



DATOS DEL INFORME	
CÓDIGO ORDEN	FECHA:
2994/1010	22/03/2011
DATOS DE LA OBRA	
UNIDAD DE OBRA:	AMPLIACIÓN COLEGIO
DIRECCIÓN:	C/ ASTURIAS
POBLACIÓN:	DOLORES DE PACHECO
PROVINCIA:	MURCIA
DATOS DEL PROMOTOR	
NOMBRE / RAZÓN SOCIAL:	AYUNTAMIENTO DE TORRE-PACHECO
DIRECCIÓN:	C/ ANICETO LEÓN, Nº8
POBLACIÓN:	30700 TORRE-PACHECO
PROVINCIA:	MURCIA
TEL.:	968.577.108 / 968.577.766

FORTE INGENIERÍA TÉCNICA, S.L.
C/ Castillo Los Moros, manzana 17
Pol.Ind. Base 2000-San Martín, Ap. Correos 494
30.564 Lorquí (Murcia)
☎: **Tel. 968.67.68.70**
Fax: 968.67.68.70
E-mail: info@forteingenieria.es
www.forteingenieria.es
www.estudiosgeotecnicos.es

LABORATORIO HABILITADO PARA LA REALIZACIÓN DE ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN R.D. 410/2010



ÍNDICE

1.	ANTECEDENTES Y OBJETO.....	3
1.1.	CAMPAÑA DE RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO DEL TERRENO	3
1.2.	COTA DE INICIO DE LOS TRABAJOS DE CAMPO	3
1.3.	INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA	4
2.	TRABAJOS DE CAMPO	4
2.1.	ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA DPSH	4
2.2.	SONDEO MECÁNICO	6
2.2.1.	Cota de inicio de los sondeos.....	6
2.2.2.	Procedimiento operatorio.....	6
2.2.3.	Ensayos SPT del sondeo mecánico	7
2.2.4.	Ensayos de las muestras en Laboratorio de Mecánica de Suelos.....	8
3.	MARCO GEOLÓGICO GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO	10
3.1.	GEOLOGÍA REGIONAL	10
3.1.	ZONA GEOTÉCNICA	15
3.2.	HIDROLOGÍA E HIDROGEOLOGÍA.....	17
3.4.	GEOMORFOLOGÍA.....	19
3.5.	RIESGOS GEOLÓGICOS	19
4	CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS DEL TERRENO.....	20
4.1.	ESTRATIGRAFÍA LOCAL Y PERFILES GEOTÉCNICOS	20
4.2.	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS BÁSICAS	21
5	CONDICIONES DE CIMENTACIÓN.....	23
5.1.	TIPO DE CIMENTACIÓN.....	23
5.2.	CAPACIDAD PORTANTE Y CIMENTACIÓN PROPUESTA.....	24
5.3.	ASIENTOS PREVISIBLES	29
5.4.	INTERACCIONES CON EDIFICIOS PRÓXIMOS	29
5.5.	EXCAVABILIDAD Y CONDICIONES DE ESTABILIDAD.....	30
6.	ACELERACIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO	31
7.	OTRAS CONSIDERACIONES	33
7.1.	PROFUNDIDAD NIVEL FREÁTICO Y MARGEN DE VARIACIÓN	33
7.2.	AGRESIVIDAD	33
7.3.	EXPANSIVIDAD	33
7.4.	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD Y GRADO DE IMPERMEABILIDAD	34
8	RESUMEN Y CONCLUSIONES.....	35



ANEJOS

ANEJO -A.- PLANO DE SITUACIÓN Y ESQUEMA DE UBICACIÓN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

ANEJO B.- ENSAYO/S DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPESADA (DPSH)

B.1.- ACTA/S DE RESULTADOS DE ENSAYO/S DPSH

B.2.- REPORTAJE FOTOGRÁFICO

ANEJO -C.- SONDEO MECÁNICO

C.1.- ACTA/S DE RESULTADOS SONDEO MECÁNICO Y ENSAYOS

C.2.- REPORTAJE FOTOGRÁFICO

ANEJO -D.- ENSAYOS DE MUESTRAS EN LABORATORIO ACREDITADO

D.1.- ACTA/S DE RESULTADOS DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ANEJO -E.- GRÁFICOS DE LAS TENSIONES ADMISIBLES DEL TERRENO RESPECTO A LA PROFUNDIDAD.



1. ANTECEDENTES Y OBJETO

El presente trabajo ha sido llevado a cabo por encargo del **AYUNTAMIENTO DE TORRE-PACHECO**. La empresa **Forte Ingeniería Técnica, S.L.** es la encargada de realizar un estudio geotécnico del subsuelo de un solar de 546 m², situado en la C/ Asturias, en Dolores de Pacheco (Murcia), para la ampliación de un colegio. Corresponde, por tanto, al grupo de profesionales de **Forte Ingeniería Técnica, S.L.** el diseño de la campaña de reconocimiento geotécnico con objeto de determinar, con exactitud y garantía, las condiciones y parámetros del subsuelo, necesarios para la ejecución del proyecto.

El presente informe geotécnico, recoge todos los trabajos de campo y laboratorio, los resultados obtenidos y los parámetros geotécnicos que de ellos se deducen.

1.1. CAMPAÑA DE RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO DEL TERRENO

La campaña de reconocimiento geotécnico del terreno se ha llevado a cabo mediante la inspección visual de las características geológicas del solar y del entorno, la realización de **2 ensayos de penetración dinámica y 1 sondeo mecánico, realizados el 8 de marzo de 2011** con ensayos SPT y extracción de muestra inalterada.

1.2. COTA DE INICIO DE LOS TRABAJOS DE CAMPO

Las cotas de inicio de las mediciones de los trabajos de campo, son las que presentaba el solar en el momento de realizar los trabajos.

La cota de inicio de los trabajos de campo, se sitúa a 0 m con respecto a la rasante de la parcela (Ver cota 0,0 representada en los anejos de situación de los ensayos). La ubicación de cada uno de ellos se puede ver en sus anejos correspondientes.



1.3. INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA

Condiciones del entorno y antecedentes de cimentación

Se ha comprobado que **no existen problemas especiales en el entorno ni en las edificaciones existentes** que sea necesario tener en cuenta, ni antecedentes geológicos relevantes como fallas, fracturas, zonas de erosión o socavación, laderas inestables, etc.

La densidad de los reconocimientos realizados y la profundidad de estos se consideran suficientes al tener en cuenta los siguientes factores: tipo de importancia de la edificación u obra, superficie del solar, naturaleza del terreno y variabilidad de sus características. Se ha comprobado las recomendaciones al respecto establecidas por la normativa existente y publicaciones especializadas.

La forma geométrica del solar, donde se ubicará la edificación prevista es rectangular.

El solar es prácticamente plano sin desniveles sobre la rasante del terreno.

2. TRABAJOS DE CAMPO

2.1. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA DPSH

Se han realizado 2 ensayos de penetración dinámica, el 8 de marzo de 2011 según la Norma UNE EN ISO 22476-2-2008 y cuyos resultados se detallan en el Anejo B de este informe, y la profundidad corresponde a – 5.60 m (DPSH-1) y – 6.60 m (DPSH-2).

Según Terzaghi y Peck, para los diferentes materiales en función de los valores obtenidos en los SPT realizados obtenemos las siguientes clasificaciones:

Para materiales granulares y cohesivos:



Clasificación GRANULAR	Muy floja	Floja	Med.densa	Densa	Muy Densa	
N ₂₀ DPSH	< 2	2-5	5-15	15-25	>25	
Clasificación COHESIVO	Muy blanda	Blanda	Mod. firme	Firme	Muy firme	Dura
N ₂₀ DPSH	< 1	1-2	2-4	4-8	8-15	>15

Durante la ejecución de los DPSH se han obtenido los siguientes valores:

Prof. (m)	Valores N ₂₀ DPSH	Consistencia	Prof. (m)	Valores N ₂₀ DPSH	Consistencia
	(nº golpes/20 cm)			(nº golpes/20 cm)	
	Penetro-1 COTA DE INICIO 0,00			Penetro-2 COTA DE INICIO 0,00	
0,00-0,20	3	MOD. FIRME	0,00-0,20	3	FLOJA
0,20-0,40	5	FIRME	0,20-0,40	7	FIRME
0,40-0,60	5	FIRME	0,40-0,60	8	FIRME
0,60-0,80	5	FIRME	0,60-0,80	11	DURA
0,80-1,00	4	FIRME	0,80-1,00	14	DURA
1,00-1,20	5	FIRME	1,00-1,20	12	DURA
1,20-1,40	6	FIRME	1,20-1,40	11	DURA
1,40-1,60	8	FIRME	1,40-1,60	10	DURA
1,60-1,80	8	FIRME	1,60-1,80	9	DURA
1,80-2,00	7	FIRME	1,80-2,00	8	FIRME
2,00-2,20	6	FIRME	2,00-2,20	6	FIRME
2,20-2,40	7	FIRME	2,20-2,40	6	FIRME
2,40-2,60	6	FIRME	2,40-2,60	5	FIRME
2,60-2,80	7	FIRME	2,60-2,80	5	FIRME
2,80-3,00	6	FIRME	2,80-3,00	7	FIRME
3,00-3,20	7	FIRME	3,00-3,20	7	FIRME
3,20-3,40	7	FIRME	3,20-3,40	7	FIRME
3,40-3,60	5	FIRME	3,40-3,60	7	FIRME
3,60-3,80	7	FIRME	3,60-3,80	7	FIRME
3,80-4,00	7	FIRME	3,80-4,00	7	FIRME
4,00-4,20	7	FIRME	4,00-4,20	6	FIRME
4,20-4,40	8	FIRME	4,20-4,40	7	FIRME
4,40-4,60	7	FIRME	4,40-4,60	7	FIRME
4,60-4,80	7	FIRME	4,60-4,80	7	FIRME
4,80-5,00	16	DURA	4,80-5,00	7	FIRME
5,00-5,20	15	MUY FIRME	5,00-5,20	7	FIRME
5,20-5,40	13	MUY FIRME	5,20-5,40	8	FIRME
5,40-5,60	100	DURA	5,40-5,60	8	FIRME
			5,60-5,80	8	FIRME
			5,80-6,00	6	FIRME
			6,00-6,20	7	FIRME
			6,20-6,40	19	DURA
			6,40-6,60	100	DURA



En el Anejo E se presenta una representación gráfica de los valores de tensión admisible del terreno con la profundidad.

2.2. SONDEO MECÁNICO

2.2.1. Cota de inicio de los sondeos

Las cotas de inicio del sondeo, son las que presentaba el terreno en el momento de realizar los trabajos, sin que en el mismo se realizase ninguna labor previa de excavación. Únicamente se ha limpiado la superficie como se puede apreciar en el reportaje fotográfico. La cota de inicio del sondeo se sitúa a 0 m con respecto a la rasante de la parcela (Ver cota 0,00 representada en los planos de situación de los ensayos en los anejos). El sondeo mecánico y los ensayos de penetración se realizaron en los puntos señalados por el Director Técnico del estudio geotécnico, según muestra el croquis de situación

2.2.2. Procedimiento operatorio

La campaña de reconocimiento geotécnico del terreno se ha llevado a cabo mediante, la realización de un sondeo mecánico a rotación con recuperación continua de testigo, la inspección visual de las características geológicas de las cajas de testigo del terreno extraído de los sondeos, (toma de muestras del material perforado), y ensayos de laboratorio del material recuperado, debidamente preparado (parafinado) o tomamuestras normalizado de pared gruesa inalterada 75 mm.

La máquina utilizada para tal fin es de la marca y modelo Tecoinsa TP 30/LR. El trabajo ha consistido en **1 sondeo realizado el 8 de marzo de 2011**, para lo cual se ha dispuesto de un equipo de sondistas especialistas en sondeos geotécnicos. Los trabajos de sondeo se han realizado a rotación con recuperación continua de testigo.



El sondeo mecánico ha sido realizado mediante rotación, con batería de testigo tipo B, con un diámetro de 101 mm y 86 mm y con corona de widia.

La realización del mismo ha sido ejecutada por los medios propios de **Forte Ingeniería Técnica S.L.** Los trabajos han consistido en la perforación vertical, mediante el avance por rotación de una corona circular hueca, unida a una batería igualmente hueca en cuyo interior debe alojarse el testigo recuperado del avance de la perforación. El procedimiento de ejecución del sondeo se realizará según la Norma ASTM D-2113.

Más detalles de la realización del sondeo se adjuntan en el Anejo C de este informe.

2.2.3. Ensayos SPT del sondeo mecánico.

La realización de este ensayo se ha seguido aplicando la norma UNE EN ISO 22476-3:2006.

Según Terzaghi y Peck, para los diferentes materiales en función de los valores obtenidos en los SPT realizados obtenemos las siguientes clasificaciones:

Clasificación Para materiales granulares	Muy floja	Floja	Med. Densa	Densa	Muy Densa	
N spt.(30) Cuchara	< 4	4-10	10-30	30-50	>50	
N spt.(30) Puntaza	< 3	3-7	7-22	22-37	>37	
Clasificación Para materiales cohesivos	Muy blanda	Blanda	Mod. firme	Firme	Muy firme	Dura
N spt.(30) Cuchara	< 2	2-4	4-8	8-15	15-30	>30
N spt.(30) Puntaza	< 1	1-3	3-6	6-12	12-22	>22

Resultados del sondeo mecánico

Durante la ejecución del sondeo se ha extraído 1 muestra inalterada y se han realizado 4 ensayos SPT cuyas profundidades y golpes se detallan a continuación:



ENSAYO SONDEO 1	PROFUNDIDAD COTA DE INICIO: 0,00 m	Nº DE GOLPES	N ₃₀	Consistencia
2994/1010 S1 M.I 001	-0.60 a -1.20	7/10/14/15	14*	MUY FIRME
2994/1010 S1 SPT 001	-1.20 a -1.80	5/5/4/4	9	FIRME
2994/1010 S1 SPT 002	-3.00 a -3.60	3/5/6/8	11	FIRME
2994/1010 S1 SPT 003	-5.40 a -5.80	6/13/50R	50	DURA
2994/1010 S1 SPT 004	-7.50 a -8.10	9/15/26/36	41	DURA

*Debido al distinto tamaño de la cuchara se aplica un factor de correlación con el SPT de 0.6

2.2.4 Ensayos de las muestras en Laboratorio de Mecánica de Suelos.

Después de las inspecciones y los trabajos de campo, Área GTC, el responsable de este estudio geotécnico, ha confeccionado el plan de ensayos de laboratorio más adecuado a las características de la construcción prevista y terrenos detectados.

Para la toma extracción y preparación de la muestra, se ha seguido conforme a la normativa correspondiente. (ASTM D-2488 y UNE 103.100/95)

Se han realizado los ensayos básicos correspondientes a identificación y estado del suelo, que comprenden:

- Humedad natural de la muestra (UNE 103.300)
- Análisis granulométrico por tamizado (UNE 103.101)
- Descripción del suelo (ASTM D-2488)
- Límites de Atterberg: Límite líquido (UNE 103.103), límite plástico (UNE 103.104), I
- Clasificación del suelo mediante USCS
- Determinación de densidad de un suelo (UNE 103-301-94)
- Determinación del contenido en sulfatos (EHE-08)
- Ensayo de hinchamiento Lambe (UNE 103.600.96)



Todos los ensayos se han realizado en el Laboratorio **Acreditado Forte Ingeniería Técnica, SL**

MUESTRA		2994/1010-S1-MI-001		
Profundidad (m)		-0.60 A -1.20		
Sondeo N°		1		
Clasificación USCS		CL		
Humedad Natural (%)		8.07		
Descripción del suelo		ARCILLA ARENOSA DE BAJA PLASTICIDAD		
Densidad		Densidad húmeda		Densidad seca
		NO SE PUEDE REALIZAR		NO SE PUEDE REALIZAR
Granulometría	TAMIZ UNE	2 mm	0.40 mm	0,08mm
	PASA (%)	98.7	97.1	68.8
Límites de Atterberg		W_L	W_p	IP
		LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	INDICE DE PLASTICIDAD
		26.6	14.6	12.0
Agresividad		ppm Sulfatos		
		2579.20		
Expansividad		Indice de expansividad (MPa)		Cambio potencial de volumen
		0.0027		NO CRÍTICO

Los análisis de laboratorio se han realizado de una muestra inalterada extraída a una profundidad de -0,60 a -1,20m desde la cota de inicio del sondeo, **las actas de resultados se encuentran en el Anejo – D del presente informe.**



3. MARCO GEOLÓGICO GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO

3.1. GEOLOGÍA REGIONAL

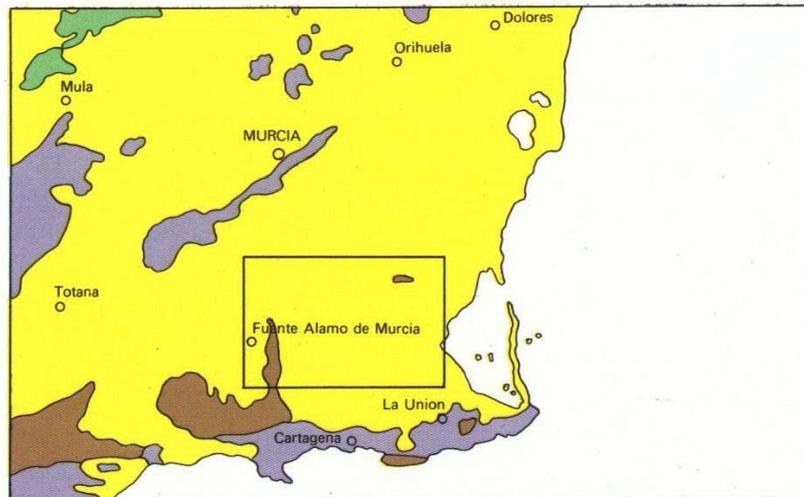
En el área de Torre Pacheco, están representadas las Unidades Béticas, gran parte de ellas se encuentran ocultas bajo extensos recubrimientos terciarios y cuaternarios que conforman una gran región llana que se extiende al norte de Cartagena.

La Zona Bética es la más interna de las tres grandes unidades en que se pueden dividir las cordilleras Béticas. Se caracteriza por la presencia de terrenos de edad paleozoica afectados en parte por fenómenos de metamorfismo de edad pre-alpídica, existencia de una gran estructura en mantos de corrimiento y desarrollo de metamorfismo regional ligado al ciclo alpídico.

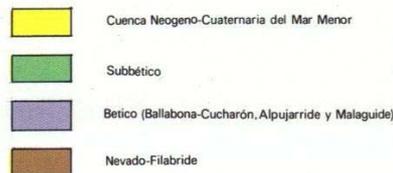
Los materiales Béticos pertenecen a tres grandes unidades, Complejo Nevado-Filábride, Complejo Alpujárride y Complejo Maláguide. Los materiales pertenecientes a los complejos Nevado-Filábride y Alpujárride son de edad Paleozoica y Triásica y están afectados por metamorfismo regional alpídico. Los materiales maláguides se extienden desde el Paleozoico hasta el Eoceno, están escasamente afectados por el metamorfismo alpídico.

En esta zona los materiales predominantes son los neógenos y los rellenos cuaternarios, estos materiales son posteriores a las principales etapas tectónicas de compresión y se sitúan sellando a los anteriores.

ESQUEMA REGIONAL



Escala 1:1.000.000



Fuente: Mapa Geológico Nacional (IGME). Esquema Regional. Escaneado

Estratigrafía

Describiremos a continuación las distintas formaciones que caracterizan a las unidades Béticas y a las series Post-manto.

UNIDADES BÉTICAS.

En las Unidades Béticas existen tres grandes complejos: Nevado-Filábride, Alpujarride y Maláguide.

El Nevado-Filábride comprende materiales paleozoicos y permotriásicos afectados por varias fases de metamorfismo de intensidad variable, constituye la base del edificio bético. Se puede distinguir un basamento de edad paleozoica compuesto por micaesquitos negros con granates, cuarcitas, micaesquitos de diversos tipos (dolomíticos, grafitosos cloritícos, con glaucofana, con cloritoide, etc), gneis y anfibolitas. Esta serie está coronada por otra de edad permotriásica donde aparecen rocas carbonatadas (dolomias, mármoles),



además de cuarcitas, esquistos granatíferos, esquistos serícitcos, carniolas, y presencia de rocas volcánicas básicas. La parte superior de esta serie, en la región de Cartagena, presenta un Jurásico compuesto por niveles de esquistos negros y cuarcitas coronadas por esquistos areniscosos con albita, de color verde claro.

El complejo Alpujárride está compuesto por un número de unidades alóctonas variable según las trasversales, situado sobre el complejo Nevado-Filabride. Las unidades basales, pertenecen al complejo Ballabona-Cucharón que carecen de formaciones paleozoica, contienen intercalaciones de antiguas rocas verdes y presentan niveles de yeso primario en los términos superiores de la serie, está compuesto por micaesquistos cuarcíticos con intercalaciones de yesos y rocas carbonatadas de edad triásica superior. Sobre esta serie se sitúa la unidad típicamente alpujárride, compuesta por un basamento de esquistos grafitosos con granates, con intercalaciones de cuarcitas; seguido de una formación de esquistos y cuarcitas epimetamórficas discordantes, una formación de filitas y cuarcitas con niveles de yesos; y termina con una formación calizo-dolomítica recristalizada.

El complejo Maláguide constituye la unidad tectónica mas elevada del edificio bético, ya que cabalga al complejo Alpujárride. Comprende una serie de materiales que va desde Paleozoico hasta Paleógeno comprendiendo series detríticas y carbonatadas o yesíferas que están escasamente afectadas por el metamorfismo.

SERIES POST-MANTO (NEÓGENO Y CUATERNARIO)

Se podrían distinguir dos series, una inferior, que comprenden los terrenos pertenecientes al Aquitaniense y al Burdigaliense compuestos esencialmente por margas y calizas margoarenosas. Y otra superior, francamente discordante que de abajo arriba presenta los siguientes términos: Calizas molásicas y margas arenosas en el Helveciense con niveles conglomerados en la base; margas arenosas grises, margas blancas y areniscas en el tortoniense con intercalaciones de yesos masivos y niveles conglomeráticos hacia su base. El Plioceno está compuesto por conglomerados, arenas y limos y el Cuaternario es de naturaleza fundamentalmente conglomerática.

GEOLOGÍA DETALLADA DEL SOLAR (LOS DOLORES)

La zona geológica en la que se encuentra el solar objeto del presente estudio pertenece a los depósitos posttectónicos de la cobertera cuaternaria, compuesto de materiales limo-arenosos en su mayoría, con presencia de arcillas cementando los materiales granulares. Pueden aparecer cantos encostrados entre los limos de tonalidades marrones oscuras-negras y rojas.

La geomorfología tipo glacis acuña los depósitos aluvio-coluviales a favor de las pendientes y energía de transporte, variando los espesores de los estratos en función de la zona en la que se realice el estudio.

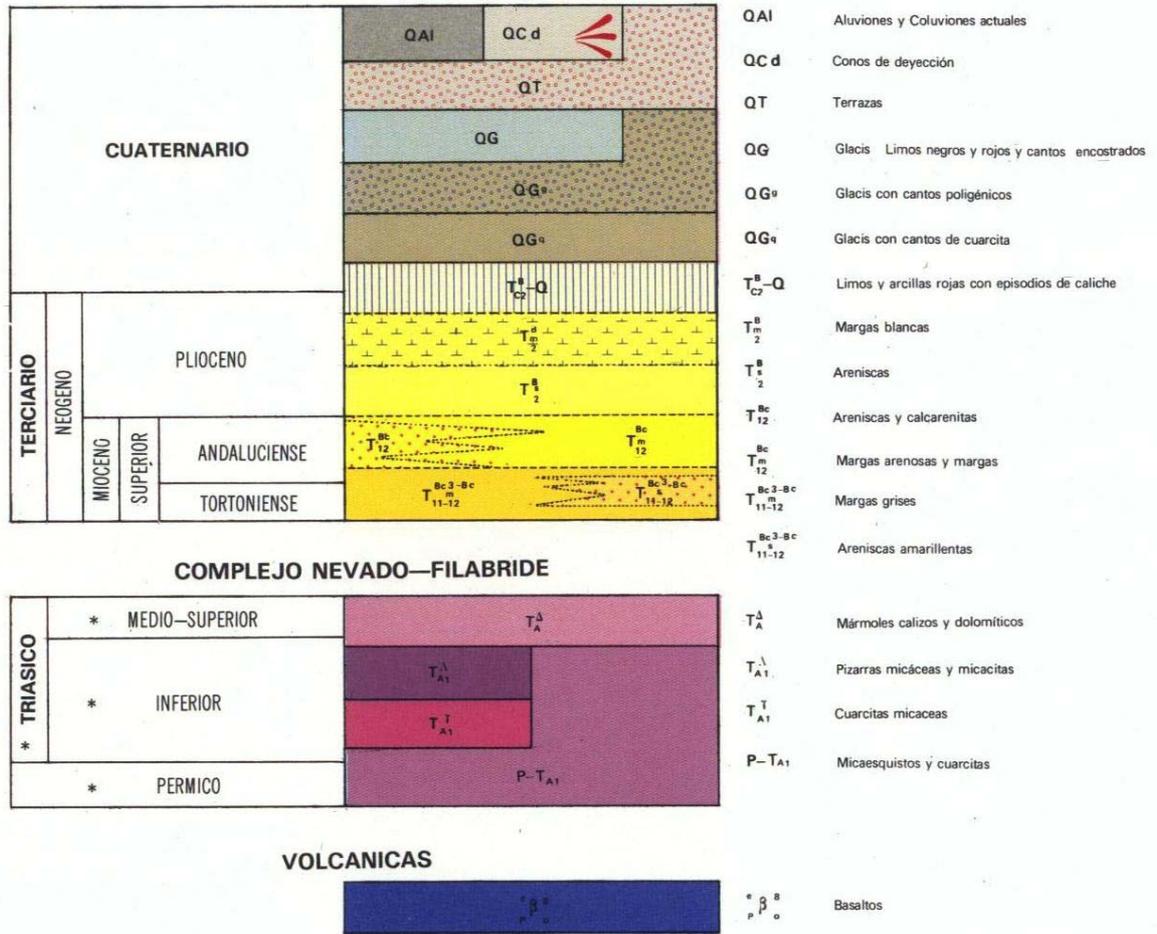
Emplazamiento geológico de la zona de estudio:



Fuente: Mapa Geológico Nacional (IGME). Escaneado



LEYENDA



* Atribución sin base paleontológica

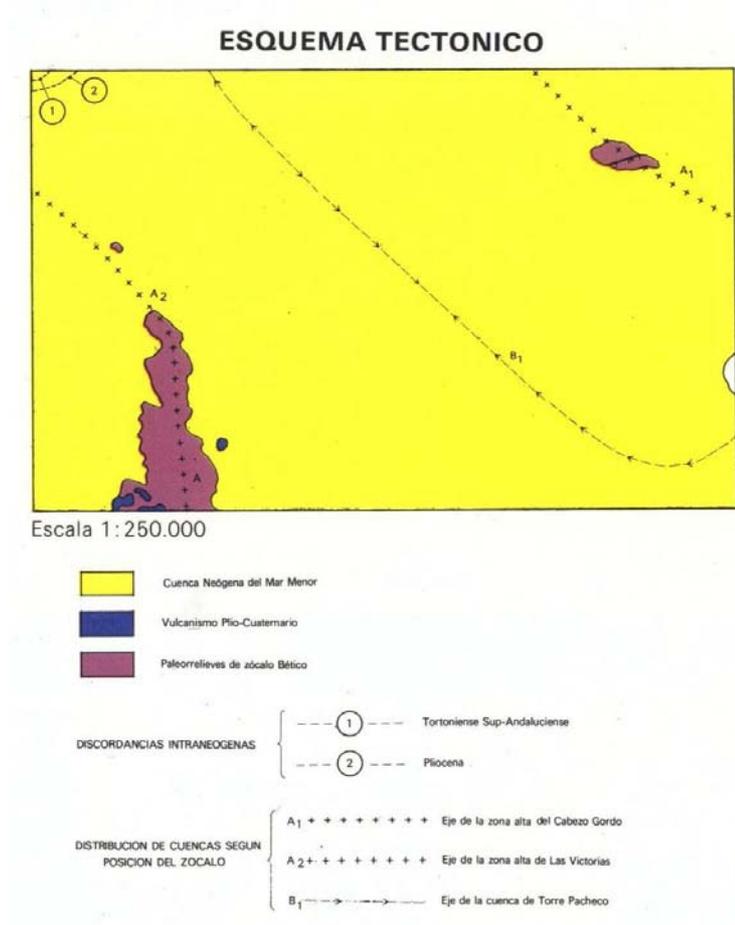
Fuente: Mapa Geológico Nacional (IGME). Leyenda. Escaneado

Tectónica

Las características fundamentales de la Zona Bética son la acumulación de materiales producida por la sucesiva acumulación de mantos de corrimiento y la existencia de distintos sistemas de fracturas que rompen la continuidad de los materiales apilados, estos sistemas presentan dos direcciones predominantes, de Este a Oeste y de Norte a Sur.

En la región de Murcia hay tres sistemas predominantes de fracturas en las Cordilleras Béticas cuyas direcciones aproximadas son: a) N 70° E a veces localmente E-W, b) N 120-150 E y c) N 10-30 E

Los materiales que encontramos en la zona de estudio son materiales postorogénicos detríticos del Cuaternario que junto con los materiales del Neógeno fosilizan a las Unidades Béticas.



Fuente: Mapa Geológico Nacional (IGME). Esquema de Unidades tectónicas. Escaneado

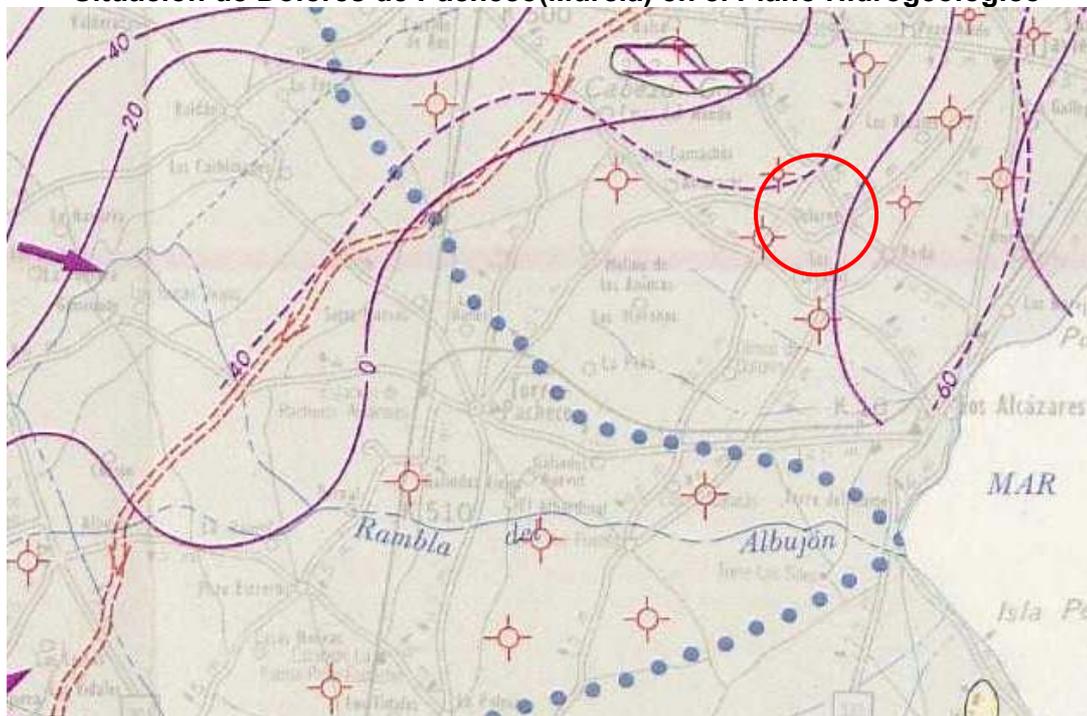
3.1. ZONA GEOTÉCNICA

De acuerdo con los datos obtenidos en los sondeos, penetrómetros y demás observaciones llevadas a cabo sobre el terreno, puede decirse que el conjunto global del subsuelo se inscribe en depósitos aluvio-coluviales (**Zona III: DEPÓSITOS ALUVIO-COLUVIALES**).

(ZONA III (DEPOSITOS ALUVIO-COLUVIALES))**Leyenda de zonificación Geotécnica**

Zona Geotécnica	Denominación	Cimentación usual	Problemática geotécnica
Zona III	Aluvio-coluvial	<p><i>*Términos granulares:</i></p> <p>-Cimentación superficial. Capacidad portante media-alta</p> <p><i>*Términos cohesivos:</i></p> <p>-Cimentación superficial o semiprofunda (capacidad portante baja a media). Pozos o pilotaje en grandes estructuras.</p>	<p>-Abarrancamientos e inestabilidades en áreas proximales.</p> <p>-Asientos diferenciales.</p> <p>-Asientos en términos arcillosos con nivel freático elevado.</p> <p>-Expansividad moderada.</p>

Los resultados de este estudio concuerdan con el mapa de zonificación geotécnica de la Región de Murcia y los realizados por Forte Ingeniería Técnica S.L mediante estudios geotécnicos anteriores en zonas próximas al solar objeto de este estudio.

3.2. HIDROLOGÍA E HIDROGEOLOGÍA**Situación de Dolores de Pacheco(Murcia) en el Plano Hidrogeológico**

Fuente: Mapa Hidrogeológico Nacional (IGME). Escaneado



LEYENDA LITOLOGICA

CUATERNARIO	HOLOCENO	3	2	1	1.- Arcillas y limos. IMPERMEABLE	
	PLEISTOCENO				2.- Conglomerados arenas y arcillas. PERMEABLE	
CENOZOICO O TERCARIO	PLIOCENO		5	4	3.- Gravas y arenas. MUY PERMEABLE	
					4.- Areniscas. MUY PERMEABLE	
	MIOCENO	Superior	6		5.- Margas. IMPERMEABLE	
				7	6.- Rocas volcánicas. IMPERMEABLE	
		Medio	9		7.- Calcarenitas. PERMEABLE	
		Inferior	10	8	8.- Margas. IMPERMEABLE	
	OLIGOCENO			11	9.- Conglomerados y areniscas. PERMEABLE	
		Estampiense- -Liguriense	12		10.- Areniscas. MUY PERMEABLE	
	EOCENO- PALEOCENO			13	11.- Calizas. MUY PERMEABLE	
		Priaboniense- -Montiense	14		12.- Margas, margocalizas y arenas. IMPERMEABLE	
MESOZOICO O SECUNDARIO	CRETACICO			15	13.- Calizas y/o pudinga. MUY PERMEABLE	
		Superior			14.- Calizas y margas. PERMEABLE	
		Inferior	16		15.- Arcillas. IMPERMEABLE	
	JURASICO	Malm			16.- Margas y margocalizas. IMPERMEABLE	
				17	17.- Margas, margocalizas y calizas nodulosas. IMPERMEABLE	
		Dogger	18		18.- Dolomías y/o calizas. MUY PERMEABLE	
		Lias				
	TRIASICO	Superior			19	19.- Mármoles y rocas carbonatadas. MUY PERMEABLE
				20		20.- Dolomías grano fino. PERMEABLE
		Medio	21		21.- Arcillas y yesos. IMPERMEABLE	
	Inferior					
PALEOZOICO	PERMICO				22.- Micaesquistos, cuarcitas, anfíbolitas, gneises y metabasitas. IMPERMEABLE	
	CARBONIFERO					
	DEVONICO					
	SILURICO					
	ORDOVICICO					
CAMBRICO						
PRECAMBRICO						

Fuente: Mapa Hidrogeológico Nacional (IGME). Leyenda Escaneado



3.4. GEOMORFOLOGÍA

Se ha comprobado a partir de la información bibliográfica y gráfica disponible que **no existen especiales condiciones geomorfológicas que sean necesarias tener en cuenta** de cara al proyecto de las cimentaciones.

3.5. RIESGOS GEOLÓGICOS

Se ha comprobado que **no existen problemas especiales en el entorno ni en las edificaciones existentes** que sea necesario tener en cuenta, ni antecedentes geológicos relevantes como fallas, fracturas, zonas de erosión o socavación, laderas inestables, etc.



4 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS DEL TERRENO

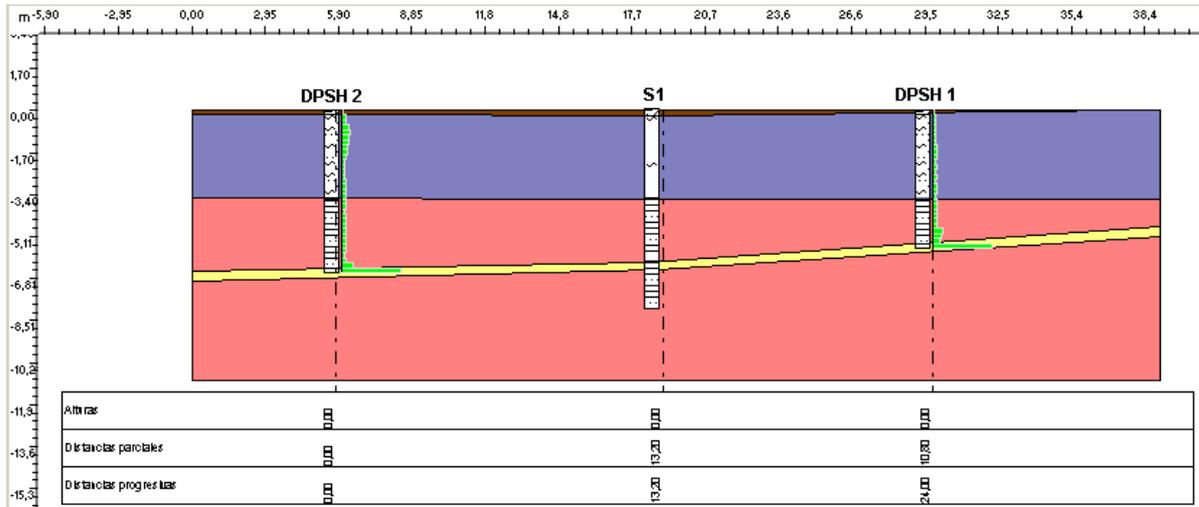
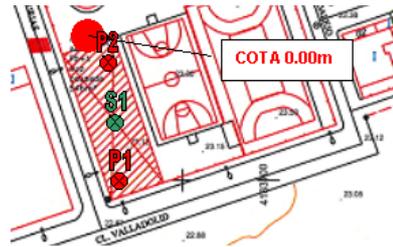
4.1. ESTRATIGRAFÍA LOCAL Y PERFILES GEOTÉCNICOS

DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA DEL SONDEO

Prof.(m)	Litología	Descripción	Cota
		RELLENO	0.30
1		LIMO ARENO-ARCILLOSOS TONALIDADES MARRONES	3.30
2			
3			
4		ARCILLAS ARENOSAS TONALIDADES MARRONES-ROJIZAS	2.20
5			
6		ENCOSTRAMIENTO CALCÁREO	0.40
7		ARCILLAS ARENOSAS TONALIDADES MARRONES-ROJIZAS	1.90
8			



PERFIL GEOTÉCNICO



4.2. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS BÁSICAS

Partiendo de los datos recopilados en los distintos materiales atravesados derivados de los sondeos y de laboratorio podemos elaborar los siguientes perfiles geomecánicos:

Nivel 1: De 0.00 a -0.30 m se reconoce un horizonte superficial suelto de naturaleza limo-arenosa. Sobre este terreno de nulas características geotécnicas no debe situarse ningún elemento de la cimentación, por lo que se recomienda su eliminación.

Nivel 2: De -0.60 a -3.60 m se dispone una capa constituida mayoritariamente por limos areno-arcillosos, aunque el contenido arcilloso es muy abundante en algunos tramos. La muestra analizada puede clasificarse como CL, según la USCS, ajustándose a las observaciones in situ del testigo del sondeo. Los ensayos de plasticidad arrojan valores discretos tanto para el límite líquido como para el índice de plasticidad, por lo que se optó por la realización de un ensayo de hinchamiento Lambe para comprobar el posible cambio



potencial de volumen de los materiales. Los resultados obtenidos muestran un grado de expansividad despreciable. No fue posible la determinación experimental de la densidad en el laboratorio. El análisis de iones sulfato de este nivel muestra una agresividad de grado bajo (Q_a) hacia el hormigón. Este conjunto muestra tonalidades marrones.

Nivel 3: De -3.60 a -5.80 m y nuevamente de -6.20 a -8.10 m se distingue un nivel cohesivo compuesto por arcillas arenosas de baja plasticidad. El conjunto tiene tonalidades marrones-rojizas.

Nivel 4: Intercalado dentro del nivel 3 en el intervalo comprendido entre -5.80 y -6.20 m, se distingue un subnivel de escaso espesor constituido por un encostramiento de naturaleza calcárea (caliche).

Teniendo en cuenta todo lo expuesto y a partir de los resultados de los ensayos de laboratorio y la experiencia previa con suelos similares a los de nuestro caso, se han supuesto los valores de los parámetros resistentes y módulos de deformación (tanto en condiciones drenadas como no drenadas) utilizados en los cálculos geotécnicos.

ESTIMACIÓN PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

A continuación, se detallan los parámetros geotécnicos del terreno (de los niveles identificados en el sondeo) supuestos según las correlaciones recogidas en las tablas del anejo D del Documento Básico Seguridad estructural y cimientos del Código Técnico de la Edificación:

NIVEL	Compresión simple	Módulo de elasticidad	Coficiente de Poisson	Densidad húmeda	Densidad seca	Peso específico aparente	Ángulo de rozamiento interno	(Navfac, 1971) Tipo de suelo	
	Q_u (KN/m ²)	(E) MN/m ²	(ν)	(γ_{sat}) (KN/m ³)	(γ_d) (KN/m ³)	(KN/m ³)	(ϕ)	Cohesión compactado (t/m ²)	Cohesión saturado (t/m ²)
1	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	70	6	0.30	18.0	15.0	17.0	27°	8.79	1.32
3	80	8	0.30	19.0	16.0	17.0	28°	8.79	1.32
4	5000	8000	---	---	---	---	---	---	---



- Cálculo del coeficiente de empuje en reposo (K0):

Es muy difícil su determinación por depender de factores como los esfuerzos tectónicos sufridos por el terreno durante su historia geológica, el grado de consolidación y la compacidad alcanzada por el terreno. A falta de valoración basada en la experiencia local, ensayos "in situ", información geológica u otras, el CTE recomienda estimarlo usando los siguientes criterios:

Para una superficie de terreno horizontal, el coeficiente K0 de empuje en reposo, que expresa la relación entre las tensiones efectivas horizontal y vertical (esto es, el peso de las tierras), se puede determinar mediante:

$$K0 = (1 - \text{sen } \Phi) \times (Roc)^{1/2}$$

Siendo:

Φ = el ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno.

Roc = la razón de sobreconsolidación. La fórmula no se debería utilizar para valores extremadamente altos de Roc, superiores a 25-30.

Asimilamos que los terrenos objeto de estudio se encuentran en un estado normalmente consolidado, de manera que Roc es igual a 1, por lo que el valor de este coeficiente de empuje en reposo es: $K0 = 1 - \text{sen } \Phi = 0,54$ para el nivel 2.

5 CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

5.1. TIPO DE CIMENTACIÓN

Teniendo en cuenta que se proyecta construir una edificación compuesta por bajo y una planta, que la capacidad portante del terreno es continua y los resultados de laboratorio expuestos anteriormente, vamos a considerar la siguiente opción: un tipo de cimentación mediante losa de hormigón armada.



5.2. CAPACIDAD PORTANTE Y CIMENTACIÓN PROPUESTA

Nos referiremos en este epígrafe a la capacidad portante del terreno de cimentación, estableciendo los niveles de cargas admisibles para **un tipo de cimentación mediante losa de hormigón**.

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 Prandtl con uno ligeramente diferente para terrenos con rozamiento y una solución aproximada para el efecto del peso del terreno:

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

q= sobrecarga sobre el nivel de cimentación

B= ancho de la zapata

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.

En lo que respecta a los suelos cohesivos se adoptan normalmente como parámetros de resistencia:

$$C_u = q_u / 2 \quad \Phi = 0$$

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:

$$N_c = 5,14$$

$$N_q = 0$$

$$N_\gamma = 0$$

La capacidad de carga en condiciones sin drenaje, puede expresarse como

$$q_h = C_u \cdot N_c + q$$

Donde:

q_h = Carga de hundimiento

$C_u = q_u/2$ es la tensión de rotura a compresión simple dividida entre dos.

Q = sobrecarga del terreno a la cota de cimentación.

N_c = Factor de capacidad de carga.

Es importante destacar que a la carga de hundimiento debemos aplicar un factor de seguridad de F . Tomando como valor de $F=3$ y considerando la sobrecarga del terreno a la cota de cimentación, la ecuación que utilizaremos finalmente para calcular la capacidad de carga admisible (q_{adm}) será la siguiente:

$$Q_{adm} = \left(C_u \cdot N_c + \frac{\gamma \cdot D_f}{10} \right) \cdot \frac{1}{3}$$

A partir de los datos obtenidos de q_u y de N_{30} para distintas profundidades podemos determinar los valores de carga admisible.

Según Terzaghi y Peck, podemos calcular la compresión simple q_u en función de N_{30} , mediante la siguiente relación si consideramos que se trata de unas arcillas arenosas limosas:

$$Q_u = N_{30}/7,5$$



Los valores obtenidos pueden observarse en la siguiente tabla:

ENSAYO	PROF. M	N ₃₀	Q _U (Kg/cm ²)	Cu	Carga admisible por hundimiento (Kg/cm ²)
2994/1010 S1 M.I 001	-0.60 a -1.20	14	1,87	0,93	1,63
2994/1010 S1 SPT 001	-1.20 a -1.80	9	1,20	0,60	1,09
2994/1010 S1 SPT 002	-3.00 a -3.60	11	1,47	0,73	1,32
2994/1010 S1 SPT 003	-5.40 a -5.80	50	6,67	3,33	5,77
2994/1010 S1 SPT 004	-7.50 a -8.10	41	5,47	2,73	4,74

En los ensayos de penetración dinámica superpesada (DPSH) se puede calcular la carga de hundimiento del terreno en los diferentes puntos de investigación y distintas profundidades mediante la ecuación empírica de G.SANGLERAT, o la fórmula aproximada de l'HERMINIER. Para ello ha de calcularse la resistencia dinámica en punta mediante la fórmula de los HOLANDESES, a partir de la que se obtiene las distintas capacidades de carga:

$$R_d = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot e(M + n \cdot P)}$$

Para el cálculo de la tensión admisible utilizaremos la siguiente ecuación propuesta por Terzaghi:

Terzaghi granular a partir N_{SPT} :

$$B \leq 1.3 \text{ m} : q_a = \frac{R_p}{8 \cdot \mu}$$

$$B > 1.3 \text{ m} : q_a = R_p \cdot \left(1 + \frac{1}{3.3 \cdot B} \right)^2 \frac{1}{12 \cdot \mu}$$

Asientos máximos admisibles
para estas fórmulas : 2.54 cm



De esta manera, podemos considerar tramos de 0.20 m de espesor cuyos valores obtenidos mostramos en la siguiente tabla:

COTA (m)	DPSH 1	DPSH 2
	CARGA ADMISIBLE (Kg/cm ²)	CARGA ADMISIBLE (Kg/cm ²)
0,20	0,64	0,64
0,40	0,97	1,30
0,60	0,97	1,47
0,80	0,97	1,97
1,00	0,81	2,46
1,20	0,91	1,97
1,40	1,06	1,82
1,60	1,36	1,67
1,80	1,36	1,52
2,00	1,21	1,36
2,20	0,99	0,99
2,40	1,13	0,99
2,60	0,99	0,85
2,80	1,13	0,85
3,00	0,99	1,13
3,20	1,06	1,06
3,40	1,06	1,06
3,60	0,80	1,06
3,80	1,06	1,06
4,00	1,06	1,06
4,20	1,00	0,88
4,40	1,13	1,00
4,60	1,00	1,00
4,80	1,00	1,00
5,00	2,11	1,00
5,20	1,87	0,95
5,40	1,64	1,07
5,60	>3.50	1,07
5,80		1,07
6,00		0,84
6,20		0,90
6,40		2,21
6,60		>3.50

Según los resultados obtenidos de los ensayos realizados de resistencia de los **ensayos DPSH y el sondeo** situado en distintos puntos de la parcela, podemos considerar un **valor medio de carga admisible por hundimiento**, optando por el lado de la seguridad, de **1,05 Kg/cm²** a la cota prevista de cimentación, es decir a -0,80 m bajo la rasante de la parcela.



CIMENTACIÓN MEDIANTE LOSA ARMADA

En el caso de losa aplicaremos la fórmula de Terzaghi y Peck para ancho de cimentación > de 1,20, en nuestro caso $B=13.89\text{m}$.

En función de los resultados obtenidos **se recomienda apoyar sobre el sustrato a una profundidad aproximada de -0.80 m bajo la rasante de la acera de la parcela** a la que corresponde un valor de capacidad portante de **1.05 Kg/cm^2** . Ya que se proyecta una edificación normal atendiendo a las normas y recomendaciones de saneamiento y con distribución uniforme de cargas y muros de carga trabajando de forma conjunta. **Se recomienda como cimentación adecuada la losa de hormigón**, para la sustentación de una estructura de pórticos de hormigón y muros de carga trabajando de forma conjunta.

Para el apoyo de la losa armada, se excavará hasta la profundidad de -0.80 m , sobre cuya superficie se extenderá una capa de unos 10 ó 15 cm de hormigón de limpieza.

COEFICIENTE DE BALASTO

Según el método Winkler, para el dimensionado de la losa podemos adoptar para una tensión admisible de **$1,05\text{ Kg/cm}^2$ un coeficiente de balasto de $2,29\text{ Kg/cm}^3$ considerando una placa estándar de $30\text{ x }30\text{ cm}$.**

Teniendo en cuenta para su cálculo el coeficiente de balasto igualmente señalado anteriormente. En ambos casos para la sustentación de una estructura de pórticos de hormigón y muros de carga trabajando de forma conjunta.

Según las normas, el suelo debe compactarse por medios artificiales antes de construir la losa, y si ésta es medianamente densa como es nuestro caso, el coeficiente de seguridad de la losa es mucho mayor que el de la zapata, por lo que puede darse por segura.

Las losas de cimentación al trabajar como elementos rígidos, obligan al suelo a comportarse globalmente, redistribuyendo la carga de manera que la aumenta en las



zonas de mayor resistencia, y la disminuye en las zonas menos competentes. El problema se limita únicamente a que la losa sea lo suficientemente rígida y resistente como para resistir los momentos flectores que se creen en los contactos entre los distintos materiales.

5.3. ASIENTOS PREVISIBLES

ASIENTOS DE CONSOLIDACIÓN

Para el calculo de asientos, seguiremos el **Método de Steinbrenner** (Geotecnia y Cimientos II Pág. 257-263;1115) que permite realizar una estimación de los asientos para las diferentes soluciones constructivas.

El peso que transmitiría la estructura prevista al terreno, tomando un peso de 750 kg/m² por forjado, sería de 0.50 Kg/cm².

$$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1 (A,B,z) - N \phi_2 (A,B,z))$$

Aplicando la fórmula del método **Steinbrenner**, enunciada anteriormente, obtenemos un asiento medio de 3,7 cm para losa de hormigón de un ancho B=13.90 m y L=39.30 m

ASIENTOS DIFERENCIALES

No se prevén asientos diferenciales ya que ha quedado demostrado que a nivel de la cota de cimentación la losa se situará sobre la misma clase de terreno.

5.4. INTERACCIONES CON EDIFICIOS PRÓXIMOS

En las edificaciones medianeras en las que no haya sótano o semisótanos, se recomienda ejecutar el muro de cerramiento mediante batches cortos para evitar afectar directamente a la cimentación o provocar el descalce de los muros o zapatas de dichas edificaciones.



5.5. EXCAVABILIDAD Y CONDICIONES DE ESTABILIDAD

RIPABILIDAD

El terreno es fácilmente ripable hasta la cota de cimentación con retroexcavadora pero se deberán tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

La terminación de la excavación en el fondo y las paredes debe tener lugar inmediatamente antes de la colocación de la solera de asiento, sea cual sea la naturaleza del terreno. Especialmente se tendrá en cuenta en terrenos arcillosos.

La excavación debe hacerse con sumo cuidado para que la alteración de las características mecánicas del suelo sea la mínima inevitable.

Una vez hecha la excavación hasta la profundidad necesaria y antes de constituir la solera de asiento, se nivelará bien el fondo para que la superficie quede sensiblemente de acuerdo con el proyecto, y se limpiará y apisonará ligeramente.

En el caso de excavaciones para cimentaciones a diferentes niveles, la ejecución de los trabajos debe hacerse de modo que se evite todo deslizamiento de las tierras comprendidas entre los dos niveles distintos.

En el caso de suelos permeables el agotamiento de agua, si lo requiere, se mantendrá durante toda la ejecución de los trabajos de cimentación no comprometiendo la estabilidad de los taludes o de las obras vecinas. En el caso de excavaciones ejecutadas sin agotamiento en suelos arcillosos y con un contenido de humedad próximo al límite líquido, se procederá a un saneamiento del fondo de la excavación previo a la ejecución de las zapatas.

En el caso de losa si en el terreno se puede producir sifonamiento (limos, arenas finas, etc.), el agotamiento debe efectuarse desde pozos filtrantes y nunca desde sumideros.



La excavación que se realiza para losas con cota de cimentación profunda trae aparejado un levantamiento del fondo de la excavación. Si la excavación se efectúa en arena por encima de la capa freática, el levantamiento del fondo es tan pequeño que normalmente puede despreciarse.

MEDIDAS DE ENTIBACIÓN O SOSTENIMIENTO

En el caso de **terrenos granulares muy densos** se recomienda realizar el vaciado directamente con retroexcavadora evitando afectar a las construcciones colindantes que no posean sótano con la ayuda de bataches cortos o muros de contención.

6. ACELERACIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO

La aceleración sísmica de cálculo, a_c se define como el producto:

$$a_c = S p \cdot a_b$$

donde:

a_b : Aceleración sísmica básica, dada en tablas.

p : Coeficiente adimensional de riesgo. Toma los siguientes valores:

$p = 1,0$ para construcciones de importancia normal

$p = 1,3$ para construcciones de importancia especial

s : Coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

$$\text{Para } p a_b \leq 0,1g \quad S = C / 1,25$$

$$\text{Para } 0,1 < p a_b < 0,4g \quad S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(p \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

$$\text{Para } 0,4g \leq p a_b \quad S = 1,0$$



Siendo:

c: Coeficiente de 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 según la Norma NSCE - 02 (R.D. 997/2002 de 27 de Septiembre), 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:

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

COEFICIENTE C MEDIO EN LOS 30 PRIMEROS METROS
1,32

NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE NCSE-02 BOE del 11/10/2002

TIPO DE TERRENO	DEFINICIÓN	COEFICIENTE 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 compactación 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

COTAS	ESPESOR	TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE C
0.00-0.30 m	0.30 m	IV	2.0
0.30-6.60 m	6.30 m	III	1.6
6.60-25.00 m	18.40 m	II	1.3
25.00-30.00 m	5.00 m	I	1.0

LOCALIDAD	a_b	P	S	a_c
TORRE-PACHECO	0,09	1	1,06	0,10



La media ponderada de la aceleración sísmica de cálculo del terreno estudiado dentro de los 30 primeros metros del subsuelo del solar objeto del estudio, es $a_c = 0,10$ g con un coeficiente $C = 1,32$.

La misma norma clasifica el tipo de construcción como de importancia normal al tratarse de una construcción que en caso de terremoto pudiera ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

7. OTRAS CONSIDERACIONES

7.1. PROFUNDIDAD NIVEL FREÁTICO Y MARGEN DE VARIACIÓN

Se ha detectado el nivel freático a la cota -5.10 m desde la rasante de la parcela, por lo que su posición no afectará a la realización de las obras previstas.

7.2. AGRESIVIDAD

(mg SO ₄ ²⁻ / Kg. de suelo seco)	No agresivo	Ataque débil (Q _a)	Ataque medio (Q _b)	Ataque fuerte (Q _c)
EHE	<2000	2000-3000	3000-12000	>12000
MUESTRA 2994/1010 S1 MI 001		2579.20		

En función de los resultados obtenidos según la EHE (Institución de Hormigón Estructural, página 28), **la muestra de suelo ensayada a nivel de cimentación es agresiva para el hormigón por lo que se deberá utilizar un cemento sulforesistente para un ataque (Q_a)**

7.3. EXPANSIVIDAD

Según los índices de plasticidad de las muestras ensayadas en laboratorio, y al resultado del ensayo Lambe realizado, no se prevé que se produzcan problemas de expansividad por cambio de volumen en el terreno debidos a variaciones de humedad.



7.4. COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD Y GRADO DE IMPERMEABILIDAD

Los ensayos de permeabilidad están indicados para terrenos en los que es necesario realizar drenajes o la cimentación se encuentra bajo el nivel freático obteniendo así en estos casos un conocimiento suficiente de sus propiedades hidráulicas.

En función de la composición del material investigado que conforma el subsuelo del solar objeto del estudio, se va a estimar, según el CTE Documento Básico de Seguridad Estructural y Cimientos, el coeficiente de permeabilidad del terreno (k_s) para poder determinar el grado de impermeabilidad mínimo exigido a los suelos sometido a influencias hidráulicas.

Así, para los niveles identificados en el sondeo, el coeficiente de permeabilidad y el grado de impermeabilidad son los siguientes:

Nivel	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD K_s (cm/s)	GRADO DE IMPERMEABILIDAD (mínimo exigido a los suelos)
1	$10^{-2} < K_s < 10^{-5}$	2
2	$10^{-5} < K_s < 10^{-9}$	1



8 RESUMEN Y CONCLUSIONES.

En el siguiente apartado resumiremos las características particulares del terreno estudiado mediante observaciones de campo, las unidades geotécnicas de los sondeos y el análisis de muestras de laboratorio.

- **El subsuelo** del solar objeto del presente estudio **está compuesto hasta –0.30 m** por horizonte superficial suelto de naturaleza limo-arenosa. Sobre este terreno de nulas características geotécnicas no debe situarse ningún elemento de la cimentación, por lo que se recomienda su eliminación. De –0.60 a –3.60 m se dispone una capa constituida mayoritariamente por limos areno-arcillosos, aunque el contenido arcilloso es muy abundante en algunos tramos y tonos marrones. De –3.60 a –5.80 m y nuevamente de –6.20 a –8.10 m se distingue un nivel cohesivo compuesto por arcillas arenosas de baja plasticidad. El conjunto tiene tonalidades marrones-rojizas. Finalmente e intercalado dentro del nivel 3 en el intervalo comprendido entre –5.80 y –6.20 m, se distingue un subnivel de escaso espesor constituido por un encostramiento de naturaleza calcárea (caliche).

NIVEL	Compresión simple	Módulo de elasticidad	Coefficiente de Poisson	Densidad húmeda	Densidad seca	Peso específico aparente	Ángulo de rozamiento interno	(Navfac, 1971) Tipo de suelo	
	Qu (KN/m ²)	(E) MN/m ²	(<i>u</i>)	(γ_{sat}) (KN/m ³)	(γ_d) (KN/m ³)	(KN/m ³)	(ϕ)	Cohesión compactado (t/m ²)	Cohesión saturado (t/m ²)
1	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	70	6	0.30	18.0	15.0	17.0	27°	8.79	1.32
3	80	8	0.30	19.0	16.0	17.0	28°	8.79	1.32
4	5000	8000	---	---	---	---	---	---	---

- **La cota de inicio** de los trabajos pueden estimarse a 0 m con respecto a la rasante de la parcela (ver cota 0,0 marcada en los anejos de situación de los ensayos).



- Según las características geotécnicas del terreno, podemos considerar viable un **tipo de cimentación** mediante **losa de hormigón armada** a la cota de cimentación proyectada, es decir a -0.80 m con respecto a la cota $0,0$ marcada en los anejos de situación coincidente con la rasante de la parcela.
- Se estima oportuno establecer una **carga admisible de $1,05 \text{ Kg/cm}^2$** a la cota de **$-0,80\text{m}$** para losa de hormigón de un ancho de $B=13.90$ m bajo la rasante de la parcela, **de consistencia firme donde se proyecta que irá situada la cimentación.**
- Según los índices de plasticidad de las muestras ensayadas en laboratorio, y al resultado del ensayo Lambe realizado, no se prevé que se produzcan problemas de **expansividad** por cambio de volumen en el terreno debidos a variaciones de humedad.
- Se ha detectado el nivel freático a la cota -5.10 m desde la rasante de la parcela, por lo que su posición no afectará a la realización de las obras previstas.
- El **contenido en sulfatos** del suelo a la cota de cimentación clasifica a la muestra **2994/1010 S1 MI 001** como agresiva para el hormigón por lo que se deberá utilizar un cemento sulforesistente para un ataque (Q_a).
- La localidad de Torre-Pacheco se encuentra enmarcada en la zona de peligrosidad sísmica media ($0,08\text{g} \leq a_b < 0,12\text{g}$) con un valor de **aceleración sísmica de cálculo** de 0.10 y un **coeficiente C** de 1.32 según la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02
- Según el método Winkler, para el dimensionado de la losa podemos adoptar para una tensión admisible de **$1,05 \text{ Kg/cm}^2$** un **coeficiente de balasto de $2,29 \text{ Kg/cm}^3$** considerando una placa estándar de **30×30 cm.**
- El terreno hasta la cota de cimentación es fácilmente **ripable** mediante medios convencionales. (Ver apartado 5.5).



- El **grado de impermeabilidad** mínimo exigido a los suelos sometido a influencias hidráulicas está en relación directa con el coeficiente de permeabilidad del terreno (K_s). La cimentación prevista, se apoyará sobre un nivel con un grado de impermeabilidad 1 (**ver apartado 7.4.**).



Finalmente, señalaremos que la interpretación de los datos recopilados a través de los trabajos de campo realizados es únicamente fidedigna en los puntos investigados y en la fecha de su ejecución. De esta manera, su extensión al resto del subsuelo del solar objeto del presente estudio sólo puede ser una interpretación razonable debido al estado actual de las técnicas y las normas empleadas.

Cualquier irregularidad detectada durante la ejecución de la obra no recogida en los ensayos de campo o en los ensayos de laboratorio del presente informe deberá ser objeto de estudio para evaluar su posible repercusión en la futura construcción. Asimismo, cualquier cambio de cota de apoyo a la expresada en el presente informe deberá ser comunicada a nuestros técnicos para certificar sus propiedades geomecánicas, resistentes y químicas.



ESTE INFORME CONSTA DE 39 PÁGINAS NUMERADAS

En Lorquí, a 22 de Marzo de 2011

Jefe de Área de Geotecnia

Juan Tomás Lasheras Martínez

Col. 793 – Ilustre Colegio Oficial de Geólogos de
Andalucía

ANEJO – A

PLANO DE SITUACIÓN Y ESQUEMA DE UBICACIÓN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS



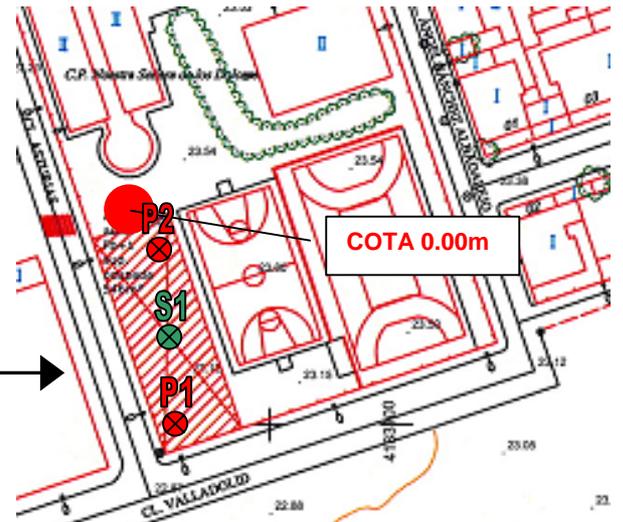
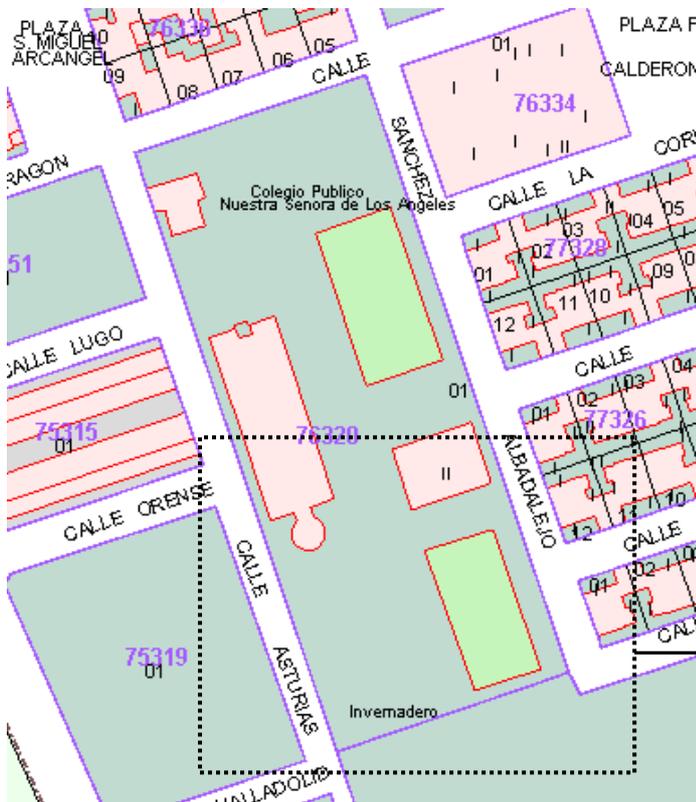
Mapa provincial de la localidad en la que se realiza el estudio



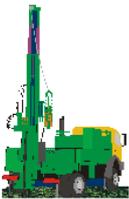
Plano de situación del solar en DOLORES.

UBICACIÓN DE LOS ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA (DPSH) Y SONDEOS

MECÁNICOS



: ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA DPSH (P)



: SONDEO MECÁNICO (S)

ANEJO – B

ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPESADA (DPSH)

ANEJO – B-1

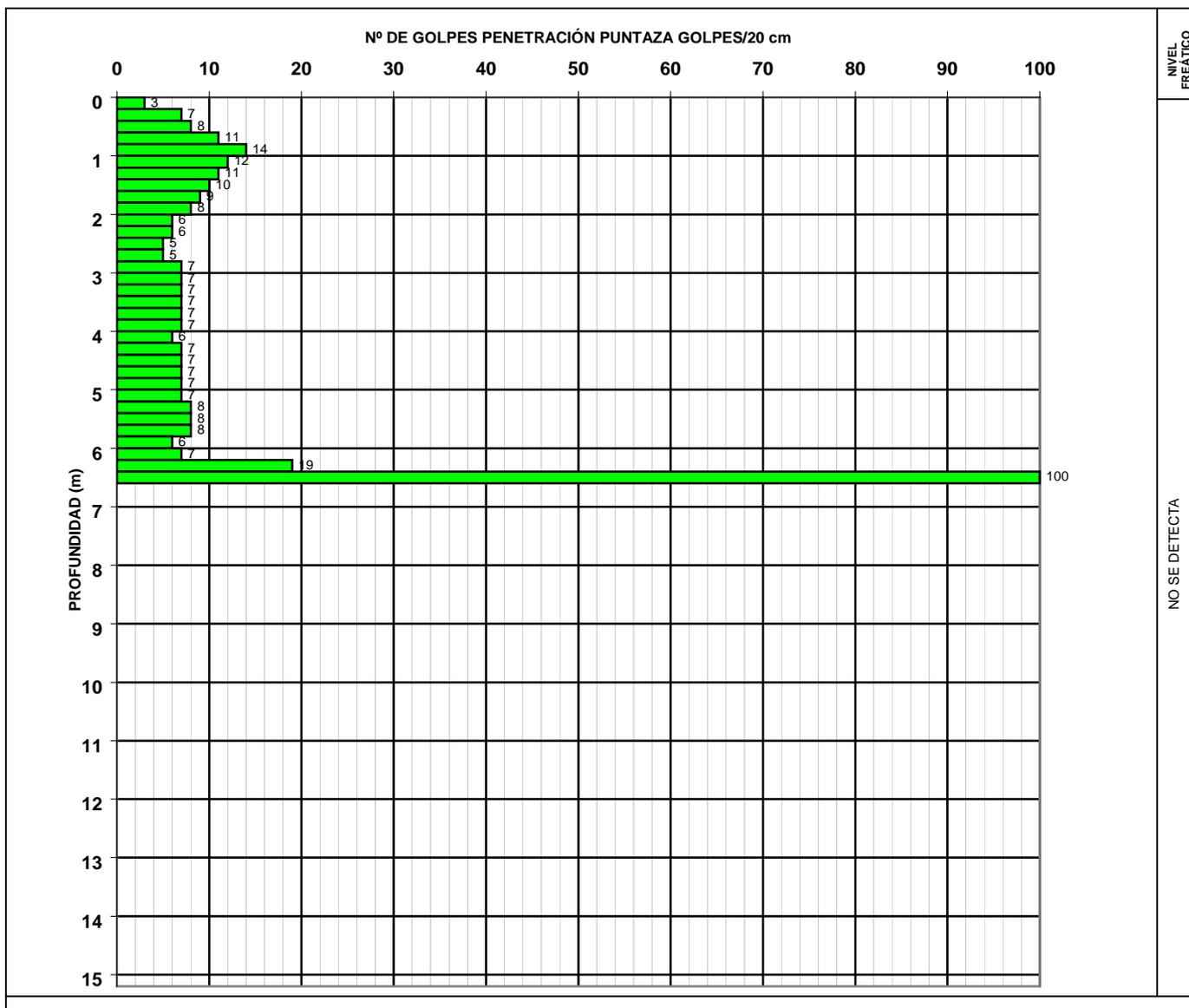
ACTA(S) DE RESULTADOS DE ENSAYO(S) DPSH



ACTA DE RESULTADOS

REALIZACIÓN DE ENSAYO DPSH S/UNE EN ISO 22476-2-2008
 EQUIPO UTILIZADO: PENETRÓMETRO Mod. PDP 3.10D/N dinámico automático

OBRA:	AMPLIACIÓN COLEGIO	TIPO DE CONO	VARILLAJE		DISPOSITIVO DE GOLPEO	
PETICIONARIO:	AYUNTAMIENTO TORRE PACHECO	RECUPERABLE:		DIÁMETRO mm	32	MASA Kg
LOCALIZACIÓN:	C/ ASTURIAS, DOLORES, TORRE-PACHECO	PERDIDO:	x	LONGITUD m	1	
FECHA/HORA ENSAYO:	08/03/11 13.00	MASA KG:	0.67	MASA Kg/m	8	
OPERARIO:	1	OBSERVACIONES:				
TIEMPO:	20 MINUTOS					
COTA INICIO:	0 m RESPECTO RASANTE DEL TERRENO					
PROF. ALCANZADA:	6.60 m					
COND.AMBIENTALES	NUBLADO					



NIVEL FREÁTICO

NO SE DETECTA

Los resultados contenidos en este acta de resultados solo afectan a los ensayos realizados. El presente acta de resultados no deberá reproducirse total ni parcialmente sin la aprobación del laboratorio.

Vª Bª Director Laboratorio	Copias enviadas a:	Jefe de Área
Francisco Rico Forte		Juan Tomás Lasheras Martínez

LABORATORIO HABILITADO PARA LA REALIZACIÓN DE ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN R.D. 410/2010
 RCG 5-10-1-8 REV.9 03/11/2010

ANEJO – B-2

REPORTAJE FOTOGRÁFICO DE ENSAYO(S) DPSH



Fotografía 1: Emplazamiento del ensayo de penetración dinámica DPSH nº1 con puntaza perdida



Fotografía 2: Emplazamiento del ensayo de penetración dinámica DPSH nº2 con puntaza perdida

ANEJO – C

SONDEO(S) MECÁNICO(S)

ANEJO – C-1

ACTA(S) DE RESULTADOS DE SONDEO(S) MECÁNICO(S) Y ENSAYO(S)



FORTE INGENIERIA TÉCNICA, S.L.

C/ Castillo Los Moros, Pol. Ind. Base 2000-San Martín, 30.564 Lorquí (Murcia)
 LABORATORIO HABILITADO PARA LA REALIZACIÓN DE ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN R.D. 410/2010
 LABORATORIO DE GEOTECNIA Y MECANICA DE SUELOS

ACTA DE RESULTADOS

Peticionario AYUNTAMIENTO DE TORRE-PACHECO		Acta nº 2429	Nº Cod/Orden 2994/1010	Operador 1	Nº Registro 2994/1010-S1	Fecha 21/03/11
Situación y obra C/ ASTURIAS, DOLORES DE PACHECO - AMPLIACIÓN COLEGIO		Cota de inicio 0.00 M	Fecha/hora inicio 08/03/11 12.10	Fecha/hora fin 08/03/11 14.25	Prof. Alcanzada 8.10 M	Página 1 DE 1
Id. sondeo: denominación, emplazamiento, coordenadas SONDEO MECÁNICO A ROTACIÓN EN DOLORES DE PACHECO (MURCIA)				Cond. meteorológicas NUBLADO		

Prof. (m)	Litología	Descripción	Cota	%Sondeo R.Q.D.	REFERENCIA ENSAYO	Nº GOLPES SPT* / MI*	Muestreo	Nivel freatico	METODO PERFORACIÓN	Revest.	Observ. Incidencias
		RELLENO	0.30								
1		LIMO ARENO-ARCILLOSOS TONALIDADES MARRONES			2994/1010 S1 MI 001	7/10/14/15	0.60 M		Perc PA 0.60		
2			3.30		2994/1010 S1 SPT 001	5/5/4/4	1.20 S		Perc PA 1.20		
3					2994/1010 S1 SPT 002	3/5/6/8	3.00 S		Perc PA 3.00		
4		ARCILLAS ARENOSAS TONALIDADES MARRONES-ROJIZAS	2.20				3.60				
5					2994/1010 S1 SPT 003	6/13/50R	5.40 S	5.10	Perc PA 5.40		
6		ENCOSTRAMIENTO CALCÁREO	0.40				5.80				
7		ARCILLAS ARENOSAS TONALIDADES MARRONES-ROJIZAS	1.90				7.50		Perc PA 7.50		
8					2994/1010 S1 SPT 004	9/15/26/36	8.10 S		Rot MABS 8.10		

Los resultados contenidos en este acta de resultados solo afectan a los ensayos realizados en el presente acta de resultados no deberá reproducirse total ni parcialmente sin la aprobación del laboratorio.

(MI SH) T.M.INAL.SHELBY ASTM D1587-00, XP P 94.202; (MI TPJ) T.I.PARED DELGADA PISTON FIJO XP P 94.202 (MA BS) T.M BATERIA SIMPLE ASTM D2113-99, XP P 94.202 (MI TPG) T. PARED GRUESA CON ESTUCHE INTERIOR XP P94-202; (SPT) CUCHARA 2º SPT UNE EN ISO 22476-3:06; (M AG) TOMA DE MUESTRAS AGUA EHE ANEJO 5 (MA BD) T.B.DOUBLE; (MA BT) B.TRIPLE; (MA BTPD) B.TRIPLE EXT. P.DELGADA ASTM D2113-99, XP P 94-202	Vº Bº DIRECTOR DE LABORATORIO	Copias enviadas a:	JEFE DE AREA
*Dispositivo de golpeo: maza 63.5 kg, 25 golpes por minuto; varillaje de 1.5 m y 7.3 kg	Francisco Rico Forte		Juan Tomás Lasheras Martínez
FORTE INGENIERÍA TÉCNICA, S.L. C.I.F.: B-73172777 C/SWING Golf 7 30.500 Molina de Segura (MURCIA) Ins. Reg. Mer. de Murcia Tomo 159, Folio 159, Sección 8ª, Hoja MU-39057, Inscríp. 2ª			

ANEJO – C-2

REPORTAJE FOTOGRÁFICO DE SONDEO(S) MECÁNICO(S)



Emplazamiento del sondeo nº1 en el solar objeto del estudio

SONDEO Nº1: CAJA Nº1

COD./ORDEN: 2994/1010
SITUACIÓN: C/ ASTURIAS
DOLORES DE PACHECO(MURCIA)

Profundidad: de 0.00 a 3.80 mts



SONDEO Nº1: CAJA Nº2

COD./ORDEN: 2994/1010
SITUACIÓN: C/ ASTURIAS
DOLORES DE PACHECO(MURCIA)

Profundidad: de 3.80 a 7.00 mts



SONDEO Nº1: CAJA Nº3

COD./ORDEN: 2994/1010
SITUACIÓN: C/ ASTURIAS
DOLORES DE PACHECO(MURCIA)

Profundidad: de 7.00 a 8.00 mts



ANEJO – D

ENSAYO DE MUESTRAS EN LABORATORIO ACREDITADO

ANEJO – D-1

ACTA(S) DE RESULTADOS DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS



ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS

Nº ACTA	CÓD/OBRA	CÓD/MUESTRA	EXPEDIENTE	FECHA
2430	2994/1010	2994/1010-S1-MI 001	2994/1010	22/03/2011

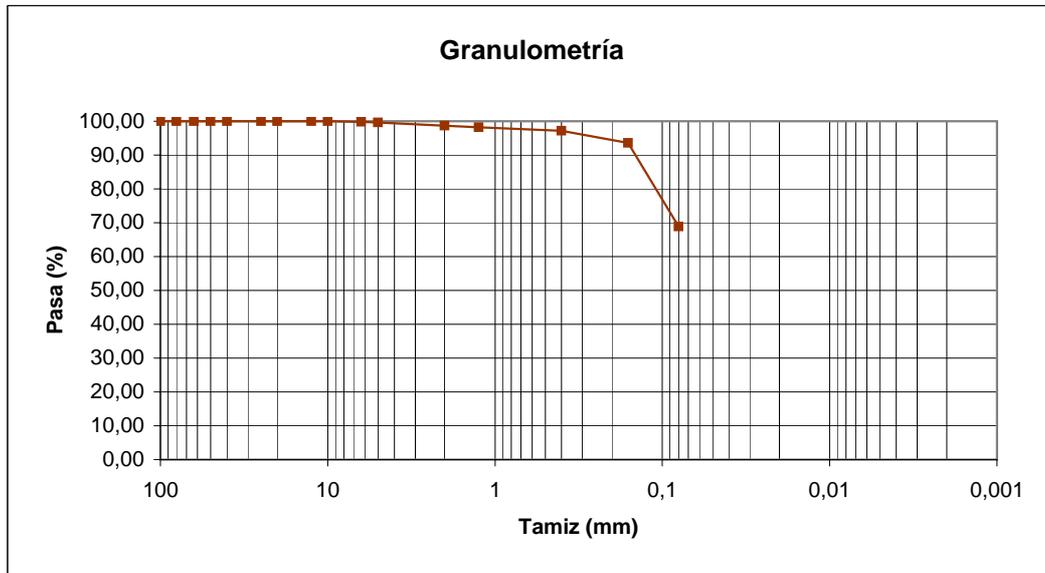
IDENTIFICACIÓN DE LA MUESTRA			
Nº Albarán	Condiciones Ambientales Auestreo	Fecha de Muestreo	
1182	DESPEJADO	08/03/2011	
Inicio/Fin del Ensayo	Fecha Recepción	Recogido en:	Prof.(m)
09/03/11 - 18/03/11	18/03/2011	Entregado en lab	0,60-1,20

HOJA Nº 1 DE 3

PETICIONARIO
AYUNTAMIENTO DE TORRE-PACHECO
OBRA Y UBICACIÓN
AMPLIACIÓN COLEGIO, EDIFICIO 2 PLANTAS C/ ASTURIAS, DOLORES DE PACHECO

DESCRIPCIÓN DE ENSAYOS	Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de casagrande. UNE 103-103-94. Determinación del límite plástico de un suelo. UNE 103-104-93. Análisis granulométrico de suelos por tamizado. UNE 103-101-95. Ingeniería Geotécnica. Identificación y clasificación de suelos UNE-EN ISO 14688-1 y UNE-EN ISO 14688-2
-------------------------------	---

RESULTADOS DE ENSAYOS



Análisis granulométrico

Tamiz (mm)	100	80	63	50	40	25	20	12,5	10	6,3	5	2	1,25	0,4	0,16	0,08
Pasante (%)	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	99,9	99,6	98,7	98,2	97,1	93,5	68,8

Clasificación de suelo(USCS)	Arcilla baja plasticidad arenosa CL
-------------------------------------	-------------------------------------

Límites Atterberg

Límite Líquido, LL (%)	26,6
Límite Plástico, LP (%)	14,6
Índice Plasticidad, IP (%)	12,0

Observaciones:	Color Marrón
-----------------------	--------------

VºBº DIRECTOR DE LABORATORIO	COPIAS ENVIADAS A:	JEFE DE ÁREA
FRANCISCO RICO FORTE		JUAN TOMÁS LASHERAS MARTÍNEZ

Todos los ensayos de laboratorio están realizados según normas UNE y ASTM. -Laboratorio Habilitado para la realización de Ensayos de Control de Calidad de la Edificación según R.D. 410/2010 -Los resultados de este acta se refieren únicamente a los objetos sometidos a ensayo -Queda prohibida la reproducción total o parcial de este acta sin la autorización expresa de Forte Ingeniería Técnica, S.L.

RCG 5-10-1-12 REV.9 03/11/2010



ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS

Nº ACTA	CÓD/OBRA	CÓD/MUESTRA	EXPEDIENTE	FECHA
2430	2994/1010	2994/1010-S1-MI 001	2994/1010	22/03/2011

HOJA Nº 2 DE 3

PETICIONARIO	IDENTIFICACIÓN DE LA MUESTRA			
AYUNTAMIENTO DE TORRE-PACHECO	Nº Albarán	Condiciones Ambientales Muestreo	Fecha de Muestreo	
	1182	DESPEJADO	08/03/2011	
	Inicio/Fin del Ensayo	Fecha Recepción	Recogido en:	Prof.(m)
OBRA Y UBICACIÓN	09/03/11 - 18/03/11	18/03/2011	Entregado en lab	0,60-1,20
AMPLIACIÓN COLEGIO, EDIFICIO 2 PLANTAS C/ ASTURIAS, DOLORES DE PACHECO				

DESCRIPCIÓN DE ENSAYOS	<p>Determinación de la densidad de un suelo. Método de la balanza hidrostática. UNE 103-301-94.</p> <p>Determinación de la humedad natural. UNE 103-300-93.</p> <p>Determinación de sulfatos UNE 83963.</p>
-------------------------------	---

RESULTADOS DE ENSAYOS

HUMEDAD NATURAL (%)
8,07

DENSIDAD DE UN SUELO (g/cm ³)	
DENSIDAD HÚMEDA	NO SE PUEDE REALIZAR
DENSIDAD SECA	NO SE PUEDE REALIZAR

DETERMINACIÓN DE SULFATOS (mg/kg)
2579,20

Observaciones:

VºBº DIRECTOR DE LABORATORIO	COPIAS ENVIADAS A:	JEFE DE ÁREA
FRANCISCO RICO FORTE		JUAN TOMÁS LASHERAS MARTÍNEZ

Todos los ensayos de laboratorio están realizados según normas UNE y ASTM.
-Laboratorio Habilitado para la realización de Ensayos de Control de Calidad de la Edificación según R.D. 410/2010
-Los resultados de este acta se refieren únicamente a los objetos sometidos a ensayo
-Queda prohibida la reproducción total o parcial de este acta sin la autorización expresa de Forte Ingeniería Técnica, S.L.



ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS

Nº ACTA	CÓD/OBRA	CÓD/MUESTRA	EXPEDIENTE	FECHA	
2430	2994/1010	2994/1010-S1-MI 001	2994/1010	22/03/2011	
HOJA Nº 3 DE 3		IDENTIFICACIÓN DE LA MUESTRA			
PETICIONARIO		AYUNTAMIENTO DE TORRE-PACHECO			
		Nº Albarán	Condiciones Ambientales Muestreo	Fecha de Muestreo	
		1182	DESPEJADO	08/03/2011	
		Inicio/Fin del Ensayo	Fecha Recepción	Recogido en:	Prof.(m)
		09/03/11 - 18/03/11	18/03/2011	Entregado en lab	0,60-1,20
OBRA Y UBICACIÓN		AMPLIACIÓN COLEGIO, EDIFICIO 2 PLANTAS C/ ASTURIAS, DOLORES DE PACHECO			

DESCRIPCIÓN DE ENSAYOS	Determinación de la expansividad de un suelo en el aparato Lambe. UNE 103-600-96.
-------------------------------	---

Índice de hinchamiento	0,0027	MPa
Cambio de volumen potencial	No crítico	

Observaciones:

VºBº DIRECTOR DE LABORATORIO	COPIAS ENVIADAS A:	JEFE DE ÁREA
FRANCISCO RICO FORTE		JUAN TOMÁS LASHERAS MARTÍNEZ

Todos los ensayos de laboratorio están realizados según normas UNE y ASTM. -Laboratorio Habilitado para la realización de Ensayos de Control de Calidad de la Edificación según R.D. 410/2010 -Los resultados de este acta se refieren únicamente a los objetos sometidos a ensayo -Queda prohibida la reproducción total o parcial de este acta sin la autorización expresa de Forte Ingeniería Técnica, S.L.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (U.S.C.S.)

GRUPOS PRINCIPALES		CLASES	DESCRIPCIÓN
Suelos de grano grueso: Más del 50 % de material es retenido en el tamiz nº 200 ASTM (0,08 UNE).	Gravas y suelos con gravas: Más del 50 % de la fracción gruesa es retenida en el tamiz 5 UNE.	Gravas limpias (poco o nada de finos)	GW Gravas bien graduadas. Mezclas de gravas y arenas con pocos o nada de finos
			GP Gravas mal graduadas. Mezclas de gravas y arenas con pocos o nada de finos
		Gravas con finos (considerable cantidad de finos)	GM Gravas limosas. Mezclas de grava-arena-limo.
			GC Gravas arcillosas. Mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla
	Arenas y suelos arenosos: Más del 50 % de la fracción gruesa pasa por el tamiz 5 UNE.	Arenas limpias (poco o nada de finos)	SW Arenas bien graduadas. Arenas con gravas, poco o nada de finos.
			SP Arenas mal graduadas. Arenas con gravas, poco o nada de finos.
		Arenas con finos (considerable cantidad de finos)	SM Arenas limosas. Mezclas de arena y limo
			SC Arenas arcillosas. Mezclas de arena y arcilla
Suelos de grano fino: Más del 50 % de material pasa por el tamiz nº 200 ASTM (0,08 UNE)	Limos y arcillas: (límite líquido menor de 50)		ML Limos inorgánicos y arenas muy finas; arenas arcillosas o limosas; limos arcillosos poco plásticos.
			CL Arcillas inorgánicas poco plásticas; arcillas con gravas, arcillas arenosas y limosas.
			OL Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas de poca plasticidad
	Limos y arcillas: (límite líquido mayor de 50)		MH Limos inorgánicos, suelos arenosos finos o limosos con mica o diatomeas.
			CH Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada.
			OH Arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada; limos orgánicos.
SUELOS MUY ORGÁNICOS			PT Suelos turbosos u otros de alto contenido orgánico.

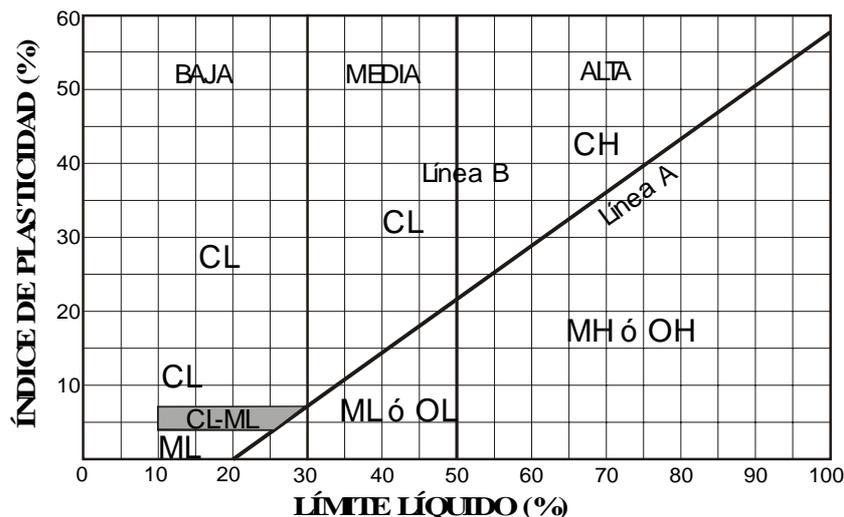


DIAGRAMA DE PLASTICIDAD DE CASAGRANDE

Nota: La clasificación de los suelos de grano fino se debe efectuar con el diagrama de plasticidad de Casagrande, en función de los valores del límite líquido e índice de plasticidad.

ANEJO – E

GRÁFICO DE LAS TENSIONES ADMISIBLES DEL TERRENO RESPECTO A LA PROFUNDIDAD

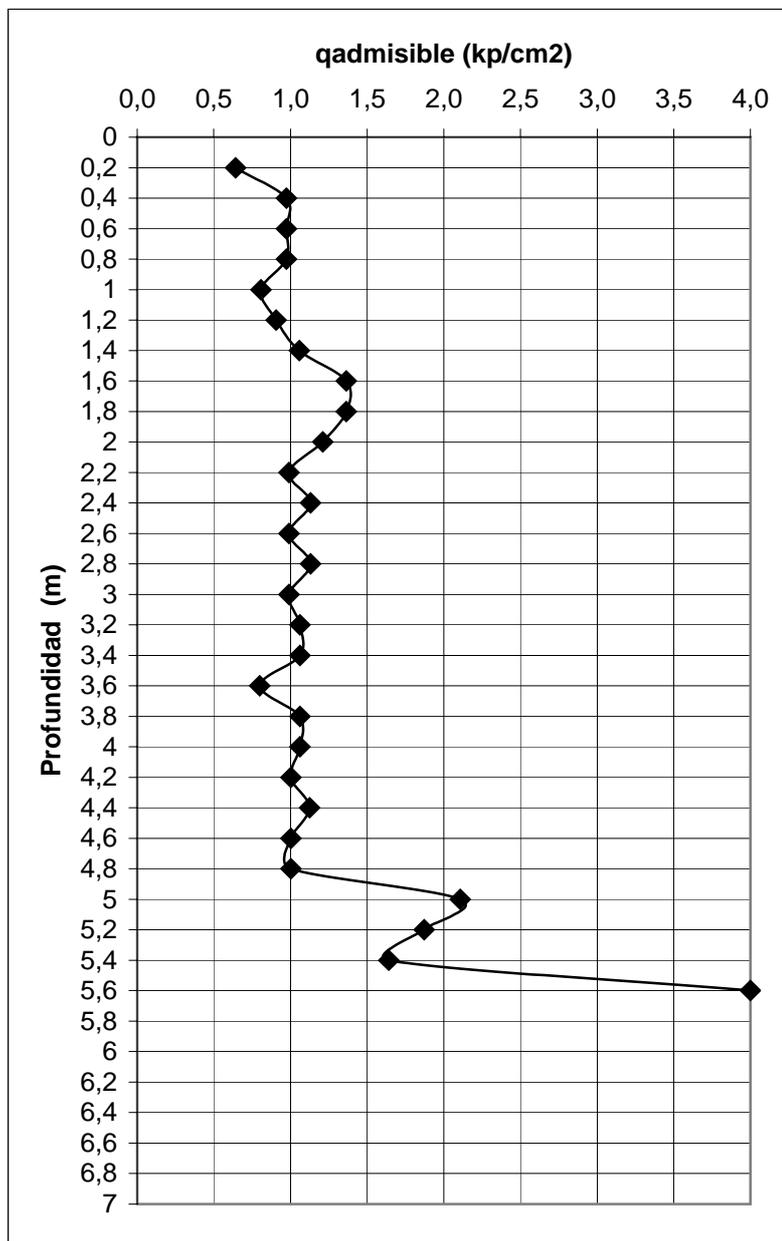
ESTUDIO GEOTÉCNICO: E.G. 2994/1010
OBRA: AMPLIACIÓN COLEGIO

PENETRÓMETRO Nº 1

Cota de inicio: 0 m respecto a la rasante de la calle Asturias

Prof. Alcanzada: -5.60 m.

Aparición de agua NO



ESTUDIO GEOTÉCNICO: E.G. 2994/1010
OBRA: AMPLIACIÓN COLEGIO

PENETRÓMETRO Nº 2

Cota de inicio: 0 m respecto a la rasante de la calle Asturias

Prof. Alcanzada: -6.60 m.

Aparición de agua NO

