.

ASG - GEOTECNIA E INGENIERÍA DEL TERRENO

Tel. (+34) 91 715 4485, (+34) 91 851 6423 Fax (+34) 91 715 4485.

Oficina Técnica: c/ Ferraz 3 5ª Planta Pta. Izq. 28008 Madrid

Sede social: Edificio Altagracia c/ Segundo Mata 1 Planta 2 Oficina 11. 28224 Pozuelo de Alarcón.



ÍNDICE

I.- MEMORIA

1	INTRODUCCIÓN	4
1.1	Localización y definición	4
1.2	Características del proyecto a ejecutar	4
1.3	Antecedentes y descripción de las condiciones geológicas	4
2	OBJETO Y ALCANCE	5
3	RECONOCIMIENTO REALIZADOS	6
3.1	Plan de investigaciones en obra	6
3.2	Trabajos de laboratorio	7
4	DISTRIBUCIÓN DE LAS UNIDADES GEOTÉCNICAS	8
5	NIVEL FREÁTICO	8
6	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL TERRENO	10
7	SISMICIDAD	13
8	ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	14
8.1	Cota de Cimentación	14
8.2	Presión vertical admisible y asientos	14
8.3	Elementos de contención. Resistencia frente a acciones horizontales ...	15
8.4	Excavación	16
9	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	18
	BIBLIOGRAFÍA	20

II.- ANEXOS

A1	ANEXO DE FIGURAS
A2	ANEXO: REPORTAJE FOTOGRÁFICO
A3	ANEXO: METODOLOGÍA DE SONDEOS ROTACIONALES Y ENSAYOS GEOTÉCNICOS
A4	ANEXO: METODOLOGÍA DE CÁLCULO: PRESIÓN ADMISIBLE, ASIENTOS, ESTABILIDAD DE TALUDES Y EMPUJES DE SUELOS
A5	ANEXO: ENSAYOS DE LABORATORIO

I.- MEMORIA

1 INTRODUCCIÓN

1.1.- Localización y definición

ENUSA, ha solicitado a ASG-GEOTECNIA E INGENIERÍA DEL TERRENO, S.L., la realización de un estudio geotécnico relativo a la ejecución de un vaso excavado en el terreno, situado en las instalaciones de ENUSA dentro del término municipal de Saelices El Chico, Salamanca. La ubicación geográfica de la parcela en detalle se puede observar en la Figura 1 del anexo A1.

1.2.- Características del proyecto a ejecutar

En los alrededores de la zona de estudio se encuentran rellenos de escombreras mineras. El terreno tiene una suave pendiente y está ocupado por una balsa de agua (que se demolerá), habiendo suficiente superficie libre para maniobrar.

La explanada de la excavación llegará a cota 673, y tendrá una superficie de 110 m x 65 m (7.150 m²). En la zona con más desnivel se tendrá que excavar entre 4 y 5 m de profundidad.

1.3.- Antecedentes y descripción de las condiciones geológicas

El terreno está compuesto en parte por Arcosas de edad Mioceno de escaso espesor, que se apoyan sobre el substrato rocoso compuesto por pelitas grises, pelitas negras y areniscas de edad Cámbrico, según la cartografía geológica dirigida y supervisada por V. Monteserín (1984) para el mapa Magna escala 1:50.000, hoja N° 525 (Ciudad Rodrigo) editada por el IGME (Instituto Geológico y Minero de España). Ver Figura 3 del anexo A1.

El relieve presenta una elevada homogeneidad como consecuencia de las alteraciones sufridas por el zócalo hercínico y de las modeladas de aplanamiento, debido a los sistemas erosivos sedimentarios que se han sucedido. Principalmente a los procesos erosivos de las aguas que vierten al río Águeda.

Estos relieves homogéneos, superficies erosivas, han sido retocados en la actualidad por la explotación minera existente en la zona.



Fig. 2. Cartografía 1:25.000 procedente del visor SIGPAC.

Zona de estudio

2 OBJETO Y ALCANCE

El estudio geotécnico propuesto tiene como objeto determinar la naturaleza y propiedades del terreno, aspectos necesarios para definir la puesta a tierra, las mejoras superficiales necesarias o el tipo de cimentación a proyectar, considerándose los siguientes objetivos:

- Determinar las limitaciones o problemas geotécnicos del emplazamiento objeto de estudio.
- Proporcionar un conocimiento de las características geotécnicas del terreno, de acuerdo con el vaso a proyectar.
- Determinar los parámetros geotécnicos para el diseño del proyecto, donde se analizarán las diferentes soluciones de cimentación en función de las solicitaciones de carga.
- Determinar las permeabilidades de los diferentes niveles, así como el grado estanquidad del substrato sobre el que se excavará el vaso.

3 RECONOCIMIENTOS REALIZADOS

3.1.- Plan de investigaciones en obra

Considerando unas condiciones de cimentación normales a favorables, con una variabilidad de terreno normal, (según tabla 3.5 de la Guía de cimentaciones en obras de carreteras), la geometría y superficie de la zona de estudio, se propone un plan de investigación geotécnica donde se incluirán 4 puntos de investigación, de los cuales el 100% serán sondeos rotacionales con extracción de testigo continuo, según norma XP P94-202. La ubicación de dichos trabajos se puede observar en la figura 1 (véase anexo A1: Figuras), tanto las cotas y coordenadas empleadas han sido facilitadas por ENUSA.

Ensayos	Profundidad (m)	Cota ejecución (m) Cotas locales ENUSA	Coordenadas UTM Referenciadas por ENUSA X / Y
S-1	10,00	677,91	701819/4502528
S-2	10,10	676,40	701791/4502485
S-3	10,00	674,45	701826/4502455
S-4	10,00	674,06	701775/4502437

A lo largo del sondeo a rotación se han realizado varios ensayos S.P.T., según norma UNE 103-800:1992, y una toma de muestra inalterada, MI, según norma ASTM D1587-00, cuyos valores N_{30} van a permitir conocer la capacidad portante y homogeneidad de las capas del subsuelo prospectadas, así como la toma de muestra del terreno.

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)	Golpeo	Calidad de la muestra
S-1	MI-1	2,00-2,60	14-19-22-18	Buena
S-2	SPT-1	1,50-2,10	5-11-19-20	Buena
	SPT-2	2,40-2,50	R	--
S-3	SPT-1	2,00-2,04	R	--
	SPT-2	5,20-5,25	R	--
S-4	SPT-1	1,00-1,60	7-12-30-37	Buena

También se han realizado tres ensayos de permeabilidad, tipo Lefranc, con el fin de obtener los distintos valores de permeabilidad de los diferentes niveles detectados.

El ensayo Lefranc, se ha ejecutado en el interior de los sondeos con carga hidráulica variable, es decir, se introduce un determinado volumen de agua en la cavidad de infiltración y se mide

la variación del nivel piezométrico en el pozo a lo largo del tiempo, obteniendo de este modo el coeficiente de permeabilidad (k).

Sondeo	Profundidad (m)
S-1	2,00-3,00
S-2	4,00-5,00
S-4	2,00-3,00

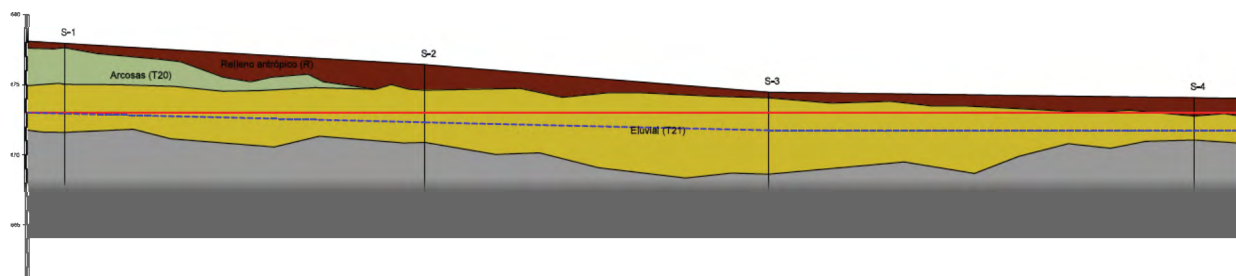
3.2 Trabajos de laboratorio

Mediante la identificación organoléptica, en líneas generales, se consideró que el material que se sitúa a la cota de cimentación prevista es de carácter cohesivo con un porcentaje a un 35% en finos, por lo que se considerarán las condiciones a corto plazo sin drenaje. En cuanto a la plasticidad, se ha creído oportuno realizar este ensayo sobre la fracción fina con objeto de determinar los límites de Atterberg, y clasificar de este modo estos materiales, así como estudiar los posibles indicios que puedan señalar presencia de expansividad. Además, se han realizados ensayos para determinar la resistencia al corte del terreno, ensayo de corte directo consolidado y drenado, y la determinación de sulfatos solubles en suelo seco.

ENSAYOS DE LABORATORIO			
Muestra	S-1	S-2	S-4
Nivel	MI-1	TP-1	TP-1
Profundidad (m)	2,00-2,60	2,40-2,50	2,30-2,40
Clasificación USCS	SC	CL	CL
% pasa Tamiz 50	100,0	--	--
% pasa Tamiz 20	97,6	--	--
% pasa Tamiz 2	57,3	--	--
% pasa Tamiz 0,42	24,5	--	--
% pasa Tamiz 0,07	11,2	--	--
Límite líquido (%)	--	30,7	34,3
Límite plástico (%)	--	21,5	20,2
Índice de plasticidad (%)	--	9,2	14,1
Φ' (°)	45,0	--	--
Cohesión (C') (KPa)	4	--	--
Contenido en sulfatos solubles mg/ kg.	No contiene	No contiene	No contiene

4 DISTRIBUCIÓN DE LAS UNIDADES GEOTÉCNICAS

Mediante la información recogida en los diferentes trabajos de campo y gabinete se ha realizado el perfil geotécnico S-1 / S-2 / S-3 / S-4 (véase figura 4) y la ubicación de los mismos en la figura 3 del anexo A1) en los cuales se observa la disposición geométrica de las distintas capas detectadas y sus respectivos espesores.



En base a los trabajos realizados, se detectan un nivel superficial y homogéneo de relleno antrópico (R) con escaso desarrollo, comprendido entre 0,3 a 1,8 metros. Bajo el cual se haya de manera generalizada un horizonte de roca meteorizada constituida por un limo-arcilla de color amarillento gris (T_{21}), procedente de la alteración de la roca en la que se apoya; pelitas (C_p) de edad Cámbrica.

Únicamente en el sondeo S-1, bajo un recubrimiento de relleno antrópico (R), se detectan arcosas de color gris verdoso (T_{20}), que se apoyan sobre el horizonte meteorizado (T_{21}).

5 NIVEL FREÁTICO

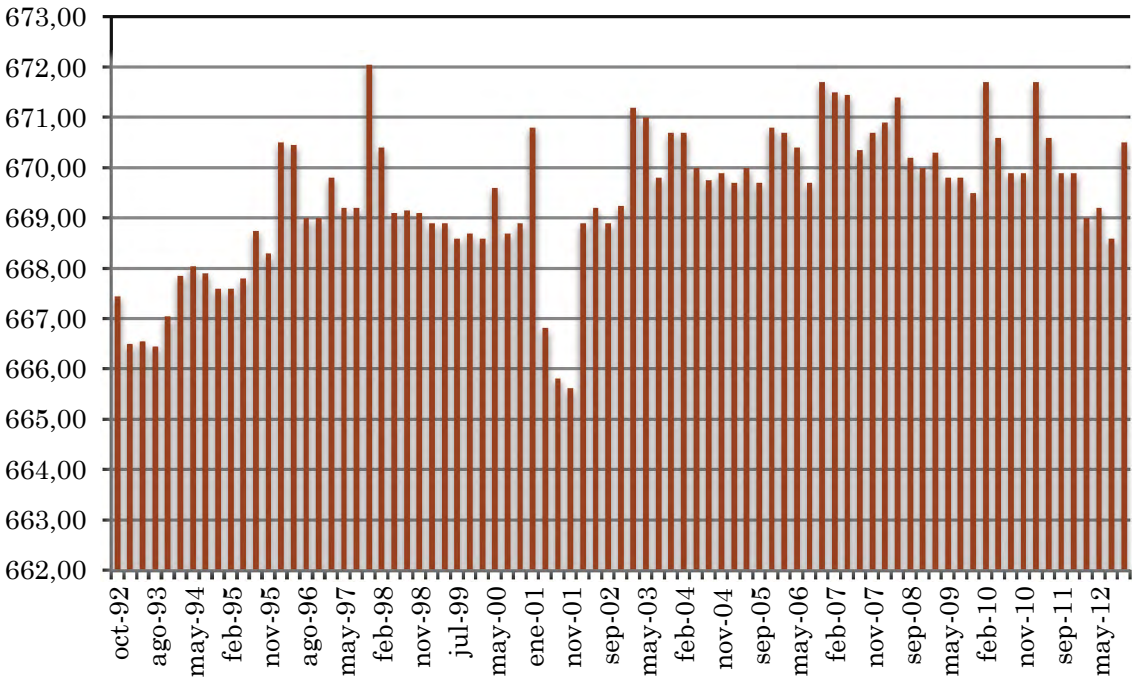
Se ha detectado la presencia de agua durante la ejecución de los sondeos y en medidas realizadas con posterioridad. Cabe señalar que se ha empleado agua para la perforación de las pelitas (C_p) que ha podido haber influido en la cota de dicho nivel. Como complemento a los trabajos realizados y para corroborar el resto de medidas realizada, se procedió a la medida de un piezómetro existente (S-48).

A continuación se indica la fecha de medición, así como la profundidad y cota de estabilización:

Ensayo	Cota ejecución local ENUSA (m)	Profundidad y fecha (m)	Cota agua local ENUSA (m)	Profundidad y fecha (m)	Cota agua local ENUSA (m)
S-1 Piez.	677,91	5,00 (31-10-13)	672,91	5,40 (19-11-13)	672,51
S-3 Piez.	674,45	2,70 (31-10-13)	671,75	3,40 (19-11-13)	671,05
S-48 (ENUSA)	674,89	3,67 (29-10-13)	671,22	3,70 (19-11-13)	671,19

De las medidas realizadas podemos determinar que se ha detectado la presencia de un nivel freático bastante superficial, embebido en el nivel de meteorización (T_{21}). Se trata de un pequeño acuífero libre, cuya base impermeable la constituiría el nivel de pelitas cámblicas (P_c).

ENUSA ha facilitado el registro histórico del sondeo S-48, donde podemos observar en cota local ENUSA la estabilización del nivel de agua desde octubre de 1992 a noviembre de 2012. A continuación mostraremos una gráfica con la variación del nivel de agua:



La variación de la lámina de agua en cotas locales ENUSA se sitúa en un mínimo a 665,61 m (noviembre de 2001) y en un valor máximo de 672,04 m (noviembre de 1997). Es decir existen variaciones en el nivel de agua de hasta 6,43 m.

De la gráfica podemos observar tres poblaciones de datos:

1.- Agua en torno cota local ENUSA 666 m, valores mínimos.

2.- Agua en torno cotas locales ENUSA 669-670 m, valores más frecuentes.

3.- Agua en torno cotas locales ENUSA 671-672 m, valores máximos.

Por lo que en base a las medidas realizadas estamos ante los valores máximos de la serie.

Los valores de permeabilidad para los materiales encontrados son los siguientes según la tabla 2.3 del capítulo 2 (pg. 30) del libro “Ingeniería Geológica”, Luis I. González de Vallejo (2002):

Capas	Tipo de suelo (USCS)	Permeabilidad (K cm/s)
Relleno antrópico (R)	SC	10^{-5} a 10^{-3}
Arcosa (T_{20})	SC	10^{-5} a 10^{-3}
Limo-Arcilla (T_{21})	CL	10^{-8} a 10^{-4}

Estos valores coinciden con los obtenidos en el ensayo de permeabilidad realizado en el sondeo S-1, donde para el nivel arcilla –limo procedente de la alteración del sustrato rocoso, T_{21} , se ha obtenido un valor de permeabilidad comprendido entre $5 \cdot 10^{-4}$ a $6 \cdot 10^{-5}$ cm/s. En el resto de los ensayos realizados no se ha detectado descenso alguno del nivel.

6 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL TERRENO

Mediante los trabajos de identificación de campo y de gabinete se han obtenido los siguientes parámetros para cada material hallado en la zona de estudio:

Nivel	Prof. superior	Prof. inferior	USCS	N_{SPT}	δ	ϕ	q_u	c	S_u
R	+0.00	-1,80	SC	10	1,60	25	--	0,16	2,5
T_{20}	-0,30 (S-1)	-2,60 (S-1)	SC	>50	1,80	30	--	0,40	3,5
T_{21}	-1,80	-5,40	CL	13-25	1,90	28	--	1,50	20,0
P_c	-5,40	--	Roca	>50	2,40	25-35	3000	>5,0	>30,0
Unidades	m	m		N/30 cm	t/m ³	°	t/m ²	t/m ²	t/m ²

Prof.: Relativa a la cota de emboquille del sondeo y ensayos DPSH.

USCS: Clasificación de suelos de Casagrande

q_u : Resistencia a compresión simple

δ : Densidad natural (*estimada)

C: Cohesión

ϕ : Ángulo de rozamiento interno

S_u : Resistencia al corte sin drenaje

N_{SPT} : Golpeo SPT (Maza 63,5 Kg, altura caída 75 cm, punta abierta).

Recubrimientos

Relleno antrópico (R): De +0.00 a -1,80 metros. Arena de grano medio a grueso, con algo de arcilla que en ocasiones puede ser mayoritaria, cantos dispersos y restos antrópicos. Color marrón, aunque se detectan lentes rojizas y grises. Puntualmente, sondeo S-3, se aprecian tonalidades más oscuras dada la alta concentración en materia orgánica, relacionándolo con terreno vegetal. Compacidad floja a medianamente densa.

A continuación, mostraremos un cuadro resumen con los espesores detectados del nivel R para cada uno de los puntos de investigación realizados, así como su cota de base:

Trabajo	Espesor Nivel R (m)	Cota local ENUSA base (m)
S-1	0,30	677,61
S-2	1,80	674,60
S-3	0,40	674,05
S-4	1,30	672,76

Se considera un material de baja plasticidad, no susceptible de presentar fenómenos de expansividad, dado que se haya no consolidado. No obstante, se trata de un suelo de elevada deformabilidad y baja capacidad portante.

Mioceno

Arcosas (T₂₀): Aparece únicamente en el sondeo S-1 detectado bajo el recubrimiento, de -0,30 a -1,60 metros de profundidad. Está compuesto arena de grano medio a grueso con algo de arcilla, presenta un color gris verdoso, con lentes rojizas y amarillas. Presenta una compacidad densa a muy densa.

A continuación, se expone el espesor detectado para el nivel T₂₀ para el sondeo donde se ha detectado:

Trabajo	Espesor Nivel T20 (m)	Cota local ENUSA base (m)
S-1	2,30	675,31

Dado su carácter granular no es susceptible de presentar fenómenos expansivos. Este materiales no posee agresividad frente al hormigón dado que el ensayo realizado no presenta contenido en sulfatos.

Limo-Arcilla (T_{21}): De -1,80 a -5,40 metros, aflorando en torno la cota local ENUSA 675-673 m. Se trata de un nivel de alteración del sustrato rocoso, compuesto por limo-arcilla con litoclastos y restos de pizarras muy meteorizadas. Presenta una consistencia muy firme.

Se considera un material de plasticidad media, clasificado como arcillas de media plasticidad (CL), siendo poco probable la presencia de fenómenos expansivos. Se trata de un terreno moderadamente consolidado.

Mostramos los espesores detectados del nivel T_{20} para las prospecciones realizadas, así como su cota de base:

Trabajo	Espesor Nivel T_{21} (m)	Cota local ENUSA base (m)
S-1	2,80	673,51
S-2	3,70	670,90
S-3	5,40	668,65
S-4	1,30	671,06

Estos materiales no poseen agresividad frente al hormigón dado que los contenidos en sulfatos de las muestras ensayadas son inferiores a 2000 mg/g.

Cámbrico

Pelitas (C_p): De -5,40 metros, hasta el final de los trabajos. Aflora entre las cotas locales ENUSA 669 a 673 m. Pelitas de color gris, se aprecia mineralizaciones de pirita, óxidos en las juntas, ocasionalmente con rellenos arcillosos en la zona superior del sondeo S-4. El conjunto rocoso presenta un grado de meteorización II-III

Como índice de calidad de la roca, emplearemos el índice R.Q.D., que se basa en el porcentaje de los trozos de testigo de 10 o más centímetros, recuperado en el sondeo, respecto la longitud total del taladro.

Durante la ejecución de los sondeos se obtiene cierta dispersabilidad en los valores, apreciando un aumento en los valores a medida que profundizamos. Se establece como valor global R.Q.D en torno al 60%, valorando la calidad del macizo según la clasificación RMR como media tipo III.

7 SISMICIDAD

La norma de construcción sismorresistente NCSR-02, viene regulada por el R.D. 997/2002, del 27 de septiembre. El conocimiento del valor de la aceleración sísmica de cálculo (a_c) tiene como objeto determinar el dimensionamiento de la estructura, así como determinar si resulta obligatorio el arriostramiento. La aceleración sísmica de cálculo (a_c) se obtiene a partir de la siguiente expresión:

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

Donde ρ es el coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el periodo de vida para el que se proyecta la construcción, tomando los siguientes valores:

- Construcciones de importancia normal $\rho=1,0$.
- Construcciones de importancia especial $\rho=1,3$.

El coeficiente de amplificación S del terreno se obtiene a partir de las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} \rho \cdot a_b \leq 0,1 \text{ g} & \quad S = \frac{C}{1,25} \\ 0,1 \text{ g} < \rho \cdot a_b < 0,4 \text{ g} & \quad S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right) \\ 0,4 \text{ g} \leq \rho \cdot a_b & \quad S = 1,0 \end{aligned}$$

El coeficiente del terreno C , depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación y se detalla en el capítulo 2.4 de la norma sismorresistente NCSR-02.

Municipio	Aceleración sísmica básica (a_b/g)	Coeficiente de distribución K	Coeficiente de riesgo ρ
Saelices el Chico	<0,04	1,0	1,3

Clasificación sísmica de suelos	Coeficiente del terreno C	Coeficiente de amplificación S	Aceleración sísmica de cálculo (a_c)
R, TV: Suelo de compacidad floja y consistencia blanda	2,0	1,0	< 0,04
T ₂₀ y T ₂₁ : suelos granulares de compacidad media o suelos cohesivos firmes	1,6	1,0	< 0,04
Cp: Roca compacta.	1,0	1,0	< 0,04

Aunque la construcción se clasifica de importancia especial y dado que aceleración sísmica básica es inferior a 0,04 la norma NCSE-02 no resulta de aplicación obligatoria, tal como indica en su punto 1.2.3. *Criterios de aplicación de la Norma.*

Por ello, no será necesario considerar acciones sísmicas en el cálculo de las estructuras a proyectar

8 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

8.1 Cota de Cimentación

Según información aportada se pretende ejecutar una balsa de depósito, situándose su base a la cota local ENUSA 673 metros.

A esta cota se detecta la presencia de arcilla-limo procedente de la meteorización del sustrato pelítico, T_{20} , excepto en el sondeo S-4, donde habría que efectuar una sobre-excavación de 0,24 m para alcanzarlo. El nivel presenta una consistencia, en general, muy firme, adecuado para recibir cargas de modo directo por un elemento de cimentación.

Cabe destacar que muy próxima a esta cota (10 cm) se ha detectado la presencia de agua en el sondeo, S-1. Por lo que habrá que contemplar las medidas necesarias para trabajar en su presencia, en caso que aparezca en fase de excavación.

En base a los trabajos realizados, la cota de fondo se sitúa a -4,91 m respecto al sondeo S-1 y a -1,06 m del sondeo S-4.

Atendiendo a la información facilitada por el cliente, se pretende ejecutar una presa de tierra cuyas dimensiones son: 75,0 x 13,0 m. Por ello, en primer lugar se procederá al cálculo de la capacidad portante del terreno, y su deformabilidad frente a las solicitaciones de carga.

8.2 Presión vertical admisible y asentos

La presente solución contempla una cimentación apoyada y empotrada en el nivel definido como limo-arcilla procedente de la meteorización del sustrato rocoso (T_{21}). Los estados límite últimos relativos al hundimiento y los estados límite de servicio relativos a deformaciones verticales, se han calculado tanto en condiciones de corto plazo como de largo plazo, considerando el resultado de la situación más restrictiva y aplicando para el caso de la tensión admisible un factor de seguridad para una situación de proyecto permanente.

La tensión admisible obtenida a partir de la expresión de Brinch-Hanssen sobre el nivel definido como limo-arcilla (T_{21}) es de 2.0 kg/cm^2 . A continuación se incluyen los asientos obtenidos calculados a partir de diferentes cargas de trabajo y anchuras del muro.

Nivel de apoyo	T ₂₁				
Solución	Cimentación superficial				
E.L.U. Tensión admisible (Brinch-Hansen)	Condiciones a corto plazo (sin drenaje)		Q _{adm} = 20,0 t/m ²		
	Condiciones a largo plazo		Q _{adm} = 25,0 t/m ²		
E.L.S. Asientos	Asientos absolutos (Smax) sobre el nivel T ₂₁ considerando un módulo de deformación elástico efectivo de E'= 475 kg/cm ² .				
	Tensión transmitida por la estructura	Ancho de cimentación B=10,00 m	Ancho de cimentación B=11,00 m	Ancho de cimentación B=12,00 m	Ancho de cimentación B=13,00 m
	5	0,019	0,021	0,023	0,025
	10	0,038	0,042	0,046	0,050
	15	0,058	0,063	0,069	0,075
	20	0,077	0,085	0,092	0,100
	t/m ²	m	m	m	m

Las tensiones admisibles se han calculado considerando solamente cargas verticales.

8.3 Elementos de contención. Resistencia del terreno frente a acciones horizontales

A efectos de los correspondientes cálculos de empujes para el dimensionado de muros o estructuras de contención, en caso que sea necesario, a continuación se indican los parámetros geomecánicos a tener en cuenta así como los coeficientes de empuje en aquellos casos en los que la estructura de contención presente un trasdós vertical, una coronación horizontal y considerando el rozamiento tierras-fábrica nulo (teoría de Rankine), en el resto de los casos para el cálculo de los coeficientes de empuje se ha de recurrir al ábaco de Blum.

Nivel	δ	ϕ'	c'	MBH	K_a	K_p	K_0
R	1,60	25	0,16	2000	0,41	2,46	0,53
T ₂₀	1,80	30	0,40	2800	0,33	3,00	0,50
T ₂₁	1,90	28	1,50	2700	0,36	2,77	0,53
C _p	2,40	35	5,00	5800	0,27	3,69	0,43
Unidades	t/m ³	°	t/m ²	t/m ³			

δ : Densidad natural ϕ_u : Ángulo de rozamiento interno C_u : Cohesión **MBH**: Módulo de balasto horizontal
 K_p : Coeficiente de empuje pasivo K_a : Coeficiente de empuje activo K_0 : Coeficiente de empuje en reposo

8.4 Excavación

Todos los materiales definidos como relleno antrópico (R) y arcosas (T₂₀) se consideran fácilmente excavables mediante excavadoras y mototracas. El nivel limo-arcilla (T₂₁) dado que procede de la alteración del sustrato rocoso se considera como tránsito a roca, siendo en ocasiones necesario el empleo de ripper para su eliminación. El nivel de pelitas (C_p) se deberá recurrir a métodos más agresivos para su retirada, como el empleo de martillo neumático, su presencia se ha detectado a cota superior de la cota de base del depósito, por tanto no es previsible su aparición en los trabajos a realizar.

Material	Excavabilidad	Tipo de excavación
R y T ₂₀	Excavación mecánica ligera	Excavación en tierra
T ₂₁	Ripable	Excavación en tránsito a roca
C _p	Prevoladura ripado	Excavación en roca

Las excavaciones a realizar tienen en el caso más desfavorable una altura próxima a los cinco metros, en base al perfil realizado ésta afectará a los niveles de relleno antrópico (R), arcosas (T₂₀) y limo-arcilla (T₂₁), presentando agua a base de la excavación, a 0,91 m por debajo de la misma, por ello se recomienda adoptar las medidas necesarias para trabajar en su presencia.

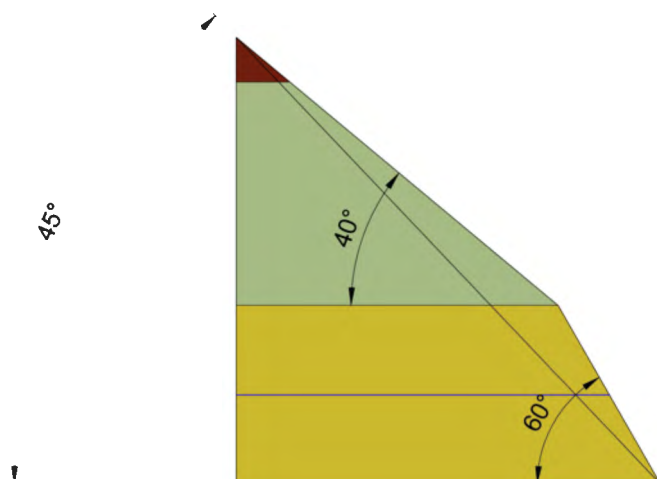
A continuación calcularemos mediante los ábacos de Hoek y Bray los ángulos de excavación para cada uno de los niveles detectados, así como el diseño del talud general. Para ello consideraremos un factor de seguridad global (FS) de 1.5, para una probabilidad de rotura de 10⁻³, Meyerhof, 1985.

Nivel relleno antrópico, R: para un espesor de 0,50 m, en seco, se obtiene un ángulo de excavación de 45°.

Nivel arcosas, T20: para un espesor de 2,50 m, en seco, se obtiene un ángulo de excavación de 40° .

Nivel limo-arcilla, T21: para un espesor de 2,00 m, en presencia de agua al pie del talud, se obtiene un ángulo de excavación de 60° .

El talud general quedaría de este modo:



Para el recinto de confinamiento ENUSA ha diseñado taludes 2:1, en torno a 30° , por lo que los taludes diseñados quedan del lado de la seguridad.

Por último, se recomienda que durante la ejecución de las excavaciones esté presente un técnico con experiencia, que supervise los desmontes, y en caso que sea necesario, adaptar las recomendaciones del proyecto a las condiciones reales de la obra. Este seguimiento podrá repercutir favorablemente tanto en la seguridad como en la economía de la obra.

En caso que aparezca agua durante la fase de excavación, se recomienda deprimirlo con el fin de trabajar en seco y aumentar la estabilidad del talud de excavación.

Se aconseja no realizar aporte de material procedente de la excavación en la cabeza del talud, ya que variaría los parámetros de cálculos rebajando el factor de seguridad calculado.

Así mismo, se recomienda cubrir los taludes con objeto de mantener los parámetros del terreno, es decir evitar pérdida de la humedad, recibir agua externa que pueda lavar dicho material, así como evitar la instalación de cargas puntuales dentro de los retranqueos recomendados, ya que generarían variables no consideradas en el cálculo realizado.

9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El presente documento recoge las siguientes conclusiones y recomendaciones.

-. El perfil estratigráfico que puede ser deducido de los reconocimientos realizados consta de los siguientes horizontes:

Recubrimientos

Relleno antrópico (R): De +0.00 a -1,80 metros. Se considera un material de baja plasticidad, no susceptible de presentar fenómenos de expansividad, dado que se haya no consolidado. No obstante, se trata de un suelo de elevada deformabilidad y baja capacidad portante.

Mioceno

Arcosas (T₂₀): Aparece únicamente en el sondeo S-1 detectado bajo el recubrimiento, de -0,30 a -1,60 metros de profundidad. Dado su carácter granular no es susceptible de presentar fenómenos expansivos.

Limo-Arcilla (T₂₁): De -1,80 a -5,40 metros, aflorando en torno la cota local ENUSA 675-673 m. Se trata de un nivel de alteración del sustrato rocoso.

Cámbrico

Pelitas (C_p): De -5,40 metros, hasta el final de los trabajos. Aflora entre las cotas locales ENUSA 669 a 673 m. Pelitas de color gris.

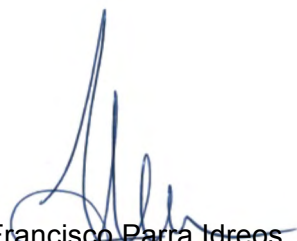
-. Se pretende ejecutar un recinto de confinamiento que según información aportada su base se encuentra en la cota local ENUSA 673 metros.

A esta cota se detecta la presencia de arcilla-limo procedente de la meteorización del sustrato pelítico, T₂₀, excepto en el sondeo S-4, donde habría que efectuar una sobre-excavación de 0,24 m para alcanzarlo. El nivel presenta una consistencia, en general, muy firme, adecuado para recibir cargas de modo directo por un elemento de cimentación.


El valor de carga admisible del terreno no será considerado mayor a 20 t/m².

Suponiendo un aporte de material con una densidad de 1,70 t/m³ y una altura de 10 m, obtenemos una carga de 17 t/m², no superando la carga admisible recomendada.

- Todos los elementos encontrados en el fondo de las excavaciones, tales como lentejones o bolsadas más compresibles que el terreno en conjunto serán excavados y sustituidos por un suelo de compresibilidad sensiblemente equivalente a la del suelo general, o por hormigón en masa.
- No se ha detectado la existencia de sulfatos en los trabajos realizados para los distintos niveles detectados, así pues, siguiendo las recomendaciones de la EHE, no será necesario la utilización de un cemento sulforresistente en los hormigones en contacto con el terreno. El ambiente se clasifica como tipo IIa.
- Para que un suelo pueda exhibir expansividad son necesarios dos requisitos fundamentales; intrínsecos, propios del suelo, establecen la capacidad de expansiva teórica, y extrínsecos, viene impuestos por factores externos y determinan que el potencial expansivo pueda o no desarrollarse. Dado los índices de plasticidad detectados es poco probable que se desarrollen fenómenos expansivos en la zona de estudio. Aún así, recomendamos mantener al aire el menor tiempo posible la excavación, evitando de este modo posibles cambios de humedad en obra.
- Todo lo reflejado en el presente informe queda sujeto a que, una vez realizada la excavación, las características del terreno se mantengan y sean concordantes con las supuestas. Por ello, se recomienda una inspección in situ del terreno una vez realizado el vaciado.


Fdo.: Francisco Parra Idreos
Director Técnico
M.Sc. Ingeniería Geológica y Geotecnia
Nº colegiado 4770

Madrid, 12 de noviembre de 2.013


Fdo.: Rubén Vaquero Redondo
Geología en obra.
Ldo. C.C. Geológicas
Nº colegiado 5223


BIBLIOGRAFÍA

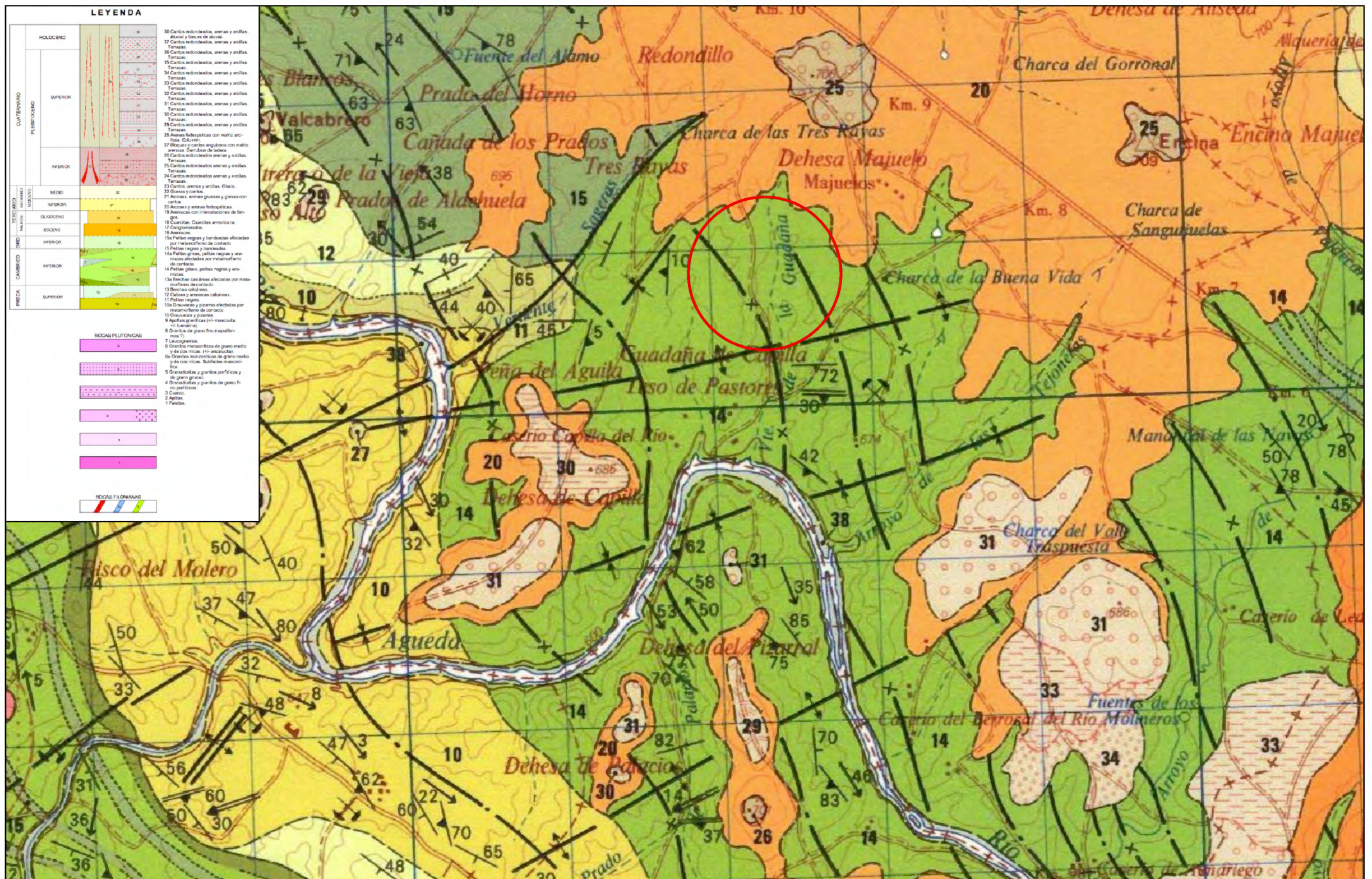
- Bielza Feliú, A., 1999. Manual de Técnicas de Tratamiento del Terreno. Ed. UD Proyectos (E.T.S. Minas – UPM).
- DB SE-C “Seguridad estructural: Cimientos”. Código técnico de la edificación, C.T.E., R.D. 314/2006.
- Guía de cimentaciones en obras de carreteras. Ministerio de Fomento, 2004.
- Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera. Ministerio de Fomento, 2008.
- Mapa geológico Magna escala 1:50.000, hoja Nº 559 (Madrid) editada por el IGME (Instituto Geológico y Minero de España).
- Rodriguez Ortiz, J.M., 2000. Propiedades geotécnicas de los suelos de Madrid, Revista de Obras Públicas/ Extraordinario Diciembre 2000/nº 3405.
- Ventura, E., Garcia, J.M., J.F. Moya, Oteo, C.S., Sagaseta, C. 1981. "Problemas geotécnicos en torno a la ampliación de la red de metro de Madrid". Revista de Obras Públicas Pag. 7-27.
- Ventura, Escario 1985. Síntesis Geotécnica de Madrid y su alfoz. Ministerio de Transportes, Turismo y Comunicaciones.

II.- ANEXOS

ANEXO A1 FIGURAS



ASG geotecnia e ingeniería del terreno	C/ Segundo Maña nº 1, Planta 2, Oficina 11 28224 Pozuelo de Alarcón (Madrid) Tel. 91 715 4485 / 91 851 6423 Fax 91 715 4485 info@asg-geotecnia.com	Trabajos de gabinete: Rubén Vaquero	Expediente: G-040-IG-42.07.13 Fecha: 07 de noviembre 2013	Figura 1 Ubicación zona de estudio	Cliente:  ENUSA INDUSTRIAS AVANZADAS, S.A.
		Trabajos en obra: Francisco Parra	Obra: E.G. relativo a la ejecución de un vaso excavado en el terreno en las instalaciones de ENUSA, Saélices el Chico. Salamanca.		





Sondeo rotacional con extracción de testigo continuo

ASG

geotecnia
e ingeniería
del terreno

C/ Segundo Maña nº 1, Planta 2, Oficina 11
28224 Pozuelo de Alarcón (Madrid)
Tel. 91 715 4485 / 91 851 6423
Fax 91 715 4485
info@asg-geotecnia.com

Trabajos de gabinete:

Rubén Vaquero

Trabajos en obra:

Francisco Parra

Expediente: G-040-IG-42.07.13

Fecha: 07 de noviembre 2013

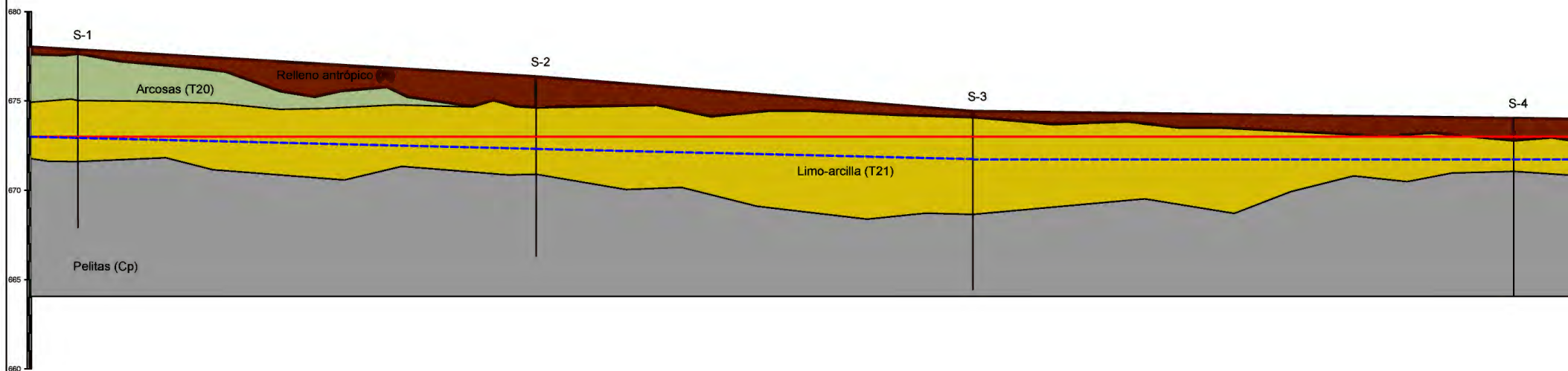
Obra: E.G. relativo a la ejecución de un vaso
excavado en el terreno en las instalaciones
de ENUSA, Saélices el Chico. Salamanca.

Figura 3

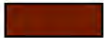

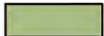



Plan de investigaciones

Cliente:

ENUSA
INDUSTRIAS AVANZADAS, S.A.








LEYENDA

	Relleno antrópico (R)		Cota fondo baso (673 m)
	Arcosas (T20)		Cota agua sondeos
	Horizonte meteorizado (T21)		
	Pelitas (Cp)		

Escala vertical 2 veces horizontal

Empresa perforadora GEOTECNIA E INGENIERÍA DEL TERRENO, S.L.	Profundidad del sondeo 10.00 metros	Fecha inicio/ Fecha finalización 29/ 10/ 2013	Expediente G-040-IG-42.07.13	Sondeo nº S-1
Operador Tsvetan Lyubenov Ivanov	Coordenadas X Y Z (701819/4502523)	Niveles freáticos -4.00 m. Probable agua de perforación.	Página 1/1	
Trabajos en obra Francisco Parra	Situación Instalaciones ENUSA en Saélices el Chico. Salamanca.	Tipo de sondeo Rotacional	Perforadora Tecoinsa TP-30	Incidencias -

Profundidad (m)	Litología	Descripción	Recup %	S.P.T./ Muestra (nº Golpes)	Esclerómetro kg/cm2	Vane Test kg/cm2	Diámetro Perforación	Método Perforación	Método estabiliz.	Fotos	Nivel freático
0.5		<p>Relleno antrópico (R):</p> <p>De 0.00 a -0.30 m: Arcosa de grano medio a grueso con algo de arcilla y restos antrópicos. Color rojizo y gris verdoso. Compacidad floja.</p> <p>Arcosas (T20):</p> <p>De -0.30 a -2.60 m: Arcosas de grano medio a grueso con algo de arcilla. Color gris verdoso. Compacidad densa a muy densa. Intercalaciones de lentes de tonalidades rojizas y amarillentas con la misma litología.</p>		SPT-1 14/19/22/18 2.00 PA						   	
2.0											
2.5											
3.0		Limo-arcilla (T21):		TP-1 4.70 PA							
3.5		De -2.60 a -4.40 m: Horizonte meteorizado. Limos amarillos con algo de litoclastos y pizarras muy meteorizadas. Consistencia muy firme a dura.									
4.0											
4.5		Pelitas (Cp):									
5.0		De -4.40 a -10.00 m: Pelitas grises y rojizas. Se parecían mineralizaciones de pirita en las juntas. Grado de meteorización II-III, aumentando a base. RMR estimado tipo III.									
5.5											
6.0											
6.5											
7.0											
7.5											
8.0											
8.5											
9.0											
9.5											
10.0											

Perforación: B-Batería Simple, T-Batería Doble, BH-Barrena Helicoidal
Estabilización: RVT-Revestimiento metálico, L-Lodos
Pruebas SPT: PA-Punta abierta, PC-Punta cerrada
Sondeo: Rotacional

Máquina de sondeo: Tecoinsa TP-30

Francisco Parra Idreos

Empresa perforadora GEOTECNIA E INGENIERÍA DEL TERRENO, S.L.	Profundidad del sondeo 10.10 metros	Fecha inicio/ Fecha finalización 30/ 10/ 2013	Expediente G-040-IG-42.07.13	Sondeo n° S-2
Operador Tsvetan Lyubenov Ivanov	Coordenadas X Y Z (701791/4502486)	Niveles freáticos -4.75 m. Probable agua de perforación.		Página 1/1
Trabajos en obra Francisco Parra	Situación Instalaciones ENUSA en Saélices el Chico. Salamanca.	Tipo de sondeo Rotacional	Perforadora Tecoinsa TP-30	Incidencias -

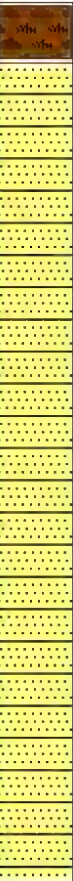







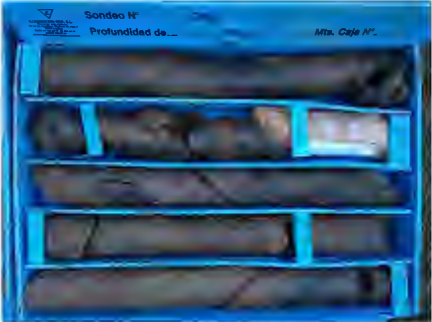


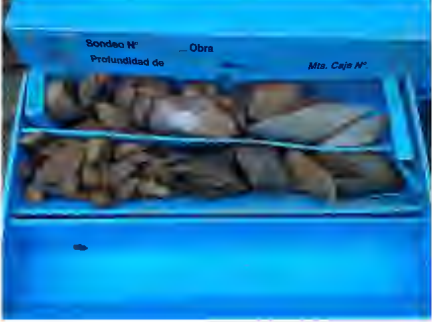
Profundidad (m)	Litología	Descripción	% Recup	S.P.T. / Muestra (n° Golpes)	Esclerómetro kg/cm2	Vane Test kg/cm2	Diámetro Perforación	Método Perforación	Método estabiliz.	Fotos	Nivel freático
0.5		Relleno antrópico (R): De 0.00 a -1.80 m: Arcosa de grano medio a grueso con bastante grava. Color marrón oscuro a rojo y amarillos-beige a base. Compacidad floja a medianamente floja.		SPT-1 5/11/19/20 1.50 PA							
1.0											
1.5											
2.0											
2.5		Eluvial (T21): De -1.80 a -5.50 m: Horizonte eluvial. Limos amarillos con algo de litoclastos y pizarras muy meteorizadas. Consistencia muy firme a dura.		SPT-2 R 4.00 PC			(101 mm) 2.10				
3.0											
3.5											
4.0											
4.5											
5.0											
5.5		Pelitas (Cp): De -4.40 a -10.00 m: Pelitas grises y rojizas. Se parecen a mineralizaciones de pirita en las juntas. Grado de meteorización II-III, aumentando a base. RMR estimado tipo III.		R C							
6.0											
6.5											
7.0											
7.5											
8.0											
8.5											
9.0											
9.5											
10.0											
							(86 mm) 10.10	(CS) 10.10			

Perforación: B-Batería Simple, T-Batería Doble, BH-Barrena Helicoidal
Estabilización: RVT- Revestimiento metálico, L-Lodos
Pruebas SPT: PA-Punta abierta, PC-Punta cerrada
Sondeo: Rotacional

Máquina de sondeo: Tecoinsa TP-30

Francisco Parra Idreos

Empresa perforadora GEOTECNIA E INGENIERÍA DEL TERRENO, S.L.	Profundidad del sondeo 10.00 metros	Fecha inicio/ Fecha finalización 28/ 10/ 2013	Expediente G-040-IG-42.07.13	Sondeo nº S-3
Operador Tsvetan Lyubenov Ivanov	Coordenadas X Y Z (701826/4502455)	Niveles freáticos -5.00 m. Probable agua de perforación.	Página 1/1	
Trabajos en obra Francisco Parra	Situación Instalaciones ENUSA en Saélices el Chico. Salamanca.	Tipo de sondeo Rotacional	Perforadora Tecoinsa TP-30	Incidencias -

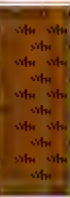











Profundidad (m)	Litología	Descripción	Recup %	S.P.T./ Muestra (nº Golpes)	Esclerómetro kg/cm2	Vane Test kg/cm2	Diámetro Perforación	Método Perforación	Método estabiliz.	Fotos	Nivel freático
0.5		Tierra vegetal (TV): De 0.00 a -0.40 m: Tierra vegetal. Arena con bastante arcilla, con indicios de grava y materia orgánica. Color marrón. Compacidad floja.		SPT-1 R 2.00 PC			(101 mm) 1.40				
1.0		Eluvial (T21): De -0.40 a -5.80 m: Horizonte eluvial. Arcilla-limo con algo de litoclastos y pizarras muy metoerizadas. Tonalidades rojas, amarillentas y grisáceas. Consistencia blanda a media (zonas arcillosas) y muy densa (zona litoclastos).									
1.5											
2.0											
2.5											
3.0				SPT-2 R 5.20 PC							
3.5											
4.0											
4.5											
5.0											
5.5		Pelitas (Cp): De -5.80 a -10.00 m: Pelitas grises y rojizas. Se parecían mineralizaciones de pirita en las juntas. Grado de meteorización II-III, aumentando a base. RMR estimado tipo III.		TP-1 7.90 PA							
6.0											
6.5											
7.0											
7.5											
8.0							(86 mm) 10.00	(CS) 10.00			
8.5											
9.0											
9.5											
10.0											

Perforación:B-Batería Simple, T-Batería Doble, BH-Barrena Helicoidal
Estabilización:RVT-Revestimiento metálico, L-Lodos
Pruebas SPT:PA-Punta abierta, PC-Punta cerrada
Sondeo:Rotacional

Máquina de sondeo: Tecoinsa TP-30

Francisco Parra Idreos

Empresa perforadora GEOTECNIA E INGENIERÍA DEL TERRENO, S.L.	Profundidad del sondeo 10.00 metros	Fecha inicio/ Fecha finalización 30/ 10/ 2013 - 31/10/11	Expediente G-040-IG-42.07.13	Sondeo nº S-4
Operador Tsvetan Lyubenov Ivanov	Coordenadas X Y Z (701776/4502437)	Niveles freáticos -4.50 m. Probable agua de perforación.	Página 1/1	
Trabajos en obra Francisco Parra	Situación Instalaciones ENUSA en Saélices el Chico. Salamanca.	Tipo de sondeo Rotacional	Perforadora Tecoinsa TP-30	Incidencias -

Profundidad (m)	Litología	Descripción	Recup %	S.P.T. / Muestra (nº Golpes)	Esclerómetro kg/cm2	Vane Test kg/cm2	Diámetro Perforación	Método Perforación	Método estabiliz.	Fotos	Nivel freático
0.5		Relleno antrópico (R): De 0.00 a -1.30 m: Arcillas limosas. Color marrón-claro. Consistencia blanda a firme.		SPT-1 7/12/30/37 1.00 PA							
1.0											
1.5											
2.0		Eluvial (T21): De -1.30 a -3.00 m: Horizonte eluvial. Limos amarillos y areniscas grises con bastantes litoclastos y pizarras muy metoerizadas. Consistencia muy firme a dura.		TP-1 2.30 PC			(101 mm) 1.50				
2.5											
3.0											
3.5		Pelitas (Cp): De -3.00 a -4.80 m: Pelitas grises Se parecían relleno arcilloso en las juntas. Grado de meteorización II. RMR estimado tipo IV. ROD=0		RC							
4.0		De -4.80 a -10.00 m: Pelitas grises. Se parecían mineralizaciones de pirita en las juntas. Grado de meteorización II. RMR estimado tipo III. ROD=70.									
4.5											
5.0											
5.5											
6.0											
6.5											
7.0											
7.5											
8.0											
8.5											
9.0											
9.5											
10.0							(86 mm) 10.00	(CS) 10.00			

Perforación: B-Batería Simple, T-Batería Doble, BH-Barrena Helicoidal
Estabilización: RVT-Revestimiento metálico, L-Lodos
Pruebas SPT: PA-Punta abierta, PC-Punta cerrada
Sondeo: Rotacional

Máquina de sondeo: Tecoinsa TP-30

Francisco Parra Idreos

ANEXO A2 REPORTAJE FOTOGRÁFICO

A2 **REPORTAJE FOTOGRÁFICO**



Ubicación sondeo S-1



Ubicación sondeo S-2



Ubicación sondeo S-3





Ubicación sondeo S-4



Ubicación sondeo S-48 ENUSA

ANEXO A3

METODOLOGÍA DE SONDEOS ROTACIONALES Y ENSAYOS GEOTÉCNICOS

A3 METODOLOGÍA DE SONDEOS ROTACIONALES

Los sondeos a rotación, cuya extracción de testigo es continua y el porcentaje de recuperación puede ser muy alto, son capaces de perforar cualquier tipo de suelo o roca.

A.3.1 Muestras geotécnicas en sondeos

Existen diversos tipos de muestras, que se describen a continuación.

- Muestras inalteradas: son aquellas que no sufren alteraciones en su estructura ni en su contenido en humedad. Se extraen mediante tomamuestras adecuados y su obtención es necesaria para ensayos de resistencia, deformabilidad, permeabilidad y fábrica de los suelos.
- Testigos parafinados: son testigos de roca que se recubren con parafina inmediatamente después de su extracción a fin de no alterar sus condiciones iniciales.
- Muestras alteradas: son las que conservan su composición mineralógica, pero sufren modificaciones en su estructura y en su contenido en humedad. Se obtienen habitualmente en calicatas y excavaciones.
- Muestras de agua: se obtienen de los distintos niveles acuíferos detectados durante la perforación para realizar análisis químicos.

A.3.2 Ensayo de penetración estándar (SPT)

Este ensayo se realiza en el interior de sondeos durante la penetración. Permite obtener un valor de resistencia a la penetración (N_{SPT}), que puede correlacionarse con diferentes parámetros geotécnicos, y una muestra alterada, y puede ejecutarse prácticamente en todo tipo de suelos, siendo en los granulares donde se realiza preferentemente.

La frecuencia habitual para la realización del SPT a lo largo del sondeo es de un ensayo cada 2 a 5 metros, o incluso mayor, según las características del terreno.

Dicho ensayo consta de un tomamuestras que se debe hincar en el terreno 60 cm, contando el número de golpes necesarios para hincar tramos de 15 cm. Se golpea con una maza de 63,5 Kg que cae libremente desde una altura de 76 cm sobre la cabeza de golpeo. La suma de los valores de golpeo de los dos tramos centrales de 15 cm es el valor N_{SPT} . El ensayo se suspende cuando se exceden 50 golpes para avanzar un tramo de 15 cm y se considera rechazo.

A.3.3 Descripción de los suelos

A continuación se describen una serie de parámetros que se utilizan para la testificación de sondeos rotacionales en suelos:

Según el espesor de suelo que aparezca con las mismas características:

- Estrato o capa: mayor de 30 cm de espesor.
- Veta: de 1 a 30 cm de espesor.
- Lente: menor de un centímetro de espesor.

En cuanto a la nomenclatura, en función de las fracciones de suelo, se escribirá como sustantivo la fracción de suelo superior al 50%. Las otras fracciones de suelo se describirán con los siguientes adjetivos:

- 0-10% indicios de
- 10-20% algo de
- 20-35 % bastante
- 35-50% oso, osa (sufijo)

A la hora de hablar de las características resistentes de los suelos, se diferencian dos grupos de suelos:

SUELOS COHESIVOS

Consistencia	S_u (Kg/ cm ²)	N_{SPT}	Penetración con el dedo
Muy blanda	<0,125	< 2	Ninguna resistencia a la penetración
Blanda	0,125-0,25	2-4	Fácilmente penetrable con pulgar
Moderadamente firme	0,25-0,5	4-8	Penetrable con pulgar con cierto esfuerzo
Firme	0,5-1	8-15	Sólo penetrable con pulgar con gran esfuerzo
Muy firme	1-2	15-30	La uña se incrusta fácilmente
Dura	>2	> 30	La uña se incrusta con dificultad

SUELOS GRANULARES

Compacidad	Golpeo SPT por 30 cm
Muy floja	≤ 4
Floja	5-10
Medianamente densa	11-30
Densa	31-50
Muy densa	>50

A.3.4 Introducción al método de cálculo de ensayos a penetración dinámica

Para la realización de los ensayos se ha utilizado un penetómetro TEC 010, y la modalidad de ensayo a penetración empleada es la DPSH, utilizando una maza de golpeo de 63'5 Kg. con una caída libre de 760 mm. Cada 20 cm de hincia se mide el número de golpeo N_{DPSH} , correlacionable con el método clásico N_B (Borro).

Dicho número de golpeo N_B se relaciona con el golpeo N_{30} del ensayo a penetración estándar (SPT) mediante una correlación propuesta por Dhalberg (1974) y modificada posteriormente por Jiménez Salas, J.A., Justo J.K. y Serrano, A. (1981):

$$\text{Log}(N_B) = 0,035 \cdot N_{SPT} + 0,668 \pm 0,044$$

La información obtenida es extremadamente interesante desde el punto de vista cualitativo, obteniéndose finalmente una resistencia a la penetración dinámica a partir de la fórmula de los holandeses:

$$Q_d = M^2 H / (e A (P+M))$$

Donde:

- e: $20/N_{SPT}$
- Q_d : Resistencia dinámica a la penetración
- M: Masa del martillo de caída
- P: Masa de las varillas de golpeo
- A: Sección de la punta penetrada

Según SCHMERTMANN (1970) los resultados del ensayo dinámico y estático se pueden relacionar a partir de la siguiente ecuación: $Q_c = NSPT \cdot n$. Donde n varía según el tipo de terreno, Q_c es la resistencia unitaria para la punta del cono holandés, y N la resistencia a penetración estándar.

Limos, limos arenosos, arenas y limos	n=1,25
Arenas, de grano fino a medio, y arenas poco limosas	n=3-4
Arenas gruesas y arena con pocas gravas	n=5-6
Gravas arenosas y gravas	n=8-10

La resistencia en punta Q_c , se puede obtener el módulo de Young E, para suelos granulares. SCHMERTMANN (1978) propone la siguiente relación:

$$E = 2,5 Q_c$$

Para el cálculo del ángulo de rozamiento interno (Φ), se ha utilizado la fórmula que figura a continuación, propuesta por Schmertmann:

$$\Phi = 24 + (4 \cdot (\ln(PI/b))) / 0,693$$

Donde:

PI es la presión límite, que se obtiene dividiendo la resistencia a penetración estática (Q_c) dividido entre 3.

El parámetro b se refiere al coeficiente de MULLER, tomando el valor de 2,5.

En cuanto al cálculo de la cohesión no drenada, se utiliza la fórmula propuesta por PARRA y RAMOS (ASG-GEOTECNIA), obtenida mediante la realización de ensayos de corte directo en diversas facies arcillosas y mixtas españolas, y su correlación con ensayos a penetración dinámica borro en las mismas facies:

$$C_u = -10^{-6} \cdot (N_B)^3 + 0,0029(N_B)^2 - 0,0192$$

Cabe destacar que dichas correlaciones son válidas en el caso de terrenos mixtos. Para terrenos arcillosos, habrá de tenerse en cuenta los parámetros de resistencia a compresión simple y resistencia al corte sin drenaje.

ANEXO A4

METODOLOGÍA DE CÁLCULO: PRESIÓN ADMISIBLE, ASIENTOS, ESTABILIDAD DE TALUDES Y EMPUJES EN SUELOS

A.4.1 Criterios básicos

A.4.1.1 Normativa de aplicación

En el ámbito de la edificación, existe el Código Técnico de Edificación (CTE). Se trata del marco normativo que establece las exigencias que deben cumplir los edificios en relación con los requisitos básicos de seguridad y habitabilidad establecidos en la Ley 38/1999 de 5 de noviembre, de Ordenación de Ordenación de la Edificación (LOE).

A nivel europeo están los Eurocódigos, que son de aplicación voluntaria. Para los proyectos geotécnicos, existe el "Eurocódigo 7, Proyecto geotécnico", EC7. Consta de tres partes, donde la primera aborda reglas generales, diseño en obra geotécnica y coeficientes de seguridad parciales a emplear; la segunda parte se refiere al proyecto asistido por ensayos de laboratorio; y finalmente la tercera aborda los ensayos in situ.

Además, de los documentos citados anteriormente existen otras guías que se han editado en los últimos años donde se compilan una serie de recomendaciones a tener en cuenta en ámbitos específicos de aplicación, entre ellas:

- ✓ Guía de cimentaciones para obras de carretera (GCOC), editado por el Ministerio de Fomento, 2004.
- ✓ Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias (ROM 0.5-05), Puertos del Estado 2005.

Existen otras normativas situadas fuera del contexto específico de la geotecnia de aplicación en estructuras que se emplean en los proyectos geotécnicos, tales como:

- ✓ EHE -08. Instrucción del hormigón estructural.
- ✓ Norma de construcción sismorresistente NCSR-07.

A.4.1.2 Factores de seguridad en geotecnia y estados límite

A diferencia del cálculo de estructuras, donde se mayoran las acciones, se minoran las resistencias y se aplican coeficientes de seguridad parciales, en geotecnia y según las guías GCOC y CTE se emplean coeficientes de seguridad global, a excepción del Eurocódigo 7.

Para comprobar la seguridad de un proyecto, es necesario emplear el concepto de "Estados límite", considerándose dos tipos:

- Estados límite últimos (ELU): relativos al colapso, rotura del terreno, inestabilidad global, vuelco y deslizamiento. Se trata de la situación no deseada a la que nunca se debe llegar.
- Estados límite de servicio (ELS): Afectan al funcionamiento normal, aspectos estéticos o de durabilidad. Se limitan a deformaciones excesivas y plastificaciones localizadas.

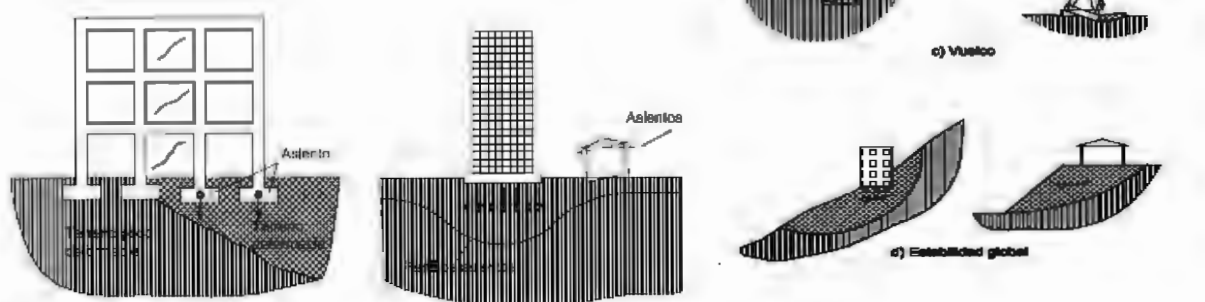


Fig.A4.1 Estados límite últimos y estados límite de servicio. Documento Básico DB SE-C, CTE.

A.4.1.3 Acciones

Las acciones han de considerarse para definir las diferentes situaciones de proyecto. Las acciones se clasifican en:

- G. Acciones permanentes. Son aquellas que actúan en todo momento, con intensidad constante y ubicación fija, durante la situación de proyecto considerada. Pesos propios y cargas muertas, empujes horizontales del terreno, empujes y subpresiones de agua de carácter permanente.
- Q. Acciones variables. Aquellas que pueden actuar o no, cuya intensidad y ubicación varía en el tiempo que dura la situación de proyecto. Cargas de uso o explotación, acciones climáticas (lluvia, nieve, viento, variaciones en la subpresión de agua, etc...)
- A. Acciones accidentales. Son aquellas que por su rareza, tienen una escasa probabilidad de ocurrencia durante la situación de proyecto que se plantea. Sismos, inundaciones, choque e impactos, aumentos accidentales del empuje y subpresión del agua.

A.4.1.4 Valor característico (Q_k) y otros valores representativos

Las acciones pueden quedar representadas por diferentes valores. De todos estos el principal, se le denomina valor característico de una acción (Q_k), y generalmente viene determinado por una norma de referencia de aplicación, y no tiene porqué ser un valor medio.

En el caso de acciones permanentes y acciones accidentales, serán consideradas siempre con su valor representativo principal, que es el valor característico anteriormente definido.

No obstante, en el caso de acciones variables, además del valor representativo principal (valor característico, Q_k), tienen otros valores representativos que habrían de usarse dependiendo del tipo de combinación de acciones. Para las acciones variables se definen los valores representativos "valor de combinación", "valor frecuente" y "valor casi permanente".

- Valor de combinación ($\Psi_0 Q_k$). Será el valor de la acción cuando actúe alguna otra acción variable, para tener en cuenta la pequeña probabilidad de que actúen simultáneamente los valores más desfavorables de varias acciones independientes.
- Valor frecuente ($\Psi_1 Q_k$). Será el valor de la acción que sea sobrepasado durante un periodo de corta duración respecto a la vida útil de la estructura (5% del tiempo). Corresponde aproximadamente a un periodo de retorno de una semana.
- Valor casi permanente ($\Psi_2 Q_k$). Será el valor de la acción que sea sobrepasado durante gran parte de la vida útil de la estructura (el 50% del tiempo o más), o bien el valor medio.

A diferencia que en el cálculo de estructuras donde se mayoran acciones, en geotecnia los valores de cálculo de las acciones serán iguales que sus valores representativos. Únicamente en ciertos casos específicos será recomendable mayorar alguna acción.

A.4.1.4 Combinación de acciones

En los estudios geotécnicos se emplearán las mismas combinaciones de acciones para estados límite últimos y estados límite de servicio. Se emplean las siguientes combinaciones de acciones en geotecnia:

1. Combinación casi permanente: Es aquella en la que concurren las acciones permanentes y algunas acciones variables, representadas por los siguientes valores:
 - Acciones permanentes: valor característico = G_k .
 - Acciones variables concomitantes, valor casi permanente ($\Psi_2 Q_k$).

2. Combinación característica: Es aquella en la que concurren las acciones permanentes y una acción variable principal, junto a otras variables concomitantes. Existe una combinación característica por cada acción variable principal que se elija.
- Acciones permanentes: valor característico = G_k .
 - Acción variable dominante: valor característico = Q_k .
 - Acciones variables concomitantes, valor de combinación = $\Psi_0 Q_k$.
3. Combinación accidental sin sismo: Es aquella en la que figura alguna acción accidental no sísmica junto con las acciones permanentes, y posibles variables concomitantes con la posible cuestión accidental.
- Acciones permanentes: valor característico = G_k .
 - Acción accidental: valor característico = A_k .
 - Acción variable dominante: valor frecuente = $\Psi_1 Q_k$.
 - Otras acciones variables concomitantes, valor casi permanente = $\Psi_2 Q_k$.
4. Combinación sísmica: Es aquella en la que concurre la acción sísmica con las acciones permanentes, y algunas acciones variables.
- Acciones permanentes: valor característico = G_k .
 - Acción sísmica: valor característico = A_k .
 - Acciones variables: valor casi permanente = $\Psi_2 Q_k$.

A.4.1.5 Situación de proyecto

Atendiendo a la configuración geométrica, a las acciones, a las características del terreno y a su duración, las situaciones de proyecto se clasifican como de tres tipos. El coeficiente de seguridad exigible dependerá finalmente de la situación de proyecto considerada.

Situación persistente. Cuando la geometría, la configuración del terreno, y las características geotécnicas representan la cimentación en cuestión durante un plazo similar al de la vida útil, y además, las combinaciones de acciones consideradas representan las posibles solicitaciones que pueden ocurrir como consecuencia del uso normal de la estructura.

Situación transitoria o de corto plazo. Inducida por el uso especial de la obra (reparación, inspección o transporte), las condiciones geométricas (fases constructivas) o incluso las características del terreno (presiones intersticiales aún no disipadas). En esta situación solo se tendrán en cuenta situaciones variables con probabilidad del 5% de ser sobrepasados durante el tiempo transitorio de estudio, esto es valores frecuentes. No se habrá de tener en cuenta acciones accidentales en el corto plazo. Esto también se considerará para situaciones persistentes de obras cuya vida útil sea inferior a un año.

Situaciones accidentales: aquellas sometidas a combinación de acciones con sismo o sin sismo.

Los estados límite últimos por falta de capacidad del terreno se pueden deber a:

- En cimentaciones superficiales: Estabilidad global, hundimiento, deslizamiento y vuelco.
- En cimentaciones profundas: Hundimiento, arranque, rotura del terreno por empujes horizontales y esfuerzos excesivos en los pilotes.

Los estados límite de servicio habrán de comprobarse normalmente para situaciones de proyecto persistentes con una combinación de acciones casi permanente.

A.4.2 Cimentaciones superficiales

Se entiende como cimentación superficial aquella que transmite las cargas a las capas más superficiales del terreno.

Cuando la profundidad de cimentación es claramente superior al ancho del elemento de cimentación, ha de considerarse la cimentación como profunda o semiprofunda.

Se puede considerar cimentación superficial cuando la profundidad de cimentación es menor al doble de la anchura ($H/B < 2$) o cuando $H < 4$ metros.

Además de los condicionantes del terreno de apoyo de la cimentación, es interesante emplear losa como elemento de cimentación cuando la cimentación ocupa más de la mitad del área en planta del edificio.

Tipo de cimiento directo	Elementos estructurales más usuales a los que sirven de cimentación
Zapata aislada	Pilar aislado, interior, medianero o de esquina
Zapata combinada	2 ó más pilares contiguos
Zapata corrida	Alineaciones de 3 o más pilares o muros
Pozo de cimentación	Pilar aislado
Emparrillado	Conjunto de pilares y muros distribuidos, en general, en retícula.
Losa	Conjunto de pilares y muros

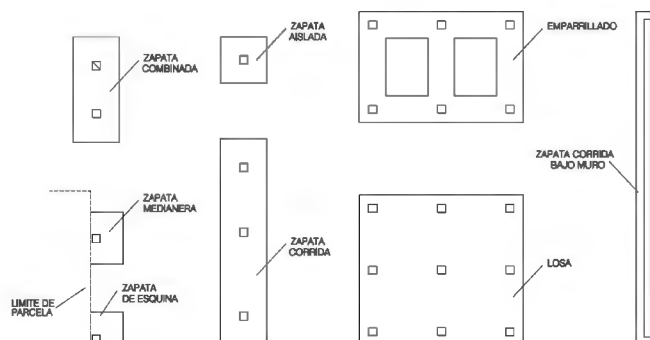


Fig.A4.2 Tipologías de cimentaciones superficiales. Documento Básico DB SE-C, CTE.

La profundidad de influencia en cimentaciones superficiales, se considera como $1.5 \times B$ (ancho), que es la profundidad a la que las deformaciones son inferiores al 10%. También, se considera que, a una profundidad dada, cuando las tensiones transmitidas son inferiores al 20%, se considera que ya no se generan asentamientos.

A.4.2.1 Cimentación rectangular equivalente

La cimentación rectangular equivalente es aquella que, estando íntegramente inscrita en la cimentación, tiene su centro de gravedad en el punto de paso resultante (área cobacéntrica). En la figura adjunta se indican los detalles de cálculo de la anchura equivalente B^* y la longitud equivalente L^* (superficie efectiva).

e_B y e_L las excentricidades según las dos direcciones ortogonales de la zapata, supuesta de sección rectangular en planta.

$$\text{ancho equivalente, } B^* = B - 2 \cdot e_B$$

$$\text{largo equivalente, } L^* = L - 2 \cdot e_L$$

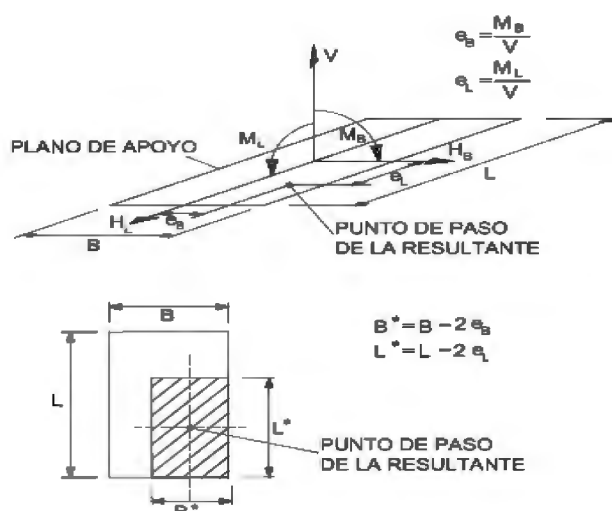


Fig.A5.3 Cimentación rectangular equivalente. Documento Básico DB SE-C, CTE.

Componentes verticales: La presión vertical.

$$p_v = \frac{V}{B^* \cdot L^*}$$

p_v = Presión vertical media.
 V = Componente vertical de la resultante efectiva de las acciones.
 B^* = Anchura equivalente.
 L^* = Longitud equivalente.

Componentes horizontales

Deberá determinarse el ángulo δ , que mide la desviación de la carga con respecto a la vertical, así como sus componentes según dos direcciones ortogonales:

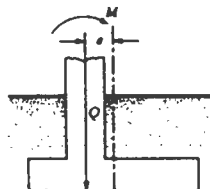
$$\lg \delta = \frac{H}{V}; \quad \lg \delta_B = \frac{H_B}{V}; \quad \lg \delta_L = \frac{H_L}{V}$$

H = Fuerza horizontal.
 H_B, H_L = Componentes de la fuerza horizontal según las direcciones B, L .

Cabe señalar que inclinaciones superiores a 3H:1V requieren técnicas de análisis específicas.

Los momentos resultantes son:

$$M_L = V \times e_L$$

$$M_B = V \times e_B$$


A.4.2.2 Cálculo analítico de la presión de hundimiento. Polinomio de Brinch-Hansen.

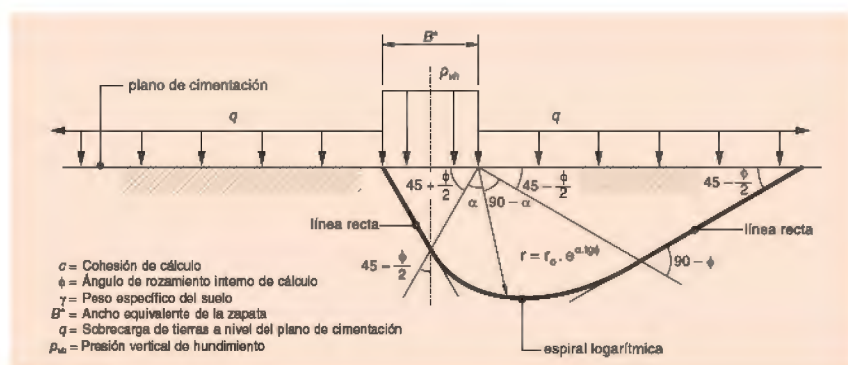
Se trata de uno de los estados límite últimos, y se define como la tensión de rotura del suelo. El modo de fallo o rotura viene dado por una superficie. A veces se produce una concentración en los laterales de la zapata pero sin llegar a producirse la rotura.

Existen tres tipos de roturas:

- Rotura global: las superficies de rotura parten del propio canto de la zapata. Se trata de una rotura que teóricamente es asimétrica, pero que dada la presencia de heterogeneidades, se suele producir un giro o vuelco hacia una dirección predominante.
- Rotura por punzonamiento: La zapata sufre un hundimiento homogéneo, donde apenas se afecta al terreno colindante. Se produce en suelos blandos a muy blandos.
- Rotura local: Se trata de plastificaciones que se producen en las zonas situadas bajo las esquinas de la cimentación.

En origen, Terzaghi estableció la fórmula para el cálculo de la carga de hundimiento sobre zapata en faja. $q_n = C N_c + q N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$, donde, cuanto más profunda sea la zapata, el terreno tiene mayor peso y va a contribuir a que se evite la rotura. Los factores de carga (N_c, N_q, N_γ) son función de $\tan \phi$ (criterio de rotura de Mohr-Coulomb).

No obstante, el hundimiento también dependerá de otros factores tales como la posición del nivel freático o la anchura de la zapata. En la actualidad, la fórmula más frecuente para la obtención de la carga de hundimiento es la conocida como Brinch-Hansen, de la que existen diferentes versiones que presentan ligeras variaciones. A continuación se detalla la que figura en el DB SE-C del CTE.



$$q_h = c_k N_c d_c s_c i_c t_c + q_{0k} N_q d_q s_q i_q t_q + \frac{1}{2} B^* \gamma_k N_\gamma d_\gamma s_\gamma i_\gamma t_\gamma$$

siendo

- q_h la presión vertical de hundimiento o resistencia característica del terreno R_k ;
 q_{0k} la presión vertical característica alrededor del cimiento al nivel de su base;
 c_k el valor característico de la cohesión del terreno;
 B^* el ancho equivalente del cimiento;
 γ_k el peso específico característico del terreno por debajo de la base del cimiento;
 N_c, N_q, N_γ los factores de capacidad de carga. Son adimensionales y dependen exclusivamente del valor característico del ángulo de rozamiento interno característico del terreno (ϕ_k). Se denominan respectivamente factor de cohesión, de sobrecarga y de peso específico;
 d_c, d_q, d_γ los coeficientes correctores de influencia para considerar la resistencia al corte del terreno situado por encima y alrededor de la base del cimiento. Se denominan factores de profundidad;
 s_c, s_q, s_γ los coeficientes correctores de influencia para considerar la forma en planta del cimiento;
 i_c, i_q, i_γ los coeficientes correctores de influencia para considerar el efecto de la inclinación de la resultante de las acciones con respecto a la vertical;
 t_c, t_q, t_γ los coeficientes correctores de influencia para considerar la proximidad del cimiento a un talud.

Fig.A4.4 Fórmula de Brinch-Hansen. Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC), 2004.

La fórmula obtenida por el ingeniero danés J. Brinch Hansen es una generalización que incluye como casos particulares la fórmula de Terzaghi y la fórmula de Skempton. Esa fórmula incluye además de los efectos de forma y profundidad considerados elementalmente por Skempton los factores de inclinación de la carga, usando una fórmula de mayor rango de aplicabilidad.

La fórmula depende de tres términos:

- Cohesión (c). Se trata del término más influyente en cimentaciones superficiales.
- Sobrecarga a nivel de la cimentación (q). En profundidad adquiere más importancia.
- Peso propio (γ). Tiene mayor influencia en cimentaciones con elevadas anchuras en relación a la profundidad. En cimentaciones profundas apenas tiene influencia, y en pilotes este término se desprecia.

Una vez descritos los tres términos de la ecuación de Brinch-Hansen, pasamos a detallar los factores correctores para cada término.

Factores de capacidad de carga (N_c, N_q, N_γ)

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{\pi \tan \phi} \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} \quad N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot \tan \phi \quad N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \cdot \tan \phi'$$

GCOC Y CTE

GCOC

CTE

Se trata de los factores de carga expuesto en la Guía de Cimentaciones para Obras de Carretera (GCOC). Sin embargo los factores de carga indicados en el documento DB SE-C del CTE difieren en el término relativo al peso propio tal y como se puede observar en las fórmulas incluidas. Los términos relativos a la cohesión y a la sobrecarga resultan idénticos en ambas guías.

En condiciones sin drenaje obtenemos:

$$N_q = 1 \quad N_c = \pi + 2 = 5,14 \quad N_\gamma = 0$$

GCOC Y CTE

Factores de forma (s_c , s_q , s_γ)

$$s_q = s_c = 1 + \frac{B^*}{L^*} \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

GCOC

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B^*}{L^*}$$

GCOC Y CTE

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B^*}{L^*}$$

CTE

$$s_q = 1 + 1,5 \cdot \tan \phi_k \cdot \frac{B^*}{L^*}$$

Factores de profundidad o resistencia al corte sobre el plano de apoyo (d_c , d_q , d_γ)

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctg \left(\frac{D}{B^*} \right)$$

$$d_c = 1 + 2 \frac{N_q}{N_c} (1 - \sin \phi)^2 \arctg \left(\frac{D}{B^*} \right)$$

$$d_\gamma = 1$$

GCOC

$$d_q = 1 + 2 \frac{N_q}{N_c} (1 - \sin \phi_k)^2 \arctan \frac{D}{B^*}; \text{ para } \phi_k = 0: d_q = 1$$

$$d_c = 1 + 0,34 \arctg(D/B^*) \quad d_\gamma = 1$$

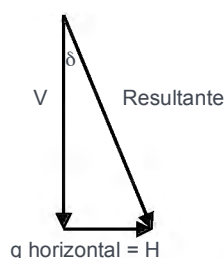
CTE

Factores de inclinación de carga (i_c , i_q , i_γ)

$$i_q = (1 - 0,7 \tan \delta_B)^3 (1 - \tan \delta_L)$$

$$i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$i_\gamma = (1 - \tan \delta_B)^3 (1 - \tan \delta_L)$$

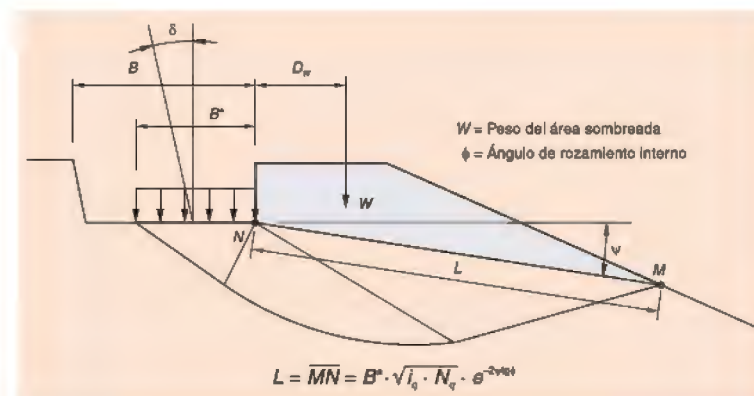


$$\tan \delta = \frac{H}{V}; \quad \tan \delta_B = \frac{H_B}{V}; \quad \tan \delta_L = \frac{H_L}{V}$$

Estos factores son iguales según la guía GCOC y CTE. Cuando la componente horizontal sea inferior al 10% de la componente vertical se desprecia la corrección por inclinación de carga y sus factores se igualan a 1.

Factores por el efecto de proximidad a un talud (t_c, t_q, t)

Existen cimentaciones a media ladera y cimentaciones próximas a taludes (por ejemplo, los estribos de un puente cimentados superficialmente sobre los terraplenes de acceso), que pueden ver su carga de hundimiento notablemente reducida debido a dicho efecto.



$$q = \frac{2W D_w}{L^2}$$

q = Valor de la sobrecarga de tierras a considerar en la formulación analítica de Brinch-Hansen (véase epígrafe 4.5.5).

W = Peso del área sombreada en la figura 4.7.

D_w = Distancia desde la cara exterior del cimientto al punto de aplicación (centro de gravedad del área sombreada) del peso W .

L = Longitud del segmento MN , determinado según se especifica en la figura 4.7.

$$t_q = (1 - 0,5 \tan \psi)^5$$

$$t_c = \frac{t_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$t_\gamma = t_q$$

$$t_q = 1 - \sin 2\beta$$

$$t_c = e^{-2\beta \tan \phi}$$

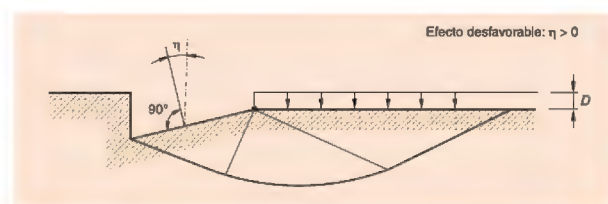
$$t_\gamma = 1 - \sin 2\beta$$

GCOC

CTE

β y ψ son los ángulos de inclinación expresados en radianes. En el CTE no se considera la sobrecarga generada por el peso W (véase figura anterior).

Factores por el efecto de la inclinación del plano de apoyo (r_c, r_q, r)

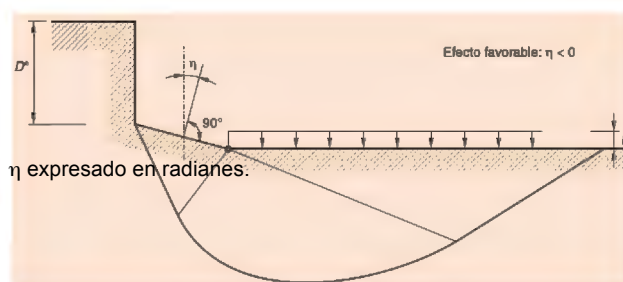


$$r_q = e^{-2\eta \tan \phi}$$

$$r_c = \frac{r_q N_q - 1}{N_q - 1}$$

$$r_\gamma = r_q$$

GCOC



Estos factores correctores no figuran en el CTE.

Influencia por la presencia de nivel freático

Si el nivel freático se sitúa por encima de la profundidad de influencia (1.5B) en condiciones hidrostáticas se aplican las siguientes correcciones al peso específico:

$$\gamma = \gamma' + 0,6 \cdot (\gamma_{ap} - \gamma') \cdot \frac{h_w}{B^*} \leq \gamma_{ap}$$

GCOC

$$\gamma_k = \gamma' + \frac{z}{B} (\gamma_{ap} - \gamma')$$

CTE

En caso de que no hubiera condiciones hidrostáticas y hubiera flujo ascendente (caso más desfavorable):

$$\gamma_k = \gamma' - i_v \cdot \gamma_w$$

γ' el peso específico sumergido del terreno;
 γ_w el peso específico del agua;
 i_v el gradiente vertical medio en la zona de espesor 1,5B* bajo la base de la cimentación.

GCOC Y CTE

A.5.2.3 Cálculo de tensiones admisibles en suelos granulares (Meyerhoff).

El polinomio de Brinch-Hansen da tensiones admisibles muy elevadas, lo que se traduce en asientos muy grandes. La experiencia acumulada durante casi medio de medio siglo después de que Meyerhoff propusiera la primera correlación entre presión admisible y el índice N del ensayo SPT donde se limite el asiento a una pulgada, hace posible emplear la siguiente fórmula para terrenos compuesto por arenas limpias sin cohesión (máx. 10% finos):

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

Donde:

\bar{N}_{60} = Valor de cálculo del índice N del ensayo SPT, determinado como se indica en 4.5.2.1.

f_B = Factor de corrección adimensional que tiene en cuenta el ancho de la cimentación. Se utilizará el valor siguiente:

$$f_B = \left(\frac{B^* + 0,3\text{m}}{B^*} \right)^2 \leq 1,5$$

f_D = Factor de corrección adimensional que tiene en cuenta la profundidad de cimentación, D. Se evaluará mediante la expresión siguiente:

$$f_D = \left(1 + \frac{D}{3B^*} \right) \leq 1,5$$

f_L = Factor de corrección adimensional que tiene en cuenta la forma de la cimentación. Su valor de cálculo es:

$$f_L = \left(\frac{L^* + 0,25B^*}{1,25L^*} \right)^2$$

f_v, f_W = Factores adimensionales para considerar el efecto del agua que pudiera existir bajo la cimentación. Véanse 4.5.2.2 y 4.5.2.3.

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

$$N_{corregida} = f \cdot N$$

Fig.A4.5 Fórmula para suelos granulares propuesta en la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC), 2004.

Además, existen otras correcciones por el efecto del movimiento del agua y por arenas no saturadas.

A.4.2.4 Cálculo de tensiones admisibles sobre roca

En casos de rocas de muy baja resistencia a la compresión simple (en CTE $q_u < 2,5$ MPa y en GCOC $q_u < 1$ MPa) o fuertemente diaclasadas (en CTE $RQD < 25\%$ y en GCOC $RQD < 10\%$), o que estén bastante o muy meteorizadas (grado de meteorización mayor que IV tanto en CTE como en GCOC), se considerará la roca como si se tratase de un suelo y se recurrirá a los procedimientos de verificación correspondientes a suelos.

Para rocas de mayor resistencia que las anteriormente descritas, se limitarán las tensiones admisibles a 50 kg/cm^2 (según recomendación en GCOC). En el DB SE-C del CTE figura un método analítico básico para el cálculo de la presión máxima de hundimiento, donde se contempla, la resistencia a compresión uniaxial de la roca sana, espaciamiento entre diaclasas, anchura de la cimentación, apertura de las discontinuidades y relleno de las mismas. Este método es aplicable siempre y cuando:

- La superficie de la roca es esencialmente horizontal sin problemas de inestabilidad lateral.
- La carga no tiene componente tangencial, o ésta es inferior al 10% de la carga normal.
- En rocas sedimentarias los estratos deben ser horizontales o subhorizontales.

No obstante, en la presente metodología se emplea el procedimiento de verificación propuesto en la Guía de cimentaciones para obras de carretera (GCOC), en la que se tienen en cuenta los siguientes parámetros, representativos a 1.5B de profundidad con respecto a la cota de cimentación:

- ✓ Resistencia a compresión simple de la roca sana.
- ✓ Tipo de roca.
- ✓ Grado de alteración medio.
- ✓ Valor de RQD y separación de las diaclasas.

Las limitaciones del método propuesto en la GCOC son las siguientes:

- La superficie de la roca es esencialmente horizontal sin problemas de inestabilidad lateral cuya pendiente no supera el 10%.
- La carga no tiene componente tangencial, o ésta es inferior al 10% de la carga normal. En caso de que la inclinación de las acciones sea mayor se deberán realizar los cálculos de comprobación de estabilidad al vuelco y al deslizamiento y además se deberá aplicar el factor corrector:
- No existe flujo de agua con gradiente importante ($I \leq 0,2$) en ninguna dirección.
- El área de apoyo es menor a 100 m^2 , y si esta área fuera mayor, se deberán realizar los cálculos específicos del movimiento de la cimentación (asientos).
- En cualquier caso, y salvo justificación, la tensión admisible no podrá ser superior a 5 MPa.

$$p_{vadm} = p_0 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \frac{q_u}{p_0}$$

p_{vadm} = Presión admisible.
 p_0 = Presión de referencia. Deberá tomarse un valor de 1 MPa.
 q_u = Resistencia a compresión simple de la roca sana.
 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ = Parámetros adimensionales que dependen del tipo de roca, de su grado de alteración y del espaciamiento de las litoclasas, según se indica a continuación.

Influencia del tipo de roca, α_1 .

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 Calcarenitos 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

El término α_1 , también se puede obtener en laboratorio mediante ensayos de tracción y compresión uniaxial donde:

$$\alpha_1 = \sqrt{\frac{10 \cdot q_t}{q_u}}$$

Fig.A4.6 Influencia del tipo de roca. Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC), 2004.

Influencia del grado de meteorización, α_2 .

- Grado de meteorización I (Roca sana o fresca): $\alpha_2 = 1,0$
- Grado de meteorización II (Roca ligeramente meteorizada): $\alpha_2 = 0,7$
- Grado de meteorización III (Roca moderadamente meteorizada): $\alpha_2 = 0,5$
- Cuando el grado de meteorización sea igual o superior al IV, deberá estarse a lo especificado al respecto en el epígrafe 4.5.3 (cálculo como en suelos).

Influencia del espaciamiento entre litoclasas, α_3 .

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

s = Espaciamiento entre las litoclasas expresado en m. Se utilizará el correspondiente a la familia de diaclasas que conduzca a un valor menor.

$1m$ = Valor que se utiliza para hacer adimensional la expresión correspondiente.

RQD = Valor del parámetro «Rock Quality Designation», expresado en tanto por ciento (véase epígrafe 3.3.4).

A.4.2.6 Estimación de movimientos

Estado último de servicio es aquel que cuando se supera la obra deja de cumplir para el cometido que fue proyectada por razones vinculadas al normal funcionamiento de la misma, de durabilidad o estéticas. Los movimientos verticales, asientos, se consideran como uno de los estados límite de servicio, además de plastificaciones localizadas o vibraciones excesivas.

No se considera necesario el cálculo específico de asientos cuando se haya realizado la comprobación de la seguridad en rocas, suelos granulares (procedimiento derivado de Meyerhoff), siempre que el área de cimentación sea inferior a 100 m^2 , y que no existan en profundidad (a partir de $1.5 \times B$) suelos más blandos.

Interacción suelo-estructura

Cimentaciones flexibles. Por efecto de la presión uniforme aplicada, el terreno y la zapata sufrirán un asiento, que resultará mayor en el centro que en los extremos y no se limitará al área cargada, sino que se ampliará a ambos lados hasta una cierta distancia. La zapata por ser infinitamente flexible, no será capaz de soportar momentos flectores y, en consecuencia, la distribución de presiones con que el terreno reaccionará será uniforme.

Cimentaciones rígidas. El asiento de la zapata será uniforme, pero la distribución de tensiones será desigual, obteniendo presiones de respuesta del terreno superiores en los extremos y por el contrario en su centro serán menores.

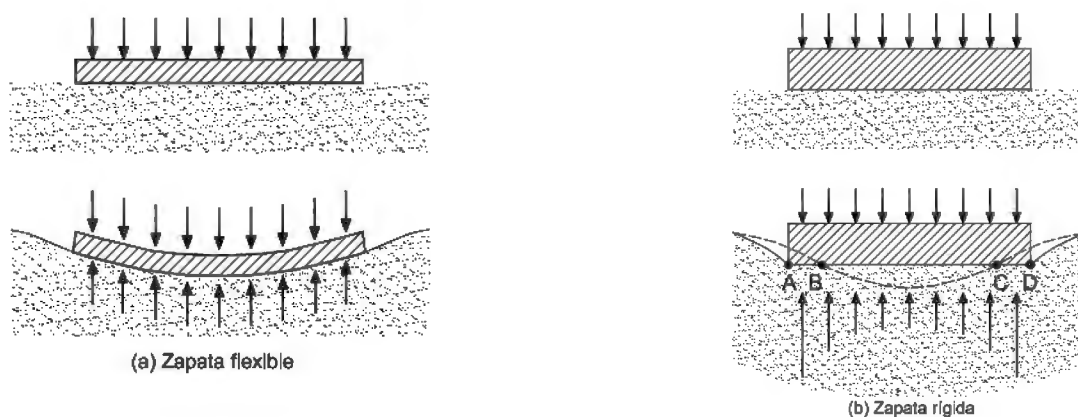


Fig.A4.7 Zapatas flexibles y rígidas. Documento Básico DB SE-C del CTE.

En función de la deformabilidad del elemento de cimentación respecto a la del terreno de apoyo, los elementos de cimentación pueden considerarse rígidos o flexibles, según tenga o no importancia el efecto de interacción suelo-estructura.

Pueden considerarse rígidas aquellas zapatas que cumplen: $\frac{h(\text{canto})}{\alpha \times v} \geq 1$ (vuelo o distancia horizontal entre la cara del pilar y el borde de la zapata).

α , es el coeficiente adimensional que puede estimarse mediante:

$$\alpha = 2,2 \left(\frac{E}{E_h} \right)^{1/3} \quad \begin{array}{l} E = \text{Módulo de elasticidad del terreno de cimentación.} \\ E_h = \text{Módulo de elasticidad del material que forma la zapata.} \end{array}$$

Las losas y las vigas continuas de cimentación pueden considerarse rígidas cuando $\frac{h(\text{canto})}{\beta \times l} \geq 1$ (luz libre entre apoyos).

$$\beta = 2 \left(\frac{K_b \cdot l}{E_h} \right)^{1/3} \quad \begin{array}{l} K_b = \text{Módulo de balasto. Véase apartado 4.9.} \\ E_h = \text{Módulo de elasticidad del material que forma la zapata.} \end{array}$$

Módulo de balasto vertical. Modeliza la interacción del suelo con la estructura, definiéndose como: $K = \text{carga } (v) / \text{asiento } (\delta)$. No solo depende del terreno sino de la rigidez de la estructura.

El modelo más sencillo, cuya utilización se recomienda en la guía GCOC, sería el denominado modelo de winkler en el que el terreno es constituido por unas "resortes" cuya rigidez viene determinada por la expresión: $R (\text{rigidez}) = K (\text{mod. Balasto}) \times A (\text{área del terreno representada por el resorte})$.

El módulo de balasto se puede obtener de las siguientes formas:

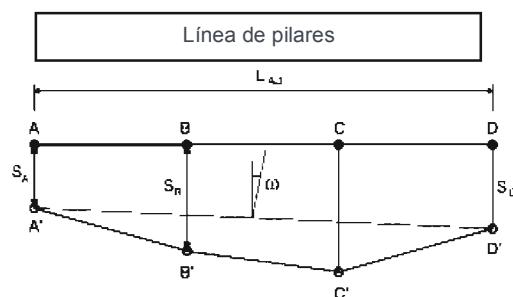
- Ensayo de placa. Se deberá tener en cuenta la profundidad de investigación del mismo, por lo que queda totalmente desaconsejado para cimentaciones. Se emplea para el tráfico en explanadas donde el bulbo es pequeño.
- Fórmulas empíricas. VESIC $K = E / B \times (1-\nu)^2$.

- c) Mediante el asiento: $K = \text{carga (v)} / \text{asiento } (\delta)$. Se trata del método más preciso.

En el ejemplo adjunto el asiento máximo se produce en C'. El asiento diferencial entre C' y D' es $\Delta S_{CD} = S_C - S_D$.

La distorsión angular entre C' y D' es $d = \Delta S_{CD} / L_{CD}$.

La inclinación media (i), línea media que define la deformada de la posición de la cimentación.



Los asientos admisibles van a depender de cada estructura. En general para estructuras de hormigón y/o acero se suelen recomendar los siguientes valores:

- ✓ Asiento máximo en zapatas aisladas = 2.5 cm.
- ✓ Asiento máximo en losas de cimentación = 5 cm.
- ✓ Asiento diferencial máximo entre apoyos contiguos = 1/500 (dependiendo de la rigidez de la estructura).
- ✓ Inclinaciones máximas: entre $\theta = 1/1000$ y $6/1000$.

A partir de los trabajos de SKEMPTON y MCDONALD en 1956, se puso de manifiesto la importancia de la relación entre los distintos asientos y la distancia entre los puntos, es decir, la denominada distorsión angular β .

β	Criterio
1/ 500	Límite de seguridad frente a la fisuración
1/ 300	Aparición de fisuras en muros y tabiques
1/150	Fisuras y daños en elementos estructurales

$$\text{Distorsión angular} = \Delta s / L$$

Para el cálculo de asientos diferenciales previsibles se realiza un cálculo de probabilidades de la heterogeneidad del suelo. Es decir, con estos datos se obtienen una serie de valores de la desviación típica, así como un valor mínimo y máximo de los asientos diferenciales esperados que varían según la rigidez de la estructura (**Kn**).

Para una construcción normal Kn varía entre 1 y 1'2. Los asientos diferenciales separados por distancias de aproximadamente 10 metros se calculan según la expresión:

$$\Delta w_f = e / Kn$$

Donde e es la desviación típica y Kn está en función de la rigidez de la construcción, tal y como se ha comentado anteriormente.

El asiento se divide en tres partes: ($S_{\text{total}} = S_i + S_{C1} + S_{C2}$)

1. Asiento inmediato: Se produce en arenas (materiales permeables), macizos rocosos, y arcillas poco saturadas, y es coincidente con el asiento final. Se trata de una compactación, una compresión elástica.
2. Asiento de consolidación primaria. Se desarrolla a medida que las presiones intersticiales se disipan ($U \downarrow$) y aumentan las tensiones efectivas ($\sigma' \uparrow$).
3. Asiento de consolidación secundaria/ fluencia. Se da en arcillas con materia orgánica, fangos donde se produce una fluencia lenta a muy largo plazo. Puede ser considerada como el 20% de asiento total. No explican por disipación de la u, sino por esfuerzos cortantes, reptación o flujo plástico.

Método elástico

El cálculo de asiento con el método elástico debe realizarse considerando que la distribución de tensiones bajo la cimentación es independiente de la posible heterogeneidad del terreno y que es aplicable la solución de reparto tensional correspondiente al semiespacio homogéneo e isótropo de Boussinesq.

Los asientos quedan definidos mediante el módulo de elasticidad E y el módulo de Poisson ν . Se podrá considerar a corto plazo $\nu_u=0.5$, y a largo plazo en arcillas NC $\nu'=0.4$; arcillas medias y arenas $\nu'=0.3$; y en arcillas SC $\nu'=0.15$

El módulo de elasticidad E se puede obtener a partir de:

$$E_{\text{corto plazo}} = E \frac{1,5}{1 + \nu} \quad E_{\text{corto plazo}} = M \cdot s_u$$

s_u = Resistencia al corte sin drenaje del terreno.
 M = Constante de proporcionalidad que habrá que determinar específicamente en cada caso concreto. Su valor está comprendido normalmente entre 100 y 200, pero, en ocasiones, puede quedar fuera de dicho rango.

$$\nu_{\text{corto plazo}} = 0,5$$

BUTLER (1974), considera la relación $E = S_u \cdot 400$.
 HENCKEL considera $E = S_u \cdot 130$, por lo que hay gran disparidad de valores M , propuestos por diferentes autores. Igualmente, el CTE introduce una tabla de valores no lineales (tabla adjunta). También se puede obtener a partir del módulo edométrico, E_m . BUTLER propone la siguiente relación: $E_m = E_u / 0,678$.

Tabla D.23. Valores orientativos de N_{SPT} , resistencia a compresión simple y módulo de elasticidad de suelos

Tipo de suelo	N_{SPT}	q_u (kN/m ²)	E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o muy blandos	< 10	0 - 80	< 8
Suelos flojos o blandos	10 - 25	80 - 150	8 - 40
Suelos medios	25 - 50	150 - 300	40 - 100
Suelos compactos o duros	50 - Rechazo	300 - 500	100 - 500
Rocas blandas	Rechazo	500 - 5.000	500 - 8.000
Rocas duras	Rechazo	5.000 - 40.000	8.000 - 15.000
Rocas muy duras	Rechazo	> 40.000	> 15.000

Tabla D.24. Valores orientativos del coeficiente de Poisson

Tipo de suelo	Coeficiente de Poisson
Arcillas blandas normalmente consolidadas	0,40

Fig.A4.8 Valores orientativos para el módulo de elasticidad. Documento Básico DB SE-C, CTE.

En cuanto a la fórmula para la obtención del asiento, existen multitud de fórmulas para su cálculo, en función de la geometría de la cimentación y su rigidez. Steinbrener, 1936 permite calcular el asiento en centro, esquina y su valor medio, para zapatas cuadradas flexibles. Foster y Alvin, 1954 permite su cálculo para zapatas circulares. Cuando exista un estrato rígido que limite la profundidad deformable se podrán aplicar fórmulas y ábacos que permitan su cálculo.

Método edométrico

Especialmente adecuado para suelos arcillosos blandos, o cuando la anchura de la cimentación sea muy elevada con respecto a la potencia de la capa deformable (p.e. cimentación de terraplenes), es decir para configuraciones geométricas que puedan asimilarse a las condición edométrica unidimensional (cargas de amplia extensión superficial sobre estratos de poco espesor. Permite observar la no linealidad de los asientos, así como calcular el tiempo de consolidación.

Asientos a corto plazo. Se consideran nulos cuando se da la condición edométrica unidimensional. En cambio, en problemas de consolidación no unidimensional, cuando los espesores de arcilla compresible son importantes en relación a las dimensiones de la planta cargada, se produce de forma simultánea a la aplicación de las cargas un asiento instantáneo. Este puede calcularse empleando el método elástico, aunque en general es muy difícil aproximarse a este valor.

Asientos a largo plazo. Son los que se generan durante el proceso de consolidación con la disipación de las presiones intersticiales. El cálculo se realizará para niveles horizontales de espesor L_i . Para cada nivel se determinarán las presiones

verticales efectivas iniciales y finales en el centro de cada nivel. La deformación unitaria o acortamiento, en el centro de cada uno de esos niveles viene definido por las siguientes expresiones:

$$\varepsilon_i = \frac{1}{1 + e_0} \left[C_c \log_{10} \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_o} \right) \right] \quad \text{cuando } \sigma'_o \geq p_c$$

$$\varepsilon_i = \frac{1}{1 + e_0} \left[C_r \log_{10} \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_o} \right) \right] \quad \text{cuando } \sigma'_f \leq p_c$$

$$\varepsilon_i = \frac{1}{1 + e_0} \left[C_r \log_{10} \left(\frac{p_c}{\sigma'_o} \right) + C_c \log_{10} \left(\frac{\sigma'_f}{p_c} \right) \right] \quad \text{cuando } \sigma'_o < p_c < \sigma'_f$$

ε_i = Deformación o acortamiento unitario en el centro del estrato i .

e = Índice de poros.

e_0 = Índice de poros del terreno en la situación inicial (antes de la aplicación de la carga).

C_c = Índice de compresión (se obtiene del ensayo edométrico —véase figura 4.12—).

C_r = Índice de hinchamiento, o entumecimiento (se obtiene del ensayo edométrico —véase figura 4.12—).

σ' = Presión vertical efectiva en el centro del nivel considerado.

σ'_o = Presión vertical efectiva en el centro del nivel considerado antes de la aplicación de la carga.

σ'_f = Presión vertical efectiva en el centro del nivel considerado después de la aplicación de la carga.

p_c = Presión de preconsolidación (véase definición en el apartado 1.2).

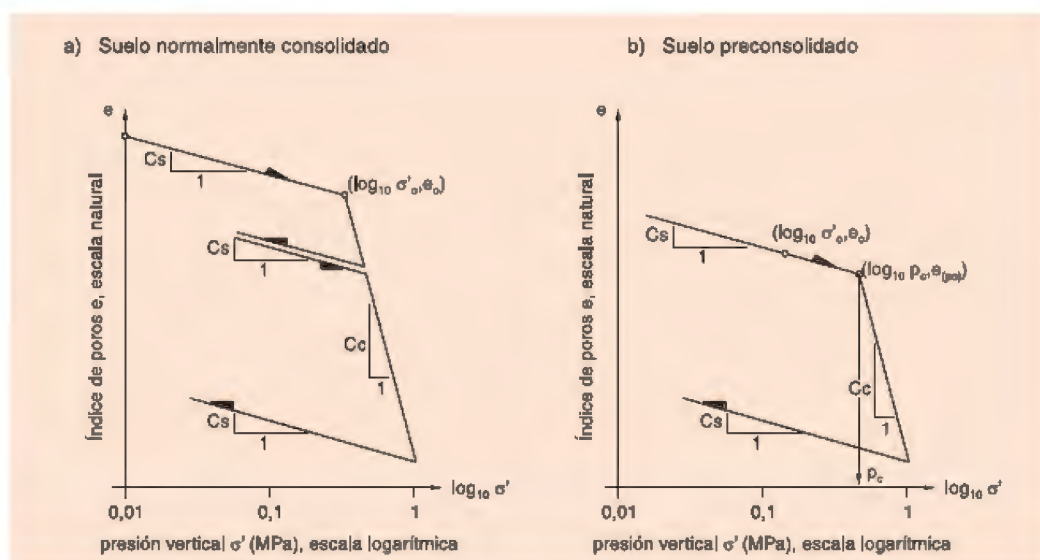


Fig.A4.9 Método edométrico. Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC), 2004.

Para el cálculo del acortamiento de cada capa empleamos la siguiente expresión:

$$s = \alpha \sum \varepsilon_i L_i$$

El parámetro α puede estimarse a partir de :

$$\alpha = 1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{B} \leq 1,5$$

H: Prof. Substrato compresible. Se trata de un factor corrector que va a depender de B y H.

A.4.2.6 Deformaciones de los edificios

La fisuración de un edificio o de un muro está asociada con las deformaciones de tracción o de corte que dependen de la resistencia de la fábrica, la inercia a flexión del elemento, la esbeltez del mismo y la curvatura impuesta por los movimientos diferenciales. Estas deformaciones críticas varían entre 0.05% a 0.1% para fábricas de ladrillo o bloques con mortero de cemento, y del 0.03 al 0.05% para estructuras de hormigón armado.

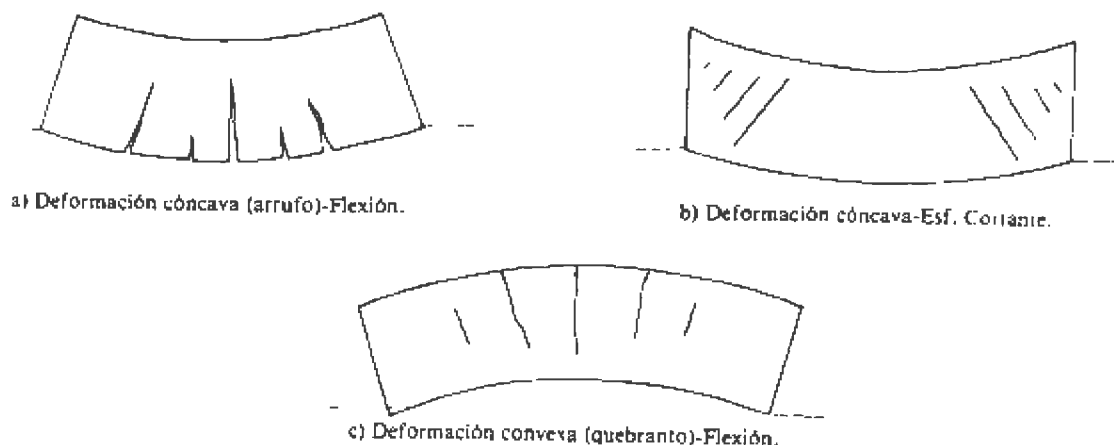


Fig.A4.10 Deformaciones en edificios. Curso aplicado de cimentaciones Jose María Rodríguez Ortiz, Jesus Serra Gesta, Carlos Oteo Mazo, 1984.

A.4.3 Cimentaciones profundas

En el DB SE-C del CTE se considera cimentación profunda cuando la profundidad de cimentación es más de ocho veces al ancho de la cimentación.

Las condiciones adecuadas para que se dé una cimentación profunda son:

- Niveles superficiales de terreno poco resistentes y/o muy compresibles.
- Solicitaciones de carga muy elevadas.
- Condiciones especiales que requieran una limitación muy estricta en los asientos superficiales.
- Suelos inestables: arcillas expansivas, suelos colapsables, etc...
- En general, cuando técnicamente o económicamente no sea viable la cimentación superficial.

Se pueden clasificar en:

1. Pilotes aislados (pila-pilote). Suelen ser elementos de gran capacidad portante. Es una solución bastante extendida para puentes de luces moderadas (en muchas ocasiones son pilotes hincados).
2. Grupos de pilotes. Se trata de la solución más usual. La carga se transmite a varios pilotes a través de un encepado relativamente rígido que enlaza sus cabezas. Ha de considerarse el efecto generado por la interacción entre pilotes debido a su proximidad.
3. Zonas pilotadas. Se trata de pilotes regularmente espaciados que en ocasiones se utilizan para reducir asientos o mejorar la seguridad de hundimiento de losas, terraplenes, etc...Suelen ser pilotes de escasa capacidad portante.
4. Micropilotes. Son aquellos compuestos por una armadura metálica formada por tubos, barras o perfiles introducidos dentro de un taladro de pequeño diámetro, pudiendo estar o no inyectados con lechada de mortero a presión más o menos elevada.

También se pueden clasificar por:

- Su forma de trabajo: Pilotes por punta o pilotes por fuste.
- Según el material del pilote: Hormigón in situ, hormigón prefabricado, acero o madera.
- Por su procedimiento constructivo: Hincados o de desplazamiento (madera, acero o hormigón prefabricados) o Perforados y hormigonados in situ (con revestimiento o sin revestimiento).
- Según su sección transversal (circular, cuadrados, ortogonales, perfiles en H)

A.4.3.1 Comprobaciones a realizar

Estados límite últimos. Siempre será necesario comprobar los siguientes estados límite:

- a) Estabilidad general o global de la zona de apoyo. Esta comprobación requiere suponer una superficie de rotura que englobe toda la cimentación o parte de ella. Las técnicas de análisis son similares a la empleadas en el cálculo de estabilidad de taludes.
- b) Capacidad de soporte o portante. La rotura de la cimentación puede producirse por la falta de resistencia del terreno. El fallo puede producirse de diferentes formas:
 - a. Hundimiento. Se produce cuando las cargas verticales agotan la resistencia del terreno.
 - b. Arranque. Se produce cuando existen pilotes sometidos a tracción y se alcanza el agotamiento por esfuerzo rasante en el fuste del pilote.
 - c. Rotura horizontal del terreno. Se produce cuando las presiones horizontales del terreno, agotan la capacidad del terreno según un plano horizontal (transversal a dicho eje).
- c) Rotura estructural. Puede producirse cuando las cargas transmitidas superan la resistencia del pilote o del encepado.

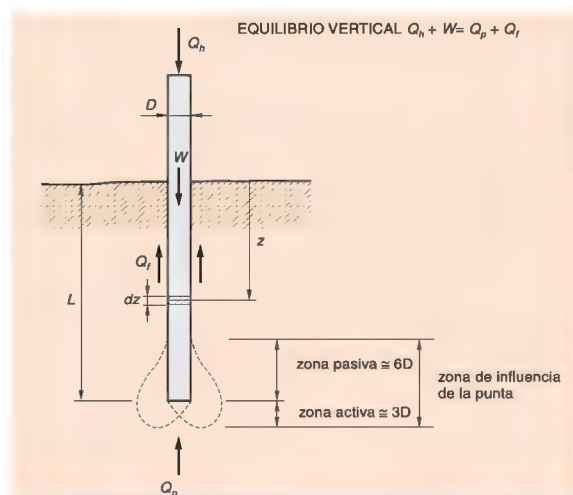
Estados límite de servicio. Las cimentaciones profundas pueden fallar por deformaciones excesivas que, sin implicar la ruina estructural de las mismas, impidan el correcto uso de la cimentación o supongan empeoramientos estéticos o funcionales inadmisibles.

A.4.3.2 Estudio del pilote aislado.

En pilotes columna, las deformaciones necesarias para movilizar toda la tensión por punta son muy superiores a las deformaciones necesarias para movilizar toda la resistencia por fuste. En pilotes flotantes ocurre lo mismo, las deformaciones necesarias para movilizar toda la tensión por fuste son mucho más pequeñas, que las deformaciones necesarias para movilizar la tensión por punta, por pequeña que sea.

Líneas características (De Beer, Jacky, Meyerhof) y movilización de la resistencia por punta (zonas de plastificación).

Fórmula básica: $Q_n + W = Q_p + Q_f$



$$q_p = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$Q_p = A_p \cdot q_p$$

$$Q_f = \int_0^L \pi \cdot D \cdot \tau_f \cdot dz$$

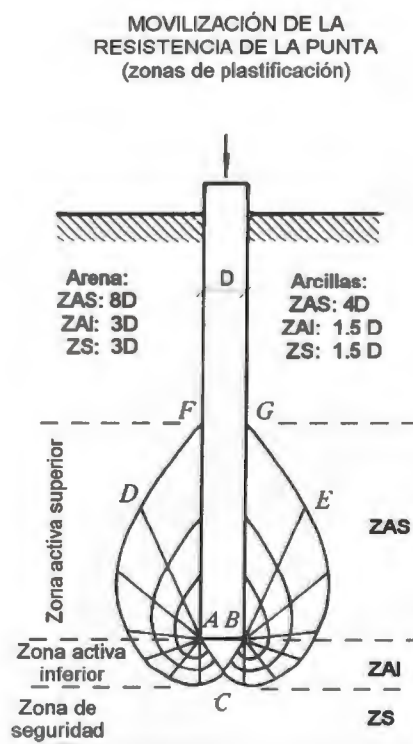


Fig.A4.11. Equilibrio vertical en cimentaciones profundas. Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC), 2004.

El tercer término es despreciable debido al peso de las cuñas. Se puede incluir en zapilotes cuando B sea importante.

A.4.3.2 Resistencia por punta (métodos basados en Mohr-Coulomb)

1. Según la Guía de carreteras GCOC:

a) q_p a largo plazo y granulares.

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

q_p = Carga de hundimiento unitaria por punta.
 σ'_{vo} = Presión vertical efectiva al nivel de la punta del pilote.
 N_c, N_q = Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas.
 f_d = Factor adimensional que tiene en cuenta el tamaño del pilote (diámetro D) y puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$N_q^* = 1,5 \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \tan \phi} \cdot f_d$$

$$N_c^* = \frac{N_q^* - 1}{\tan \phi}$$

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

expresando D en metros

b) q_p Corto plazo. Se emplea la anterior fórmula con

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

2. Según el DB SE-C del CTE:

$$q_p = f_p \cdot \sigma'_{vp} \cdot N_q \leq 20 \text{ MPa}$$

$f_p = 3$ para pilotes hincados;
 $f_p = 2,5$ para pilotes hormigonados in situ;
 σ'_{vp} la presión vertical efectiva al nivel de la punta antes de instalar el pilote;
 N_q el factor de capacidad de carga definido por la expresión $\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \tan \phi}$, donde ϕ es el ángulo de rozamiento interno del suelo.

A.4.3.3 Resistencia por fuste (métodos basados en Mohr-Coulomb)

1. Según la Guía de carreteras GCOC:

a) τ_f a largo plazo y granulares.

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

τ_f = Resistencia unitaria por fuste al nivel considerado.
 c = Cohesión al nivel considerado.
 K_o = Coeficiente de empuje al reposo.
 δ = Ángulo de fricción del contacto pilote-terreno.
 σ'_v = Presión vertical efectiva al nivel considerado.

b) τ_f a corto plazo (idem en CTE)

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

s_u = Resistencia al corte sin drenaje al nivel considerado.
 p_o = Presión de referencia, que se toma igual a 100 kPa, ($p_o = 100 \text{ kPa}$).

2. Según la Guía de carreteras GCOC:

a) τ_f a largo plazo y granulares (a corto plazo idem que en GCOC).

$$\tau_f = \sigma'_v \cdot k_f \cdot f \cdot \tan \phi \leq 120 \text{ kPa}$$

σ'_v la presión vertical efectiva al nivel considerado;
 K_f el coeficiente de empuje horizontal;
 f el factor de reducción del rozamiento del fuste;
 ϕ el ángulo de rozamiento interno del suelo granular.

Para pilotes hincados se tomará $K_f = 1$ y para pilotes perforados se tomará $K_f = 0,75$. Para pilotes híbridos, ejecutados con ayudas que reducen el desplazamiento del terreno, se tomará un valor intermedio en función de la magnitud de esa ayuda.

Para pilotes de hormigón "in situ" o de madera se tomará $f=1$. Para pilotes prefabricados de hormigón se tomará $f = 0,9$ y para pilotes de acero en el fuste se tomará $f = 0,8$.

A.4.3.3 Efecto de grupo de pilotes

De forma general, para el cálculo de los pilotes, no se considerará el efecto grupo para una separación entre ejes de pilotes igual o mayor a 3 diámetros. A partir de grupos de 4 pilotes se debe considerar que la proximidad entre los pilotes se traduce en una interacción entre ellos, de tal forma que si el grupo tiene n pilotes, y la carga de hundimiento del pilote aislado es R_{ck} , la carga que produce el hundimiento del grupo, R_{ckg} , en general, no suele ser igual a $n \cdot R_{ck}$, al tener que aplicar a este valor, $n \cdot R_{ck}$, un coeficiente de eficiencia, η , que se define como el cociente:

$$\eta = \frac{\text{Carga de hundimiento del grupo}}{n \cdot \text{Carga hundimiento del pilote individual}} = \frac{R_{ckg}}{n \cdot R_{ck}}$$

Siendo n el número de pilotes

El coeficiente de eficiencia será de 1, para separaciones entre ejes iguales o superiores a 3 D. Para separaciones de 1 D el coeficiente de eficiencia será 0,7. Para separaciones entre 1 D y 3 D se interpolará linealmente entre 0,7 y 1. En pilotes hincados en arenas densas o muy densas se podrá adoptar un coeficiente de eficiencia igual a 1. Podrá aumentarse este valor, previa justificación, por la posible compactación que se pueda producir, sin que en ningún caso pueda ser superior a 1,3.

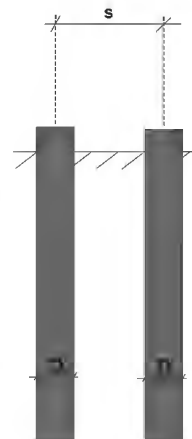
$$Q_{h, \text{grupo}} = \eta N Q_h$$

N : número de pilotes
 η : coeficiente de eficiencia

$\eta = 1$ para $s \geq 3D$
 $\eta = 0,7$ para $s < D$
 intermedio para s entre D y $3D$

Pilotes hincados en arenas densas

$\eta = 1$ generalmente, aunque se puede llegar hasta $\eta = 1,3$ (con justificación)



A.4.3.4 Tope estructural o carga nominal

Se trata de una de las comprobaciones a realizar para el estudio de los estados límite últimos. Se trata de la capacidad resistente del pilote. Se debe de verificar que la sollicitación axial de cada pilote, no supere la carga nominal del pilote.

Partiendo del tope estructural, el ingeniero decide la longitud del pilote que se necesita para aprovechar suficientemente la capacidad estructural del pilote. Cuando se trata de pilotes flotantes, se alarga la longitud hasta alcanzar la resistencia por fuste deseada. Cuando se trata de pilotes columna, el ingeniero proyecta el empotramiento en la punta, de manera que se pueda utilizar una carga de servicio similar al tope estructural.

No sería razonable utilizar pilotes para soportar cargas que estén muy por debajo del tope estructural, pues se estaría desaprovechando el material del pilote. Esto solo sería necesario en condiciones de carga muy específicas (cuando el pilote está sometido a cargas horizontales) o cuando los equipos de ejecución aconsejen limitar la profundidad del pilotaje.

El tope estructural, depende de: La sección transversal del pilote, el material del pilote, el procedimiento de ejecución, y el terreno.

	Tipo de pilote	σ (MPa)
Hincado	Hormigón pretensado	$0,30 \cdot (f_{ck} - 0,9f_p)$
	Hormigón armado	$0,30 \cdot f_{ck}$
	Metálico	$0,30 \cdot f_{yk}$
	Madera	5
Perforado hormigón in situ ⁽³⁾	Tipo de apoyo:	Suelo firme Roca
	Entubado	5 6
	Con lodos	4 5
	En seco	4 5
	Barrenado ⁽¹⁾	3,5 No aplicable
	Barrenado ⁽²⁾	4 No aplicable

$$Q_{\text{tope estructural}} = \sigma \cdot A$$

A: área de la sección transversal

f_{ck} : Resistencia característica del hormigón

f_{yk} : Límite elástico del acero

f_p : Compresión nominal provocada por las armaduras activas

(1): Sin control de parámetros

(2): Con control de parámetros

(3): Válidos para hormigón HA-25.

Para otros horm. se pueden tomar valores proporcionales.

Con control de integridad pueden tomarse valores un 25% mayores

A.4.3.5 Asiento en pilotes

Las cimentaciones profundas suelen experimentar movimientos muy pequeños cuando se verifican los estados límite de servicio. No obstante en ocasiones será necesario conocer estas deformaciones.

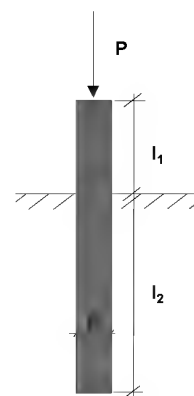
También por motivos estructurales, es necesario conocer la deformabilidad del terreno, ya que los esfuerzos en la parte enterrada de los pilotes dependen de dicha deformabilidad. También es de especial interés para realizar cálculos de interacción suelo-estructura.

Asiento de un pilote individual

Los asientos en pilotes se estiman, en en muchas ocasiones estas estimaciones no se cumplen. Se considera la suma del 1% del diámetro del mismo más el acortamiento elástico del pilote: $S = 0.01D + S_i$ (acortamiento elástico).

$$s_i = \left(\frac{D}{40 Q_h} + \frac{l_1 + \alpha l_2}{AE} \right) P$$

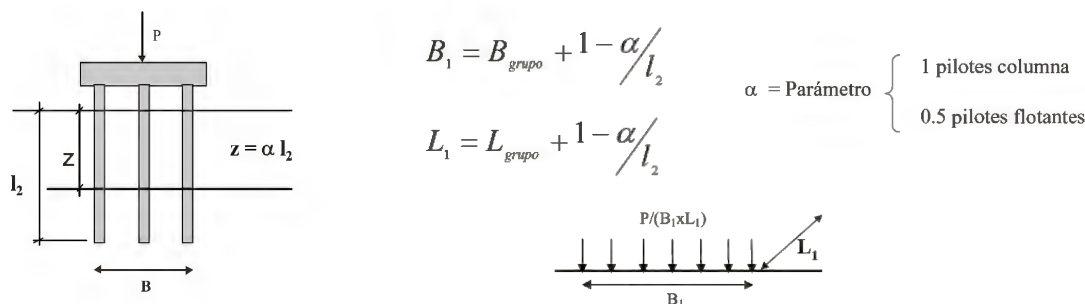
Q_h = Carga de hundimiento
 A = Área sección transversal
 E = Módulo de elasticidad del pilote
 α = Parámetro $\begin{cases} 1 \text{ pilotes columna} \\ 0.5 \text{ pilotes flotantes} \end{cases}$



Se pueden realizar pruebas de carga sobre pilotes con objeto de calcular los asientos.

Asiento de un grupo de pilotes

Los asientos en grupos de pilotes se estiman como se tratase de una cimentación superficial considerando el área de apoyo por punta.



Para pilotes empotrados en roca separados a más de $3D$, se considera despreciable el asiento.

A.4.3.6 Rozamiento negativo

Normalmente la cabeza del pilote (o encepado que une las cabezas de un grupo de pilotes) asienta algo más que la superficie de terreno que lo circunda. No obstante, existen ocasiones que ocurre lo contrario. El terreno que los circunda puede asentar más que estos, cuando se colocan sobrecargas (rellenos de tierras) cerca de los pilotes después de haberlos construido, o cuando se construyen los pilotes antes de que el terreno haya consolidado bajo el peso de rellenos o cargas, que previamente se hayan podido colocar. El rozamiento negativo también puede producirse cuando se producen descensos del nivel freático, asientos en suelos arenosos poco densos debidos a vibraciones y otros motivos menos frecuentes.

El problema se puede paliar en pilotes prefabricados disponiendo de pinturas bituminosas en su superficie a fin de reducir notablemente el rozamiento.

Es suficientemente conservador, que en los pilotes resistentes por punta se considere que en todo el fuste se pueda desarrollar el rozamiento negativo cuando se temen asientos en superficie. Se puede considerar el rozamiento negativo igual a la resistencia por fuste. No obstante, normalmente el rozamiento negativo no se moviliza a lo largo de todo el fuste. Por ello, se puede realizar un cálculo de deformaciones suelo-pilote, con objeto de encontrar la profundidad hasta la que se produce rozamiento negativo y la profundidad a partir de la cual se desarrolla resistencia por fuste. Los tres pasos a seguir son los siguientes:

1. Obtención de la ley de variación de asientos, considerando el terreno sin pilotes.
2. Cálculo del asiento del pilote, suponiendo el terreno inmóvil.
3. Comparación de asientos. Obtención del punto hasta donde se desarrolla rozamiento negativo y empieza el pilote a trabajar por fuste.

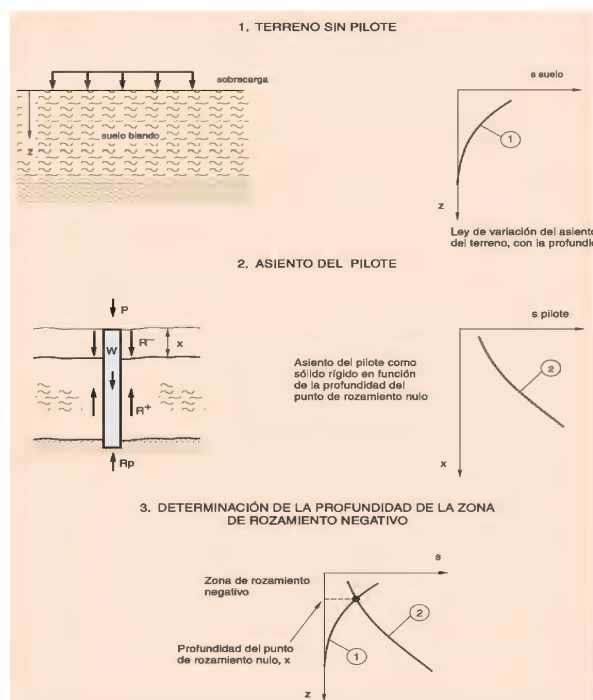


Fig.A4.12 Determinación de la profundidad de la zona de rozamiento negativo. Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (GCOC), 2004.

A.4.4 Estructuras de contención

Destinados a mantener o contener dos niveles geométricos de servicio a distinta cota. Para conseguir este desnivel en el terreno puede acudirse a establecer una transición, más o menos suave mediante un talud, o por el contrario puede realizarse mediante un cambio brusco, lo más parecido posible a una discontinuidad vertical

Las estructuras de contención han de diseñarse para:

1. Soportar los empujes del terreno y cargas exteriores con integridad del material que la constituye.
2. Transmitir a las zonas de terreno subyacentes a los niveles de servicio más bajos.

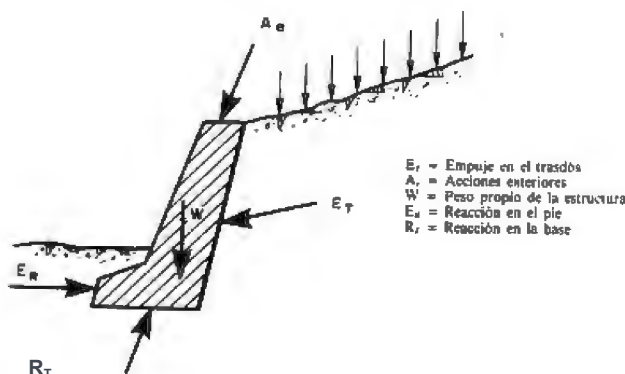


Fig.A4.13 Esquema de empujes en muro de gravedad. Curso aplicado de cimentaciones J.M. Rodríguez Ortiz, J. Serra Gesta, C. Oteo Mazo, 1984.

Debido a que el terreno es blando y deformable cuando se somete a tensiones importantes, experimenta una serie de movimientos, por lo que puede movilizarse una cierta reacción del terreno en su parte delantera (E_r). Por otro lado la base de la estructura se vé sometida a la reacción del terreno (R_r).

A.4.4.1 Tipos de estructuras de contención.

En función de su rigidez, se pueden clasificar en dos grupos:

1. **Rígidas.** No se deforman al someterse a las acciones previamente descritas. Por ello, sus movimientos serán de giro (vuelco) y de desplazamiento del conjunto (deslizamiento), sin que se produzcan deformaciones apreciables de flexión o acortamiento (p.e. muros de gravedad). No obstante, cabe señalar que en las estructuras de contención rígidas se pueden dar pequeñas deformaciones no apreciables, que no influyen en la magnitud o distribución de los empujes de terreno.
2. **Flexibles.** Experimentan deformaciones apreciables por flexión que pueden influir en la distribución y magnitud de los empujes (p.e. pantallas continuas de hormigón armado, tablaestacas).

Entre los tipos de estructuras rígidas se pueden distinguir:

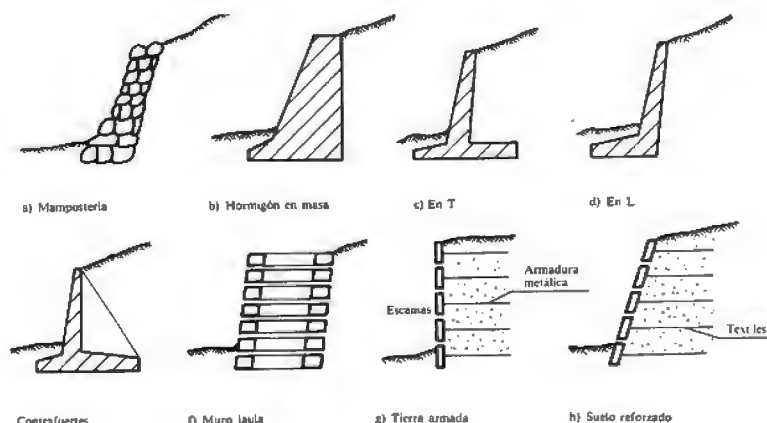


Fig.A4.14 Estructuras de contención rígidas. Curso aplicado de cimentaciones J.M. Rodríguez Ortiz, J. Serra Gesta, C. Oteo Mazo, 1984.

Entre las estructuras flexibles destacan las siguientes:

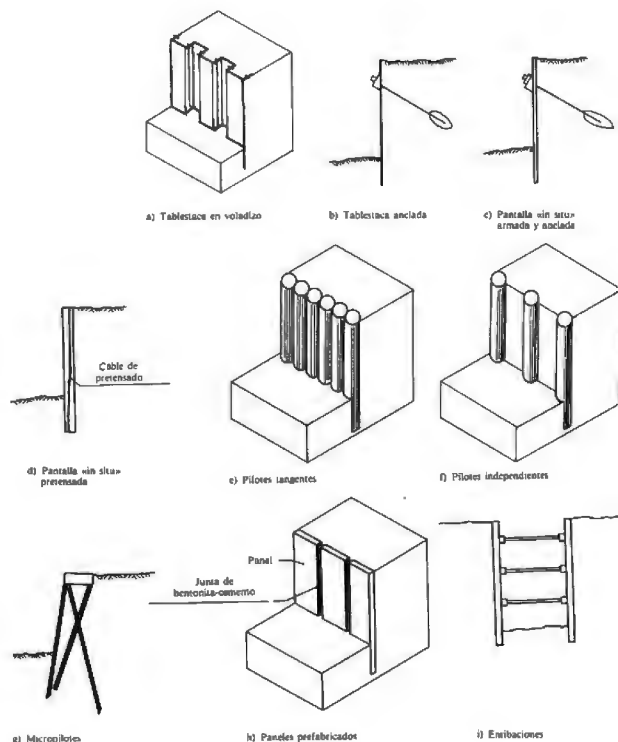


Fig.A4.15 Estructuras de contención rígidas. Curso aplicado de cimentaciones J.M. Rodríguez Ortiz, J. Serra Gesta, C. Oteo Mazo, 1984.

A.4.4.2 El empuje de tierras. Estados límite.

El empuje sobre el trasdós de una estructura proviene del desequilibrio tensional que se produce al retirar las tierras. Por lo tanto, la pantalla tenderá a moverse bajo las tensiones iniciales o empujes iniciales, por lo que el terreno situado en el trasdós experimentará una relajación, con lo que disminuirán las tensiones horizontales, hasta alcanzar los valores permanentes de σ_{ha} a un estado denominado "Activo".

Por el contrario si movemos la pantalla contra el terreno, las presiones aumentarán como reacción del terreno al oponerse al movimiento. Se llegará a un estado permanente de tensiones σ_{hp} llamado "Pasivo".

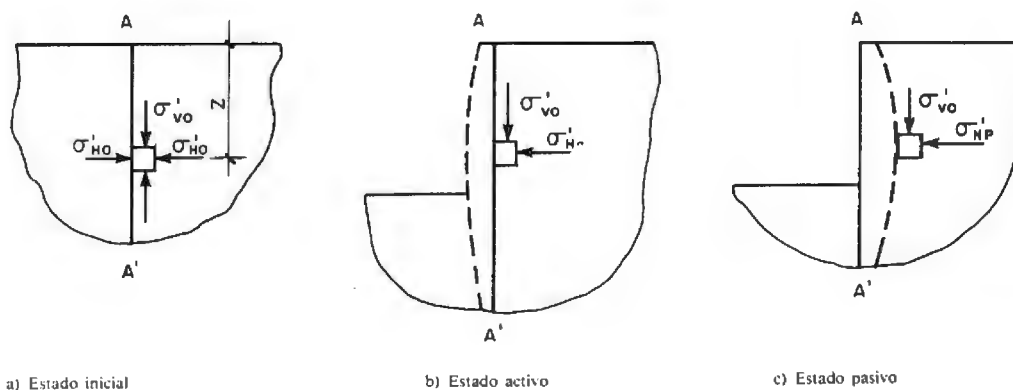


Fig.A4.16 Estados tensionales del suelo. Curso aplicado de cimentaciones J.M. Rodríguez Ortiz, J. Serra Gesta, C. Oteo Mazo, 1984.

Para llegar del estado inicial (reposo) al estado pasivo los movimientos (deformaciones) han de ser muy superiores a la deformación necesaria para pasar del estado inicial al estado activo.

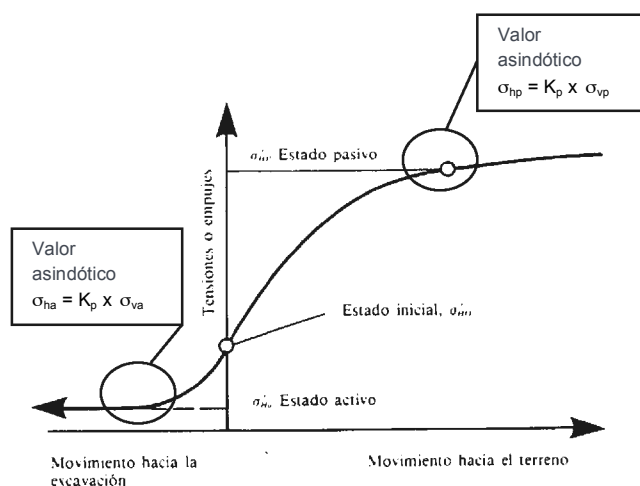
Para $\phi=30^\circ$, K_p tiende a 3 y K_a tiende a 0.3.

Reposo $\rightarrow \sigma_{h0} = K_0 \times \sigma_{v0}$

Activo $\rightarrow \sigma_{ha} = K_a \times \sigma_{va}$

Pasivo $\rightarrow \sigma_{hp} = K_p \times \sigma_{vp}$

$$K_p = 1 / K_a$$



Se puede emplear la fórmula propuesta por Jacky (1944) donde: $K_0 = 1 - \sin \phi$ para terrenos normalmente consolidados y $K_0 = 1 - \sin \phi$ (OCR)^{1/2} para terrenos sobreconsolidados.

Si la estructura es muy rígida y su base de apoyo es muy bueno, o si su desplazamiento está impedido, como es el caso de un muro de sótano unido a los forjados del edificio, el muro puede apenas experimentar movimientos, por lo que estado puede parecerse al de reposo. Sin embargo, si el movimiento es posible, el empuje disminuye hasta el estado activo, lo que resulta más conveniente, puesto que dicho valor es menor al inicial. En la práctica los movimientos que se producen en una estructura de contención no arriostrada son suficientes como para considerar que el empuje en su trasdós será de tipo activo. Resulta más económico considerar el empuje activo en el trasdós que el empuje en reposo (mayor).

La descompresión de las tensiones horizontales al pasar del estado inicial en reposo al estado activo, viene acompañada de un asiento vertical de la coronación. A este descenso se opone el propio trasdós del muro, por ser un material de diferente naturaleza y deformabilidad, por lo que se induce, por rozamiento una cierta fuerza vertical en el trasdós. Es decir, el empuje sobre el muro no solo tendrá una componente normal hacia él, sino una componente paralela al muro por el rozamiento mencionado.

Como resultado de esto, el empuje gira respecto de la perpendicular del trasdós, desde su posición inicial (predominantemente perpendicular al muro) a una posición que forma un ángulo δ (rozamiento tierras-fábrica) con dicha perpendicular. Este ángulo de rozamiento tierras-fábrica viene a tener el valor entre 1/3 y 2/3 del ángulo de rozamiento interno del terreno.

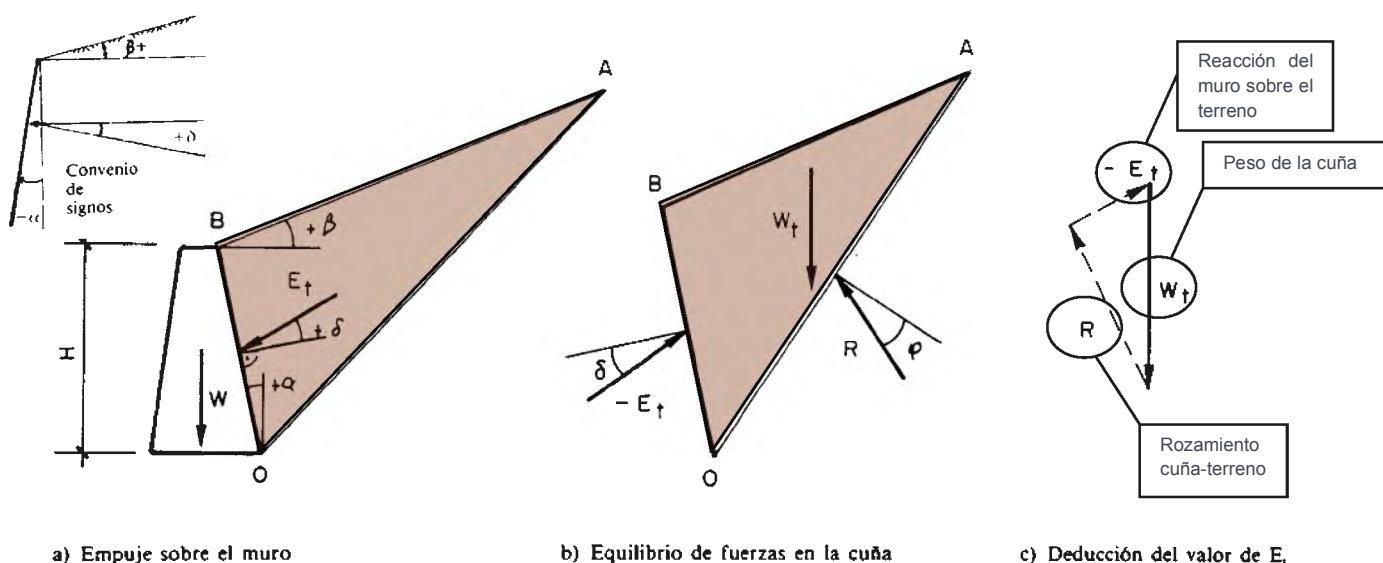


Fig.A4.17 Esquemas de empujes y equilibrio de fuerzas. Curso aplicado de cimentaciones J.M. Rodríguez Ortiz, J. Serra Gesta, C. Oteo Mazo, 1984.

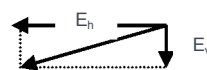
La cuña elegida, no tiene porqué ser la que conduzca al estado límite activo, por lo que habría que repetir la construcción de la cuña hasta hallar la E_i , que se puede obtener gráficamente mediante el método de Culmann. Este método que se puede deducir a partir de la siguiente expresión es el conocido como método de Coulomb:

Donde el coeficiente de empuje activo es:

$$K_a = \frac{\sin \alpha \cdot \cos (\varphi - \alpha)}{\sqrt{\cos (\alpha + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin (\varphi + \delta) \sin (\varphi - \beta)}{\cos (\beta - \alpha)}}}^2$$

Para calcular las componentes horizontal y vertical del empuje tenemos:

$E_h = 1/2 \gamma H^2 K_{ah}$ para el empuje horizontal y $E_v = 1/2 \gamma H^2 K_{av} \times \tan (\alpha + \delta)$ para el empuje vertical. $\tan (\alpha + \delta) = E_v / E_h$



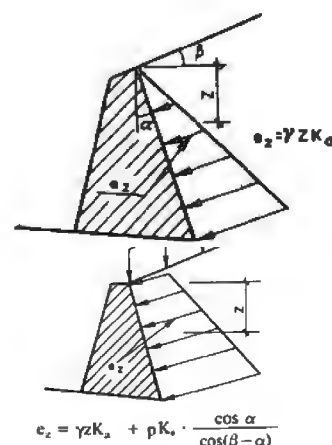
La teoría de Coulomb equivale a suponer que la distribución de empujes unitarios en el trasdós de la estructura de contención es lineal: $e_h = \gamma z K_a$

Si además tenemos una sobrecarga superficial:

$$e_h = \gamma z K_a + q K_a \cos \alpha / \cos (\beta - \alpha)$$

Si la inclinación de la coronación es nula $\beta = 0$, la expresión se simplifica: $e_h = \gamma z K_a + q K_a$

Si además, de que la coronación no tiene inclinación ($\beta = 0$), el muro tiene el trasdós vertical $\alpha = 0$, caso muy frecuente, y despreciamos el rozamiento tierras-fabrica, podemos emplear la Teoría de Rankine:



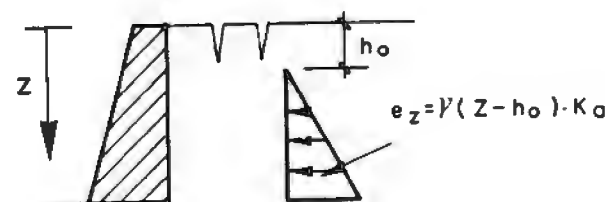
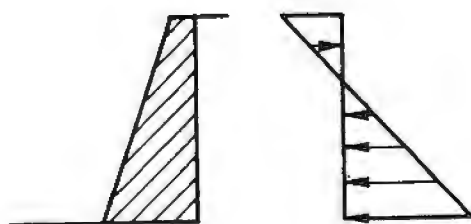
Donde $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$

$$e_z = \gamma z K_a = \gamma z \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

Otro agente muy importante a considerar es el empuje hidrostático del agua: $e_a = \gamma_w z$, que se considera muy superior al de tierras, de aquí el interés en reducirlo, drenando adecuadamente el trasdós del muro.

Bajo la cimentación del muro actuarán las subpresiones de agua que se calcularán a partir de las columnas(presión) de agua existentes en ambos extremos de la cimentación del muro.

En cuanto a la cohesión en el empuje activo, el efecto que produce es favorable a la estabilidad por lo que normalmente no se considera, quedándonos por el lado de la seguridad. En caso de considerar la cohesión, se opone a la extensión que experimenta el terreno al pasar del estado en reposo al estado activo, por lo que el suelo puede estar sometido a tracción en su parte superior. Dado que la resistencia a tracción de un suelo es muy pequeña se producirá un agrietamiento del mismo en la parte superior, llegando a un empuje prácticamente nulo en la parte superior.



$$e_z = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

La teoría de Rankine considerando la cohesión es:

No debe de olvidarse que la cohesión está muy ligada a la humedad, y que en estado de saturación, la cohesión desaparece debido a la ausencia de las fuerzas de succión, que mantienen las arcillas cohesionadas en estado no saturado o de semisaturación. Por ello, se deberá considerar la variación de saturación del suelo. Por esta razón, se cree más oportuno no considerar la cohesión con objeto de evitar estos efectos a medio y largo plazo.

Para el análisis y dimensionado de los elementos de contención deberemos considerar, al menos, los siguientes estados límite:

- En muros:
 - a) Vuelco (FS = 1.5-2.0 en situación de proyecto casi permanente).
 - b) Deslizamiento (FS = 1.5 en situación de proyecto casi permanente).
 - c) Hundimiento (FS = 3.0 en situación de proyecto casi permanente).
 - d) Estabilidad Global (FS = 1.5 en situación de proyecto casi permanente).
- En pantallas:
 - 1) Rotura por rotación o translación del elemento de contención.
 - 2) Rotura por hundimiento.
 - 3) Estabilidad de las zanjas (en caso de pantallas de hormigón armado)

a) Vuelco en Muros:

$FS = M_e / M_v$ (Momentos estabilizadores / Momentos volcadores)

$M_e = E_{v1} a + E_{v2} a + E_{v3} a + \dots + W a$

$E_v = E_h \tan \delta$, no obstante cuando $\delta = 0$, entonces $E_v = 0$ y

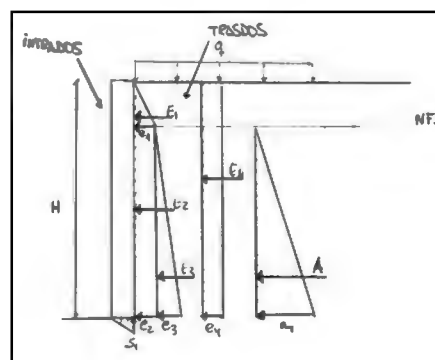
$M_e = W a$

$M_v = E_1 a + E_2 a + E_3 a + E_4 a + E_a a$

+ S a

b) Deslizamiento en muros:

$FS = (c D + F_v \tan \phi) / F_H$ donde $F_v = E_{v1} + E_{v2} + E_{v3} + W (-S)$, y $F_H = E_1 + E_2 + E_3 + E_a$

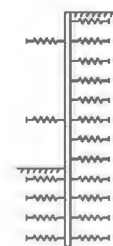


A.4.4.3 Pantallas Continuas.

Métodos de cálculo para Pantallas

- A. *Métodos de equilibrio límite.* Son métodos simplificados donde se supone que se alcanza todo el empuje activo y todo el pasivo. Se aplican factores de seguridad. Se estudian los casos de pantallas en voladizo y pantallas con una sola fila de anclajes. Para pantallas con más filas de anclajes el cálculo se complica. Este método ya no se usa.
- B. *Método de las vigas elásticas.* Se trata de suponer la pantalla como vigas elásticas y en asimilar el terreno a muelles con una rigidez a partir del coeficiente de balasto. Muy usado por los calculistas de estructuras.
- C. *Métodos tenso-deformacionales.* Método de elementos finitos. Con este método podemos conocer el diagrama de desplazamiento – empuje de la pantalla. Se pueden calcular las deformaciones y obtener los esfuerzos. Phase 2, Plaxis, etc...

La estabilidad global la calculamos mediante programas de estabilidad de taludes y laderas (método bishop,



etc...).

Trabajan a flexión con objeto de aprovechar la apreciable resistencia pasiva en su zona enterrada. Esto conduce a que para pantallas en voladizo, se compensan los empujes activos, con los empujes pasivos de la zona de la pantalla enterrada.

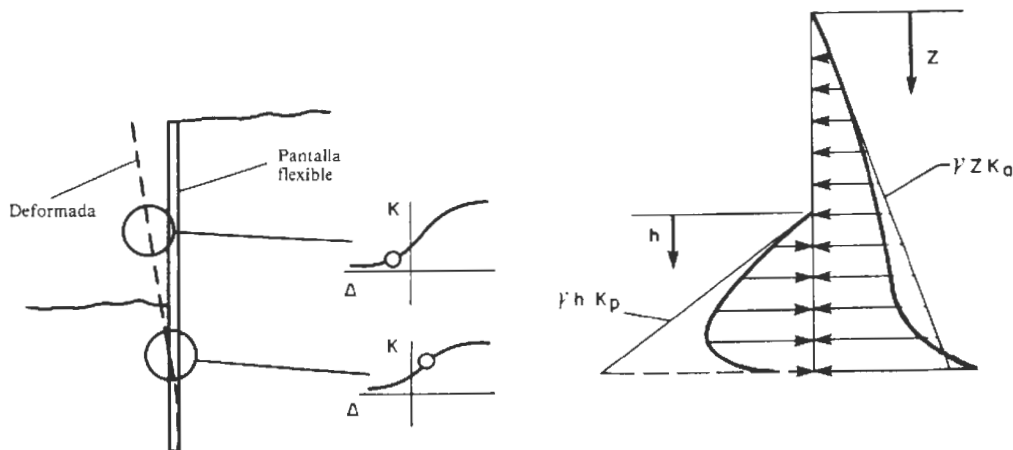


Fig.A4.18. Equilibrio de empujes en pantallas en voladizo. Curso aplicado de cimentaciones J.M. Rodríguez Ortiz, J. Serra Gesta, C. Oteo Mazo, 1984.

La ejecución de pantallas pueden llegar a afectar a edificios cercanos, debido a las deformaciones o asentamientos que se producen. En la siguiente tabla se estiman los movimientos que se pueden llegar a dar en función del tipo de terreno:

Tipo de suelo	Mov. horizontal/H	Asiento/H
Arcilla blanda	1-2‰	1-2,5‰
Arcilla rígida	0,1‰	0,15‰
Arena floja y gravas	0,1-0,5‰	0,5‰
Limos orgánicos	0,5-1‰	1-1,5‰

Fig.A4.19. Deformaciones por la ejecución de pantallas. Curso aplicado de cimentaciones J.M. Rodríguez Ortiz, J. Serra Gesta, C. Oteo Mazo, 1984.

Pantallas en voladizo: Mediante el equilibrio estático entre los empujes activos y los pasivos, se calcula la profundidad de empotramiento (t), tomando momentos en este punto 0. La profundidad de empotramiento real resulta del producto de t por 1^2 . Normalmente se supone nulo el rozamiento tierras-fábrica, por lo que los empujes se calculan por la teoría de Rankine y se reduce el empuje pasivo a 2/3 del valor máximo como medida de seguridad.

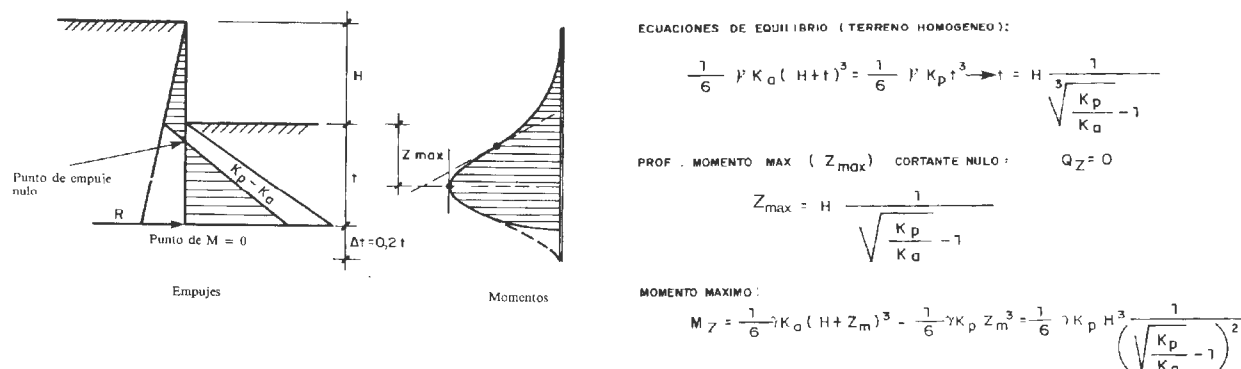


Fig.A5.20. Pantallas en voladizo. Curso aplicado de cimentaciones J.M. Rodríguez Ortiz, J. Serra Gesta, C. Oteo Mazo, 1984.

Pantallas con un apoyo: En el caso de las pantallas de base libre (método del pié libre), además de la profundidad de empotramiento de la pantalla (treal), tenemos una segunda incógnita, la fuerza de reacción del punto de apoyo (anclaje, apuntalamiento, etc...). En este caso, empleamos el equilibrio de fuerzas horizontales y tomar momentos con respecto al punto inferior de la pantalla:

$$\Sigma M_0 = 0 \quad \Sigma M_E = \Sigma M_V \quad \Sigma F_0 = 0 \quad \Sigma F_E = \Sigma F_V$$

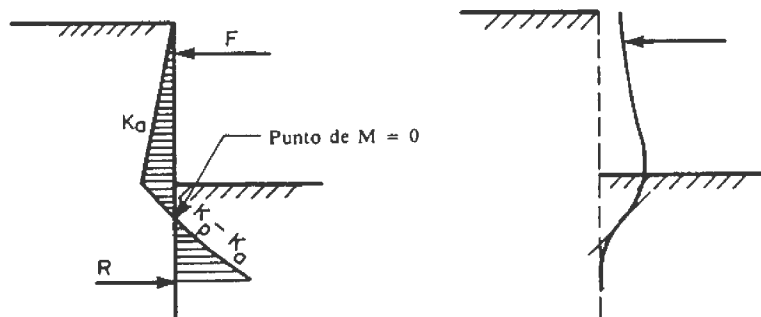


Fig.A4.20. Presiones de cálculo y deformada. Curso aplicado de cimentaciones J.M. Rodríguez Ortiz, J. Serra Gesta, C. Oteo Mazo, 1984.

A.4.4.3 Efecto del agua en pantallas.

En los casos en los que es necesario agotar el agua en el interior de la excavación, se produce una red de filtración hacia esta zona. Si la presión intersticial crece hasta igualar la presión total, se produce el "sifonamiento del terreno del fondo", con la consecuente pérdida de resistencia debido a que la tensión efectiva queda anulada. Se pierde el empuje pasivo.

$$\sigma = \sigma_{total} \rightarrow \sigma' = 0$$

- La velocidad del agua aumenta y si se iguala a la velocidad crítica del material, se produce arrastre de partículas finas (piping o tubificación). No todos los materiales tienen la misma velocidad crítica. Los materiales bien graduados son más estables, mientras que los materiales mal graduados son más inestables.
- También se puede producir un "Blow-up o taponazo", donde la subpresión rompe la capa de arcilla que hay en el fondo de la excavación.
- Flotabilidad: se da cuando las subpresiones del agua son mayores que la presión transmitida por la losa del edificio. Se trata de un problema típico en falsos túneles.
- Efectos sobre los edificios situados sobre la zona, donde hay una modificación del NF. En las casa de la zona a se producen grietas, y en las casas de la zona b, se producen asentamientos.

ANEXO A5

ENSAYOS DE LABORATORIO

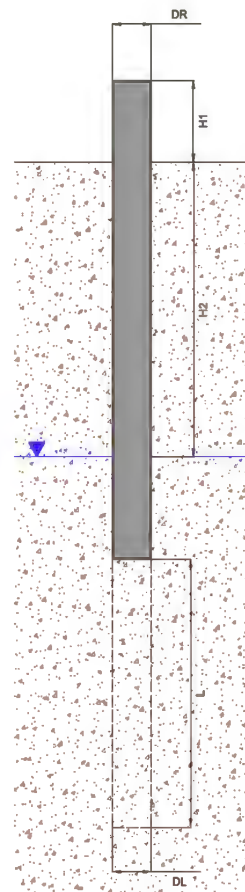
ENSAYO DE PERMEABILIDAD LEFRANC

TRABAJO: G-040-IG-42.07.13
SONDEO: S-1
ENSAYO: L-1
PROFUNDIDAD DEL ENSAYO: de 2,00 m a 3,00 m
TIPO DE TERRENO: Limo-arcilla
FECHA: 29/10/01
N.F. del sondeo:

TIPO DE ENSAYO: CAUDAL CONSTANTE

DATOS DEL ENSAYO:

H1= '--
H2= '--
L= 100 cm
DL= 0,86 cm
DR= 0,98 cm
Revest.= 200 cm



Siendo H1: Longitud de revestimiento que sobresale respecto a la superficie del terreno (m)

H2: Profundidad del nivel freático antes de comenzar a el ensayo(m)

L: Longitud de la zona ensayada (m)

DL: Diámetro del tramo ensayado

DR: Diámetro del revestimiento

MEDIDAS

TIEMPO (min)	DESCENSOS (cm)	CAUDAL (l/min)
1	7,0	5,3
2	11,0	4,1
3	16,0	4,0
4	19,0	3,6
5	19,5	2,9
6	20,5	2,6
7	21,5	2,3
8	22,0	2,1
9	22,5	1,9
10		
11		
12		
13		
14		
15	22,5	1,1
16		
17		
18		
19		
20	22,5	0,8

TIEMPO (min)	DESCENSOS (m)	CAUDAL (l/min)
21		
22		
23		
24		
25	22,5	0,7
26		
27		
28		
29		
30		
31		
32		
33		
34		
35		
36		
37		
38		
39		
40		

TIEMPO (min)	K (cm/s)
1	5,24E-04
2	4,12E-04
3	3,50E-04
4	3,55E-04
5	2,92E-04
6	2,56E-04
7	2,30E-04
8	2,06E-04
9	1,87E-04
15	1,12E-04
20	8,42E-05
25	6,74E-05

$$K=0,423/L^2 * Q * \log 4L/DL$$

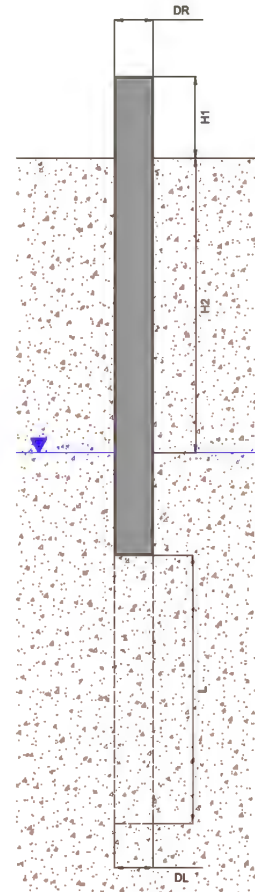
ENSAYO DE PERMEABILIDAD LEFRANC

TRABAJO: G-040-IG-42.07.13
SONDEO: S-2
ENSAYO: L-1
PROFUNDIDAD DEL ENSAYO: de 4,00 m a 5,00 m
TIPO DE TERRENO: Limo-arcilla
FECHA: 30/10/13
N.F. del sondeo:

TIPO DE ENSAYO: CAUDAL CONSTANTE

DATOS DEL ENSAYO:

H1= '--
H2= '--
L= 100 cm
DL= 0,86 cm
DR= 0,98 cm
Revest.= 400 cm



Siendo H1: Longitud de revestimiento que sobresale respecto a la superficie del terreno (m)
H2: Profundidad del nivel freático antes de comenzar a el ensayo(m)
L: Longitud de la zona ensayada (m)
DL: Diámetro del tramo ensayado
DR: Diámetro del revestimiento

MEDIDAS

TIEMPO (min)	DESCENSOS (cm)	CAUDAL (l/min)
1	0,0	0,0
2	0,0	0,0
3	0,0	0,0
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		

TIEMPO (min)	DESCENSOS (m)	CAUDAL (l/min)
21		
22		
23		
24		
25		
26		
27		
28		
29		
30		
31		
32		
33		
34		
35		
36		
37		
38		
39		
40		

TIEMPO (min)	K (cm/s)
1	0,00E+00
2	0,00E+00
3	0,00E+00
4	0,00E+00
5	0,00E+00
6	0,00E+00
7	0,00E+00
8	0,00E+00
9	0,00E+00
15	0,00E+00
20	0,00E+00
25	0,00E+00

$$K=0,423/L^2 * Q * \log 4L/DL$$

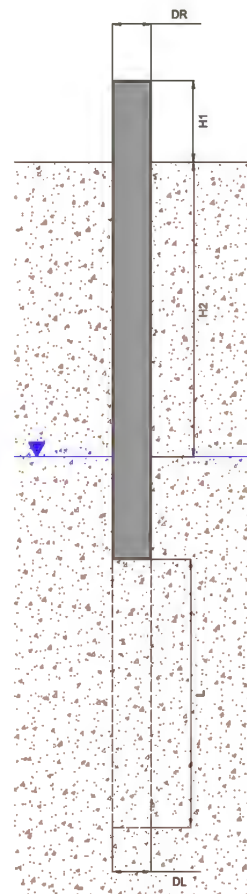
ENSAYO DE PERMEABILIDAD LEFRANC

TRABAJO: G-040-IG-42.07.13
SONDEO: S-3
ENSAYO: L-1
PROFUNDIDAD DEL ENSAYO: de 2,00 m a 3,00 m
TIPO DE TERRENO: Limo-arcilla
FECHA: 30/10/13
N.F. del sondeo:

TIPO DE ENSAYO: CAUDAL CONSTANTE

DATOS DEL ENSAYO:

H1= '--
H2= '--
L= 100 cm
DL= 0,86 cm
DR= 0,98 cm
Revest.= 400 cm



Siendo H1: Longitud de revestimiento que sobresale respecto a la superficie del terreno (m)
H2: Profundidad del nivel freático antes de comenzar a el ensayo(m)
L: Longitud de la zona ensayada (m)
DL: Diámetro del tramo ensayado
DR: Diámetro del revestimiento

MEDIDAS

TIEMPO (min)	DESCENSOS (cm)	CAUDAL (l/min)
1	0,0	0,0
2	0,0	0,0
3	0,0	0,0
4	0,0	0,0
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		

TIEMPO (min)	DESCENSOS (m)	CAUDAL (l/min)
21		
22		
23		
24		
25		
26		
27		
28		
29		
30		
31		
32		
33		
34		
35		
36		
37		
38		
39		
40		

TIEMPO (min)	K (cm/s)
1	0,00E+00
2	0,00E+00
3	0,00E+00
4	0,00E+00
5	0,00E+00
6	0,00E+00
7	0,00E+00
8	0,00E+00
9	0,00E+00
15	0,00E+00
20	0,00E+00
25	0,00E+00

$$K=0,423/L^2 * Q * \log 4L/DL$$

ACTAS DE ENSAYOS DE SUELO

PETICIONARIO: GEOTECNIA E INGENIERÍA DEL TERRENO, S.L.
DIRECCIÓN: C/ SEGUNDO MATA 1, PLANTA 2, OFICINA 11
POBLACIÓN: POZUELO DE ALARCÓN, MADRID. **C.P.:** 28224
REF.: 0102/023/001
OBRA: VASO ENUSA SAELICES EL CHICO (SALAMANCA)

1.- Datos de muestra

Fecha de toma: 04/11/2013
Fecha de informe: 08/11/2013
Denominación: S-1 MI-1 (2,00-2,60)

2.-Trabajos realizados

Conforme a la relación de ensayos solicitada por el peticionario, se ha realizado el siguiente programa de trabajo:

- Preparación de muestras para ensayos de suelos (UNE 103:100)
- Análisis granulométrico del suelo por tamizado (UNE 103:101)
- Determinación cualitativa del contenido en sulfatos solubles de un suelo (UNE 103:202)
- Determinación de los parámetros resistentes al esfuerzo cortante de una muestra de suelo en la caja de corte directo (UNE 103:401)

3.-Resultados

Los resultados obtenidos figuran en las actas de laboratorio adjuntas.

4.-Observaciones



Alberto Pérez Portalatín
Responsable del Laboratorio

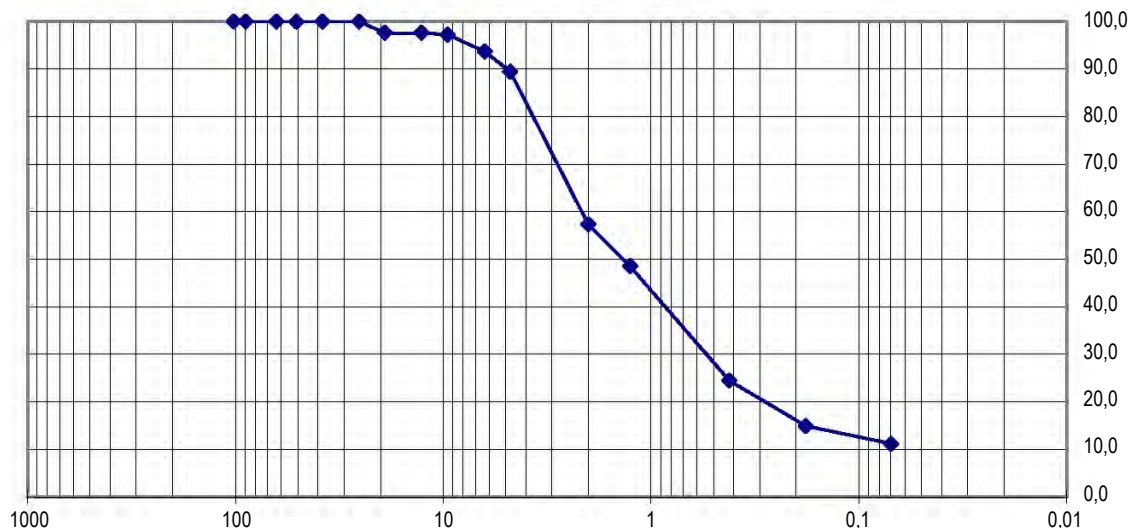
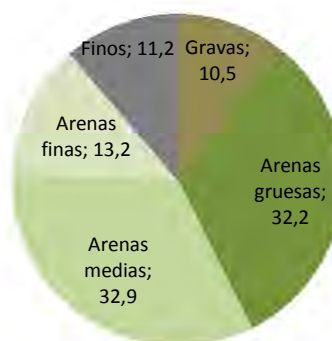
El presente informe consta de 4 páginas numeradas

PETICIONARIO: GEOTECNIA E INGENIERÍA DEL TERRENO, S.L.
DIRECCIÓN: C/ SEGUNDO MATA 1, PLANTA 2, OFICINA 11
POBLACIÓN: POZUELO DE ALARCÓN, MADRID.
REF.: 0102/023/001
OBRA: VASO ENUSA Saelices el Chico (SALAMANCA)

TRABAJO: S-1 MI-1 (2,00-2,60)

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO (UNE 103:101)

U.N.E.	A.S.T.M.	Abertura mm	PASA MUESTRA %
100	4"	101,60	100,0
90	3 1/2 "	88,90	100,0
63	2 1/2 "	63,50	100,0
50	2"	50,80	100,0
40	1 1/2 "	38,10	100,0
25	1"	25,40	100,0
20	3/4 "	19,10	97,6
12,5	1/2 "	12,70	97,6
10	3/8 "	9,52	97,3
6,3	1/4 "	6,30	93,7
5	Nº4	4,76	89,5
2	Nº10	2,00	57,3
1,25		1,26	48,6
4	Nº40	0,42	24,5
16		0,18	14,9
0,08	Nº200	0,07	11,2



[Handwritten signature]

Alberto Pérez Portalatín
Responsable del Laboratorio

**DETERMINACIÓN CUALITATIVA DEL CONTENIDO EN SULFATOS SOLUBLES DE UN SUELO
(UNE 103:202)**

PETICIONARIO: GEOTECNIA E INGENIERÍA DEL TERRENO, S.L.
DIRECCIÓN: C/ SEGUNDO MATA 1, PLANTA 2, OFICINA 11
POBLACIÓN: POZUELO DE ALARCÓN, MADRID. **C.P.:** 28224
REF.: 0102/023/001
OBRA: VASO ENUSA SAELICES EL CHICO (SALAMANCA)

TRABAJO: S-1 MI-1 (2,00-2,60)

No se detecta la presencia de sulfatos en suelo



Alberto Pérez Portalatín
Responsable del Laboratorio

DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS RESISTENTES AL ESFUERZO CORTANTE DE UNA MUESTRA DE SUELO EN LA CAJA DE CORTE DIRECTO (UNE 103401:1998)

PETICIONARIO: GEOTECNIA E INGENIERÍA DEL TERRENO, S.L.
DIRECCIÓN: C/ SEGUNDO MATA 1, PLANTA 2, OFICINA 11
POBLACION: POZUELO DE ALARCÓN, MADRID. **C.P.:** 28224
REF.: 0102/023/001
OBRA: VASO ENUSA Saelices el Chico (SALAMANCA)

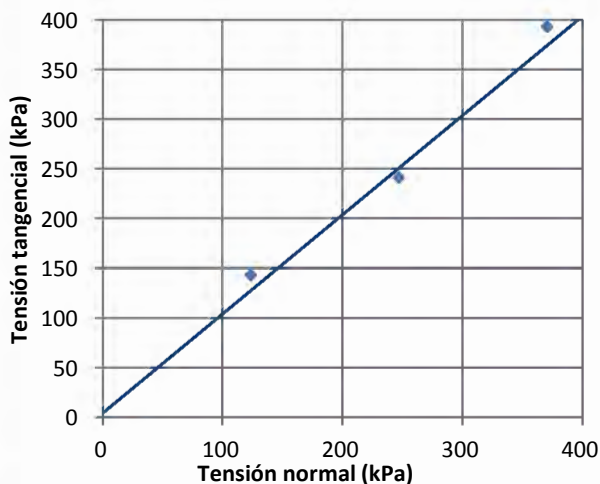
TRABAJO: S-1 MI-1 (2,00-2,60)

Velocidad de ensayo = 0,050 mm/min

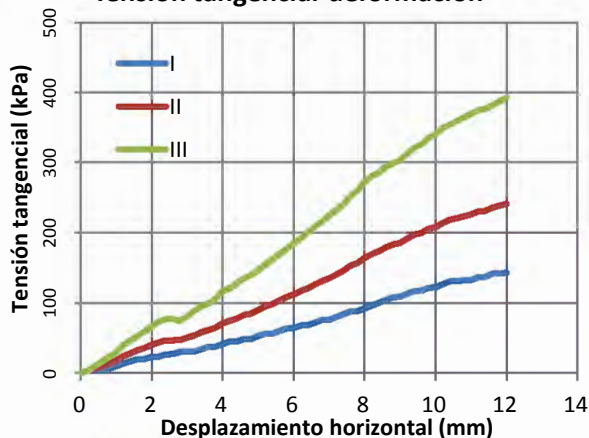
Tipo de corte = Consolidado y drenado.

PROBETA N°	I	II	III
Tensión normal (kPa)	124	247	370
Tensión tangencial máxima (kPa)	143	241	393
Deformación en rotura (mm)	12,01	11,96	11,98
% Humedad inicial	7,88	8,32	8,72
% Humedad final	12,40	11,60	11,89
Densidad aparente seca (g/cm³)	1,65	1,65	1,63
Densidad aparente húmeda (g/cm³)	1,79	1,80	1,79
Espesor de la probeta (mm)	20,0	20,0	20,0
Díametro de la probeta (mm)	50,0	50,0	50,0
Cohesión (kPa)	4		
Ángulo de rozamiento (°)	45,0		

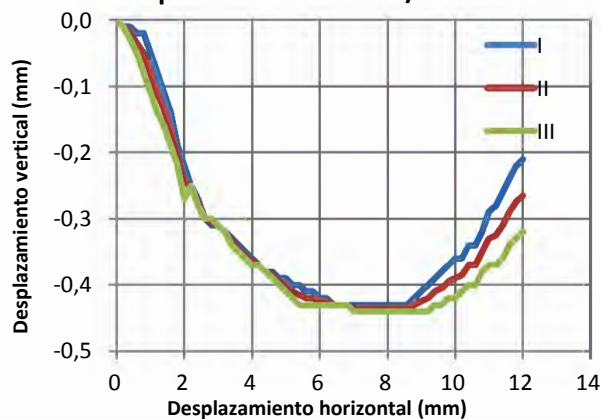
Gráfico de Mohr



Tensión tangencial-deformación



Desplazamiento vertical/horizontal



[Signature]

Alberto Pérez Portalatín
Responsable del Laboratorio

ACTAS DE ENSAYOS DE SUELO

PETICIONARIO: GEOTECNIA E INGENIERÍA DEL TERRENO, S.L.
DIRECCIÓN: C/ SEGUNDO MATA 1, PLANTA 2, OFICINA 11
POBLACIÓN: POZUELO DE ALARCÓN, MADRID. **C.P.:** 28224
REF.: 0102/023/002
OBRA: VASO ENUSA SAELICES EL CHICO (SALAMANCA)

1.- Datos de muestra

Fecha de toma: 04/11/2013
Fecha de informe: 08/11/2013
Denominación: S-2 TP-1 (2,40-2,50)

2.-Trabajos realizados

Conforme a la relación de ensayos solicitada por el peticionario, se ha realizado el siguiente programa de trabajo:

- Preparación de muestras para ensayos de suelos (UNE 103:100)
- Determinación del límite líquido de un suelo (UNE 103:103)
- Determinación del límite plástico de un suelo (UNE 103:104)
- Determinación cualitativa del contenido en sulfatos solubles de un suelo (UNE 103:202)

3.-Resultados

Los resultados obtenidos figuran en las actas de laboratorio adjuntas.

4.-Observaciones



Alberto Pérez Portalatín
Responsable del Laboratorio

El presente informe consta de 3 páginas numeradas

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO DE UN SUELO (UNE 103:103)
DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO DE UN SUELO (UNE 103:104)

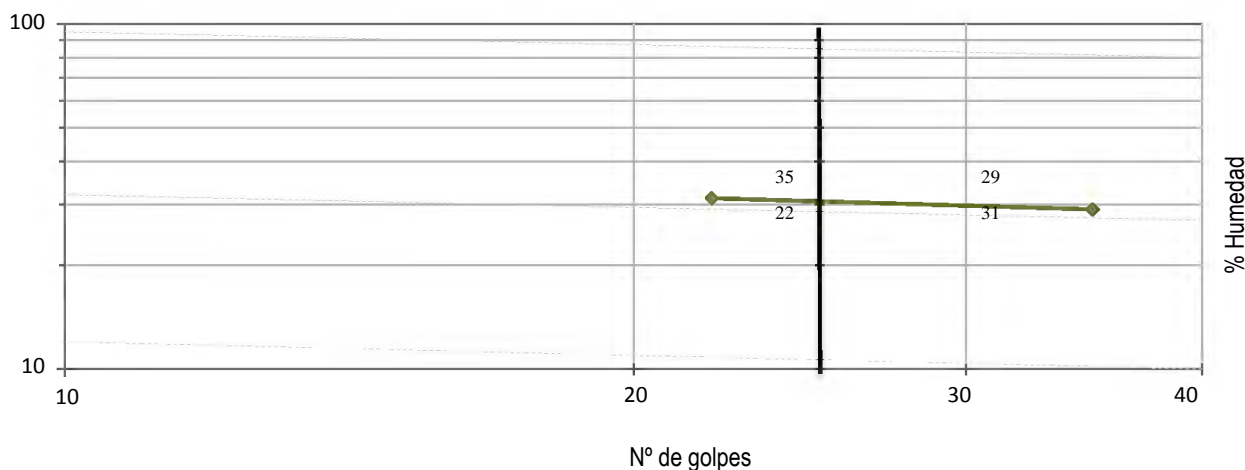
PETICIONARIO: GEOTECNIA E INGENIERÍA DEL TERRENO, S.L.
DIRECCIÓN: C/ SEGUNDO MATA 1, PLANTA 2, OFICINA 11
POBLACIÓN: POZUELO DE ALARCÓN, MADRID. **C.P.:** 28224
REF.: 0102/023/002
OBRA: VASO ENUSA Saelices el Chico (SALAMANCA)
TRABAJO: S-2 TP-1 (2,40-2,50)

LÍMITE LÍQUIDO

-	Nº de golpes	35	22
A	T + S + A	47,44	69,95
B	Tara + Suelo	43,14	65,19
C	Tara	28,31	49,96
D= B - C	Suelo	14,83	15,23
E = A - B	Agua	4,30	4,76
H = (E/D)*100	% Humedad	29,0	31,3

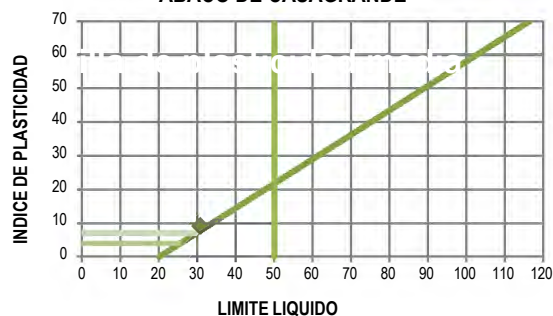
LÍMITE PLÁSTICO

F	T + S + A	39,07	59,25
G	Tara + Suelo	37,25	57,43
H	Tara	28,83	48,95
I = G - H	Suelo	8,42	8,48
J = F - G	Agua	1,82	1,82
K = (J/I)*100	% Humedad	21,6	21,5



LÍMITE LÍQUIDO: 30,7
LÍMITE PLÁSTICO: 21,5
ÍNDICE PLÁSTICIDAD: 9,2

ABACO DE CASAGRANDE



Alberto Pérez Portalatín
Responsable del Laboratorio

**DETERMINACIÓN CUALITATIVA DEL CONTENIDO EN SULFATOS SOLUBLES DE UN SUELO
(UNE 103:202)**

PETICIONARIO: GEOTECNIA E INGENIERÍA DEL TERRENO, S.L.
DIRECCIÓN: C/ SEGUNDO MATA 1, PLANTA 2, OFICINA 11
POBLACIÓN: POZUELO DE ALARCÓN, MADRID. **C.P.:** 28224
REF.: 0102/023/002
OBRA: VASO ENUSA SAELICES EL CHICO (SALAMANCA)

TRABAJO: S-2 TP-1 (2,40-2,50)

No se detecta la presencia de sulfatos en suelo



Alberto Pérez Portalatín
Responsable del Laboratorio

ACTAS DE ENSAYOS DE SUELO

PETICIONARIO: GEOTECNIA E INGENIERÍA DEL TERRENO, S.L.
DIRECCIÓN: C/ SEGUNDO MATA 1, PLANTA 2, OFICINA 11
POBLACIÓN: POZUELO DE ALARCÓN, MADRID. **C.P.:** 28224
REF.: 0102/023/003
OBRA: VASO ENUSA SAELICES EL CHICO (SALAMANCA)

1.- Datos de muestra

Fecha de toma: 04/11/2013
Fecha de informe: 08/11/2013
Denominación: S-4 TP-1 (2,30-2,40)

2.-Trabajos realizados

Conforme a la relación de ensayos solicitada por el peticionario, se ha realizado el siguiente programa de trabajo:

- Preparación de muestras para ensayos de suelos (UNE 103:100)
- Determinación del límite líquido de un suelo (UNE 103:103)
- Determinación del límite plástico de un suelo (UNE 103:104)
- Determinación cualitativa del contenido en sulfatos solubles de un suelo (UNE 103:202)

3.-Resultados

Los resultados obtenidos figuran en las actas de laboratorio adjuntas.

4.-Observaciones



Alberto Pérez Portalatín
Responsable del Laboratorio

El presente informe consta de 3 páginas numeradas

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO DE UN SUELO (UNE 103:103)
DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO DE UN SUELO (UNE 103:104)

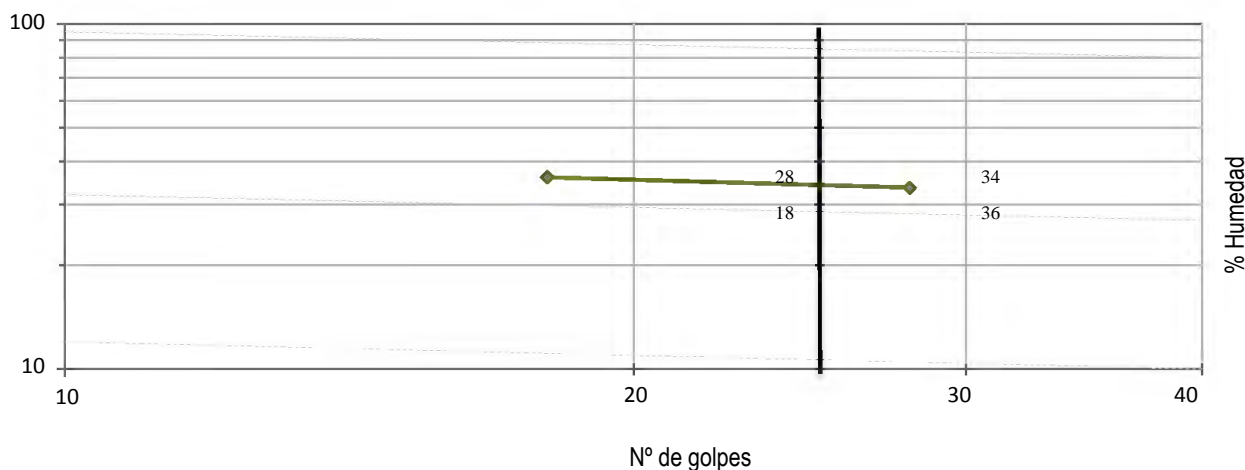
PETICIONARIO: GEOTECNIA E INGENIERÍA DEL TERRENO, S.L.
DIRECCIÓN: C/ SEGUNDO MATA 1, PLANTA 2, OFICINA 11
POBLACIÓN: POZUELO DE ALARCÓN, MADRID. **C.P.:** 28224
REF.: 0102/023/003
OBRA: VASO ENUSA Saelices el Chico (SALAMANCA)
TRABAJO: S-4 TP-1 (2,30-2,40)

LÍMITE LÍQUIDO

-	Nº de golpes	28	18
A	T + S + A	68,48	57,35
B	Tara + Suelo	64,10	51,55
C	Tara	51,04	35,43
D = B - C	Suelo	13,06	16,12
E = A - B	Agua	4,38	5,80
H = (E/D)*100	% Humedad	33,5	36,0

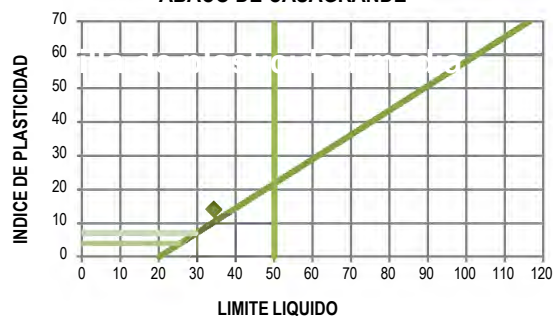
LÍMITE PLÁSTICO

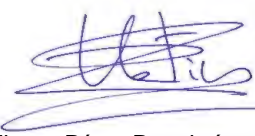
F	T + S + A	43,43	39,06
G	Tara + Suelo	42,19	37,95
H	Tara	35,91	32,55
I = G - H	Suelo	6,28	5,40
J = F - G	Agua	1,24	1,11
K = (J/I)*100	% Humedad	19,7	20,6



LÍMITE LÍQUIDO: 34,3
LÍMITE PLÁSTICO: 20,2
ÍNDICE PLÁSTICO: 14,1

ABACO DE CASAGRANDE




Alberto Pérez Portalatín
Responsable del Laboratorio

**DETERMINACIÓN CUALITATIVA DEL CONTENIDO EN SULFATOS SOLUBLES DE UN SUELO
(UNE 103:202)**

PETICIONARIO: GEOTECNIA E INGENIERÍA DEL TERRENO, S.L.
DIRECCIÓN: C/ SEGUNDO MATA 1, PLANTA 2, OFICINA 11
POBLACIÓN: POZUELO DE ALARCÓN, MADRID. **C.P.:** 28224
REF.: 0102/023/003
OBRA: VASO ENUSA SAELICES EL CHICO (SALAMANCA)

TRABAJO: S-4 TP-1 (2,30-2,40)

No se detecta la presencia de sulfatos en suelo



Alberto Pérez Portalatín
Responsable del Laboratorio