

LABORATORIOS

HORYSU

INFORME GEOTÉCNICO

VIVIENDAS C/ PICO DEL ÁGUILA, U.A. II, P.P. SM-SA1 SANTO ÁNGEL (MURCIA)

Cliente:

**PROYECTOS Y CONSTRUCCIONES PÉREZ
CÁNOVAS E HIJOS, S.A.**

Avda. Juan Carlos I, nº 21
30.151 Santo Ángel (Murcia)

CIF: A30153423

Informe realizado por:

**INVERSIONES DE MURCIA, S.L.
(LABORATORIOS HORYSU)**

C/ Belgrado, 84 – Pol. Ind. Cabezo Beaza
30.395 Cartagena (Murcia)

Cartagena, 11 de Julio de 2017

Cartagena

C/ Belgrado, 84
Pol. Ind. Cabezo Beaza
30.353, Cartagena

968 500 650

cartagena@laboratorioshorysu.com

Murcia

Ctra. de Madrid, km 384
Pol. Ind. Cabezo Cortao
30.100, Espinardo

968 879 952

murcia@laboratorioshorysu.com

Almería

C/ Sierra de las Villas, P. 9-D, Nave 1
Pol. Ind. La Juaida
04.240, Viator

678 708 757

almeria@laboratorioshorysu.com

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	2
1.1. OBJETO	2
1.2. METODOLOGÍA.....	2
1.3. PROYECTO.....	3
CAPÍTULO 2. ESTUDIO GEOLÓGICO.....	5
2.1. MARCO GEOLÓGICO REGIONAL.....	5
2.2. MARCO GEOLÓGICO LOCAL	6
2.3. MARCO GEOTÉCNICO	9
CAPÍTULO 3. INVESTIGACIÓN REALIZADA.....	11
3.1. SONDEOS.....	11
3.2. ENSAYOS DE PENETRACIÓN STANDARD	11
3.3. ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA	12
3.4. ENSAYOS DE LABORATORIO	13
CAPÍTULO 4. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	15
4.1. NIVEL FREÁTICO	17
4.2. PERMEABILIDAD	17
4.3. MÓDULO DE BALASTO	18
4.4. PRESIÓN VERTICAL ADMISIBLE.....	18
4.4.1. Ensayo de penetración dinámica superpesada	18
4.4.2. Presión Vertical de Hundimiento	20
4.4.3. Presión Vertical de Servicio.....	21
4.4.4. Presión Vertical Admisible Bruta de Servicio	23
4.4.5. Pilotaje	24
4.5. EXCAVACIÓN.....	27
4.6. ACCELERACIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO (NCSE-02).....	28
4.7. OTRAS CONSIDERACIONES.....	30
CAPÍTULO 5. CONSIDERACIONES FINALES	31
APÉNDICE 1. ENSAYOS DE CAMPO.....	32
APÉNDICE 2. PLANO.....	39
APÉNDICE 3. ACTAS DE LABORATORIO.....	41

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. OBJETO

Este documento contiene el Estudio Geotécnico de la siguiente obra:

VIVIENDAS
C/ PICO DEL ÁGUILA, U.A. II, P.P. SM-SA1
SANTO ÁNGEL (MURCIA)

Este informe se realiza a petición de:

PROYECTOS Y CONSTRUCCIONES
PÉREZ CÁNOVAS E HIJOS, S.A.
AVDA. JUAN CARLOS I, Nº 21
30.151 SANTO ÁNGEL (MURCIA)

El objetivo del informe se centra en la determinación geotécnica de los diversos materiales y la caracterización de dichos materiales en orden a:

- Características geomecánicas de los materiales encontrados.
- Características hidrogeológicas del emplazamiento.
- Parámetros del terreno necesarios para el cálculo de la cimentación de la nueva edificación proyectada.

1.2. METODOLOGÍA

Para la elaboración de este documento se ha recopilado y analizado la información previa existente, que consiste en:

- Información bibliográfica:
 - Mapa Geológico de España a escala 1:50.000, Hoja 934 Murcia. I.G.M.E.
 - Mapa Geológico de Síntesis a escala 1:200.000, Hoja 79 Murcia. I.G.M.E.
 - Mapa Hidrogeológico de España a escala 1:200.000, Hoja 79 Murcia. I.G.M.E.
 - Mapa Geotécnico General a escala 1:200.000, Hoja 79 Murcia. I.G.M.E.
 - Mapa de Rocas Industriales a escala 1:200.000, Hoja 79 Murcia. I.G.M.E.
 - Cartografía Topográfica del I.G.N.

- Información digital:
 - Cartografía Geológica continua GEODE a escala 1:50.000. I.G.M.E.
 - Cartografía Geológica continua MILLON a escala 1:1.000.000. I.G.M.E.
 - Fotografía de satélite y topografía (Google Earth).

La metodología utilizada para la realización del informe consistió en la recopilación de la información existente, tanto la cartografía geológica disponible en papel y en formato digital. Se analizó la información aportada por el cliente (planos topográficos, trazados, planos de los edificios, etc.).

Una vez recopilada y analizada dicha información se diseñó una campaña de campo consistente en dos sondeos y un ensayo de penetración dinámica para caracterizar la geología y la geotecnia y determinar las características de los diversos materiales a atravesar.

Con la información de los sondeos y la toma de muestras, se ha realizado una campaña de ensayos de laboratorio con el fin de caracterizar los diversos materiales y sus propiedades geomecánicas.

Primeramente se expone la geología de la zona, la descripción de las distintas unidades litológicas, tectónica, etc. Posteriormente, se tiene un estudio geotécnico, con la caracterización geomecánica de las unidades (taludes a adoptar, profundidad, excavabilidad, presencia de agua, tipos de material, etc.).

1.3. PROYECTO

La zona de la parcela objeto de estudio está situada en Santo Ángel (Murcia), en C/ Pico del Águila, U.A. II, P.P. SM-SA1. Se proyecta la construcción de un edificio de viviendas que contará con dos sótanos, planta baja y cinco plantas. La parcela tiene una superficie de 785 m² aproximadamente.

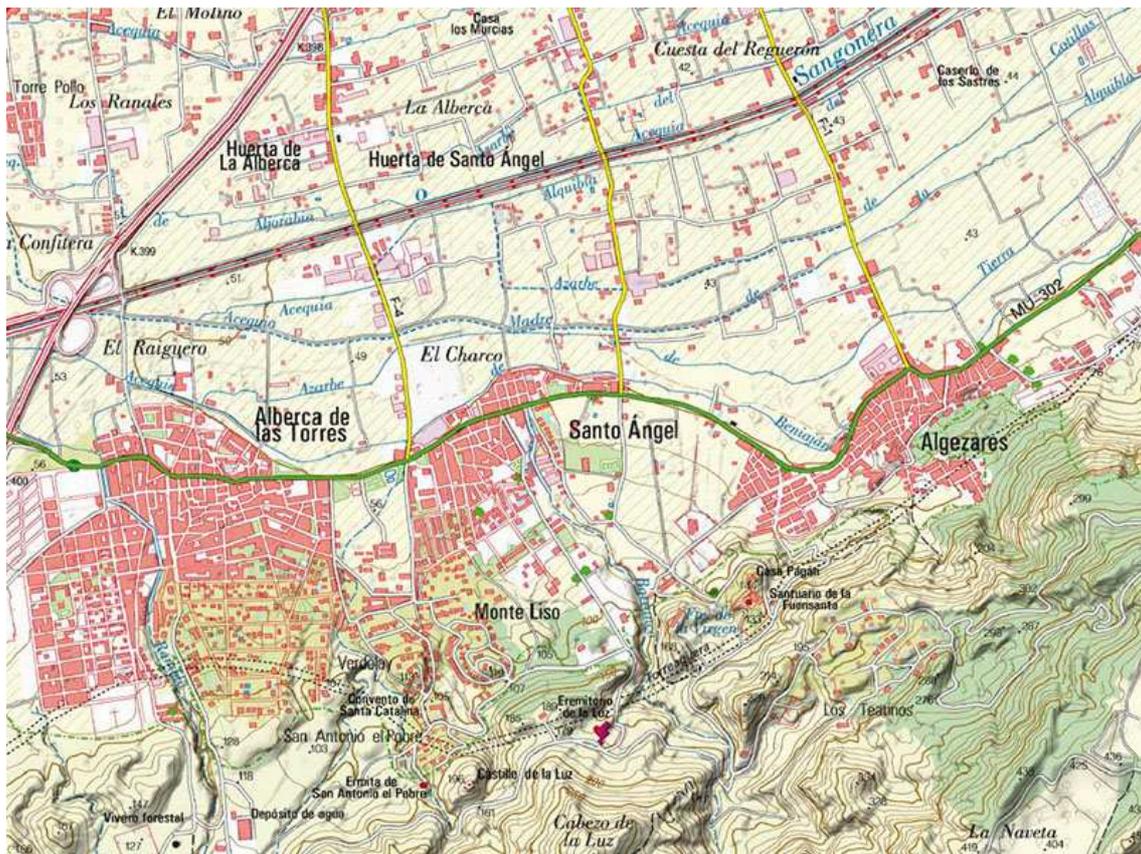


Figura 1. Situación de la zona en plano topográfico



Figura 2. Situación de la parcela en ortofoto aérea

CAPÍTULO 2. ESTUDIO GEOLÓGICO

2.1. MARCO GEOLÓGICO REGIONAL

La zona de estudio pertenece a la parte oriental de las Cordilleras Béticas, cadena de plegamiento alpino que se extiende al sur de la Península Ibérica desde el extremo occidental de Andalucía hasta el sur de comunidad de Valencia y las Baleares. Las cordilleras Béticas pueden dividirse en dos grandes unidades bien diferenciadas: las Zonas Externas y las Zonas Internas. Entre ambas y dentro de ellas se sitúan cuencas sedimentarias posteriores a la orogenia alpina.

Las **Zonas Internas** se componen de rocas metamórficas, con diverso grado de metamorfismo y litología, y a su vez se subdiven en tres grandes unidades:

- **Complejo Nevado-Filábride:** es el más profundo y está constituido por potentes series metamórficas de rocas silicatadas: esquistos, micasquistos, cuarcitas, gneises y anfibolitas. La edad de estos materiales abarca desde el Precámbrico al Triásico inferior. Hay un conjunto de rocas de cobertera, de litología carbonatada, formada principalmente por mármoles de edad Triásica. Existen también intrusiones de diabasas, metabasitas y capas de yeso intercaladas ocasionalmente.
- **Complejo Alpujárride:** formado por materiales metamórficos silicatados: esquistos, cuarzoquistos, pizarras y filitas, de edad Precámbrico-Triásico. Sobre dichos materiales se sitúan una serie triásica de calizas y dolomías. También hay diques de diabasas y metabasitas y capas de yeso.
- **Complejo Maláguide:** se encuentra estructuralmente más alto y está formado por calizas, dolomías, pizarras y areniscas de edad Paleozoico – Terciario. Tiene un grado de metamorfismo menor que los dos complejos anteriores y aflora en menor extensión.

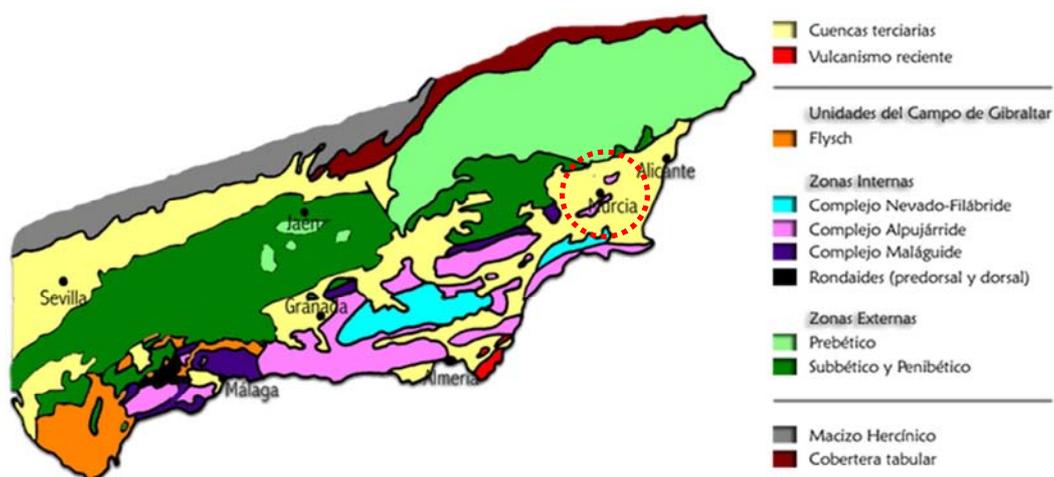


Figura 3. Marco Geológico Regional

Las **Zonas Externas** están constituidas por materiales depositados en su día en el borde meridional de la Placa Ibérica. Son por lo tanto, rocas sedimentarias principalmente carbonatadas y se diferencian en dos grandes dominios:

- **Zona Prebética:** los términos más antiguos son del Triásico que afloran mayoritariamente en estructuras extrusivas (diapiros) en los que los materiales arcillosos ricos en sales perforan los términos más modernos situados sobre ellos. Los siguientes términos en edad son los del Jurásico formados por rocas carbonatadas que afloran de forma muy reducida en los núcleos de antiforres o a favor de fallas con importante salto vertical. Los materiales del Cretácico afloran ampliamente dando importantes relieves montañosos, entre los que dominan las calizas organógenas y margas marinas pelágicas. El paleógeno destaca por el gran desarrollo de calizas pararecificales con Alveolinas y Nummulites o margas ricas en foraminíferos planctónicos con intercalaciones de turbiditas.
- **Zona Subbética:** en la que aparecen esencialmente materiales mesozoicos y terciarios de facies marinas. El Triásico está representado por arcillas violáceas con abundantes yesos. El Jurásico está formado por dolomías en los términos más antiguos y calizas con ammonites en el resto. El Cretácico, mucho menos extenso, se caracteriza por una sedimentación pelágica relativamente profunda, representada por margas y calizas margosas con ammonites y calizas margosas con foraminíferos.

Durante el Neógeno (Mioceno-Plioceno) se produce una compartimentación del sustrato a lo largo de una serie de corredores de dirección NE – SO en los que se sitúan diversas **cuencas sedimentarias** que recogen sedimentos procedentes de los relieves circundantes, con depósitos de ambiente marino y/o continental. Se pueden separar las que fueron rellenadas por sedimentos marinos de edad Mioceno Inferior y Medio simultáneos a la principal etapa de colisión continental y por otro, las que fueron rellenadas por sedimentos marinos y continentales de edad Mioceno Superior a Cuaternario.

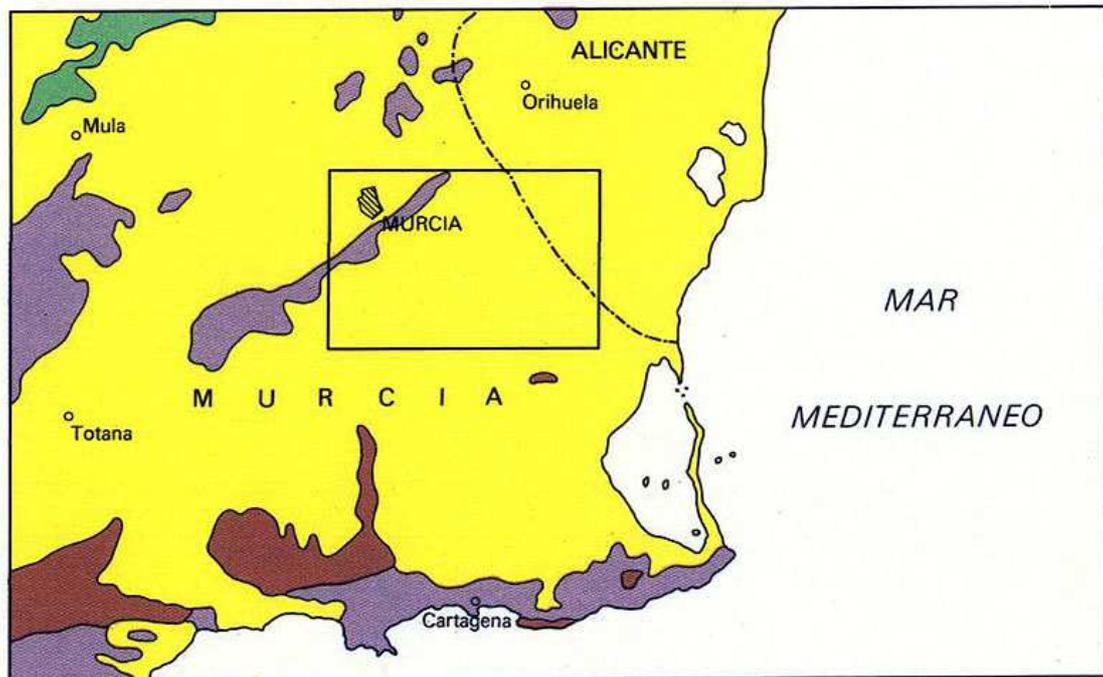
2.2. MARCO GEOLÓGICO LOCAL

El área objeto de nuestro estudio (hoja 934 Murcia) se emplaza dentro del sector suroccidental de la zona Bética (en su parte más meridional), que junto con la Subbética y Prebética, forman parte del dominio de las Cordilleras Béticas.

Los grandes complejos y unidades estratigráficas que afloran en la zona son:

- **Sedimentos post-manto (Cuenca neógeno-cuaternaria del Segura-Guadalentín)**
- **Depósitos aluviales**

ESQUEMA REGIONAL



Escala 1:1.000.000



Figura 4. Mapa de Unidades Estratigráficas

Esta zona está constituida por terrenos Neógenos y Cuaternarios que constituyen la vega de Murcia y por los relieves de las sierras y colinas adyacentes, que forman parte de los Complejos Béticos que son el sustrato de la Cuenca Neógena.

El Valle del Guadalentín-Segura es una depresión enmarcada dentro de las Cordilleras Béticas y forma una fosa tectónica subsidente de 8 a 10 km de anchura en dirección OSO-ENE en el que se ha desarrollado un potente depósito de naturaleza detrítica en el Plio-Cuaternario y margosa en el Mioceno.

Los sedimentos bajo la ciudad de Murcia se corresponden a un medio continental fluvial de tipo meandriforme, en el curso medio-bajo del río. Bajo un nivel de rellenos consecuencia de la actividad antrópica, el terreno está constituido por arcillas fangosas y limos arenosos saturados flojos con intercalaciones de limos y arcillas propios de la llanura de inundación. El sustrato está formado por grandes cuerpos y lentejones de gravas y arenas, con limos y arcillas, propios de depósitos de abanicos aluviales. Estos cuerpos se intercalan con las arcillas debido a los

cambios en las condiciones de sedimentación y la interacción entre los abanicos aluviales distales y el medio fluvial.

Por lo tanto, la distribución horizontal y vertical de estos niveles no es homogénea sino que muestra cambios laterales de facies, acuñamientos, etc, debido a la actividad tectónica de la cuenca, por lo que se producen incisiones erosivas en la llanura aluvial, colmatación arenosa por acreción de barras fluviales, niveles orgánicos de turba de facies palustres, etc.

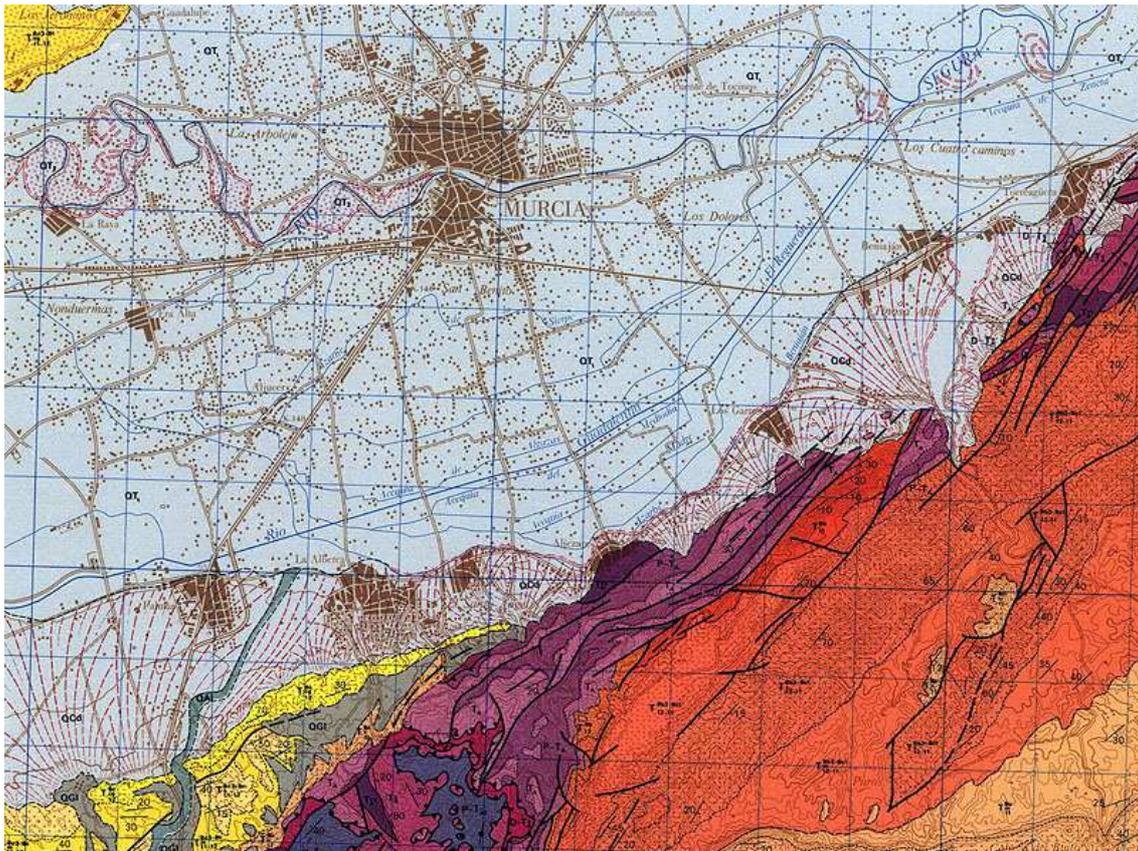


Figura 5. Mapa geológico

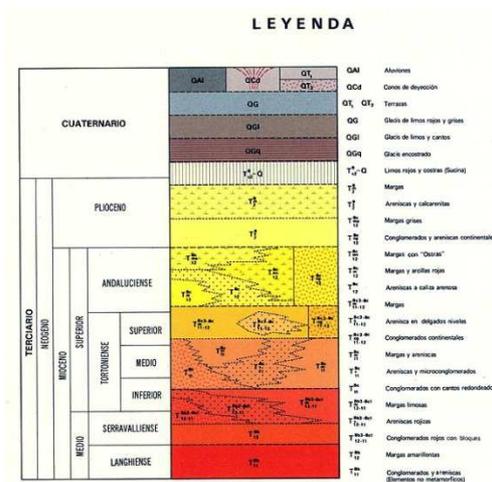


Figura 6. Leyenda mapa geológico

2.3. MARCO GEOTÉCNICO

El solar se encuentra situado dentro de la zona geotécnica V-Arcillas blandas y fangos, referida en la Guía de Planificación de Estudios Geotécnicos de la Región de Murcia.

Está compuesta por terrenos temporalmente saturados, tales como aluviales recientes (arcillas, limos y arenas), blandos y normalmente consolidados, representados por ejemplo en la Vega Media del Río Segura (depósitos de llanura aluvial) y terrenos de tipo lagoon litoral (arcillas o limos orgánicos) que se distribuyen hacia la zona norte de La Manga y este del Mar Menor.

La capacidad portante de estos suelos resulta baja a muy baja siendo necesario recurrir, en general, a la ejecución de losas de cimentación, en estructuras de poca carga o con excavación de sótanos, o cimentaciones profundas mediante pilotes que transmitan la carga a estratos o niveles profundos resistentes, en estructuras de mayores cargas.

Los problemas geotécnicos más habituales de estas zonas son los siguientes:

- Niveles freáticos altos o superficiales. Necesidad de entibación de excavaciones y medidas de drenaje.
- Oscilaciones significativas del nivel freático de carácter climatológico y/o antrópico. Infiltraciones o posibles asentos asociados a dichas variaciones.
- Asientos de consolidación importantes.
- Agresividad química del agua freática.
- Presencia de niveles orgánicos que pueden incrementar la cuantía y duración de los asentamientos.
- Moderada expansividad.

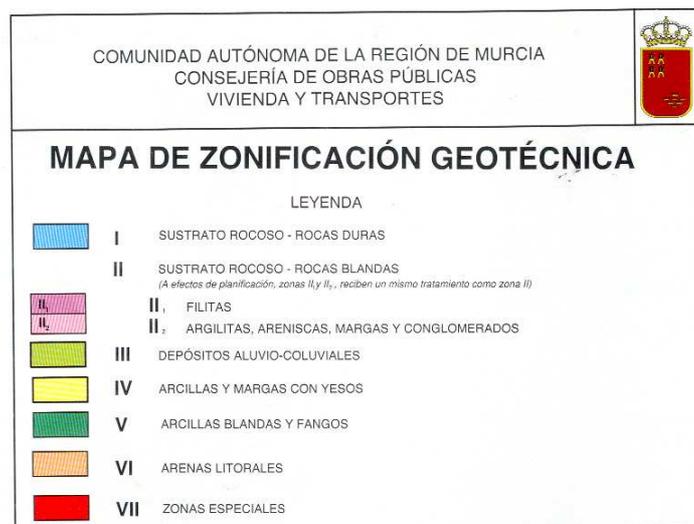


Figura 7. Leyenda mapa geotécnico

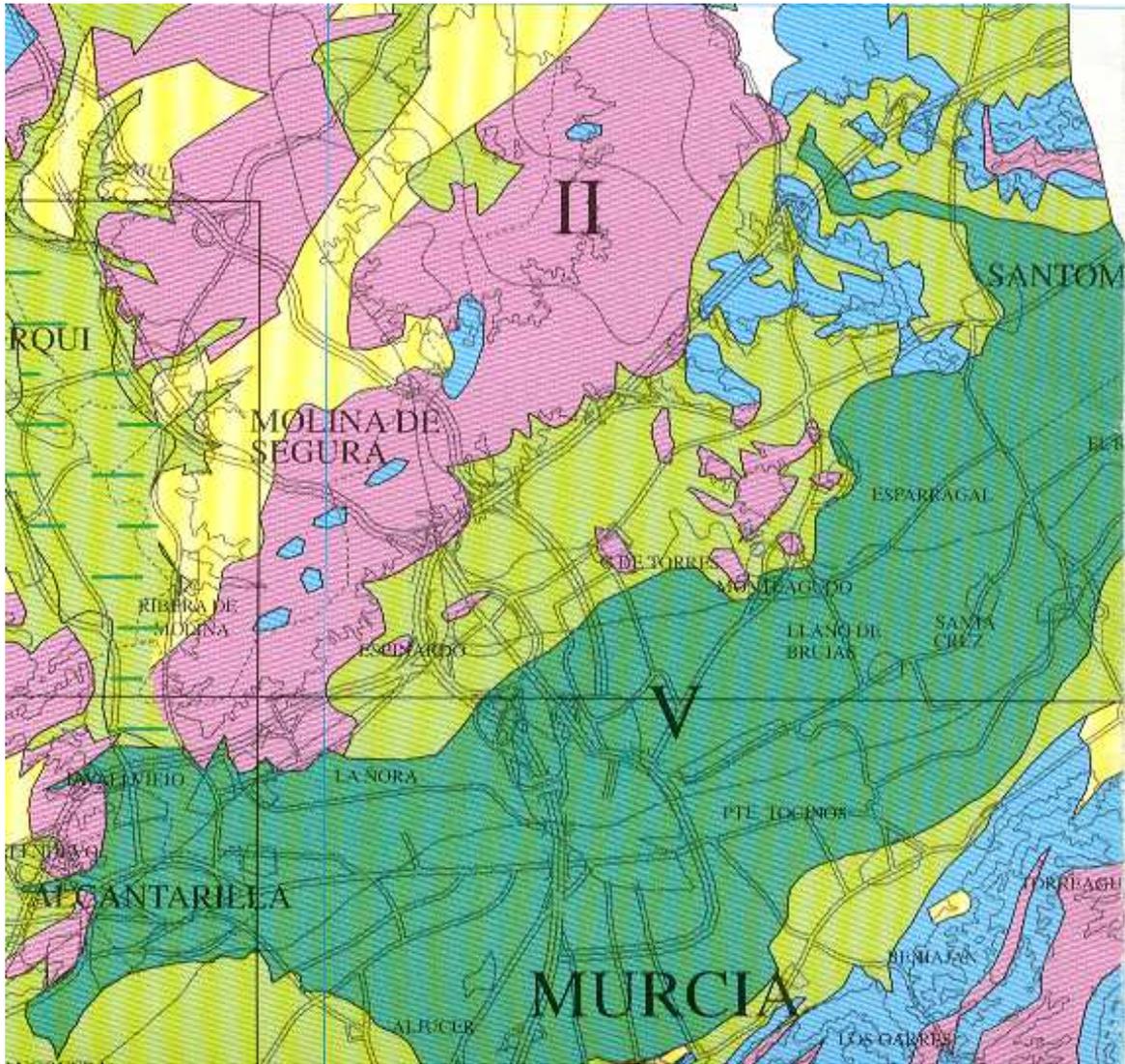


Figura 8. Mapa geotécnico

CAPÍTULO 3. INVESTIGACIÓN REALIZADA

La investigación que hemos llevado a cabo para la confección de esta memoria técnica, ha consistido en la realización de trabajos de campo, ensayos de laboratorio y trabajos de gabinete, los cuales pasamos a describir.

Los ensayos de campo realizados han sido los siguientes:

ENSAYO	TIPO	PROFUNDIDAD
S-1	Sondeo	26,6 m
S-2	Sondeo	6,0 m
P-1	D.P.S.H.	26,0 m

Una vez obtenidas las muestras correspondientes en los sondeos, se han realizado ensayos de laboratorio para identificar los terrenos atravesados, así como ensayos complementarios para determinar algunos parámetros geomecánicos.

3.1. SONDEOS

El sondeo mecánico se realiza a rotación y con recuperación continua de testigo. Este sondeo consiste en la perforación mediante el avance por rotación de una corona circular hueca en cuyo interior se aloja el testigo. La perforación se interrumpe periódicamente para realizar la toma de las muestras específicas. El procedimiento de ejecución sigue la norma ASTM D-2113 y XP P94-202.

Una vez extraído el tubo portatestigos del sondeo, se saca cuidadosamente y se coloca en una caja preparada al efecto, disponiendo separadores entre las diferentes maniobras realizadas e identificando el sondeo, profundidad y cotas de toma de muestras (SPT, inalteradas, muestras de mano, etc.).

A la vista de los testigos continuos se ha realizado la correspondiente columna litoestratigráfica en la que se indican las distintas litologías atravesadas, descripción de las mismas y otros datos complementarios.

3.2. ENSAYOS DE PENETRACIÓN STANDARD

El ensayo de Penetración Standard consiste en la perforación de un tramo del sondeo mediante un tubo hueco de 60 cm., de longitud, por golpeo de una maza de 63,5 kg., de peso con caída libre desde una altura de 75 cm, mediante un mecanismo automático. El equipo utilizado y el procedimiento de ejecución sigue la norma UNE 103800:1992.

Esta hincia tiene lugar en cuatro tramos de 15 cm., anotándose el número de golpes precisos para lograr cada una de las cuatro penetraciones parciales. Al extraer la cuchara Standard, se obtiene simultáneamente una muestra de suelo.

Con objeto de eliminar las posibles perturbaciones del suelo, como consecuencia de la perforación, solo se considera el número de golpes N_{30} , suma de los 30 cm intermedios, considerándose "rechazo" (R), cuando N_{30} es mayor de 50 golpes en cualquiera de los tramos de 15 cm.

En gravas la zapata podrá ser reemplazada por una puntaza cónica de acero macizo de 51 mm de diámetro y 60° de ángulo cónico. En este caso no se obtiene muestra. El uso de la puntaza cónica es aconsejable para tamaños de partículas mayores de 38 mm.

Para la toma de muestras inalteradas por golpeo se utiliza el tomamuestras seccionado, de pared gruesa de 4 mm de espesor, longitud mínima de 45 cm y diámetro mínimo interior de 70 mm. La secuencia y demás condiciones de hincia de estos tomamuestras serán las mismas que para la realización del ensayo S.P.T., con idea de facilitar la correlación con dicho ensayo.

El tomamuestras deberá sellarse con tapones de goma, parafina u otro procedimiento que asegure la conservación de la humedad natural de la muestra.

En los sondeos se han realizado los siguientes ensayos, cuyas profundidades y golpes se detallan a continuación:

SONDEO	ENSAYO	PROFUNDIDAD	GOLPEO	N_{30}
S-1	M.I. 1	1,20 – 1,80 m	6 – 3 – 3 – 2	6 (4)*
	S.P.T. 1	3,00 – 3,60 m	9 – 9 – 10 – 11	19
	S.P.T. 2	6,00 – 6,60 m	6 – 7 – 6 – 5	13
	S.P.T. 3	9,00 – 9,60 m	3 – 2 – 1 – 1	3
	M.I. 2	12,00 – 12,60 m	2 – 2 – 3 – 3	5 (3)*
	S.P.T. 4	15,00 – 15,60 m	2 – 2 – 1 – 2	3
	S.P.T. 5	18,00 – 18,60 m	2 – 3 – 2 – 2	5
S-2	S.P.T. 6	26,00 – 26,60 m	11 – 14 – 12 – 13	26
	M.I. 1	3,00 – 3,60 m	12 – 12 – 15 – 23	27 (16)*
	S.P.T. 1	6,00 – 6,60 m	3 – 3 – 2 – 2	5

* M.I.: Muestra Inalterada (Correlación con el S.P.T. de 0,6)

3.3. ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA

El ensayo de penetración dinámica superpesada (DPSH) está encaminado a conocer la resistencia del terreno a la penetración de una puntaza cónica de 20 cm² de sección y de 90° de ángulo. El procedimiento sigue la norma UNE 103801:1994.

La puntaza se introduce en el terreno, debido a la caída libre de una maza de golpeo automático de 63,5 kg de peso, desde una altura de 76 cm, anotándose el número de golpes necesarios para introducirla 20 cm. El ensayo se da por finalizado cuando se superen 100 golpes en un tramo de 20 cm o cuando tres valores consecutivos sean iguales o superiores a 75 golpes.

Los resultados obtenidos proporcionan una medida indirecta de la resistencia del terreno, determinándose estas propiedades mediante correlaciones empíricas. Este ensayo está especialmente indicado en terrenos granulares finos (arenas), mientras que para otros tipo de terreno (limos, arcillas o gravas) deberá efectuarse con las reservas y precauciones debidas.

Los resultados de los ensayos realizados se muestran en el anexo correspondiente del presente informe.

3.4. ENSAYOS DE LABORATORIO

Con el fin de evaluar las propiedades mecánicas de consistencia de los distintos materiales aparecidos, y para completar la información aportada por los resultados obtenidos, se han realizado los siguientes ensayos de laboratorio:

ENSAYO	NORMA
Humedad natural	UNE 103300:1993
Granulometría por tamizado	UNE 103101:1995
Límite líquido	UNE 103103:1994
Límite plástico	UNE 103104:1993
Sulfatos solubles en agua	UNE 103201:1996
Compresión simple	UNE 103400:1993
Corte Directo	UNE 103401:1998

Ensayos de Identificación

Comprenden los ensayos más habituales para la identificación del terreno, tales como la humedad natural, densidad aparente, granulometría por tamizado o sedimentación y los límites de Atterberg. En este caso se han realizado granulometrías por tamizado y determinación de los límites de Atterberg.

Ensayos de Resistencia

Se incluyen además, ensayos de resistencia a compresión simple para obtener la resistencia a la rotura uniaxial (compresión simple).

Ensayo de Corte Directo

Se incluye un ensayo de resistencia a corte directo de tipo no consolidado no drenado para obtener la cohesión y el ángulo de rozamiento interno.

Ensayos químicos

Sulfatos solubles en agua: este ensayo tiene por objeto determinar la proporción de sulfatos solubles en agua, que hay en un suelo, pasándolos a disolución mediante agitación con agua y precipitando luego los sulfatos disueltos con una solución de cloruro bórico.

Los resultados de dichos ensayos se muestran en la tabla siguiente:

SONDEO		S-1		
MUESTRA N°		M - 1	M - 2	M - 3
PROFUNDIDAD (m)		6,0 - 6,6	19,6 - 19,8	25,2 - 25,4
HUMEDAD NATURAL (%)		11,3	17,9	24,1
DENSIDAD (gr/cm ³)	HÚMEDA	2,43	2,17	2,05
	SECA	2,18	1,84	1,65
GRANULOMETRÍA (%)	GRAVA ¹⁾	47,0	0,0	
	ARENA	33,2	15,0	
	FINOS ²⁾	19,8	85,0	
LÍMITES DE ATTERBEG (%)	W _L	18,3	24,1	
	W _P	15,0	16,6	
	IP	3,3	7,5	
SULFATOS (mg/kg)		292	615	
CORTE DIRECTO	S _u (kPa)		141,2	
	Φ _{Su}		39,7°	
COMPRESIÓN SIMPLE (kPa)				134,7

1) % retenido por el tamiz UNE 2 mm

2) % pasa por el tamiz UNE 0,08 mm

CAPÍTULO 4. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

En este capítulo se analizan las diferentes unidades geomecánicas definidas, con los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a las diversas muestras obtenidas en el campo.

NIVEL 0: RELLENOS

Formado por rellenos hasta 0,5 – 2,4 m. Este nivel debe eliminarse completamente de manera que ningún elemento de la cimentación apoye sobre él.

NIVEL 1: ARENAS Y GRAVAS CON MATRIZ ARCILLOSA

Formado por arenas y gravas con matriz arcillosa hasta una profundidad de 5,0 - 9,0 m aproximadamente, con algún tramo de arcillas limosas (sondeo S-1).

Los ensayos S.P.T. tienen valores de golpeo de $N_{30} = 4, 5, 13, 16$ y 19 , y el ensayo de penetración dinámica tiene un valor medio de golpeo de $N_{20} = 16$ hasta 5,0 m de profundidad, disminuyendo a $N_{20} = 5$ a partir de dicha cota. Podemos considerar un valor medio del ensayo S.P.T. de $N_{30} = 11$, lo que lo califica con un grado de compacidad medio.

El porcentaje de gravas es mayoritario (47,0%) con arenas (33,2%) y pocos finos (19,8%) y la plasticidad es baja ($I_p = 3,3\%$). La humedad es moderada (11,3%), la densidad húmeda de $2,43 \text{ gr/cm}^3$ y la densidad seca es $2,18 \text{ gr/cm}^3$. El contenido en sulfatos es de 292 mg/kg lo que indica un ambiente No agresivo ($< 2.000 \text{ mg/kg}$) al hormigón según la instrucción EHE-08.

Se proponen los siguientes valores de los principales parámetros geomecánicos para este tipo de terreno:

PARÁMETRO		VALOR	
HUMEDAD		11,3	%
DENSIDAD HÚMEDA		2,43	gr/cm^3
DENSIDAD SECA		2,18	
FINOS (#0,08 mm)		19,8	%
GRUESOS (RET. #0,08 mm)		80,2	%
LÍMITE LÍQUIDO		18,3	%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD		3,3	%
SULFATOS		292	mg/Kg
PARÁMETROS GEOMECÁNICOS PROPUESTOS	$c' = 0 - 10$	$c_u = 20$	kPa
	$\phi' = 32^\circ$	$k_{30} = 70 - 120$	MN/m^3
	$\gamma_{ap.} = 2,3$	$\gamma_{sum.} = 1,0$	gr/cm^3
	$\nu = 0,3$	$E = 10$	MPa

NIVEL 2: ARCILLAS LIMOSO-ARENOSAS

Formado por arcillas limoso-arenosas y arenas arcillosas hasta una profundidad de 19,2 m aproximadamente.

Los ensayos S.P.T. tienen valores de golpeo de $N_{30} = 3$ y 5 , y el ensayo de penetración dinámica tiene un valor medio de golpeo de $N_{20} = 5$ hasta 19,0 m de profundidad. Podemos considerar un valor medio del ensayo S.P.T. de $N_{30} = 4$, lo que indica una consistencia floja.

El porcentaje de finos es mayoritario (85,0%) con arenas (15,0%) y sin gravas. La plasticidad es media ($I_p = 7,5\%$), la humedad es alta (17,9%), la densidad húmeda de $2,17 \text{ gr/cm}^3$ y la densidad seca es $1,84 \text{ gr/cm}^3$. El corte directo obtiene un valor de la resistencia al corte sin drenaje $S_u = 141,2 \text{ kPa}$ y un ángulo de rozamiento interno de $39,7^\circ$.

El contenido en sulfatos es de 615 mg/kg lo que indica un ambiente No agresivo ($< 2.000 \text{ mg/kg}$) al hormigón según la instrucción EHE-08.

Se proponen los siguientes valores de los principales parámetros geomecánicos para este tipo de terreno:

PARÁMETRO		VALOR	
HUMEDAD		17,9	%
DENSIDAD HÚMEDA		2,17	gr/cm^3
DENSIDAD SECA		1,84	
FINOS (#0,08 mm)		85,0	%
GRUESOS (RET. #0,08 mm)		15,0	%
LÍMITE LÍQUIDO		24,1	%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD		7,5	%
SULFATOS		615	mg/Kg
PARÁMETROS GEO MECÁNICOS PROPUESTOS	$c' = 20$	$c_u = 30$	kPa
	$\phi' = 26^\circ$	$k_{30} = 15 - 30$	MN/m^3
	$\gamma_{ap.} = 2,2$	$\gamma_{sum.} = 1,0$	gr/cm^3
	$\nu = 0,3$	$E = 5$	MPa

NIVEL 3: ARCILLAS MARGOSAS Y MARGAS

Formado por arcillas margosas y margas hasta la finalización del sondeo a 26,6 m de profundidad.

El ensayo S.P.T. tiene un valor de golpeo de $N_{30} = 26$, y el ensayo de penetración dinámica tiene un valor medio de golpeo de $N_{20} = 22$ hasta 26,0 m de profundidad. La resistencia a

compresión simple ha obtenido un valor de $q_u = 135$ kPa. Podemos considerar un valor medio del ensayo S.P.T. de $N_{30} = 26$.

La humedad es alta (24,1%), la densidad húmeda de $2,05$ gr/cm³ y la densidad seca es $1,65$ gr/cm³.

Se proponen los siguientes valores de los principales parámetros geomecánicos para este tipo de terreno:

PARÁMETROS GEOMECÁNICOS PROPUESTOS	$c' = 75$	$c_u = 200$	kPa
	$\phi' = 28^\circ$	$k_{30} = 200$	MN/m ³
	$\gamma_{ap.} = 2,1$	$\gamma_{sum.} = 1,0$	gr/cm ³
	$\nu = 0,3$	$E = 50$	MPa

4.1. NIVEL FREÁTICO

En los sondeos realizados se detectó la presencia de nivel freático a una profundidad de $5,4$ m aproximadamente respecto de la rasante del solar que se encontraba excavado $4,0$ m, es decir, a una cota de $5,2$ m respecto de las aceras circundantes. Del resultado del análisis químico del agua realizado en un sondeo cercano se deduce, que según el contenido en sulfatos el agua analizada se clasifica con un tipo de exposición Q_a – Ataque débil ($200 - 600$ mg/l), según la instrucción EHE-08.

4.2. PERMEABILIDAD

La permeabilidad puede ser definida como la capacidad del terreno para que el agua fluya a través de sus huecos o vacíos interconectados. Se representa por el **coeficiente de permeabilidad**, k , que se expresa como una velocidad (m/s).

La permeabilidad depende entre otros factores de:

- La granulometría del suelo y por tanto, la distribución de los tamaños de los granos del suelo. A menor tamaño de partículas menor será la permeabilidad.
- La densidad del suelo, ya que para una misma granulometría a mayor densidad el volumen de huecos será menor y la permeabilidad, por tanto, también disminuirá.
- La forma y orientación de las partículas influye en la permeabilidad ya que puede favorecer el flujo de agua a través de direcciones preferentes.
- En macizos rocosos el agua fluye a través de discontinuidades, fracturas, planos de estratificación, esquistosidad, etc, siendo este aspecto más importante que el flujo de agua a través de la matriz rocosa.

La determinación de la permeabilidad del terreno requiere un estudio específico que se sale de los objetivos del presente informe. No obstante, puede utilizarse una aproximación en función de la granulometría que proporcione una idea de la permeabilidad del terreno (tabla D.28 del DB SE-C):

TIPO DE SUELO	k_z (m/s)
Grava limpia	$> 10^{-2}$
Arena limpia y mezcla de grava y arena limpia	$10^{-2} - 10^{-5}$
Arena fina, limo, mezclas de arenas, limos y arcillas	$10^{-5} - 10^{-9}$
Arcilla	$< 10^{-9}$

Con el análisis de todos los datos disponibles se realiza una estimación del coeficiente de permeabilidad:

NIVEL	k_z (m/s)
1: Arenas y gravas con arcillas	$10^{-2} - 10^{-5}$
2: Arcillas limoso-arenosas	$< 10^{-9}$
3: Arcillas margosas y margas	$< 10^{-9}$

4.3. MÓDULO DE BALASTO

El coeficiente de balasto K es la relación entre la presión que ejerce un cimiento y el asiento producido. Al aumentar la superficie cargada los asientos son mayores para la misma presión por lo que K disminuye, es decir, no es una constante del terreno sino que depende del nivel de presiones y de las dimensiones de la cimentación.

El coeficiente K_{30} para una pequeña superficie cargada en terreno homogéneo se deduce directamente de la pendiente de la curva presión-asiento en un ensayo de carga con una placa de 30 x 30 cm². Es un valor de referencia, cuyo valor puede estimarse en (C.T.E., Documento Básico SE-C-123, Tabla D.29):

NIVEL	k_{30}
1: Arenas y gravas con arcillas	70 - 120 MN/m³
2: Arcillas limoso-arenosas	15 - 30 MN/m³
3: Arcillas margosas y margas	200 MN/m³

4.4. PRESIÓN VERTICAL ADMISIBLE

4.4.1. ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPESADA

Para determinar la carga de hundimiento del terreno a partir de los resultados del ensayo de penetración dinámica D.P.S.H., en los distintos puntos de penetración y a distintas profundidades, puede aplicarse una correlación con el ensayo S.P.T.

“Siempre que no haya una gran diferencia entre los diversos penetrómetros, los datos obtenidos con uno pueden transformarse en los que se hubieran obtenido con otro mediante la fórmula (ESOPT, 1974):

$$N_1 = N_2 \frac{W_2 \cdot H_2 \cdot A_1 \cdot e_1}{W_1 \cdot H_1 \cdot A_2 \cdot e_2}$$

Donde *W* es el peso de la maza, *H* la altura de caída, *A* el área transversal de la punta y *e* la penetración a lo largo de la cual se cuenta el número de golpes. Esta fórmula debe emplearse sólo para comparar penetrómetros muy parecidos”¹

Para la correlación DPSH – SPT en arenas, Dhalberg (1974) propone la expresión:

$$N_{SPT} = 25 \times \log (1,22 \times N_{DPSH}) - 15,16$$

Realizando un ajuste por las diferencias de rendimiento energético, se llega a la expresión:

$$N_{SPT} = (25 \times \log (1,22 \times N_{DPSH}) - 15,16) / 1,27$$

Esta fórmula conduce a índices de N_{DPSH} / N_{SPT} de 1,05 a 1,50 para valores de N_{DPSH} hasta 30 golpes. Según esto, puede considerarse a efectos de cálculo un valor de correlación de:

$$N_{SPT} = 1,3 \times N_{DPSH}$$

En arcillas, a partir de un ensayo comparativo realizado por Dapena, Lucas y García (2.000), la correlación puede establecerse mediante la expresión:

$$N_{SPT} = (13 \times \log N_{DPSH}) - 2$$

Tomando el valor medio de N_{20} para cada nivel geotécnico se obtienen los siguientes resultados:

ENSAYO	PROFUNDIDAD	N_{DPSH} MEDIO	N_{SPT} CORRELACIÓN
P-1	0,0 – 2,2 m	5	7
	2,2 – 5,0 m	16	21
	5,0 – 19,0 m	5	7
	19,0 – 26,0 m	22	29

¹ “Geotecnia y Cimientos II”, Jiménez Salas et al., p.476, Ed. Rueda

4.4.2. PRESIÓN VERTICAL DE HUNDIMIENTO

La presión admisible de hundimiento puede obtenerse a partir de la expresión de Terzaghi para zapatas rugosas, en las que se superpone el modelo de rotura de Prandlt con uno ligeramente diferente para terrenos con rozamiento y una solución aproximada para el efecto del peso del terreno:

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

- Siendo q = sobrecarga sobre el nivel de cimentación
- B = ancho de la cimentación
- γ = peso específico efectivo del terreno bajo el nivel de cimentación
- c = cohesión del terreno de cimentación
- N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

Para el caso de unas arcillas a corto plazo se adoptan habitualmente como parámetros de resistencia:

$$c_u = \frac{q_u}{2} \quad \text{y} \quad \phi = 0$$

- siendo q_u = resistencia a compresión simple
- ϕ = ángulo de rozamiento interno

Para un ángulo de rozamiento interno igual a cero, los valores de los factores de capacidad de carga son (Geotecnia y Cimientos II, Jiménez Salas et al, pág. 814):

$$N_c = 5,14 \qquad N_q = 1 \qquad N_\gamma = 0$$

Con lo que la capacidad de carga neta admisible es: $q_u = \frac{c \cdot N_c}{FS}$

Siendo FS = factor de seguridad

Podemos estimar la resistencia a compresión simple por correlación con los S.P.T. Según Terzaghi y Peck, existe una relación entre el valor N_{30} del S.P.T. y la compresión simple q_u según el siguiente cuadro:

N_{30}	Consistencia	q_u (kPa)
2	Muy blanda	25
2 - 4	Blanda	25 – 50
4 - 8	Mediana	50 – 100

N ₃₀	Consistencia	q _u (kPa)
8 - 15	Rígida	100 – 200
15 - 30	Muy rígida	200 – 400
> 30	Dura	400 – 800

Por otro lado, se puede calcular la compresión simple en función de N₃₀ mediante la siguiente relación:

$$q_u = \frac{N_{30}}{7,5} \text{ arcilla arenosa y limosa}$$

En este contexto, la presión vertical admisible de hundimiento del terreno para una cimentación directa mediante losa armada que apoye a 5,1 m (respecto de la rasante del solar) de profundidad es la siguiente:

CIMENTACIÓN	PRESIÓN VERTICAL NETA ADMISIBLE
Losa armada	50 kPa

Se ha tenido en cuenta el valor medio de los ensayos S.P.T., ensayo de penetración dinámica y de compresión simple, quedando del lado de la seguridad.

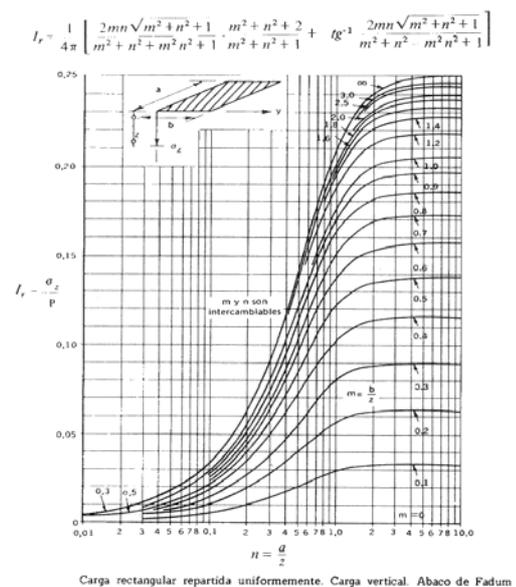
4.4.3. PRESIÓN VERTICAL DE SERVICIO

Bajo la cota de cimentación prevista (-5,1 m respecto de las aceras aproximadamente) está el nivel 2 de arcillas limoso-arenosas (de carácter cohesivo). Por lo tanto, el asiento que se producirá será de consolidación principalmente para el nivel 2.

Para una arcilla saturada puede emplearse los resultados del ensayo edométrico². Este método considera que el asiento total es la suma del asiento inmediato más el asiento de consolidación (Ingeniería Geológica, Luis I. González de Vallejo, Prentice Hall, pág. 408). Para una arcilla normalmente consolidada:

$$S_t = S_c + S_i$$

$$s_i = 0,1 \cdot s_{Ed} \quad s_c = s_{Ed}$$



² Se dispone de un ensayo de consolidación en edómetro realizado en un solar adyacente.

Para determinar el asiento edométrico se divide el terreno en capas, obteniendo para cada una la tensión efectiva inicial (σ'_o) y el índice de poros inicial (e_o).

El índice de poros se obtiene del ensayo edométrico más cercano al punto medio de cada capa. A continuación se calcula el incremento de tensión efectiva debida a la construcción ($\Delta\sigma'$), para lo que se ha utilizado el ábaco de Fadum para una carga rectangular repartida uniformemente (Geotecnia y Cimientos II, Jiménez Salas et al., p.222, Ed. Rueda), la tensión efectiva final (σ'_f) y el índice de poros final (e_f).

El asiento para cada capa viene dado por la expresión:

$$s = H \frac{e_o - e_f}{1 + e_o}$$

siendo H el espesor de cada capa. El asiento edométrico total es la suma del asiento de cada capa.

$$s_{ed} = \sum s$$

Con lo que se obtienen los siguientes resultados:

Capa	Espesor (H_c)	p_o	Δp_{prom}	e_o	e_f	C_c
5,1 – 19,0 m	13,9 m	29,6 t/m ²	3,9 t/m ²	0,3508	0,3455	0,1203

CIMENTACIÓN	DIMENSIONES	COTA	PRESIÓN VERTICAL NETA ADMISIBLE DE SERVICIO	ASIENTO
Losa armada	28,0 x 30,0 m	-5,1 m	50 kPa	5,9 cm

Por lo tanto, tenemos los siguientes resultados:

Losa armada		28,0 x 30,0 m		
Presión vertical neta admisible de servicio		50 KPa	42 kPa	
Asiento de consolidación	s_c	Nivel 2	5,3 cm	4,5 cm
Asiento elástico	s_i		0,5 cm	0,4 cm
Asiento total (cm)		s	5,9 cm	4,9 cm

Criterios tradicionales indican un asiento admisible máximo para cimentaciones por losa en arcillas de 65-100 mm y en arenas de 40-65 mm. Otros criterios fijan el asiento admisible para edificios con estructura de hormigón armado de pequeña rigidez en 75 mm para terrenos

coherentes y 50 mm para terrenos sin cohesión. La norma NTE limita el asiento a 50 mm en suelos cohesivos y 35 mm en suelos granulares.

Según el Documento Básico SE-C (Seguridad Estructural – Cimentaciones) del Código Técnico de la Edificación, los valores límite de servicio basados en la distorsión angular son:

TIPO DE ESTRUCTURA	LÍMITE
Estructuras isostáticas y muros de contención	1 / 300
Estructuras reticuladas con tabiquería de separación	1 / 500
Estructuras de paneles prefabricados	1 / 700
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba	1 / 1000
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia abajo	1 / 2000

La norma NTE limita el asiento diferencial en zapatas:

TIPO DE EDIFICIO	LÍMITE
Edificios monumentales	1,3 mm/m
Edificios convencionales	2,0 mm/m
Edificios de fábrica de ladrillo de pórticos de hormigón y acero de pequeña rigidez	2,0 mm/m

El asiento diferencial para la losa armada es función, entre otros factores, de la rigidez de la losa. A mayor rigidez se tienen asientos más uniformes y por lo tanto se minimizan los asientos diferenciales. La rigidez de la losa depende de sus dimensiones, canto y módulos de elasticidad del terreno y de la cimentación, lo que deberá definirse en proyecto para tener una rigidez lo más alta posible.

4.4.4. PRESIÓN VERTICAL ADMISIBLE BRUTA DE SERVICIO

La presión neta aplicada sobre una cimentación se expresa como la carga que ejerce el edificio menos la presión del terreno desalojado, es decir:

$$\sigma_{neta} = W_{Ed} - W_{Ex} = \frac{Q}{A} - \gamma \cdot D_f \leq q_{adm(neta)}$$

donde:

- Q = Peso de la estructura
- A = Superficie de la losa
- γ = Peso específico aparente del terreno
- D_f = Cota de apoyo de la cimentación

Suponiendo un valor máximo para la presión neta aplicada sobre la cimentación igual a la de la capacidad de carga neta admisible, tenemos que (suponiendo varias cotas de apoyo de la cimentación y sin tener en cuenta el nivel de rellenos):

$$W_{EX} = 5,1 \text{ m} \times 23 \text{ kN/m}^3 = 117,3 \text{ kPa}$$

Cota -5,1 m

Cumplíéndose que $\sigma_{neta} = W_{Ed} - W_{Ex} \leq q_{adm(neta)}$

CIMENTACIÓN	DIMENSIONES	COTA DE CIMENTACIÓN	PRESIÓN VERTICAL ADMISIBLE NETA	PRESIÓN VERTICAL ADMISIBLE BRUTA
Losa armada	28,0 x 30,0 m	-5,1 m	42 kPa	159 kPa

Las cotas de cimentación se refieren a la parte baja del solar, es decir, son cotas de excavación mínima.

4.4.5. PILOTAJE

Consideramos la opción de cimentación mediante pilotes que empotren a partir de 19,0 m de profundidad, es decir, dentro del nivel 3 de consistencia elevada. De esta forma se asegura que los pilotes transmiten su carga a un terreno de compacidad suficiente para soportar con garantías la estabilidad de la estructura.

A continuación se exponen los parámetros geomecánicos de cada nivel geotécnico utilizados para el cálculo del pilotaje:

NIVEL	N ₃₀ medio	q _u (kPa)	DENSIDAD		COHESIÓN		ÁNGULO ROZ. INTERNO
			γ _{ap.} (gr/cm ³)	γ _{sum.} (gr/cm ³)	c' (kPa)	c _u (kPa)	φ'
1	11	-	2,3	1,0	0 - 10	20	32°
2	4	50	2,2	1,0	20	30	26°
3	26	400	2,1	1,0	75	200	28°

La carga de hundimiento de un pilote aislado (despreciando la pequeña diferencia entre el peso del terreno extraído o desplazado y el del hormigón del pilote) es:

$$Q_h = A_p \cdot r_p + A_f \cdot r_f$$

Siendo

A_p = área de la punta

A_f = área del fuste

r_p = resistencia unitaria en la punta

r_f = resistencia unitaria por el fuste

Si el terreno atravesado por el pilote está formado por estratos de diferente naturaleza, la resistencia por fuste es:

$$\sum_i A_{fi} \cdot r_{fi}$$

- **Método basado en la teoría de la plasticidad (CTE DB SE-C):** En terrenos **granulares**, la resistencia unitaria de hundimiento por punta es:

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

Siendo:

f_p : factor ($f_p = 3$ para pilotes hincados, $f_p = 2,5$ para pilotes hormigonados in situ).

σ'_v : la presión vertical efectiva al nivel de la punta antes de instalar el pilote.

N_q : factor de capacidad de carga ($(1 + \text{sen } \phi) / (1 - \text{sen } \phi) e^{\pi \text{tg } \phi}$)

ϕ : ángulo de rozamiento interno del suelo.

La resistencia unitaria por fuste viene dada por la expresión:

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

Siendo:

σ'_v : la presión vertical efectiva media al nivel considerado.

k_f : el coeficiente de empuje horizontal ($k_f = 0,75$ para pilotes perforados, $k_f = 1,00$ para pilotes hincados).

f : el factor de reducción del rozamiento del fuste ($f = 1$ para pilotes hormigonados in situ, $f = 0,9$ para pilotes prefabricados de hormigón).

ϕ : ángulo de rozamiento interno del suelo.

Para **suelos finos**, los valores de resistencia unitaria han de determinarse a corto y largo plazo. Las expresiones para ambos casos resultan:

A. Largo plazo:

- Resistencia unitaria por punta: se utilizará el ángulo de rozamiento interno efectivo, despreciando el valor de la cohesión. Para ello se usarán las expresiones correspondientes a suelos granulares.
- Resistencia unitaria por fuste: misma expresión que en terrenos granulares. No superará, salvo justificación, el valor límite de $10,0 \text{ t/m}^2$.

B. Corto plazo:

- Resistencia unitaria por punta:

$$q_p = N_p \cdot c_u$$

Siendo:

c_u : resistencia al corte sin drenaje.

N_p : factor que depende del empotramiento del pilote, pudiéndose tomar igual a 9.

- Resistencia unitaria por fuste:

$$\tau_f = \frac{100c_u}{100 + c_u}$$

En estas condiciones y dadas las características del terreno, se han obtenido los siguientes resultados de resistencias unitarias por punta y fuste:

Nivel	Profundidad	Corto plazo		Largo plazo		Corto plazo		Largo plazo	
		Fuste	Punta	Fuste	Punta	Fuste	Punta	Fuste	Punta
	m	r_f	r_p	r_f	r_p	r_f	r_p	r_f	r_p
1	2,4 – 5,0	-	-	14,0 kPa	-	-	-	16,8 kPa	-
2	5,0 – 19,0	23,1 kPa	-	47,5 kPa	-	23,1 kPa	-	57,0 kPa	-
3	19,0 – 25,0	66,7 kPa	1,8 MPa	91,6 kPa	9,6 MPa	66,7 kPa	1,8 MPa	110,0 kPa	11,5 MPa
Pilotes Perforados					Pilotes Hincados				

- Método basado en la teoría de Mohr-Coulomb (Guía de cimentaciones en obras de carretera³):** cuando se conozcan las características resistentes del terreno en términos del modelo de Mohr-Coulomb, se podrá utilizar la siguiente expresión para el cálculo de la capacidad resistente por **punta**:

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

donde: 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.

c = Cohesión.

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

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

donde: ϕ = Ángulo de rozamiento interno.

Los valores de (c , ϕ) a utilizar en esta expresión deben representar la resistencia del terreno en el entorno de la punta (zonas activa y pasiva).

³ 'Guía de cimentaciones en obras de carretera', Ministerio de Fomento, 2004

Esta aproximación se considera adecuada para profundidades de la punta inferiores o iguales a 20 diámetros ($z_{\text{punta}} \leq 20 D$). Para profundidades mayores ($z_{\text{punta}} > 20 D$) se utilizará como valor de σ'_{vo} , la presión vertical efectiva a una profundidad igual a veinte diámetros.

El factor f_D tiene en cuenta el efecto del diámetro del pilote en el coeficiente de capacidad de carga, y puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$f_D = 1 - \frac{1}{3} \cdot D \geq \frac{2}{3} \quad (D \text{ en metros})$$

La resistencia unitaria por **fuste** puede tomarse igual a:

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

donde: τ_f = Resistencia unitaria por fuste al nivel considerado.

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.

Cuando no se disponga de información fehaciente, acerca de los valores de K_o , y/o del ángulo δ , se puede suponer:

$$K_o \cdot \text{tg} \delta = 0,3$$

En este contexto los resultados obtenidos de resistencias unitarias de punta y fuste son los siguientes:

	Prof.	Fuste	Punta r_p			
	m	r_f	D = 0,5 m	D = 0,7 m	D = 1,0 m	D = 1,2 m
Nivel 1	2,4 – 5,0	14,0 kPa	-	-	-	-
Nivel 2	5,0 – 19,0	58,9 kPa	-	-	-	-
Nivel 3	19,0 – 25,0	143,9 kPa (90 kPa)	7,2 MPa	6,6 MPa	5,8 MPa	5,8 MPa

4.5. EXCAVACIÓN

Como se ha visto anteriormente, se tiene en proyecto realizar una excavación de 5,1 m de profundidad aproximadamente, medido desde la cota del solar. En dicha excavación se

cortarán los materiales del nivel 1, por lo que para la ejecución de los taludes provisionales a la hora de realizar la excavación y construcción de los muros del sótano, se recomienda la ejecución de los taludes mediante bataches para evitar posibles inestabilidades puntuales, a criterio de la Dirección Técnica de la obra.

Se pueden tomar los siguientes parámetros de corte del terreno para el dimensionamiento de los muros:

Nivel	Cohesión c'	Ángulo de rozamiento Interno ϕ	Peso específico Aparente γ_{ap}
1	0 - 10 kPa	32°	23 kN/m ³

Para el cálculo de los empujes sobre muros verticales, en terrenos horizontales y considerando un ángulo de rozamiento muro-terreno nulo se tienen los siguientes valores:

Nivel	ϕ'	Coefficiente de empuje reposo K_0	Coefficiente empuje activo K_a	Coefficiente empuje pasivo K_p
1	32°	0,47	0,31	3,25

4.6. ACELERACIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO (NCSE-02)

Según la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02, la aceleración sísmica de cálculo, a_c , se define como el producto:

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

donde:

a_b : aceleración sísmica básica.

ρ : coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el período de vida para el que se proyecta la construcción. Toma los siguientes valores:

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

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

- para $\rho \cdot a_b \leq 0,1g$ $S = \frac{C}{1,25}$

- para $0,1g < \rho \cdot a_b < 0,4g$ $S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \cdot \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$

- para $0,4g \leq \rho \cdot a_b$ $S = 1,0$

siendo:

C: coeficiente del terreno. Depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación. En caso de que el terreno sea de un solo tipo en los 30 primeros metros bajo la superficie, su valor viene tabulado, mientras que si aparecen distintos tipos se adoptará como valor de C el valor medio obtenido al ponderar los coeficientes C_i de cada estrato con su espesor e_i , en metros, mediante la expresión:

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

Según la norma NCSE-02, los terrenos se clasifican en los siguientes tipos:

Tipo de terreno	Definición	Coficiente C
Terreno tipo I	Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s > 750$ m/s.	1,0
Terreno tipo II	Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $750 \text{ m/s} \geq v_s > 400$ m/s.	1,3
Terreno tipo III	Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200$ m/s.	1,6
Terreno tipo IV	Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s \leq 200$ m/s.	2,0

Santo Ángel (Murcia) se instala en la zona alta del Mapa de Peligrosidad Sísmica ($0,12g \leq a_b < 0,16g$), calificada concretamente con una aceleración sísmica básica, a_b , de:

POBLACIÓN	ACELERACIÓN SÍSMICA BÁSICA, a_b
Murcia	0,15g

La norma NCSE-02 determina que el valor del coeficiente C debe obtenerse para los 30 primeros metros debajo de la superficie. Dado que no se tiene información más allá de la profundidad alcanzada por los sondeos, no es posible determinar con absoluta seguridad el tipo de terreno para dicho tramo. No obstante, si suponemos que el terreno continúa de forma homogénea hasta 30 metros de profundidad se obtienen los siguientes resultados:

PROF.	ESPESOR	N _{SPT}	N _{DPSH}	TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE C
0,0 – 2,4 m	2,4 m	-	-	IV	2,0
2,4 – 5,0 m	2,6 m	4 - 19	16	III	1,6
5,0 – 19,0 m	14,0 m	3 - 5	5	IV	2,0
19,0 – 30,0 m	11,0 m	26	22	III	1,6
COEFICIENTE C DEL TERRENO					1,82

Dado el tipo de edificación y el tipo de terreno se obtienen los siguientes resultados:

ACELERACIÓN SÍSMICA BÁSICA a_b	ρ	C	S	ACELERACIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO a_c
0,15g	1,0	1,82	1,38	0,207g

4.7. OTRAS CONSIDERACIONES

- En el momento de la redacción del presente informe se desconocen los datos referentes a la instalación de la grúa (dimensiones, momento nominal considerado, carga vertical, etc.) por lo que corresponde al Director Técnico redactor del proyecto para el cumplimiento de la ITC MIE-AEM 2 la responsabilidad sobre la forma de utilización de los resultados aportados en este Estudio Geotécnico.
- Deberán de adecuarse los procesos de excavación y hormigonado para minimizar cuanto sea posible las variaciones de humedad del terreno. No es conveniente dejar el fondo de excavación expuesto a las inclemencias meteorológicas por tiempo prolongado ya que podrían verse modificadas las características geotécnicas del terreno.
- El terreno no presentará dificultad a la excavación, por lo que no será necesario la utilización de maquinaria especial para la excavación del replanteo de la cimentación (martillo hidráulico, etc), a excepción del tramo de costra carbonatada.
- Dado el conocimiento que se tiene de la zona y el tipo de terreno que aparece en el solar, no es previsible que se produzcan problemas de expansividad por cambios de volumen debidos a variaciones en la humedad del terreno.

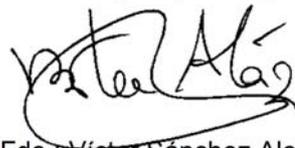
CAPÍTULO 5. CONSIDERACIONES FINALES

El terreno estudiado presenta unas características particulares, a partir de las cuales, junto a las observaciones de campo y los perfiles obtenidos, podemos deducir lo siguiente:

CONCLUSIONES		
TERRENO	Agresividad Sulfatos Terreno	No agresivo
	Expansividad	No
	Nivel Freático	-5,4 m
	Agresividad Agua	Qa – Ataque débil
	Ripabilidad y Excavabilidad	Sin dificultad
CIMENTACIÓN	Tipo Cimentación	Losa armada
	Cota de Apoyo	-5,1 m <small>(respecto de la rasante del solar)</small>
	Presión Vertical Neta Admisible	42 kPa <small>(0,42 kg/cm²)</small>
	Presión Vertical Bruta Admisible	-5,1 m 159 kPa <small>(1,59 kg/cm²)</small>
	Asiento	4,9 cm
	Coefficiente de Permeabilidad	$k_z = 10^{-2} - 10^{-5} \text{ m/s}$
	Módulo de Balasto	$k_{30} = 70 - 120 \text{ MN/m}^3$
	Aceleración Sísmica Básica	$a_b = 0,15\text{g}$ <small>(según NCSE-02)</small>
	Coefficiente C	1,82
	Aceleración Sísmica de Cálculo	$a_c = 0,207\text{g}$ <small>(según NCSE-02)</small>

Para concluir, decir que se han realizado prospecciones puntuales, por lo que es posible que se den variaciones litológicas lateral y/o verticalmente, con la consiguiente variación de las propiedades geomecánicas. El modelo geotécnico expuesto no es más que una interpretación razonable según el estado actual de la técnica, a nuestro leal saber y entender. Por todo ello, la Dirección de la Obra deberá tomar las medidas que considere necesarias en cada momento y en función de la situación.

Cartagena, 20 de julio de 2017



Fdo.: Víctor Sánchez Alcazar
Colegiado nº 5.757 del I.C.O.G.
Geólogo

APÉNDICE 1. ENSAYOS DE CAMPO

LABORATORIOS HORYSU	CLIENTE: PROY. Y CONSTR. PÉREZ CÁNOVAS E HIJOS, S.A.	REF.:
	OBRA: VMS, C/ PICO DEL ÁGUILA	307.992
	LOCALIDAD: SANTO ÁNGEL (MURCIA)	

SONDEO: S-1	X:	OPERARIO: ANTONIO BLEDA	FECHA INICIO:	23/05/2017
	Y:	AYUDANTE: DANIEL IBÁÑEZ	FECHA FINAL:	23/05/2017
	Z:	GEÓLOGO: VÍCTOR SÁNCHEZ ALCÁZAR		

COLUMNA DE SONDEO														
ESCALA	Φ (mm)	BATERIA	ESTRATIGRAF.	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA	NIVEL FREÁTICO (m)	PROFUNDIDAD (m)	MUESTRA / GOLPEO					c _v (kgf/cm ²)	OTROS	
							TIPO	GOLPEO						N ₃₀
				Rellenos antrópicos		0,5	12 m							
		S		Arcillas limosas			MI-1	6	3	3	2	4		
							3,0 m							
		S		Gravas y arenas con finos		4,0	SPT-1	9	9	10	11	19		
							3,6 m							
5,0					5,40		6,0 m							
		S					SPT-2	6	7	6	5	13		
							6,6 m							
		S		Arenas arcillosas		9,0	9,0 m	3	2	1	1	3		
							SPT-3							
		S					12,0 m							
							MI-1	2	2	3	3	3		
		S					12,6 m							
		S					15,0 m							
							SPT-4	2	2	1	2	3		
		S					15,6 m							
		S					18,0 m							
							SPT-5	2	3	2	2	5		
		S		Arcillas margosas		19,2	18,6 m							
		S												
		S												
		S												
20,0														
		S												
		S												
		S												
25,0														
		S					26,0 m							
							SPT-6	11	14	12	13	26		
							26,6 m							

BATERIA: S: SIMPLE D: DOBLE
 MUESTRA: SPT: ENSAYO DE PENETRACIÓN STÁNDAR MI: MUESTRA INALTERADA MC: MUESTRA DE CAJA
 MP: MUESTRA PARAFINADA SPP: ENSAYO SPT CON PUNTAZA CIEGA
 N₃₀: En caso de Muestra Inalterada, el valor de N₃₀ es el obtenido aplicando un factor de correlación con el SPT de 0,6

LABORATORIOS HORYSU	CLIENTE: PROY. Y CONSTR. PÉREZ CÁNOVAS E HIJOS, S.A.	REF.:
	OBRA: VIVS, C/ PICO DEL ÁGUILA	307.992
	LOCALIDAD: SANTO ÁNGEL (MURCIA)	

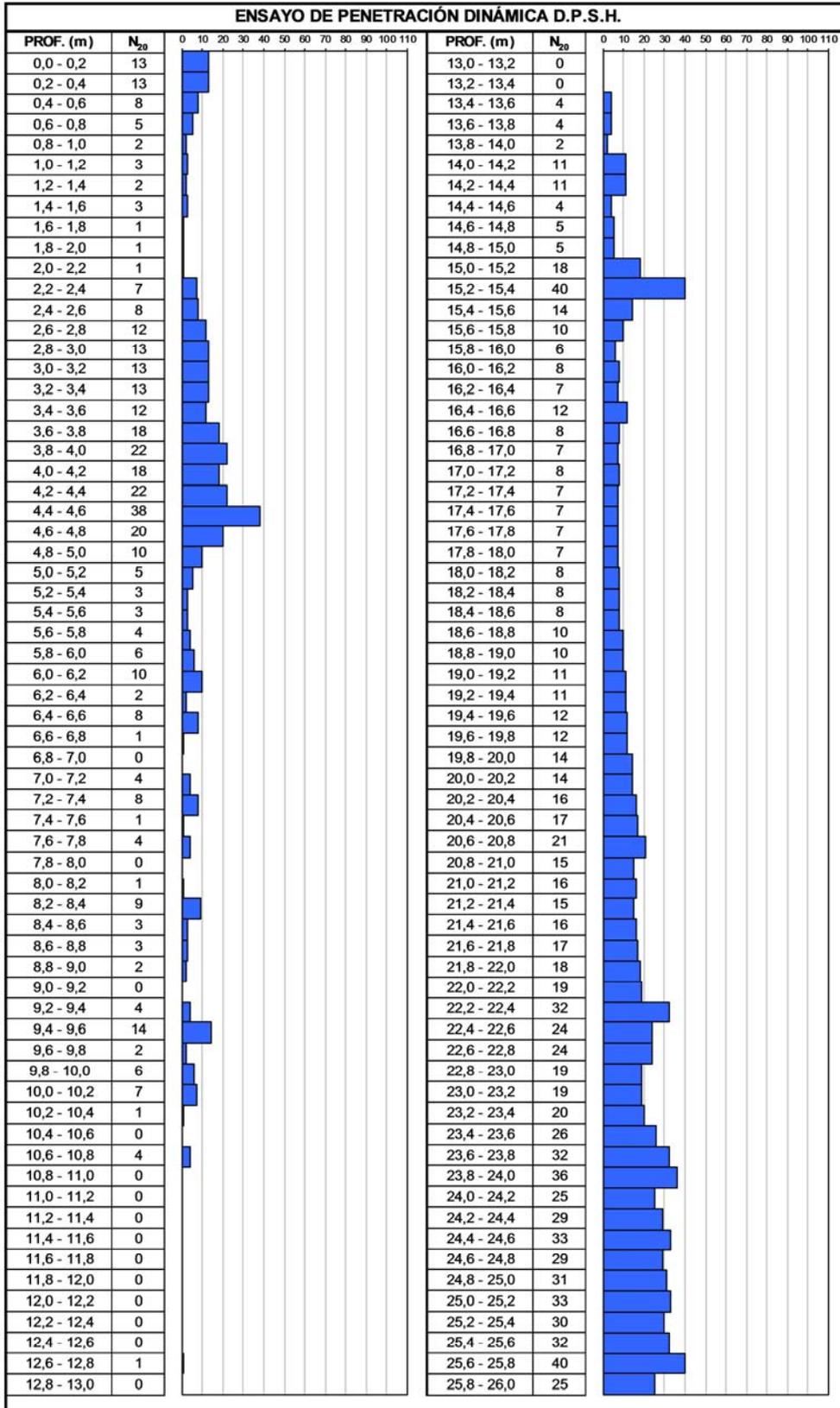
SONDEO: S-2	X:	OPERARIO: ANTONIO BLEDA	FECHA INICIO:	23/05/2017
	Y:	AYUDANTE: DANIEL IBÁÑEZ	FECHA FINAL:	23/05/2017
	Z:	GEÓLOGO: VÍCTOR SÁNCHEZ ALCÁZAR		

COLUMNA DE SONDEO													
ESCALA	Φ (mm)	BATERÍA	ESTRATIGRAF.	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA	NIVEL FREÁTICO (m)	PROFUNDIDAD (m)	MUESTRA / GOLPEO					OTROS	
							TIPO	GOLPEO					N ₃₀
				Rellenos antrópicos									
		S				2,4							
		S		Gravas y arenas			3,0 m						
		S					MI-1	12	12	15	23	16	
		S					3,6 m						
5,0					5,40		6,0 m						
						6,6	SPT-1	3	3	2	2	5	
							6,6 m						
10,0													
15,0													
20,0													
25,0													

BATERÍA:	S: SIMPLE D: DOBLE
MUESTRA:	SPT: ENSAYO DE PENETRACIÓN STÁNDAR MI: MUESTRA INALTERADA MC: MUESTRA DE CAJA MP: MUESTRA PARAFINADA SPP: ENSAYO SPT CON PUNTAZA CIEGA
	N ₃₀ : En caso de Muestra Inalterada, el valor de N ₃₀ es el obtenido aplicando un factor de correlación con el SPT de 0,6

LABORATORIOS HORYSU	CLIENTE: PROY. Y CONSTR. PÉREZ CÁNOVAS E HIJOS, S.A.	REF.:
	OBRA: VIVIENDA PICO DEL ÁGUILA	307.992
	LOCALIDAD: SANTO ÁNGEL (MURCIA)	

P-1	SONDISTA: ANTONIO BLEDA	FECHA INICIO: 23/05/2017
	AYUDANTE: ANTONIO MONTORO	FECHA FINAL: 23/05/2017
	GEÓLOGO: VÍCTOR SÁNCHEZ ALCÁZAR	



SONDEO S-1

Cliente: P. y C. Pérez Cánovas	Fecha: 23/05/17	Operario: Daniel Ibáñez
Obra: Vivs., Santo Ángel (Murcia)	Cota: Rasante solar	Expediente: 304.485



ENSAYO DE PENETRACIÓN P-1

Cliente: P. y C. Pérez Cánovas	Fecha: 23/05/17	Operario: Daniel Ibáñez
Obra: Vivs., Santo Ángel (Murcia)	Cota: Rasante solar	Expediente: 304.485



SONDEO S-2

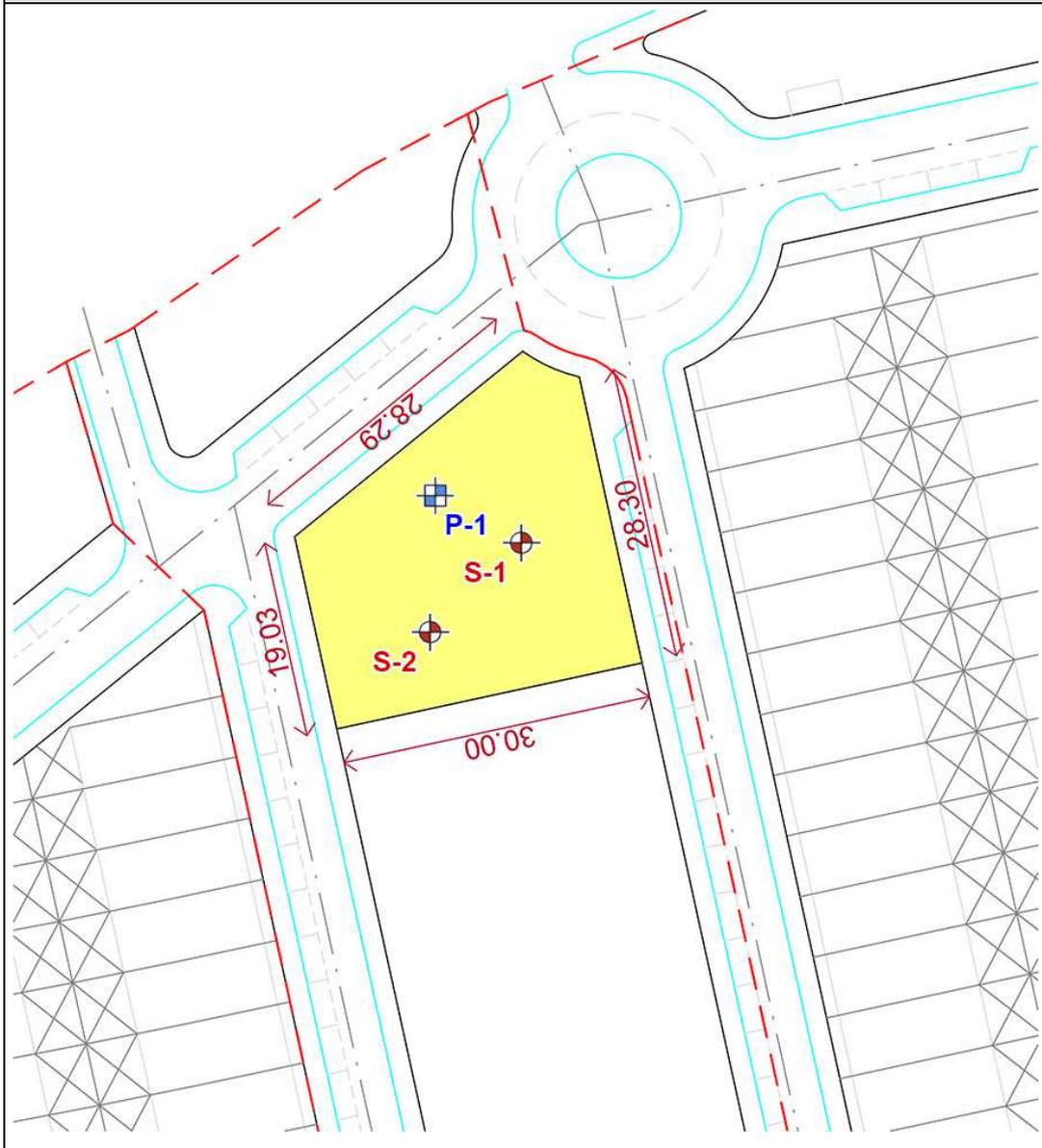
Cliente: P. y C. Pérez Cánovas	Fecha: 23/05/17	Operario: Daniel Ibáñez
Obra: Vivs., Santo Ángel (Murcia)	Cota: Rasante solar	Expediente: 304.485

**CAJAS SONDEO S-2**

CAJAS SONDEO S-1



PLANO DE SITUACIÓN DE PUNTOS DE ENSAYO



APÉNDICE 3. ACTAS DE LABORATORIO

LABORATORIOS HORYSU

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DE UN SUELO EN EDÓMETRO. UNE 103 405: 1994

P. Y.C. PÉREZ CÁNOVAS
VIVS., SANTO ÁNGEL

Ref.: 307.887
Muestra: MM-1

Sondeo: S-2
Cota (m): 14,00 - 14,20

Inicio: 13-05-17
Fin: 30-05-17

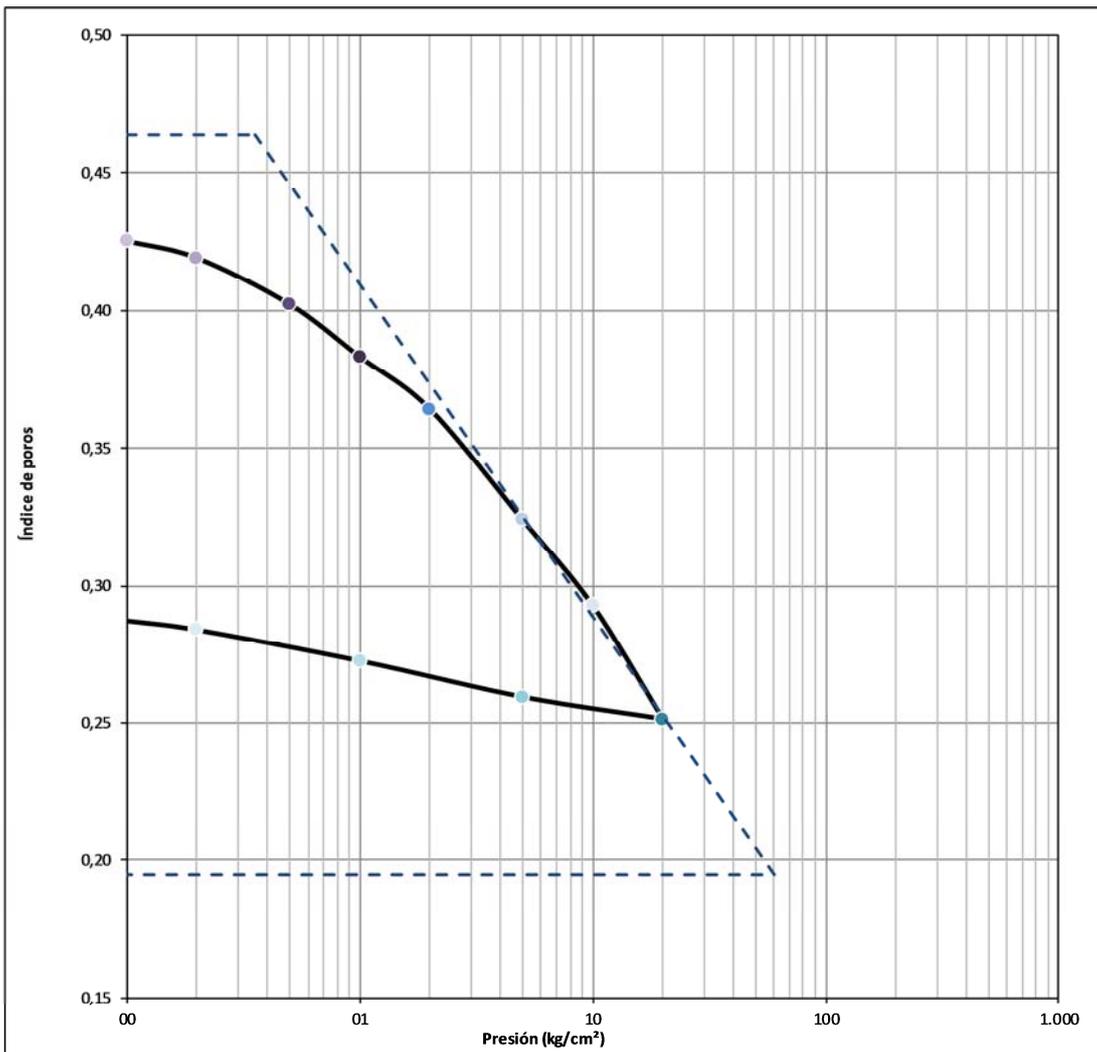
DATOS DEL ENSAYO

Diámetro de la muestra	50,50	mm
Altura de la muestra	20,00	mm
Humedad inicial	18,70	%
Humedad final	12,17	%
Peso específico partículas	2,68	gr/cm ³
Grado de sat. inicial	99,1	%
Grado de sat. final	Sat.	%
Densidad húmeda inicial	2,21	gr/cm ³
Densidad seca inicial	1,83	gr/cm ³
Densidad húmeda final	2,37	gr/cm ³
Densidad seca final	2,08	gr/cm ³
Índice de poros inicial e ₀	0,4636	
Índice de Compresión C _c	0,1203	
Índice de entumecimiento C _s	0,0161	
Presión de preconsolidación P _p		kg/cm ²

RESULTADOS DEL ENSAYO

Presión (Kg/cm ²)	ΔL (mm)	Hf (mm)	e _i
0,0	0,000	20,000	0,46363
0,1	0,525	19,475	0,42521
0,2	0,610	19,390	0,41899
0,5	0,840	19,160	0,40216
1,0	1,100	18,900	0,38313
2,0	1,360	18,640	0,36411
5,0	1,910	18,090	0,32386
10,0	2,335	17,665	0,29275
20,0	2,900	17,100	0,25141
5,0	2,790	17,210	0,25946
1,0	2,610	17,390	0,27263
0,2	2,455	17,545	0,28397
0,1	2,410	17,590	0,28727

Observaciones:



LABORATORIOS HORYSU **ESFUERZO CORTANTE DE UNA MUESTRA DE SUELO EN LA CAJA DE CORTE DIRECTO. ENSAYO NO CONSOLIDADO-NO DRENADO**

Referencia: **PROY. Y CONSTR. PÉREZ CÁNOVAS, SANTO ÁNGEL (MURCIA)** UNE 103401:1998

Obra: **307.992** Muestra: **2.435** Sondeo: **S-1** Cota: **19,60 - 19,80 m**

DATOS GENERALES DE LA MUESTRA. CAJA DE CORTE REDONDA

Caja de Corte Cuadrada Redonda

Tipo de Muestra Inalterada Amasada

Relación de palanca 10:1

Cte. Anillo A B Diámetro ϕ 5,0 cm Punto 1 2 kg

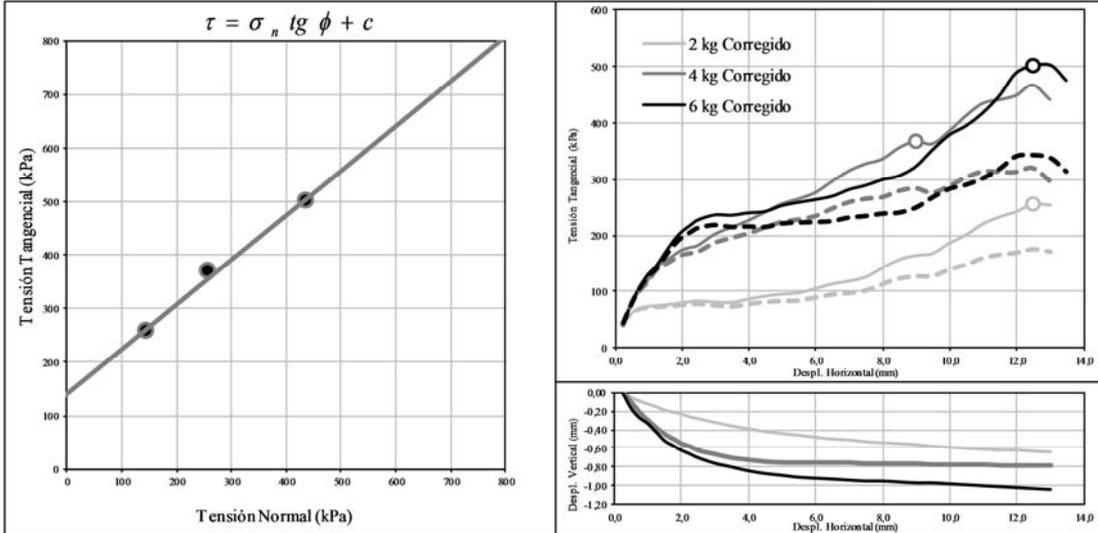
Tracción Área A 19,63 cm² Punto 2 4 kg

Compresión 0,1772 Velocidad 0,500 mm/min Punto 3 6 kg

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Tiempo Sentido marcha	Carga normal: 2 kg			Carga normal: 4 kg			Carga normal: 6 kg		
	Despl. Horiz.	Carga Horiz.	Despl. Vert.	Despl. Horiz.	Carga Horiz.	Despl. Vert.	Despl. Horiz.	Carga Horiz.	Despl. Vert.
0	0,00	0,0	0,00	0,00	0,0	0,00	0,00	0,0	0,00
1	0,49	61,1	-0,05	0,49	77,9	-0,11	0,50	79,7	-0,17
2	0,98	71,7	-0,12	0,98	116,9	-0,30	0,98	126,6	-0,33
3	1,51	73,5	-0,19	1,49	147,8	-0,45	1,50	162,9	-0,52
4	2,00	76,1	-0,23	1,98	164,7	-0,55	1,98	195,7	-0,62
5	2,49	77,9	-0,28	2,48	170,9	-0,62	2,48	213,4	-0,70
10	4,98	83,2	-0,44	4,97	224,0	-0,75	4,99	221,3	-0,89
15	7,49	101,8	-0,53	7,48	265,6	-0,76	7,48	234,6	-0,95
20	9,98	139,0	-0,59	9,98	288,6	-0,77	9,98	283,3	-0,98
25	12,48	175,3	-0,63	12,47	320,5	-0,78	12,45	343,5	-1,03
30									
35									
40									
45									
50									
	min	mm	kPa	mm	mm	kgf	mm	mm	kgf

DEFORMACIÓN VERTICAL Y HORIZONTAL



RESISTENCIA AL CORTE SIN DRENAJE

	2 kg	4 kg	6 kg		
Tensión tang. Rotura correg.	255,64	367,67	500,74	kPa	Cohesión (S _u) 141,23 kPa
Tensión normal Rotura correg.	145,87	258,85	437,60	kPa	Ángulo roz. 39,7°

OTROS PARÁMETROS

	2 kg	4 kg	6 kg		
Densidad Húmeda	2,22	2,19	2,23	gr/cm ³	Índ. Huecos Inicial 0,46320 0,48011 0,45624
Densidad Seca	Inicial 1,83	1,81	1,84	gr/cm ³	Índ. Huecos Final 0,50142 0,52723 0,51806
Humedad	17,46	14,30	13,62	%	

CODIGO ACTA	Nº PRESUPUESTO	Nº EXPEDIENTE	MUESTRA	FECHA DE ACTA
1	307992	304485	.2017/2434	31/05/2017

GT047, GT076, GT051, GT049, GT054

Ensayo de determinación de la Humedad S/NLT-102/91, UNE-103300/93, Ensayo de determinación de Densidad Húmeda y Seca S/UNE 103301/94, Ensayo de determinación de Granulometría por Tamizado S/UNE 103101/95, Ensayo de determinación de los Límites de Atterberg S/NLT-105,106/91, UNE-103103/94, UNE-103104/93, Ensayo de determinación de Sulfatos Solubles en agua

ACTA DE RESULTADOS 2017/6528

DESTINATARIO

PROYECTOS Y CONSTRUCCIONES PEREZ CANOVAS E HIJOS SA
 AVDA. JUAN CARLOS I, Nº 21
 30151-SANTO ANGEL
 Murcia

Obra: E.G.VIVIENDAS
 C/PICO DEL AGUILA, SANTO ÁNGEL

Peticionario: PROYECTOS Y CONSTRUCCIONES PEREZ CANOVAS E HIJOS SA

Fecha recepción: 23/05/2017

Inicio/Fin de ensayos: 24/05/2017 / 30/05/2017

RESULTADOS DEL ENSAYO

Material: MUESTRA GEOTECNICA, S-1 SPT-2 COTA 6.00 - 6.60m.

Ensayo GT047.- Ensayo de determinación de la Humedad

Humedad Natural	%	11.33
-----------------	---	-------

Ensayo GT076.- Ensayo de determinación de Densidad Húmeda y Seca

DENSIDAD HÚMEDA

Densidad Aparente Húmeda	gr/cm ³	2.43
--------------------------	--------------------	------

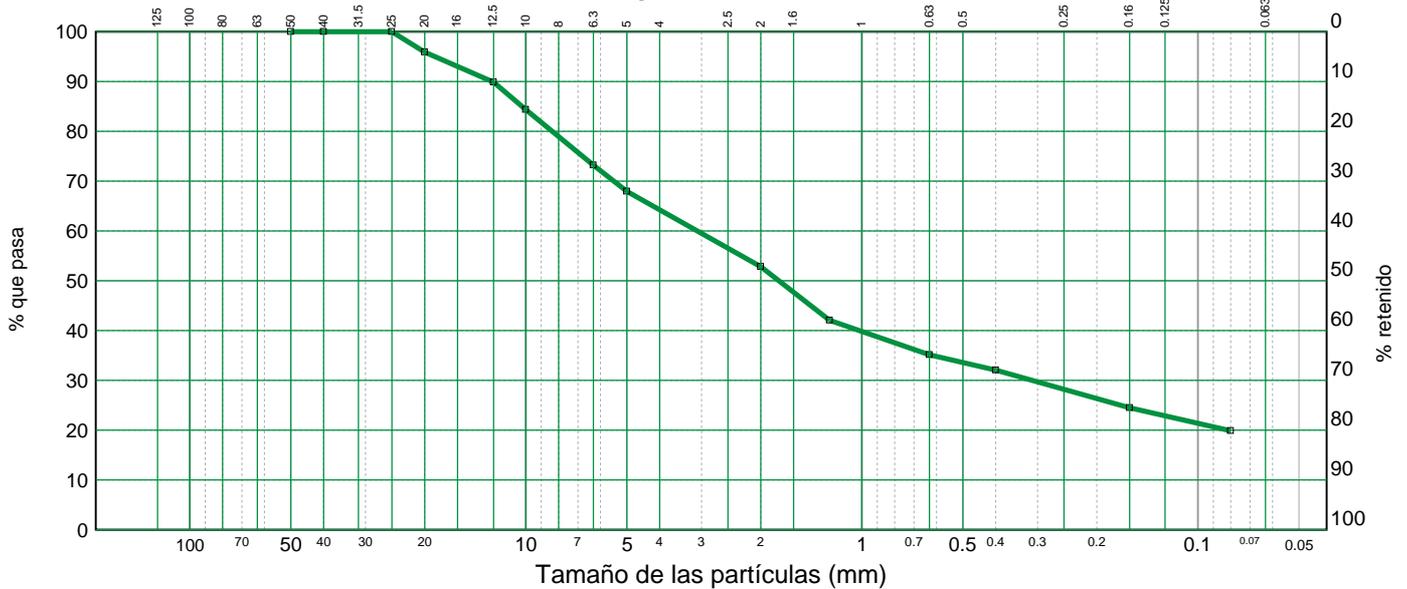
DENSIDAD SECA

Densidad Aparente Seca	gr/cm ³	2.18
------------------------	--------------------	------

Ensayo GT051.- Ensayo de determinación de Granulometría por Tamizado

Tamiz (mm)	50	40	25	20	12.5	10	6.3	5	2	1.25	0.63	0.4	0.16	0.08
Pasa (%)	100	100	100	96	90	84	73	68	53	42	35	32	24	19.8

Curva granulométrica



HORYSU INVERSIONES DE MURCIA, S.L
 Vº B. DIRECTOR TECNICO.

Copias enviadas a:
 PROYECTOS Y CONSTRUCCIONES PEREZ CANOVAS E HIJOS SA

HORYSU INVERSIONES DE MURCIA, S.L
 TECNICO RESPONSABLE

[Firma manuscrita]

[Firma manuscrita]

CARLOS PEDREÑO CARRASCO

Cartaena, 31/05/2017
 Laboratorios HORYSU, S.L

VICTOR SANCHEZ ALCAZAR

CODIGO ACTA	Nº PRESUPUESTO	Nº EXPEDIENTE	MUESTRA	FECHA DE ACTA
1	307992	304485	.2017/2434	31/05/2017

GT047, GT076, GT051, GT049, GT054

Ensayo de determinación de la Humedad S/NLT-102/91, UNE-103300/93, Ensayo de determinación de Densidad Húmeda y Seca S/UNE 103301/94, Ensayo de determinación de Granulometría por Tamizado S/UNE 103101/95, Ensayo de determinación de los Límites de Atterberg S/NLT-105,106/91, UNE-103103/94, UNE-103104/93, Ensayo de determinación de Sulfatos Solubles en agua

ACTA DE RESULTADOS 2017/6528

DESTINATARIO

Obra: E.G.VIVIENDAS
 C/PICO DEL AGUILA, SANTO ÁNGEL

Peticionario: PROYECTOS Y CONSTRUCCIONES PEREZ CANOVAS E HIJOS SA

Fecha recepción: 23/05/2017

Inicio/Fin de ensayos: 24/05/2017 / 30/05/2017

PROYECTOS Y CONSTRUCCIONES PEREZ CANOVAS E HIJOS SA
 AVDA. JUAN CARLOS I, Nº 21
 30151-SANTO ANGEL
 Murcia

RESULTADOS DEL ENSAYO

Material: MUESTRA GEOTECNICA, S-1 SPT-2 COTA 6.00 - 6.60m.

Ensayo GT049.- Ensayo de determinación de los Límites de Atterberg

Límite líquido	18.3
Límite plástico	15.0
Índice de plasticidad	3.3

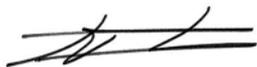
Ensayo GT054.- Ensayo de determinación de Sulfatos Solubles en agua

%SO4=	%	0.0292
mg/kg SO4=	mg/kg	292

HORYSU INVERSIONES DE MURCIA, S.L.
 Vº B. DIRECTOR TECNICO.

Copias enviadas a:
 PROYECTOS Y CONSTRUCCIONES PEREZ CANOVAS E HIJOS SA

HORYSU INVERSIONES DE MURCIA, S.L.
 TECNICO RESPONSABLE



CARLOS PEDREÑO CARRASCO



VICTOR SANCHEZ ALCAZAR

Cartaena. 31/05/2017
 Laboratorios HORYSU, S.L.

CODIGO ACTA	Nº PRESUPUESTO	Nº EXPEDIENTE	MUESTRA	FECHA DE ACTA
2	307992	304485	.2017/2435	31/05/2017

GT047, GT076, GT051, GT049, GT054

Ensayo de determinación de la Humedad S/NLT-102/91, UNE-103300/93, Ensayo de determinación de Densidad Húmeda y Seca S/UNE 103301/94, Ensayo de determinación de Granulometría por Tamizado S/UNE 103101/95, Ensayo de determinación de los Límites de Atterberg S/NLT-105,106/91, UNE-103103/94, UNE-103104/93, Ensayo de determinación de Sulfatos Solubles en agua

ACTA DE RESULTADOS 2017/6532

DESTINATARIO

PROYECTOS Y CONSTRUCCIONES PEREZ CANOVAS E HIJOS SA
 AVDA. JUAN CARLOS I, Nº 21
 30151-SANTO ANGEL
 Murcia

Obra: E.G.VIVIENDAS
 C/PICO DEL AGUILA, SANTO ÁNGEL
 Peticionario: PROYECTOS Y CONSTRUCCIONES PEREZ CANOVAS E HIJOS SA
 Fecha recepción: 23/05/2017
 Inicio/Fin de ensayos: 26/05/2017 / 30/05/2017

RESULTADOS DEL ENSAYO

Material: MUESTRA GEOTECNICA, S-1 MM-1 COTA 19.60 - 19.80m.

Ensayo GT047.- Ensayo de determinación de la Humedad

Humedad Natural	%	17.87
-----------------	---	-------

Ensayo GT076.- Ensayo de determinación de Densidad Húmeda y Seca

DENSIDAD HÚMEDA

Densidad Aparente Húmeda	gr/cm ³	2.17
--------------------------	--------------------	------

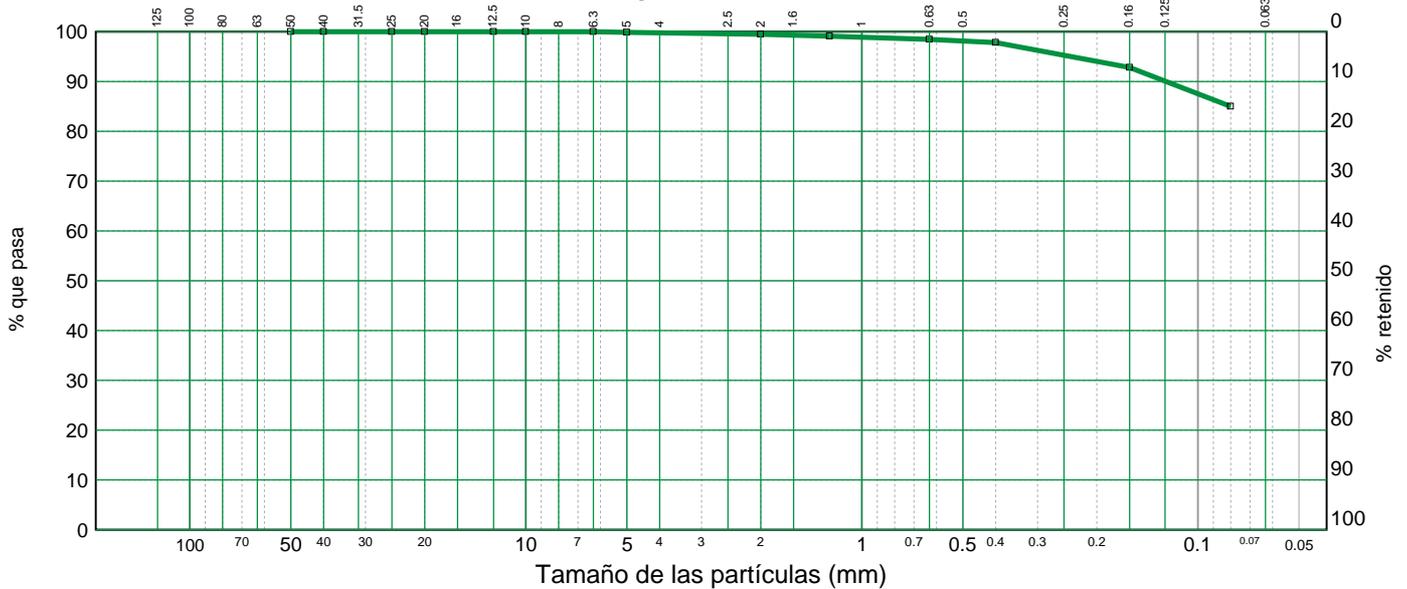
DENSIDAD SECA

Densidad Aparente Seca	gr/cm ³	1.84
------------------------	--------------------	------

Ensayo GT051.- Ensayo de determinación de Granulometría por Tamizado

Tamiz (mm)	50	40	25	20	12.5	10	6.3	5	2	1.25	0.63	0.4	0.16	0.08
Pasa (%)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	99	98	98	93	85.0

Curva granulométrica



HORYSU INVERSIONES DE MURCIA, S.L
 Vº B. DIRECTOR TECNICO.

Copias enviadas a:
 PROYECTOS Y CONSTRUCCIONES PEREZ CANOVAS E HIJOS SA

HORYSU INVERSIONES DE MURCIA, S.L
 TECNICO RESPONSABLE

CARLOS PEDREÑO CARRASCO

Cartaena, 31/05/2017
 Laboratorios HORYSU, S.L

VICTOR SANCHEZ ALCAZAR

CODIGO ACTA	Nº PRESUPUESTO	Nº EXPEDIENTE	MUESTRA	FECHA DE ACTA
2	307992	304485	.2017/2435	31/05/2017

GT047, GT076, GT051, GT049, GT054

Ensayo de determinación de la Humedad S/NLT-102/91, UNE-103300/93, Ensayo de determinación de Densidad Húmeda y Seca S/UNE 103301/94, Ensayo de determinación de Granulometría por Tamizado S/UNE 103101/95, Ensayo de determinación de los Límites de Atterberg S/NLT-105,106/91, UNE-103103/94, UNE-103104/93, Ensayo de determinación de Sulfatos Solubles en agua

ACTA DE RESULTADOS 2017/6532

DESTINATARIO

Obra: E.G.VIVIENDAS
 C/PICO DEL AGUILA, SANTO ÁNGEL

Peticionario: PROYECTOS Y CONSTRUCCIONES PEREZ CANOVAS E HIJOS SA

Fecha recepción: 23/05/2017

Inicio/Fin de ensayos: 26/05/2017 / 30/05/2017

PROYECTOS Y CONSTRUCCIONES PEREZ CANOVAS E HIJOS SA
 AVDA. JUAN CARLOS I, Nº 21
 30151-SANTO ANGEL
 Murcia

RESULTADOS DEL ENSAYO

Material: MUESTRA GEOTECNICA, S-1 MM-1 COTA 19.60 - 19.80m.

Ensayo GT049.- Ensayo de determinación de los Límites de Atterberg

Límite líquido	24.1
Límite plástico	16.6
Índice de plasticidad	7.5

Ensayo GT054.- Ensayo de determinación de Sulfatos Solubles en agua

%SO4=	%	0.0615
mg/kg SO4=	mg/kg	615

Página 2/2

HORYSU INVERSIONES DE MURCIA, S.L.
 Vº B. DIRECTOR TECNICO.

Copias enviadas a:
 PROYECTOS Y CONSTRUCCIONES PEREZ CANOVAS E HIJOS SA

HORYSU INVERSIONES DE MURCIA, S.L.
 TECNICO RESPONSABLE



CARLOS PEDREÑO CARRASCO

Cartaena. 31/05/2017
 Laboratorios HORYSU, S.L.



VICTOR SANCHEZ ALCAZAR

CODIGO ACTA	Nº PRESUPUESTO	Nº EXPEDIENTE	MUESTRA	FECHA DE ACTA
3	307992	304485	.2017/2436	10/07/2017

GT093

Ensayo de Compresión Simple S/UNE 103400/93, UNE 22950-1/90

ACTA DE RESULTADOS 2017/8279

DESTINATARIO

PROYECTOS Y CONSTRUCCIONES PEREZ CANOVAS E HIJOS SA
 AVDA. JUAN CARLOS I, Nº 21
 30151-SANTO ANGEL
 Murcia

Obra: E.G.VIVIENDAS
 C/PICO DEL AGUILA, SANTO ÁNGEL

Peticionario: PROYECTOS Y CONSTRUCCIONES PEREZ CANOVAS E HIJOS SA

Fecha recepción: 23/05/2017

Inicio/Fin de ensayos: 24/05/2017 / 24/05/2017

RESULTADOS DEL ENSAYO

Material: MUESTRA GEOTECNICA, S-1 MM-2 COTA 25.20 - 25.40m.

Ensayo GT093.- Ensayo de Compresión Simple

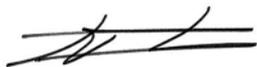
Resistencia a Compresión Simple - UNE 103400:1993		
Dimensiones de la Probeta		
Altura	cm	15.522
Diámetro	cm	6.123
Humedad y Densidad		
Humedad probeta	%	24.13
Densidad Húmeda	gr/cm ³	2.05
Densidad Seca	gr/cm ³	1.65
Resistencia a Compresión Simple		
Resistencia	kPa	134.7
Deformación	%	15.0
Consistencia		Firme

Página 1/1

HORYSU INVERSIONES DE MURCIA, S.L.
 Vº B. DIRECTOR TECNICO.

Copias enviadas a:
 PROYECTOS Y CONSTRUCCIONES PEREZ CANOVAS E HIJOS SA

HORYSU INVERSIONES DE MURCIA, S.L.
 TECNICO RESPONSABLE



CARLOS PEDREÑO CARRASCO

Cartaena, 10/07/2017
 Laboratorios HORYSU, S.L.



VICTOR SANCHEZ ALCAZAR