



**EMPRESA MUNICIPAL DEL SUELO Y VIVIENDA
DE BOADILLA DEL MONTE
AVDA. ISABEL DE FARNESIO Nº2 BIS LOCAL 21
28660 BOADILLA DEL MONTE (Madrid)**

**AMPLIACIÓN Y REFORMA DE EDIFICIO DE VIVIENDAS
C/ ENRIQUE CALABIA c/v C/ GARCÍA NOBLEJAS
BOADILLA DEL MONTE (MADRID)**

EXPEDIENTE Nº 6249/15

ESTUDIO GEOTÉCNICO.

Documento 1 de 3. MEMORIA



ÍNDICE

1.- ANTECEDENTES.	3
1.1. PROGRAMACIÓN DEL RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO	3
1.2. LOCALIZACIÓN	4
2.- INTRODUCCIÓN.	5
2.1. INVESTIGACIÓN ESTRATIGRÁFICA	7
2.2. INVESTIGACIÓN DE LAS PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE LOS MATERIALES	8
2.3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	8
3.- MARCO GEOLÓGICO.	9
3.1. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA	9
3.2. TECTÓNICA	11
4.- MARCO GEOTÉCNICO.	12
5.- TRABAJOS DE RECONOCIMIENTO EFECTUADOS.	13
5.1. TRABAJOS DE CAMPO	13
5.1.1. SONDEOS MECÁNICOS A ROTACIÓN CON EXTRACCIÓN CONTINUA DE TESTIGO.	13
5.1.2. ENSAYO S.P.T.	14
5.1.3. EXTRACCIÓN DE MUESTRA INALTERADA Y TESTIGOS PARAFINADOS	15
5.1.4. PENETRÓMETROS.	16
5.1.5. MEDIDA DEL NIVEL FREÁTICO.	17
5.2. ENSAYOS DE LABORATORIO	17
5.2.1. ENSAYOS DE ESTADO.	17
5.2.2. ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN.	17
5.2.4. ENSAYOS QUÍMICOS.	17
5.2.5 HOJA RESUMEN DE ENSAYO	18





1.- ANTECEDENTES.

1.1. PROGRAMACIÓN DEL RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO.

Se solicita por **EMPRESA MUNICIPAL DEL SUELO Y VIVIENDA** al laboratorio CONES.SA, la realización del estudio geotécnico para la obra "**AMPLIACIÓN Y REFORMA DE EDIFICIO DE 10 VIVIENDAS, C/ ENRIQUE CALABIA c/v C/ GARCÍA NOBLEJAS, BOADILLA DEL MONTE (MADRID)**".

Para la programación del reconocimiento del terreno se deben tener en cuenta las características del terreno, los datos relevantes de la zona de estudio y del edificio.

Se prevé la implantación de un ascensor.

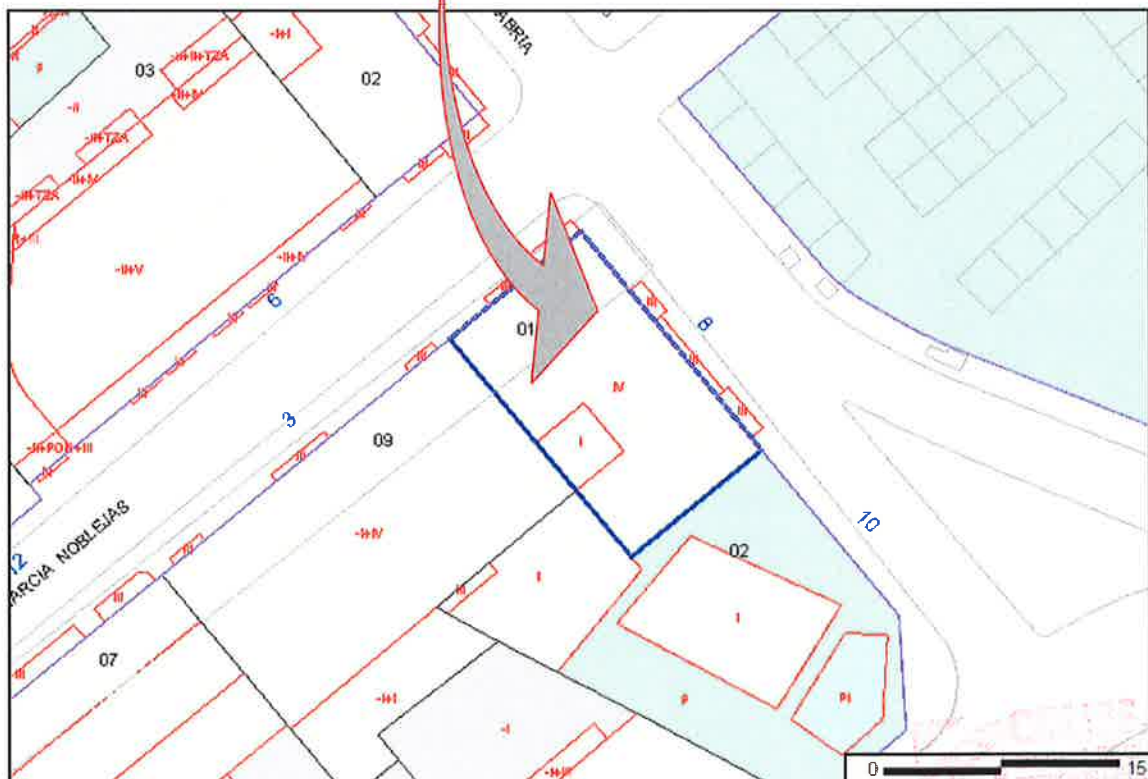
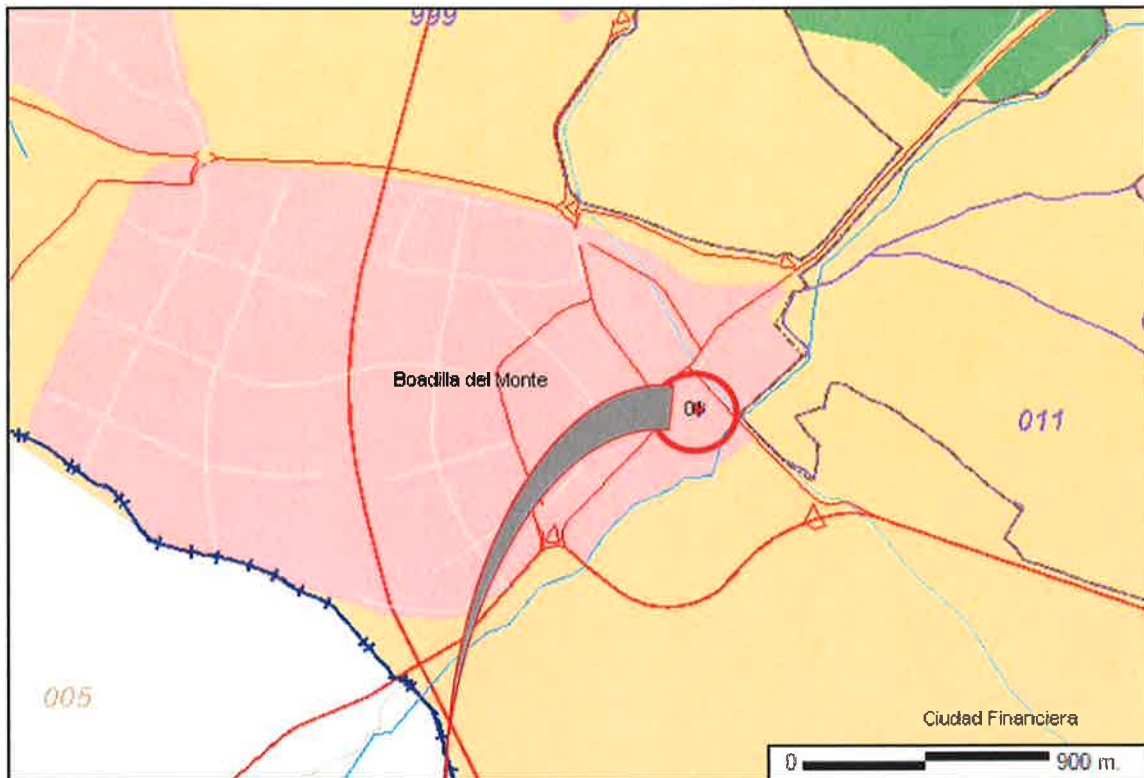
El edificio se encuentra situado en el casco antiguo de Boadilla del Monte, en la intersección de la Calle García Noblejas y Enrique Calabria, esta última, orientada al este, se abre a una amplia plaza que limita en su lindero norte con una zona verde y a continuación los jardines del Palacio del Infante D. Luis. El resto de las fachadas son medianerías con edificaciones colindantes.





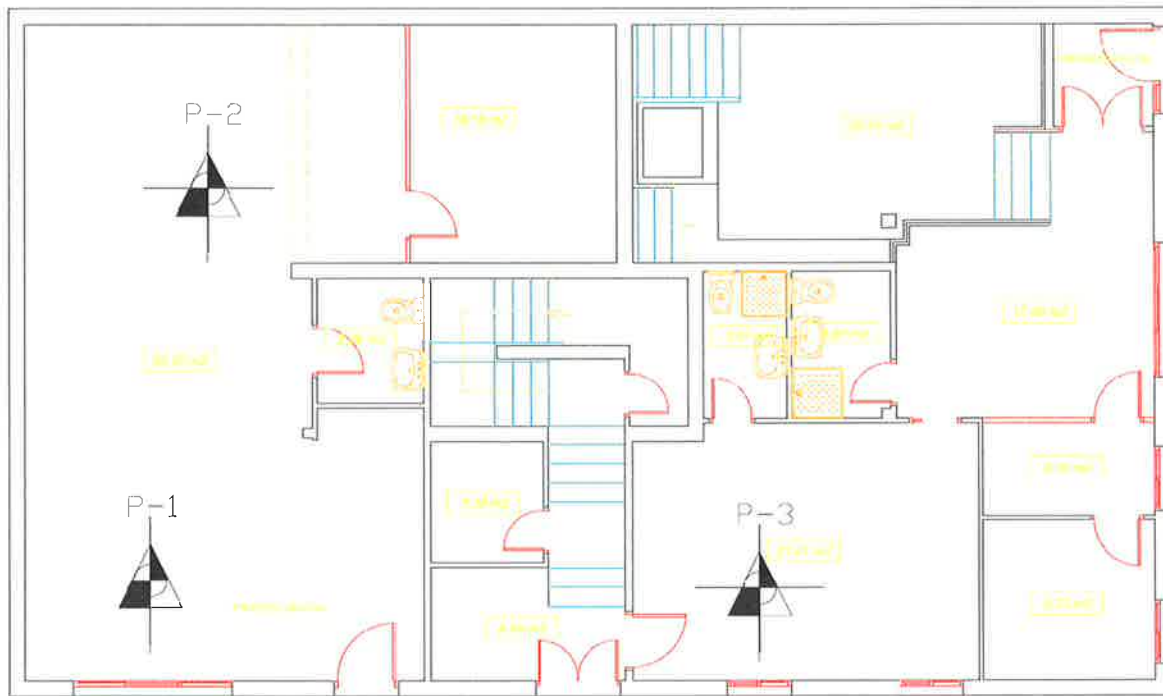
1.2. LOCALIZACIÓN

La parcela objeto de estudio se encuentra en la localidad de Boadilla del Monte, en la provincia de Madrid. Se trata de una parcela en la que se encuentra una edificación pre-existente.





Los puntos de reconocimiento se sitúan según muestra el siguiente croquis.



CONES, S.A.
CONTROL DE ESTRUCTURAS Y SUELOS, S.A.



La parcela presenta una pendiente en sentido ascendente a los largo de la fachada de Enrique Calabria hacia García Noblejas de 0,55 m, y en la Calle García Noblejas un desnivel de 0,18 m.

Los ensayos se realizaron en el interior del edificio. Las cotas de los ensayos se referencian al suelo de la habitación donde se realizaron.

ENSAYO	S-1	P-1	P-2
COTA ENSAYO	0.00 m	0.00 m	0.00 m

La zona de estudio presenta una construcción previa, por lo que fue necesario para la realización del estudio emplear una máquina de sondeos de ruedas y de pequeñas dimensiones.

A continuación se muestra una fotografía donde se pueden ver en detalle las características anteriormente citadas.





2.- INTRODUCCIÓN.

El presente estudio geotécnico consta tres documentos:

Documento 1. MEMORIA: memoria descriptiva de las actuaciones llevadas a cabo en la parcela objeto de estudio.

Documento 2. CONCLUSIONES: en el que se analizan los resultados obtenidos en la campaña y se evalúan las posibilidades de cimentación y demás cuestiones geotécnicas.

Documento 3. ANEJOS: donde se recogen el croquis de situación de la parcela y de los puntos de reconocimiento realizados en ella. Las columnas estratigráficas de los sondeos, las fotografías de los emplazamientos y de las cajas de sondeos, los gráficos de los penetrómetros y las actas de los ensayos de laboratorio.

El estudio geotécnico debe dar respuesta a las siguientes cuestiones:

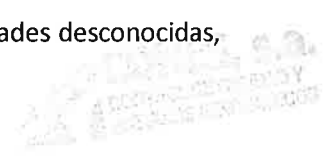
- Problemas hidrogeológicos relacionados con el agua freática que obligan a determinar la profundidad de los niveles freáticos, niveles piezométricos, corrientes de agua, etc.
- Problemas geotécnicos de las cimentaciones en sí, en los que hay que determinar básicamente la resistencia y deformabilidad de los materiales de terreno bajo las cargas que transmite la cimentación, la estabilidad y deformabilidad de las excavaciones en talud, pozo, galería, etc.
- Problemas geotécnicos de la ejecución, tales como la alterabilidad de los materiales del subsuelo expuestos al aire, idoneidad de algunos materiales para la ejecución de terraplenes, filtros, etc.
- Problemas geotécnicos de la conservación, entre los cuales puede contarse la agresividad de los suelos y del agua, a los materiales que constituyen las estructuras de cimentación, las posibles variaciones en los niveles freáticos, ya sean naturales o artificiales, etc.

La investigación completa, necesaria para la resolución de todos los problemas planteados, puede dividirse en tres etapas. Estas tres etapas que pueden considerarse necesarias, aunque se solapen más o menos en su desarrollo y estén interrelacionadas, son las siguientes:

2.1. INVESTIGACIÓN ESTRATIGRÁFICA

Los objetivos a cumplir en esta etapa son:

- Determinación de las secuencias de estratos, de su espesor, extensión e identificación aproximada hasta la profundidad necesaria.
- Determinación de la profundidad de las aguas freáticas.
- Determinación de las irregularidades que puede presentar el terreno, como cavidades desconocidas, antiguas cimentaciones, etc.





- Obtención de la muestras del suelo y del agua en condiciones adecuadas, para la identificación o para la realización de análisis y ensayos geotécnicos programados.
- Registro de todos los incidentes, observaciones y ensayos realizados durante el progreso de la investigación estratigráfica.

2.2. INVESTIGACIÓN DE LAS PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE LOS MATERIALES

Su objetivo es determinar las propiedades geotécnicas de los materiales con la extensión que se requiera para cada una de ellas, con el fin de contestar a los problemas planteados anteriormente.

Esta investigación no se limitará en general a la determinación de las propiedades geotécnicas de las muestras, si no que ha de tener por finalidad:

- Conocer con la suficiente amplitud las propiedades geotécnicas del terreno para poder estimar razonablemente su comportamiento.
- La localización de los estratos o estructura del suelo críticas en relación con un cierto problema y la investigación cuidadosa del aspecto o propiedad geotécnica determinante.

2.3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

La finalidad de esta etapa es la evaluación de todos los datos obtenidos en las etapas anteriores. Esta evaluación conducirá a establecer valores numéricos de todos aquellos parámetros geotécnicos que se requieran para dar respuesta adecuada a los problemas planteados, dentro de las posibilidades de la técnica.





3.- MARCO GEOLÓGICO

3.1. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA

La Hoja de Majadahonda se encuentra en las estribaciones centro meridionales de la Sierra del Guadarrama y forma de la submeseta meridional o Cuenca del Tajo. Pertenece en su totalidad a la provincia de Madrid.

La zona noroccidental se caracteriza por la existencia de un relieve medianamente accidentado desarrollado sobre los materiales ígneos que forman la rampa somontana de las estribaciones meridionales del Guadarrama.

La parcela objeto de estudio se enclava sobre arenas, limos-arcillas, gravas y cantos del Cuaternario, que se depositan sobre arcosas y fangos arcósicos del Terciario.

Los sedimentos del Terciario son las facies más extendidas por la Hoja. Normalmente ocupan posiciones laterales y más distales.

Se diferencian de la unidad arcosas, exclusivamente en el mayor espesor y abundancia relativa que alcanzan los niveles de fangos arcósicos, que normalmente tienen potencia decimétrica. Es muy frecuente que estos niveles presenten señales de edafización con enrojecimiento.

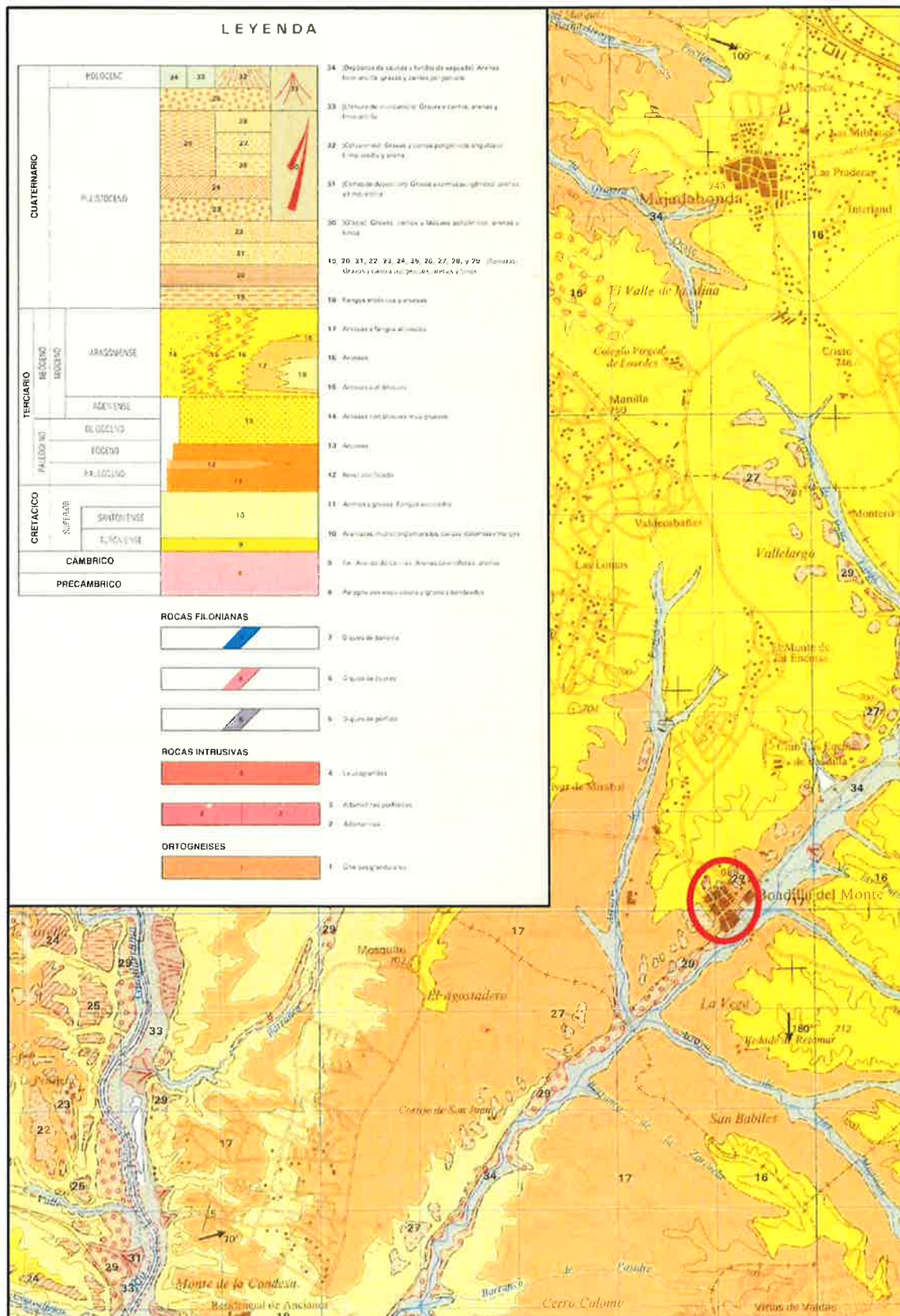
En estos se apoyan los sedimentos del Cuaternario, en los cuales se han reconocido dos niveles de vega. Por lo regular las arenas y las arenas con gravilla y los fangos son las facies más probables en las vegas, pero cuando estas se desarrollan en las proximidades del contacto Sierra-Depresión, las gravas y bloques dominan. Texturalmente las litofacies de los niveles de vega son arenas finas a medias o medias a gruesas o muy gruesas, con o sin gravilla, con fracción limo-arcillosa por debajo del 3-4%.

Los depósitos de los cauces son arenosos o formados por cantos y bloques que se distribuyen de la misma manera que lo hacen los depósitos de vega, Las arenas están en las clases de arenas gruesas a muy gruesas y son moderadamente clasificadas.





Hoja nº 558.MAJADAHONDA.1:50.000





3.2. TECTÓNICA

En la Hoja de Majadahonda se pueden distinguir claramente tres dominios estructurales de características diferentes:

- Zócalo granítico – gneísico situado al noroeste.
- Unidades cretácico – paleógenas plegadas.
- Mioceno tabular localmente inclinado en los bordes.

La separación entre el zócalo y los otros dos dominios viene dada por un accidente morfotectónico de primer orden, de historia compleja y que denominaremos límite macizo-cuenca.

Deformación Prealpina.

Se manifiesta en las rocas metamórficas y graníticas del zócalo afectadas por una serie compleja de deformaciones dúctiles sin y tardimetamórficas visibles en las rocas metamórficas de alto grado (ortogneis y metasidamientos) y de deformaciones frágiles posteriores (fracturas) que afectan también a los granitoides.

Metamorfismo.

Los materiales metamórficos de la Hoja de Majadahonda están en zona de estabilidad de sillimanita-cordierita-feldespatos potásico, es decir en grado alto, en el sentido de WINKLER, con gradiente geotérmico elevado dada la ausencia de granate, salvo residual.

Tectónica Alpina.

La estructura del zócalo, unidades plegadas y límite macizo-cuenca es consecuencia, en su mayor parte, de la reactivación de fracturas tardihercínicas, que regionalmente tienen orientaciones, NE-SE, NNO-SSE, ENE-OSO casi E-O y plano subvertical.

Ante las sucesivas etapas de compresión alpinas, el zócalo se deforma rígidamente, aprovechando las alineaciones tardihercínicas, con fallas que se reactivan como inversas normales, o desgarres según la orientación de los esfuerzos. En otras ocasiones se aprovechan los planos de discontinuidad existentes en los gneises y granitos orientados, produciéndose una deformación por cizallamiento. En ambos casos se produce la adaptación de la cobertera cretácico-paleógena dando lugar a una clara tectónica de revestimiento.





4.- MARCO GEOTÉCNICO.

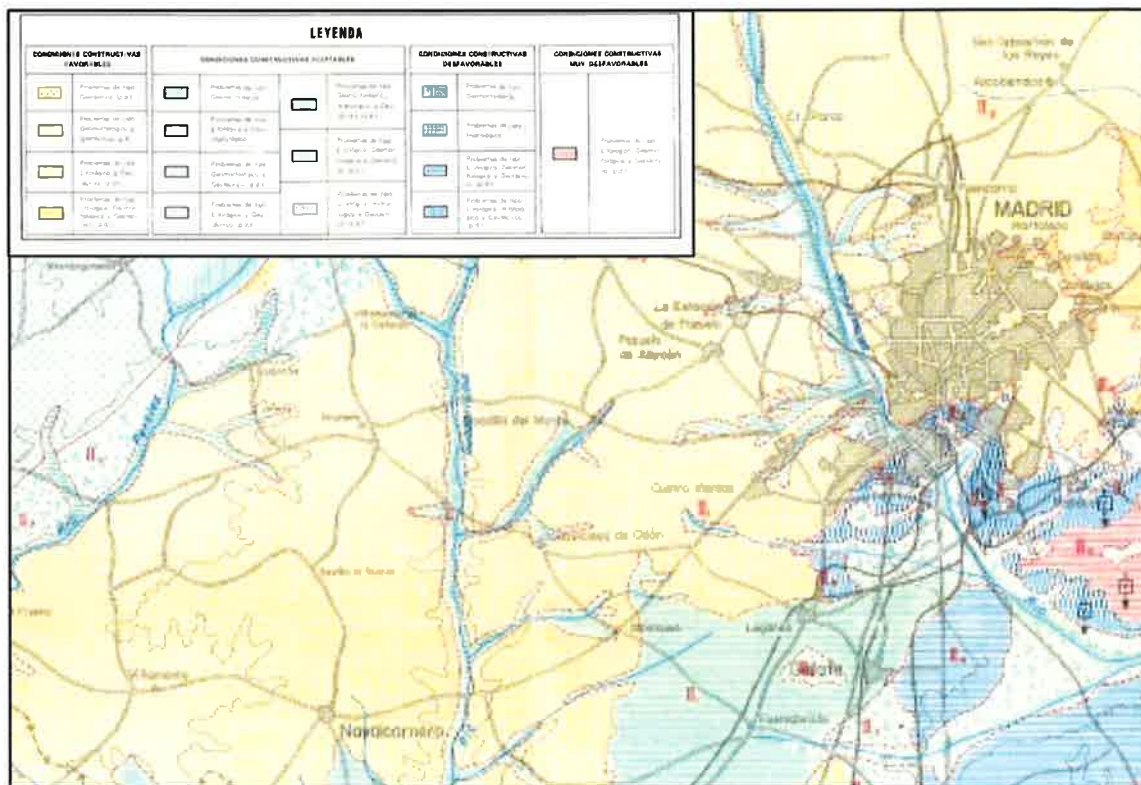
II₂ – Formas de Relieve Onduladas.

Se incluyen en ella el conjunto de terrenos formados por una mezcla de materiales cohesivos (arcillas) y granulares (arenas y gravas) dispuestos horizontalmente, poco cementados en superficie, y fácilmente erosionables.

Muestra una morfología eminentemente llana con ligeras alomaciones y abundantes huellas de erosión lineal. Su permeabilidad es muy variable alternándose zonas permeables con otras impermeables, si bien predominando las primeras, en toda ella es normal la aparición de niveles acuíferos a profundidades variables, casi siempre por debajo de los 15 metros (salvo en zonas próximas a las redes naturales de drenaje).

Su capacidad de carga es de tipo medio, pudiendo aparecer asentamientos de magnitud media.

Figura 4.1. Mapa Geotécnico 1:2000.000 (Hoja Nº 45, MADRID) y situación del ámbito



CONES, S.A.
CONTROL DE ESTRUCTURAS Y SUELOS, S.A.



5.- TRABAJOS DE RECONOCIMIENTO EFECTUADOS.

5.1. TRABAJOS DE CAMPO

Los trabajos de campo ejecutados para el reconocimiento del terreno objeto de estudio han consistido en la ejecución de los siguientes ensayos:

ENSAYO	Nº DE ENSAYOS REALIZADOS
Sondeo con extracción de testigo continuo	1
Ensayos S.P.T en sondeo	S-1
	1
Ensayos de penetración dinámica continua	2

5.1.1. SONDEOS MECÁNICOS A ROTACIÓN CON EXTRACCIÓN CONTINUA DE TESTIGO.

Los sondeos mecánicos a rotación son perforaciones de pequeño diámetro, que permiten reconocer la naturaleza y la localización de las diferentes capas del subsuelo mediante la extracción continua de testigo de suelo o roca, que se alterna con ensayos geotécnicos de penetración y extracción de muestras inalteradas, en los casos en que se a posible.

Las perforaciones se realizan con una sonda de avance hidráulico montada sobre camión o con motricidad autónoma (según las necesidades y características del estudio) dotada de castillete o torre de sondeo y bomba de lodos. Los sondeos se ejecutan con una sonda fabricada por ROLATEC.





El testigo reconocido se aloja en un tubo testigo hueco, en cuyo extremo inferior va enroscada una corona de widia o diamante que va realizando la perforación.

Al extremo superior del tubo va enroscado el varillaje, generalmente de 42 o 50 mm (hueco) para permitir que pase al agua que viene de la bomba. Durante la ejecución del sondeo, y si el terreno no lo permite, hay que proceder a la entubación del sondeo con la tubería de revestimiento o bien se utilizan lodos bentoníticos que mantienen las paredes sin desmoronamientos.

En el caso que nos ocupa se ha realizado el siguiente un sondeo, pero dadas las características de la zona de estudio que han sido explicadas y mostradas, se limita el trabajo de campo, por lo que el sondeo se acabó con un ensayo de penetración dinámica sobre él.

5.1.2. ENSAYO S.P.T.

A lo largo de la longitud del sondeo, y siempre que sea posible se realizan los ensayos de penetración SPT (UNE 103-800-92).

Los ensayos SPT se utilizan en geotecnia para correlacionar diferentes parámetros resistentes de 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 la rigidez del suelo.

Este tipo de ensayos se realiza en el interior de los sondeos, en los cuales es necesario limpiar el fondo de la perforación manteniendo la entubación por encima del nivel de comienzo de ensayo., El equipo necesario para la realización de esta prueba consta de un tomamuestras bipartido de pared gruesa 51 mm. de sección acoplado a un varillaje rígido, en cuyo extremo se coloca la cabeza de golpe y contragolpe, sobre la que impacta una maza de 63.6 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 funcionamiento automático.

En el caso de materiales granulares gruesos, el ensayo se realiza con una "puntaza ciega" que ofrece unos valores de resistencia pero no recupera la muestra atravesada.

En el procedimiento de realización del ensayo se distinguen dos fases. Una primera o hincada de colocación de 15 cm, incluyendo la penetración inicial del tomamuestras bajo su propio peso, y la segunda fase o ensayo de hincada propiamente dicho, en la cual se anota el número de golpes necesario para penetrar adicionalmente 30 cm. Este número obtenido se denomina resistencia a la penetración N.

Si los 30 cm de penetración no pueden lograrse con 100 golpes, el ensayo de hincada se dará por terminado.

Según el CTE , Anejo D. Se puede determinar la compacidad de las arenas según el valor del N_{spt} . Así:





Tabla D.2. Compacidad de las arenas.

CLASIFICACIÓN	Índice N _{spt}
Muy floja	< 4
Floja	4-10
Media	11-30
Densa	31-50
Muy densa	>50

En la siguiente tabla se indican los SPT que se han obtenido con sus correspondientes golpes:

ENSAYO	GOLPEOS
S-1 SPT de 2.00-2.45m	8-9-11

5.1.3. EXTRACCIÓN DE MUESTRA INALTERADA Y TESTIGOS PARAFINADOS.

Durante la realización del sondeo, en materiales cohesivos, y a distintas cotas se extraen muestras representativas de este tipo con vistas a la realización de los ensayos geotécnicos para clasificar suelos atravesados y definir sus propiedades de resistencia y deformabilidad.

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

Se contabilizan los golpes necesarios para penetrar 30 cm, después de haber desechado los primeros 15 cm. Al número obtenido se le denomina Ni.

Para suelos blandos fangosos, está especialmente indicado el tomamuestras de pared delgada o Shelby.

En la siguiente tabla se indican las M.I que se han obtenido con sus correspondientes golpes:

ENSAYO	GOLPEOS
No se realizaron ensayos	

En suelos cohesivos duros, pueden obtenerse muestras inalteradas del mismo testigo de perforación, parafinando la muestra una vez extraída de la batería de perforación

En la siguiente tabla se indican los TP que se han obtenido y la cota a la que se obtuvo:

ENSAYO	COTA
No se realizaron ensayos	



5.1.4. PENETRÓMETROS.

Son sondeos de tipo dinámico, se ejecutan por la hinca dinámica de un cono de 51 mm de diámetro, acoplado a un varillaje de 32 mm de diámetro, mediante la energía que suministra una maza de 63.5 kg de peso en caída libre de 0.76 m, dichos sondeos se realizaron con una Sonda fabricada por ROLATEC.



Los resultados obtenidos en los ensayos de penetración dinámica, están reflejados en los diagramas presentes en el Anejo 2, que relacionan el nº de golpes con la profundidad.

En el caso que nos ocupa se han realizado el siguiente penetrómetro, llegando a las profundidades que se indican en la siguiente tabla.

ENSAYO	PROFUNDIDAD (m)
P (S-1)	10.80 m
P-1	10.40 m
P-2	10.40 m

CONES, S.A.
CONTROL DE ESTRUCTURAS Y SUELOS, S.A.



5.1.5. MEDIDA DEL NIVEL FREÁTICO.

La determinación de la posición del nivel freático resulta muy importante para el estudio de las condiciones de cimentación, por lo que durante la ejecución de los ensayos se acota el nivel freático.

Se detectó el siguiente nivel de agua.

SONDEO	PROFUNDIDAD DESDE BOCA DE SONDEO (m)	FECHA
S-1	4.00	30-3-2015

5.2. ENSAYOS DE LABORATORIO:

Con las muestras obtenidas de los trabajos realizados en campo, se realizan distintos ensayos para identificar y caracterizar las unidades geotécnicas presentes en el terreno objeto de estudio.

Se han realizado los siguientes ensayos:

5.2.1. Ensayos de estado.

ENSAYO	NÚMERO DE ENSAYOS REALIZADOS
HUMEDAD NATURAL. UNE 103 300	1
DENSIDAD. UNE 103 301	1

5.2.2. Ensayos de identificación.

ENSAYO	NÚMERO DE ENSAYOS REALIZADOS
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO. UNE 103 101	1
LÍMITES DE ATTERBERG. UNE 103 103 Y UNE 103 104	1

5.2.3. Ensayos químicos.

ENSAYO	NÚMERO DE ENSAYOS REALIZADOS
SULFATOS SOLUBLES. UNE 103 202	1

A continuación se muestra la hoja resumen de los ensayos realizados en el laboratorio, y los resultados obtenidos. Las actas de los ensayos se encuentran en el Documento ANEJO, en el punto 4. Ensayos de laboratorio.



HOJA RESUMEN ENSAYOS DE SONDEOS

SONDEO	COTAS	TIPO DE MUESTRA	Nº MUESTRA	ENSAYOS DE ESTADO			ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN				ENSAYOS DE RESISTENCIA				OTROS					ENSAYOS QUÍMICOS				CLASIFICACIÓN								
S-1	2,00-2,45 m	S.P.T	438-15	5,84	1,87	1,98	GRANULOMETRÍA UNE 308 101				LÍMITES DE ATTERBERG UNE 108 103 Y UNE 103 104			CORTE DIRECTO UNE 309 403		PERMEABILIDAD EN CÉLULA TRIAXIAL	P. HINCHAMIENTO UNE 103 601		COLAPSO NLT 254	H.LIBRE UNE 103 601	EDOMETRO UNE 103 405	LAMBE UNE 103 600	CONTENIDO EN PESOS NLT-113	METNO ORGÁNICA UNE 103 204	CARBONATOS UNE 103 100	SOLUBILIDAD NLT 110	Estados unificados de clasificación de suelos (S.U.C.S.)					
				Humedad UNE 103 300	Densidad seca UNE 103 301	Densidad aparente UNE 103 301	5,00	2,00	0,40	0,08	NP	LL	LP	IP	COHESIÓN (kg/cm ²)	ANG. ROZAMIENTO (º)	TIPO	Control Relativo	Control Relativo	Control Relativo	Control Relativo										224,63	Arrojo muy graduado con límites con M y en SP-GMA





Este documento, complemento a los documentos nº 2 y nº3 del expediente **6249/15**, consta de diecinueve hojas selladas y numeradas.

Los resultados a los que hace referencia este informe sólo afectan a los objetos sometidos al ensayo. El informe no deberá reproducirse parcialmente sin la aprobación por escrito del laboratorio.

CONTROL DE ESTRUCTURAS Y SUELOS, S.A.

Pol. Ind. "La Fraila" C/ Zinc, 3

28970 HUMANES DE MADRID – MADRID

Laboratorio acreditado por la Dirección Gral. de Arquitectura y Vivienda de la Comunidad de Madrid con fecha 25 de marzo de 2010 en las áreas:

- **EHA.:** Área de control del hormigón, sus componentes y de las armaduras de acero, ensayos básicos y complementarios 1º, 2º, 3º, 4º Y 5º. Nº.: 03329EHE10.
- **GTL.:** Área de ensayos de laboratorio de geotecnia, básicos, complementarios 1º, 2º y 3º. Nº.: 03331GTL10.
- **GTC.:** Área de sondeos, toma de muestras y ensayos "in situ" para reconocimientos geotécnicos. Nº.: 03330GTC10.
- **VSG.:** Área de suelos, áridos, mezclas bituminosas y sus materiales constituyentes en viales, ensayos básicos y complementarios 1º Y 2º. Nº.: 03332VSG10
- **EAP.:** Área de control de perfiles de acero, para estructuras ensayos básicos y complementarios. Nº.: 03333EAP10
- **EAS.:** Área de control de las soldaduras de perfiles estructurales de acero. Ensayos básicos y complementarios. Nº.: 03334EAS10.
- **AM.:** Área de albañilería
- **AFC.:** Área de control de los materiales de piezas cerámicas. Nº.:03335AFC10.
- **AFH.:** Área de control de los materiales de fábricas de piezas de hormigón. Nº.: 03336AFH10.
- **ACC.:** Área de control de los materiales de cubiertas de piezas cerámicas. Nº.: 03337ACC10.
- **ACH.:** Área de control de los materiales de cubiertas de piezas de hormigón. Nº.: 03338ACH10.
- **APC.:** Área de control de los materiales de pavimentos de piezas cerámicas. Nº.: 03339APC10.
- **APH.:** Área de control de los materiales de pavimentos de piezas de hormigón. Nº.: 033340APH10.
- **AMC.:** Área de control de morteros de albañilería. Nº.: 03341AMC10.

Humanes de Madrid, 16 de abril de 2015

POR EL AREA GTL y GTC

FDO: **AÍDA NISTAL TERRÓN**

Geóloga

Nº DE COLEGIADO: 7154

DIRECTOR LABORATORIO

FDO: **FELIPE GARCÍA FERNÁNDEZ**

Lcdo. Empresariales y Económicas



**EMPRESA MUNICIPAL DEL SUELO Y VIVIENDA
DE BOADILLA DEL MONTE
AVDA. ISABEL DE FARNESIO Nº2 BIS LOCAL 21
28660 BOADILLA DEL MONTE (Madrid)**

**AMPLIACIÓN Y REFORMA DE EDIFICIO DE VIVIENDAS
C/ ENRIQUE CALABIA c/v C/ GARCÍA NOBLEJAS
BOADILLA DEL MONTE (MADRID)**

EXPEDIENTE Nº 6249/15

ESTUDIO GEOTÉCNICO.

Documento 2 de 3. **CONCLUSIONES.**





ÍNDICE

1.- INTRODUCCIÓN. _____	3
2.- UNIDADES GEOTÉCNICAS. _____	4
3.- PROBLEMÁTICAS GEOTÉCNICAS. _____	5
3.1.- SISMICIDAD	5
3.2.- AGRESIVIDAD	6
3.3.- EXPANSIVIDAD	8
4.- EXCAVACIONES _____	9
4.2.- EMPUJES	9
5.- CONSIDERACIONES SOBRE LA CIMENTACIÓN. _____	14
5.1. Antecedentes.	14
5.2. Descripción de las condiciones de cimentación.	14
5.3. Cálculo de la tensión admisible.	16
5.4. Cálculo de asentos.	17
5.5.- MÓDULO DE BALASTO	18
5.5.- COEFICIENTES DE PERMEABILIDAD	18
6.- CONCLUSIONES _____	19



1.- INTRODUCCIÓN.

Se solicita por **EMPRESA MUNICIPAL DEL SUELO Y VIVIENDA** al laboratorio CONES.SA, la realización del estudio geotécnico para la obra "**AMPLIACIÓN Y REFORMA DE EDIFICIO DE 10 VIVIENDAS, C/ ENRIQUE CALABIA c/v C/ GARCÍA NOBLEJAS, BOADILLA DEL MONTE (MADRID)**".

Para la programación del reconocimiento del terreno se deben tener en cuenta las características del terreno, los datos relevantes de la parcela y del edificio.

Se prevé la implantación de un ascensor.

El edificio se encuentra situado en el casco antiguo de Boadilla del Monte, en la intersección de la Calle García Noblejas y Enrique Calabria, esta última, orientada al este, se abre a una amplia plaza que limita en su lindero norte con una zona verde y a continuación los jardines del Palacio del Infante D. Luis. El resto de las fachadas son medianerías con edificaciones colindantes.

La zona de estudio presenta una construcción previa, por lo que fue necesario para la realización del estudio emplear una máquina de sondeos de ruedas y de pequeñas dimensiones.

Los ensayos se realizaron en el interior del edificio. Las cotas de los ensayos se referencian al suelo de la habitación donde se realizaron.

ENSAYO	S-1	P-1	P-2
COTA ENSAYO	0.00 m	0.00 m	0.00 m

CONES, S.A.
CONTROL DE ESTRUCTURAS Y SUELOS, S.A.



2.- UNIDADES GEOTÉCNICAS

En este apartado se describen cada una de las unidades geotécnicas, comenzando por la más superficial hasta la más profunda.

Dado que los ensayos de campo consistieron en ensayos de penetración dinámica, DPSH, no se puede caracterizar el material que aparece en la zona de estudio. Si bien en base a la experiencia de la zona se puede distinguir las siguientes unidades, definidas en función del número de golpes de los ensayos de penetración dinámica

1.- RELLENOS

(R).Se define esta unidad en base a su resistencia, presenta baja compacidad, floja, muy floja (menos de 10 golpes), no siendo una unidad apta para cimentación. Presenta un espesor medio de 2.40 m. Se tratan de arenas arcillosas de colores marrones y pardos. Presenta restos antrópicos.

No se trata de una unidad agresiva al hormigón.

A continuación se muestra una tabla con los valores medios obtenidos de los ensayos realizados en esta unidad.

Ensayo	Valor medio obtenido
Humedad (%)	5.84
Densidad seca (gr/cm ³)	1.87
Densidad aparente (gr/cm ³)	1.98
Granulometría. % en finos	73.34
Límite Líquido	NP
Índice de plasticidad.	NP
Sulfatos (mg/kg)	224.63

TERCIARIO

Infrayacente a la unidad anterior aparece una unidad que pertenece a la facies detrítica de la cuenca terciaria de Madrid, arcillas arenosas o arenas arcillosas marrones o limosas, de plasticidad baja-media.

En los primeros metros esta unidad aparece removida, por lo que presenta una escasa capacidad portante hasta los 7.00-8.00 m profundidad, por lo que se recomendará una solución por cimentación mediante losa.

Handwritten signature in red ink.

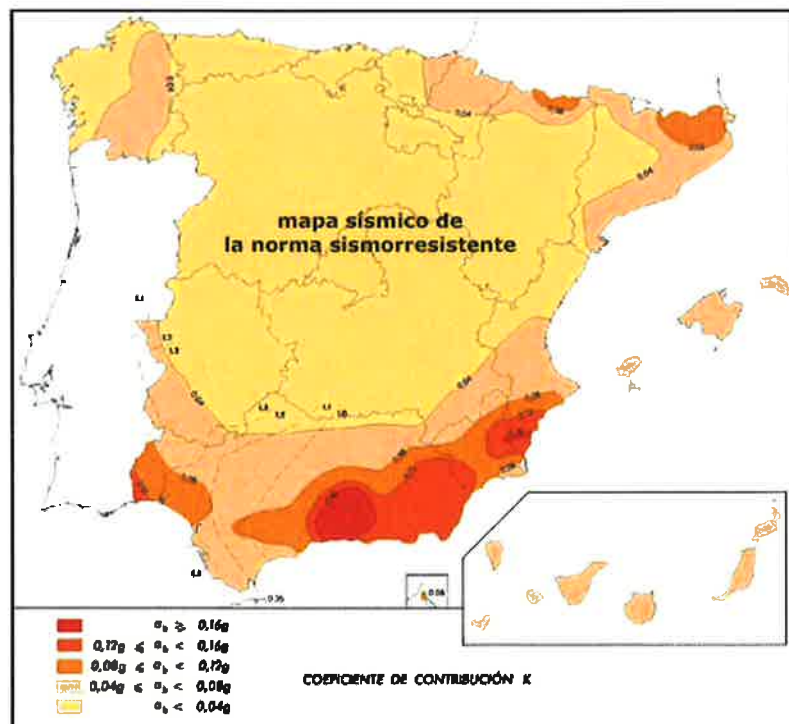


3.- PROBLEMÁTICAS GEOTÉCNICAS

3.1 SISMICIDAD.

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica que suministra para cada punto del territorio y expresada en relación al valor de la gravedad de la aceleración sísmica básica ab un valor característico de aceleración horizontal de la superficie del terreno, correspondiente a un periodo de retorno de quinientos años; el mapa suministra también el valor de coeficiente K o de contribución, que tiene en cuenta la influencia de la peligrosidad sísmica de cada punto de los distintos tipos de terremotos considerados en el cálculo de la misma.

Según los criterios de la norma sismorresistente (NC SE-02), la zona objeto del estudio presenta un valor de aceleración sísmica básica $<$ 0.04 por lo que no es obligatorio la aplicación de la norma al carecer de peligrosidad sísmica.



CONES, S.A.
CONTROL DE ESTRUCTURAS Y SUELOS, S.A.



3.2. AGRESIVIDAD

En este apartado se cuantifica la agresividad del terreno y las aguas que contenga para su clasificación. La acidez Baumann-Gully y el contenido en sulfatos detectados en muestras de suelos y rocas, así como determinados componentes químicos presentes en el agua freática permiten clasificar la agresividad química del terreno frente al hormigón tal y como se indica en la siguiente tabla del CTE se clasifica la agresividad química según la EHE.

Tabla D.2.2. Clasificación de la agresividad química de suelos, rocas y aguas (EHE)

Tipo de medio agresivo	Parámetros	Qa Ataque débil	Qb Ataque medio	Qc Ataque fuerte
AGUA	PH	6.5-5.5	5.5-4.5	< 4.5
	CO2 agresivo (mg CO2/l)	15-40	40-100	> 100
	Ión amonio (mg NH ₄ /l)	15-30	30-60	> 60
	Ión magnesio (mgMg ²⁺ /l)	300-1000	1000-3000	> 3000
	Ión sulfato (mgSO ₄ ²⁻ /l)	200-600	600-3000	> 3000
	Residuo seco a 110 °C (mg/l)	75-150	50-75	< 50
SUELO	Grado de acidez Baumann-Gully	> 20	No se dan en la práctica	No se dan en la práctica
	Ión sulfato (mgSO ₄ ²⁻ /kg de suelo seco)	2000-3000	3000-12000	>12000

La EHE establece el empleo de cementos que posean resistencia adicional a los sulfatos, según la norma 80303:96 para una exposición de tipo Q, es decir, siempre que el contenido en sulfatos del terreno sea igual o mayor a 3000 mg/kg y de 600 mg/kg en el agua freática.

Agresividad en suelos

Se han realizado ensayos para la determinación de la agresividad del suelo, dando como resultado que no se trata de un suelo agresivo al hormigón.

CONTENIDO EN SULFATOS (mg/kg)	
S-1 2.00-2.45 m	224.63



Agresividad en aguas

Se detectaron niveles de agua, por lo que se realizó el ensayo de agresividad de las aguas, dando como resultado que las aguas freáticas no presentan un grado de agresividad Qa al hormigón.

Muestra: S-1 a 4.00 m. Muestra tomada el día 30-3-2015.

PARÁMETROS	TIPO DE EXPOSICIÓN			
	Resultado	Qa ATAQUE DÉBIL	Qb ATAQUE MEDIO	Qc ATAQUE FUERTE
VALOR DEL pH, según UNE 83.952	7.0	6,5-5,5	5,5-4,5	<4,5
CO ₂ AGRESIVO (mg CO ₂ /l), según UNE-EN 13.577	NC	15-40	40-100	>100
IÓN AMONIO (mg NH ₄ ⁺ /l), según UNE 83.954	3.52	15-30	30-60	> 60
IÓN MAGNESIO (mg Mg ²⁺ /l) según UNE 83.955	19.63	300-1000	1000-3000	> 3000
IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ /l) según UNE 83.956	192.23	200-600	600-3000	> 3000
RESIDUO SECO (mg/l), según UNE 83.957	185.63	75-150	50-75	< 50





3.3.- EXPANSIVIDAD

La expansividad es un fenómeno que se produce por la configuración estructural de algunos tipos de arcillas, de modo que no se producirán en terrenos predominantemente granulares tales como suelos arenosos, limosos, etc.

Se puede caracterizar el grado de expansividad de un suelo mediante tres criterios:

1.- Criterios empíricos, indirectos o cualitativos: utilizan correlaciones habituales entre parámetros granulométricos, límites de Atterberg, parámetros climáticos, etc. La expansividad se clasifica en “baja”, “media”, “alta” y “muy alta”.

2.- Criterios semidirectos o semicuantitativos: se basan en la aportación de un dato o índice obtenido en laboratorio.

3.- Criterios semidirectos o semicuantitativos: de estos datos se obtienen parámetros como la presión de hinchamiento. El ensayo de “presión de hinchamiento” es el más conocido de inundación bajo carga superficial de suelo, sería la “capa activa”, la humedad del suelo y, en consecuencia, su hinchamiento varía cuanto más cerca está de superficie topográfica. Esta zona activa depende de la climatología local y del grado de facilidad de un suelo para mojarse o secarse. Los apoyos bajo la capa activa no sufrirán movimiento.

Como valores de comparación se recogen los siguientes parámetros (R. Ortiz, 1975):

Expansividad	Límites de retracción	IP	WL	% = 200	% <0,001mm	Actividad IP/ = 2 (Skempton mod.)
Baja	> 15	<18	<30	<30	<15	<0,5
Media	15-28	15-28	30-40	30-60	13-23	0,5-0,7
Alta	25-40	25-40	40-60	60-95	20-30	0,7-1
Muy alta	> 35	>35	>60	>95	>30	> 1,0

Expansividad	Potencial hinchamiento (%)	Índice Lambe (kg/cm ²)	Presión de hinchamiento (kg/cm ²), probable	% Hinchamiento probable
Baja	0-1,5	<0,8	<0,3	<1,0
Media	1,5-5	0,8-1,5	0,3-1,2	1-5
Alta	5-25	1,5-2,3	1,2-3	3-10
Muy alta	>25	>2,3	>3,0	>10

En las unidades estudiadas en la parcela no son de esperar problemas de expansividad, ya que en general se trata de un material con finos pero con una plasticidad moderada, y por lo tanto no es previsible que se manifiesten problemas relacionados con la expansividad



4.- EXCAVACIONES.

4.1. MUROS PERIMETRALES

En el caso de que los hubiera, los elementos de contención se concebirán en la hipótesis de que el suelo afectado por éstos se halla aproximadamente en el mismo estado en que fue encontrado durante los trabajos de reconocimiento geotécnico. Si el suelo presenta irregularidades no detectadas por dichos reconocimientos o si se altera su estado durante las obras, su comportamiento geotécnico podrá verse alterado.

Debido a las características del terreno, para la ejecución de los trabajos de excavación o vaciados previstos se podrá llevar a cabo un vaciado tipo convencional con taludes tendidos (del orden de 1H/4V o algo superiores) en zonas ocupadas por las unidades terciarias. O bien, mediante taludes más verticalizados si se ejecuta el vaciado mediante batches alternos y dejando unas bermas en el perímetro de excavación; siempre con medidas de entibación adecuadas, sobre todo en zonas en las que se detecten problemas de inestabilidad debido al carácter suelto del terreno, o bien por la posible aparición de flujos de agua.

4.2. COEFICIENTES DE EMPUJE

Las excavaciones correspondientes a los movimientos de tierras, se podrán realizar con medio mecánicos convencionales, dada la naturaleza granular, y la compacidad del terreno.

Para el cálculo de muros y contenciones se adjuntan los parámetros a considerar, con sus respectivos coeficientes de empuje, calculados según las especificaciones del CTE.

Se define el empuje de tierras como la acción que ejerce el terreno situado en el trasdós de un muro, sobre este y su cimentación.

Existen tres tipos de empujes:

Coefficiente de empuje activo:

Empuje sobre una estructura de contención cuando ésta experimenta un desplazamiento suficientemente amplio en la dirección el movimiento del terreno. Es decir, relaciona la presión vertical del terreno con la presión sobre una superficie dada.

$$K_A = \left[\frac{\csc \beta \cdot \sin(\beta - \varphi')}{\sqrt{\sin(\beta + \delta) + \frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2$$
$$\sigma'_a = K_A \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_A}$$
$$\sigma'_{ah} = \sigma'_a \cdot \sin(\beta + \delta)$$



Donde:

K_A \equiv Coeficiente de empuje activo.

β \equiv Ángulo en radianes que forma el plano del trasdós con la horizontal (medido en sentido contrario a las agujas del reloj).

ϕ' \equiv Ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno del trasdós (radianes).

δ \equiv Ángulo de rozamiento entre el terreno del trasdós y el muro (radianes).

i \equiv Ángulo en radianes que forma el plano de la superficie del terreno del trasdós con la horizontal (medido en sentido contrario a las agujas del reloj). Notar que por estabilidad este ángulo no puede ser superior al ángulo de rozamiento interno ϕ' .

c' \equiv Cohesión efectiva del terreno (kN/m²). Notar que este parámetro es muy variable con las condiciones de humedad y salvo estudio geotécnico que lo avale para terreno de trasdós, este valor debe ser cero, ya que afecta mucho a la seguridad del muro por reducir en gran medida el empuje.

σ_v' \equiv Presión efectiva vertical (kN/m²). En el caso de un terreno del trasdós homogéneo y sin nivel freático, es igual al producto del peso específico aparente del terreno por la profundidad.

σ_a' \equiv Presión principal efectiva sobre el plano del trasdós (kN/m²). El ángulo que forma dicha presión con la perpendicular al trasdós del muro es igual a δ , (ángulo de rozamiento muro-terreno).

σ_{ah}' \equiv Presión efectiva horizontal sobre el plano del trasdós (kN/m²).

Coeficiente de empuje en reposo:

Empuje que corresponde a la situación ideal de desplazamiento nulo de una estructura de contención. Es decir, relaciona la presión vertical del terreno con la presión horizontal sobre una superficie dada.

$$K_{Oh} = (1 - \sin \phi') \cdot (1 - \sin i) \cdot \sqrt{R_{oc}}$$
$$\sigma_{ah}' = K_{Oh} \cdot \sigma_v'$$

Donde:

K_{Oh} \equiv Coeficiente de empuje en reposo horizontal.

ϕ' \equiv Ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno del trasdós (radianes).

R_{oc} \equiv Razón de sobreconsolidación, que es igual a la relación entre la presión efectiva máxima que ha soportado el suelo a lo largo de su historia geológica y la presión efectiva actual. No es válido el modelo para valores muy altos, superiores a 25-30.

i \equiv Ángulo en radianes que forma el plano de la superficie del terreno del trasdós con la horizontal (medido en sentido contrario a las agujas del reloj). Notar que por estabilidad este ángulo no puede ser superior al ángulo de rozamiento interno ϕ' .

σ_v' \equiv Presión efectiva vertical (kN/m²). En el caso de un terreno del trasdós homogéneo y sin nivel freático, es igual al producto del peso específico aparente del terreno por la profundidad.

σ_{ah}' \equiv Presión efectiva horizontal sobre el plano del trasdós (kN/m²). El ángulo que forma la presión de empuje en reposo con la horizontal es igual a i , (ángulo de inclinación del terreno del trasdós).



Coefficiente de empuje pasivo:

Empuje sobre una estructura de contención cuando ésta experimenta un desplazamiento suficientemente amplio en dirección contraria al movimiento del terreno. Es decir, relaciona la presión vertical del terreno con la presión principal sobre una superficie dada.

$$K_p = \left[\frac{\csc \beta \cdot \sin(\beta + \phi')}{\sqrt{\sin(\beta - \delta) - \frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' + i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2$$
$$\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p}$$
$$\sigma'_{ph} = \sigma'_p \cdot \sin(\beta - \delta)$$

Donde:

K_p \equiv Coeficiente de empuje pasivo.

β \equiv Ángulo en radianes que forma el plano del trasdós con la horizontal (medido en sentido contrario a las agujas del reloj).

ϕ' \equiv Ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno del trasdós (radianes).

δ \equiv Ángulo de rozamiento entre el terreno del trasdós y el muro (radianes).

i \equiv Ángulo en radianes que forma el plano de la superficie del terreno del trasdós con la horizontal (medido en sentido contrario a las agujas del reloj). Notar que por estabilidad este ángulo no puede ser superior al ángulo de rozamiento interno ϕ' .

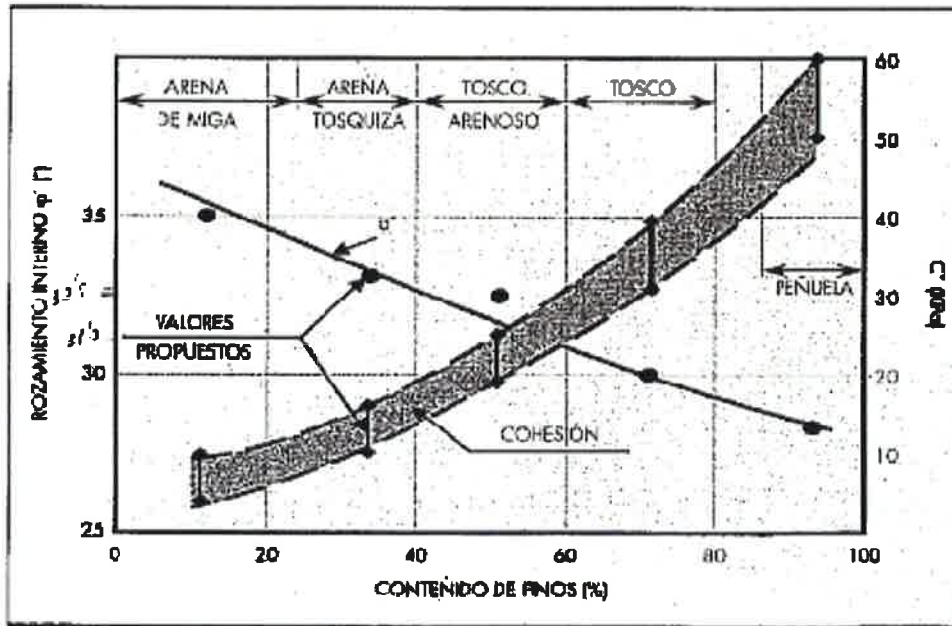
c' \equiv Cohesión efectiva del terreno (kN/m²). Notar que este parámetro es muy variable con las condiciones de humedad y salvo estudio geotécnico que lo avale para terreno de trasdós, este valor debe ser cero, ya que afecta mucho a la seguridad del muro por aumentar en gran medida el empuje pasivo.

σ'_v \equiv Presión efectiva vertical (kN/m²). En el caso de un terreno del trasdós homogéneo y sin nivel freático, es igual al producto del peso específico aparente del terreno por la profundidad.

σ'_p \equiv Presión principal efectiva sobre el plano del trasdós (kN/m²). El ángulo que forma dicha presión con la perpendicular al trasdós del muro es igual a δ , (ángulo de rozamiento muro-terreno).

σ'_{ph} \equiv Presión efectiva horizontal sobre el plano del trasdós (kN/m²).

En los terrenos de Madrid, se suelen utilizar los parámetros propuestos por Oteo, Rodríguez, Ortiz y Melis. En el siguiente cuadro se presentan los parámetros habituales.



Con estos parámetros y teniendo en cuenta los demás ensayos, resulta razonable establecer los valores que se detallan a continuación para cada unidad.

CUATERNARIO. (Q) RELLENOS

PARÁMETROS AL ESFUERZO CORTANTE	
Cohesión c' (kg/cm ²)	0.00
Ángulo de rozamiento interno ϕ' (°)	35

TERCIARIO (T).

PARÁMETROS AL ESFUERZO CORTANTE	
Cohesión c' (kg/cm ²)	0.19
Ángulo de rozamiento interno ϕ' (°)	29



Así, los coeficientes de empuje para cada unidad sería:

COEFICIENTES DE EMPUJE	UNIDADES	
	(Q) ARENAS	(T) FACIES DE MADRID
Coefficiente de empuje en reposo K_0	0.42	0.51
Coefficiente de empuje activo K_a	0.27	0.34
Coefficiente de empuje activo K_p	3.69	2.88



5.- CONSIDERACIONES SOBRE LA CIMENTACIÓN

5.1.- Antecedentes

En este apartado se exponen las condiciones de cimentación de cara a la implantación de una losa armada para la implantación de un ascensor.

Así, se establece la carga admisible del terreno (para cimentaciones superficiales) y el potencial desarrollo de asientos.

5.2. Descripción de las condiciones de cimentación

Para poder determinar la carga admisible del terreno, se procede a establecer la misma para cada una de las investigaciones llevadas a cabo en la zona objeto de estudio . Con este objetivo, se realiza el siguiente cuadro con los valores característicos determinados a través de los datos obtenidos de los ensayos de penetración dinámica DPSH.





TABLA 1. N medidos

PUNTO DE RECONOCIMIENTO	PROFUNDIDAD DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN (m)	DENSIDAD DEL TERRENO (gr/cm ³)	N medido
S-1	4,20	1,87	7
S-1	4,40	1,87	10
S-1	4,60	1,87	6
S-1	4,80	1,87	4
P-1	0,40	1,87	3
P-1	0,60	1,87	2
P-1	0,80	1,87	2
P-1	1,00	1,87	3
P-1	1,20	1,87	3
P-1	1,40	1,87	4
P-1	1,60	1,87	6
P-1	1,80	1,87	3
P-1	2,00	1,87	21
P-1	2,20	1,87	38
P-1	2,40	1,87	12
P-1	2,60	1,87	10
P-1	2,80	1,87	6
P-1	3,00	1,87	4
P-1	3,20	1,87	6
P-1	3,40	1,87	6
P-1	3,60	1,87	8
P-1	3,80	1,87	7
P-1	4,00	1,87	5
P-2	0,60	1,87	2
P-2	0,80	1,87	3
P-2	1,00	1,87	2
P-2	1,20	1,87	2
P-2	1,40	1,87	4
P-2	1,60	1,87	19
P-2	1,80	1,87	4
P-2	2,00	1,87	4
P-2	2,20	1,87	5
P-2	2,40	1,87	7
P-2	2,60	1,87	5
P-2	2,80	1,87	5
P-2	3,00	1,87	7
P-2	3,20	1,87	5
P-2	3,40	1,87	8
P-2	3,60	1,87	8
P-2	3,80	1,87	5
P-2	4,00	1,87	4

CONES, S.A.
CONTROL DE ESTRUCTURAS Y SUELOS, S.A.
2017



5.3. Cálculo de la tensión admisible.

Se describe aquí la metodología empleada en la determinación de las condiciones de cimentación:

En primer lugar, se determina cual es la unidad geológico-geotécnica afectada para proceder al cálculo de la carga admisible del terreno, partiendo de los datos disponibles respecto a su condición geotécnica. En nuestro caso la cimentación apoyará sobre suelos granulares.

Salvo circunstancias especiales, el límite de la presión que puede aplicarse sobre formaciones arenosas está limitado por razones de asiento. La tensión admisible para limitar a un valor moderado los asientos posteriores puede calcularse mediante la expresión:

$$q_{adm} = 4 N f_B f_d f_i$$

Donde:

N = Valor del ensayo S.P.T.

f_B = Factor adimensional que tiene en cuenta el ancho de la cimentación.

f_d = Factor adimensional que tiene en cuenta la profundidad de la cimentación.

f_i = Factor adimensional que tiene en cuenta la forma de la cimentación





5.4.- Cálculo de asientos

A continuación realizamos una comprobación por asientos para las tensiones obtenidas.

Asientos

Se puede evaluar el orden de magnitud del asiento máximo absoluto previsible para la cimentación siguiendo el criterio de Buland y Barbridge . según la siguiente expresión:

$$S_i = f_s f_1 q'_b B^{0.7} I_c$$

Siendo,

S_i , el asiento medio al final de la construcción en mm

q'_b , presión efectiva bruta aplicada en la base de la cimentación (KN/m²)

B, el ancho de la losa (cm)

I_c , índice de compresibilidad, en función del valor medio de golpeo N_{spt} del ensayo SPT.

f_s , coeficiente dependiente de las dimensiones de la cimentación directa.

f_1 , factor de corrección que permite considerar la existencia de una capa rígida por debajo de la zapata a una profundidad dentro de la cual se produce el 75 % del asiento.

Así, se obtiene los siguientes asientos máximos absolutos, para las losas estudiadas: Los asientos son admisibles cuando son menores de 30 mm

[Faint, illegible text or stamp]



TABLA 2. Tensión admisible y asentamientos

PUNTO DE RECONOCIMIENTO	N medido	Ancho de losa B [m]	Largo de losa L [m]	PROFUNDIDAD DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN (m)	DENSIDAD DEL TERRENO (gr/cm ³)	CARGA ADMISIBLE (kg/cm ²)	ASIENTO Si (mm)	ASIENTO Si ADMISIBLES (mm). Inferiores a 30 mm
S-1	7	2,10	2,30	4,20	1,87	0,70	32,48	No
S-1	10	2,10	2,30	4,40	1,87	1,03	25,40	25,40
S-1	6	2,10	2,30	4,60	1,87	0,63	39,58	No
S-1	4	2,10	2,30	4,80	1,87	0,43	59,55	No
P-1	3	2,10	2,30	0,40	1,87	0,21	22,19	22,19
P-1	2	2,10	2,30	0,60	1,87	0,15	33,74	No
P-1	2	2,10	2,30	0,80	1,87	0,15	38,87	No
P-1	3	2,10	2,30	1,00	1,87	0,24	32,03	No
P-1	3	2,10	2,30	1,20	1,87	0,26	35,37	No
P-1	4	2,10	2,30	1,40	1,87	0,36	31,16	No
P-1	6	2,10	2,30	1,60	1,87	0,57	25,38	25,38
P-1	3	2,10	2,30	1,80	1,87	0,30	45,59	No
P-1	21	2,10	2,30	2,00	1,87	2,21	14,00	14,00
P-1	38	2,10	2,30	2,20	1,87	4,19	11,09	11,09
P-1	12	2,10	2,30	2,40	1,87	1,39	21,02	21,02
P-1	10	2,10	2,30	2,60	1,87	1,21	24,68	24,68
P-1	6	2,10	2,30	2,80	1,87	0,76	36,45	No
P-1	4	2,10	2,30	3,00	1,87	0,53	52,38	No
P-1	6	2,10	2,30	3,20	1,87	0,83	40,34	No
P-1	6	2,10	2,30	3,40	1,87	0,86	42,32	No
P-1	8	2,10	2,30	3,60	1,87	1,20	36,21	No
P-1	7	2,10	2,30	3,80	1,87	1,09	41,48	No
P-1	5	2,10	2,30	4,00	1,87	0,81	55,59	No
P-2	2	2,10	2,30	0,60	1,87	0,15	33,74	No
P-2	3	2,10	2,30	0,80	1,87	0,23	28,71	28,71
P-2	2	2,10	2,30	1,00	1,87	0,16	44,04	No
P-2	2	2,10	2,30	1,20	1,87	0,17	49,25	No
P-2	4	2,10	2,30	1,40	1,87	0,36	31,16	No
P-2	19	2,10	2,30	1,60	1,87	1,81	13,17	13,17
P-2	4	2,10	2,30	1,80	1,87	0,40	36,29	No
P-2	4	2,10	2,30	2,00	1,87	0,42	38,90	No
P-2	5	2,10	2,30	2,20	1,87	0,55	35,08	No
P-2	7	2,10	2,30	2,40	1,87	0,81	29,39	29,39
P-2	5	2,10	2,30	2,60	1,87	0,60	39,46	No
P-2	5	2,10	2,30	2,80	1,87	0,63	41,68	No
P-2	7	2,10	2,30	3,00	1,87	0,92	34,43	No
P-2	5	2,10	2,30	3,20	1,87	0,69	46,22	No
P-2	8	2,10	2,30	3,40	1,87	1,15	34,61	No
P-2	8	2,10	2,30	3,60	1,87	1,20	36,21	No
P-2	5	2,10	2,30	3,80	1,87	0,78	53,21	No
P-2	4	2,10	2,30	4,00	1,87	0,65	66,58	No



5.5.- MÓDULO DE BALASTO.

Es la razón entre la tensión aplicada sobre una superficie y el desplazamiento producido.

Se podrán los valores de coeficiente de balasto K_{30} según el CTE para las unidades estudiadas tal y como indica el siguiente cuadro.

UNIDAD	TIPO DE SUELO	K_{30} (Mn/m ³)
RELLENOS	ARENA FLOJA	10-30
ARENAS GRANÍTICAS	ARENA MEDIA	30-90

El coeficiente de balasto se puede calcular a partir del K_{30} mediante las siguientes expresiones:

$$K_{\text{rectangular}} = (2/3 K_{\text{cuadrada}}) (1 + b/(2l))$$

Donde K_{cuadrada} se determina en función del tipo de suelo y del ensayo de placa de carga de 30x30.

5.6.- COEFICIENTES DE PERMEABILIDAD.

Se podrán tomar los siguientes coeficientes de permeabilidad según recomendaciones del Código Técnico de la Edificación: $K_z = 10^{-7}$ cm/s

Según el D.B.HS-Salubridad en caso de ejecutarse dos planta bajo rasante, el grado de impermeabilidad mínimo exigido a los muros que están en contacto con el terreno, frente a la penetración del agua del terreno y de las escorrentías se obtiene en la siguiente tabla, en función de la presencia de agua y del coeficiente de permeabilidad del terreno.

Presencia de agua	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD DEL TERRENO		
	$K_s \geq 10^{-2}$ cm/s	$10^{-5} < K_s \leq 10^{-2}$ cm/s	$K_s \leq 10^{-5}$ cm/s
ALTA	5	5	4
MEDIA	3	2	2
BAJA	2	1	1

Grado de impermeabilidad mínimo exigido a los muros.



Según esta tabla, la presencia de agua se considera:

- A) Baja: cuando la cara inferior del elemento constructivo que constituye el suelo se encuentra por encima del nivel freático.
- B) Media: cuando la cara inferior del elemento constructivo que constituye el suelo se encuentra a la misma profundidad que el nivel freático o a menos de dos metros por debajo.
- C) Alta: cuando la cara inferior del elemento constructivo que constituye el suelo se encuentra a dos o más metros por debajo del nivel freático.

En este caso se puede considerar que la presencia de agua sería baja, se estima un coeficiente de impermeabilidad de 1, baja.

El grado de impermeabilidad exigido a los suelos que están en contacto con el terreno frente a la penetración del agua de éste y de las escorrentías en función de la presencia de agua y del coeficiente de permeabilidad del terreno.

Presencia de agua	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD DEL TERRENO	
	$K_s \geq 10^{-5}$ cm/s	$K_s \leq 10^{-5}$ cm/s
ALTA	5	4
MEDIA	4	3
BAJA	2	1

Grado de impermeabilidad mínimo exigido a los suelos

Por tanto para una cimentación directa que apoye sobre unas arenas, para los parámetros expuestos anteriormente de permeabilidad, se estima un coeficiente de impermeabilidad de 1, baja.

No obstante, dado que los niveles freáticos no han de considerarse estables se recomienda la impermeabilización de muros.





6.- CONCLUSIONES.

El presente estudio se realiza a petición de **EMPRESA MUNICIPAL DEL SUELO Y VIVIENDA DE BOADILLA DEL MONTE.**

Se prevé la implantación de un ascensor.

Para la programación del reconocimiento del terreno se tuvo en cuenta las características del mismo, los datos relevantes de la zona de estudio y del edificio.

Se realizó un sondeo y sobre él se realizó un ensayo de penetración dinámica DPSH, además se realizaron otros dos. Dieron rechazo a las cotas que se indican a continuación:

ENSAYO	PROFUNDIDAD (m)
P (S-1)	10.80 m
P-1	10.40 m
P-2	10.40 m

Para evaluar la capacidad agresiva del terreno se han efectuado ensayos de sulfatos solubles en suelo, dando como resultado que no presenta agresividad al hormigón.

Se detectó en el momento de la realización de los sondeos un nivel de agua a 4.00 m, que se analizó y dio como resultado que no se trata de un agua agresiva al hormigón

Las excavaciones, hasta la cota de cimentación, correspondientes a los movimientos de tierras se podrán realizar con medios mecánicos convencionales, dada la naturaleza y la consistencia del terreno que hemos obtenido en los ensayos de campo realizados.

Debido a las características del terreno, para la ejecución de los trabajos de excavación o vaciados previstos se podrá llevar a cabo un vaciado tipo convencional con taludes tendidos, o bien, mediante taludes más verticalizados si se ejecuta el vaciado mediante bataches alternos y dejando unas bermas en el perímetro de excavación. Siempre con medidas de entibación adecuadas, sobre todo en zonas en las que se detecten problemas de inestabilidad debido al carácter suelto del terreno, o bien por la aparición de flujos de agua.

Además se realizaron en laboratorio ensayos de estado, identificación, agresividad y expansividad con el fin de establecer las características geotécnicas del terreno ensayado.

Para evaluar la capacidad agresiva del terreno se han efectuado ensayos de sulfatos solubles en suelo, dando como resultado que no presenta agresividad al hormigón en las unidades más superiores, si bien aumenta el contenido en sulfatos solubles con la profundidad.

Respecto a la expansividad, en las unidades estudiadas en la parcela no son de esperar problemas de expansividad, ya que en general se trata de un material con finos pero con una plasticidad moderada, y por lo tanto no es previsible que se manifiesten problemas relacionados con la expansividad.



En vista de los resultados obtenidos tras la realización de los cálculos, se puede determinar que para una losa de dimensiones de canto: 0.6 m, largo: 2.30 m y ancho : 2.10 m, la carga unitaria imputada para que cumplan los asientos (menores de 30 mm) es de 0.80 kg/cm² a una profundidad de 2.40 m.

Si bien, dado que los metros inferiores presentan heterogeneidad en lo que a tensión admisible del terreno se refiere, se recomienda una tensión admisible de 0.60 kg/cm².

Dada la particularidad de la parcela de estudio y de la escasa capacidad portante de las unidades en los primeros metros se recomienda, una vez realizadas las excavaciones, reconocer el terreno por un técnico especialista para corroborar las recomendaciones del presente informe, y comprobar el comportamiento del terreno.

Así, se recomendaría valorar un recalce en la cimentación del edificio mediante micropilotes e inyecciones.

Se indica que se ejecutaría la losa del ascensor a 1.10-1.20 m por lo que ha de ser apoyada en micropilotes.

Para el cálculo de la losa se podrá tomar un coeficiente de balasto de K_{30} **30-90 MN/m³** según el CTE para arena media .

Respecto a la permeabilidad del terreno, se puede tomar un valor, según recomendaciones del Código Técnico de la Edificación de **$K_z = 10^{-7}$ cm/s**

Se estima un grado de impermeabilidad mínimo exigido a muros de 1 (baja) y a suelos de 1 (baja). Si bien, dado que no los niveles freáticos no se han de considerar estables, se recomienda tomar las medidas necesarias para la impermeabilización de muros.

Dado que el terreno presenta escasa capacidad portante en los primeros metros, se puede valorar la realización de una mejora del terreno (previa retirada del relleno actual). Consiste en aportar un material de características adecuadas al proceso de colocación, y compactación que permita obtener, después del mismo, las necesarias propiedades geotécnicas.

A grandes rasgos, la ejecución del denominado relleno estructural consiste en compactar capas (de 30 cm) con medios adecuados, y comprobar su compactación referenciando los datos que se obtienen en obra de densidad y humedad, con los datos obtenidos en laboratorio con el ensayo próctor modificado (densidad máxima y humedad óptima). Una vez realizado el relleno estructural se han de realizar ensayos tales como carga con placa o ensayo de penetración dinámica para comprobar la tensión admisible del mismo y recomendar una cimentación conforme a ésta. Dada las características de la zona objeto de estudio esta solución, en el momento actual no se considera viable, no obstante se aporta por si las características de la zona de estudio varían.

Debe tenerse en cuenta que los ensayos realizados son reconocimientos puntuales del terreno, por lo que en la correlación entre los mismo existe un cierto grado de extrapolación, sólo válido si se confirma al ejecutar las excavaciones para efectuar la cimentación.

Se recomienda que los trabajos de excavación y cimentación sean supervisados por un técnico especialista en Ingeniería Geológica o Geotecnia que conozca las conclusiones y recomendaciones del presente informe



Este documento, complemento al expediente **6249/15** consta de veintitrés hojas selladas y numeradas.

Los resultados a los que hace referencia este informe sólo afectan a los objetos sometidos al ensayo. El informe no deberá reproducirse parcialmente sin la aprobación por escrito del laboratorio.

CONTROL DE ESTRUCTURAS Y SUELOS, S.A.

Pol. Ind. "La Fraila" C/ Zinc, 3

28970 HUMANES DE MADRID – MADRID

Laboratorio acreditado por la Dirección Gral. de Arquitectura y Vivienda de la Comunidad de Madrid con fecha 25 de marzo de 2010 en las áreas:

- **EHA.:** Área de control del hormigón, sus componentes y de las armaduras de acero, ensayos básicos y complementarios 1º, 2º, 3º, 4º y 5º. Nº.: 03329EHE10.
- **GTL.:** Área de ensayos de laboratorio de geotecnia, básicos, complementarios 1º, 2º y 3º. Nº.: 03331GTL10.
- **GTC.:** Área de sondeos, toma de muestras y ensayos "in situ" para reconocimientos geotécnicos. Nº.: 03330GTC10.
- **VSG.:** Área de suelos, áridos, mezclas bituminosas y sus materiales constituyentes en viales, ensayos básicos y complementarios 1º y 2º. Nº.: 03332VSG10
- **EAP.:** Área de control de perfiles de acero, para estructuras ensayos básicos y complementarios. Nº.: 03333EAP10
- **EAS.:** Área de control de las soldaduras de perfiles estructurales de acero. Ensayos básicos y complementarios. Nº.: 03334EAS10.
- **AM.:** Área de albañilería
- **AFC.:** Área de control de los materiales de piezas cerámicas. Nº.:03335AFC10.
- **AFH.:** Área de control de los materiales de fábricas de piezas de hormigón. Nº.: 03336AFH10.
- **ACC.:** Área de control de los materiales de cubiertas de piezas cerámicas. Nº.: 03337ACC10.
- **ACH.:** Área de control de los materiales de cubiertas de piezas de hormigón. Nº.: 03338ACH10.
- **APC.:** Área de control de los materiales de pavimentos de piezas cerámicas. Nº.: 03339APC10.
- **APH.:** Área de control de los materiales de pavimentos de piezas de hormigón. Nº.: 033340APH10.
- **AMC.:** Área de control de morteros de albañilería. Nº.: 03341AMC10.

Humanes de Madrid, a 16 de abril de 2015

POR EL AREA GTL y GTC

FDO: **AÍDA NISTAL TERRÓN**

Geóloga

Nº DE COLEGIADO: 7154

DIRECTOR LABORATORIO

FDO: **FELIPE GARCÍA FERNÁNDEZ**

Lcdo. Empresariales y Económicas



**EMPRESA MUNICIPAL DEL SUELO Y VIVIENDA
DE BOADILLA DEL MONTE
AVDA. ISABEL DE FARNESIO Nº2 BIS LOCAL 21
28660 BOADILLA DEL MONTE (Madrid)**

**AMPLIACIÓN Y REFORMA DE EDIFICIO DE VIVIENDAS
C/ ENRIQUE CALABIA c/v C/ GARCÍA NOBLEJAS
BOADILLA DEL MONTE (MADRID)**

EXPEDIENTE Nº 6249/15

ESTUDIO GEOTÉCNICO.

Documento 3 de 3. **ANEJOS.**





ANEJOS.

ANEJO 1. Croquis y fotografías de situación.

ANEJO 2. Columnas de los sondeos y fotografías.

ANEJO 3. Penetrómetros.

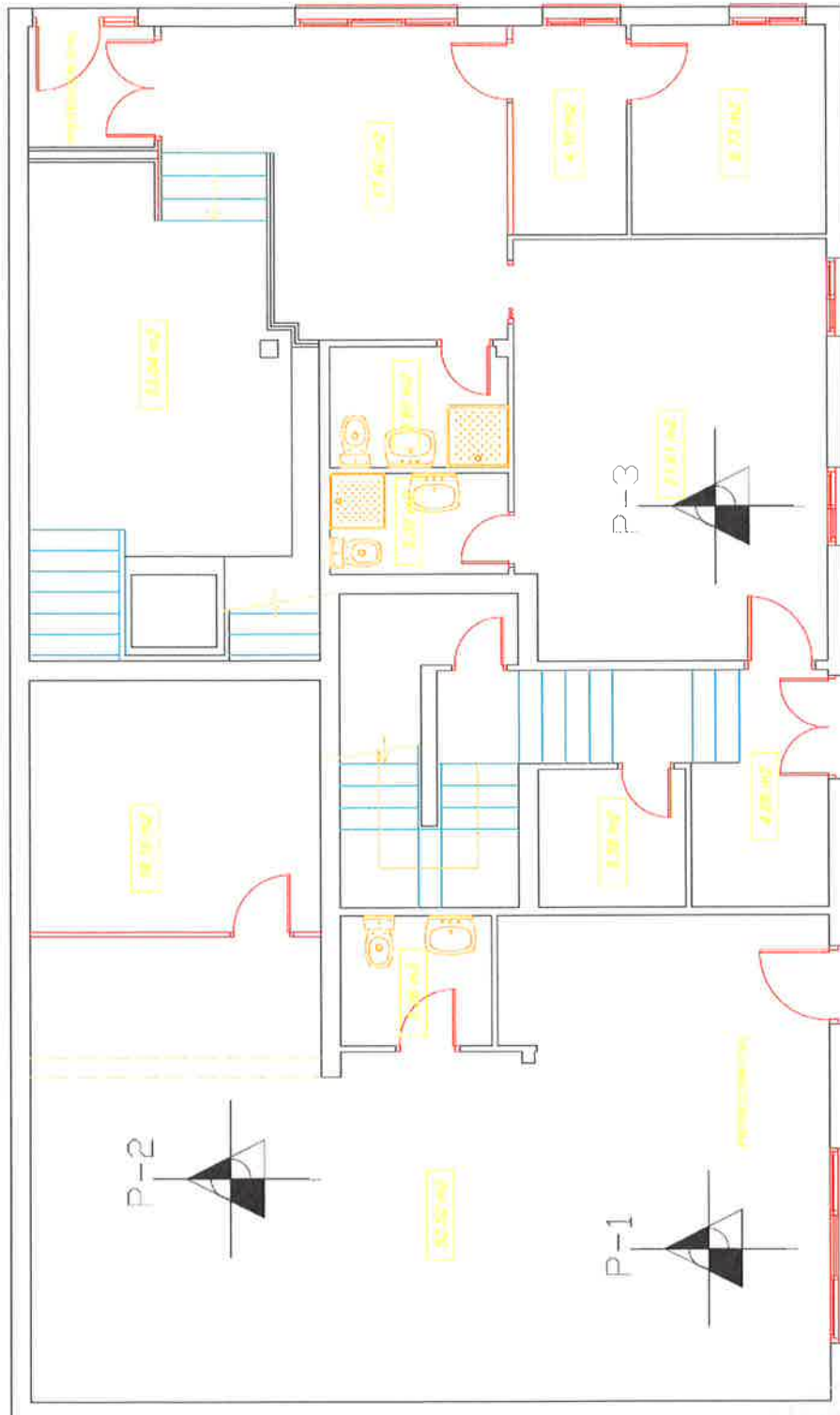
ANEJO 4. Ensayos de laboratorio.





ANEJO 1. Croquis y fotografías de situación





Control de Estructuras y Suelos, S.A.
Pol. Ind. "La Fraila", C/Zinc, 3 - 28970 Humanes de Madrid (Madrid)



ANEJO 2. Columnas de los sondeos y fotografías

Control de Estructuras y Suelos, S.A.
Pol. Ind. "La Fraila", C/Zinc, 3 - 28970 Humanes de Madrid (Madrid)
Tlfo.: 91.615.23.99 - Fax: 91.615.23.14
e-mail: cones@conessa.es



SONDEO 1

CONES, S.A.
CONTROL DE ESTRUCTURAS Y SUELOS, S.A.
C/ZINC, 3 - 28970 HUMANES DE MADRID (MADRID)
TEL: 91.615.23.99 - FAX: 91.615.23.14
E-MAIL: cones@conessa.es



CONES, S.A.
CONTROL DE ESTRUCTURAS Y SUELOS, S.A.

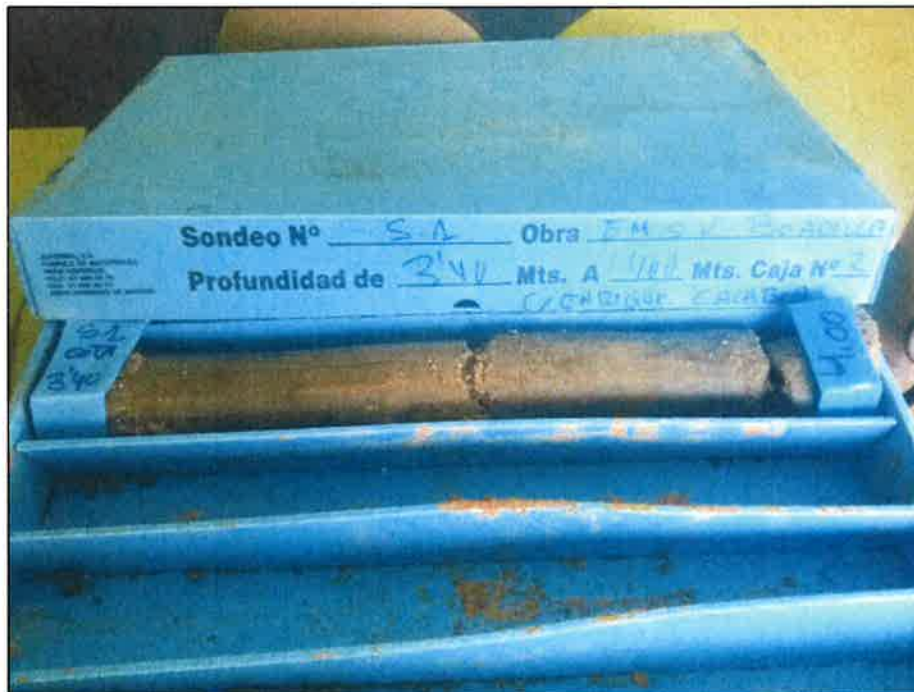




S-1 - 0.00 a 3.40 m



S-1 - 3.40-4.00 m





ANEJO 3. Penetrómetros.





PENETRÓMETRO S-1

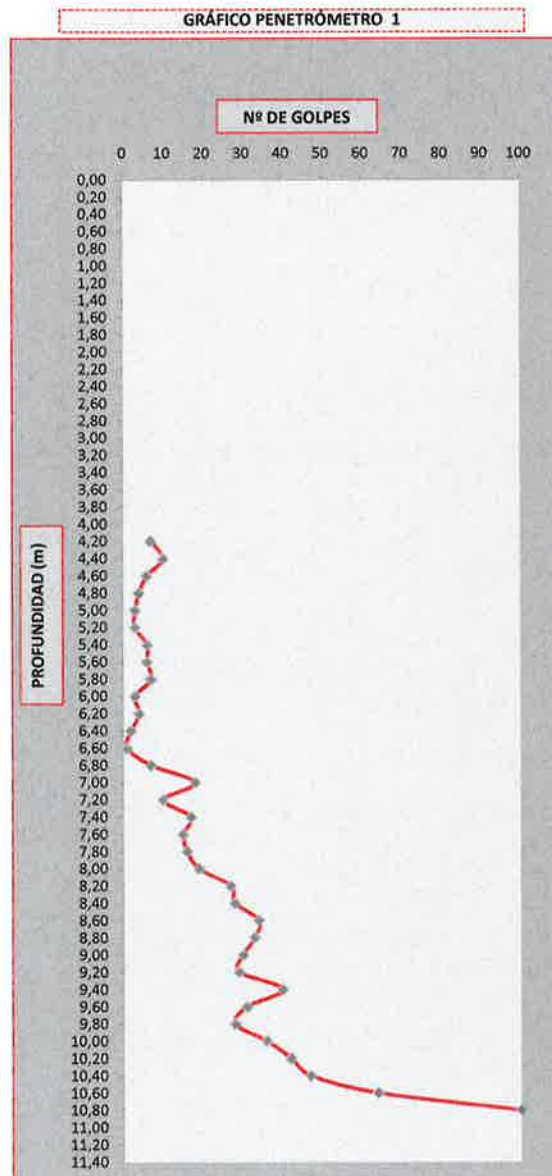




EXPEDIENTE	OBRA	PETICIONARIO
6249/15	AMPLIACIÓN Y REFORMA DE EDIFICIO DE 10 VIVIENDAS, C/ ENRIQUE CALABIA c/v C/ GARCÍA NOBLEJAS, BOADILLA DEL MONTE (MADRID)	EMPRESA MUNICIPAL DEL SUELO Y VIVIENDA
SITUACIÓN	PENETRÓMETRO	FECHA DE REALIZACIÓN
VER CROQUIS	PENETRÓMETRO 1	30/03/2015

PRUEBA CONTINUA DE PENETRACIÓN DINÁMICA. DPSH. UNE 103 801	
DATOS	
MAQUINARIA	PENETRÓMETRO DPSH
MAZA	63,5 kg
ALTURA DE CAÍDA	75 cm
varillaje	Macizo de 32 mm

PROFUNDIDAD (m)	Nº DE GOLPES
0,00	
0,20	
0,40	
0,60	
0,80	
1,00	
1,20	
1,40	
1,60	
1,80	
2,00	
2,20	
2,40	
2,60	
2,80	
3,00	
3,20	
3,40	
3,60	
3,80	
4,00	
4,20	7
4,40	10
4,60	6
4,80	4
5,00	3
5,20	3
5,40	6
5,60	6
5,80	7
6,00	3
6,20	4
6,40	2
6,60	1
6,80	7
7,00	18
7,20	10
7,40	17
7,60	15
7,80	16
8,00	19
8,20	27
8,40	28
8,60	34
8,80	33
9,00	30
9,20	29
9,40	40
9,60	31
9,80	28
10,00	36
10,20	42
10,40	47
10,60	64
10,80	100





PENETRÓMETRO 1

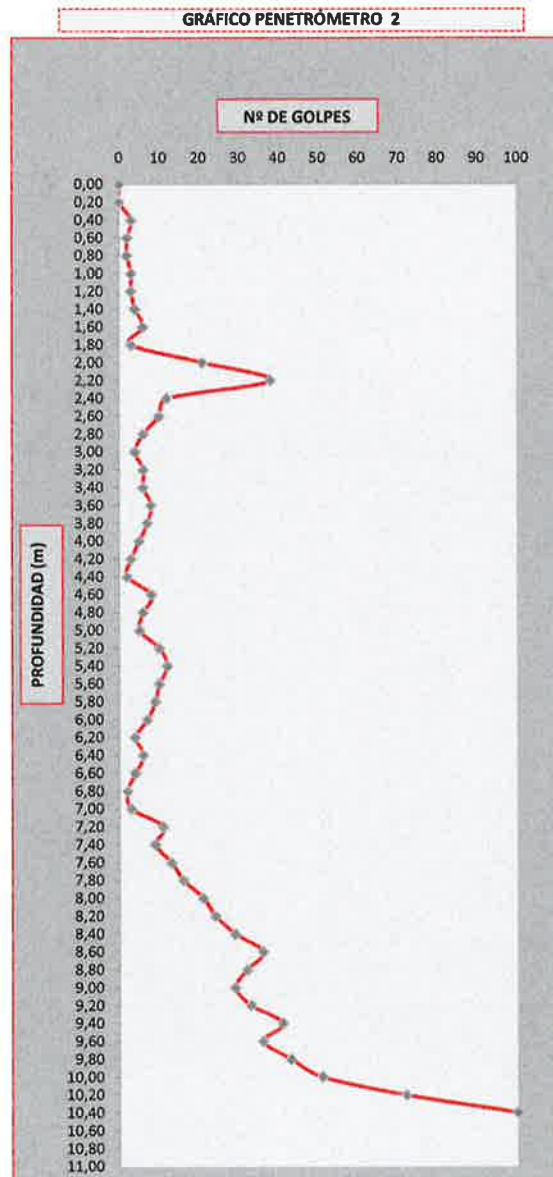




EXPEDIENTE	OBRA	PETICIONARIO
6249/15	AMPLIACIÓN Y REFORMA DE EDIFICIO DE 10 VIVIENDAS, C/ ENRIQUE CALABIA c/v C/ GARCÍA NOBLEJAS, BOADILLA DEL MONTE (MADRID)	EMPRESA MUNICIPAL DEL SUELO Y VIVIENDA
SITUACIÓN	PENETRÓMETRO	FECHA DE REALIZACIÓN
VER CROQUIS	PENETRÓMETRO 2	30/03/2015

PRUEBA CONTINUA DE PENETRACIÓN DINÁMICA. DPSH. UNE 103 801	
DATOS	
MAQUINARIA	PENETRÓMETRO DPSH
MAZA	63,5 kg
ALTURA DE CAÍDA	75 cm
varillaje	Macizo de 32 mm

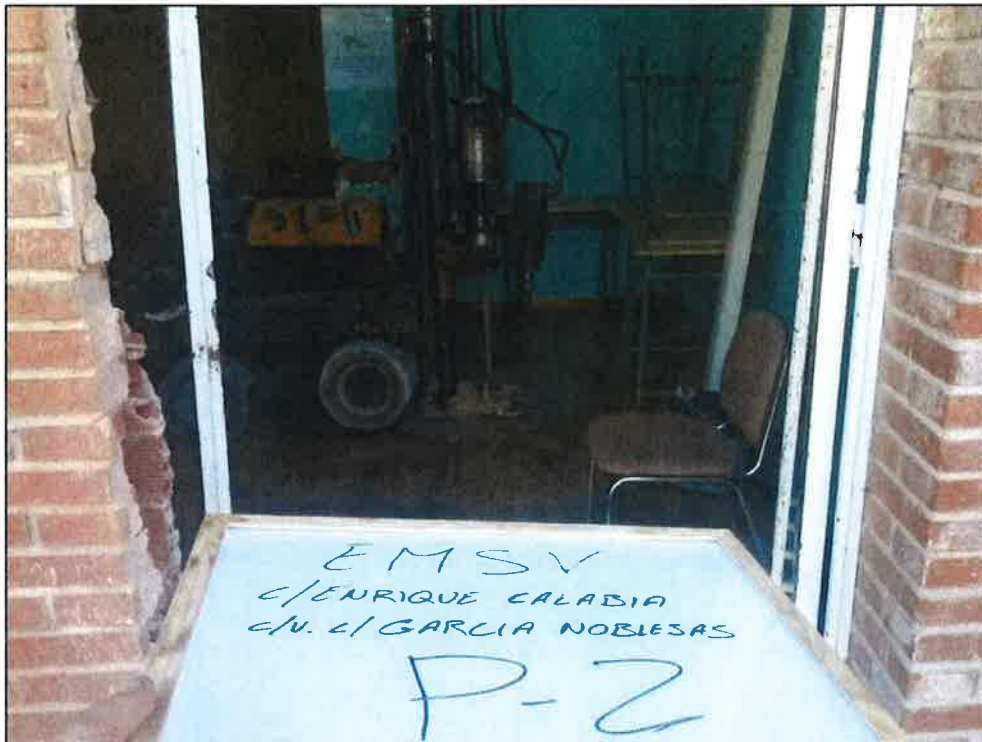
PROFUNDIDAD (m)	Nº DE GOLPES
0,00	0
0,20	0
0,40	3
0,60	2
0,80	2
1,00	3
1,20	3
1,40	4
1,60	6
1,80	3
2,00	21
2,20	38
2,40	12
2,60	10
2,80	6
3,00	4
3,20	6
3,40	6
3,60	8
3,80	7
4,00	5
4,20	3
4,40	2
4,60	8
4,80	6
5,00	5
5,20	10
5,40	12
5,60	10
5,80	9
6,00	7
6,20	4
6,40	6
6,60	4
6,80	2
7,00	3
7,20	11
7,40	9
7,60	13
7,80	16
8,00	21
8,20	24
8,40	29
8,60	36
8,80	32
9,00	29
9,20	33
9,40	41
9,60	36
9,80	43
10,00	51
10,20	72
10,40	100





PENETRÓMETRO 2



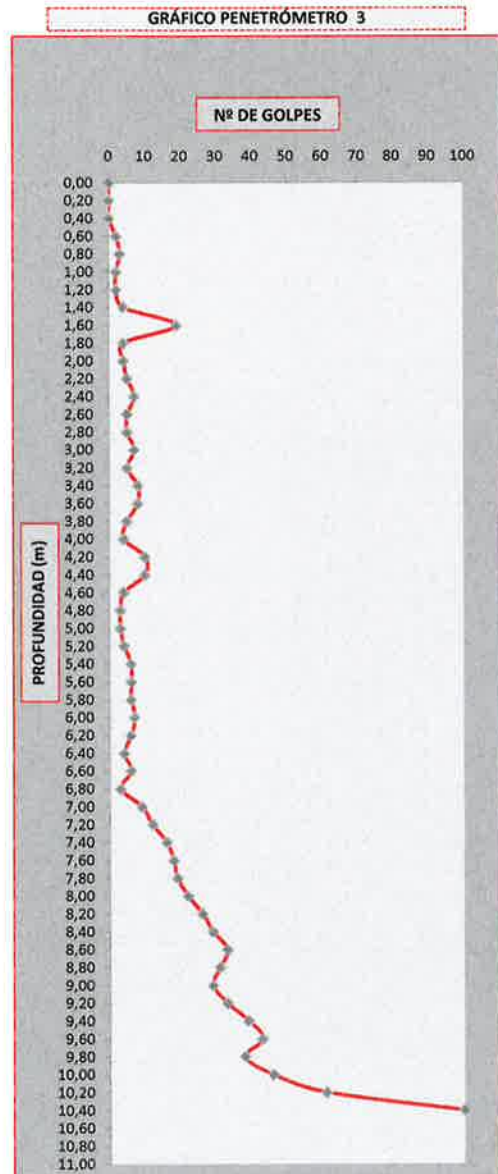




EXPEDIENTE	OBRA	PETICIONARIO
6249/15	AMPLIACIÓN Y REFORMA DE EDIFICIO DE 10 VIVIENDAS, C/ ENRIQUE CALABIA c/v C/ GARCÍA NOBLEJAS, BOADILLA DEL MONTE (MADRID)	EMPRESA MUNICIPAL DEL SUELO Y VIVIENDA
SITUACIÓN	PENETRÓMETRO	FECHA DE REALIZACIÓN
VER CROQUIS	PENETRÓMETRO 3	30/03/2015

PRUEBA CONTINUA DE PENETRACIÓN DINÁMICA. DP5H. UNE 103 801	
DATOS	
MAQUINARIA	PENETRÓMETRO DP5H
MAZA	63,5 kg
ALTURA DE CAÍDA	75 cm
varillaje	Macizo de 32 mm

PROFUNDIDAD (m)	Nº DE GOLPES
0,00	0
0,20	0
0,40	0
0,60	2
0,80	3
1,00	2
1,20	2
1,40	4
1,60	19
1,80	4
2,00	4
2,20	5
2,40	7
2,60	5
2,80	5
3,00	7
3,20	5
3,40	8
3,60	8
3,80	5
4,00	4
4,20	10
4,40	10
4,60	4
4,80	3
5,00	3
5,20	4
5,40	6
5,60	6
5,80	6
6,00	7
6,20	6
6,40	4
6,60	6
6,80	3
7,00	9
7,20	12
7,40	16
7,60	18
7,80	19
8,00	22
8,20	26
8,40	29
8,60	33
8,80	31
9,00	29
9,20	33
9,40	39
9,60	43
9,80	38
10,00	46
10,20	61
10,40	100





ANEJO 4. Ensayos de laboratorio



EXPEDIENTE	OBRA		PETICIONARIO
6249/15	AMPLIACIÓN Y REFORMA DE EDIFICIO DE 10 VIVIENDAS, C/ ENRIQUE CALABIA c/v C/ GARCÍA NOBLEJAS, BOADILLA DEL MONTE (MADRID)		EMPRESA MUNICIPAL DEL SUELO Y VIVIENDA
Nº MUESTRA	MUESTRA		FECHA DE PETICIÓN
438-15	S-1 , SPT	2,00-2,45 m	marzo 2015

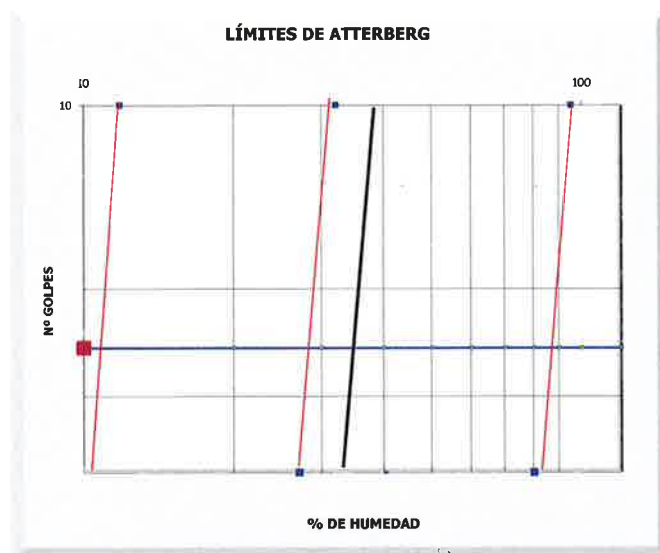
DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO DE UN SUELO POR EL MÉTODO DEL APARATO DE CASAGRANDE. UNE 103 103:1995 Y DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO DE UN SUELO UNE 103 104:1995

LÍMITE LÍQUIDO

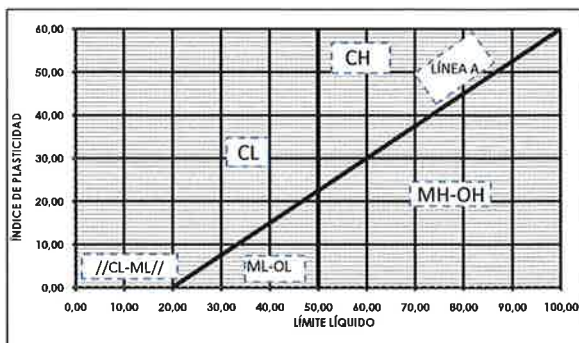
LÍMITE PLÁSTICO

ÍNDICE DE PLASTICIDAD

NO PLÁSTICA



CARTA DE PLASTICIDAD DE CASAGRANDE



DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO DE UN SUELO POR EL MÉTODO DEL APARATO DE CASAGRANDE. UNE 103 103:1995	
NÚMERO DE GOLPES	
% HUMEDAD	
DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO DE UN SUELO UNE 103 104:1995	





EXPEDIENTE	OBRA	PETICIONARIO	
6249/15	AMPLIACIÓN Y REFORMA DE EDIFICIO DE 10 VIVIENDAS, C/ ENRIQUE CALABIA c/v C/ GARCÍA NOBLEJAS, BOADILLA DEL MONTE (MADRID)	EMPRESA MUNICIPAL DEL SUELO Y VIVIENDA	
Nº MUESTRA	MUESTRA		FECHA DE PETICIÓN
438-15	S-1, SPT	2,00-2,45 m	marzo 2015

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD DE UN SUELO MEDIANTE SECADO EN ESTUFA. UNE 103 300:1993

RESULTADO	
Humedad (%) =	5,84

DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD DE UN SUELO. MÉTODO DE LA BALANZA HIDROSTÁTICA. UNE 103-301-94

RESULTADO	
Densidad húmeda (gr/cm ³) =	1,98
Densidad seca (gr/cm ³) =	1,87

DETERMINACIÓN CUALITATIVA DEL CONTENIDO EN SULFATOS SOLUBLES DE UN SUELO. UNE 103 204:1996

RESULTADO	
CONTENIDO EN SULFATO (SO ₄ ²⁻) (mg/kg)=	224,63



Este documento, **6249/15** consta de veintiuna hojas selladas y numeradas.

Los resultados a los que hace referencia este informe sólo afectan a los objetos sometidos al ensayo. El informe no deberá reproducirse parcialmente sin la aprobación por escrito del laboratorio.

CONTROL DE ESTRUCTURAS Y SUELOS, S.A.

Pol. Ind. "La Fraila" C/ Zinc, 3
28970 HUMANES DE MADRID – MADRID

Laboratorio acreditado por la Dirección Gral. de Arquitectura y Vivienda de la Comunidad de Madrid con fecha 25 de marzo de 2010 en las áreas:

- **EHA.b +c1+c4+c5:** Área de control del hormigón, sus componentes y de las armaduras de acero, ensayos básicos y complementarios Nº.: 03329EHE10.
- **GTL.b+c1+c2+c3:** Área de ensayos de laboratorio de geotecnia, ensayos básicos y complementarios 1º, 2º y 3º Nº.: 03331GTL10.
- **GTC.b:** Área de sondeos, toma de muestras y ensayos "in situ" para reconocimientos geotécnicos Nº.: 03330GTC10.
- **VSG.b+c1+c2:** Área de suelos, áridos, mezclas bituminosas y sus materiales constituyentes en viales, ensayos básicos y complementarios 1º y 2º Nº.: 03332VSG10.
- **EAP b+c:** Área de control de perfiles de acero para estructuras, ensayos básicos y complementarios Nº.: 03333EAP10.
- **EAS.b+c:** Área de control de la soldadura de perfiles estructurales de acero, ensayos básicos y complementarios Nº.: 03334EAS10.
- **AM:** Área de Albañilería:
 - **AFC.b:** Área de control de los materiales de fábricas de piezas cerámicas. Nº.:03335AFC10.
 - **AFH.b:** Área de control de los materiales de fábricas de piezas de hormigón Nº.: 03336AFH10.
 - **APC.b:** Área de control de los materiales de pavimentos de piezas cerámicas Nº.: 03336AFH10.
 - **ACC.b:** Área de control de los materiales de cubiertas de piezas cerámicas Nº.: 03337ACC10.
 - **ACH.b:** Área de control de los materiales de cubiertas de piezas de hormigón Nº.: 03338ACH10.
 - **APH.b:** Área de control de los materiales de pavimentos de piezas de hormigón Nº.: 033340APH10.
 - **AMC.b:** Área de control de morteros para albañilería Nº.: 03341AMC10.

Humanes de Madrid, 16 de abril de 2015

POR EL AREA GTL y GTC

FDO: AÍDA NISTAL TERRÓN
Lcda. C. Geológicas
Colegiada Nº.: 7154

DIRECTOR LABORATORIO

FDO: FELIPE GARCÍA FDEZ.
Lcdo. Económicas y Empresariales