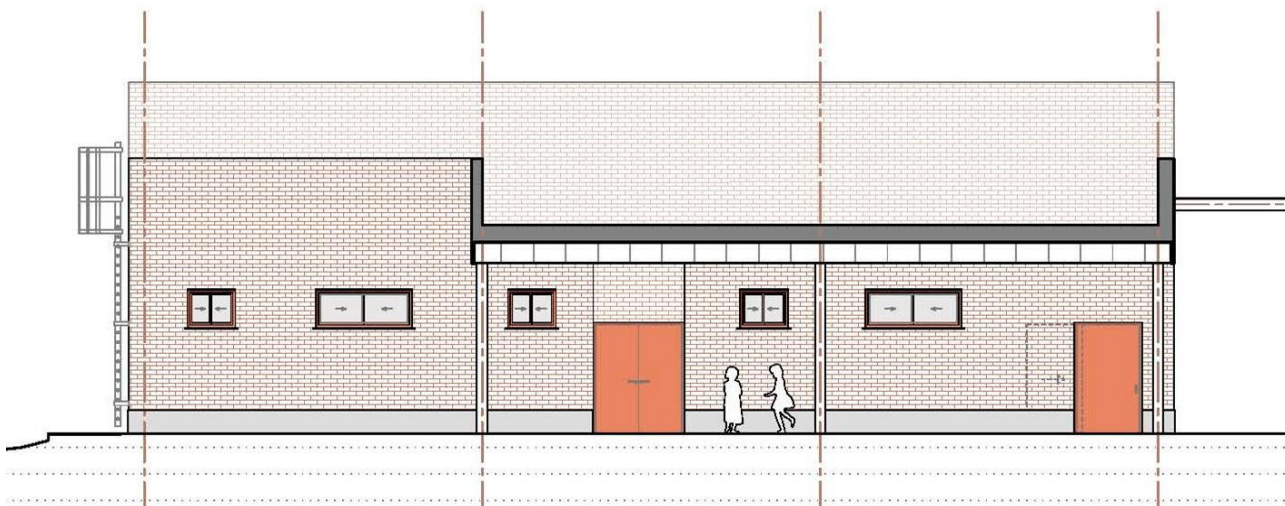


PROYECTO BÁSICO Y DE EJECUCIÓN
CONSTRUCCIÓN DE GIMNASIO EN EL CEIP EL VELLÓN
Situación: Calle Jockey Florentino González, 2
El Vellón. Madrid



I.- MEMORIA
ANEJO AM9. ESTUDIO GEOTÉCNICO

Arquitecta:

ELENA LAUDELINA LÓPEZ OTERO

COL: 15131 COAM



Propiedad:

CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN
Comunidad de Madrid

DG de Infraestructuras y Servicios.
Consejería de Educación, Ciencia y Universidades de la Comunidad de Madrid

INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACION DE CEIP DE EL VELLÓN (MADRID)

Peticionario: **CAM. CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN.**

Termino Municipal: **VELLÓN (EL)**



Expediente: **O/2005036/18/01**

Fecha: **Agosto de 2021**

Edición: **nº0** Revisión: **nº0**




Pol. Ind. Los Olivos. C/ Innovación,11 (28906)
MADRID - GETAFE
Tel: 916 828 727 Fax: 916 019 683
madrid@cemosa.es

Estudios geotécnicos
del terreno
Estudios de estabilidad
de taludes
Patología de
cimentaciones

TITULO DEL DOCUMENTO: INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACION DE CEIP DE EL VELLÓN (MADRID)

Edición número:	0	Fecha edición :	Agosto de 2021
Revisión número:	0	Fecha revisión :	Agosto de 2021
Edición y Revisión número:	1	Fecha revisión :	
Edición y Revisión número:	2	Fecha revisión :	
Edición y Revisión número:	3	Fecha revisión :	

CONTROL DE CALIDAD

	Nombre	Firma	Fecha
Realizado por	Manuel Bermejo Martínez	 Manuel Bermejo Martínez	Agosto de 2021
Revisado	Isidro Ocete Ruiz		Agosto de 2021
Aprobado	Isidro Ocete Ruiz		Agosto de 2021

REGISTRO DE MODIFICACIONES

Edic./Rev.	Fecha	Responsable modificación	Secc./Párrafo Modificado	Modificación efectuada
0/0	Agosto de 2021	-	-	Edición inicial

*Este documento refiere la Edición vigente **nº0** y revisión vigente **nº0**. Esta edición y/o revisión anula a las anteriores.*

MEMORIA

1.-	INTRODUCCIÓN	1
2.-	ENTORNO GEOGRÁFICO	3
3.-	TRABAJOS REALIZADOS.....	6
3.1.-	Reconocimientos de campo	6
3.2.-	Resultados de los ensayos de penetración dinámica	8
3.3.-	Ensayos de campo y laboratorio	8
4.-	GEOLOGÍA	11
5.-	SISMOLOGÍA.....	12
5.1.-	Introducción	12
5.2.-	Mapa de peligrosidad sísmica. Coeficiente de distribución.....	13
5.3.-	Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica.....	13
5.4.-	Clasificación del terreno. Coeficiente del terreno.....	15
6.-	CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES	16
6.1.-	Nivel freático	18
6.1.-	UG.1 Rellenos de naturaleza antrópica.....	18
6.2.-	Muestras ensayada en la UG-1.....	19
6.2.1.-	Identificación	19
6.2.2.-	Ensayos químicos y agresividad en suelos	21
6.2.3.-	Parámetros de estado natural.....	21
6.3.-	UG.2 Gravas con arenas finas	22
6.4.-	UG.3 Substrato rocoso de granito	22
6.5.-	Muestras ensayada en la UG-3.....	24
6.5.1.-	Parámetros de estado natural.....	24
6.5.2.-	Parámetros de resistencia	24
7.-	AGRESIVIDAD.....	25
7.1.-	Definición del tipo de ambiente	25
7.2.-	Clases generales de exposición ambiental en relación con la corrosión de armaduras	26

7.2.1.-	Clases específicas de exposición ambiental en relación con otros procesos de degradación distintos de la corrosión.....	26
7.3.-	Valores obtenidos.....	29
8.-	EXPANSIVIDAD.....	29
8.1.-	Valores y cuantificaciones obtenidas	32
9.-	PERMEABILIDAD	32
9.1.-	Movimiento del agua libre.....	32
9.2.-	Factores que influyen en la permeabilidad.....	34
9.3.-	Valores obtenidos.....	35
10.-	DETERMINACIÓN DE LA EXCAVABILIDAD	37
10.1.-	Metodología.....	37
10.2.-	Evaluación de la excavabilidad	41
11.-	PILOTAJE EN ROCA.....	42
11.1.-	Metodología para el cálculo de carga admisible en pilotes en rocas	42
11.2.-	Adopción de parámetros	43
12.-	SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN MEDIANTE MICROPILOTAJE.....	45
12.1.-	Condicionantes geotécnicos.....	45
12.1.1.-	Ejecución	45
12.2.-	Fundamentos teóricos. Cargas geotécnicas	48
12.2.1.-	Método de cálculo empírico basada en los resultados del test presiométrico	48
12.3.-	Comprobación frente a compresión y tracción	55
12.3.1.-	Situación de dimensionado.....	55
12.4.-	Modelo establecido y resultados	55
13.-	RESUMEN Y CONCLUSIONES	57

ANEJOS

- ANEJO 1. PLANTA GENERAL Y DE SITUACIÓN
- ANEJO 2. MARCO GEOLÓGICO
- ANEJO 3. PERFIL GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO
- ANEJO 4. TRABAJOS DE CAMPO
 - ANEJO 4.1 Registro de sondeos a rotación
 - ANEJO 4.2 Fotografías de testigos de sondeos a rotación
 - ANEJO 4.3 Registro de penetraciones dinámicas
- ANEJO 5. ACTAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO
- ANEJO 6. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

APENDICES

- APÉNDICE 1. HOJA DOCUMENTAL

1.- Introducción

El presente documento responde al **INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACION DE CEIP DE EL VELLÓN (MADRID)** en **VELLÓN (EL)** solicitado a **CEMOSA** por **CAM. CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN.**

El trabajo se establece con expediente O/2005036/18/01, y realizado por la delegación de CEMOSA en Madrid.

El objeto del presente estudio viene dado por la necesidad de determinar la tipología y las condiciones de cimentación para la construcción que se refiere.

Para este cometido se han realizado los trabajos de campo, consistentes en penetraciones dinámicas y continuas, junto sondeos mecánicos y rotativos, con extracción continua de testigo.

Para el desarrollo de este trabajo se han ejecutado los siguientes trabajos:

- Trabajos de campo y laboratorio realizados.
- Caracterización geotécnica de los materiales implicados: definición y parametrización.
- Entorno geológico.
- Presencia de nivel freático.
- Perfil geológico-geotécnico.
- Agresividad del suelo frente al hormigón.
- Determinación de la permeabilidad.
- Evaluación de la expansividad.
- Definición de la excavabilidad.
- Recomendaciones de cimentación: tipología, carga admisible y otros aspectos.

Se van a construir una ampliación en el CEIP de El Vellón (Madrid).

La parcela tiene una superficie aproximada total 329 m², y las nuevas aulas tendrán una única planta.

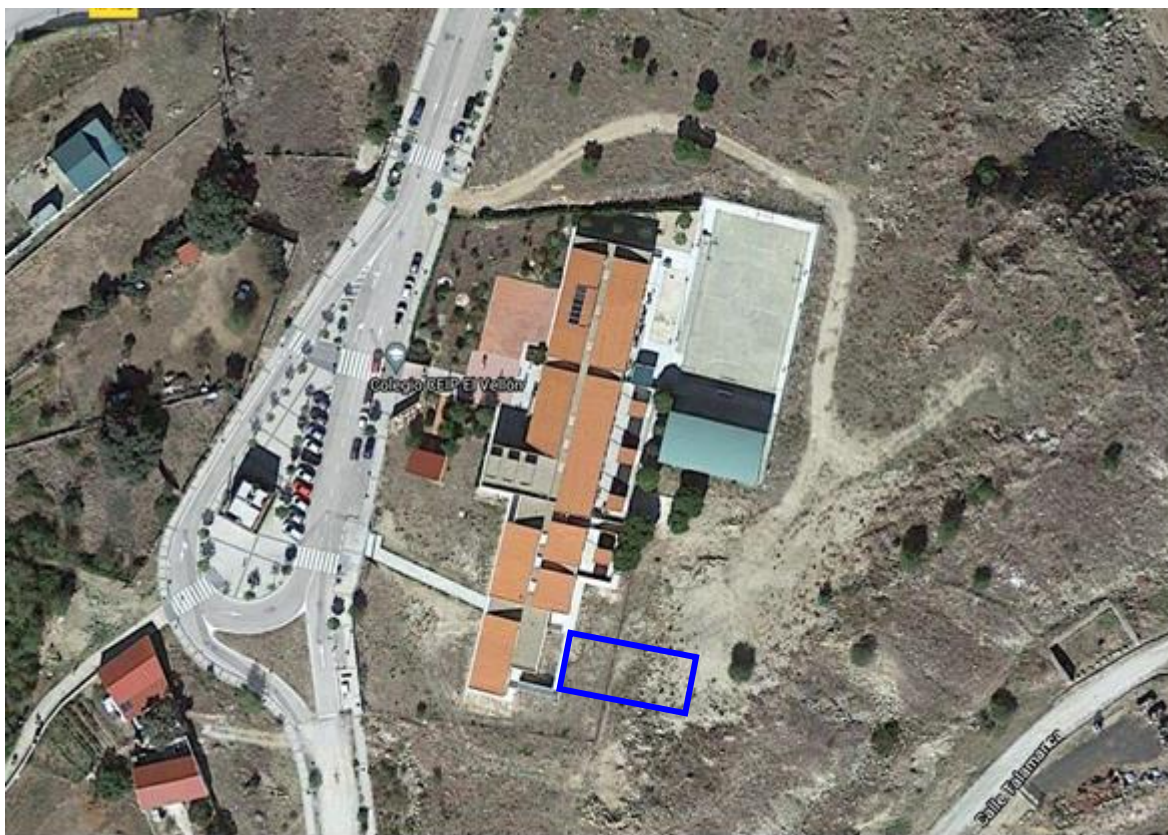


Figura Nº 1.- Ubicación nueva construcción CEIP El Vellón

Las aulas se consideran una construcción tipo C-1, según CTE (construcciones de menos de 4 plantas, y superficie construida mayor a 300 m²).

En cuanto al relieve, la zona se encuentra en una cabecera de un valle que se encuentra rellena por rellenos de inertes procedentes de obras cercanas. Actualmente la parcela es sensiblemente llana y pueden considerarse a efectos de estudio todas las prospecciones a la misma cota, pudiendo existir variaciones entre 0,5 a 1,0 m máximo entre puntos.

En cuanto a la geomorfología, la zona se presenta sensiblemente llana. Vallejo relleno por antrópicos.

Por último, en cuanto a riesgos, cabe destacar la abundancia de rellenos y su localización al borde de una cabecera de un vallejo, podría implicar desestabilizaciones de estos durante la obra, puesto que parte del edificio proyectado se enclava cercano al borde actual de los rellenos.

En la zona se han observado patologías en el acerado que circunvala y en la rampa de acceso el actual Colegio de El Vellón. El colegio se encuentra pilotado.



Figura Nº 2.- Fotografías de las instalaciones del CEIP, señaladas en rojo algunas patologías

2.- Entorno geográfico

La zona estudiada se sitúa en el término municipal de VELLÓN (EL).

Las coordenadas aproximadas de la zona estudiada se aportan a continuación:

**Tabla 1. Coordenadas
aproximadas UTM**

UTM	
X	Y
451.361	4.513.275

*Nota: Huso UTM: 30, Zona: S, Datum:
WGS84.*

En las fotografías siguientes se muestra la ubicación de la zona y sus características principales.



Figura Nº 3.- Imagen de la ejecución del sondeo mecánico y rotativo con extracción continua de testigo referido como S-01.



Figura Nº 4.- Trabajos para la realización de la penetración dinámica, tipo DPSH, referida como P-01.



Figura Nº 5.- Trabajos para la realización de la penetración dinámica, tipo DPSH, referida como P-02.



Figura Nº 6.- Trabajos para la realización de la penetración dinámica, tipo DPSH, referida como P-03.

3.- Trabajos realizados

Los trabajos realizados han tenido dos caracteres diferentes, los ejecutados en campo o “in situ” y los de laboratorio.

Así mismo también se ha llevado a cabo un estudio bibliográfico, como complemento al trabajo de gabinete.

3.1.- Reconocimientos de campo

Los trabajos de campo realizados se definen a continuación.

Tabla 2. Trabajos de campo

Tipo	Unidades	Profundidad mínima alcanzada (m.)	Profundidad máxima alcanzada (m.)
Sondeos mecánicos con recuperación de testigo	1	18,05	
Sondeos a penetración dinámica	3	2,80	7,00

Los sondeos mecánicos a rotación consisten en la ejecución de perforaciones de pequeño diámetro, generalmente de 65 y 140 mm que permiten reconocer la naturaleza y localización de las diferentes capas del subsuelo mediante la extracción continua de testigo de suelo o roca, a la vez que se alterna con ensayos geotécnicos de penetración y extracción de muestras inalteradas, en los casos que es posible. Las perforaciones se realizaron con una sonda modelo TP-50/400. Una vez finalizados los sondeos se introdujo tubería PVC ranurada en cada uno de los mismos con objeto de poder realizar un

seguimiento de los posibles niveles freáticos y se instaló una tapa metálica como medida de protección de la embocadura de los sondeos.

Los ensayos de penetración SPT se utilizan en geotecnia para correlacionar diferentes parámetros resistentes en los suelos. Estos ensayos determinan la resistencia de los suelos a la penetración de un tomamuestras partido, permitiendo obtener muestras alteradas de suelo dentro de un sondeo para su identificación, y proporcionando a su vez información sobre la variabilidad y rigidez del suelo.

Este tipo de ensayos se realiza en el interior de sondeos, en los cuales es necesario limpiar previamente el fondo de la perforación, manteniendo la entubación por encima del nivel de comienzo del ensayo.

El equipo necesario para la realización de esta prueba consta de un tomamuestras bipartido de pared gruesa de 51 mm de sección acoplado a un varillaje rígido, en cuyo extremo se coloca la cabeza de golpeo y contragolpe, sobre la que impacta una maza de 63,5 kg en caída libre, desde una altura de 76,2 cm. Este equipo suele ir montado sobre el camión de sondeos, acoplado a la sonda y con un funcionamiento automático.

Las muestras inalteradas se pueden obtener a percusión, a presión, o a rotación. En el primer caso, se trata de un ensayo parecido al S.P.T., con la diferencia de que el tomamuestras empleado es del tipo GMPV de pared gruesa, de mayor sección que el del S.P.T., diseñado especialmente para que la muestra se recupere en el interior de un tubo de plástico que cerrado herméticamente con tapas de goma, mantenga inalteradas largo tiempo las propiedades del suelo.

Al igual que en el ensayo S.P.T., se contabilizan los golpes necesarios para penetrar 30 cm, después de haber desechado los primeros 15 cm. Al número obtenido, se le denomina N_i , para diferenciarlo del ensayo Standard. También se pueden obtener muestras inalteradas con el tomamuestras anterior, introducido a presión.

El ensayo de penetración dinámica (DPSH) consiste en la hincas de una puntaza de sección cónica de 20 cm² acoplada a un varillaje de 32 mm de diámetro, mediante golpes propinados por una maza de 63.5 kg que cae desde una altura de 75 cm, impactando sobre una cabeza o “yunque” rígidamente unido al varillaje. El aparato empleado en la realización de estos ensayos fue un penetrómetro modelo PDP 3.10.

La resistencia a la penetración se define como el número de golpes requerido para hacer avanzar el penetrómetro una longitud de 20 cm designándose a este valor como N_{20} , representándose los resultados en gráficos que reflejan los diferentes golpes obtenidos en función de la profundidad. El ensayo se da por terminado cuando se alcanza el rechazo o se supera la profundidad en estudio.

Los datos de golpeo de los penetrómetros permiten una estimación razonable de las características resistentes medias del subsuelo.

Las diferentes actas de todos los reconocimientos de campo desarrollados para este trabajo se aportan en los anejos correspondientes.

3.2.- Resultados de los ensayos de penetración dinámica

A continuación se muestran los resultados obtenidos en los ensayos de penetración dinámica:

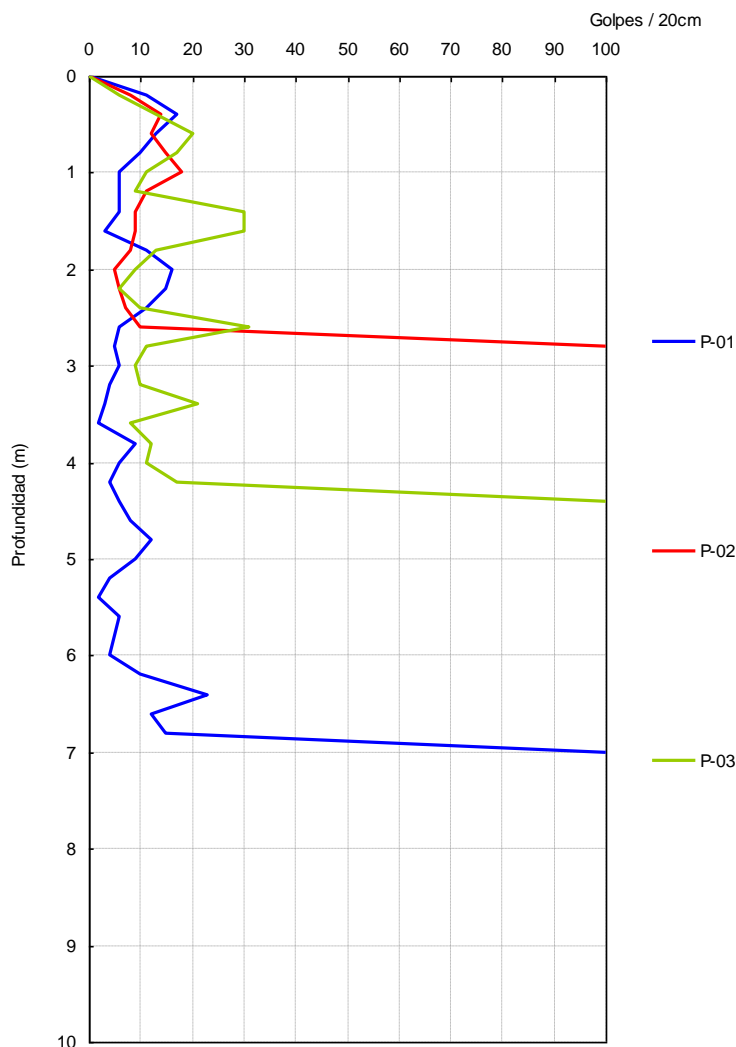


Figura Nº 7.- Registro de los ensayos de penetración dinámica realizados.

3.3.- Ensayos de campo y laboratorio

Los ensayos y trabajos de campo realizados para determinar las características de los materiales detectados han sido los siguientes:

Tabla 3. Ensayos y Trabajos de campo

Ensayo	unidades	norma
Toma de muestra inalterada con tomamuestras de tipo abierto	2	ASTM D6169-98, ASTM D3550-01, XP P94-202
Ensayo de penetración estandar (SPT)	6	UNE 103800

Tabla 3. Ensayos y Trabajos de campo

Ensayo	unidades	norma
Toma de muestra alterada	1	-

Los ensayos de laboratorio realizados para la elaboración de este documento quedan reflejados en las tablas siguientes:

Tabla 4. Trabajos de laboratorio

Ensayo	unidades	norma
Clasificación USCS	1	ISSMGE
Análisis granulométrico por tamizado	1	UNE 103101
Determinación de los límites de Atterberg	1	UNE 103103 - 104
Determinación de humedad natural	2	UNE 103300
Determinación de peso específico aparente	1	UNE 103301
Ensayo de compresión simple en suelos	1	UNE 103400
Determinación del contenido en sulfatos	1	UNE 103202
Determinación del grado de acidez Baumann-Gully	1	EHE

Los valores obtenidos para cada uno de los ensayos realizados se establecen en las siguientes tablas:

Tabla 5. Valores de consistencia o compacidad

Muestra			Consistencia o Compacidad					
Reconocimiento	Tipo de muestra	Prof. Inicial muestra	Golpeo/15cm					
			V1	V2	V3	V4	N30 MI	N30 SPT
S-01	MI	3,00	13	8	13	15	21	
S-01	SPT	3,60	8	5	6	7		11
S-01	MI	6,00	50				R	
S-01	SPT	6,10	50					R
S-01	SPT	9,00	50					R
S-01	SPT	12,00	50					R
S-01	SPT	15,00	50					R
S-01	SPT	18,00	50					R

Tabla 6. Ensayos de identificación

Muestra			Identificación											
Reconocimiento	Tipo de muestra	Prof. Inicial muestra	Granulometría							L. Atterberg				Clasificación USCS
			20 mm.	5 mm.	2 mm.	0,4 mm.	0,08 mm.	Grava (>2mm) %	Arena (2-0,08mm) %	Finos (<0,08mm) %	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plasticidad	
S-01	MI	3,00	91,40	76,40	65,70	48,20	24,10	34,30	41,60	24,10	0,00	0,00	0,00	SM

Tabla 7. Valores de ensayos químicos

Muestra			Ensayos Químicos						
Reconocimiento	Tipo de muestra	Prof. Inicial muestra	Mat.Orgánica %	Sulfatos (SO ₃) %	Sulfatos (SO ₄) mg/Kg	A.Baumann-Gully ml/kg	Contenido en yesos %	Sales Solubles %	Carbonatos (CO ₃) %
S-01	MI	3,00		0,71	8479	26,66			

Tabla 8. Ensayos de definición del estado natural y resistencia

Muestra			Parámetros de estado natural				Resistencia						
Reconocimiento	Tipo de muestra	Prof. Inicial muestra					RCS Kpa			Con Drenaje			Sin Drenaje
			Corte Directo / Triaxial	Ang. Rozamiento Efectivo °	Cohesión Efectiva Kpa	Corte Directo / Triaxial				Ang. Rozamiento sin drenaje °	Cohesión Efectiva Kpa		
S-01	MI	3,00				8,70							
S-01	MA	8,00		27,70	27,80	0,27	14707						

4.- Geología

La ubicación geológica, a efectos gráficos, del término municipal de VELLÓN (EL) se aporta en el anejo correspondiente.

La situación geológica de la zona estudiada se expresa en el siguiente gráfico extraído de la documentación existente del Mapa Geológico de España (MAGNA), a escala original 1:50.000, del Instituto Geológico y Minero de España, del Ministerio de Ciencia e Innovación

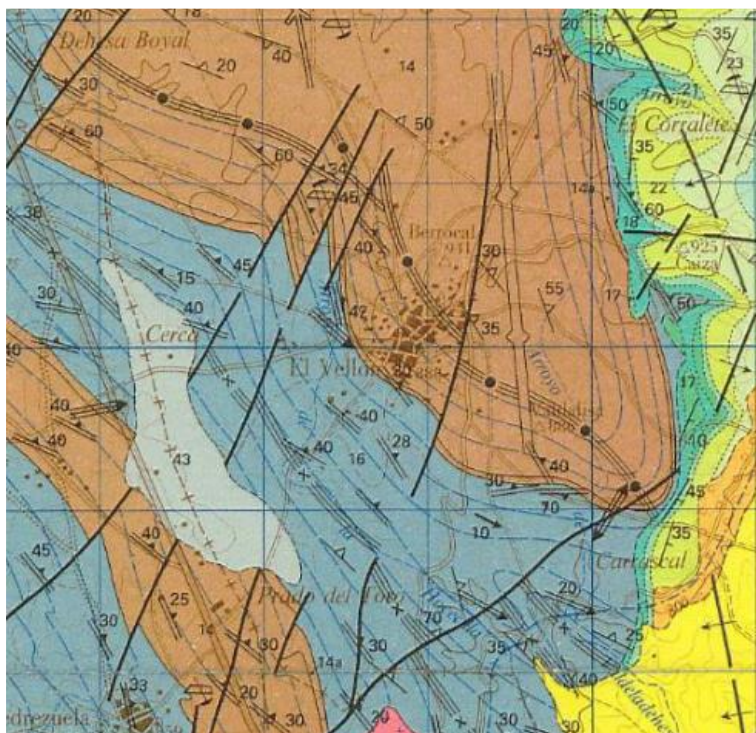


Figura Nº 8.- Mapa geológico donde se sitúa el área estudiada en el término municipal de VELLÓN (EL). Fuente: Instituto Geológico y Minero de España.

La zona objeto de estudio se encuentra enclavada dentro de materiales ígneos y metamórficos pertenecientes al macizo Hercínico, de edades precámbrico-paleozoicas. La orogenia Hercínica es la responsable de los principales eventos tectónicos, metamórficos e ígneos que afectan a los materiales precámbricos. La estratigrafía de la zona presenta rocas ígneas prehercínicas tales como ortogneises bandeados con glándulas esporádicas, ortogneises glandulares mesocráticos y leuconeises con facies glandulares y facies aplitoides.

A pesar del metamorfismo regional de medio-alto grado sufrido por estos materiales y de la fuerte deformación sufrida en algunos sectores, se pueden observar ciertos criterios que avalan el carácter de macizos intrusivos en la serie metasedimentarias de estos ortogneises, que posteriormente serían deformados y metamorizados durante la Orogenia Hercínica.

En el término municipal de El Vellón hay sobretodo depósitos prehercánicos, observando materiales de edad pre-ordovicica en la zona más sur de municipio.

Litológicamente la gran mayoría del área del proyecto está constituida por leucogneises a veces con glándulas y ortogneis glandulares metagraníticos. Se caracterizan por una elevada proporción de megacrístales de feldespato bastante homométrico en general de 2-3 cm. Su matriz es cuarzo-feldespática granoblástica y suele presentar agregados de biotita.

Estos macizos de gneises presentan enclaves de diferentes tipos, tanto metasedimentarios similares a los metasedimentos encajantes, como de origen ígneo.

5.- Sismología

5.1.- Introducción

La normativa utilizada a la hora de tener en cuenta o no los posibles efectos sísmicos sobre las obras proyectadas, ha sido la "Norma de Construcción Sismorresistente". NCSE-02. REAL DECRETO 997/2002 de 27 de septiembre.

NCSE-02 o Norma de construcción sismorresistente, es una norma española, publicada en BOE 11 octubre 2002.

Típicamente la norma NCSE-02 propone un método de cálculo, que al igual que su predecesora, la NCSE-94 utiliza los métodos tradicionales de proyecto sismorresistente basados en la resistencia.

La NCSE-02 está centrada en la seguridad de la estructura, pero no en cuantificar los daños, por lo que sus comprobaciones sólo son válidas en estado límite último.

Sus capítulos se ordenan como sigue:

- 🕒 Capítulo 1: generalidades.
- 🕒 Capítulo 2: peligrosidad sísmica y acción sísmica en cada punto del territorio.
- 🕒 Capítulo 3: métodos de cálculo para obtención de acciones y desplazamientos.
- 🕒 Capítulo 4: reglas de proyecto y prescripciones constructivas.

La norma NCSE-02 sigue las fases típicas del análisis dinámico de estructuras:

- 🕒 En un primer paso se establece el modelo estructural adecuado. A partir de las características geométricas, los materiales y la configuración de la estructura del modelo se construyen las matrices de masa, amortiguación y rigidez de acuerdo a las convenciones habituales del análisis dinámico. A partir de esas matrices se puede determinar gracias al análisis modal espectral las frecuencias propias de la estructura y sus modos propios. El movimiento oscilatorio de la estructura se representa de hecho como un movimiento armónico compuesto, que en general no será periódico.

- A partir de la ubicación de la estructura, las propiedades del terreno y la zonificación sísmica asociada a la norma se estiman unas aceleraciones típicas impuestas por el terreno y recogidas en los espectros elásticos de respuesta.
- A continuación la combinación de la sollicitación sísmica resumida en los espectros de respuesta y las características de respuesta del terreno resumidas en las frecuencias y modos propios de la estructura, se determinan las fuerzas sísmicas equivalentes sobre el edificio. Posteriormente, estas fuerzas son reducidas en función de la ductilidad de la estructura.

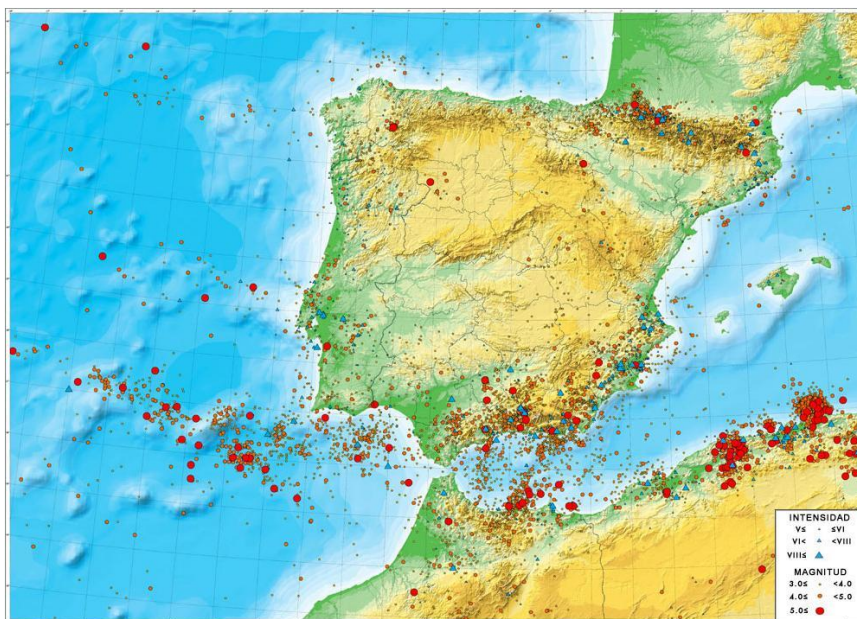


Figura Nº 9.- Magnitud y profundidad de los principales sismos en la zona. Ministerio de Fomento Subsecretaría. Dirección General del Instituto Geográfico.

5.2.- Mapa de peligrosidad sísmica. Coeficiente de distribución.

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica. Dicho mapa suministra el coeficiente de contribución K, que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.

El valor obtenido es el siguiente:

Tabla 9. Coeficiente de distribución

Coeficiente de contribución	K	0,00
-----------------------------	---	------

5.3.- Mapa de peligrosidad sísmica. Aceleración sísmica básica.

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica. Dicho mapa suministra, expresada en relación al valor de la

gravedad, g , la aceleración sísmica básica, a_b –un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno.

En la NSCE en su anejo nº 1 se representan los valores de la aceleración sísmica básica y del coeficiente de contribución, K , de los términos municipales con $a_b > 0,04g$, organizado por comunidades autónomas.

El valor obtenido es el siguiente:

Tabla 10. Aceleración sísmica básica

Aceleración sísmica básica	a_b / g	0,00
----------------------------	-----------	------

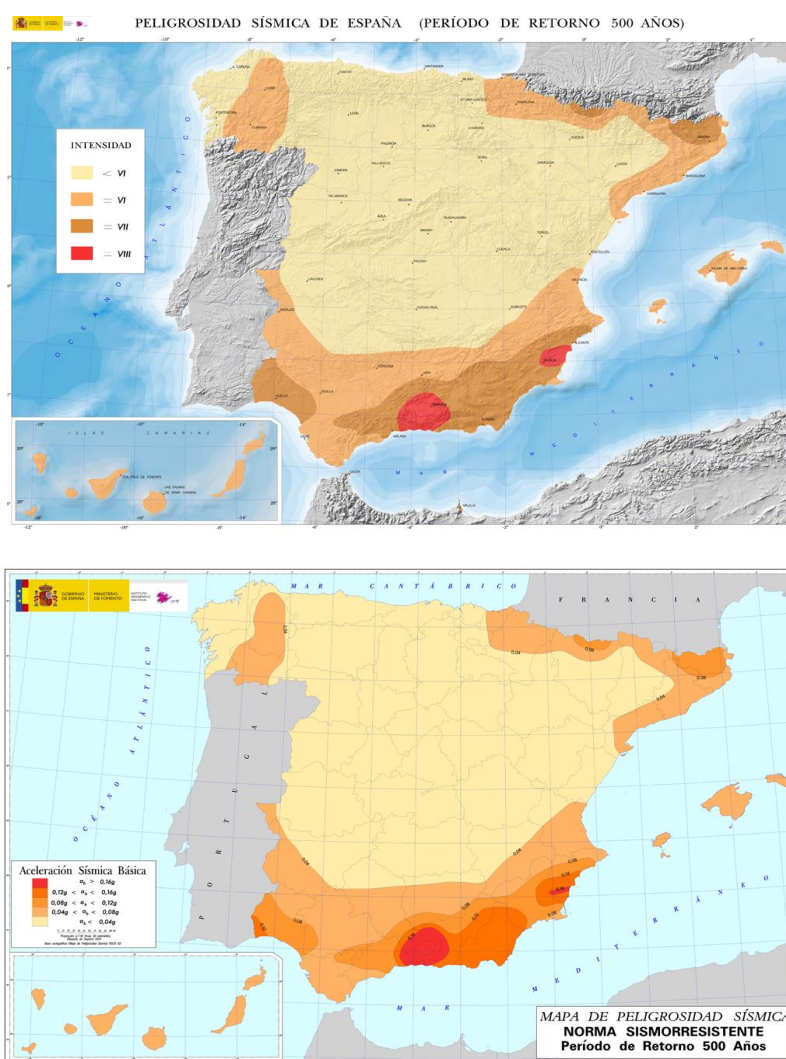


Figura Nº 10.- Peligrosidad sísmica de España (Periodo de retorno 500 años). Intensidad y aceleración sísmica básica.

5.4.- Clasificación del terreno. Coeficiente del terreno.

Según la normativa vigente, los terrenos se clasifican en los siguientes tipos:

- 🕒 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.
- 🕒 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.
- 🕒 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.
- 🕒 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.

A cada uno de estos tipos de terreno se le asigna el valor del coeficiente C del siguiente modo:

Tabla 11. Coeficiente del Terreno

Tipo de terreno	Coeficiente C
I	1.0
II	1.3
III	1.6
IV	2.0

Para obtener el valor del coeficiente C de cálculo se determinarán los espesores e_1 , e_2 , e_3 y e_4 de terrenos de los tipos I, II, III y IV respectivamente, existentes en los 30 primeros metros bajo la superficie. 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.

Dependiendo de los tipos de materiales diferenciados se ha obtenido el coeficiente del terreno que se indica en las tablas siguientes, junto con el resumen de los valores obtenidos:

Tabla 12. Estimación del coeficiente C.

Material	Tipo Terreno	Espesor	Coef. C	Ponderación	Coef. C
Rellenos de naturaleza antrópica	IV	7,20	2,00	14,40	1,26
Gravas con arenas finas	III	0,80	1,60	1,28	

Tabla 12. Estimación del coeficiente C.

Material	Tipo Terreno	Espesor	Coef. C	Ponderación	Coef. C
Substrato rocoso de granito	I	22,00	1,00	22,00	

Tabla 13. Valores fundamentales

Variable	símbolo	valor
Aceleración sísmica de cálculo	ac / g	0,00
Coeficiente de contribución	K	0,00
Aceleración sísmica básica	ab / g	0,00
Coeficiente adimensional de riesgo	r	1,00
Coeficiente de amplificación del terreno	S	1,00
Coeficiente del terreno	C	1,26
Municipio	VELLÓN (EL)	

6.- Caracterización geológica y geotécnica de los materiales

Los datos obtenidos se han analizado en gabinete, integrándolos con los existentes en la bibliografía consultada y permitiendo de esta manera la síntesis de los mismos en la que quedan representadas las distintas formaciones y suelos existentes, los datos hidrogeológicos más relevantes (zonas encharcadas, cursos de agua, etc.), las zonas potencialmente inestables (deslizamientos, etc.) y los condicionantes constructivos del terreno.

Una vez conocidas las diferentes formaciones existentes y su geometría, se procede a caracterizar los materiales.

Sintetizando, los aspectos fundamentales del trabajo realizado han sido el reconocimiento de los terrenos atravesados definiendo:

- 🕒 Litologías.
- 🕒 Clasificaciones de los materiales.
- 🕒 Características geotécnicas.
- 🕒 Situación del nivel freático.
- 🕒 Obtención del perfil geotécnico.
- 🕒 Niveles geotécnicos.

● Espesor de tierra vegetal y rellenos.

En función de los trabajos de campo realizados, junto con ensayos de laboratorio ejecutados podemos establecer la siguiente secuencia estratigráfica modelo:

Tabla 14. Modelo estratigráfico establecido.

Nivel	Material	Desde (m.)	Hasta (m.)
UG.1	Rellenos de naturaleza antrópica	0,00	7,20
UG.2	Gravas con arenas finas	7,20	8,00
UG.3	Substrato rocoso de granito	8,00	Fin de reconocimientos

El perfil esquemático obtenido se adapta a la siguiente secuencia de materiales detectados.

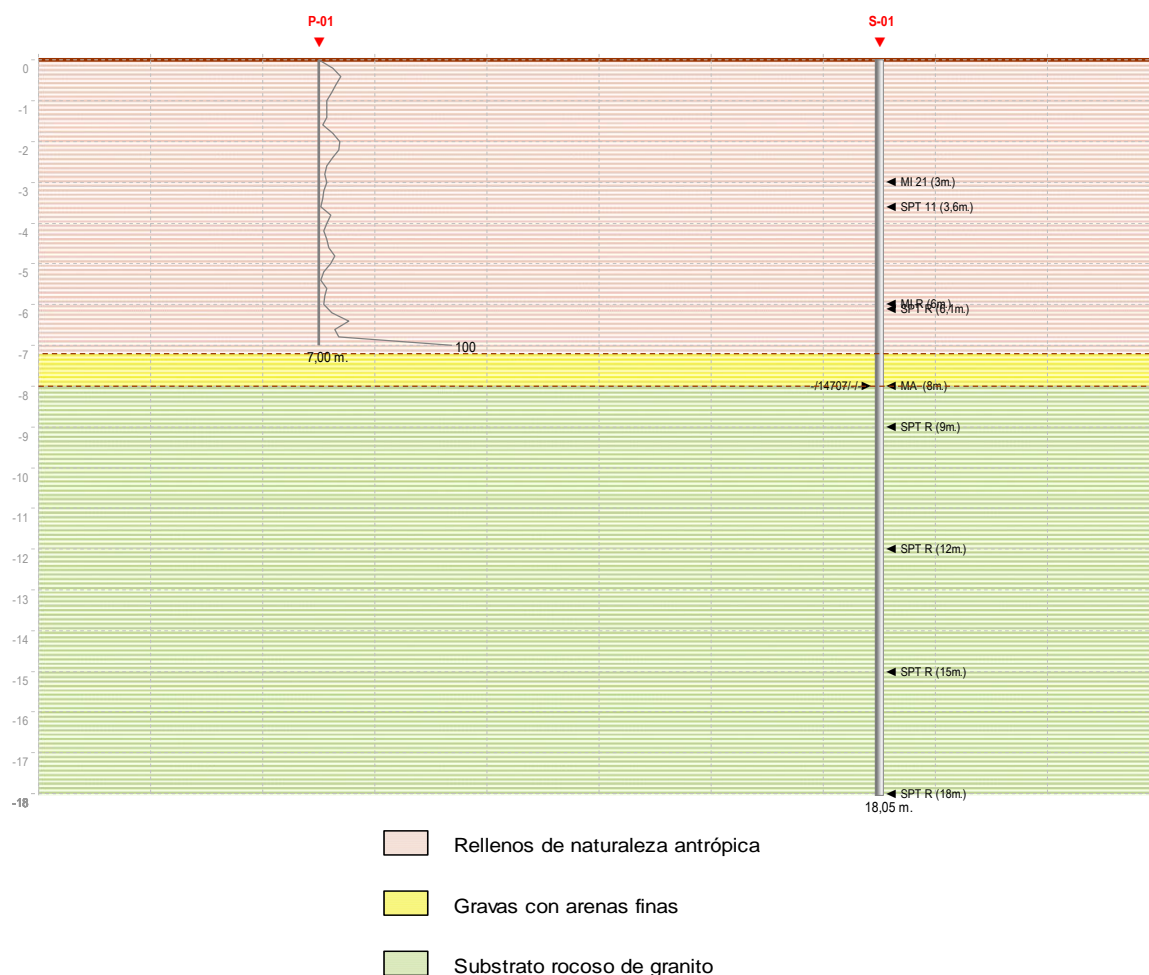


Figura Nº 11.- Perfil esquemático.

6.1.- Nivel freático

Durante las labores de campo se ha comprobado la existencia o no de los niveles freáticos.

No se ha detectado Nivel freático en los reconocimientos ejecutados.

Hemos de hacer notar que las medidas del nivel freático se han realizado a la finalización de las perforaciones.

Es probable que el nivel freático pueda oscilar en función del régimen climático y estacional no permaneciendo inalterable, consideración que habrá de ser tomada en cuenta.

6.1.- UG.1 Rellenos de naturaleza antrópica

La UG.1 está formada por Rellenos de naturaleza antrópica, según los trabajos de campo y laboratorio realizados, junto con el seguimiento realizado en gabinete.

La distribución de este nivel, en referencia a su potencia, dentro de las perforaciones realizadas se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 15. Distribución y potencia del nivel estudiado.

	S-01
UG-01	7,20
UG-02	0,80
UG-03	10,05

Este nivel, para la columna estratigráfica adoptada, se ha situado entre las cotas 0,00 m. a techo y 7,20 m. a muro, según el siguiente modelo:

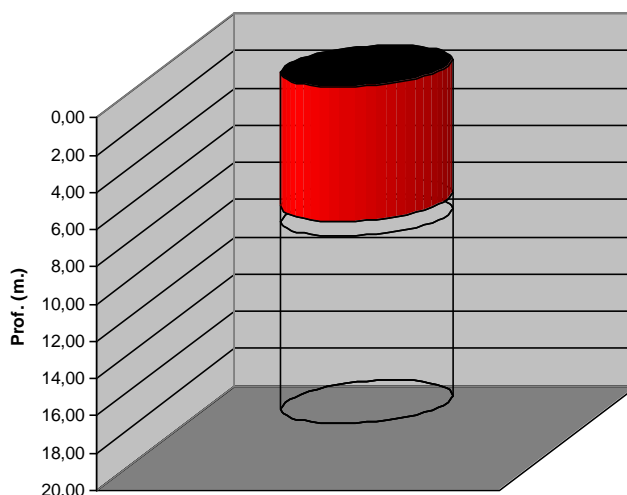


Figura Nº 12.- Distribución del nivel dentro del modelo establecido.

Los ensayos de campo realizados, en cuanto a consistencia o compacidad, junto con las muestras extraídas se detallan a continuación:

Tabla 16. Toma de Muestras. Ensayos de Consistencia o Compacidad

Recon.	Tipo Muestra	Prof. (m.)	N(1)	N(2)	N(3)	N(4)	N30 (MI)	N30 (SPT)
S-01	MI	3,00	13	8	13	15	21	
S-01	SPT	3,60	8	5	6	7		11
S-01	MI	6,00	50				R	
S-01	SPT	6,10	50					R

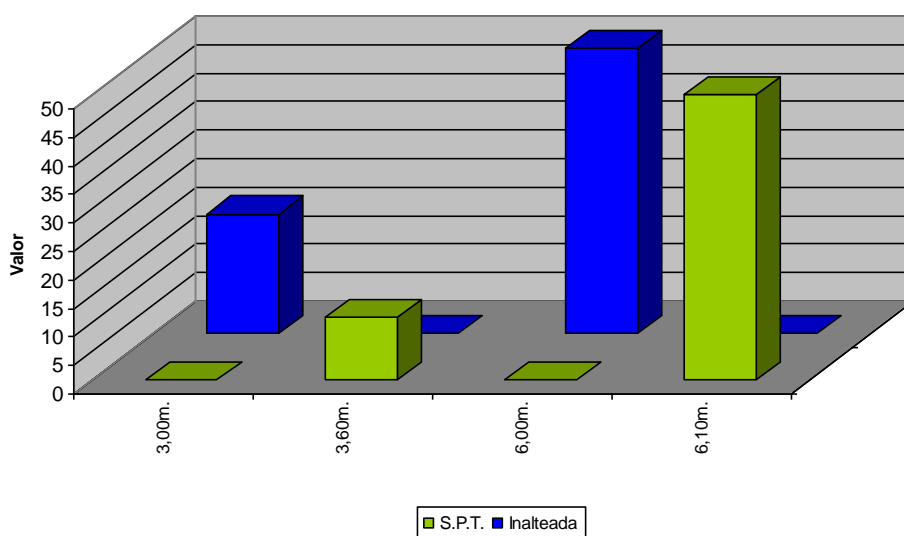


Figura N° 13.- Valores de compacidad o consistencia.

6.2.- Muestras ensayada en la UG-1.

6.2.1.- Identificación

De los ensayos granulométricos y de límites de Atterberg, se puede observar que la mayoría de las muestras ensayadas responden a - ().

Los ensayos granulométricos realizados, para esta unidad se detallan en la siguiente tabla, donde se aportan los resultados obtenidos:

Tabla 17. Valores granulométricos

Recon.	Prof. (m.)	Diámetro (mm.)				
		20,00	5,00	2,00	0,40	0,08
S-01	3,00	91,40	76,40	65,70	48,20	24,10

Los valores obtenidos en las curvas granulométricas han sido las siguientes:

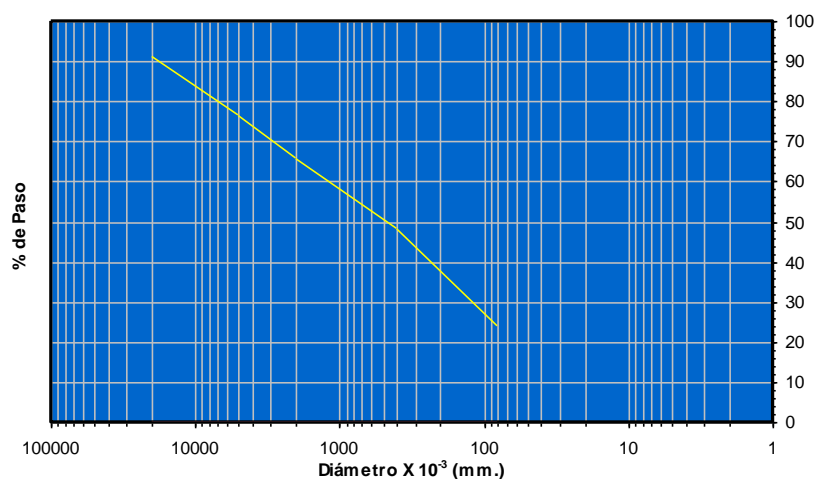


Figura N° 14.- Distribución de curvas granulométricas.

Los valores obtenidos para cada uno de los ensayos de límites de Atterberg desarrollados en este trabajo se definen a continuación:

Tabla 18. Límites de Atterberg

Recon.	Prof. (m.)	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plasticidad
S-01	3,00	0,00	0,00	0,00

La variación de los límites líquidos y plásticos se detallan a continuación:

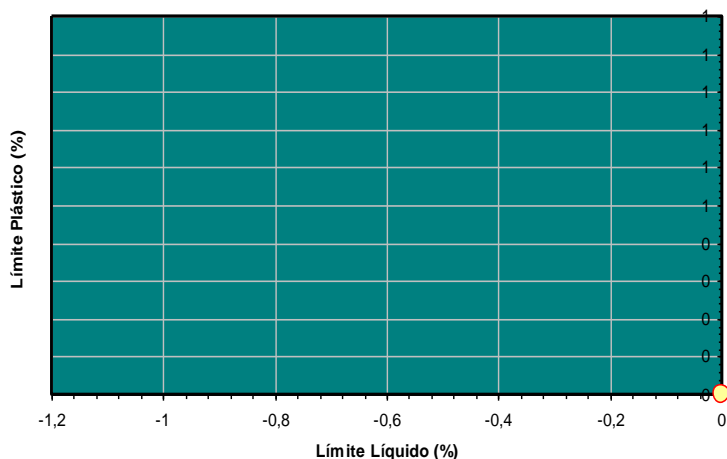


Figura N° 15.- Variación de entre los límites líquido y plástico.

Por lo que se respecta a los materiales finos, se ha realizado ensayos para determinar los llamados Límites de Atterberg, cuyos resultados pueden observarse gráficamente en la representación de Casagrande.

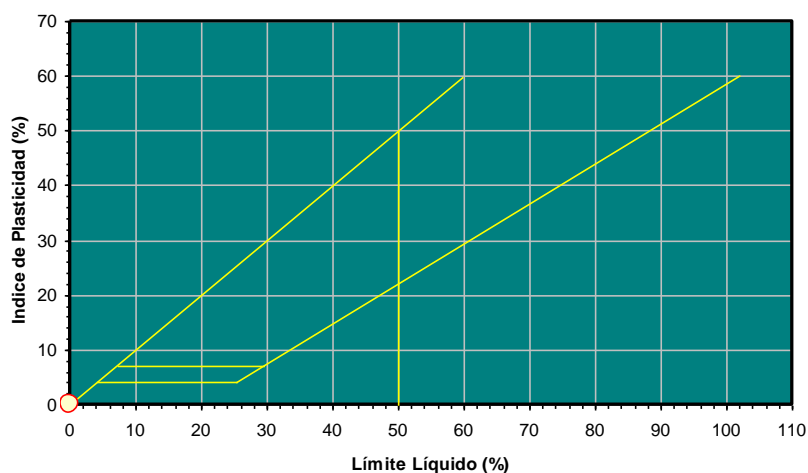


Figura Nº 16.- Carta de Casagrande.

La clasificación obtenida según los ensayos realizados ha sido la que se aporta en la tabla siguiente:

**Tabla 19. Clasificación
(Sistema Unificado de
Clasificación de Suelos)**

Recon.	Prof. (m.)	Clasificación
S-01	3,00	SM

6.2.2.- Ensayos químicos y agresividad en suelos

Los valores estadísticos obtenidos a partir de los ensayos realizados se establecen en la siguiente tabla:

Tabla 20. Valores estadísticos de ensayos químicos

	M. Organica (%)	Sulfatos (SO ₃) (%)	Sulfatos (SO ₄) mg/Kg	A. Baumann- Gully	Yesos (%)	Sales Solubles (%)	Carbonatos (CO ₃) (%)
Valores	-	0,71	8479,00	26,66	-	-	-

6.2.3.- Parámetros de estado natural

Los valores obtenidos de los parámetros naturales ensayados han sido los siguientes:

Tabla 21. Valores obtenidos de estado natural

Recon.	Prof. (m.)	Peso Específico (kN/m ³)	Densidad seca (kN/m ³)	Densidad aparente (kN/m ³)	Humedad (%)
S-01	3,00				8,70

6.3.- UG.2 Gravas con arenas finas

La UG.2 está formada por Gravas con arenas finas, según los trabajos de campo y laboratorio realizados, junto con el seguimiento realizado en gabinete.

La distribución de este nivel, en referencia a su potencia, dentro de las perforaciones realizadas se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 22. Distribución y potencia del nivel estudiado.

	S-01
UG-01	7,20
UG-02	0,80
UG-03	10,05

Este nivel, para la columna estratigráfica adoptada, se ha situado entre las cotas 7,20 m. a techo y 8,00 m. a muro, según el siguiente modelo:

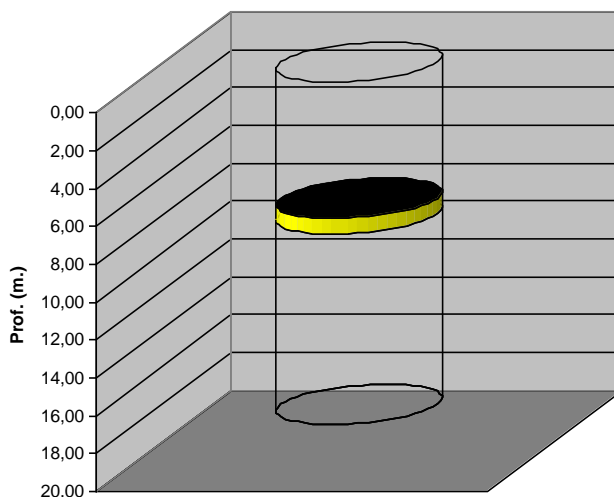


Figura Nº 17.- Distribución del nivel dentro del modelo establecido.

6.4.- UG.3 Substrato rocoso de granito

La UG.3 está formada por Substrato rocoso de granito, según los trabajos de campo y laboratorio realizados, junto con el seguimiento realizado en gabinete.

La distribución de este nivel, en referencia a su potencia, dentro de las perforaciones realizadas se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 23. Distribución y potencia del nivel estudiado.

	S-01
UG-01	7,20
UG-02	0,80
UG-03	10,05

Este nivel, para la columna estratigráfica adoptada, se ha situado entre las cotas 8,00 m. a techo y hasta la máxima profundidad reconocida, según el siguiente modelo:

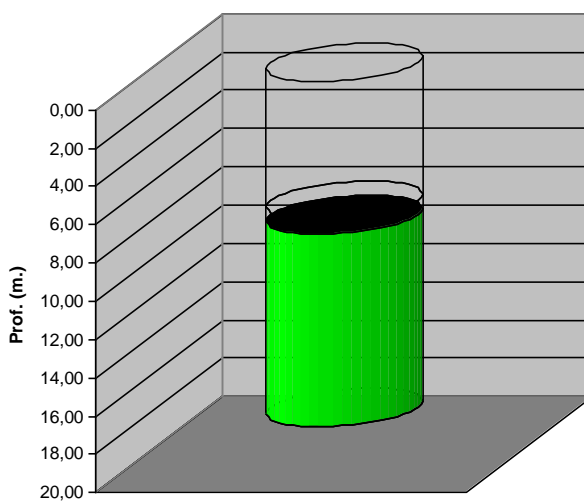


Figura Nº 18.- Distribución del nivel dentro del modelo establecido.

Los ensayos de campo realizados, en cuanto a consistencia o compacidad, junto con las muestras extraídas se detallan a continuación:

Tabla 24. Toma de Muestras. Ensayos de Consistencia o Compacidad

Recon.	Tipo Muestra	Prof. (m.)	N(1)	N(2)	N(3)	N(4)	N30 (MI)	N30 (SPT)
S-01	MA	8,00						
S-01	SPT	9,00	50					R
S-01	SPT	12,00	50					R
S-01	SPT	15,00	50					R
S-01	SPT	18,00	50					R

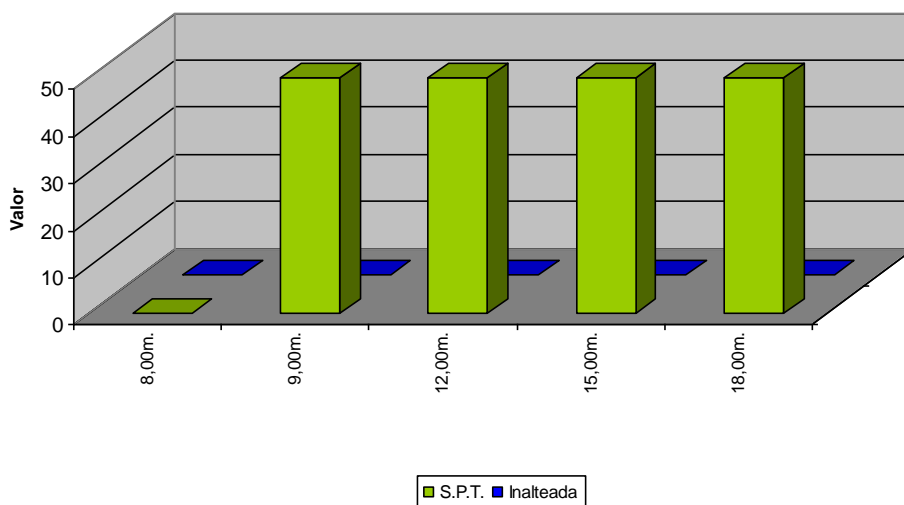


Figura Nº 19.- Valores de compacidad o consistencia.

6.5.- Muestras ensayada en la UG-3.

6.5.1.- Parámetros de estado natural

Los valores obtenidos de los parámetros naturales ensayados han sido los siguientes:

Tabla 25. Valores obtenidos de estado natural

Recon.	Prof. (m.)	Peso Especifico (kN/m3)	Densidad seca (kN/m3)	Densidad aparente (kN/m3)	Humedad (%)
S-01	8,00		27,70	27,80	0,27

6.5.2.- Parámetros de resistencia

Los valores de resistencia obtenidos para este nivel son los siguientes:

Tabla 26. Valores obtenidos en los ensayos de resistencia ejecutados. *Nota: C (Corte Directo). T (Triaxial). CD (Ensayos consolidados y drenados). CU (Ensayos consolidados y sin drenar). UU (Ensayos sin consolidar y sin drenar).

Recon.	Prof. (m.)	Comp.Simple (KPa)	Ensayos con Drenaje			Ensayos sin Drenaje		
			Tipo de ensayo	Ang.roz. Efectivo	Coh.Efect. (Kpa)	Tipo de ensayo	Ang.roz. sin drenaje	Coh.sin dren.(Kpa)
S-01	8,00	14707,00						

Los valores de compresión simple obtenidos se detallan en la siguiente gráfica:

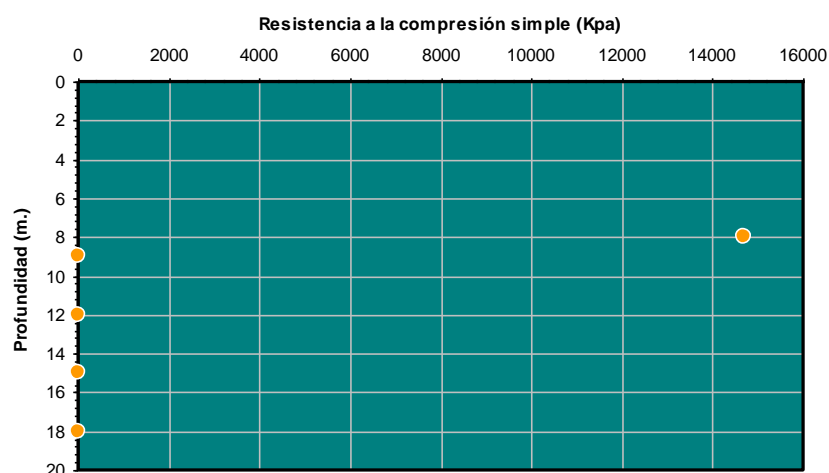


Figura Nº 20.- Valores de compresión simple en relación a la profundidad.

7.- Agresividad

7.1.- Definición del tipo de ambiente

El tipo de ambiente al que está sometido un elemento estructural viene definido por el conjunto de condiciones físicas y químicas a las que está expuesto, y que puede llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a los de las cargas y solicitaciones consideradas en el análisis estructural.

El tipo de ambiente viene definido por la combinación de:

- Una de las clases generales de exposición, frente a la corrosión de las armaduras.
- Las clases específicas de exposición relativas a los otros procesos de degradación que procedan para cada caso.

En el caso de que un elemento estructural esté sometido a alguna clase específica de exposición, en la designación del tipo de ambiente se deberán reflejar todas las clases, unidas mediante el signo de adición "+".

Cuando una estructura contenga elementos con diferentes tipos de ambiente, el Autor del Proyecto deberá definir algunos grupos con los elementos estructurales que presenten características similares de exposición ambiental. Para ello, siempre que sea posible, se agruparán elementos del mismo tipo (por ejemplo, pilares, vigas de cubierta, cimentación, etc.), cuidando además que los criterios seguidos sean congruentes con los aspectos propios de la fase de ejecución.

Para cada grupo, se identificará la clase o, en su caso, la combinación de clases, que definen la agresividad del ambiente al que se encuentran sometidos sus elementos.

7.2.- Clases generales de exposición ambiental en relación con la corrosión de armaduras

En general, todo elemento estructural está sometido a una única clase o subclase general de exposición.

A los efectos de esta Instrucción, se definen como clases generales de exposición las que se refieren exclusivamente a procesos relacionados con la corrosión de armaduras.

En el caso de estructuras marinas aéreas, el Autor del Proyecto podrá, bajo su responsabilidad, adoptar una clase general de exposición diferente de IIIa siempre que la distancia a la costa sea superior a 500m y disponga de datos experimentales de estructuras próximas ya existentes y ubicadas en condiciones similares a las de la estructura proyectada, que así lo aconsejen.

7.2.1.- Clases específicas de exposición ambiental en relación con otros procesos de degradación distintos de la corrosión.

Además de las clases recogidas, se establece otra serie de clases específicas de exposición que están relacionadas con otros procesos de deterioro del hormigón distintos de la corrosión de las armaduras.

Un elemento puede estar sometido a ninguna, a una o a varias clases específicas de exposición relativas a otros procesos de degradación del hormigón.

Por el contrario, un elemento no podrá estar sometido simultáneamente a más de una de las subclases definidas para cada clase específica de exposición.

En el caso de estructuras sometidas a ataque químico (clase Q), la agresividad se clasificará de acuerdo con los criterios recogidos en la tabla.

Tabla 27. Clase general de exposición.

Clase general de exposición				Descripción	Ejemplos
Clase	Subclase	Designac	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	- Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones. - Elementos de hormigón en masa.	- Elementos estructurales de edificios, incluidos los forjados, que estén protegidos de la intemperie.
Normal	Humedad alta	IIa	Corrosión de origen diferente de los cloruros	- Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (>65%) o a condensaciones. - Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - Elementos enterrados o sumergidos	- Elementos estructurales en sótanos no ventilados. - Cimentaciones. - Estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm. - Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm. - Elementos de hormigón, que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida.

Tabla 27. Clase general de exposición.

Clase general de exposición				Descripción	Ejemplos
Clase	Subclase	Designac	Tipo de proceso		
	Humedad media	IIb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	- Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm.	- Elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia. - Tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm.
Marina	Aérea	IIIa	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar. - Elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km).	- Elementos estructurales de edificaciones en las proximidades de la costa. - Puentes en las proximidades de la costa. - Zonas aéreas de diques, pantalanos y otras obras de defensa litoral. - Instalaciones portuarias.
	Sumergida	IIIb	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar.	- Zonas sumergidas de diques, pantalanos y otras obras de defensa litoral. - Cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar.
	En zona de carrera de mareas y en zonas de salpicadura	IIIc	Corrosión por cloruros	- Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de salpicaduras o en zona de carrera de mareas.	- Zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantalanos y otras obras de defensa litoral. - Zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea.
Con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	Corrosión por cloruros	- Instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el mundo marino. - Superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas.	- Piscinas e interiores de los edificios que las albergan. - Pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve. - Estaciones de tratamiento de agua.

Tabla 28. Clase específica de exposición (Cont.).

Clase específica de exposición				Descripción	Ejemplos
Clase	Subclase	Design	Tipo de proceso		
Química agresiva	Débil	Qa	Ataque químico	- Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (ver tabla 8.2.3.b)	- Instalaciones industriales, con sustancias débilmente agresivas según tabla 8.2.3.b. - Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad débil según tabla 8.2.3.b.
	Media	Qb	Ataque químico	- Elementos en contacto con agua de mar. - Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (ver tabla 8.2.3.b)	- Dolos, bloques y otros elementos para diques. - Estructuras marinas, en general. - Instalaciones industriales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b. - Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad media según tabla 8.2.3.b. - Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b.

Tabla 28. Clase específica de exposición (Cont.).

Clase específica de exposición				Descripción	Ejemplos
Clase	Subclase	Design	Tipo de proceso		
	Fuerte	Qc	Ataque químico	- Elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (ver tabla 8.2.3.b)	- Instalaciones industriales con sustancias de agresividad alta de acuerdo con la tabla 8.2.3.b. - Instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b. - Construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad fuerte según tabla 8.2.3.b.
Con heladas	Sin sales fundentes	H	Ataque hielo-deshielo	- Elementos situados en contacto frecuente con agua, o zonas con humedad relativa media ambiental en invierno superior al 75% y que tengan una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5°C.	- Construcciones en zonas de alta montaña. - Estaciones invernales.
	Con sales fundentes	F	Ataque por sales fundentes	- Elementos destinados al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o con valor medio de la temperatura mínima en los meses de invierno inferior a 0°C.	- Tableros de puentes o pasarelas en zonas de alta montaña, en las que se utilizan sales fundentes.
Erosión		E	Abrasión cavitación	- Elementos sometidos a desgaste superficial. - Elementos de estructuras hidráulicas en los que la cota piezométrica pueda descender por debajo de la presión de vapor del agua.	- Pilas de puentes en cauces muy torrenciales. - Elementos de diques, pantaneros y otras obras de defensa litoral que se encuentren sometidos a fuertes oleajes. - Pavimentos de hormigón. - Tuberías de alta presión.

Tabla 29. Tipo de exposición.

Tipo de medio agresivo	Parámetros	Tipo de exposición		
		Qa	Qb	Qc
		Ataque débil	Ataque medio	Ataque fuerte
Agua	Valor del PH, según UNE 83.952	6,5-5,5	5,5-4,5	< 4,5
	CO ₂ Agresivo (mg CO ₂ /l), según UNE- EN 13.577	15- 40	40- 100	> 100
	Ión Amonio (mg NH ₄ ⁺ /l), según UNE 83.954	15- 30	30- 60	> 60
	Ión Magnesio (mg Mg ²⁺ /l), según UNE 83.955	300- 1000	1000- 3000	> 3000
	Ión Sulfato (mg SO ₄ ²⁻ /l), según UNE 83.956	200- 600	600- 3000	> 3000
	Residuo Seco (mg/l), según UNE 83.957	75- 150	50- 75	< 50
Suelo	Grado de Acidez Baumann-Gully (ml/kg), según UNE 83.962	> 200	(*)	(*)
	Ión Sulfato (mg SO ₄ ²⁻ /kg de suelo seco), según UNE 83.963	2000- 3000	3000- 12000	> 12000

(*) Estas condiciones no se dan en la práctica

7.3.- Valores obtenidos

Según los trabajos realizados se establecen los siguientes tipos de exposición obtenidos:

Tabla 30. Tipos de exposición obtenidos.

Unidad Geotécnica	Definición	Tipo de exposición
UG.1	Rellenos de naturaleza antrópica	Media - Qb
UG.2	Gravas con arenas finas	-
UG.3	Substrato rocoso de granito	-

8.- Expansividad

Una problemática relevante y a tener en cuenta en nuestro país, es la presencia de suelos arcillosos expansivos, cuya principal característica es la de producir movimientos como consecuencia de hinchamientos y retracciones del subsuelo sobre el cual apoya la cimentación, debidos a cambios de humedad y que provocan en la mayoría de los casos daños estructurales importantes.

Las arcillas expansivas, pertenecen a un grupo mineralógico muy amplio de materiales de naturaleza química silíceo denominados silicatos. Dentro de estos, en función de la distribución de los tetraedros de SiO_4^{4-} (figura siguiente) se clasifican sistemáticamente dentro de los Filosilicatos o silicatos laminares. Así, a grandes rasgos y en función del tipo de arcilla, entre lámina y lámina, se emplazarán en mayor o menor medida las moléculas de agua que producirán el hinchamiento.

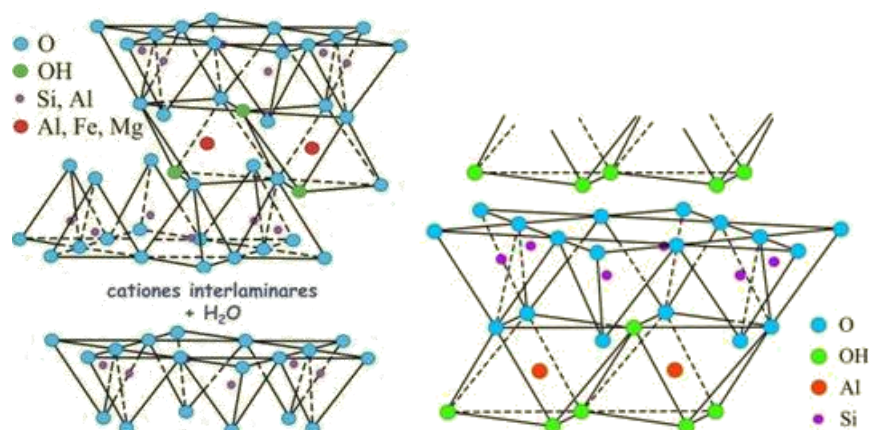


Figura Nº 21.- Estructura química general de las arcillas.

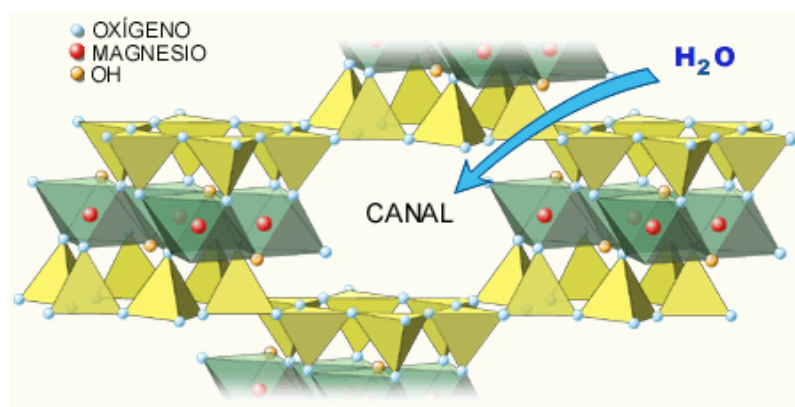


Figura Nº 22.- Estructura química general de las arcillas (Cont.).

Desde el punto de vista geotécnico, los suelos plásticos o arcillosos, son aquellos capaces de deformarse sin agrietarse, ni producir rebote elástico, cambiando su consistencia al variar el contenido de agua. En función de los cambios de contenido de humedad se dan diferentes estados físicos, siendo los límites para cada estado de consistencia los conocidos como límites de Atterberg: límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad, que son el punto de partida para la estimación de la expansividad de un suelo.

La capacidad expansiva del suelo depende de su naturaleza; si un suelo arcilloso modifica el contenido de humedad, el cambio de volumen puede ser significativo. Tanto por aumento de volumen por mayor tenor de humedad como, al reducir la humedad, suele producirse retracción por desecación.

Cuando acaecen problemas en las construcciones como consecuencia de la expansividad del suelo bajo una cimentación, y alrededor de instalaciones auxiliares, pueden llegar a cobrar mucha importancia, provocando agrietamientos, rotura de tuberías de saneamiento y de drenajes, etc.

Por lo general aparecen en edificios de poca altura, en los que por las bajas presiones transmitidas al terreno, no pueden impedir el hinchamiento del suelo y, por otra parte, cuando debido a economías mal orientadas, no se cimenta a gran profundidad, donde los cambios volumétricos periódicos no se producen.

Los Ensayos de expansividad permiten obtener valores cuantitativos sobre la capacidad expansiva del suelo.

Generalmente se realizan ensayos que correlacionan parámetros básicos del suelo con su potencial expansivo, éstos permiten identificar y clasificar los suelos expansivos, los más utilizados son:

- Ensayos Directos. Cuando se necesita determinar el cambio de volumen del suelo se utiliza un aparato edométrico:

- Ensayo de Hinchamiento Libre: Obtención de las deformaciones que sufre el suelo sometido a niveles tensionales muy bajos.
- Ensayo de Presión Máxima de Hinchamiento: Presión máxima que sufre el suelo sin cambiar su volumen.

- Ensayos Indirectos. Estos ensayos se basan en la medición de una o más propiedades intrínsecas del suelo en complemento con datos disponibles sobre experiencias anteriores acerca del cambio potencial de volumen:

- Ensayo de Difracción de Rayos X : Es la determinación de la constitución de arcillas (minerales constitutivos).
- Plasticidad: determinación de correlaciones locales.
- Contenidos de Humedad, Granulometría, etc.

Los criterios de peligrosidad más aceptados son los siguientes:

Tabla 31. Criterios de peligrosidad según Jiménez Salas.

Parámetro	Nula	Marginal	Crítica	Muy crítica
Límite líquido LL	<30	30-40	40-60	>60
Índice de Plasticidad IP	0-15	10-35>	20-55	>45
%<1 µm	<15	13-23	23-30	>28
%<0,074 µm	<30	30-60	60-95	>90
Índice PVC de Lambe	<2	2-4	4-6	>6
Índice de desecación ID	>1	0,8-1	0,6-0,8	<0,6

Tabla 32. Criterios de peligrosidad según Chen.

% Pasa por Tamiz 200	Límite líquido	S.P.T.	Expansión Probable %	Presión de Hinchamiento	Grado de expansión
>95	>60	>30	>10	>10	muy alto
60-95	40-60	20-30	3-10	2,5-10	alto
30-60	30-40	10-20	1-5	1,5-2,5	medio
<30	<30	<10	<1	<0,5	bajo

8.1.- Valores y cuantificaciones obtenidas

Según los trabajos realizados se han podido establecer los siguientes valores de expansividad según los criterios utilizados:

Tabla 33. Valoración de la expansividad.

Unidad Geotécnica	Definición	Criterio de peligrosidad
UG.1	Rellenos de naturaleza antrópica	Nulo
UG.2	Gravas con arenas finas	-
UG.3	Substrato rocoso de granito	-

9.- Permeabilidad

En el estudio de las propiedades hidráulicas del suelo, nos referiremos al movimiento del agua libre entre las partículas, cuya magnitud depende de la permeabilidad del material. Se define un material permeable como aquel que tiene vacíos continuos. Siguiendo este concepto, todos los suelos y materiales constructivos, excluyendo los metálicos, son permeables.

El general distinguiremos dos tipos de flujo: laminar y turbulento. El flujo laminar es aquel en el cual las partículas de agua se mueven o desplazan sin interferencias, o sea, que las partículas no chocan entre sí. Es característico de los limos y las arcillas, pero puede ocurrir en las arenas bajo ciertas condiciones hidráulicas. Un flujo se definirá como turbulento cuando las líneas de flujo de juntan debido al choque de las partículas de agua que se mueven indisciplinadamente. Es propio de las gravas.

9.1.- Movimiento del agua libre

El escurrimiento del agua a través de un material permeable se realiza siguiendo aproximadamente las líneas de filtración. Hay una pérdida de energía (convertida en calor y sonido) debido a la fricción de las partículas de agua dentro de los poros del suelo que genera la sobrepresión hidrostática. Es ésta el elemento motor que provoca el movimiento del agua a través de la masa de suelo.

Definamos los siguientes términos:

Altura de posición o potencial: es la distancia medida desde un plano de referencia arbitrario.

Presión piezométrica: es la presión que provoca que el nivel del agua se eleve en el tubo.

Carga hidráulica: es la pérdida de altura h obtenida por la diferencia de alturas totales h_1 y h_2 .

Sobrepresión hidrostática: es la pérdida de energía determinable por el producto $h \cdot \gamma_w$, donde γ_w es el peso específico del agua (g/cm^3) y h la carga hidráulica.

Principio de Bernoulli.

"En un punto de un líquido, la energía total es igual a la suma de las energías de posición o potencial, piezométrica o de presión, y de velocidad".

Ley de Darcy

Una antigua fórmula empírica mide la cantidad de agua que circula en la unidad de tiempo a través de una superficie unitaria normal a las líneas de filtración, expresada como:

K : permeabilidad de un material poroso, función exclusiva de las características del suelo (cm^2)
 N : viscosidad del líquido que circula ($\text{g} \cdot \text{seg} / \text{cm}^2$)
 i : gradiente de presión (g/cm^3)
 v : velocidad de agua a través de la sección total del suelo.

La consideración de la sección total del suelo es irreal ya que el flujo de agua se efectúa a través de los vacíos del suelo.

Area total = área "ciega" + área de poros.

Reemplazando en la fórmula precedente el gradiente de presión por el gradiente hidráulico tenemos:

$$i_p = i \cdot \gamma_w$$

$$v = (K/h) \cdot i \cdot \gamma_w$$

Como K , h y γ_w son valores constantes los vamos a reunir del siguiente modo:

$$k = ((K \cdot \gamma_w)/h)$$

Sustituyendo en la ecuación anterior, donde k es el coeficiente de permeabilidad al cual le corresponden unidades de velocidad (cm/seg), nos queda:

$$v = k \cdot i \quad \text{Ley de Darcy}$$

Limitaciones de la Ley de Darcy

El flujo debe ser laminar, lo que implica que la Ley de Darcy sólo es aplicable en materiales finos y en algunos casos de arenas cuyas condiciones sean:

$i < 0.4$ en arenas densas $i < 0.2$ en arenas sueltas

La turbulencia no es congruente con la Ley de Darcy, por lo que no es aplicable a gravas.

Por otra parte, la Ley de Darcy supone que la forma y volumen de los poros por donde circula el agua son independientes de la presión y del tiempo.

Coeficiente de permeabilidad (k)

Se define el coeficiente de permeabilidad como la velocidad que adquiere el agua que fluye cuando el gradiente hidráulico es la unidad.

En la fórmula de Darcy, para $i = 1$ se tiene:

$$V = i \cdot k = k \text{ (cm/seg)}$$

Para llegar a la expresión simplificada de Darcy, asumimos que los factores del coeficiente de permeabilidad eran constantes, lo cual es válido sólo en los casos de filtración de agua a poca profundidad, donde la temperatura varía muy poco y el peso específico y la viscosidad del agua son prácticamente constantes. De modo que el coeficiente de permeabilidad no es un valor absoluto, sino que depende de la temperatura del agua.

En los problemas relativos al flujo de líquidos en general la determinación correcta del coeficiente de permeabilidad es un dato de importancia primordial. Existen diversos procesos en la obtención de la permeabilidad de los suelos: unos de prueba "in situ" (Lugeon/Lefranc) y otros de laboratorio (permeámetros).

9.2.- Factores que influyen en la permeabilidad

Los principales factores, tanto característicos del suelo como del líquido que circula, influyentes en la permeabilidad son:

- Forma y tamaño de la partículas
- Relación de vacíos del suelo
- Grado de saturación del suelo
- Cantidad de gases disueltos en el líquido, ya que el aire dificulta la filtración
- Propiedades, sobre todo la viscosidad, del líquido que fluye.

VALORES RELATIVOS DE PERMEABILIDAD (Según Terzaghi y Peck) Permeabilidad relativa valores de k Suelo típico (cm/seg).

Tabla 34. Valores relativos de permeabilidad (Según Terzaghi y Peck)
Permeabilidad relativa valores de k Suelo típico (cm/seg)..

Grado de permeabilidad	Valor de k (cm/s)
Elevada	Superior a 10^{-1}
Media	10^{-1} a 10^{-3}
Baja	10^{-3} a 10^{-5}
Muy baja	10^{-5} a 10^{-7}
Prácticamente impermeable	Menor de 10^{-7}

Tabla 35. Valores relativos de permeabilidad en función del tipo de material.

Material	Valor de k (cm/s)
Muy permeable: Grava gruesa	Superior a 10^{-1}
Moderadamente permeable: Arena, arena fina	10^{-1} a 10^{-3}
Poco permeable: Arena limosa, arena sucia	10^{-3} a 10^{-5}
Muy poco permeable: Limo, arenisca fina	10^{-5} a 10^{-7}
Impermeable Menor: Arcilla	Menor de 10^{-7}

Tabla 36. Valores relativos de permeabilidad en función del tipo de material.

Tipo de suelo	Valor de k (m/s)
Grava limpia	$> 10^{-2}$
Arena limpia y mezcla de gravas y arena limpia	10^{-2} a 10^{-5}
Arena fina, limo, mezclas de arenas, limos y arcillas	10^{-5} a 10^{-9}
Arcilla	$< 10^{-9}$

En la siguiente tabla se presentan los valores medios de la permeabilidad, para diferentes tipos de terreno. Así mismo, se incluye la calificación del acuífero y su capacidad de drenaje, en función del valor aproximado de permeabilidad.

Tabla 37. Permeabilidad característica de diferentes tipos de terreno (tomado de IGME 1988, López Marinas 2004)

	Litología	Permeabilidad (m/sg)	Calificación permeabilidad	Calificación acuífero	Capacidad de drenaje
SUELOS	Grava limpia	E+00-E-02	Muy alta-Alta	Buenos acuíferos	Buena
	Arena limpia, mezcla de grava y arena	E-02-E-05	Alta-Media	Buenos acuíferos	Buena

Tabla 37. Permeabilidad característica de diferentes tipos de terreno (tomado de IGME 1988, López Marinas 2004)

<i>Litología</i>	<i>Permeabilidad (m/sg)</i>	<i>Calificación permeabilidad</i>	<i>Calificación acuífero</i>	<i>Capacidad de drenaje</i>
Arena fina, arena arcillosa, mezcla de arena , limo y arcilla, arcillas estratiformes	E-05-E-09	Media-Baja	Acuíferos pobres	Mala
Arcillas no meteorizadas	E-09-E-11	Muy baja	Prácticamente Impermeables	No drenan
Arenisca	E-05-E-10	Media-Muy baja	Acuíferos pobres-impermeables	Mala-no drenan
Grauvaca	E-05-E-10	Media-Muy baja	Acuíferos pobres-impermeables	Mala-no drenan
Pizarra	E-10-E-13	Muy baja	Prácticamente impermeables	No drenan
Caliza y dolomía	E-05-E-09	Media-Muy baja	Buen acuífero-acuífero pobre	Buena-Mala
Basalto	E-04-E-09	Media-Muy baja	Buen acuífero-acuífero pobre	Buena-Mala
Granito	E-06-E-11	Baja-Muy baja	Acuíferos pobres-impermeables	Mala-no drenan
Esquisto	E-07-E-09	Baja-Muy baja	Acuíferos pobres	Mala
Esquisto fisurado	E-06-E-08	Baja-Muy baja	Acuíferos pobres	Mala
Roca con juntas rellenas de arcilla	E-06-E-08	Baja-Muy baja	Acuíferos pobres	Mala
Roca diaclasada	E-04-E-06	Media-Baja	Buen acuífero-acuífero pobre	Buena-Mala
Roca con juntas abiertas	E-02-E-03	Alta	Buen acuífero	Buena
Roca muy fracturada	E-01-E+00	Muy alta	Buen acuífero	Buena

ROCAS

9.3.- Valores obtenidos

Según los trabajos realizados se establecen los siguientes parámetros de permeabilidad:

Tabla 38. Valores de permeabilidad.

Unidad Geotécnica	Definición	K (m/seg)
UG.1	Rellenos de naturaleza antrópica	-
UG.2	Gravas con arenas finas	10^{-2} a 10^{-5}
UG.3	Substrato rocoso de granito	10^{-6} a 10^{-11}

10.- Determinación de la excavabilidad

10.1.- Metodología

Para estimar la excavabilidad de cualquier tipo de terreno suele acudir a la velocidad de las ondas obtenidas en perfiles sísmicos de refracción. En el caso de suelos no es habitual la realización de este tipo de ensayos, ya que comúnmente las velocidades de transmisión de las ondas suelen ser inferiores a 1500m/s.

Como referencia, en el National Engineering Handbook del Departamento de Agricultura de Estados Unidos se facilita la siguiente tabla de indicadores de la excavabilidad del terreno:

Tabla 39. Correlación de varios indicadores para la excavabilidad del terreno. Modificada del National Engineering Handbook

Resistencia del terreno	Descripción	Velocidad sísmica (m/s)	Potencia necesaria (Hp)
Suelo cohesivo muy blando a firme o suelo granular de densidad muy suelta a media	Excavación manual	< 600	-
Suelo cohesivo firme o suelo granular denso en transición a roca muy blanda o dura. Material con aspecto de roca	Maquinaria común	600-1500	≥ 100
Roca blanda a moderadamente blanda	Ripado fácil	1500-2100	≥ 150

Tabla 39. Correlación de varios indicadores para la excavabilidad del terreno. Modificada del National Engineering Handbook

Resistencia del terreno	Descripción	Velocidad sísmica (m/s)	Potencia necesaria (Hp)
Roca moderadamente dura a dura	Ripado difícil	2100 - 2450	≥ 250
Roca muy dura	Ripado muy difícil	2450 - 2750	≥ 350
Roca extremadamente dura	Ripado extremadamente difícil o voladura	>3000	≥ 500

En el caso de rocas, existen numerosos métodos para estimar la facilidad de excavación o ripabilidad del terreno, dependientes todos ellos del tipo de maquinaria empleada o los parámetros del macizo rocoso.

El primer caso es evidente, por cuanto la utilización de maquinaria más potente puede hacer que sea “excavable” un terreno que no lo era con medios más modestos.

En cuanto a los factores inherentes al terreno que influyen en la excavabilidad se pueden señalar los siguientes:

- Tipo de roca: Las rocas sedimentarias son normalmente más fáciles de ripar debido en parte a su estratificación. Las rocas metamórficas son generalmente más difíciles de ripar, aunque esto es muy variable, dependiendo de su grado de foliación. Las rocas ígneas son las más difíciles de excavar debido a la escasa existencia de planos de debilidad.
- Estructura: Las discontinuidades en las rocas facilitan el ripado. Establecer la continuidad, espaciado, orientación e inclinación de las juntas, existencia o no de rellenos, es de particular importancia para asegurar la ripabilidad
- Resistencia: Las rocas con menor resistencia a la compresión simple son más fácilmente excavables.
- Meteorización: Las rocas más alteradas se excavan más fácilmente
- Fábrica: Las rocas de grano grueso se ripan más fácilmente que las de grano fino.

El método de determinación de la ripabilidad mediante la medida de la velocidad de las ondas sísmicas fue desarrollado inicialmente en 1958 por la empresa constructora de maquinaria Caterpillar, y se basa en que las ondas sísmicas viajan más rápidamente a través de rocas que tienen una alta densidad que por las menos consolidadas. La velocidad sísmica media depende de factores geológicos tales como dureza, estratificación, grado de fracturación y grado de meteorización, que como se ha indicado anteriormente, todos ellos influyen en la ripabilidad.

Sin embargo, la simple determinación de la velocidad sísmica media no se correlaciona bien con la ripabilidad, de modo que rocas con velocidades sísmicas similares pueden presentar distinta resistencia a la excavación.

Así, Caterpillar desarrolla una serie de gráficos de ripabilidad en función del tipo de maquinaria, litología implicada y velocidad sísmica. Ejemplos de estos gráficos se muestran en las siguientes figuras:

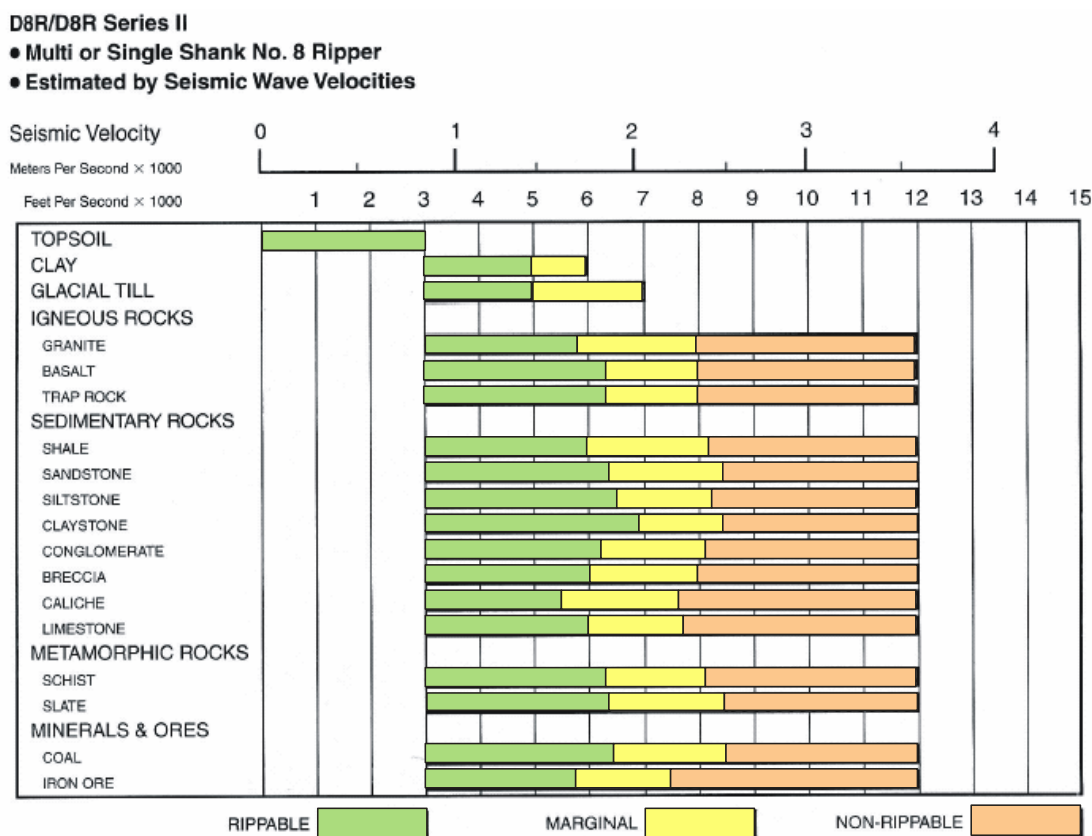


Figura Nº 23.- Ejemplo de gráfico de ripabilidad de Caterpillar para un bulldozer tipo D8.

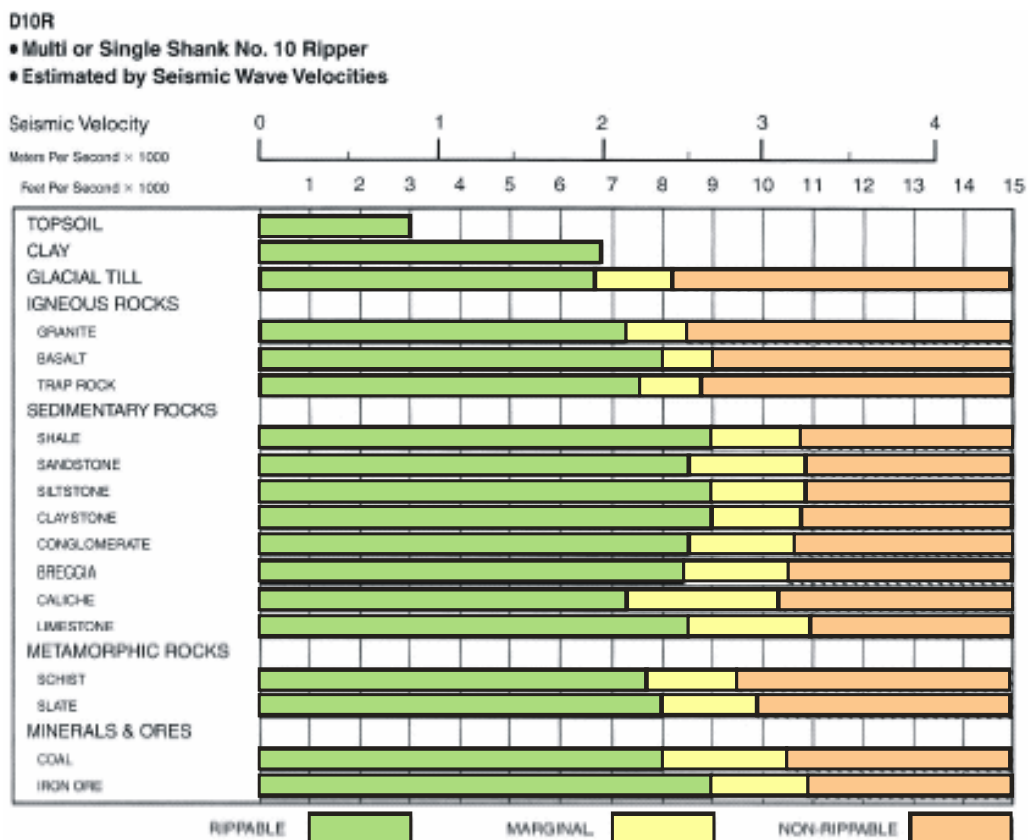


Figura Nº 24.- Ejemplo de gráfico de ripabilidad de Caterpillar para un bulldozer tipo D10.

Igualmente, se han desarrollado gráficos de estimación de la productividad, si bien es necesario señalar que se refieren a condiciones ideales de máquinas que dedican todo su tiempo al escarificado, con el cien por cien de eficiencia, por lo que los resultados reales pueden ser considerablemente menores:

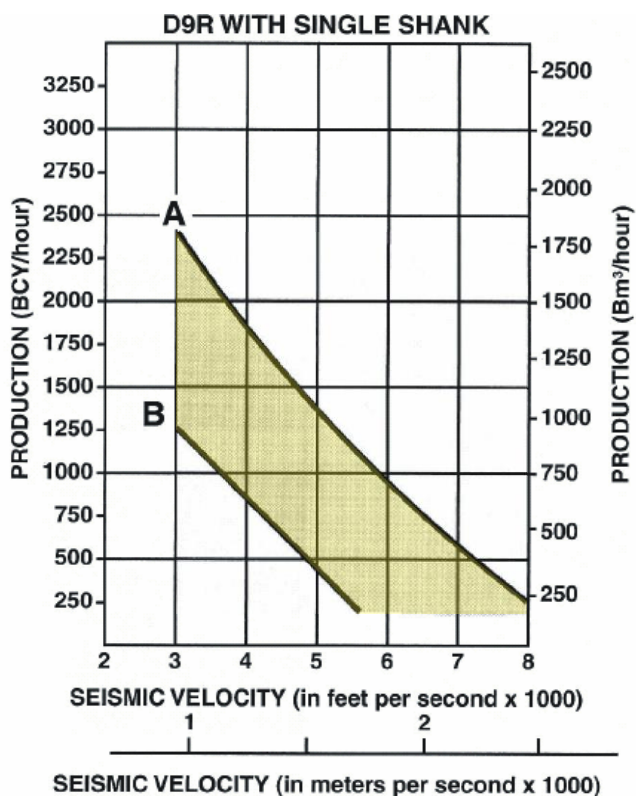


Figura Nº 25.- Ejemplo de gráfico de productividad de Caterpillar para un bulldozer tipo D9.

10.2.- Evaluación de la excavabilidad

De acuerdo con los resultados obtenidos en los diferentes trabajos realizados se puede estimar la excavabilidad del siguiente modo, para cada uno de los niveles definidos en los apartados anteriores:

Tabla 40. Excavabilidad.

Unidad Geotécnica	Definición	Excavabilidad
UG.1	Rellenos de naturaleza antrópica	Maquinaria común
UG.2	Gravas con arenas finas	Maquinaria común
UG.3	Substrato rocoso de granito	Ripado difícil-muy difícil

11.- Pilotaje en roca

11.1.- Metodología para el cálculo de carga admisible en pilotes en rocas

El estado límite último de rotura por hundimiento se produce cuando la carga vertical sobre la cabeza del pilote supera la resistencia característica del terreno (R_{ck}) causando asientos elevados. Dicha resistencia característica puede considerarse dividida en dos partes: resistencia por punta (R_{pk}) y resistencia por fuste (R_{fk}).

$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk}$$

En terrenos heterogéneos se supone que resistencia por punta está controlada por un terreno con las características medias de la zona comprendida entre tres diámetros bajo la punta (zona activa inferior) y seis diámetros sobre la punta (zona pasiva superior).

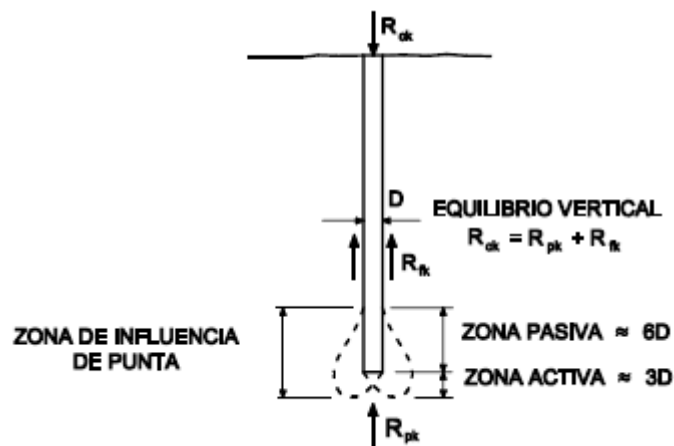


Figura Nº 26.- Esquema de distribución de la carga de un pilote aislado

El valor de cálculo de la resistencia por punta en roca $q_{p,d}$ de los pilotes excavados se podrá calcular introduciendo un coeficiente d_f para tener en cuenta la longitud de empotramiento en roca:

$$q_{p,d} = k_{sp} q_u d_f$$

Siendo:

K_{sp} el coeficiente dado por la expresión siguiente:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s}{B}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{a}{s}}}$$

Donde:

s espaciamiento de las discontinuidades; $s > 300$ mm

B anchura del cimiento en m; $0,05 < s/B < 2$

a apertura de las discontinuidades; $a < 5$ mm en junta limpia, $a < 25$ mm en junta rellena con suelo o con fragmentos de roca alterada; siendo $0 < a/s < 0,02$

q_u la resistencia a compresión simple de la roca

$$d_f = 1 + 0,4 \frac{L_r}{d} \leq 3$$

Siendo:

L_r profundidad de empotramiento en roca de la misma o mejor calidad que la existente en la base del pilote

d diámetro real o equivalente (igual área) del pilote

La longitud del empotramiento debe medirse a partir de la profundidad en que se obtiene contacto con la roca en toda la sección del pilote. Esta profundidad dependerá de la inclinación local del techo rocoso.

Debe garantizarse la continuidad de la roca con características no inferiores a las consideradas en el cálculo del pilote, al menos, en una profundidad de tres diámetros por debajo del apoyo de la punta.

Dentro de esta zona de roca se debe considerar, para la evaluación de la resistencia de los pilotes perforados, un valor de cálculo de la resistencia unitaria por fuste $\tau_{f,d}$ (MPa) igual a:

$$\tau_{f,d} = 0,2 q_u^{0,5}$$

11.2.- Adopción de parámetros

A partir de los trabajos realizados se estiman los siguientes parámetros geotécnicos para la unidad portante referida como UG.3 Substrato rocoso de granito, para el dimensionamiento del pilotaje.

Tabla 41. Adopción de parámetros

Variable	Definición
q_u	14 MPa
s	150 mm
a	2 mm
$\tau_{f,d}$	0.75 MPa

11.3.- Cálculo de la carga admisible

A continuación se recogen los valores de resistencia unitaria por punta y por fuste para el substrato rocoso en función de distintos tamaños de diámetro. Del lado de la seguridad, no se le asigna capacidad portante a la unidad geotécnica UG.1 por tratarse de rellenos antrópicos que se caracterizan por presentar bajo e irregular grado de compacidad. En cuanto a la UG.2, según los reconocimientos de ampo ejecutados, cuenta con un pequeño espesor.

Tabla 42. Resistencias unitarias para distintos diámetros de pilotes

Diámetro mm	CUMPLE 0,05<s/D<2	d _f	K _{sp}	q _{p,d} MPa	τ _{f,d} Mpa
450	SI	3,00	0,149	6,26	0,75
550	SI	3,00	0,146	6,15	0,75
650	SI	2,85	0,144	5,76	0,75
850	SI	2,41	0,142	4,80	0,75
1000	SI	2,20	0,141	4,34	0,75
1250	SI	1,96	0,140	3,83	0,75

Además, se especifica en la siguiente tabla, el Tope Estructural en función a los diámetros de pilote referidos:

Tabla 43. Tope Estructural y Carga admisible (MN)

DIÁMETRO (mm)					
450	550	650	850	1000	1250
0,80	1,19	1,66	2,84	3,93	6,14

En la siguiente gráfica se representa la carga admisible en función de los diámetros de pilote referidos.

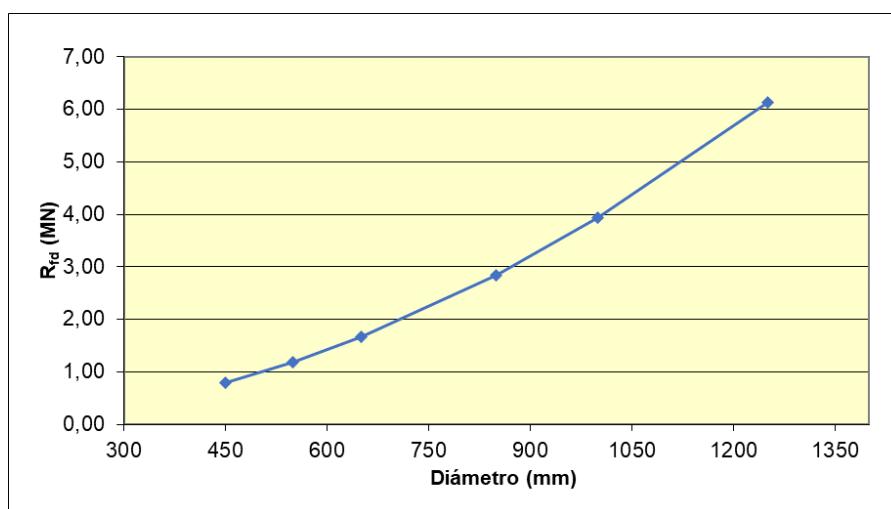


Figura N° 27.- Carga admisible

12.- Solución de cimentación mediante micropilotaje

12.1.- Condicionantes geotécnicos

De acuerdo con los resultados obtenidos, tanto en campo como en laboratorio, así como las observaciones realizadas durante la visita del personal técnico de Cemosa, se puede establecer un modelo de cimentación mediante micropilotes según los modelos que se establecen a continuación.

Estos micropilotes están constituidos por un bulbo de transición de cargas al terreno firme, un tramo de transición y una cabeza de unión solidaria con la estructura que se pretende micropilotar.

12.1.1.- Ejecución

La ejecución de los micropilotes comprende las siguientes fases:

- 1º.- Perforación del terreno para alojamiento del micropilote.
- 2º.- Inyección del micropilote en el terreno
- 3º.- Inyección de manguitos del micropilote.

La perforación se realizará con sonda o martillo de fondo a rotopercusión, empleando trialetas, triconos o tallantes, según la naturaleza del terreno. Se realizan con los siguientes diámetros como más habituales:

Tabla 44. Diámetros más habituales de perforación, tubería de revestimiento y armaduras tubulares

Diámetro de perforación (mm)	Diámetro de tubería de revestimiento (mm)	Armadura Tubular (mm)
120	114.3	60.3 – 73.0
140	133.0	60.3 - 73.0 – 88.9
160	152.4	73.0 – 88.9 – 101.6
185	177.8	88.9 – 101.6 – 114.3 – 127.0
200	193.7	101.6 – 114.3 – 127.0 – 139.0
225	219.1	114.3 – 127.0 – 139.0 – 168.3

En el caso de martillos se podrá utilizar la refrigeración y extracción de detritos mediante aire.

Si se observase durante la perforación una pérdida sensible en el fluido de refrigeración y limpieza, se realizará un ensayo de permeabilidad, con objeto de evaluar las fisuras y decidir el tipo de inyección apropiado.

Terminado el taladro con la longitud, inclinación y diámetro necesario para cada micropilotaje, se harán las maniobras de limpieza o lavado suficientes para desalojar todo residuo que quede dentro de la perforación que puedan impedir la colocación del micropilote.

Una vez terminada la perforación, se colocarán en su interior las armaduras equipadas con las válvulas antirretorno.

En el exterior de los tubos de armadura irán alojados los manguitos de inyección, los cuales deberán ir provistos de válvulas antirretorno, que permitan realizar una inyección de lechada posterior a la del relleno del micropilote a presión y admisión controlada.

Una vez colocado el micropilote se realizará la inyección primaria con mortero relativamente fluido, avanzando desde el fondo de la perforación hasta la boca del taladro.

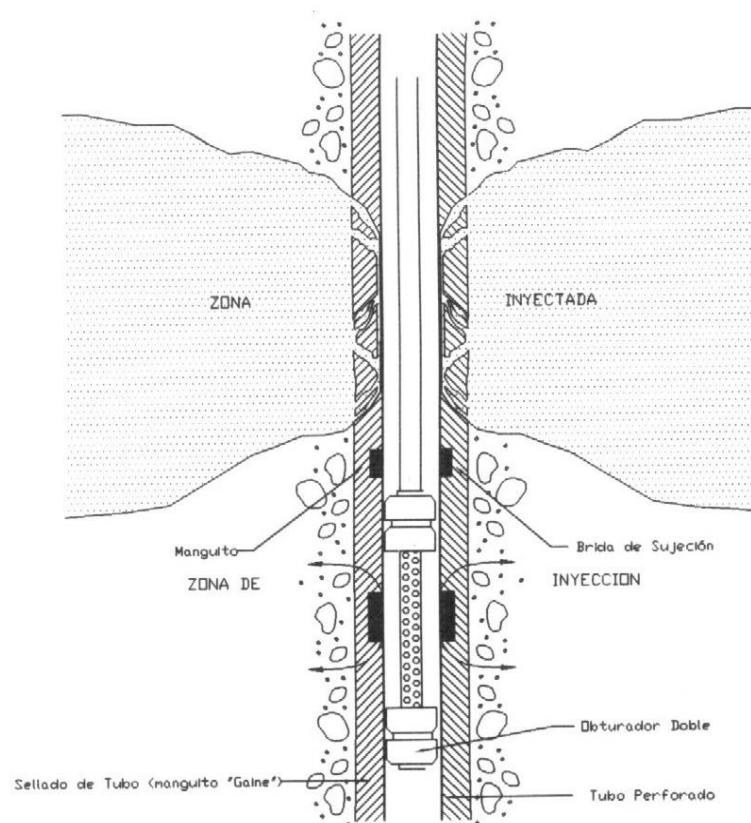


Figura Nº 28.- Esquema de inyección

Una vez transcurrido, por lo menos, cinco horas de esta inyección, se procederá a la inyección de presión, ésta se ejecutará a través del tubo y los manguitos. La presión a alcanzar en esta reinyección dependerá de las características del terreno.

La inyección se hará de forma continua e ininterrumpida y con la uniformidad necesaria para impedir la segregación de la mezcla.

En la cabeza del micropilote existirá el necesario conductor de purga para permitir la salida del aire alojada en el taladro. La inyección se continuará hasta que por los conductos de purga salga lechada de la misma consistencia que la que se inyecta y sin burbujas de aire.

No deberán transcurrir más de 30 minutos desde el amasado de la lechada hasta el comienzo de la inyección.

Las bombas de inyección estarán accionadas por un motor individual. En cualquier caso, la bomba deberá proporcionar una inyección continua e ininterrumpida con pequeñas variaciones de presión.

La bomba deberá estar provista de un dispositivo de seguridad que evite las sobrepresiones que puedan producirse por atascos en el interior de los conductos. La alimentación deberá ser por gravedad y no por succión, ya que éste último sistema tiende a introducir aire en la mezcla, lo cual debe evitarse.

Se controlará la calidad y dosificación de los materiales que componen la lechada, para comprobar que se cumplen las prescripciones del pliego. El contenido de agua y la dosificación de los aditivos se comprobará al menos una vez al día. Si el aditivo se suministra en envases con indicación de su contenido en peso, se verificará un muestreo de dichos envases con el fin de garantizar una variación real mínima en la dosificación.

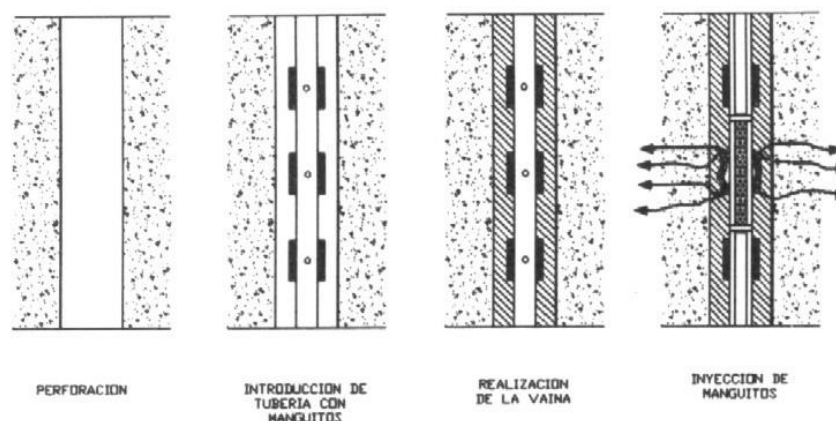


Figura Nº 29.- Metodología de inyección

La lechada deberá controlarse antes de entrar en el conducto y a la salida del mismo, comprobándose por una parte las características de la mezcla, por lo menos una vez por

cada anclaje. Durante la inyección, se controlarán las presiones del manómetro de la bomba, comprobando que los valores permanecen constantes: cualquier brusca variación en estos valores es indicativa de irregularidades en la inyección bien por existencia de fugas o de obstrucciones.

12.2.- Fundamentos teóricos. Cargas geotécnicas

12.2.1.- *Método de cálculo empírico basada en los resultados del test presiométrico*

Este método de diseño se aplica a los micropilotes que son desarrollados con inyección de lechada a presiones relativamente altas.

Cuando la lechada se inyecta a presiones altas se produce una deformación en el suelo adyacente a las paredes de la perforación.

De una manera similar, la prueba del presiómetro mide la deformación en las paredes de la perforación mientras que amplía una célula con una presión determinada.

Por esa razón, los resultados de la prueba del presiómetro pueden proporcionar una buena aproximación para el cálculo de micropilotes inyectados a presiones relativamente altas.

Bustamante y Doix (1985) partieron del principio de que los condicionantes meramente teóricos no eran válidos únicamente debido a que el cálculo de la capacidad de un micropilote está influenciado por múltiples parámetros asociados a la incertidumbre de los procedimientos de construcción y las condiciones o características de la lechada.

Para solucionar esta incertidumbre desarrollaron un total de 249 pruebas que englobaban anclajes, micropilotes clásicos e inyectados.

Para los micropilotes, bajo carga de compresión, consideraban que la fricción lateral que se desarrolla es igual que la fricción lateral desarrollada bajo tensión.

Con este criterio, los resultados obtenidos para los anclajes se pueden comparar y analizar con los resultados obtenidos para los micropilotes.

El factor más importante que afecta al valor de la fricción lateral movilizada es el procedimiento de la construcción.

Este método de diseño se basa en la tensión límite del suelo, p_l , desarrollada con la prueba del presiómetro de Ménard.

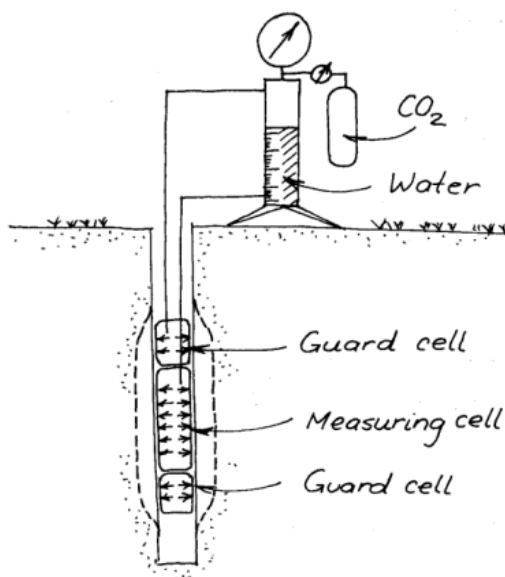


Figura Nº 30.- Presiómetro Menard

El primer paso en el diseño es elegir la presión de la inyección. Esta presión se mide en la tapa exterior y no en el contacto entre la lechada que es inyectada y el suelo.

Por esta razón las altas presiones no significan necesariamente que la unión mortero-suelo sea de alta calidad.

Las presiones de al menos p_l del límite del suelo aseguran mucho mejor la inyección como es el caso de los micropilotes del IRS ("inyección Répétitive et Sélective"). En el caso de formaciones rocosas compactas, la presión no influenciaría la naturaleza del enlace.

Para los micropilotes de IGU ("inyección Globale Unitaire"), la presión de la inyección es más baja que el p_l , y como regla general su resistencia es más alta que para los micropilotes rellenos por gravedad pero más baja que para los micropilotes del IRS.

Bustamante y Doix (1985) propusieron elegir la presión de la inyección p_i , como sigue:

Para IRS: $p_i > \text{ó} = p_l$

Para IGU: $0.5p_l < p_i < p_l$

La capacidad de carga final Q_L para un micropilote bajo carga a compresión se define como:

$$Q_L = Q_{PL} + Q_{SL}$$

Donde:

Q_{PL} : Resistencia por la punta

Q_{SL} : Resistencia por el fuste

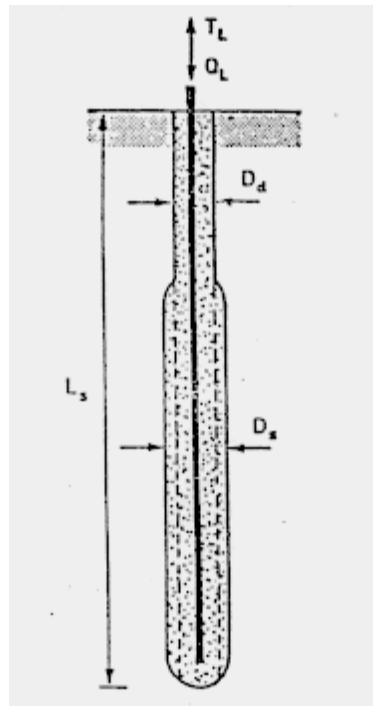


Figura Nº 31.- Definición de resistencias

Para un micropilote, como el arriba indicado, la resistencia por el fuste viene dada por la siguiente ecuación:

$$\pi D_s L_s q_s \leq Q_{SL}$$

Donde:

D_s es el diámetro eficaz de sellado del bulbo y de valor:

$$D_s = \alpha D_d$$

Siendo α un coeficiente que depende del tipo de suelo y de la inyección considerada en el micropilote, con los siguientes valores:

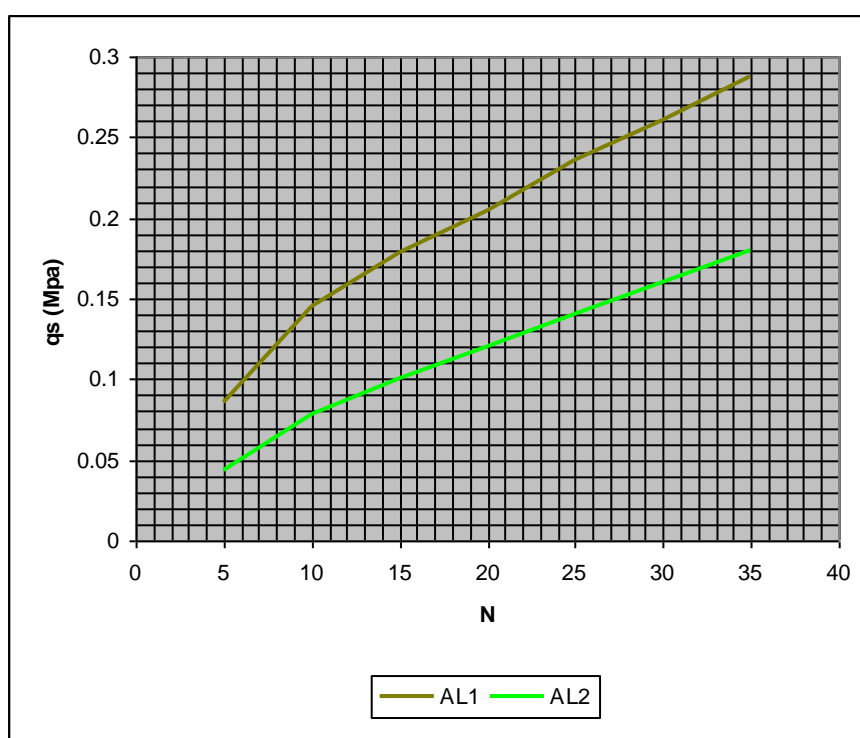
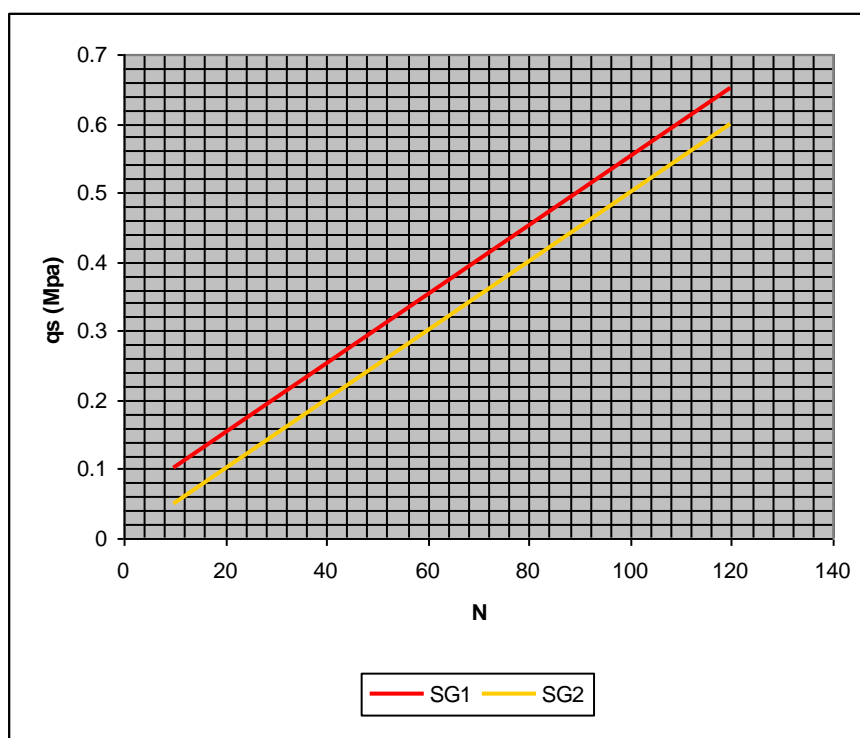
Type of soil	α coefficient	curve to use in Figure 2.13		
	IRS	IGU	IRS	IGU
Gravel	1.8	1.3 to 1.4	SS.1	SS.2
Sandy gravel	1.6 to 1.8	1.2 to 1.4		
Gravelly sand	1.5 to 1.6	1.2 to 1.3		
Coarse sand	1.4 to 1.5	1.1 to 1.2		
Medium sand	1.4 to 1.5	1.1 to 1.2		
Fine sand	1.4 to 1.5	1.1 to 1.2		
Silty sand	1.4 to 1.5	1.1 to 1.2		
Silt	1.4 to 1.6	1.1 to 1.2	AL.1	AL.2
Clay	1.8 to 2.0	1.2	MC.1	MC.2
Marl (Greensand)	1.8	1.1 to 1.2		
Calcareous marl	1.8	1.1 to 1.2		
Altered or fragmented chalk	1.8	1.1 to 1.2		
Altered or fragmented rock	1.2	1.1	$\geq R.1$	$\geq R.2$

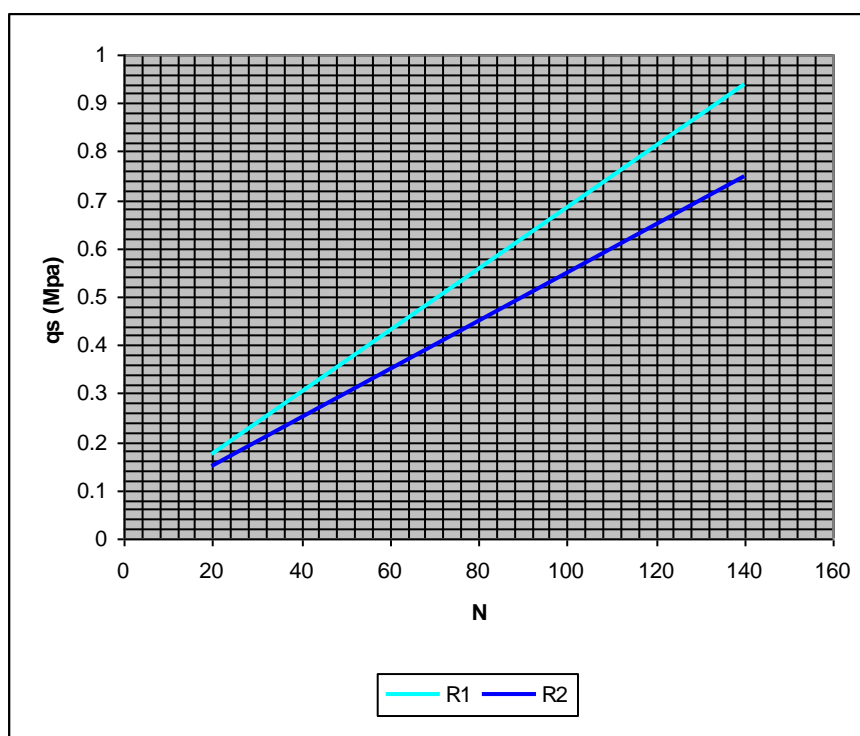
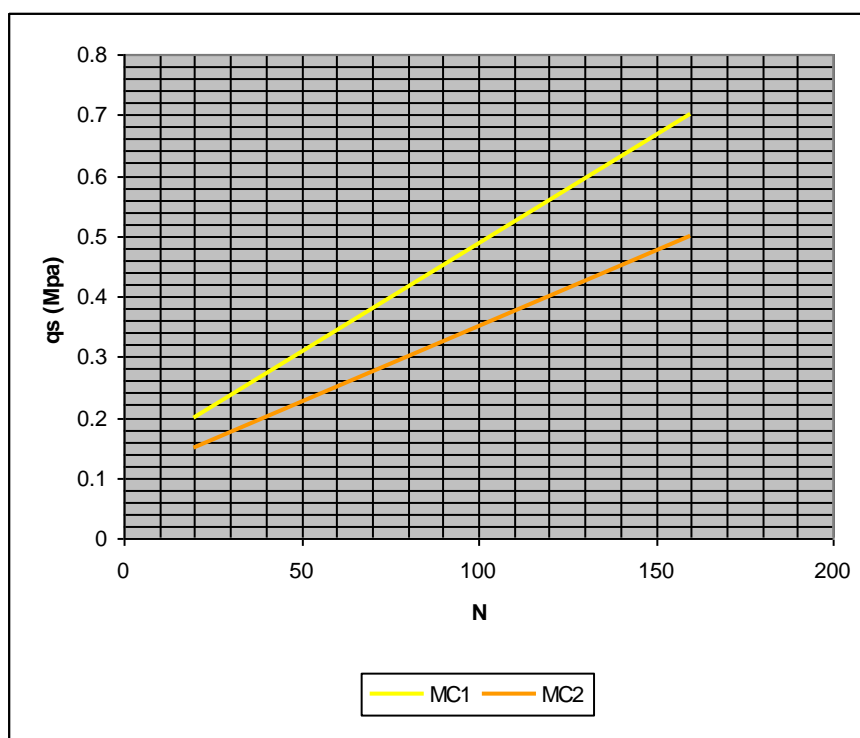
for IRS: $p_1 \geq p_1$ for IGU: $0.5p_1 < p_1 < p_1$
--

L_s es la longitud de sellado

q_s es el coeficiente de fricción lateral que depende del tipo de inyección y del suelo implicado.

Los valores de q_s se obtienen de las siguientes gráficas:





Dado que el método referido es netamente empírico es normal que exista una notable dispersión de datos siendo importante recordar este hecho a la hora de diseñar un micropilote.

Este método se basa en un buen número de las pruebas de la carga y por lo tanto puede ser una guía muy buena para un diseño inicial. Sin embargo, todavía hay muchas incertidumbres relacionadas con las variaciones en los procedimientos constructivos y los test de carga siguen siendo la mejor alternativa para determinar una capacidad final del diseño.

La resistencia por punta viene dada por:

$$QPL = s_p \times k_p \times p_l$$

Donde:

s_p es el área de la punta del micropilote de acuerdo con un diámetro D_s si el procedimiento de la construcción garantiza que habrá un aumento en el diámetro.

k_p es el coeficiente para la resistencia por punta que depende del tipo de suelo como se aprecia en la tabla inferior .

Soil Type	k_p
sands and gravels	1.2
clays	1.6
clays and silts	1.8
fragmented rock	1.5

es un coeficiente para la resistencia por punta y depende del tipo de suelo y de la presión límite del suelo medida con el presiómetro de Ménard.

La resistencia por la punta no excede del 15 al 20% de la resistencia por el fuste y consecuentemente puede ser definida del siguiente modo:

$$QPL = 0.15 QSL$$

Bustamante y Doix (1985) recomienda usar factores de seguridad que varíen entre 1.8 y 2.2 dependiendo de la utilización del micropilote.

Igualmente sugieren un factor de seguridad de 2 para micropilotes permanentes bajo carga a compresión.

Type of foundation	Factor of Safety			
	Tension		Compression	
	Temporary	Permanent	Temporary	Permanent
Anchorage	1.8	2.0	-	-
Micropile	2.0	2.2	1.8	2.0

12.3.- Comprobación frente a compresión y tracción

12.3.1.- Situación de dimensionado

A continuación, se procede a efectuar la comprobación de la carga admisible por hundimiento, para las diferentes tipologías de micropilote.

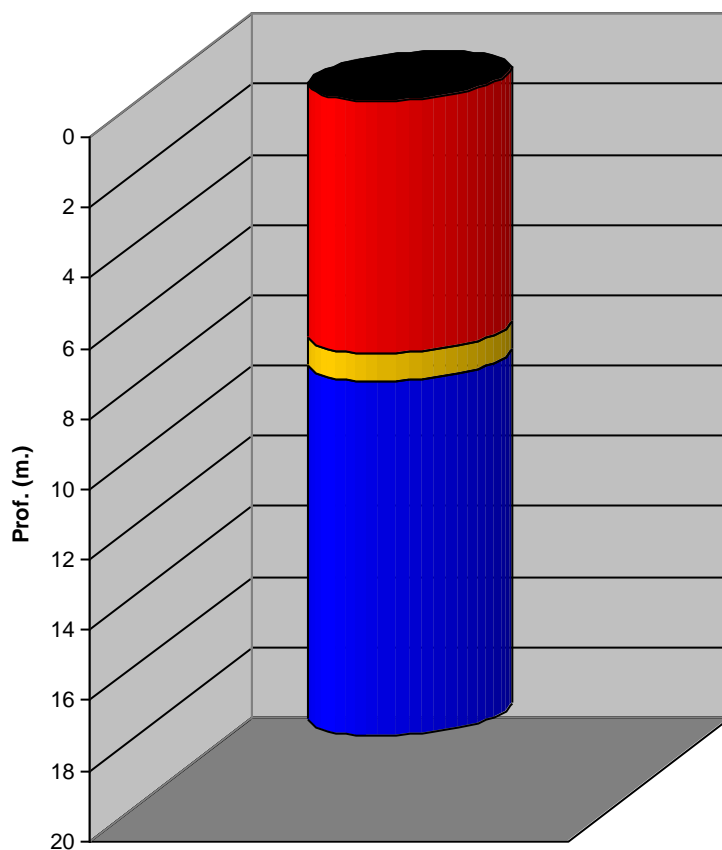
Las hipótesis para el cálculo de carga admisible se resumen en las siguientes tablas.

Tabla 45. Hipótesis de cálculo para cimentación por micropilotes, Método Bustamante

Profundidad mínima de empotramiento de la cimentación	- Véase “Comprobación frente al hundimiento”. -		
Terreno de cimentación	Cota (m)		N (spt)
	boca de sondeo		
	desde	hasta	
Rellenos de naturaleza antrópica	0,00	7,20 m	2
Gravas con arenas finas	7,20 m	8,00 m	30
Substrato rocoso de granito	8,00 m	18,05 m	50

12.4.- Modelo establecido y resultados

En este apartado se estudian los valores obtenidos de los valores de carga por tracción, compresión y resistencia estructural para los tipos de micropilotes más usados o comunes, donde el modelo geotécnico planteado es el siguiente:



- Rellenos de naturaleza antrópica
- Substrato rocoso de granito
- Gravas con arenas finas

A continuación se aporta el resumen de los resultados obtenidos donde se han clasificado los valores de tracción y resistencia en punta por metro se sellado, en función del tipo de micropilote y la tipología de inyección realizada, y comparada con la resistencia estructural considerada.

		Micro tipo: 73/5	Micro tipo: 90/7	Micro tipo: 114/7	Micro tipo: 114/9
		Inyección tipo I.G.U.			
Tracción (Tn/m.l. de sellado)	UG.1	0,00	0,00	0,00	0,00
	UG.2	3,53	4,24	4,24	4,24
	UG.3	6,48	7,78	7,78	7,78
Rest.Punta (Tn/m.l. de sellado)	UG.1	0,00	0,00	0,00	0,00
	UG.2	0,35	0,42	0,42	0,42
	UG.3	0,65	0,78	0,78	0,78
		Inyección tipo I.R.S.			
Tracción (Tn/m.l. de sellado)	UG.1	0,00	0,00	0,00	0,00
	UG.2	6,28	7,54	7,54	7,54
	UG.3	10,10	12,12	12,12	12,12
Rest.Punta (Tn/m.l. de sellado)	UG.1	0,00	0,00	0,00	0,00
	UG.2	0,63	0,75	0,75	0,75
	UG.3	1,01	1,21	1,21	1,21
		Resistencia estructural (Tn)			
Tracción		21,36	36,51	47,06	59,38
Compresión		26,70	45,63	58,83	74,22
Cortante		13,35	22,82	29,41	37,11

13.- Resumen y Conclusiones

A partir de todos los trabajos realizados y lo referido anteriormente, en este documento, se pueden extraer este resumen a modo de conclusiones:

- El presente documento responde al **INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACION DE CEIP DE EL VELLÓN (MADRID)** en **VELLÓN (EL)** solicitado a **CEMOSA** por **CAM. CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN..**
- El trabajo se establece con expediente O/2005036/18/01, y realizado por la delegación de CEMOSA en Madrid.
- Las coordenadas aproximadas de la zona estudiada se aportan a continuación:

Tabla 46. Coordenadas aproximadas UTM

UTM	
X	Y
451.361	4.513.275
Nota: Huso UTM: 30, Zona: S, Datum: WGS84.	

- Los trabajos de campo realizados se definen a continuación.

Tabla 47. Trabajos de campo

Tipo	Unidades	Profundidad mínima alcanzada (m.)	Profundidad máxima alcanzada (m.)
Sondeos mecánicos con recuperación de testigo	1	18,05	
Sondeos a penetración dinámica	3	2,80	7,00

- En función de los trabajos de campo realizados, junto con ensayos de laboratorio ejecutados podemos establecer la siguiente secuencia estratigráfica modelo:

Tabla 48. Modelo estratigráfico establecido.

Nivel	Material	Desde (m.)	Hasta (m.)
UG.1	Rellenos de naturaleza antrópica	0,00	7,20
UG.2	Gravas con arenas finas	7,20	8,00
UG.3	Substrato rocoso de granito	8,00	Fin de reconocimientos

- El perfil esquemático obtenido se adapta a la siguiente secuencia de materiales detectados.

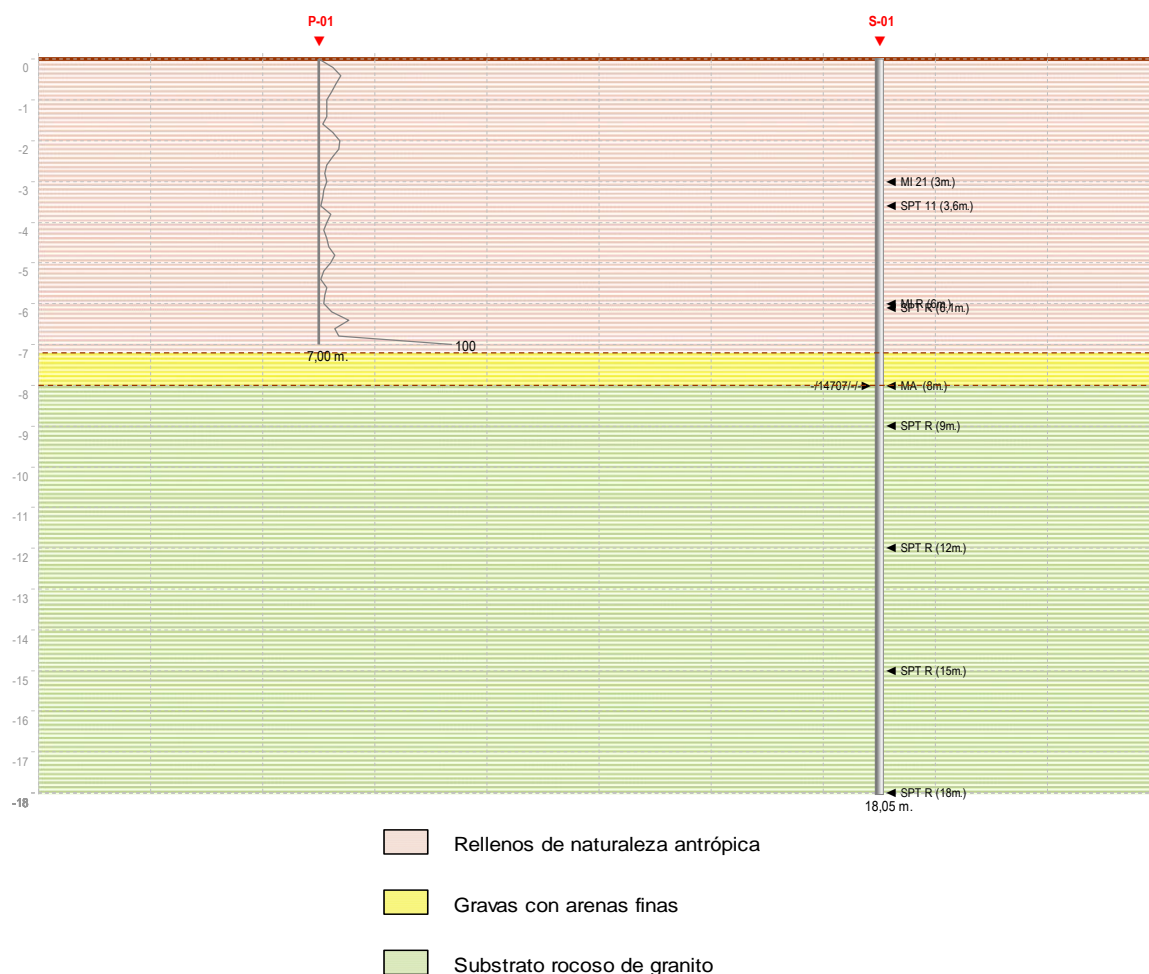


Figura Nº 32.- Perfil esquemático.

- Durante las labores de campo se ha comprobado la existencia o no de los niveles freáticos. No se ha detectado Nivel freático en los reconocimientos ejecutados. Hemos de hacer notar que las medidas del nivel freático se han realizado a la finalización de las perforaciones. Es probable que el nivel freático pueda oscilar en función del régimen climático y estacional no permaneciendo inalterable, consideración que habrá de ser tenida en cuenta.
- Según los trabajos realizados se establecen los siguientes tipos de exposición obtenidos:

Tabla 49. Tipos de exposición obtenidos.

Unidad Geotécnica	Definición	Tipo de exposición
UG.1	Rellenos de naturaleza antrópica	Media - Qb
UG.2	Gravas con arenas finas	-

Tabla 49. Tipos de exposición obtenidos.

Unidad Geotécnica	Definición	Tipo de exposición
UG.3	Substrato rocoso de granito	-

Según los trabajos realizados se han podido establecer los siguientes valores de expansividad según los criterios utilizados:

Tabla 50. Valoración de la expansividad.

Unidad Geotécnica	Definición	Criterio de peligrosidad
UG.1	Rellenos de naturaleza antrópica	Nulo
UG.2	Gravas con arenas finas	-
UG.3	Substrato rocoso de granito	-

Según los trabajos realizados se establecen los siguientes parámetros de permeabilidad:

Tabla 51. Valores de permeabilidad.

Unidad Geotécnica	Definición	K (m/seg)
UG.1	Rellenos de naturaleza antrópica	-
UG.2	Gravas con arenas finas	10^{-2} a 10^{-5}
UG.3	Substrato rocoso de granito	10^{-6} a 10^{-11}

De acuerdo con los resultados obtenidos en los diferentes trabajos realizados se puede estimar la excavabilidad del siguiente modo, para cada uno de los niveles definidos en los apartados anteriores:

Tabla 52. Excavabilidad.

Unidad Geotécnica	Definición	Excavabilidad
UG.1	Rellenos de naturaleza antrópica	Maquinaria común
UG.2	Gravas con arenas finas	Maquinaria común
UG.3	Substrato rocoso de granito	Ripado difícil-muy difícil

- A partir de los trabajos realizados se estiman los siguientes parámetros geotécnicos para la unidad portante referida como UG.3 Substrato rocoso de granito, para el dimensionamiento del pilotaje.

Tabla 53. Adopción de parámetros

Variable	Definición
q_u	14 MPa
s	150 mm
a	2 mm
$T_{f,d}$	0.75 MPa

- A continuación se recogen los valores de resistencia unitaria por punta y por fuste para el substrato rocoso en función de distintos tamaños de diámetro. Del lado de la seguridad, no se le asigna capacidad portante a la unidad geotécnica UG.1 por tratarse de rellenos antrópicos que se caracterizan por presentar bajo e irregular grado de compacidad. En cuanto a la UG.2, según los reconocimientos de ampo ejecutados, cuenta con un pequeño espesor.

Tabla 54. Resistencias unitarias para distintos diámetros de pilotes

Diámetro	CUMPLE	d_f	K_{sp}	$q_{p,d}$	$\tau_{f,d}$
mm	$0,05 < s/D < 2$			MPa	Mpa
450	SI	3,00	0,149	6,26	0,75
550	SI	3,00	0,146	6,15	0,75
650	SI	2,85	0,144	5,76	0,75
850	SI	2,41	0,142	4,80	0,75
1000	SI	2,20	0,141	4,34	0,75
1250	SI	1,96	0,140	3,83	0,75

- Además, se especifica en la siguiente tabla, el Tope Estructural en función a los diámetros de pilote referidos:

Tabla 55. Tope Estructural y Carga admisible (MN)

DIÁMETRO (mm)					
450	550	650	850	1000	1250
0,80	1,19	1,66	2,84	3,93	6,14

- De acuerdo con los resultados obtenidos, tanto en campo como en laboratorio, así como las observaciones realizadas durante la visita del personal técnico de Cemosa,

se puede establecer un modelo de cimentación mediante micropilotes según los modelos que se establecen a continuación.

- Las hipótesis para el cálculo de carga admisible se resumen en las siguientes tablas.

Tabla 56. Hipótesis de cálculo para cimentación por micropilotes, Método Bustamante

Profundidad mínima de empotramiento de la cimentación	- Véase “Comprobación frente al hundimiento”. -		
Terreno de cimentación	Cota (m)		N (spt)
	boca de sondeo		
	desde	hasta	
Rellenos de naturaleza antrópica	0,00	7,20 m	2
Gravas con arenas finas	7,20 m	8,00 m	30
Substrato rocoso de granito	8,00 m	18,05 m	50


- A continuación se aporta el resumen de los resultados obtenidos donde se han clasificado los valores de tracción y resistencia en punta por metro sellado, en función del tipo de micropilote y la tipología de inyección realizada, y comparada con la resistencia estructural considerada.

		Micro tipo: 73/5	Micro tipo: 90/7	Micro tipo: 114/7	Micro tipo: 114/9
		Inyección tipo I.G.U.			
Tracción (Tn/m.l. de sellado)	UG.1	0,00	0,00	0,00	0,00
	UG.2	3,53	4,24	4,24	4,24
	UG.3	6,48	7,78	7,78	7,78
Rest.Punta (Tn/m.l. de sellado)	UG.1	0,00	0,00	0,00	0,00
	UG.2	0,35	0,42	0,42	0,42
	UG.3	0,65	0,78	0,78	0,78
		Inyección tipo I.R.S.			
Tracción (Tn/m.l. de sellado)	UG.1	0,00	0,00	0,00	0,00
	UG.2	6,28	7,54	7,54	7,54
	UG.3	10,10	12,12	12,12	12,12
Rest.Punta (Tn/m.l. de sellado)	UG.1	0,00	0,00	0,00	0,00
	UG.2	0,63	0,75	0,75	0,75
	UG.3	1,01	1,21	1,21	1,21
		Resistencia estructural (Tn)			
Tracción		21,36	36,51	47,06	59,38
Compresión		26,70	45,63	58,83	74,22
Cortante		13,35	22,82	29,41	37,11

- Las conclusiones alcanzadas en el presente estudio geotécnico se basan en reconocimientos puntuales en campo y del análisis de laboratorio realizado sobre muestras, también puntuales, extraídas del terreno. De este modo cabe la posibilidad de que existan diferencias, en cuanto a las características geológicas y geotécnicas del terreno, entre la interpretación que se expone en el presente estudio y los condicionantes realmente presentes en el subsuelo.
- Por estos motivos, antes de proceder a la realización de la estructura de cimentación un técnico competente deberá comprobar visualmente, o mediante las pruebas que juzgue oportunas, que el terreno de apoyo de aquélla se corresponde con lo estimado en el presente estudio geotécnico. En particular se deberá comprobar lo siguiente:
- La estratigrafía coincide con la estimada en el presente estudio geotécnico.
 - El nivel freático y las condiciones hidrogeológicas se ajustan a las previstas en dicho estudio.
 - La resistencia y humedad del terreno encontrado al nivel de cimentación coinciden con las supuestas en el presente estudio geotécnico.
 - No se detectan defectos evidentes tales como cavernas, fallas, galerías, pozos, etc, o los existentes se ajustan a lo previsto en el presente estudio.
 - No se detectan corrientes subterráneas que puedan provocar socavación o arrastres.

El presente estudio geotécnico consta de una memoria de 64 páginas, 5 anejos a la memoria y un apéndice.

En Madrid y firmado en Agosto de 2021



Manuel Bermejo Martínez
Geólogo. Master Ingeniería Geológica
Delegación de Madrid
Técnico Redactor



Carlos Álvarez Calvo
Grado Ingeniería Civil
Equipo de Redacción
Técnico Redactor



Juan Alfonso Delgado Capllonch
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Delegación de Granada
Supervisor




Isidro Ocete Ruiz
Ldo. CC. Geológicas. DEA Ingeniería Terreno
Director Técnico Dpto. Geotecnia
Supervisor





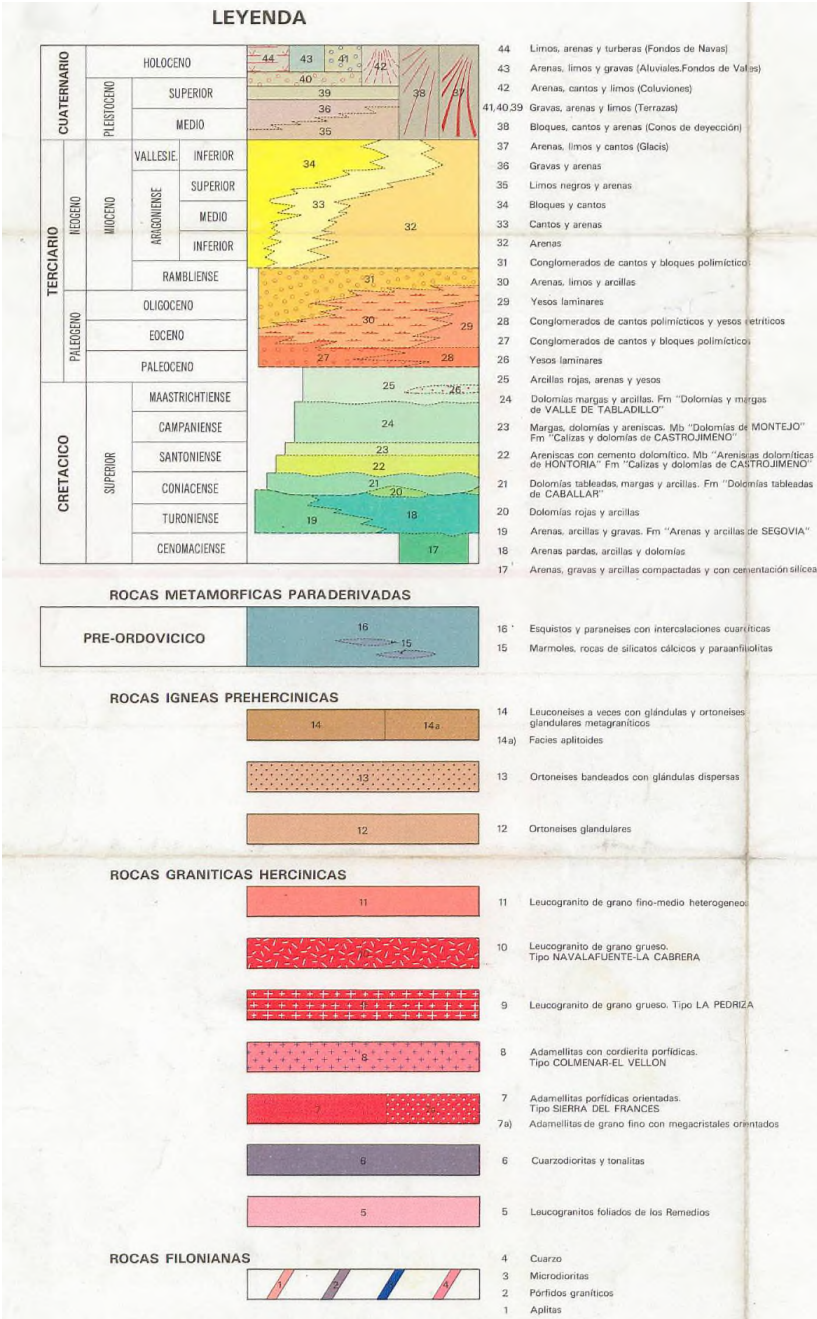
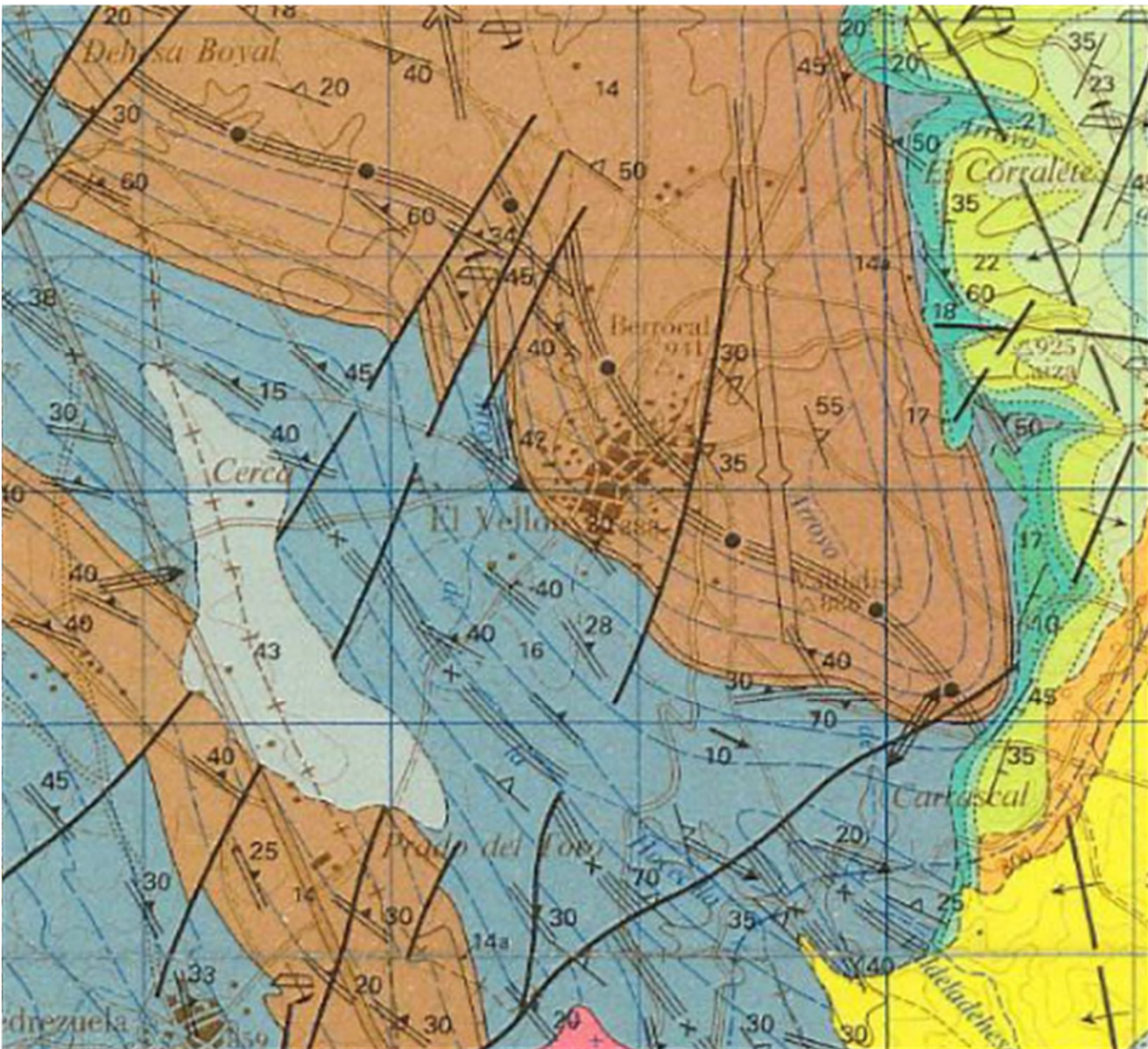
ANEJO 1. PLANTA GENERAL Y DE SITUACIÓN

PLANTA	CAM. CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN.		PLANTA			FECHA		cemosa	
	PLANO		INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACION DE CEIP DE EL VELLÓN (MADRID)			agosto-21		Ingeniería y Control	
	1								
									
PETICIONARIO:		EJECUTADO POR:		TÍTULO DEL TRABAJO		SUSTITUYE A:		PRESUPUESTO:	
CAM. CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN.		cemosa		INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACION DE CEIP DE EL VELLÓN (MADRID)				0	
						SUSTITUIDO POR:		EXPEDIENTE:	
								O/2005036/18/01	
						ESCALA:		TÍTULO:	
						Referida		PLANTA	
								NÚMERO:	
								1	
								FICHA:	
								1 de 1	



ANEJO 2. MARCO GEOLÓGICO

MARCO GEOLÓGICO



ANEJO

HOJA MAGNA 503/19-20, TORRELAGUNA
ESCALA ORIGINAL 1:50.000

PETICIONARIO:

CAM. CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN

EJECUTADO POR:

cemosa Ingeniería y Control

TITULO DEL TRABAJO

INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACIÓN DE CEIP DE EL VELLÓN (MADRID)

SUSTITUYE A:

SUSTITUIDO POR:

PRESUPUESTO:

EXPEDIENTE:

ESCALA:

Referida

TITULO:

MARCO GEOLÓGICO

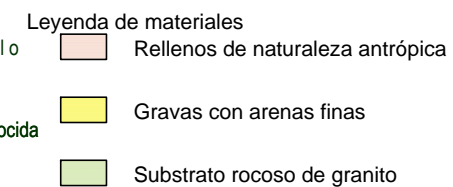
NÚMERO:

2

FICHA:

2 de 2

ANEJO 3. PERFIL GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO



PETICIONARIO:	EJECUTADO POR:	TITULO DEL TRABAJO	REALIZADO:	SUPERVISADO:	SUSTITUYE A:	PRESUPUESTO:	ESCALA:	TITULO:	SERIE:	
CAM. CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN.		INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACION DE CEIP DE EL VELLÓN (MADRID)	 Isidro Ocete Ruiz	 Isidro Ocete Ruiz			Horizontal 1:- Vertical 1:108	PERFILES GEOTECNICOS	3	
					SUSTITUIDO POR:	EXPEDIENTE:				PLANO:
							Gráfica Horizontal		m.	1



ANEJO 4. TRABAJOS DE CAMPO

ANEJO 4.1 Registro de sondeos a rotación

EDICIÓN: ED02 12/04/2021 SON-1 Nº Acta: 017-21/008023/1 Código de actividad: 1201/08/2021/283 (1088969) CENTRO DE ESTUDIOS DE MATERIALES Y CONTROL DE OBRA, S.A. (CEMOSA) Pol. Ind. Los Olivos C/ Innovación 11 28906 GETAFE TEL. 916828727 FAX. 916019683 URL: www.cemosa.es E-MAIL: madrid@cemosa.es

Peticionario: COMUNIDAD DE MADRID
CEIP EL VELLON



Mi: Muestra finalizada SPT: Ensayo de penetración estándar TP: Testigo perforado MA: Muestra alterada JF: Ensayo de frotamiento LU: Ensayo de Lugeon PE: Presiónmetro NF: Nivel freático RECUP: Recuperación de testigo R.Q.D: Recuperación "Rock Quality Designation" Perforación B (Batería simple), D (Batería doble), T (Batería triple), W (Corona de vidrio), d (Corona de diamante), d(m): Profundidad (m), D(m): Diámetro de perforación. Muestra PI: Profundidad inicial (m), PF: Profundidad final (m)

P (m)	DF (m)	TRAMAS	ESPESOR (m)	DESCRIPCIÓN DEL TESTIGO	NF (m)	RECUP (%)	R.Q.D (%)	MUESTRAS
0						0	0	
2						40	60	MI 13/6/13/15 PI. 3 PF. 3.6
4	BW101		7.2	Relleno antrópico aloctono. Arenas arcillosas con restos de cascotes y restos ceramicos.		80	80	SPT 8/5/6/7 PI. 3.6 PF. 4.2
6						100	100	MI 50R PI. 6 PF. 6.1
8			0.8	Gravas con arenas finas. suelo eluvial de alteración del susbtrato granítico.				SPT 50R PI. 6.1 PF. 6.2
10								MA PI. 8 PF. 8.4
12								SPT 50R PI. 9 PF. 9.05
14	TD86		10.05	Granito. susbtrato rocoso				SPT 50R PI. 12 PF. 12.05
16								SPT 50R PI. 15 PF. 15.05
18								SPT 50R PI. 18 PF. 18.05

COTA FINAL: 18,05 m

OBSERVACIONES:

ANEJO 4.2 Fotografías de testigos de sondeos a rotación


 <p> cemosa <small>Ingeniería y Control</small> c/Benague 9 29004 Málaga Tlf:902 111 400 </p>	REGISTRO FOTOGRÁFICO Sondeo Mecánico Rotativo		ENSAYO: S-01
	TRABAJO:	INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACIÓN DE CEIP DE EL VELLÓN (MADRID)	
	PETICIONARIO:	CAM. CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN.	
			Expediente: O/2005036/18/01



Foto de testigo de sondeo. Sondeo 1, Caja 1.



Foto de testigo de sondeo. Sondeo 1, Caja 2.


 <p> cemosa <small>Ingeniería y Control</small> c/Benague 9 29004 Málaga Tlf:902 111 400 </p>	REGISTRO FOTOGRÁFICO Sondeo Mecánico Rotativo		ENSAYO: S-01
	TRABAJO:	INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACIÓN DE CEIP DE EL VELLÓN (MADRID)	
	PETICIONARIO:	CAM. CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN.	
			Expediente: O/2005036/18/01



Foto de testigo de sondeo. Sondeo 1, Caja 3.



Foto de testigo de sondeo. Sondeo 1, Caja 4.


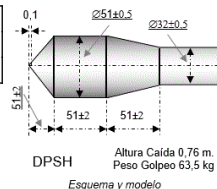
 <p> cemosa <small>Ingeniería y Control</small> c/Benague 9 29004 Málaga Tlf:902 111 400 </p>	REGISTRO FOTOGRÁFICO Sondeo Mecánico Rotativo		ENSAYO: S-01
	TRABAJO:	INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACIÓN DE CEIP DE EL VELLÓN (MADRID)	Expediente: O/2005036/18/01
	PETICIONARIO:	CAM. CONSEJERÍA DE EDUCACIÓN.	



Foto de testigo de sondeo. Sondeo 1, Caja 5.

ANEJO 4.3 Registro de penetraciones dinámicas



Referencia:

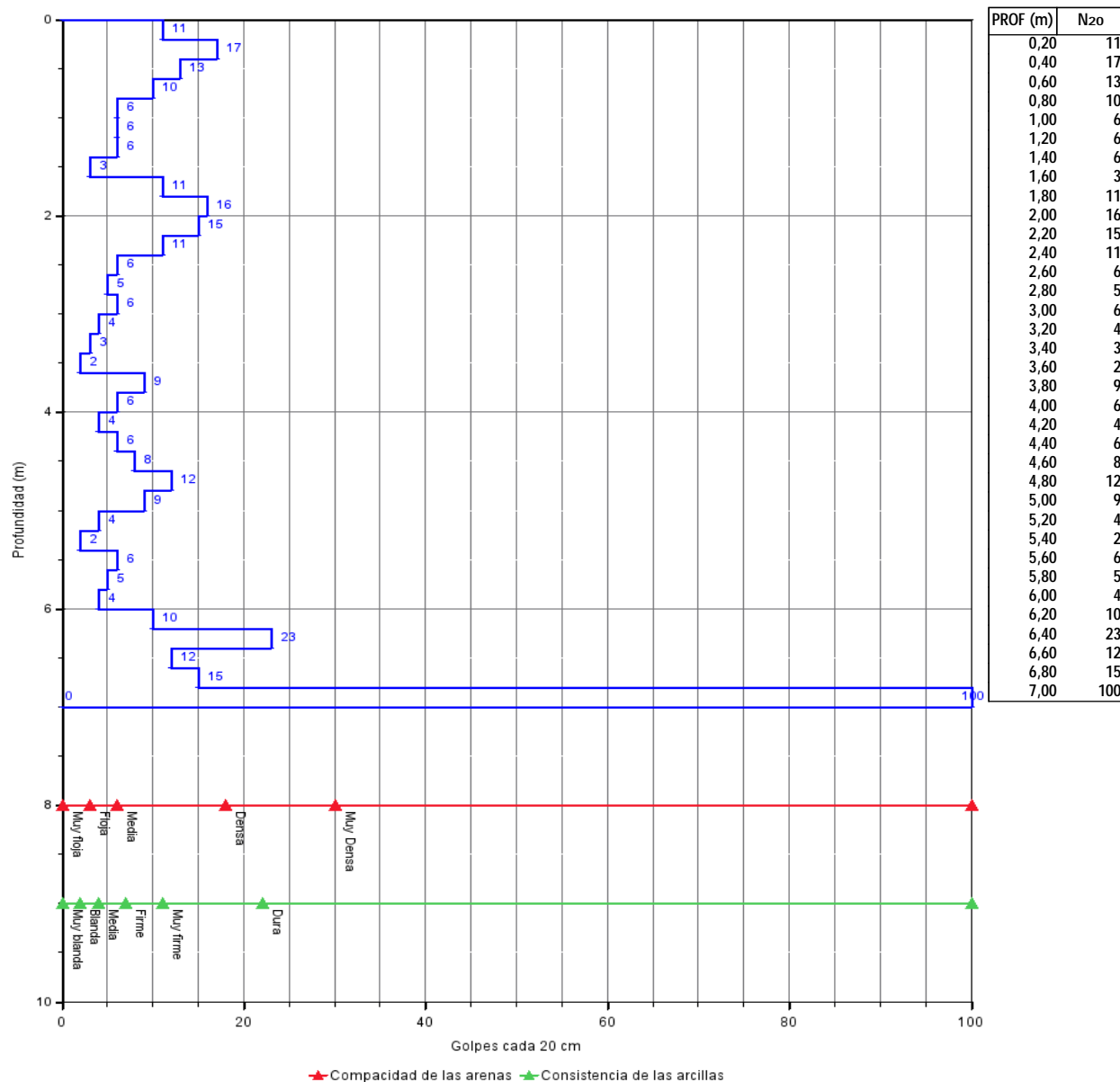
P-01

Expediente: O/2005036/18/01

Peticionario: CEIP EL VELLON
 Coordenadas UTM: COMUNIDAD DE MADRID
 Fecha: X: 451362.550
 16/07/2021 a

Y: 4513283.730
Equipo: TECOINSA PDP 3.10 DIN 05.19.018

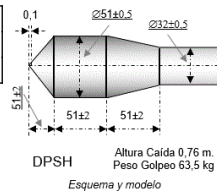
REGISTRO DE PENETRACIÓN DINÁMICA



Fdo. JOSE SERRANO CORDOBA
Director Técnico de Laboratorio
Ldo. en Geología

Fdo. LIDIA FOLGADO FERNANDEZ
Responsable de Ensayos Físicos
Ldo. en Geología

Madrid a 19/07/2021



Referencia:

P-02

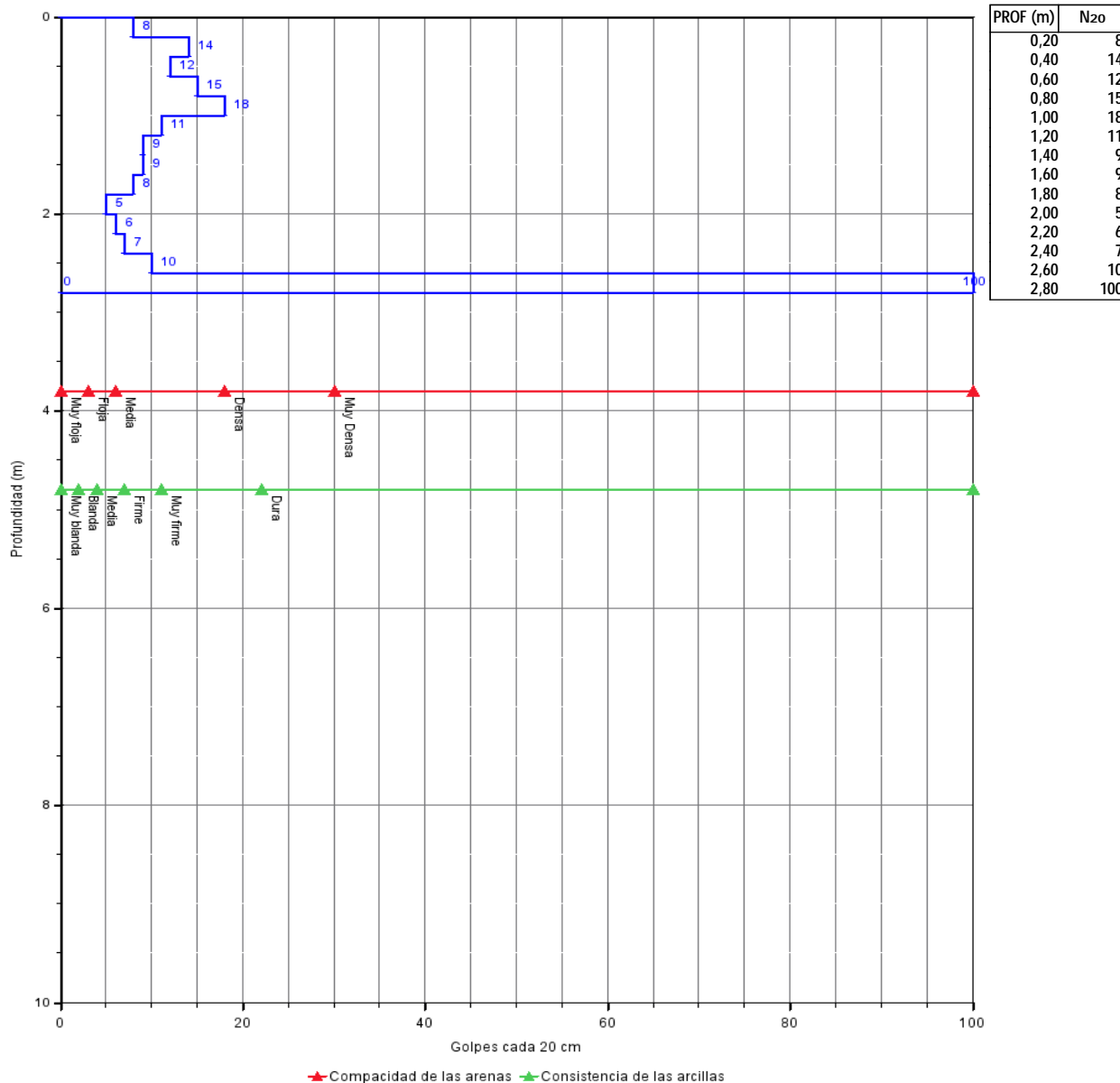
Expediente: O/2005036/18/01

Peticionario:
Coordenadas UTM:
Fecha:

CEIP EL VELLON
COMUNIDAD DE MADRID
X: 451331.900
16/07/2021 a

Y: 4513285.980
Equipo: TECOINSA PDP 3.10 DIN 05.19.018

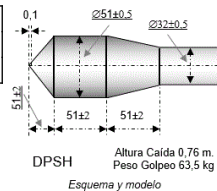
REGISTRO DE PENETRACIÓN DINÁMICA



Fdo. JOSE SERRANO CORDOBA
Director Técnico de Laboratorio
Ldo. en Geología

Fdo. LIDIA FOLGADO FERNANDEZ
Responsable de Ensayos Físicos
Ldo. en Geología

Madrid a 16/07/2021



Referencia:

P-03

Expediente: **O/2005036/18/01**

Peticionario:

CEIP EL VELLON
COMUNIDAD DE MADRID

Coordenadas UTM:

X: 451329.120

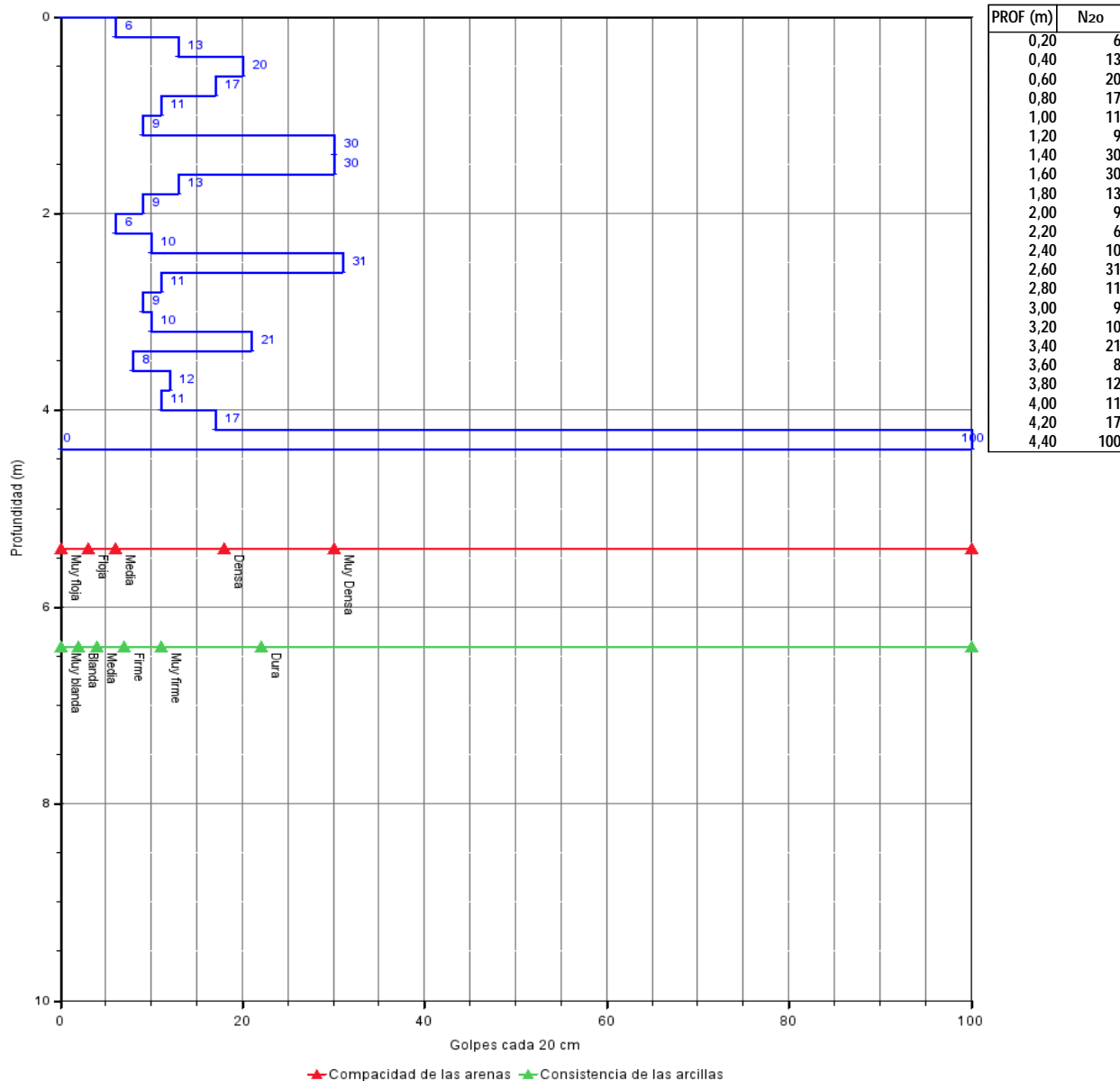
Y: 4513271.990

Fecha:

16/07/2021 a

Equipo: TECOINSA PDP 3.10 DIN 05.19.018

REGISTRO DE PENETRACIÓN DINÁMICA



Fdo. JOSE SERRANO CORDOBA
Director Técnico de Laboratorio
Ldo. en Geología

Fdo. LIDIA FOLGADO FERNANDEZ
Responsable de Ensayos Físicos
Ldo. en Geología

Madrid a 16/07/2021

ANEJO 5. ACTAS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Expediente: **O/2005036/18/01**
Nº acta: 017-21/007660/1
Obra: CEIP EL VELLON
Peticionario: COMUNIDAD DE MADRID
Dirección: C/ MAUDES, 17- 1ª PTA 28003 MADRID
Contratista:
Dirección técnica:

ENSAYO DE IDONEIDAD DE SUELOS

ALBARÁN: **1637922**

CÓDIGO DE MUESTRA: **1201/017/2021/007743(1088976)**

FECHA TOMA: **29/06/2021-12:00**

MATERIAL

TIPO:	SUELO	MODALIDAD DE MUESTREO:	GEO - MUESTREO POR GEOTECNIA
DESCRIPCIÓN:	S-01 MI 3.00 - 3.60	MUESTREO POR:	MARIA DEL PRADO MORA AVILES
PROCEDENCIA:	S-01 MI 3.00 - 3.60	LOTE LABORATORIO:	
LUGAR DE TOMA:	S-01	LOTE CLIENTE:	
UBICACIÓN:			

TRABAJOS REALIZADOS - De acuerdo con el programa establecido, se han realizado los siguientes ensayos.

Determinación de la humedad mediante secado en estufa (suelos)	UNE 103300:1993
Análisis granulométrico (suelos)	UNE 103101:1995
Límites de Atterberg (suelos)	UNE 103103:1994; UNE 103104:1993
Determinación del contenido de sulfatos solubles (cuantitativo) (suelos)	UNE 103201:2019
Determinación de la acidez Bauman-Gully (suelos)	UNE 83962:2008

RESULTADOS

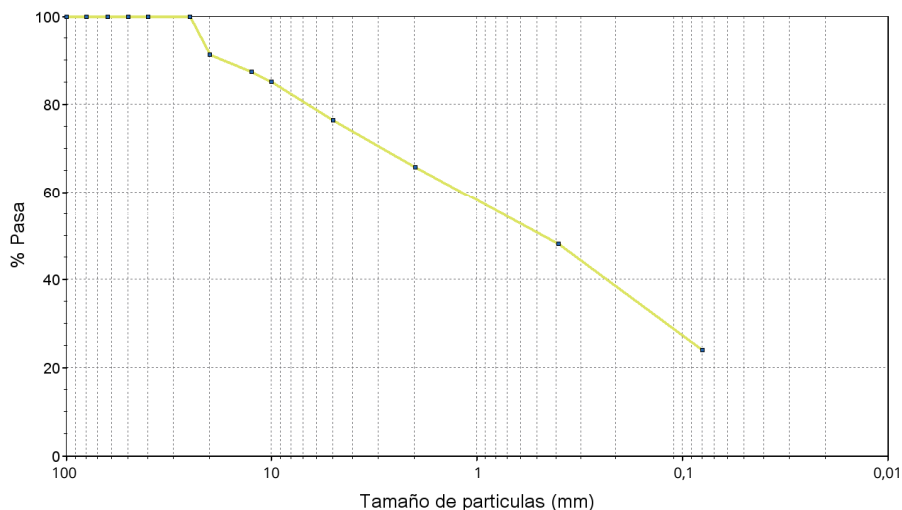
Los resultados de los ensayos se presentan en las siguientes páginas.

Expediente: **O/2005036/18/01**
Nº acta: 017-21/007660/1
Código de muestra: 1201/017/2021/007743(1088976)
Procedencia: S-01 MI 3.00 - 3.60

LABORATORIO DE ENSAYOS PARA EL CONTROL DE CALIDAD DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN RD 410/2010

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

TAMIZ (mm)	% PASA
100	100,0
80	100,0
63	100,0
50	100,0
40	100,0
25	100,0
20	91,4
12,5	87,4
10	85,2
5	76,4
2	65,7
0,4	48,2
0,080	24,1



LÍMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LÍQUIDO: - LÍMITE PLÁSTICO: - ÍNDICE DE PLASTICIDAD: - **NO PLÁSTICO**

DENSIDAD Y HUMEDAD

DENSIDAD - UNE 103301

HÚMEDA (g/cm³): -
SECA (g/cm³): -

HUMEDAD - UNE 103201

HUMEDAD (%): **8,7**

ANÁLISIS QUÍMICO

SULFATO (% SO₃): **0,71**
MATERIA ORGÁNICA (%): -
CARBONATOS (% CaCO₃): -

SALES SOLUBLES (g/100g suelo): -
YESOS (%): -

Expediente: **O/2005036/18/01**
Nº acta: 017-21/007660/1
Código de muestra: 1201/017/2021/007743(1088976)
Procedencia: S-01 MI 3.00 - 3.60

LABORATORIO DE ENSAYOS PARA EL CONTROL DE CALIDAD DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN RD 410/2010

AGRESIVIDAD QUÍMICA DEL SUELO FRENTE AL HORMIGÓN

PARÁMETROS	NORMA	RESULTADO	TIPO DE EXPOSICIÓN		
			Qa - ATAQUE DEBIL	Qb - ATAQUE MEDIO	Qc - ATAQUE FUERTE
ACIDEZ BAUMANN-GULLY (ml/kg):	UNE 83962	26,66	> 200	NO APLICABLE	NO APLICABLE
IÓN SULFATO (mg SO ₄ -2/kg suelo seco):	UNE 83963	8479	2000 - 3000	3000 - 12000	> 12000
EVALUACIÓN DE LA AGRESIVIDAD:		AGRESIVIDAD MEDIA			

Fdo. JOSE SERRANO CORDOBA
Director Técnico de Laboratorio
Ldo. en Geología

Madrid a 12/07/2021

Fdo. LIDIA FOLGADO FERNANDEZ
Responsable de Ensayos Físicos
Ldo. en Geología

SERRANO CORDOBA JOSE -
30829065A

Digitally signed by SERRANO CORDOBA JOSE - 30829065A
DN: cn=SERRANO CORDOBA JOSE - 30829065A, sn=SERRANO CORDOBA,
givenName=JOSE, c=ES, serialNumber=DICES-30829065A
Reason: I attest to the accuracy and integrity of this document
Date: 2021.07.12 09:48:08 +02'00'

FOLGADO FERNANDEZ LIDIA -
08926624W

Digitally signed by FOLGADO FERNANDEZ LIDIA - 08926624W
DN: cn=FOLGADO FERNANDEZ LIDIA - 08926624W, sn=FOLGADO FERNANDEZ,
givenName=LIDIA, c=ES, serialNumber=DICES-08926624W
Reason: I attest to the accuracy and integrity of this document
Date: 2021.07.12 09:48:03 +02'00'

Expediente: **O/2005036/18/01**
Nº acta: 017-21/007661/1
Obra: CEIP EL VELLON
Peticionario: COMUNIDAD DE MADRID
Dirección: C/ MAUDES, 17- 1ª PTA 28003 MADRID
Contratista:
Dirección técnica:

ENSAYO DE IDONEIDAD DE SUELOS

ALBARÁN: **1637923**

CÓDIGO DE MUESTRA: **1201/017/2021/007746(1088977)**

FECHA TOMA: **29/06/2021-12:00**

MATERIAL

TIPO:	ROCA	MODALIDAD DE MUESTREO:	GEO - MUESTREO POR GEOTECNIA
DESCRIPCIÓN:	S-01 MA 8.00 - 8.40	MUESTREO POR:	MARIA DEL PRADO MORA AVILES
PROCEDENCIA:	S-01 MA 8.00 - 8.40	LOTE LABORATORIO:	
LUGAR DE TOMA:	S-01	LOTE CLIENTE:	
UBICACIÓN:			

TRABAJOS REALIZADOS - De acuerdo con el programa establecido, se han realizado los siguientes ensayos.

Resistencia a la compresión uniaxial, según UNE 22950-1:1990 (rocas)

UNE 22950-1:1990

Tallado de probeta de roca a partir de un bloque (rocas)

RESULTADOS

Los resultados de los ensayos se presentan en las siguientes páginas.

Expediente: **O/2005036/18/01**
Nº acta: 017-21/007661/1
Código de muestra: 1201/017/2021/007746(1088977)
Procedencia: S-01 MA 8.00 - 8.40

LABORATORIO DE ENSAYOS PARA EL CONTROL DE CALIDAD DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN RD 410/2010

ROTURA A COMPRESIÓN SIMPLE

ENSAYO CON MUESTRA INALTERADA

DIÁMETRO (cm):	7
ALTURA (cm):	18,4
HUMEDAD (%):	0,27
CARGA DE ROTURA (Kp):	5.657
RESISTENCIA (Kp/cm²):	147,07
DENSIDAD HÚMEDA (g/cm³):	2,78
DENSIDAD SECA (g/cm³):	2,77

FORMA DE ROTURA



Fdo. JOSE SERRANO CORDOBA
Director Técnico de Laboratorio
Ldo. en Geología

Madrid a 12/07/2021

Fdo. LIDIA FOLGADO FERNANDEZ
Responsable de Ensayos Físicos
Ldo. en Geología

SERRANO CORDOBA JOSE -
30829065A

Digitally signed by SERRANO CORDOBA JOSE - 30829065A
DN: cn=SERRANO CORDOBA JOSE - 30829065A, s=SERRANO CORDOBA,
givenName=JOSE, c=ES, serialNumber=IDCES-30829065A
Reason: I attest to the accuracy and integrity of this document
Date: 2021.07.12 09:49:15 +02'00'

FOLGADO FERNANDEZ LIDIA -
08926624W

Digitally signed by FOLGADO FERNANDEZ LIDIA - 08926624W
DN: cn=FOLGADO FERNANDEZ LIDIA - 08926624W, s=FOLGADO FERNANDEZ,
givenName=LIDIA, c=ES, serialNumber=IDCES-08926624W
Reason: I attest to the accuracy and integrity of this document
Date: 2021.07.12 09:49:09 +02'00'



APÉNDICE 1. HOJA DOCUMENTAL

FICHA DOCUMENTAL

El presente documento, de título **INFORME GEOTÉCNICO SOBRE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA AMPLIACION DE CEIP DE EL VELLÓN (MADRID)** ha sido realizado por CEMOSA, en su delegación de **Madrid**, en la siguiente dirección:

Pol. Ind. Los Olivos. C/ Innovación,11 (28906)

MADRID - GETAFE

El teléfono y email de contacto son los siguientes:

Tel: 916 828 727 Fax: 916 019 683

madrid@cemosa.es

Para cualquier consulta o aclaración, así como para cualquier cuestión relacionada con este documento habrá de dirigirse al siguiente técnico de contacto:

Manuel Bermejo Martínez



Manuel Bermejo Martínez

Centro de estudios de Materiales y Control de Obra S.A C.\Benaque Nº9, 29004 (Málaga) C.I.F.: A-29021334. R.J. de Málaga. T.185, L.98-SA, F.195, P.1356