

# **ESTUDIO GEOTÉCNICO**

**EDIFICIO DESTINADO A USO COMO ACUARIO**

**ALMUÑECAR, GRANADA**

**CLIENTE: AQUASCENIC**

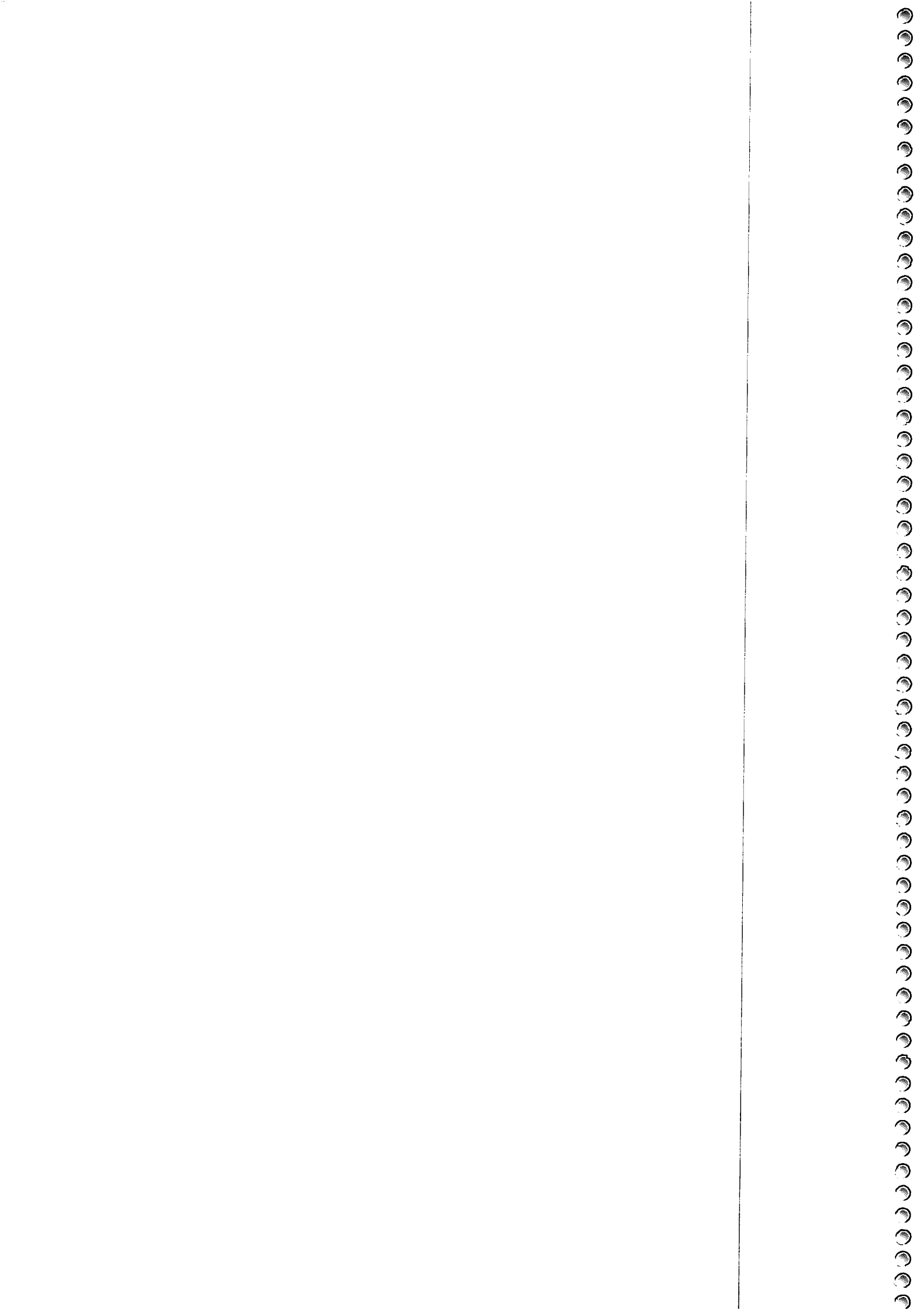
**JULIO DE 2005**



C/ Bailén 69, 2º Dcha.  
41001 SEVILLA  
Tif/Fax: 954 56 07 25

[www.tecterra.es](http://www.tecterra.es)  
[tecterra@tecterra.es](mailto:tecterra@tecterra.es)

C/ Avenzoar 2, Urb. Vista Nevada  
18100 Armilla GRANADA  
Tif/Fax: 958 55 38 38



## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES Y OBJETO DE ESTUDIO</b>	Pg.3
<b>CAPÍTULO 2: TRABAJOS REALIZADOS</b>	Pg.4
2.1. TRABAJOS DE CAMPO Y LOCALIZACIÓN DE LOS MISMOS	Pg.4
2.1.1. Sondeo mecánico a rotación y ensayos S.P.T.	Pg.5
2.2. ENSAYOS DE LABORATORIO	Pg.9
2.3. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DE LA PARCELA Y SU ENTORNO	Pg.12
<b>CAPÍTULO 3: INFORMACIÓN GEOTÉCNICA</b>	Pg.13
3.1. SISMICIDAD DE LA ZONA	Pg.13
3.2. CARACTERÍSTICAS LITO-ESTRATIGRÁFICAS Y GEOTÉCNICAS DE LOS MATERIALES	Pg.13
3.3. HIDROLOGÍA Y DRENAJE	Pg.18
3.4. EXCAVABILIDAD	Pg.18
3.5. ESTABILIDAD DE LOS TALUDES	Pg.19
<b>CAPÍTULO 4: CONDICIONES DE CIMENTACIÓN</b>	Pg.20
4.1. CAPACIDAD PORTANTE	Pg.21
4.2. ESTUDIO DE ASIENTOS	Pg.21
4.3. ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE BALASTO	Pg.22
<b>CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	Pg.24
<b>INSPECCIÓN DE OBRA</b>	Pg.28



## ANEJOS

1. LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA Y GEOLÓGICA DE LA PARCELA
2. LOCALIZACIÓN DE LOS TRABAJOS DE CAMPO
3. FOTOGRAFÍAS DE LAS CAJAS DE TESTIGOS Y TESTIFICACIÓN DEL SONDEO
4. CÁLCULOS Y CORTE GEOTÉCNICO DE LA PARCELA DE ESTUDIO

## MEMORIA

### CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES Y OBJETO DEL ESTUDIO

#### 1.1. ANTECEDENTES

El presente estudio se refiere a las condiciones geotécnicas del terreno, para la cimentación de un edificio destinado a uso como acuario y consistente en dos sótanos y planta baja, situado en plaza de Kuwait, del término municipal de Almuñecar, provincia de Málaga.

El solar tiene forma de rectángulo con esquinas romas, con una superficie aproximada de 2.558 m<sup>2</sup> y topografía plana, con dos plantas bajo rasante. Estando apoyada la cimentación a 6.7 m de profundidad, respecto a la rasante de la plaza Kuwait. La localización general y de detalle de la parcela se pueden observar en el anejo nº 1.

El estudio ha sido solicitado a TECTERRA S.C.A por AQUASCENIC U.T.E. con C.I.F. G – 84.346.832.

#### 1.2. OBJETO

Los objetivos de este estudio han sido los siguientes:

- Definición de las características geotécnicas del terreno susceptible de ser afectado por la cimentación (identificación, parámetros geomecánicos, ripabilidad, agua subterránea, drenajes, etc.) según la prospección solicitada.
- Tipología de la cimentación más adecuada.
- Carga admisible del terreno.
- Asientos esperados

En el presente estudio se recopila la información previa disponible, así como, todos los trabajos realizados en el campo, los datos obtenidos y características del terreno que de los mismos se deducen, dándose finalmente nuestras conclusiones y recomendaciones.



## CAPÍTULO 2: TRABAJOS REALIZADOS

El reconocimiento del terreno se ha efectuado mediante tres (3) sondeos a rotación, siete (7) ensayos S.P.T., y la obtención de tres (3) muestras inalteradas, una por cada uno de los sondeos, las cuales han sido trasladadas al laboratorio para realizar los ensayos que se estimen oportunos.

En el anejo nº 2 se incluye un plano en planta del solar, donde se puede observar la ubicación de los sondeos a rotación realizados.

La elección de estos métodos para la determinación de las características geotécnicas del subsuelo, se justifica por la naturaleza del terreno y del tipo de construcción prevista, además de:

- Escasa accesibilidad al subsuelo por la existencia de un construcción, con dos sótanos bajo rasante.

### 2.1 TRABAJOS DE CAMPO Y LOCALIZACIÓN DE LOS MISMOS

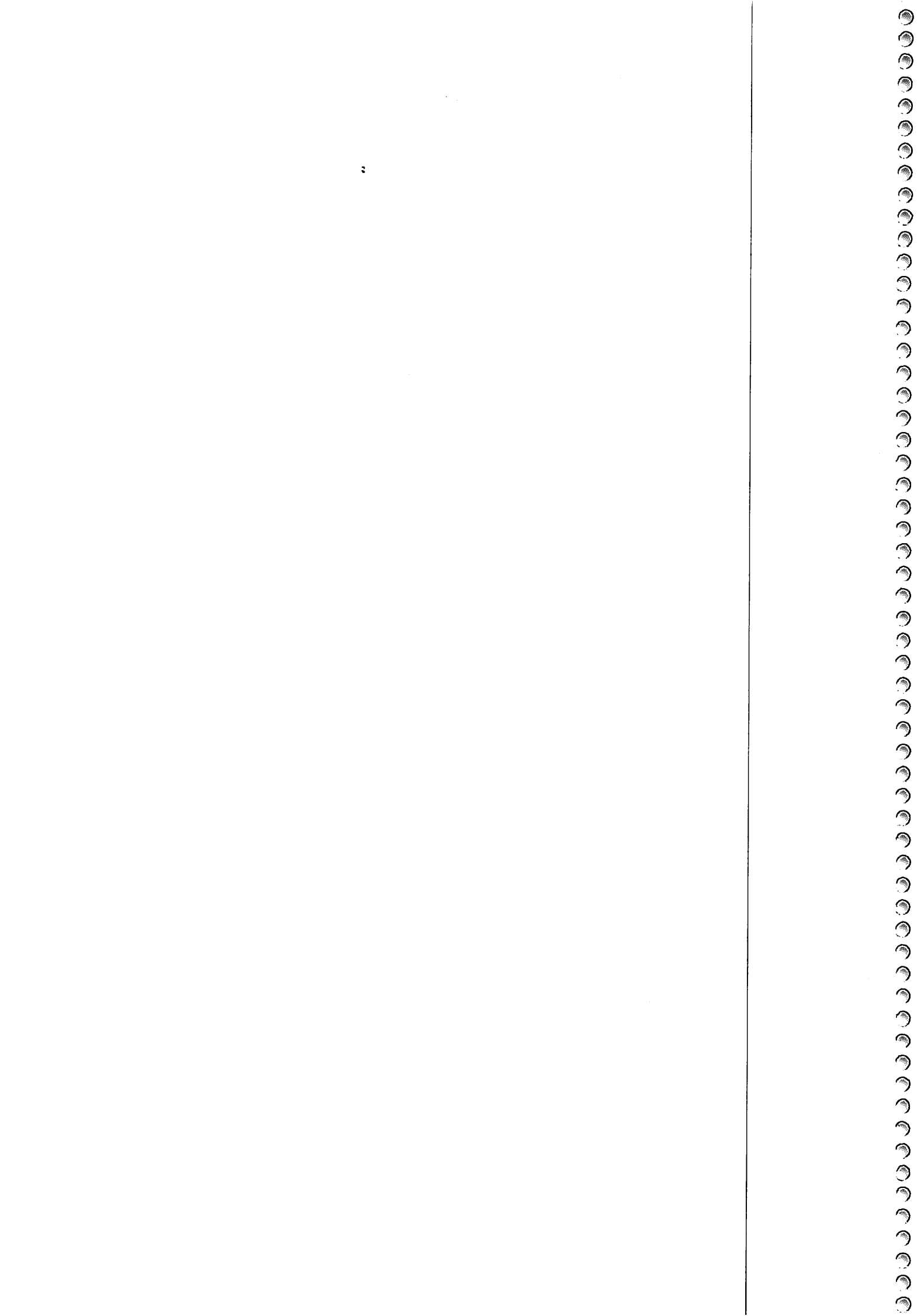
#### 2.1.1 Sondeo mecánico a rotación y ensayos S.P.T.

Los sondeos consisten en perforaciones en el terreno para reconocer la naturaleza de los niveles del subsuelo a diferentes profundidades. Se trata de introducir un tubo hueco (batería) en cuyo extremo inferior va enroscada una corona que va efectuando la perforación mediante rotación.

El terreno perforado se aloja en este tubo hueco permitiendo así extraerlo y obtener un testigo continuo hasta la profundidad deseada, para su posterior análisis.

En este caso se ha utilizado una sonda a rotación, con diámetro de perforación de 86 mm o/y 101 mm, y coronas de *widia* o diamante, según la dureza del terreno.

SONDEO	COTA DE REFERENCIA (m)	PROFUNDIDAD ALCANZADA (m)
SR - 1	0.0	10.0
SR - 2	0.0	10.0
SR - 3	0.0	10.0





\* Los sondeos a rotación han sido referenciados a la rasante media del vial colindante, en la fecha en la cual se realizaron los ensayos.

Con la técnica de extracción utilizada, se obtuvo un testigo continuo con el siguiente porcentaje de recuperación:

<b>SONDEO SR-1</b>	
PROFUNDIDAD (m)	% DE RECUPERACIÓN
0.0 – 4.4	40 – 50
4.4 – 8.8	0
8.8 – 10.0	15 – 25
<b>SONDEO SR-2</b>	
PROFUNDIDAD (m)	% DE RECUPERACIÓN
0.0 – 2.5	40 – 50
2.5 – 3.2	0
3.2 – 5.3	40 – 50
5.3 – 8.8	0
8.8 – 10.0	40 – 50
<b>SONDEO SR-3</b>	
PROFUNDIDAD (m)	% DE RECUPERACIÓN
0.0 – 1.0	60 – 70
1.0 – 2.3	0
2.3 – 4.0	90 – 100
4.0 – 10.0	15 – 25

El corte gráfico de los sondeos, que figuran en los anejos a esta memoria se ha realizado con la descripción del testigo continuo, efectuado por personal especializado.

En los anejos también se encuentra, un croquis con la situación de los sondeos y fotografías en color de las cajas de testigo continuo.



La estratigrafía puesta de manifiesto en los sondeos rotativos con extracción de testigo continuo realizado, se refleja en la columna del anejo nº 4 y constan básicamente de:

<b>COLUMNA ESTRATIGRÁFICA DEL SONDEO A ROTACIÓN Nº 1</b>	
<b>0.0 – 4.4 m</b>	Arenas sueltas de color negro con algo de gravas y bloques de morfología redondeada y naturaleza metamórfica (esquistos y cuarcitas).
<b>4.4 – 8.8 m</b>	Hueco de origen desconocido.
<b>8.8 – 10.0 m</b>	Arenas sueltas de color negro con algo de gravas y bloques de morfología redondeada y naturaleza metamórfica (esquistos y cuarcitas).

<b>COLUMNA ESTRATIGRÁFICA DEL SONDEO A ROTACIÓN Nº 2</b>	
<b>0.0 – 1.1 m</b>	Arenas sueltas de color negro con algo de gravas y bloques de morfología redondeada y naturaleza metamórfica (esquistos y cuarcitas).
<b>1.1 – 2.5 m</b>	Arenas limosas sueltas de color negro con algo de gravas y bloques de morfología redondeada y naturaleza metamórfica (esquistos y cuarcitas).
<b>2.5 – 3.2 m</b>	Hueco de origen desconocido.
<b>3.2 – 5.3 m</b>	Arenas limosas sueltas de color negro con algo de gravas y bloques de morfología redondeada y naturaleza metamórfica (esquistos y cuarcitas).
<b>5.3 – 8.8 m</b>	Hueco de origen desconocido.
<b>8.8 – 10.0 m</b>	Arenas limosas sueltas de color negro con algo de gravas y bloques de morfología redondeada y naturaleza metamórfica (esquistos y cuarcitas).

<b>COLUMNA ESTRATIGRÁFICA DEL SONDEO A ROTACIÓN Nº 3</b>	
<b>0.0 – 1.0 m</b>	Arenas limosas sueltas de color negro con algo de gravas y bloques de morfología redondeada y naturaleza metamórfica (esquistos y cuarcitas).
<b>1.0 – 2.3 m</b>	Hueco de origen desconocido.
<b>2.3 – 4.6 m</b>	Arcillas marrones con tonalidades rojizas con algo de arenas.
<b>4.6 – 10.0 m</b>	Arenas limosas sueltas de color negro con algo de gravas y bloques de morfología redondeada y naturaleza metamórfica (esquistos y cuarcitas).



Durante la ejecución del sondeo se efectuó a la extracción continua de testigo, así como la realización de ensayos de penetración standard (S.P.T.).

**Los ensayos de penetración standard (S.P.T)**, determinan la resistencia de los suelos a la penetración de un tomamuestras, 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 hacen 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 33 mm de diámetro 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

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

Si los 30 cm de penetración no pueden lograrse con 50 golpes, el ensayo de hinca se dará por terminado, considerándose, un valor de N = rechazo.

Debido a las características de la campaña de campo, también se realizó la toma de muestras inalteradas. Dado que la determinación indirecta de parámetros geotécnicos se realiza a través de los valores de N (número de golpes) del ensayo de penetración standard (SPT) establecemos aquí la relación entre N (SPT) y M (MI).

$$N = (0,5 \text{ a } 1,0) \times M$$

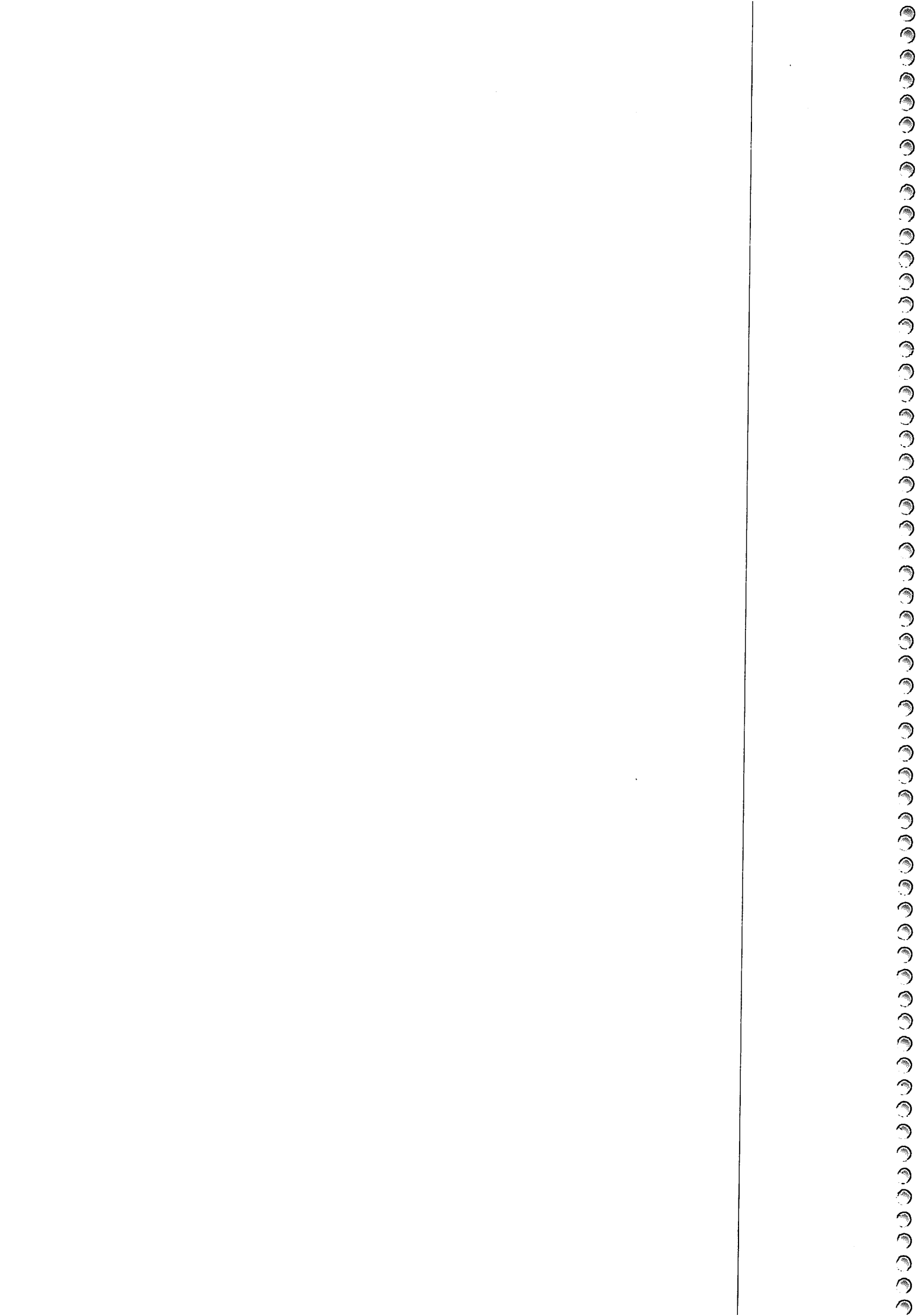
Quedándonos del lado de la seguridad tomaremos para golpes menores que  $N = 30$ .

$$N = 0,7 \times M$$

N = nº de golpes para 30 cm de penetración del SPT

M = nº de golpes para 30 cm de penetración de MI.

(Correlación que se establece siempre que se use sólo el tomamuestras).



Corrección de los golpes de S.P.T y borros. por de debajo de nivel freático. Para realizar la corrección se aplica la fórmula de Terzaghi y Peck 1948.

$$N = 15 + 0.5 (N_{\text{REAL}} - 15), \text{ no aplicable si } N_{\text{REAL}} < 15 \text{ golpes}$$

Los valores obtenidos con el tomamuestras se han correlacionado con los valores de S.P.T, y corrección por presencia del nivel freático, que se incluyen en el siguiente cuadro:

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	GOLPES / 15 cm	VALOR M.I.	VALOR S.P.T. N <sub>30</sub>	CONSISTENCIA COMPACIDAD
SR - 1 R= rechazo >50	1.2 - 1.6	13 - 37 - 36 - R	>50	R	MUY DENSA
	3.8 - 4.4	12 - 9 - 9 - 9		18	MEDIA
	8.8 - 9.4	18 - 18 - 23 - 35		41	DENSA
SR - 2 R= rechazo >50	0.5 - 1.1	16 - 29 - 26 - 24	>50	R	MUY DENSA
	3.8 - 4.1	6 - 6 - 6 - 7		12	MEDIA
	9.4 - 10.0	12 - 9 - 16 - 18		25	MEDIA
SR - 3 R= rechazo >50	2.3 - 2.9	4 - 9 - 13 - 18	22	16	MEDIA
	4.0 - 4.6	3 - 1 - 3 - 8		4	MUY SUELTA
	6.2 - 6.8	4 - 10 - 18 - 15		28	DENSA
	9.4 - 10.0	42 - R		R	MUY DENSA





## 2.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

Con la muestra inalterada obtenida del sondeo, se han realizado distintos ensayos con objeto de conocer ciertas propiedades geotécnicas del terreno.

Los ensayos han sido realizados por el laboratorio acreditado con el nº **LE026-JA05**.

MUESTRA	PROCEDENCIA	Nº REFERENCIA LABORATORIO
<b>M.I – 1 / SR-1</b>	Sondeo 1 Prof. 1.2 – 1.8 m	GTL – 906, 907 y 919 – 05
<b>M.I – 2 / SR-2</b>	Sondeo 2 Prof. 0.5 – 1.1 m	GTL – 908, 920 y 909 – 05
<b>M.A – 3 / SR-1</b>	Sondeo 1 Prof. 8.6 – 9.2 m	GTL – 927 y 928 – 05
<b>M.I – 4 / SR-3</b>	Sondeo 3 Prof. 2.3 – 2.9 m	GTL – 971, 972, 932 y 973 – 05
<b>M.A – 5 / SR-2</b>	Sondeo 2 Prof. 9.0 – 9.4 m	GTL – 913 y 914 – 05
<b>M.A – 6 / SR-3</b>	Sondeo 3 Prof. 9.0 – 9.4 m	GTL – 981 – 05

Los ensayos de laboratorio realizados en la muestra recogida han sido:

### Ensayos de identificación:

#### - **Preparación de la muestra para ensayo de suelo, UNE 103300/95**

El objeto de este ensayo es describir la manera de efectuar la recepción y el almacenamiento de las muestras de suelo destinadas para el ensayo en laboratorio así como la preparación de la cantidad de ésta necesaria para realizar los distintos ensayos de suelos, de forma que sea representativa de la muestra total recibida en el laboratorio.



- **Humedad mediante secado con estufa, UNE 103300/93**

Este ensayo especifica el método para la determinación de la humedad de una muestra de suelo mediante secado en estufa definida como el cociente, expresado en tanto por ciento, entre la masa de agua que pierde el suelo al secarlo y la masa del suelo seco.

- **Análisis granulométrico por tamizado en suelo, UNE 103101/95**

Esta prueba define el método para determinar los diferentes tamaños de las partículas de un suelo y obtener la cantidad, expresada en tanto por ciento de esta, que pasan por los distintos tamices de la serie empleada en el ensayo.

Las distintas fracciones de tamaño de partículas obtenidas en el ensayo son las siguientes:

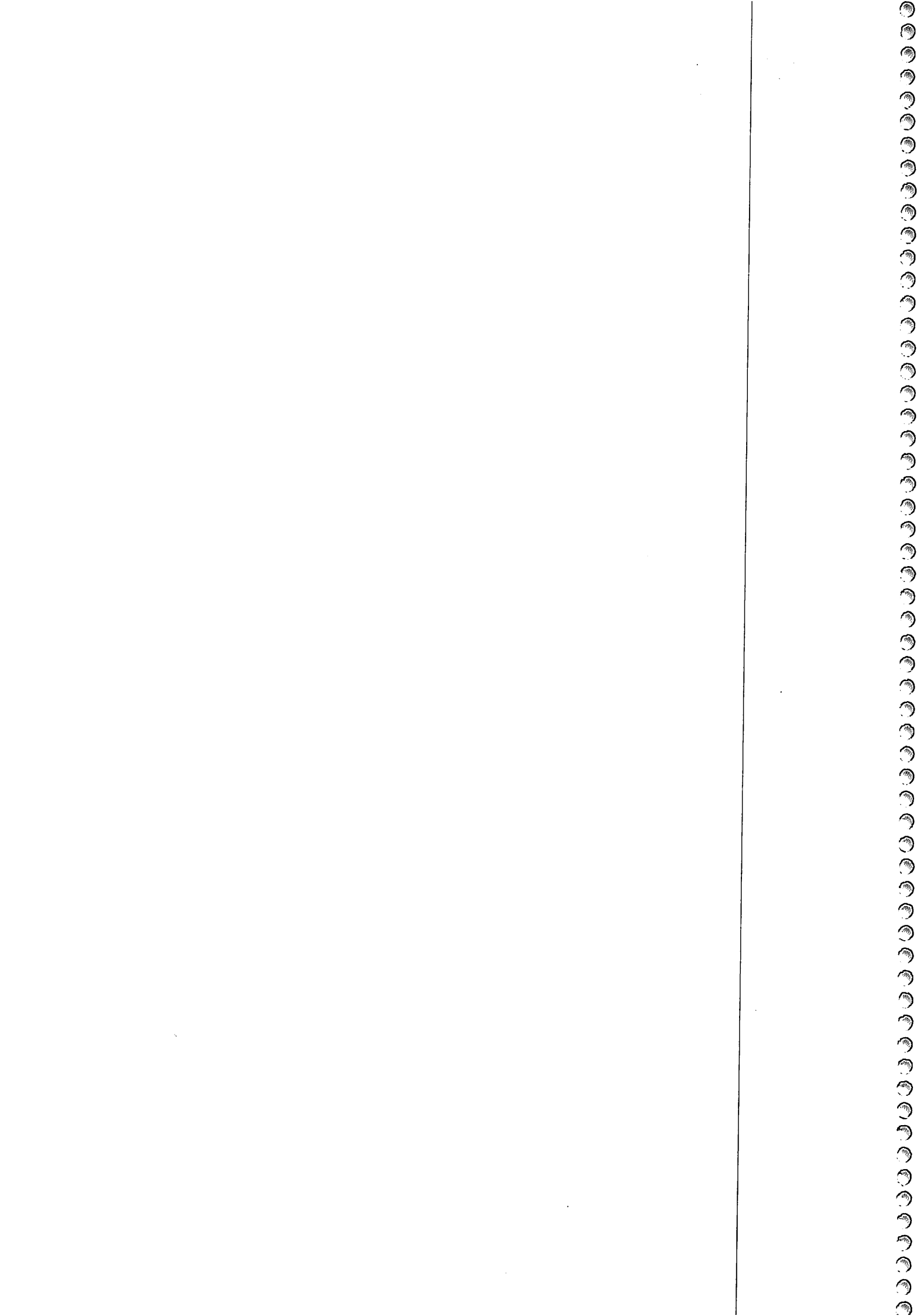
MUESTRA	FRACCIÓN GRUESA (gravas y bolos)	FRACCIÓN MEDIA (arenas)	FRACCIÓN FINA (limos y arcillas)
M.I – 1 / SR-1	37.76	51.54	10.70
M.I – 2 / SR-2	38.40	46.35	15.25
M.A – 3 / SR-1	36.10	50.57	13.40
M.I – 4 / SR-3	0.04	17.33	82.63
M.A – 5 / SR-2	34.17	49.56	16.27

- **Delimitación de límites de Atterberg, UNE 7377y103104/93**

Límite líquido de un suelo, (método del aparato de Casagrande): definido a los efectos de esta Norma, como la humedad que tiene un suelo amasado con agua y colocado en una cuchara normalizada, ando un surco, realizado con un acanalador normalizado, que divide dicho suelo en dos mitades, se cierra a lo largo de su fondo en una distancia de 13 mm, tras haber dejado caer 25 veces la mencionada cuchara desde una altura de 10 mm sobre una base, con una cadencia de dos golpes por segundo.

Límite plástico de un suelo: definido a los efectos de esta Norma, como la humedad más baja con la que pueden formarse con un suelo, cilindros de tres milímetros de diámetro, hasta que los cilindros empiecen a resquebrajarse.

Este ensayo se realiza con la fracción fina de la muestra.



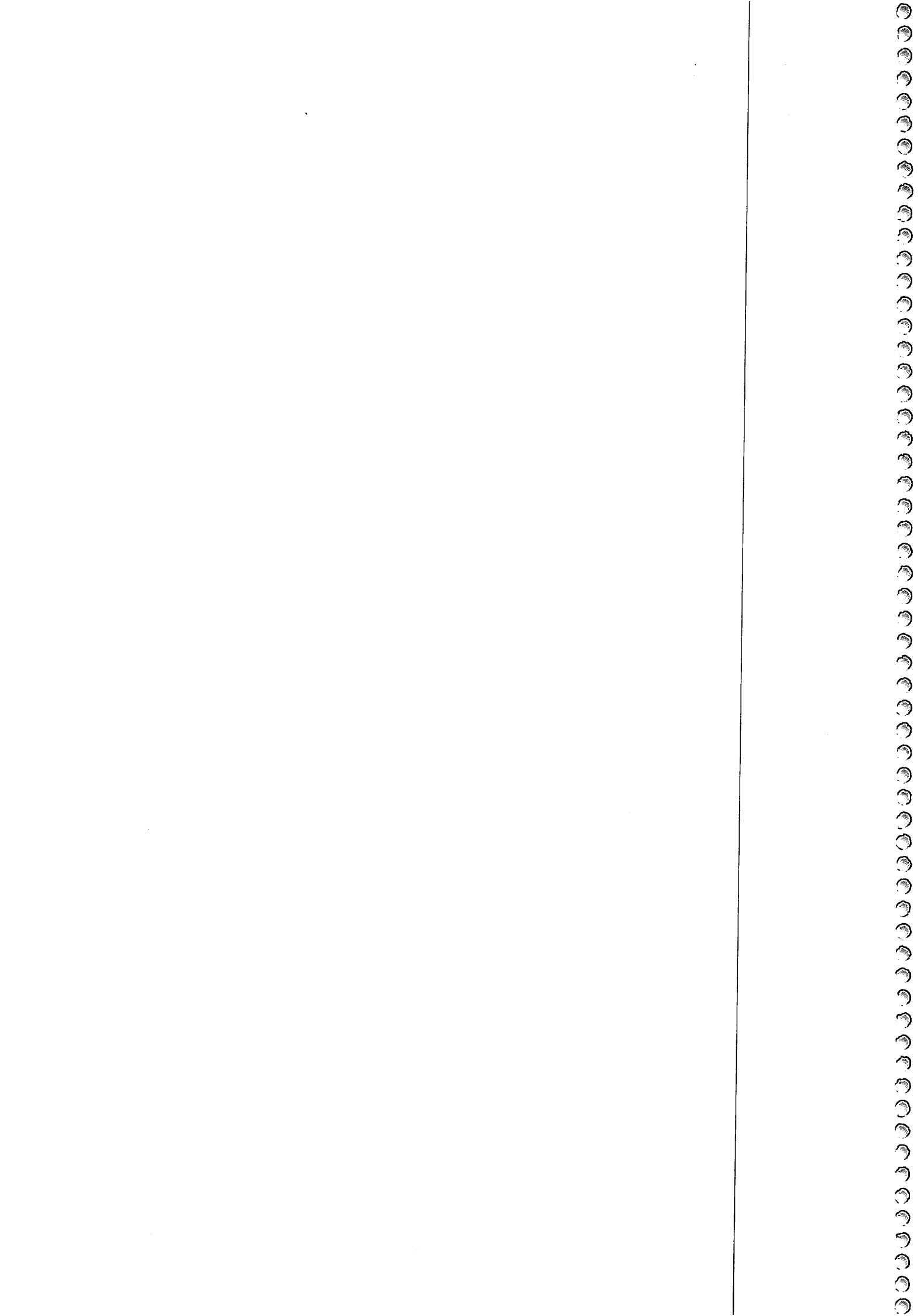
MUESTRA	LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE DE PLASTICIDAD
M.I – 1 / SR-1	MATERIAL NO PLÁSTICO		
M.I – 2 / SR-2	MATERIAL NO PLÁSTICO		
M.A – 3 / SR-1	MATERIAL NO PLÁSTICO		
M.I – 4 / SR-3	34.85	16.99	17.86
M.A – 5 / SR-2	MATERIAL NO PLÁSTICO		

Estos datos sirven para clasificar el suelo junto con los datos de granulometría y definir el comportamiento de la fracción fina según la humedad máxima.

MUESTRA	CLASIFICACIÓN DE LA MUESTRA (Según Casagrande)
M.I – 1 / SR-1	SW; ARENAS BIEN GRADUADAS CON ABUNDANTES GRAVAS E INDICIOS DE LIMOS.
M.I – 2 / SR-2	SM; ARENAS LIMOSAS CON ABUNDANTES GRAVAS.
M.A – 3 / SR-1	SW; ARENAS BIEN GRADUADAS CON ABUNDANTES GRAVAS E INDICIOS DE LIMOS.
M.I – 4 / SR-3	CL; ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD CON ARENAS
M.A – 5 / SR-2	SW; ARENAS BIEN GRADUADAS CON ABUNDANTES GRAVAS E INDICIOS DE LIMOS.

### - Ensayo de Compresión Uniaxial

Es el ensayo más utilizado para conocer la resistencia a compresión de los suelos cohesivos. En su ejecución se procede a cargar una probeta de suelo con rapidez y, en caso de arcillas impermeables, equivale a un ensayo sin drenaje. Como resultado obtenemos una curva tensión ( $\sigma_c$ ) – deformación axial ( $\epsilon$ ). Dicha curva presenta un máximo cuya ordenada es la máxima tensión axial que soporta la muestra, o lo que es lo mismo, la “resistencia a la compresión simple “ ( $q_u$ ); la abcisa es la deformación axial que se ha producido en el proceso de carga hasta rotura. ES un ensayo que se puede realizar sobre muestras de suelo cohesivo de consistencia media, firme o muy firme,



inalteradas o poco alteradas, así como suelos cohesivos recompactados. El término probeta se aplica a la muestra de suelo ya tallada. En el caso de muestras remoldeadas se indica con que humedad y densidad necesitaremos que se realice el ensayo.

Mediante este ensayo, en suelos cohesivos saturados se puede obtener la cohesión sin drenaje ( $C_u$ ), que es la mitad del valor de la cohesión simple.

Según el valor de resistencia a compresión simple las arcillas se pueden clasificar mediante el siguiente cuadro (Terzagui y Peck 1955).

CONSISTENCIA	$q_u$ (Kp/cm <sup>2</sup> )
MUY BLANDA	< 0.25
BLANDA	0.25 – 0.5
MEDIA	0.5 – 1.0
FIRME	1.0 – 2.0
MUY FIRME	2.0 – 4.0
DURA	> 4.0

Los resultados obtenidos en el laboratorio son los siguientes:

MUESTRA	$q_u$ (Kp/cm <sup>2</sup> )	% de deformación en rotura	Cohesión sin drenar $C_u$ (Kpa)
M.I – 4 / SR-3	3.11	19.93	152.55

\* Kp/cm<sup>2</sup>  $\approx$  Kgf/cm<sup>2</sup>.

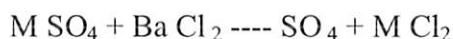




## Ensayos químicos:

### - **Contenido de sulfatos solubles en suelos, UNE 103201/96.**

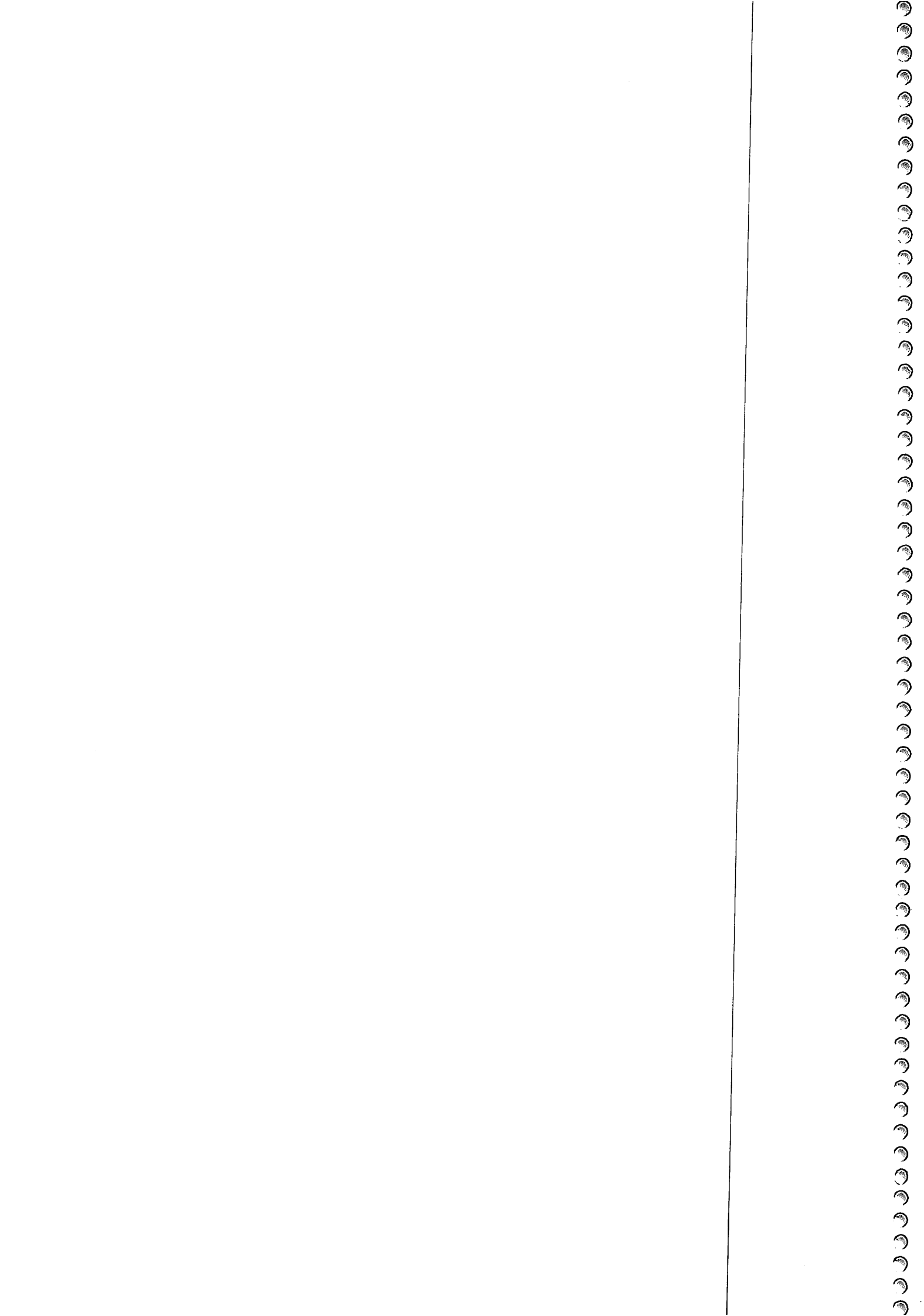
Determina la proporción de sulfatos solubles de agua, que hay en un suelo pasándolos a disolución mediante agitación con agua y precipitando luego los sulfatos disueltos con solución de cloruro bórico según la reacción siguiente:



El resultado de la prueba de contenido en sulfatos realizada a la muestra es:

MUESTRA	mg SO <sup>2-</sup> <sub>4</sub> / Kg suelo seco
M.I – 1 / SR-1	101.22
M.I – 2 / SR-2	81.68
M.A – 3 / SR-1	213.52
M.I – 4 / SR-3	288.67
M.A – 5 / SR-2	136.39
M.A – 6 / SR-3	37.96

Según la Norma EHE, para las muestras ensayadas, se ha obtenido un contenido en sulfatos en el suelo inferior a 3.000 mg SO<sup>2-</sup><sub>4</sub> / Kg suelo seco, por lo que se consideran suelos en los que **no habrá ataques a la cimentación por parte de los sulfatos disueltos en el suelo.**



## 2.3. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DE LA PARCELA Y SU ENTORNO

La parcela estudiada y gran parte de la localidad de Almuñecar, se encuentra sobre materiales modernos de edad cuaternaria (holoceno), en los que se da un cambio de facies en la lateral entre materiales de originados como la consecuencia de las oscilaciones del mar a lo largo del cuaternario, y los conos de deyección y desembocaduras de ríos y arroyos que llegan a pie de mar. La naturaleza depende del área madre y la morfología del transporte sufrido; en general se trata de materiales metamórficos, heterométricos y angulosos, que pueden alcanzar en el centro de la cuenca, junto a la línea de playa actual un espesor de hasta 60 m, aunque en la zona estudiada (zona de contacto entre cuenca y basamento), se estima un espesor inferior a varias decenas de metros (<30 m). Estos materiales descritos descansan discordantes sobre el complejo Alpujarride, que está en la zona representado por una potente serie de cuarzo-micaesquistos paleozoicos de gran potencia (> 100 m).

### Referencias:

- MAGNA 1.055 Almuñecar (E. 1:50.000) I.G.M.E.

## CAPITULO 3. - INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

A continuación se definen las distintas litologías y se enumeran las características geotécnicas del terreno, en función de las prospecciones de campo realizadas (ensayos de penetración dinámica), resultados de laboratorio, así como del reconocimiento “in situ” de los materiales aflorantes y susceptibles de aparecer en profundidad y de la experiencia obtenidas en zonas próximas a la cual es objeto el presente estudio.

### 3.1. SISMICIDAD

Para la consideración de la acción sísmica en las futuras construcciones de esta zona es de aplicación la Norma de Construcción Sismorresistente (Parte General y Edificación) NCSE – 02, publicada en el B.O.E. nº 244 el 11 de octubre de 2002.

El cálculo de las acciones sísmicas según la citada Norma se realizará en función de los siguientes parámetros:

<b><u>NORMA DE CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE NCSE / 02</u></b> <b><u>B.O.E Nº 244 DEL 11 DE OCTUBRE DE 2002</u></b>		
<b><u>IMPORTANCIA</u></b>		<b><u>COEFICIENTE DE RIESGO</u></b>
MODERADA		No es obligatoria la aplicación
NORMAL	<b>X</b>	t = 50 años $\rho = 1.0$
ESPECIAL		t = 100 años $\rho = 1.3$
ACELERACIÓN SÍSMICA BÁSICA	<b><math>a_b/g = 0.16</math> (ALMUÑECAR)</b>	
COEFICIENTE DE CONTRIBUCIÓN	<b>K = 1.0</b>	
<b><math>a_b/g \rho</math></b>	<b>0.16 g</b>	

COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN DEL SUELO	Para $\rho \cdot a_b \leq 0.1 \text{ g}$ $S = C/1.25 = 0.88$		
	Para $0.1 \text{ g} < \rho \cdot a_b \leq 0.4 \text{ g}$ $S = C/1.25 + 3.33 (\rho \cdot a_b / \text{g} - 0.1) (1 - C/1.25) = 1.22$		
	Para $0.4 \text{ g} \leq \rho \cdot a_b$ $S = 1.00$		
<b>COEFICIENTE DE SUELO</b> (Se consideran 30 m en profundidad desde el nivel de cimentación) $C = \sum c_i e_i / \sum e$ (de $y = 1$ a $n$ )			
<b>X</b>	<b>TIPO I</b> : Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso.	$C = 1.0$	$V_s > 750 \text{ m/s}$
	<b>TIPO II</b> : Roca fracturada, suelos granulares densos, o cohesivos duros.	$C = 1.3$	$750 \text{ m/s} \geq V_s > 400 \text{ m/s}$
	<b>TIPO III</b> : Suelos granulares de compactación media, o cohesivo de consistencia firme a muy firme.	$C = 1.6$	$400 \text{ m/s} \geq V_s > 200 \text{ m/s}$
	<b>TIPO IV</b> : Suelos granulares sueltos, o suelo cohesivo blando	$C = 2.0$	$V_s \leq 200 \text{ m/s}$
ACELERACIÓN SÍSMICA CALCULADA		$a_c/g = 0.20$	

El coeficiente C no contempla el posible colapso del terreno bajo la estructura durante el terremoto debido a la inestabilidad del terreno como en el caso de arcillas sensibles, densificación de suelos, hundimiento de cavidades subterráneas, movimientos de ladera, etc.

### Criterio general de diseño de cimentación

Remitimos al apartado 4.3 del capítulo 4 (Reglas de diseño y prescripciones constructivas en edificaciones) de la presente Norma NCSE/02.

## 3.2. CARACTERÍSTICAS LITO-ESTRATIGRÁFICAS Y GEOTÉCNICAS DE LOS MATERIALES

Desde el punto de vista geomecánico los ensayos de penetración dinámica realizados en la parcela y el reconocimiento geológico, denotan hasta la profundidad reconocida la existencia en la parcela de Dos Unidades Geotécnicas (U.G) fundamentalmente en base a sus propiedades geomecánicas. Pasaremos a continuación a describir más en detalle las Unidades Geotécnicas detectadas:

### U.G.1.- SUELO GRANULAR HETEROMÉTRICO DE COMPACIDAD VARIABLE

IDENTIFICACIÓN: Se compone esencialmente de arenas limosas con algo de gravas y bloques de morfología redondeada y naturaleza metamórfica (esquistos y cuarcitas). Se ha identificado, sólo en uno de los sondeos realizados, un nivel de 2.3 m de espesor consistente en arcillas marrones con tonalidades rojizas.

CLASIFICACIÓN: Se clasifica como un SUELO GRANULAR SUELTO, según Casagrande como un suelo tipo SW, SM, etc.

ESPESOR Y ESTRATIGRAFÍA: Dadas las características geológicas de esta unidad, depósitos costeros, y el tamaño de la parcela, se puede considerar que su sedimentación se ha realizado de una forma homogénea. Se ha medido en los sondeos realizados un espesor de al menos 10.0 m, pero es conocido que esta unidad puede alcanzar en la zona espesores superiores a varias decenas de metros. Se han identificado la presencia de cavidades en el seno de esta unidad, las cuales pueden tener diversos orígenes:

- Origen antrópico: dado los numerosos yacimientos arqueológicos encontrados en la zona (púnicos, fenicios, romanos, árabes y cristianos), puede tratarse de algún tipo de estructura.

Origen geológico: pudiendo tratarse de cavidades formadas por el oleaje en el pie de un acantilado, que posteriormente ha sido tapada por coluviales procedentes de los relieves superiores o por derrumbamiento del mismo acantilado. Las cavidades en materiales granulares sueltos, sin apenas cohesión es muy difícil que existan, por lo que el origen de estas cavidades es controvertido, no pudiendo avanzar más en esta cuestión debido a

la falta de información. Con objeto de conocer el volumen exacto de estas cavidades se puede proceder a realizar una campaña de prospección sísmica o microgravimétrica.

## PARÁMETROS GEOMECÁNICOS

Los parámetros geomecánicos más relevantes obtenidos, para esta unidad, a lo largo de este estudio, se resumen en el siguiente cuadro. Los valores han sido obtenidos bien empíricamente, bien a través de correlaciones ampliamente reconocidas por la comunidad científica, o a partir de la experiencia acumulada por el equipo redactor sobre estos materiales. Hay que hacer notar la gran variabilidad de la compacidad de esta unidad tanto en la vertical, como en la lateral, debido a la granulometría de ésta. Los niveles con predominio de granulometría gruesa (gravas y bloques), dan compacidades densas a muy densas, contrastando con los niveles con predominio de fracción media a fina (arenas y limos), en los que se obtienen compacidades de medias a sueltas. Considerando lo heterogéneo de la unidad, consideramos adecuado adoptar un modelo geotécnico en el que sólo se den compacidades de sueltas a medias, sin tener en cuenta los niveles gruesos, de alta compacidad, todo esto con objeto de estar del lado de la seguridad a el momento de realizar los cálculos geotécnicos de las cimentaciones, estabilidad de taludes, etc.

<u>PARÁMETROS GEOMECÁNICOS</u>	<u>U.G.1</u>
Densidad relativa del suelo ( $\text{g/cm}^3$ )	1.75 – 1.90
Clasificación	Granular
$N_{30}$ MEDIO Calculado	Muy variable
Compacidad	Suelta - Media
Ángulo de rozamiento interno ( $\phi'$ )	32 – 35
Cohesión Efectiva ( $C'$ ) $\text{kg/cm}^2$	0.0
Modulo de deformación, $E_o$ ( $\text{kp/cm}^2$ ). Estimado	40 – 60
Espesor medio considerado (m)	> 10.0

### 3.3 HIDROLOGÍA Y DRENAJE

En función de los medios de prospección empleados y hasta la profundidad sondeada no se ha detectado la presencia del nivel freático. Es conocido por el equipo redactor que el nivel freático en la zona se sitúa en la época estival en la cota -3 ó -4 metros sobre el nivel del mar, y que en el resto del año puede alcanzar la cota 1 ó 2 m.s.n.m., por lo que se verá afectada una cimentación de tipo profunda (la cota de la parcela es 14 m.s.n.m.), debiéndose emplear cemento sulfo-resistente, para una alta agresividad, ya que la intrusión de agua marina en el acuífero es una cosa normal en época estival. En el momento que se ejecuten las obras, el riesgo de inundación es muy bajo durante todo el año.

### 3.4. EXCAVABILIDAD Y ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

La excavabilidad del terreno se estima que será óptima en la U.G.1, siendo también estimada la estabilidad de las paredes de la excavación como muy baja, requiriendo el empleo de entibaciones.

### 3.5. ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

Se ha calculado la estabilidad de un talud vertical de 6.0 m de altura, con el nivel freático a 12.0 m de profundidad respecto a la superficie del terreno, según el método de Bishop, habiéndose obtenido un Coeficiente de Seguridad, para una rotura circular que pasa por el pie del talud (ver anejo nº 5), inferior a la unidad ( $F.S < 1.0$ ). Según estos resultados, se hace necesario asegurar la estabilidad de la excavación. Entre los distintos métodos para asegurar la estabilidad de ésta, se aconseja por su sencillez, la excavación por bataches, aunque también se puede realizar antes de la excavación un muro pantalla mediante cuchara bivalva o mediante el empleo de pilotes secantes, o aprovechar los muros existentes para envolverlos en otros nuevos.



## CAPÍTULO 4: CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

De acuerdo con los resultados obtenidos, se analizará a continuación la tipología de cimentación que se consideran adecuada. Dando nuestras recomendaciones de carga admisible, asientos esperados y características más importantes para la solución considerada.

En función de los datos de campo y laboratorio, y teniendo en cuenta las características del edificio proyectado, recomendamos la siguiente solución de apoyo de la cimentación:

### CIMENTACIÓN PROFUNDA

Debido a la existencia de cavidades cuyo volumen desconocemos, se recomienda proceder a una inyección de lechada en éstas, con objeto de sellarlas y posteriormente proceder a la perforación de pilotes o micropilotes. Con objeto de conocer el volumen exacto de estas cavidades se puede proceder a realizar una campaña de prospección sísmica o microgravimétrica.

La tipología de la lechada y sus propiedades deberán ser determinadas por el proyectista, es importante controlar que la lechada elegida no se pierda por infiltración en el terreno.

También es posible la perforación de pilotes encamisados por lo que no sería necesario el relleno previo de las cavidades.

La elección entre uno u otro método será función de la accesibilidad de la maquinaria y de los ratios económicos.

A continuación se enumeran los dos tipos de soluciones de cimentación profunda habitualmente empleados. **Los cálculos realizados no han tenido en cuenta, las cavidades existentes, y se ha considerado que éstas se encuentran rellenas de lechada. Por tanto, con objeto de simplificar los cálculos consideramos que la lechada tiene iguales parámetros geomecánicos que la U.G.1**, lo cual no es cierto ya que la lechada presenta mejores características geomecánicas, pero esta simplificación nos deja del lado de la seguridad.

#### **4.1 – Cimentación profunda mediante Micropilotes**

#### **4.2 – Cimentación profunda mediante Pilotes**

## 4.1 CIMENTACIÓN MEDIANTE MICROPILOTES

Por las características del proyecto y del suelo se opta por el tipo de micropilote perforado e inyectado. Este tipo de cimentación tiene una serie de ventajas frente a otros:

- Cuando la estructura a cimentar sea colindante a otras estructuras y no estén permitidos:
  - El fuerte golpeo.
  - Las vibraciones.
  - Las excavaciones de grandes diámetros sin entubar.
  - La entrada de máquinas clásicas de cimentación por pilotes normales.
- Pantalla de micropilotes.
  - Recalzar las estructuras colindantes.
  - Permitir la ejecución de excavaciones hasta determinadas profundidades sin apeos.

Se emplean además cuando las pantallas tradicionales continuas o de pilotes de gran diámetro no pueden ser realizadas.

## MÉTODO DE CÁLCULO

Simplificando un poco las publicaciones científicas al respecto existen básicamente tres métodos o sistemas de cálculo de micropilotes.

1. Método de Scneebelli.
2. Método de Dörr.
3. Método de Michel Bustamante.

De los tres, el más contrastado por haber sido desarrollado de una manera empírica, es el desarrollado por el Ingeniero francés Michel Bustamante, y es el que vamos a utilizar aquí.

Para el dimensionado de los pilotes vamos a considerar el más restrictivo de los 2 dos aspectos siguientes:

- A) Capacidad estructural del pilote.
- B) Carga de hundimiento del micropilote.

## TOPE ESTRUCTURAL

El tope estructural cuando los micropilotes trabajan a compresión está limitado por la posibilidad de pandeo del micropilote.

Por tanto este tope está directamente relacionado con la sección de armadura y la de lechada y el tipo de terreno que atraviesa.

En función del modelo geotécnico definido, se ha considerado que los micropilotes atraviesan unos niveles geotécnicos de consistencia blanda a muy blanda, por lo que en ningún caso se alcanzará el tope estructural del micropilote, considerado como una barra en compresión.

Jiménez Salas aplicaba la siguiente formulación:

$$T_e = 0.25 \cdot f_{ck} \cdot B + 0.4 \cdot f_{yk} \cdot A$$

Siendo:

$T_e$  = Tope estructural.

$f_{ck}$ : Resistencia característica del hormigón ( $0.25 \cdot f_{ck} \leq 6$  Mpa).

$B$ : Sección del mortero o lechada.

$f_{yk}$  = Resistencia característica del acero ( $0.4 \cdot f_{yk} < 140$  Mpa).

$A$  = Sección del acero.

Muchos proyectistas utilizan la fórmula de la EHE

$$T_e = \frac{1}{1.2 \cdot 1.8} (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B + f_{yk} \cdot A)$$

Con la condición  $A > 0.2B$  y la misma notación, lo que implica coeficientes de seguridad parciales de 1.2 y 1.8 y coeficiente de seguridad global de 2.16.

599 / ALMUÑECAR / AQUASCENIC

22

## CARGA DE HUDIMIENTO DEL MICROPILOTE AISLADO

La resistencia al hundimiento, depende, como es lógico del tipo de micropilote: los micropilotes convencionales trabajan fundamentalmente por fricción, y en los que tienen bulbo (inyectados con cierta presión) predomina la transferencia de carga en esa zona.

Los micropilotes trabajando a compresión, como en nuestro caso, se calculan de igual forma que los pilotes convencionales:

$$Q_L = Q_L^S + Q_L^P$$

$Q_L$  = carga de hundimiento.

$Q_L^S$  = Resistencia por fuste del pilote.

$Q_L^P$  = Resistencia por punta del pilote.

Sólo hay que tener en cuenta que al ser el micropilote, un pilote con una sección muy pequeña si la comparamos con su longitud, y basándonos en las experiencias de Michel Bustamante, la resistencia por punta del micropilote se limita al 15%-20% de su resistencia por fuste.

Por tanto y teniendo en cuenta que la punta del micropilote apoya sobre un nivel de consistencia blanda y simplificando vamos a considerar que:

$$Q_L^P = 0.15 * Q_L^S$$

Cálculo de la longitud de transmisión de cargas.

Los factores de seguridad recomendados son:

$$F_s \text{ (para fuste)} = 2$$

$$F_s \text{ (para punta)} = 4.$$

Según el modelo geotécnico, antes descrito, y quedándonos del lado de la seguridad vamos a considerar:

- 1º) U.G.1: Areno limosa con algo de gravas y bloques de compacidad media, con un espesor considerado superior a 20 metros

## Cálculo de la carga admisible por fuste:

$$Q_{L1}^S = \Sigma \Pi * D_{S1} * L_{S1} * q_{s1}$$

1 = Suelo granular.

De la que:

$$\Pi = 3.14$$

$D_s = D_L * \alpha$  (tiene en cuenta el aumento de la sección del micropilote por efecto de la inyección a presión).

$\alpha$  = Coeficiente de mayoración que tiene en cuenta el modo de inyección del micropilote y el tipo de terreno.

$D_L$  = Sección de perforación del recalce.

$L_s$  = Longitud de sellado del micropilote para cada tipo de terreno.

$q_s$  = Resistencia lateral unitaria. Se obtiene de los ábacos obtenidos por Michel Bustamante. Depende del tipo de terreno y del modo de sellado utilizado.

Dado que en nuestro caso, tenemos la U.G.1, que es un relleno antrópico cuya características geomecánicas desconocemos, aconsejamos que a la hora de calcular la resistencia por fuste dentro de esta unidad, este dato se acoja con cierta prudencia e incluso, con objeto de quedarnos del lado de la seguridad, se desprecie. Aunque, esto último deberá ser decidido por el técnico competente que diseñe la cimentación.

## Cálculo de la carga admisible por punta:

Como ya hemos comentado anteriormente, en el método de cálculo de Michel Bustamante, la resistencia por punta del micropilote se limita al 15% - 20% de su resistencia por fuste. Para nuestro caso vamos a emplear en los cálculos el valor del 15%, con el objeto de estar del lado de la seguridad.

$$Q_L^P = 0.15 * Q_L^S$$

**Capacidad de transmisión de carga (en toneladas), de un micropilote aislado, emplazado mediante inyección global única (IGU) y con una longitud de 15 m, según el Método de Michel Bustamante.**

## CAPACIDAD PORTANTE PARA MICROPILOTES DE INYECCIÓN GLOBAL ÚNICA SEGÚN EL MÉTODO DE MICHEL BUSTAMANTE

$Q_h = Q_{fuste} + Q_{punta}$

$Q_h$  = Carga de hundimiento.

$Q_{fuste}$  = Resistencia por fuste del micropilote para cada tramo

$Q_{punta}$  = Resistencia por punta del micropilote = 15% de la resistencia total por fuste

Longitud del micropilote (m)	15				
Longitud en U.G.1 (m) Compacidad Suelta	8,4				
Longitud en U.G.1-a (m) Compacidad Media	6,6				
Factor de corrección del diámetro función de la litología U.G.1	1,1				
Factor de corrección del diámetro función de la litología U.G.1-a	1,3				
$q_s$ (Mpa) U.G.1 =	0,05				
$q_s$ (Mpa) U.G.1-a =	0,28				
Diámetro de perforación (cm)	146	131	116	101	86
Q fuste U.G.1 / FS = 2 (tn)	5,61	5,03	4,46	3,88	3,30
Q fuste U.G.1-a / FS = 2 (tn)	16,83	15,10	13,37	11,64	9,91
Q punta U.G.1-a / FS = 4 (tn)	1,68	1,51	1,34	1,16	0,99
Q total (Toneladas)	24,12	21,64	19,17	16,69	14,21

Estos cálculos son una mera orientación, para conocer el orden de magnitud de capacidad portante, de un tipo de micropilote. Dado que existen numerosos tipos de pilotes y micropilotes en el mercado, se aconseja que se realice el cálculo expreso para la solución técnica adoptada.

### REFERENCIAS PARA EL CÁLCULO.

- Boletín de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones. Un método para el cálculo de los anclajes y de los micropilotes inyectados. Michel Bustamante.
- COAM. Curso de Rehabilitación. Tomo 4. Instrucción de Hormigón Estructural. EHE. Ministerio de Fomento. Secretaría General Técnica.

## 4.2 CIMENTACIÓN MEDIANTE PILOTES

**CIMENTACIÓN MEDIANTE PILOTES EMPOTRADOS A UN MÍNIMO DE 10.0 m DE PROFUNDIDAD EN LA U.G.1, DESDE LA COTA DE INICIO DE CIMENTACIÓN.**

El tipo de pilotes, número y dimensionado de éstos, será determinado en el Proyecto Final, en función de los requerimientos de cargas planteados por el edificio, en el anejo nº 5, se aporta un ejemplo de cálculo meramente orientativos, para pilotes perforados con tres diámetros estándar de 350, 450 y 550 mm.

La longitud del pilote óptima será la que conjuga la resistencia estructural del mismo, con la carga admisible geotécnica del terreno.

Díámetro (m)	Largo (m)	Nq	Nc	Fi/C estrato punta Pilote (°)/(kg/cm <sup>2</sup> )	Peso pilote (kg)	Carga última punta (kg)	Carga última lateral (kg)	Carga última (kg)	Carga admisible punta (kg)	Carga admisible lateral (kg)	Carga admisible (kg)	Asiento máx. (cm)
0,35	10,00	27,64	44,34	31/0,00	2405,28	53985,46	34205,26	85785,45	13496,37	17102,63	28193	0,16
0,45	10,00	29,19	46,92	31/0,00	3976,08	94256,20	43978,19	134258,3	23564,05	21989,10	41577	0,25
0,55	10,00	30,42	48,96	31/0,00	5939,57	146700,5	53751,13	194512,0	36675,12	26875,56	57611	0,28
0,35	15,00	25,11	40,13	31/0,00	3607,92	72000,53	74335,80	142728,4	18000,13	37167,90	51560	0,28
0,45	15,00	26,68	42,74	31/0,00	5964,12	126454,5	95574,60	216065,0	31613,62	47787,30	73436	0,32
0,55	15,00	27,93	44,82	31/0,00	8909,36	197743,2	116813,4	305647,3	49435,80	58406,70	98933	0,35
0,35	20,00	23,33	37,16	31/0,00	4810,56	88199,54	129685,5	213074,5	22049,88	64842,76	82082	0,38
0,45	20,00	24,89	39,75	31/0,00	7952,16	155547,4	166738,5	314333,8	38886,86	83369,27	114304	0,49
0,55	20,00	26,14	41,84	31/0,00	11879,15	244051,3	203791,5	435963,7	61012,83	101895,8	151029	0,53

## CAPITULO 5. - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como resumen de lo expuesto en los capítulos anteriores, podemos concluir:

1. Que, GEOLÓGICAMENTE, la parcela del presente estudio se encuentra sobre formaciones sedimentarias originadas a lo largo del cuaternario, por conos de deyección y desembocaduras de ríos y arroyos que llegan a pie de mar. La naturaleza depende del área madre y la morfología del transporte sufrido; en general se trata de materiales metamórficos, heterométricos y angulosos con espesores muy variables, que descansan sobre esquistos negros de edad paleozoica y potencia superior a la centena de metros.
2. Que, GEOTÉCNICAMENTE hasta la profundidad reconocida, el terreno está constituido, de techo a base, por UNA UNIDAD GEOTÉCNICA:
  - U.G.1: Arenas limosas con algo de gravas y bloques de morfología redondeada y naturaleza metamórfica. Espesor superior a la decena de metros.
3. Que, HIDROGEOLOGICAMENTE, es conocido por el equipo redactor que el nivel freático en la zona se sitúa en la época estival en la cota -1 ó -2 metros sobre el nivel del mar, y que en el resto del año puede alcanzar la cota 1 ó 2 m.s.n.m, por lo que se verá afectada una cimentación de tipo profunda (la cota de la parcela es 14 m.s.n.m.), debiéndose emplear cemento sulfo-resistente, para una alta agresividad, ya que la intrusión de agua marina en el acuífero es una cosa normal en época estival. En el momento que se ejecuten las obras, el riesgo de inundación es muy bajo durante todo el año.
4. Que, la EXCAVABILIDAD, será óptima en la U.G.1. Se estima que la estabilidad de las paredes de la excavación será muy baja en la U.G.1, requiriendo el empleo de entibaciones.



5. Que, la ESTABILIDAD DE LOS TALUDES, para un talud vertical de 6.0 m de altura, según el método de Bishop, se obtiene un Coeficiente de Seguridad, para una rotura circular que pasa por el pie del talud (ver anejo nº 5), inferior a la unidad ( $F.S < 1.0$ ). Según estos resultados, se hace necesario asegurar la estabilidad de la excavación. Entre los distintos métodos para asegurar la estabilidad de ésta, se aconseja por su sencillez, la excavación por bataches, aunque también se puede realizar antes de la excavación un muro pantalla mediante cuchara bivalva o mediante el empleo de pilotes secantes, o aprovechar los muros existentes para envolverlos en otros nuevos.
6. Que, respecto a la TIPOLOGÍA DE CIMENTACIÓN de las edificación proyectada podemos plantear que es viable la siguiente solución de apoyo:

### CIMENTACIÓN PROFUNDA

Debido a la existencia de cavidades cuyo volumen desconocemos, se recomienda proceder a una inyección de lechada en éstas, con objeto de sellarlas y posteriormente proceder a la perforación de pilotes o micropilotes. Con objeto de conocer el volumen exacto de estas cavidades se puede proceder a realizar una campaña de prospección sísmica o microgravimétrica.

La tipología de la lechada y sus propiedades deberán ser determinadas por el proyectista, es importante controlar que la lechada elegida no se pierda por infiltración en el terreno.

También es posible la perforación de pilotes encamisados por lo que no sería necesario el relleno previo de las cavidades.

La elección entre uno u otro método será función de la accesibilidad de la maquinaria y de los ratios económicos.

#### **1 – Cimentación profunda mediante Micropilotes**

#### **2 – Cimentación profunda mediante Pilotes**

7. Que, con las dimensiones de pilotes y micropilotes, empotramiento y Factor de Seguridad ( $F=3$ ) planteados, la CARGA ADMISIBLE MEDIA, a efectos de rotura del terreno, será:

## MICROPILOTES

Diámetro de perforación (cm)	146	131	116	101	86
Q fuste U.G.1 / FS = 2 (tn)	5,61	5,03	4,46	3,88	3,30
Q fuste U.G.1-a / FS = 2 (tn)	16,83	15,10	13,37	11,64	9,91
Q punta U.G.1-a / FS = 4 (tn)	1,68	1,51	1,34	1,16	0,99
<b>Q total (Toneladas)</b>	<b>24,12</b>	<b>21,64</b>	<b>19,17</b>	<b>16,69</b>	<b>14,21</b>

## PILOTES

Diámetro (m)	Largo (m)	Nq	Nc	Fi/C estrato punta Pilote (°)/(kg/cm <sup>2</sup> )	Peso pilote (kg)	Carga última punta (kg)	Carga última lateral (kg)	Carga última (kg)	Carga admisible punta (kg)	Carga admisible lateral (kg)	Carga admisible (kg)	Asiento máx. (cm)
0,35	10,00	27,64	44,34	31/0,00	2405,28	53985,46	34205,26	85785,45	13496,37	17102,63	28193	0,16
0,45	10,00	29,19	46,92	31/0,00	3976,08	94256,20	43978,19	134258,3	23564,05	21989,10	41577	0,25
0,55	10,00	30,42	48,96	31/0,00	5939,57	146700,5	53751,13	194512,0	36675,12	26875,56	57611	0,28
0,35	15,00	25,11	40,13	31/0,00	3607,92	72000,53	74335,80	142728,4	18000,13	37167,90	51560	0,28
0,45	15,00	26,68	42,74	31/0,00	5964,12	126454,5	95574,60	216065,0	31613,62	47787,30	73436	0,32
0,55	15,00	27,93	44,82	31/0,00	8909,36	197743,2	116813,4	305647,3	49435,80	58406,70	98933	0,35
0,35	20,00	23,33	37,16	31/0,00	4810,56	88199,54	129685,5	213074,5	22049,88	64842,76	82082	0,38
0,45	20,00	24,89	39,75	31/0,00	7952,16	155547,4	166738,5	314333,8	38886,86	83369,27	114304	0,49
0,55	20,00	26,14	41,84	31/0,00	11879,15	244051,3	203791,5	435963,7	61012,83	101895,8	151029	0,53

8. Que, el terreno susceptible de afectar a la cimentación NO PRESENTA AGRESIVIDAD FRENTE AL HORMIGÓN, por lo que NO SERÁ NECESARIO UTILIZAR CEMENTO SULFO-RESISTENTE para el hormigón que esté en contacto con el terreno (EHE).

9. Que, SÍSMICAMENTE, éste área pertenece a la zona de Intensidad Media-Alta, con Aceleración Sísmica Básica " $a_b$ " igual ó superior a 0.04 g, siendo por tanto recomendable la aplicación de la Norma Sismorresistente (NCSE-02). El Coeficiente de Suelo a aplicar será  $C = 1.6$ , y una Aceleración Sísmica de Cálculo de  $a_c/g = 0.20g$ .
10. Que, de comprobarse durante la excavación la no concordancia en alguna zona con el modelo geomecánico previsto ó con las premisas e hipótesis de cálculo, deberá ponerse inmediatamente en conocimiento del equipo técnico que suscribe, con objeto de estudiar detalladamente el caso y completar la prospección si ello fuera necesario.
11. Por último, resaltar que este informe únicamente recomienda un tipo de cimentación en función de los ensayos realizados, de las características genéticas de los materiales, de la capacidad portante de éstos y del contexto geológico de la parcela. En cualquier caso el modelo y dimensionamiento final de la cimentación, así como las medidas adoptadas en el diseño deberán ser determinadas en el Proyecto Final de Construcción de la Vivienda según el criterio del Técnico Competente.

## INSPECCIÓN DE OBRA

Dado el carácter puntual de los reconocimientos realizados (sondeos a rotación y ensayos de penetración), se recomienda que al inicio de la obra, algún técnico competente confirme que el subsuelo hallado está en consonancia con las conclusiones anteriores ya que la información suministrada por la campaña de reconocimientos, es sólo fidedigna en los puntos explorados y en la fecha de su ejecución, de modo que su extrapolación al resto del terreno objeto de estudio no es más que una interpretación razonable según el estado actual de la técnica.

EL PRESENTE INFORME CONSTA DE TREINTA Y UNA PÁGINAS  
NUMERADAS Y CINCO ANEJOS

Granada, julio de 2005

Dpto. de Geotecnia

**José A. Fernández Castilla**

Ldo. en C.C. Geológicas



**J. Ricardo Hernández Castillo**

Ldo. en C.C. Geológicas

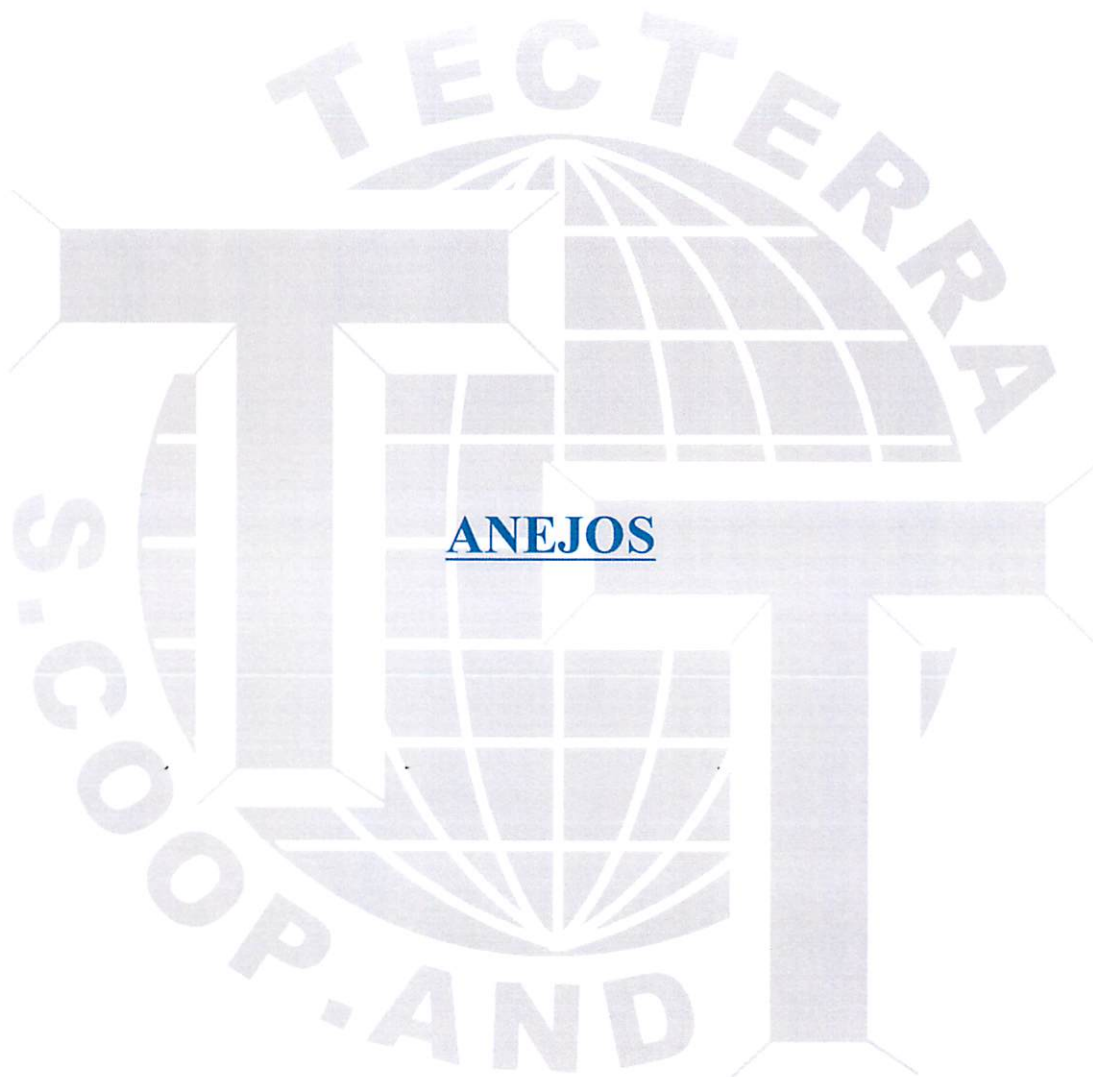




# Tecterra

GEOTECNIA Y MEDIOAMBIENTE

Inscripción de cooperativas andaluzas, sección trabajo asociado: GR-RCA 1323, asiento nº1. C.I.F. F-18.572.602



ANEJOS



# Tecterra

GEOTECNIA Y MEDIOAMBIENTE

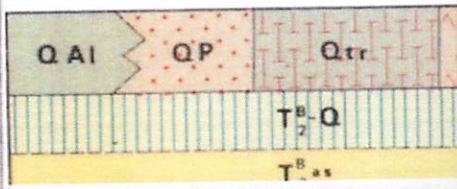
## ANEJO N° 1

# LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA Y GEOLÓGICA DE LA PARCELA

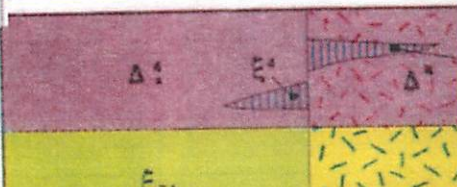
Inscripción de cooperativas andaluzas, sección trabajo asociado: GR-RCA 1323, asiento n°1. C.I.F. F-18.572.602

# SITUACIÓN GEOLÓGICA

CUATERNARIO



TRIAS



PALEOZOICO



QAI Gravas y arenas

QP Arenas de playa

Δ⁴ Mármoles con intercalaciones esquistosas

Εzb Esquistos con biolita, clorita y epidoto

Εbg Esquistos grises con biolita y hacia la parte inferior granate

Εbe Esquistos grises biotíticos con estaurilita; en la unidad del Jate, distena en la parte inferior

Δ³ Mármoles intercalados

Εls Esquistos con sillimanita. Cuarzoesquistos, anfíbolitas y epidoto

Εe Esquistos y cuarzoesquistos oscuro con estaurilita



Proyecto  
Almuñecar. Aquasc

Form 1041-1 (2004)

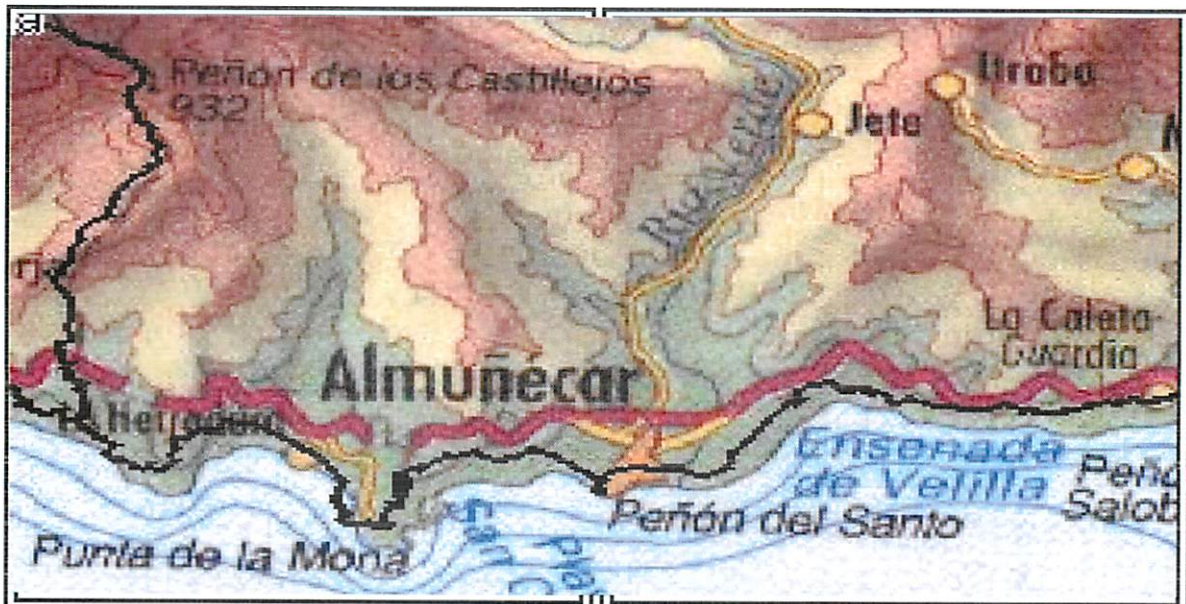
U.S. Department of the Treasury  
Internal Revenue Service

OMB No. 1545-0047

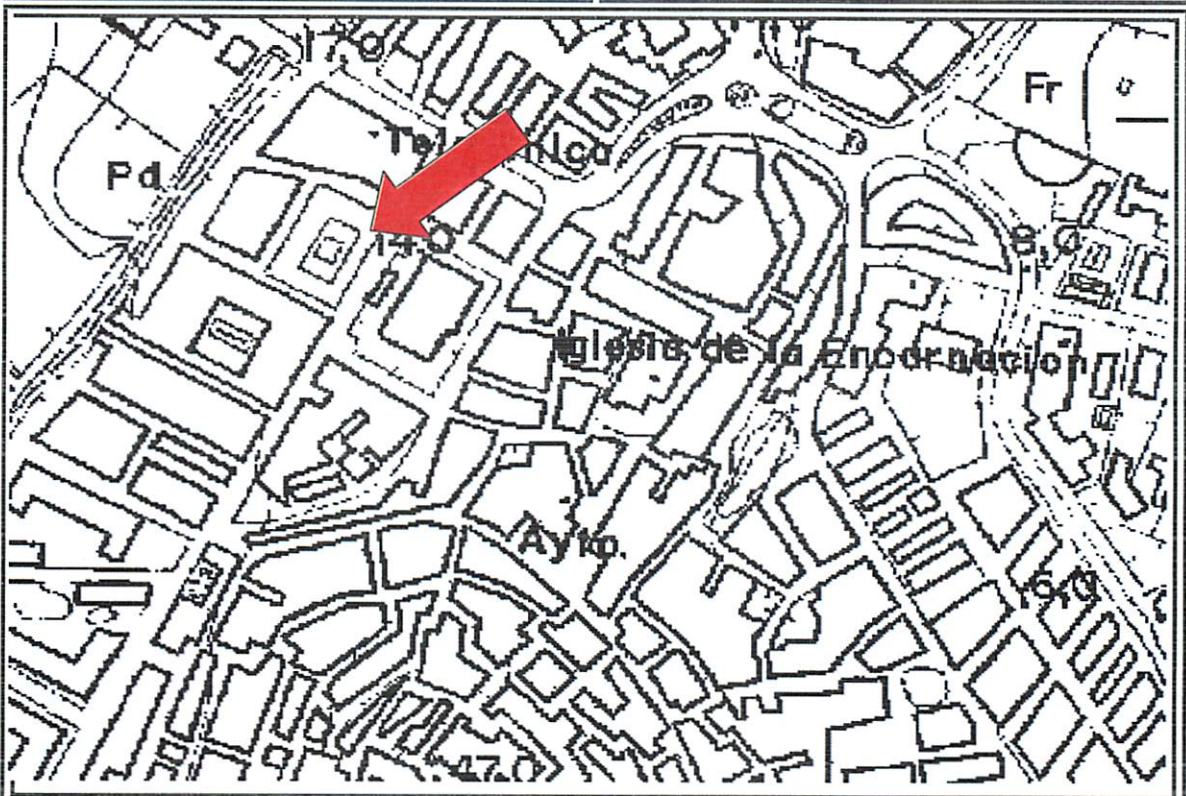
Form 1041-1 (2004) (Instructions for Form 1041-1)







LOCALIZACIÓN GENERAL



LOCALIZACIÓN DE DETALLE

LOCALIZACIÓN DE LA PARCELA



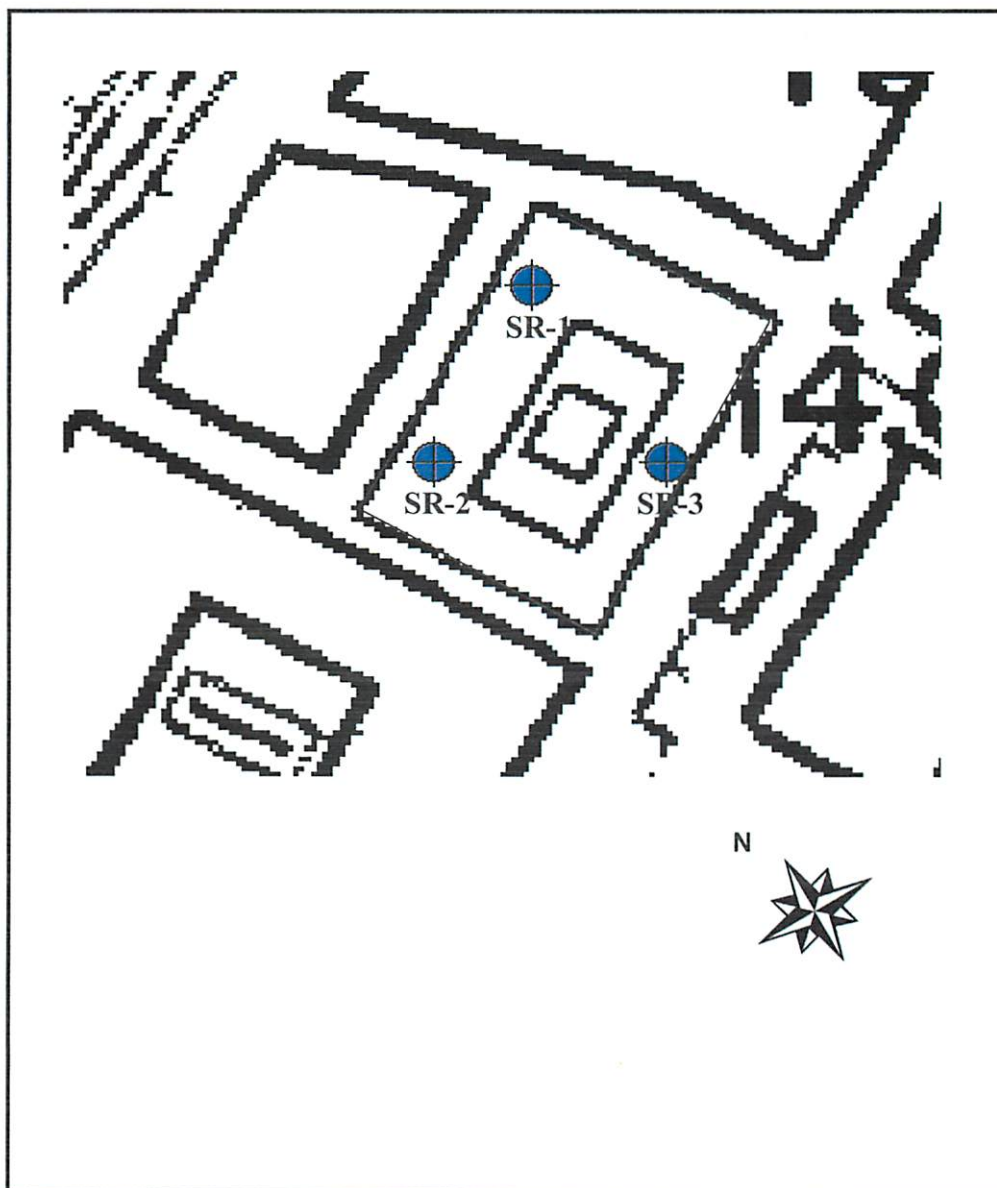
# Tecterra

GEOTECNIA Y MEDIOAMBIENTE

## ANEJO N° 2

# LOCALIZACIÓN DE LOS TRABAJOS DE CAMPO

Inscripción de cooperativas andaluzas, sección trabajo asociado: GR-RCA 1323, asiento n°1. C.I.F. F-18.572.602



## UBICACIÓN DE LOS ENSAYOS REALIZADOS



## ANEJO N° 3

# FOTOGRAFÍAS DE LAS CAJAS DE TESTIGOS Y CORTES GRÁFICOS DE TESTIFICACIÓN DEL SONDEO A ROTACIÓN



**SONDEO A ROTACIÓN Nº 1**

**PETICIONARIO:**

Aquascenic U.T.E

**REFERENCIA:**

599-Almuñecar

**SITUACIÓN:**

Ver anejo nº2

**FECHA:**

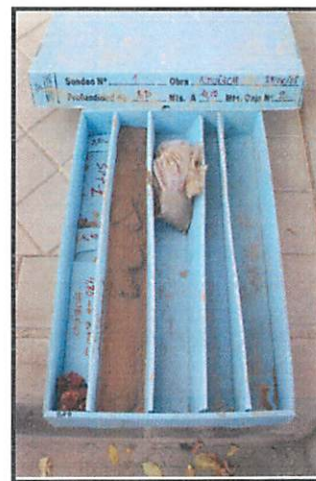
27/05/2005

**OBRA:**

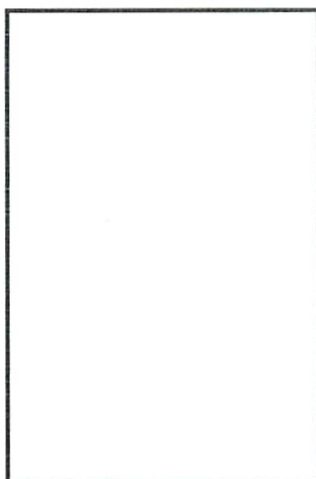
Almuñecar.Aquascenic U.T.E



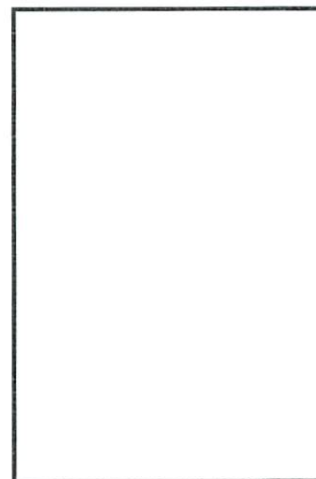
**CAJA Nº 1 - SR 1**



**CAJA Nº 2 - SR 1**



**CAJA Nº 3 - SR 1**



**CAJA Nº 4 - SR 1**



**SONDEO A ROTACIÓN Nº 2**

**PETICIONARIO:**

Aquascenic U.T.E

**REFERENCIA:**

599-Almuñecar

**SITUACIÓN:**

Ver anejo nº2

**FECHA:**

28-05-05

**OBRA:**

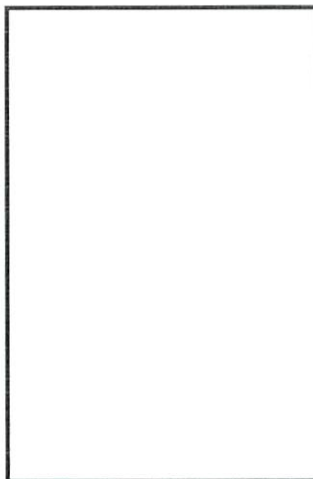
Almuñecar.Aquascenic U.T.E



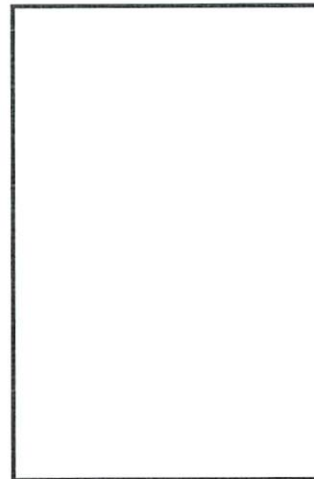
**CAJA Nº 1 - SR 2**



**CAJA Nº 2 - SR 2**



**CAJA Nº 3 - SR 2**



**CAJA Nº 4 - SR 2**



**SONDEO A ROTACIÓN Nº 3**

**PETICIONARIO:**

Aquascenic U.T.E.

**REFERENCIA:**

599- Almuñecar

**SITUACIÓN:**

Ver anejo nº2

**FECHA:**

04-07-05

**OBRA:**

Almuñecar. Aquascenic U.T.E.



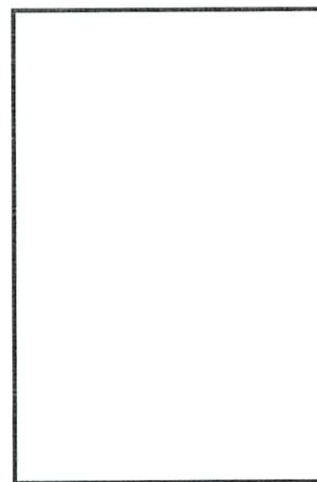
**CAJA Nº 1 - SR 2**



**CAJA Nº 2 - SR 2**



**CAJA Nº 3 - SR 2**



**CAJA Nº 4 - SR 2**



## SONDEO A ROTACION: SR -1

<b>EXPTE:</b>	<b>599-ALMUÑECAR</b>	<b>CLIENTE: AQUASCENIC U.T.E.</b>
<b>PROYECTO:</b>	<b>ALMUÑECAR/ACUARIO</b>	<b>SPT(R): Rechazo P(25): Puntaza (Golp/30 cm)</b> <b>MI(9): Muestra inalterada D: Diamante</b> <b>TS(101): Tubo sencillo R (98): Tubo Revest.</b> <b>TD (86): Tubo Doble S: Perforación en seco</b> <b>A: Agua por boca IR/P: Inyecta-recup./pierde</b>
<b>LOCALIDAD:</b>	<b>ALMUÑECAR</b>	
<b>Situación :</b>	<b>Ver anejo nº 2</b>	
<b>Fecha ejecución sondeo :</b>	<b>27-06-05</b>	

PROF. PERFORACION		IDENTIFICACION										#REF!	NIVEL FREATICO : -	
en	DIAMET.	RECUPERAC.	SPT/MIP	L.L.	I.P.	S <sub>0</sub>	M.D	CASA	Qu	D.seca	COLUMNA ESTRATIGRAFICA Y DESCRIPCIÓN DEL TERRENO			
MTS.	S/A	20 40 60 80	N30 cor.	%	%	P.P.M.	%	GRANDE	Kp/cm <sup>2</sup>	gr/cm <sup>3</sup>				
1.0	TS (86).S													
1.5	M.J.-1 13-37-36-R		R											
2.0											Arenas sueltas de color negro con algo de gravas y bloques de morfología redondeada y naturaleza metamórfica (esquistos y cuarcitas).			
3.0														
4.0	SPT-1 12-9-9-9		18											
5.0											Hueco de origen desconocido.			
6.0														
7.0														
8.0														
9.0	M.A-3										Arenas sueltas de color negro con algo de gravas y bloques de morfología redondeada y naturaleza metamórfica (esquistos y cuarcitas)			
9.5	SPT-2 18-18-23-35		41											
10.0														

Técnico de campo  
Ricardo Hernández Castillo

Gestor de TecTerra S.Coop.And.  
Oscar A. Carrasco Rojas





## SONDEO A ROTACION: SR - 2

EXPTE:

599-ALMUÑECAR

CLIENTE:AQUASCENIC U.T.E.

PROYECTO: ALMUÑECAR/ACUARIO  
LOCALIDAD: ALMUÑECAR

SPT(R):Rechazo P(25):Puntaza(Goip/30 cm)  
MI(9): Muestra Inalterada D:Diamante  
TS(101): Tubo sencillo R (98):Tubo Revest.  
TD (86):Tubo Doble S:Perforación en seco  
A:Agua por boca IR/P:Inyecta-recup./pierde

Situación : Ver anejo nº 2  
Fecha ejecución sondeo : 28-06-05

PROF. PERFORACION		IDENTIFICACION								#REF!		NIVEL FREATICO : -	
en	DIAMET.	RECUPERAC.	SPT/MUP	L.L	I.P	S <sub>0</sub>	M <sub>0</sub>	CASA	Qu	D.seca	COLUMNA ESTRATIGRAFICA Y DESCRIPCIÓN DEL TERRENO		
MTS.	S/A	20 40 60 80	N30 cor.	%	%	P.P.M.	%	GRANDE	Kp/cm <sup>2</sup>	gr/cm <sup>3</sup>			
1.0	TS (86). S M.I.-1 16-29-26-24		55								Arenas sueltas de color negro con algo de gravas y blques de morfología redondeada y naturaleza metamórfica (esquistos y cuarcitas).		
2.0											Arenas limosas sueltas de color negro con algo de gravas y bloques de morfología redondeada y naturaleza metamórfica (esquistos y cuarcitas).		
3.0											Hueco de origen desconocido.		
4.0	SPT-1 6-6-6-7		12								Arenas sueltas de color negro con algo de gravas y blques de morfología redondeada y naturaleza metamórfica (esquistos y cuarcitas).		
5.0													
6.0													
7.0											Hueco de origen desconocido.		
8.0													
9.0													
10.0	SPT-2 12-9-16-18		25								Arenas sueltas de color negro con algo de gravas y blques de morfología redondeada y naturaleza metamórfica (esquistos y cuarcitas).		

Técnico de campo  
Ricardo Hernández Castillo

Gestor de TecTerra S.Coop.And.  
Oscar A. Carrasco Rojas



## SONDEO A ROTACION: SR - 3

EXPTE:

599-ALMUÑECAR

CLIENTE:AQUASCENIC U.T.E.

PROYECTO: ALMUÑECAR/ACUARIO  
LOCALIDAD: ALMUÑECAR

SPT(R):Rechazo P(25):Puntaza(Golp/30 cm)  
MI(9): Muestra Inalterada D:Diamante  
TS(101): Tubo sencillo R (98):Tubo Revest.  
TD (86):Tubo Doble S:Perforación en seco  
A:Agua por boca IR/P:Inyecta-recup./pierde

Situación : Ver anejo nº 2  
Fecha ejecución sondeo : 04-07-05

PROF. PERFORACION		IDENTIFICACION								#REF!		NIVEL FREATICO : -	
en	DIAMET.	RECUPERAC.	SPT/MUP	L.L	I.P	S <sub>0</sub>	M.O	CASA	Qu	D.seca	COLUMNA ESTRATIGRAFICA Y DESCRIPCIÓN DEL TERRENO		
MTS.	S/A	20 40 60 80	N30 cor.	%	%	P.P.M.	%	GRANDE	Kp/cm <sup>2</sup>	gr/cm <sup>3</sup>			
1.0	TS(101) TS (86)										Arenas sueltas de color negro con algo de gravas y blques de morfología redondeada y naturaleza metamórfica (esquistos y cuarcitas).		
2.0											Hueco de origen desconocido.		
3.0	M.I.-1 4-9-13-18		22								Arcillas marrones con tonalidades rojizas. limosas sueltas de color negro con algo de gravas y bloques de morfología redondeada y naturaleza metamórfica (esquistos y cuarcitas).		
4.0	SPT-1 3-1-3-8		4										
5.0													
6.0	SPT-2 4-10-18-15		28										
7.0											Arenas sueltas de color negro con algo de gravas y blques de morfología redondeada y naturaleza metamórfica (esquistos y cuarcitas).		
8.0													
9.0													
10.0	SPT-3 42-R		R										

Técnico de campo  
Ricardo Hernández Castillo

Gestor de TecTerra S.Coop.And.  
Oscar A. Carrasco Rojas



# Tecterra

GEOTECNIA Y MEDIOAMBIENTE

## ANEJO N° 4 CÁLCULOS

Inscripción de cooperativas andaluzas, sección trabajo asociado: GR-RCA 1323, asiento n°1. C.I.F. F-18.572.602



## CAPACIDAD PORTANTE PARA MICROPILOTES DE INYECCIÓN GLOBAL ÚNICA SEGÚN EL MÉTODO DE MICHEL BUSTAMANTE

$Q_h = Q_{fuste} + Q_{punta}$

$Q_h$  = Carga de hundimiento.

$Q_{fuste}$  = Resistencia por fuste del micropilote para cada tramo

$Q_{punta}$  = Resistencia por punta del micropilote = 15% de la resistencia total por fuste

Longitud del micropilote (m)	15				
Longitud en U.G.1 (m) Compacidad Suelta	8,4				
Longitud en U.G.1-a (m) Compacidad Media	6,6				
Factor de corrección del diámetro función de la litología U.G.1	1,1				
Factor de corrección del diámetro función de la litología U.G.1-a	1,3				
qs (Mpa) U.G.1 =	0,05				
qs (Mpa) U.G.1-a =	0,28				
Diámetro de perforación (cm)	<b>146</b>	<b>131</b>	<b>116</b>	<b>101</b>	<b>86</b>
Q fuste U.G.1 / FS = 2 (tn)	5,61	5,03	4,46	3,88	3,30
Q fuste U.G.1-a / FS = 2 (tn)	16,83	15,10	13,37	11,64	9,91
Q punta U.G.1-a / FS = 4 (tn)	1,68	1,51	1,34	1,16	0,99
<b>Q total (Toneladas)</b>	<b>24,12</b>	<b>21,64</b>	<b>19,17</b>	<b>16,69</b>	<b>14,21</b>

## CIMENTACIÓN MEDIANTE PILOTES BARRENADOS (Longitud 10 m, diámetros variables)

### Datos generales

Descripción	PILOTE 0.35
Diámetro punta	0,35 m
Largo	10,00 m
Tipo	Barrenados
Saliente del terreno	0,50 m
Coef. Poisson estrato punta pilote (máx. 0.5)	0,30

### Factor de seguridad

Factor de seguridad inestabilidad	5,00
Factor de seguridad carga última lateral	2,50
Factor de seguridad carga última punta	2,50

### Características de los materiales

#### Hormigón

Rck	300,00 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo elástico	311769,20 kg/cm <sup>2</sup>
Peso específico	2500,00 kg/m <sup>3</sup>

#### Armadura

Tensión admisible	2600,00 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo elástico	2100000,00 kg/cm <sup>2</sup>

### Modelo elementos finitos

Máx. desplazamiento lineal del terreno	0,01 m
Tipo análisis	Lineal
Máximo número de iteraciones	1,00
Factor de reducción muelle fondo excavación	1,00
Número de elementos	9,00
Nudo en la superficie del terreno [ $< n^{\circ}$ nudos]	1,00
Módulo de reacción Ks	Bowles
Módulo elástico	284000,00 kg/cm <sup>2</sup>

### Cargas

Fuerzas horizontales (Fo) positivas van de derecha a izquierda; Fuerzas verticales (Fv) positivas van hacia abajo; Parejas (M) positivas en la dirección de las agujas del reloj.

Nudo	Fo (kg)	M (kgm)	Fv (kg)
1	12000,00	0,00	0,00

### Estratigrafía

Nr.: Número del estrato Hs: Espesor del estrato. Fi: Angulo de rozamiento. c: Cohesión Alfa: Coeficiente de movilización del rozamiento lateral en el fusto.

Nr.	Hs	Peso específico (kg/m <sup>3</sup> )	Peso específico saturado (kg/m <sup>3</sup> )	c (kg/cm <sup>2</sup> )	Fi (°)	Rozamiento negativo	Alfa	Módulo elástico (kg/cm <sup>2</sup> )	Descripción litológica
1	4,00	1800,00	0,00	0,00	28,00	No	0,00	150,00	Arenas suelta
2	4,00	1850,00	0,00	0,00	32,00	No	0,00	300,00	Arena limosas compac. media
3	12,00	1900,00	0,00	0,00	36,00	No	0,00	700,00	Gravas y arenas

**Carga última (Berezantzev)**

Diámetro (m)	Largo (m)	Nq	Nc	Fi/C estrato punta Pilote (°)/(kg/cm <sup>2</sup> )	Peso pilote (kg)	Carga última punta (kg)	Carga última lateral (kg)	Carga última (kg)	Carga admisible punta (kg)	Carga admisible lateral (kg)	Carga admisible (kg)	Asiento máx. (cm)
0,35	10,00	39,91	59,93	33/0,00	2405,28	77957,47	34975,38	110527,60	31182,99	13990,15	42767,86	0,23
0,45	10,00	41,92	63,01	33/0,00	3976,08	135331,70	44968,35	176323,90	54132,66	17987,34	68143,93	0,39
0,55	10,00	43,47	65,41	33/0,00	5939,57	209675,80	54961,32	258697,50	83870,32	21984,53	99915,27	0,47
0,35	15,00	36,60	54,82	33/0,00	3607,92	104935,50	75700,97	177028,60	41974,21	30280,39	68646,67	0,37
0,45	15,00	38,66	58,00	33/0,00	5964,12	183250,20	97329,82	274615,90	73300,09	38931,93	106267,90	0,45
0,55	15,00	40,29	60,50	33/0,00	8909,36	285246,70	118958,70	395296,00	114098,70	47583,47	152772,80	0,53
0,35	20,00	34,21	51,15	33/0,00	4810,56	129369,00	131871,40	256429,80	51747,59	52748,55	99685,59	0,46
0,45	20,00	36,30	54,36	33/0,00	7952,16	226884,60	169548,90	388481,30	90753,83	67819,57	150621,30	0,63
0,55	20,00	37,95	56,90	33/0,00	11879,15	354366,20	207226,50	549713,60	141746,50	82890,59	212757,90	0,73

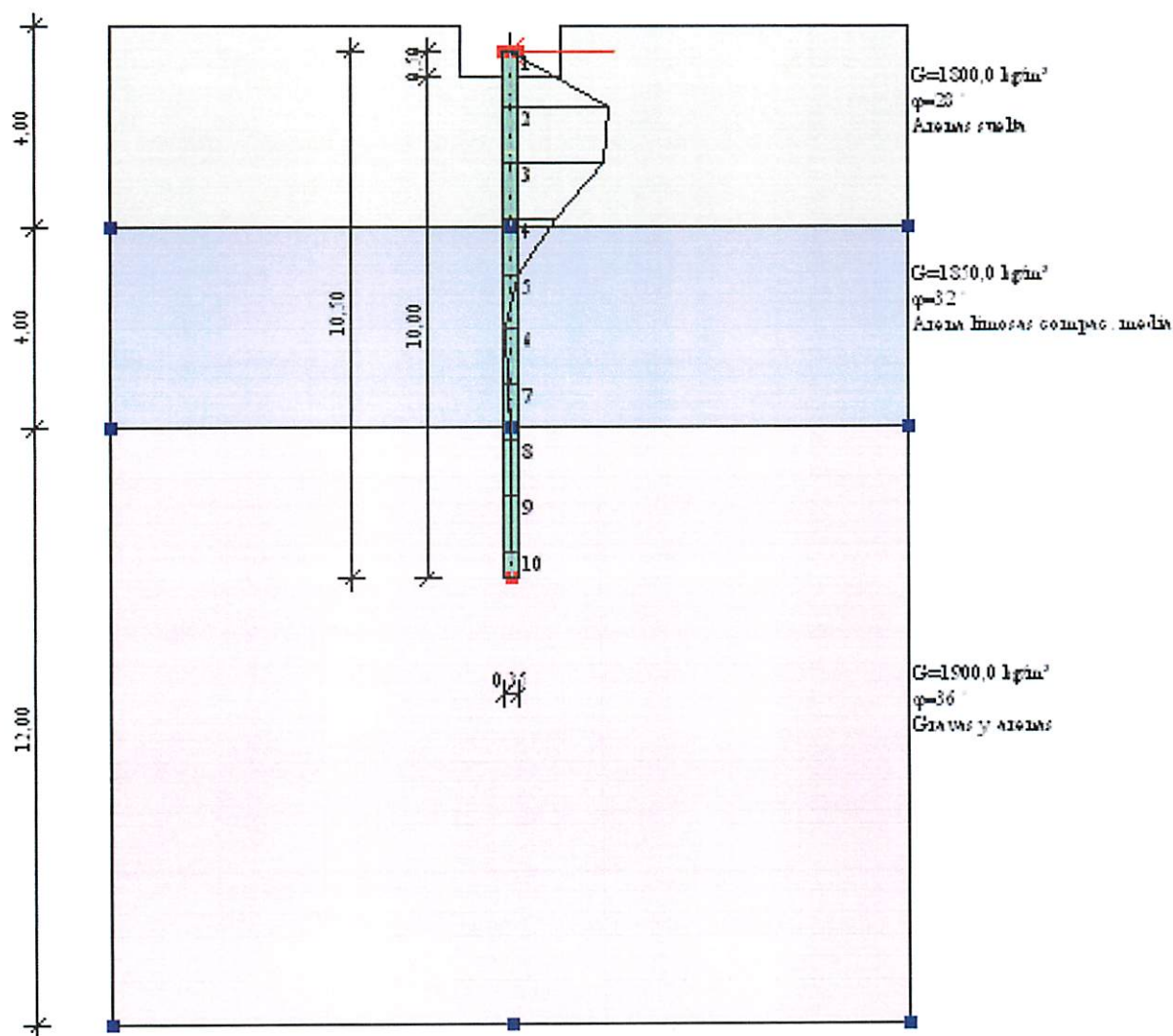
**ANÁLISIS ELEMENTOS FINITOS**

El. N°	Largo (m)	Ks kg/cm <sup>3</sup>	Momento (kgm)	Corte (kg)	Reacción muelle (kg)	Rotación (°)	Desplazamiento (m)	Presión terreno (kg/cm <sup>2</sup> )
1	1,111111	0,832	-0,01	7158,76	4841,02	-0,5750954	1,905124E-02	1,585
2	1,111111	2,257	-7954,19	-459,18	7617,96	-0,4540964	8,680839E-03	1,959
3	1,111111	3,681	-7443,98	-3417,4	2958,22	-0,21986	2,171058E-03	0,799
4	1,111111	5,106	-3646,86	-2810,76	-606,64	-5,114663E-02	-2,700062E-04	-0,138
5	1,111111	10,79	-523,79	-821,55	-1989,22	1,229709E-02	-4,931517E-04	-0,532
6	1,111111	13,134	389,04	109,99	-931,54	1,434683E-02	-1,899243E-04	-0,249
7	1,111111	15,479	266,83	208,34	-98,35	4,369718E-03	-1,445226E-05	-0,022
8	1,111111	30,353	35,34	46,71	161,63	-2,268948E-04	1,433613E-05	0,044
9	1,111111	34,335	-16,56	-14,9	61,61	-5,126424E-04	4,613823E-06	0,016
10		38,317	0	0	0	0	0	0

**ARMADURAS (T.A. Tensiones Admisibles)**

Nudo	Armadura	Tensión máxima hormigón (kg/cm <sup>2</sup> )	Tensión máxima acero (kg/cm <sup>2</sup> )	Tensión (kg/cm <sup>2</sup> )	Tau max (kg/cm <sup>2</sup> )	Notas
1	8ø16	0	0	0	0	Verificada a presso-flessione Verificada a taglio.
2	28ø16	101,04	1783,38	0	0	Non verificata a presso-flessione Verificada a taglio.
3	27ø16	96,97	1716,96	0	4,47	Verificada a presso-flessione Verificada a taglio.
4	9ø16	93,89	2222,71	0	3,83	Verificada a presso-flessione Verificada a taglio.
5	8ø16	14,4	371,63	0	1,14	Verificada a presso-flessione Verificada a taglio.

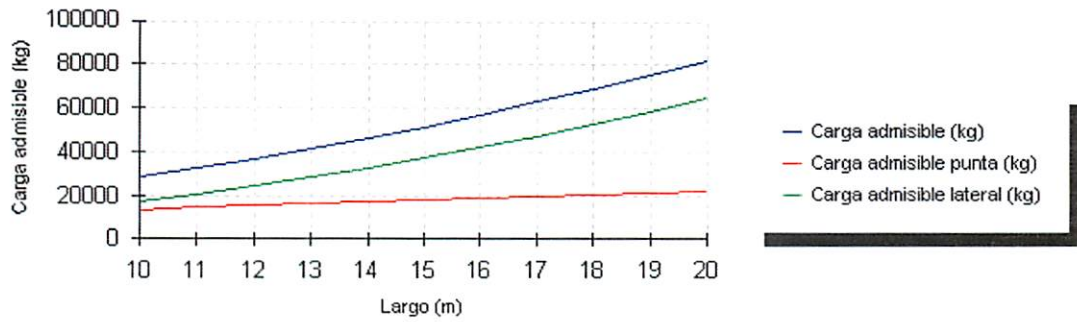
6	8ø16	10,7	276,03	0	0,15	Verificada a presso-flessione Verificada a taglio.
7	8ø16	7,34	189,32	0	0,29	Verificada a presso-flessione Verificada a taglio.
8	8ø16	0,97	25,07	0	0,06	Verificada a presso-flessione Verificada a taglio.
9	8ø16	0,46	11,75	0	0,02	Verificada a presso-flessione Verificada a taglio.
10	8ø16	0,03	0,71	0	0,01	Verificada a presso-flessione Verificada a taglio.



Inscripción de cooperativas andaluzas, sección trabajo asociado: GR-RCA 1323, asiento n.º 1. C.I.F. F-18.572.602

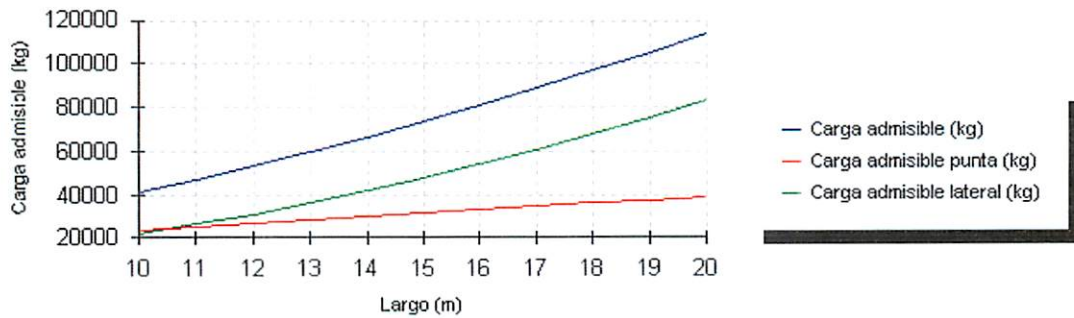
## VARIACIÓN DE LA CARGA CON LA PROFUNDIDAD PILOTES 0.35 m DIÁMETRO

CARGA ÚLTIMA AL VARIAR LA PROFUNDIDAD



## VARIACIÓN DE LA CARGA CON LA PROFUNDIDAD PILOTES 0.45 m DIÁMETRO

CARGA ÚLTIMA AL VARIAR LA PROFUNDIDAD



## VARIACIÓN DE LA CARGA CON LA PROFUNDIDAD PILOTES 0.55 m DIÁMETRO

CARGA ÚLTIMA AL VARIAR LA PROFUNDIDAD

