

Anejo nº7

ESTUDIO GEOTÉCNICO

DISEÑO HIDRÁULICO, ESTRUCTURAL Y CONSTRUCTIVO DEL COLECTOR DE CARDENAL BENLLOCH-EDUARDO BOSCA (VALENCIA)

Autores:

HUESO CLIMENT, Guillermo

MOSCARDÓ CASTELLETS, Ignacio

PÉREZ GÓMEZ-FERRER, Alberto

REYES MARTÍNEZ, Carlos

Tutores:

MARCO SEGURA, Juan Bautista

MOYA SORIANO, Juan Francisco

Junio 2015

GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

CURSO 2014/2015

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA





1. INTRODUCCIÓN
2. OBJETO DEL ESTUDIO
3. TRABAJOS REALIZADOS
 - 3.1. CAMPO
 - 3.1.1. SONDEOS ROTATIVOS
 - 3.1.2. PENETRACIONES DINÁMICAS
 - 3.2. LABORATORIO
 - 3.3. GABINETE
4. GEOLOGÍA
 - 4.1. MARCO GEOLÓGICO
 - 4.2. GEOMORFOLOGÍA
 - 4.3. HIDROGEOLOGÍA
5. RIESGOS GEOTÉCNICOS
 - 5.1. INESTABILIDAD HIDRÁULICA
 - 5.1.1. SIFONAMIENTO
 - 5.1.2. LEVANTAMIENTO DE FONDO
 - 5.2. AGRESIVIDAD DEL TERRENO
 - 5.2.1. AGRESIVIDAD DEL SUELO
 - 5.2.2. AGRESIVIDAD DEL AGUA FREÁTICA
 - 5.2.3. EXPANSIVIDAD DE LOS SUELOS
6. GEOTECNIA
 - 6.1. TABLESTACA
 - 6.1.1. TABLESTACA EMPOTRADA
 - 6.1.2. TABLESTACA ACODALADA
 - 6.2. HUNDIMIENTO DEL TERRENO
 - 6.2.1. CARGA TRANSMITIDA
 - 6.2.2. CARGA DE HUNDIMIENTO
7. CONCLUSIONES



ANEXOS:

ANEXO Nº 1: MAPA GEOLÓGICO

ANEXO Nº 2: ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE CAMPO

ANEXO Nº 3: ACTA DE RESULTADOS DE LABORATORIO

ANEXO Nº 4: PERFIL ESTRATIGRÁFICO



1. INTRODUCCIÓN

Se han realizado diferentes trabajos en la localización del marco prefabricado a través de los cuales, se ha caracterizado geotécnicamente el suelo.

Para la realización de este anejo se ha utilizado como base la información contenida en el “*Estudio geotécnico para el club de tenis Sporting en Avda. Baleares*” del año 2007, proporcionado por el Ayuntamiento de Valencia.

2. OBJETO DEL ESTUDIO

El objetivo del presente estudio es determinar las condiciones necesarias para la realización de la excavación en la que se ubicará el colector de Cardenal Benlloch - Eduardo Boscà, a partir de las características geotécnicas del terreno en cuestión, las cuales nos permiten obtener los cálculos necesarios para el diseño de dicha excavación.

Este estudio recoge los trabajos geotécnicos llevados a cabo en el terreno afectado por la obra, así como las conclusiones y recomendaciones necesarias para el diseño de la excavación.

3. TRABAJOS REALIZADOS

Los trabajos realizados han consistido en una extensa campaña de reconocimientos geotécnicos de campo, ensayos de laboratorio e interpretación de los datos anteriores en gabinete, con objeto de realizar las recomendaciones necesarias para la excavación para la estructura proyectada.

3.1. CAMPO

Para la realización de este estudio se han realizado tres (3) sondeos rotativos y seis (6) penetraciones dinámicas.

3.1.1. Sondeos rotativos

Se efectuaron tres (3) sondeos rotativos con extracción continua de testigo, en los cuales se alcanzaron las siguientes profundidades:

Prueba Nº	Profundidad (m)
SR-1	20.00
SR-2	20.00
SR-3	20.00

Tabla 1. Sondeos rotativos

Simultáneamente con la perforación se llevaron a cabo veintinueve (29) ensayos de penetración estándar normalizado (SPT).

Para la realización de los sondeos se empleó una sonda rotativa montada sobre un camión de tipo TP-30/LR.

La perforación se realizó mediante batería y corona de widia, totalmente en seco. Fue necesaria la utilización de tubería de revestimiento desde la cota 0.00 m (boca de sondeo) hasta la 17 m.

Durante la ejecución del sondeo se realizaron ensayos “in situ” de Penetración Estándar Normalizado (SPT), los cuales se realizan mediante hinca de un tomamuestras normalizado de 45 cm de longitud por caída de una masa de 63.5 kg desde una altura de 76 cm.

3.1.2. Penetraciones dinámicas

Se han realizado seis (6) penetraciones dinámicas alcanzándose las siguientes profundidades de rechazo:

Prueba Nº	Profundidad (m)
PD-1	9.00
PD-2	3.20
PD-3	3.20
PD-4	3.80
PD-5	5.00
PD-6	5.00

Tabla 2. Penetraciones dinámicas.



Las penetraciones dinámicas se realizaron con un penetrómetro montado sobre orugas de tipo superpesado.

Para realizar el ensayo se introduce una puntaza circular de 20 cm², mediante el golpeo sobre el varillaje con una maza de 63.5 kg que cae desde una altura de 76 cm.

3.2. LABORATORIO

Sobre las muestras de suelo extraídas se han realizado los siguientes ensayos de laboratorio:

- Análisis granulométrico de suelos por tamizado (UNE 103-101-95).
- Determinación del límite líquido y límite plástico por el método de Casagrande.
- Determinación cuantitativa del contenido de sulfatos solubles de un suelo.
- Método para determinar la agresividad de las aguas al hormigón.
- Método de ensayo normalizado de clasificación de suelo.

3.3. GABINETE

Se ha realizado el perfil geotécnico correspondiente, volcando en él toda la información relevante procedente de las prospecciones y ensayos de laboratorio. En las columnas correspondientes a los ensayos de penetración dinámica se reflejan por profundidades los valores promedios de N₂₀ en ese intervalo de profundidad. En los correspondientes a sondeos se indica la toma de muestras (inalteradas o alteradas), ensayo SPT con el valor de N obtenido, clasificación del suelo ensayado y valores de parámetros geotécnicos en ensayos mecánicos. En las columnas de los sondeos se incluye también el nivel freático. Para la definición de los perfiles geotécnicos se ha tenido en cuenta la descripción de la unidad geotécnica correspondiente, definida en la geotecnia del corredor.

4. GEOLOGÍA

4.1. MARCO GEOLÓGICO

El área donde se encuentra ubicado geológicamente el emplazamiento a estudiar es la Hoja 8-7, situada en la costa oriental de la península ibérica.

Los sedimentos acumulados durante todo el Mesozoico en la cuenca marina comenzaron a plegarse a finales del Cretácico como reacción a los empujes alpinos. La intensidad de estos fenómenos se refleja en la tectónica de la Cordillera, que muestra dos tipos de estructura: de tipo pirenaico, y estructuras de

tipo sajónico. La tectónica de los macizos enclavados en los límites de esta Hoja pertenece al tipo germánico.

A finales del terciario, las acciones de descompresión produjeron el hundimiento escalonado hacia el SE de los bloques del litoral mediterráneo. La Cordillera Ibérica queda así seccionada por un sistema de fallas de dirección NE-SW, cuyo escalón visible más acusado limita el borde occidental de la Depresión de Valencia.

Sobre esta planicie se está formando la actual plataforma costera con los materiales arrancados a la cordillera y transportados por los ríos y arroyos.

Esta depresión morfológica de origen tectónico complejo recibe el nombre geográfico de Huerta de Valencia. Esta zona deprimida representa el eje sinclinal de la Cadena Ibérica. Desde el punto de vista estructural, los materiales aflorantes en esta Hoja se dividen en dos grupos:

- Materiales del Cretácico Superior, Plegados.
- Materiales del Terciario Superior y Cuaternario, no deformados.

La zona de estudio se asienta sobre unos materiales cuaternarios constituidos por limos arenosos grises y parduscos formando un amplio cono sobre los que el Turia ha excavado posteriormente un nivel de terrazas.

4.2. GEOMORFOLOGÍA

La ciudad de Valencia se asienta sobre una gran llanura de sedimentos cuaternarios de varios cientos de metros de potencia, con su base de apoyo muy por debajo del nivel actual del mar. Estos sedimentos están rellenando parte de la fosa balear que se produjo a finales de la Era Terciaria como consecuencia de las acciones de descomposición originadas por los movimientos orogénicos alpinos que fragmentaron y hundieron las formaciones marinas más antiguas y las últimas lacustres, que emergiendo sobre el mar formaban una gran planicie que unía el continente con el archipiélago balear. La actividad del hombre y por tanto sus construcciones escasamente llegan a interesar una parte importante de este espesor de sedimentos, normalmente solo se verán afectados los metros más superficiales. Para comprender las características y estratigrafía de los suelos que van a ser afectados por la obra planteada, es preciso fijarse la atención en su origen y formación geológica.

Las formas fundamentales de relieve corresponden a los seis tipos de modelados siguientes: modelado en depósitos sueltos, en arcillas y margas, en areniscas, en conglomerado, en rocas calcáreas y en pizarras y argilitas.



- Depósitos sueltos: dan lugar a relieves sensiblemente llanos, con formas de erosión muy poco acusadas. En zonas del relieve con pendiente, fundamentalmente asociadas a depósitos aluviales y coluviales, se pueden producir fenómenos de deslizamiento.
- Arcillas y margas: el relieve de los terrenos que aparecen en los límites de esta Hoja presenta tres tipos de morfología bien definidos.
 - Las zonas de madurez avanzada, que se caracterizan por un relieve de lomas rebajadas con valles anchos de vertientes cóncavas.
 - Terrenos de fuertes pendientes que muestran la típica formación de “bad lands”.
 - Zonas que no han alcanzado un elevado grado de madurez y que tienen un relieve suave.
- Areniscas: toda la formación aparece fracturada y diaclasada y la competencia de las rocas varía de mala a muy consistente.
- Conglomerados: zonas de pendientes suaves que corresponden a una formación conglomerática con elevado porcentaje de material arcilloso, y zonas de relieve algo violento con conglomerados fuertemente trabajados.
- Rocas calcáreas: gran variedad de formas de erosión que crean paisajes de formas cársticas y relieves ruñiformes.
- Pizarras y cuarcitas: intensidad de relieve mediano, con morfología de lomas, valles en V y pliegues.

4.3. HIDROGEOLOGÍA

La zona donde se ubica el colector de Cardenal Benlloch-Eduardo Boscà se localiza en el sistema acuífero de la Plana de Valencia, Unidad Hidrogeológica 08.25, Plana de Valencia Norte. Está situado en la zona litoral de la provincia de Valencia, entre el Sur de Sagunto y Cullera y abarca una superficie de 1200 Km² de las comarcas de L’Horta y La Plana. Limita al este con el mar Mediterráneo y al Oeste, a través de una serie de sierras, con las estribaciones de la Cordillera Ibérica en la mitad Norte y de las Béticas en la mitad Sur.

Los diferentes niveles hidráulicamente conectados entre sí se agrupan de forma variable en dos conjuntos acuíferos principales: el superior integrado por materiales detríticos cuaternarios intercalados con niveles más arcillosos y el interior, constituido por materiales de naturaleza calcarenítica y de calizas bioclásticas entre las que se intercalan paquetes de margas de potencia reducida.

5. RIESGOS GEOTÉCNICOS

5.1. INESTABILIDAD HIDRÁULICA

5.1.1. Sifonamiento

El sifonamiento es un fenómeno de inestabilidad propio de suelos clasificados como granulares, especialmente las arenas.

El terreno en el que se va a realizar la excavación está constituido por estratos de relleno y terreno vegetal, estratos de gravas (suelo granular), y estratos de arcillas.

Los problemas de sifonamiento pueden darse en el estrato de gravas por ser un suelo granular, y que constituye el fondo de la excavación en la que se ubicara el colector de Cardenal Benlloch-Eduardo Boscà.

El nivel freático se sitúa en la cota $z = 7\text{m}$, mientras que la profundidad de la excavación a lo largo de la obra es del orden de los 5,5 m. De este modo, al no alcanzar el nivel freático, no se requieren trabajos de agotamiento ni depresión de éste, con lo que no se producen variaciones en el gradiente hidráulico.

Del mismo modo, el sifonamiento de las gravas es un fenómeno muy inusual puesto que requiere grandes gradientes hidráulicos para que se produzca tal fenómeno.

5.1.2. Levantamiento de fondo

El levantamiento de fondo es propio de terrenos de muy baja permeabilidad, como las arcillas, que están apoyados sobre materiales de elevada permeabilidad tales como las gravas.

La estructura del terreno en cuestión hace que se descarten los problemas que puedan originarse por levantamiento de fondo.

El estrato de arcillas se encuentra bajo el estrato de gravas. De este modo, la ejecución del vaciado no se verá reflejada en el levantamiento de los paquetes de arcillas por la disminución de las presiones totales.

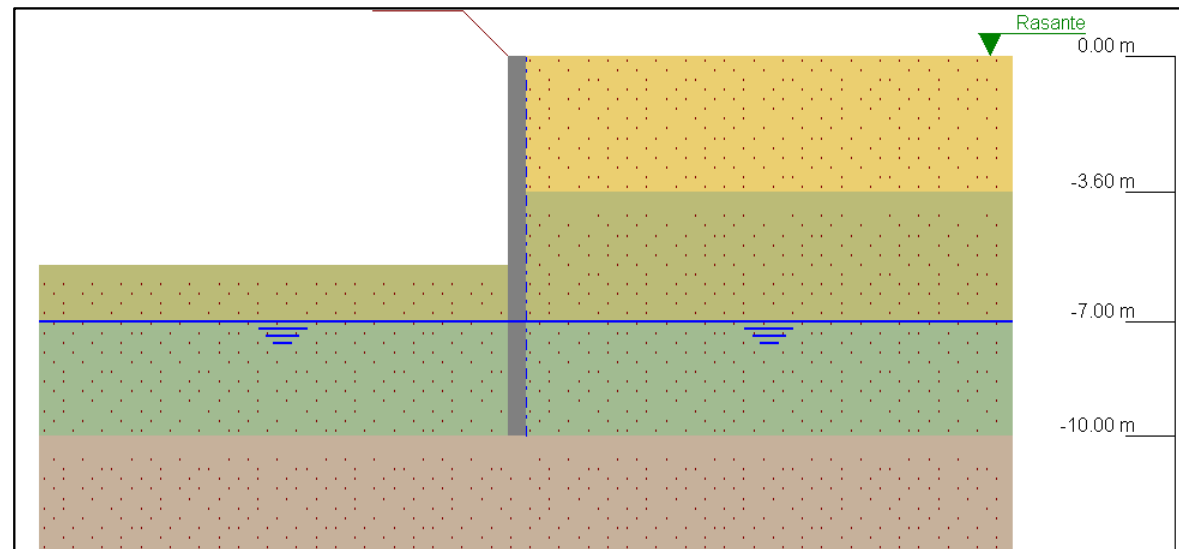


Figura 1. Perfil del terreno con tablestaca.

5.2. AGRESIVIDAD DEL TERRENO

5.2.1. Agresividad del suelo

Se han realizado ensayos de agresividad sobre las muestras de suelo extraído, obteniéndose los siguientes resultados:

- Sulfato (SO_4) = 713,376 mg/kg suelo seco
- Sulfato (SO_4) = 491,718 mg/kg suelo seco
- Sulfato (SO_4) = 207,134 mg/kg suelo seco
- Sulfato (SO_4) = 404,157 mg/kg suelo seco
- Sulfato (SO_4) = 303,188 mg/kg suelo seco
- Sulfato (SO_4) = 77,557 mg/kg suelo seco
- Sulfato (SO_4) = 373.55 mg/kg suelo seco
- Sulfato (SO_4) = 83,413 mg/kg suelo seco

Según la Instrucción de Hormigón Estructural EHE, el suelo no es agresivo hacia el hormigón.

5.2.2. Agresividad del agua freática

Se han realizado ensayos de agresividad sobre las muestras de agua extraída, obteniéndose los siguientes resultados:

- Sulfato (SO_4) = 515,84 mg/l
- pH = 7,70
- Magnesio (Mg_2^+) = 94,56 mg/l
- Amonio (NH_4^+) = 25 mg/l
- Residuo seca = 1523 mg/l
- CO_2 = 12,46 mg/l

Según la EHE, el agua tiene un grado de agresividad débil hacia el hormigón.

5.2.3. Expansividad de los suelos

Sólo tiene sentido hablar de la Expansividad en suelos de naturaleza arcillosa, suelos que no se encuentran en el fondo de la excavación.

Además, los problemas de cambio de volumen son propios de suelos no saturados; en una arcilla bajo el nivel freático el cambio potencial de volumen es nulo.

6. GEOTECNIA

6.1. TABLESTACADO

Como se ha explicado en el anejo nº 6 *Estudio de soluciones estructurales y constructivas*, la excavación se va a realizar mediante el hincado de tablestacas para realizar posteriormente el vaciado.

Se han elaborado dos hipótesis para la obtención de la profundidad de hincado necesaria de la tablestaca. En primer lugar, se calcula la tablestaca como un elemento empotrado o ménsula. En segundo lugar se considerará que la tablestaca está acodalada en la parte superior de ésta.

Para la realización de todos los cálculos se han utilizado los resultados proporcionados por el *“Estudio geotécnico para el club de tenis Sporting”*. Los resultados se adjuntan en el anexo nº 2.



A continuación se muestra una tabla resumen con los datos empleados para el cálculo de la tablestaca:

Terreno	Densidad aparente	Densidad saturada (KN/m ³)	Ángulo de rozamiento efectivo	Cohesión efectiva (KN/m ²)
	KN/m ³	KN/m ³	°	KN/m ²
Rellenos	17	-	26	0
Grava	21	22	33	5
Arcilla	20	21.3	28	10

Tabla 3. Parámetros geotécnicos del terreno.

A continuación, se procede a la determinación de las leyes de empuje que ejerce el terreno existente sobre la tablestaca.

Existen tres tipos de empuje: activo, pasivo y al reposo. El empuje activo se produce en las situaciones en las que el terreno se mueve contra la estructura. El empuje pasivo, por contra, aparece en situaciones en que la estructura se mueve contra el terreno. Por último, el empuje al reposo se desarrolla cuando ni el terreno ni la estructura se mueven.

En este caso, tendremos en cuenta el empuje activo y el empuje pasivo. Debido a que una estructura de estas características experimentará deformaciones, deben tenerse en cuenta las condiciones de empuje pasivo.

Para el cálculo del empuje activo utilizaremos la fórmula propuesta por Rankine para la estimación de empujes:

$$e'_a = k_a * \sigma'_v - 2 * c' \sqrt{k_a}$$

Para el cálculo del empuje del coeficiente de empuje activo utilizaremos la siguiente fórmula:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}(\phi')}{1 + \text{sen}(\phi')}$$

Para el cálculo del empuje pasivo utilizaremos la fórmula propuesta por Rankine referida a la estimación de empujes pasivos:

$$e'_p = k_p * \sigma'_v - 2 * c' \sqrt{k_p}$$

Para el cálculo del empuje del coeficiente de empuje pasivo utilizaremos la siguiente fórmula:

$$k_p = \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')}$$

Por último, el valor de las leyes de presiones se obtiene con la siguiente formulación:

$$\sigma = \gamma_{\text{terreno}} * H$$

$$U = \gamma_{\text{agua}} * H$$

$$\sigma' = \sigma - U$$

Una vez establecidas todas las fórmulas necesarias para obtener los coeficientes para el cálculo de los empujes del terreno, procedemos a dicho cálculo.

6.1.1. Tablestaca empotrada

Para el cálculo de la profundidad de hincado de la tablestaca se procede a determinar la ley de empujes en el trasdós y el intradós de la pantalla y se introduce como incógnita este valor "d". Para simplificar el cálculo, suponemos que los primeros 1.5 m bajo el fondo de la excavación formarán parte de la profundidad "d", por lo que el cálculo se iniciará a partir de z = 7 m.

Tras realizar los cálculos se obtiene:

Terreno	Profundidad	Empuje activo
	m	KN/m ²
Rellenos	0	0
Rellenos	3.6	23.9
Gravas	3.6	12.6
Gravas	7	33.65
Gravas	7+d ₀	33.65+3.54*d ₀

Tabla 4. Empujes en el trasdós de la tablestaca empotrada.

Terreno	Profundidad	Empuje pasivo
	m	KN/m ²
Gravas	0	18.41
Gravas	1.5	125.195
Gravas	1.5 + d ₀	125.195+40.68*d ₀

Tabla 5. Empujes en el intradós de la tablestaca empotrada.

NOTA: en el intradós, la cota z = 0 m es el fondo de la excavación.



Los empujes resultantes en el trasdós de la tablestaca son:

- $E_{1A} = 43.02 \text{ KN/m}$
- $E_{2A} = 42.84 \text{ KN/m}$
- $E_{3A} = 35.785 \text{ KN/m}$
- $E_{4A} = 33.65 \cdot d_0 \text{ KN/m}$
- $E_{5A} = 1.77 \cdot d_0 \text{ KN/m}$

Los empujes resultantes en el intradós de la tablestaca son:

- $E_{1P} = 27.62 \text{ KN/m}$
- $E_{2P} = 80.09 \text{ KN/m}$
- $E_{3P} = 125.195 \cdot d_0 \text{ KN/m}$
- $E_{4P} = 20.34 \cdot d_0 \text{ KN/m}$

Realizando el sumatorio de momentos en el pie de la tablestaca e igualándolo a cero, se obtiene la profundidad d_0 :

$$\Sigma M_o = 0 \rightarrow d_0 = 2.4 \text{ m}$$

La profundidad real de la hinca de la tablestaca es:

$$d = 1.5 + d_0 = 3.9 \text{ m}$$

Por seguridad, se toma como empotramiento el obtenido incrementado en un 20%:

$$d_1 = 1.2 \cdot d = 4.7 \text{ m}$$

Dado que el diseño no comprende el estudio geotécnico de la ejecución del vaciado para la cámara de disipación, ni la contención de tierras, estos aspectos se desarrollarán en los anejos posteriores de manera esquemática.

Comprobaciones de estabilidad

1. Verificación de la estabilidad

La primera comprobación es verificar si se puede garantizar la seguridad de la pantalla frente al equilibrio global. La forma de garantizar la estabilidad consiste en hallar la relación entre el momento originado por los empujes pasivos en el intradós y el momento originado por los empujes activos en el trasdós:

$$\sum \frac{M_{EMPUJE \text{ PASIVO INTRADÓS}}}{M_{EMPUJE \text{ ACTIVO TRASDÓS}}} > 1.5$$

Tal que:

$$M_{EMPUJE \text{ PASIVO INTRADÓS}} = 1368.6 \text{ KN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{EMPUJE \text{ ACTIVO TRASDÓS}} = 860.3 \text{ KN} \cdot \text{m/m}$$

$$\frac{1368.6}{860.3} = 1.59 > 1.5 \rightarrow \text{CUMPLE}$$



2. Perfil de la tablestaca

La comprobación y dimensionamiento de las tablestacas metálicas se realiza según los criterios del Eurocódigo 3. Para ello se emplean los esfuerzos obtenidos en el cálculo, las características mecánicas de los perfiles proporcionadas en el catálogo del fabricante, y las características del tipo de acero seleccionado.

La geometría de la serie de tablestaca será en Z. Las comprobaciones que se describen a continuación son para tablestacas en Z o en U, que son las más habituales.

2.1. Materiales

Las tablestacas pueden ser de acero laminado en caliente o conformado en frío, de los tipos que se enumeran a continuación. El número indica el valor del límite elástico en MPa:

- Laminado: S240 GP, S270 GP, S320 GP, S355 GP, S390 GP, S430 GP.
- Conformado: S235 JRC, S275 JRC, S355 JRC.

El acero seleccionado para la tablestaca es el S270 GP.

2.2. Clasificación de la sección

Los valores límite para la clasificación de las secciones en Z en función del canto (h) y el espesor de las alas (s) se muestran en la siguiente tabla:

Clasificación	Perfil Z	$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Clases 1 y 2	$\frac{h/s}{\varepsilon} \leq 45$	
Clase 3	$\frac{h/s}{\varepsilon} \leq 66$	

Tabla 6. Clasificación de la sección.

Se comienza dimensionando con el perfil más bajo de tablestaca en Z, que es el perfil AZ 13.

$$\frac{h/s}{\varepsilon} = 34.19 \leq 45 \rightarrow \text{Sección 2}$$

2.3. Flexión

El momento de diseño M_{Ed} debe ser mayor que la resistencia de cálculo $M_{c,Rd}$:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = \beta_B * W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Siendo:

$$\beta_B = 1 \text{ para tablestacas en Z}$$

$$\gamma_{m0} = 1.1$$

De tal forma que:

$$M_{c,Rd} = 375 \text{ KN} * \text{m/m} > M_{Ed} = 149.5 \text{ KN} * \text{m/m} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

2.4. Cortante

El momento de diseño V_{Ed} debe ser mayor que la resistencia de cálculo $V_{pl,Rd}$:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_V * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}}$$

Siendo:

$$A_V = t * (b - s)$$

De tal manera que:

$$V_{pl,Rd} = 889.22 \text{ KN/m} > V_{Ed} = 43.6 \text{ KN/m} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

El perfil AZ 13 cumple con los requisitos del Eurocódigo, con lo que éste o cualquier perfil superior son aptos para la tablestaca en cuestión.



3. Comprobación de la deformación

Los desplazamientos originados en la tablestaca por la acción de los empujes para un perfil AZ 13 se muestran en la siguiente tabla:

Cota (m)	Desplazamientos (mm)
0.00	-63.88
-1.00	-52.22
-2.00	-40.57
-3.00	-29.12
-4.00	-18.39
-5.00	-9.30
-6.00	-2.96
-7.00	-0.26
-8.00	0.07
-9.00	-0.13
-10.00	-0.37

Tabla 7. Desplazamiento de la tablestaca empotrada. Perfil AZ 13.

El máximo desplazamiento admisible para evitar daños en construcciones cercanas es de 20 mm, por lo que debemos adoptar un perfil de tablestaca mayor para reducir las deformaciones.

Para un perfil AZ 36 los desplazamientos son:

Cota (m)	Desplazamientos (mm)
0.00	-17.21
-1.00	-14.19
-2.00	-11.17
-3.00	-8.20
-4.00	-5.37
-5.00	-2.95
-6.00	-1.17
-7.00	-0.30
-8.00	-0.08
-9.00	-0.11
-10.00	-0.19

Tabla 8. Desplazamientos de la tablestaca. Perfil AZ 36.

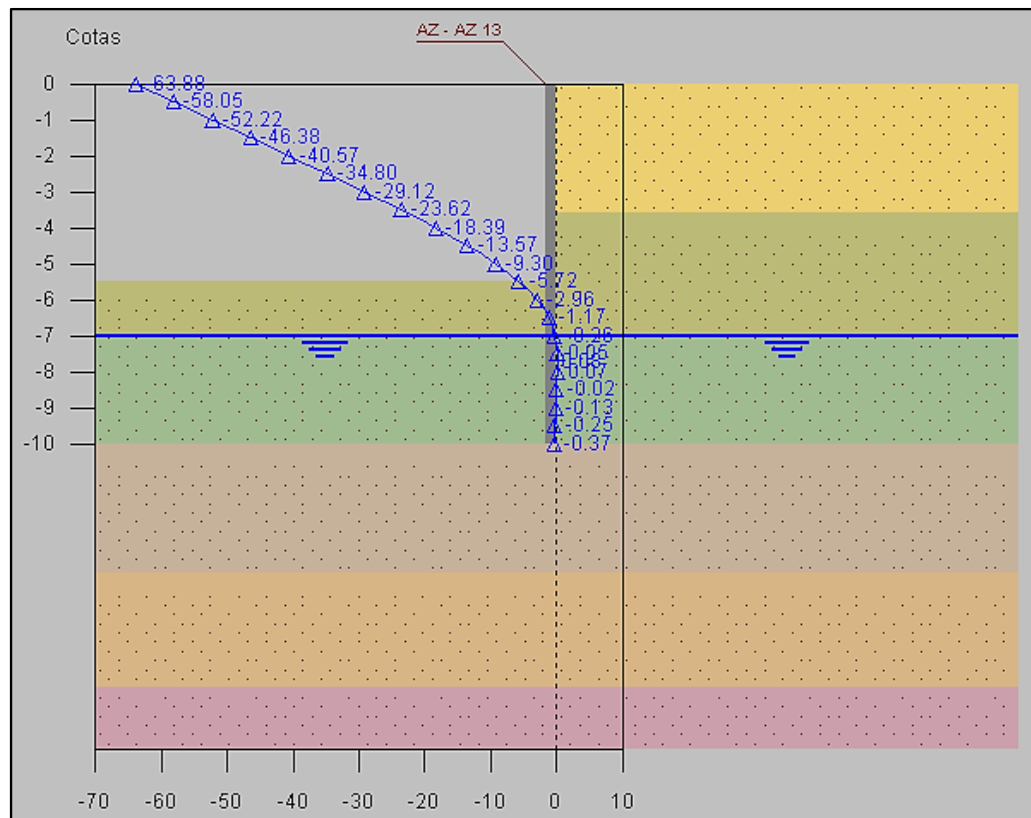


Figura 2. Deformada de la tablestaca empotrada.

Para el perfil AZ 36 los desplazamientos son admisibles, además de ser un perfil superior al AZ 13, por lo que cumple todas las exigencias.

De este modo, el perfil elegido para la tablestaca es un perfil AZ 36.



6.1.2. Tablestaca acodalada

Para el cálculo de la profundidad de hincado de la tablestaca acodalada se repite el procedimiento anterior: se determinan las leyes de empujes en el trasdós y el intradós de la pantalla y se introduce como incógnita el valor “d”. En esta ocasión aparece una fuerza horizontal “P” en la parte más alta de la tablestaca.

Tras realizar los cálculos se obtiene:

Terreno	Profundidad m	Empuje activo KN/m ²
Rellenos	0	0
Rellenos	3.6	23.9
Gravas	3.6	12.6
Gravas	5.5+d	24.36+6.19*d

Tabla 9. Empujes en el trasdós de la tablestaca acodalada.

Terreno	Profundidad m	Empuje pasivo KN/m ²
	Gravas	0
Gravas	d	71.19+18.41*d

Tabla 10. Empujes en el intradós de la tablestaca acodalada.

NOTA: en el intradós, la cota z = 0 m es el fondo de la excavación.

Los empujes resultantes en el trasdós de la tablestaca son:

- $E_{1A} = 43.02 \text{ KN/m}$
- $E_{2A} = 23.94 + 12.6*d \text{ KN/m}$
- $E_{3A} = 6.19*d^2 + 23.52*d + 22.34 \text{ KN/m}$

Los empujes resultantes en el intradós de la tablestaca son:

- $E_{1P} = 18.41*d \text{ KN/m}$
- $E_{2P} = 35.6*d^2 \text{ KN/m}$

Realizando el sumatorio de momentos en la cabeza de la tablestaca e igualándolo a cero, obtenemos la profundidad d_0 :

$$\Sigma M_A = 0 \rightarrow d = 2 \text{ m}$$

Por seguridad, se toma como empotramiento el obtenido incrementado en un 20%:

$$d_1 = 1.2 * d = 2.4 \text{ m}$$

Comprobaciones de estabilidad

1. Verificación de la estabilidad

La primera comprobación es verificar si se puede garantizar la seguridad de la pantalla frente al equilibrio global. La forma de garantizar la estabilidad consiste en hallar la relación entre el momento originado por los empujes pasivos en el intradós y el momento originado por los empujes activos en el trasdós:

$$\sum \frac{M_{\text{EMPUJE PASIVO INTRADÓS}}}{M_{\text{EMPUJE ACTIVO TRASDÓS}}} > 1.5$$

Tal que:

$$M_{\text{EMPUJE PASIVO INTRADÓS}} = 1751.9 \text{ KN} * \text{m/m}$$

$$M_{\text{EMPUJE ACTIVO TRASDÓS}} = 1154.84 \text{ KN} * \text{m/m}$$

$$\frac{1751.9}{1154.84} = 1.52 > 1.5 \rightarrow \text{CUMPLE}$$



2. Perfil de la tablestaca

La comprobación y dimensionamiento de las tablestacas metálicas se realiza según los criterios del Eurocódigo 3. Para ello se emplean los esfuerzos obtenidos en el cálculo, las características mecánicas de los perfiles proporcionadas en el catálogo del fabricante, y las características del tipo de acero seleccionado.

La geometría de la serie de tablestaca será en Z. Las comprobaciones que se describen a continuación son para tablestacas en Z o en U, que son las más habituales.

2.1. Materiales

Las tablestacas pueden ser de acero laminado en caliente o conformado en frío, de los tipos que se enumeran a continuación. El número indica el valor del límite elástico en MPa:

- Laminado: S240 GP, S270 GP, S320 GP, S355 GP, S390 GP, S430 GP.
- Conformado: S235 JRC, S275 JRC, S355 JRC.

El acero seleccionado para la tablestaca es el S270 GP.

2.2. Clasificación de la sección

Los valores límite para la clasificación de las secciones en Z en función del canto (h) y el espesor de las alas (s) se muestran en la siguiente tabla:

Clasificación	Perfil Z	$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Clases 1 y 2	$\frac{h/s}{\varepsilon} \leq 45$	
Clase 3	$\frac{h/s}{\varepsilon} \leq 66$	

Tabla 11. Clasificación de la sección.

Comenzamos dimensionando con el perfil más bajo de tablestaca en Z, que es el perfil AZ 13.

$$\frac{h/s}{\varepsilon} = 34.19 \leq 45 \rightarrow \text{Sección 2}$$

2.3. Flexión

El momento de diseño M_{Ed} debe ser mayor que la resistencia de cálculo $M_{c,Rd}$:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = \beta_B * W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Siendo:

$$\beta_B = 1 \text{ para tablestacas en Z}$$

$$\gamma_{m0} = 1.1$$

De tal forma que:

$$M_{c,Rd} = 375 \text{ KN} * \text{m/m} > M_{Ed} = 14.3 \text{ KN} * \text{m/m} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

2.4. Cortante

El momento de diseño V_{Ed} debe ser mayor que la resistencia de cálculo $V_{pl,Rd}$:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_V * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}}$$

Siendo:

$$A_V = t * (b - s)$$

De tal manera que:

$$V_{pl,Rd} = 889.22 \text{ KN/m} > V_{Ed} = 20.4 \text{ KN/m} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

El perfil AZ 13 cumple con los requisitos del Eurocódigo, con lo que éste o cualquier perfil superior son aptos para la tablestaca en cuestión.

3. Comprobación de deformación

Los desplazamientos originados en la tablestaca por la acción de los empujes para un perfil AZ 13 se muestran en la siguiente tabla:

Cota (m)	Desplazamientos (mm)
0.00	-0.00
-0.75	-1.22
-1.50	-2.23
-2.25	-2.83
-3.00	-2.94
-3.75	-2.56
-4.50	-1.87
-5.25	-1.10
-6.00	-0.49
-6.75	-0.23
-7.50	-0.15

Tabla 12. Desplazamientos de la tablestaca acodalada. Perfil AZ 13.

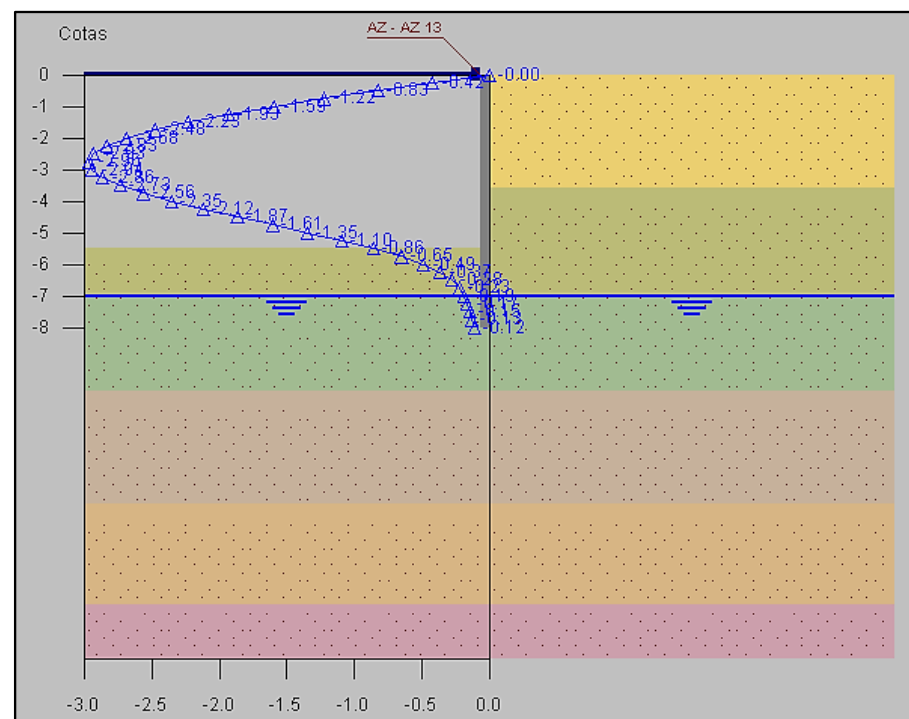


Figura 3. Deformada de la tablestaca acodalada.

El máximo desplazamiento admisible para evitar daños en construcciones cercanas es de 20 mm. Los desplazamientos se encuentran dentro de los valores admisibles, con lo que el perfil AZ 13 es apto para el tablestacado.



6.2. HUNDIMIENTO DEL TERRENO

La determinación teórica de la presión vertical de hundimiento se obtiene a efectos de cálculo como si se tratase de una cimentación superficial. Para ello, emplearemos la formulación de Brinch-Hansen, que tiene en cuenta los efectos de:

- Forma y profundidad
- Inclinación de la carga

6.2.1. Carga transmitida

En primer lugar, se calculará la carga transmitida (q_t). Para ello, se deben reducir todas las fuerzas actuantes por encima del plano de cimentación al centro de gravedad de la base del marco.

La resultante vertical de fuerzas "Q" está compuesta por:

- $W_{\text{hormigón}} = 81 \text{ KN/m}$
- $W_{\text{tierras}} = 119 \text{ KN/m}$
- $W_{\text{tráfico}} = 70 \text{ KN/m}$

$$Q = W_{\text{hormigón}} + W_{\text{tierras}} + W_{\text{tráfico}} = 270 \text{ KN/m}$$

La resultante horizontal de fuerzas "P" es nula, ya que los empujes se anulan.

Puesto que las cargas verticales se suponen centradas y no existen cargas horizontales, no hay excentricidad.

$$q_t = \frac{Q}{B'} = \frac{270 \text{ KN/m}}{3.5 \text{ m}} = 77.14 \text{ KN/m}^2$$

6.2.2. Carga de hundimiento

Puesto que el terreno está estratificado, es necesario calcular las cargas de hundimiento correspondientes a los materiales que se encuentran por debajo del plano de cimentación, en este caso, la carga de hundimiento de las gravas y la carga de hundimiento de las arcillas.

A continuación se muestra la formulación completa de Brinch-Hansen para posteriormente realizar los cálculos de las cargas de hundimiento:

$$q_h = c * N_c * s_c * d_c * i_c + q * N_q * s_q * d_q * i_q + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$$

Factores de capacidad de carga:

$$N_q = e^{\pi \tan(\phi')} \tan^2(45 + \frac{\phi'}{2})$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot(\phi')$$

$$N_\gamma = 1.5 * (N_q - 1) * \tan(\phi')$$

Factores de forma:

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} * \tan(\phi')$$

$$s_c = \frac{N_q * s_q - 1}{N_q - 1}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} * \tan(\phi')$$

Factores de inclinación:

$$i_q = (1 - \frac{P}{Q' + c' B' L' \cot(\phi')})^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_c}{N_c \tan(\phi')}$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{P}{Q' + c' B' L' \cot(\phi')})^{m+1}$$



Siendo:

$$m = m_B * \text{sen}^2(\phi) + m_L * \text{cos}^2(\phi)$$

$$m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$$

$$m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$$

Puesto que las cargas son verticales y están aplicadas en el centro de la base del marco, los parámetros de inclinación serán iguales a la unidad:

$$i_q = i_c = i_\gamma = 1$$

Tratándose de un elemento superficial, y para estar del lado de la seguridad, se adoptan los factores de profundidad igual a la unidad:

$$d_q = d_c = d_\gamma = 1$$

Carga de hundimiento de las gravas

Las gravas tienen una elevada permeabilidad, por lo que al aplicar la carga sobre ellas, el agua abandona rápidamente los huecos del material. Por esta razón, la carga de hundimiento de las gravas se calcula únicamente en efectivas:

$$q'_h = c' * N_c * s_c * d_c * i_c + q' * N_q * s_q * d_q * i_q + \frac{1}{2} * \gamma^* * B' * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$$

Factores de capacidad de carga:

$$N_q = 26.09$$

$$N_c = 38.64$$

$$N_\gamma = 24.44$$

Factores de forma:

$$s_q = 1$$

$$s_c = 1$$

$$s_\gamma = 1$$

Dado que en el plano de cimentación no alcanza el nivel freático, la presión intersticial es inexistente. De este modo, la carga de hundimiento efectiva es igual que la carga de hundimiento en totales:

$$q'_{h1} = q_{h1} = 3509.23 \text{ KN/m}^2$$

Carga de hundimiento de las arcillas

La obtención de la carga de hundimiento de las arcillas requiere realizar dos cálculos, a corto plazo y largo plazo. Esto es debido a que la permeabilidad de las arcillas es muy baja, y en cuanto se aplica una carga sobre ellas, el agua abandona lentamente los huecos.

Carga a corto plazo (Efectivas)

Factores de capacidad de carga:

$$N_q = 14.71$$

$$N_c = 25.8$$

$$N_\gamma = 10.94$$

Factores de forma:

$$s_q = 1$$

$$s_c = 1$$

$$s_\gamma = 1$$



Dado que en el plano de cimentación no alcanza el nivel freático, la presión intersticial es inexistente. De este modo, la carga de hundimiento efectiva es igual que la carga de hundimiento en totales:

$$q'_{h2} = q_{h2} = 2152.97 \text{ KN/m}^2$$

Carga a largo plazo (Totales; $\phi=0$)

Factores de capacidad de carga:

$$N_q = 1$$

$$N_q = 5.14$$

$$N_q = 0$$

Factores de forma:

$$s_q = 1$$

$$s_c = 1$$

$$s_\gamma = 1$$

Dado que en el plano de cimentación no alcanza el nivel freático, la presión intersticial es inexistente. De este modo, la carga de hundimiento efectiva es igual que la carga de hundimiento en totales:

$$q'_{h2} = q_{h2} = 358.1 \text{ KN/m}^2$$

Una vez determinadas las diferentes cargas de hundimiento, se extrae que el estrato de gravas, está por encima de las arcillas, tiene una carga de hundimiento mayor. Cuando el estrato superior tiene una carga de hundimiento mayor, ésta viene dada por el siguiente criterio:

$$\frac{t_1}{B} \leq 0.2 \rightarrow q_h = q_{h2}$$

$$0.2 < \frac{t_1}{B} < 1 \rightarrow q_h = q_{h2} + \frac{q_{h1} - q_{h2}}{0.8} * \left(\frac{t_1}{B} - 0.2\right)$$

$$\frac{t_1}{B} > 1 \rightarrow q_h = q_{h1}$$

Siendo:

$$\frac{t_1}{B} = \frac{4.5}{3.5} = 1.29 > 1 \rightarrow q_h = q_{h1} = 3509.29 \text{ KN/m}^2$$

Puesto que la carga transmitida al terreno es ahora menor que la carga antes de ubicar el colector, no existe riesgo de hundimiento.



7. Conclusiones

Se ha elaborado el presente estudio geotécnico de un emplazamiento situado en la calle Eduardo Boscà, en la población de Valencia, donde se proyecta la construcción colector de Cardenal Benlloch - Eduardo Boscà.

- Para el estudio geotécnico se han realizado tres (3) sondeos rotativos, seis (6) penetraciones dinámicas y distintos ensayos de laboratorio.
- Se reconoció el nivel freático en el interior de los sondeos a una profundidad de 7.00 m.
- El suelo no presenta agresividad frente al hormigón; el agua presenta un grado de agresividad débil hacia el agua.
- De acuerdo con los resultados obtenidos:
 - Se determina que la profundidad de hincado de la tablestaca en ménsula debe ser de 4.7 m; la profundidad de hincado de la tablestaca acodalada debe ser de 2.4 m.
 - El perfil del tablestacado será AZ 36 para la tablestaca en ménsula; el perfil del tablestacado para la tablestaca acodalada podrá ser AZ 13 o cualquier perfil superior.
 - No existe riesgo de hundimiento del terreno tras la ejecución del colector.



ANEXOS



ANEXO Nº1: MAPA GEOLÓGICO



ANEXO Nº2:
ACTA DE RESULTADOS DE
ENSAYOS DE CAMPO



Linco Área de sondos, toma de muestras y ensayos "in situ" para geomecánica geotécnica (ITE)

CÓDIGO DEL ACTA: 21-459 Nº INFORME: 346/07
 FECHA DEL ACTA: 25/01/2007 Nº PTE: S- 179-1104-4
 CÓDIGO DE IDENTIFICACIÓN DE LA MUESTRA: 21-2108-0002 CÓD. CLIENTE: 3470
 FECHA DE REGISTRO DE LA MUESTRA O ACTUACIÓN: 26/02/2007 REF. OBRA: 12145
 MODALIDAD DE CONTROL DE CALIDAD: IT MODALIDAD DE MUESTREO: M

ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS ACREDITADOS

CLIENTE: Sporting Pastimani, S.A. FECHA DE INICIO Y HORAS: 25/01/2007 (17:45-18:50 h)
 DIRECCIÓN: C/ Adria de, 28 Bajo Valencia 46021 VALÈNCIA FECHA DE FIN Y HORAS: 06/02/2007 (09:00-16:00 h)
 CIP: A9702882 CONDICIONES METEOROLÓGICAS: Soleado y Lluvioso
 OBRA: Avda. Balneario Valencia 46021 VALÈNCIA SONDISTA: Manuel Javier Cuesta Cervena
 DENOMINACIÓN: Edificio Club de Tenis Sporting AYUDANTE-SONDISTA: Santiago Pastor
 Nº DE SONDEO: 1 TIPO DE SONDEO: Geotécnico
 EMPLAZAMIENTO: X = - Y = - Z = - 1,50 m (Avda. Balneario) EQUIPO DE PERFORACIÓN: TP-30(LR) (S)

DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS

RESULTADOS DE ENSAYOS ACREDITADOS

PROFUNDIDAD	LARGITUD	TESTIGO	NIVEL PRÁCTICO	CORONA	PERFORACIÓN	REVEST.	MUESTRAS SPT o HRG						
							Nº DE GOLPES						
1	0,00	1,00	1,40	MBR	W	100	R						
2	1,00	1,60	2,00	SPT-1	W	113	R	4	5	5	5	33	
3	1,60	3,00	2,40	MBR	W	100	R						
4	3,00	3,60	3,80	SPT-2	W	113	R	4	5	5	5	33	
5	3,60	5,00	1,40	MBR	W	100	R						
6	5,00	5,60	0,60	SPT-3	W	113	R	9	8	16	16	34	
7	5,60	7,00	1,40	MBR	W	100	R						
8	7,00	7,60	0,60	SPT-4	W	113	R	15	12	8	8	20	
9	7,60	9,00	1,40	MBR	W	100	R						
10	9,00	9,60	0,60	SPT-5	W	113	R	6	8	13	13	32	

DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

DE	A	DESCRIPCIÓN DEL TERRENO	
1	0,00	1,00	Terrazo vegetal
2	1,00	1,60	Terrazo vegetal
3	1,60	3,00	Terrazo vegetal
4	3,00	3,60	Terrazo vegetal
5	3,60	5,00	Gravas Arcillosas con Arena
6	5,00	5,60	Gravas Arcillosas con Arena
7	5,60	7,00	Gravas Arcillosas con Arena
8	7,00	7,60	Gravas Arcillosas con Arena
9	7,60	9,00	Gravas Arcillosas con Arena
10	9,00	9,60	Gravas Arcillosas con Arena

ABREVIATURAS

CARACTERÍSTICAS

OBSERVACIONES:

DATOS COMPLEMENTARIOS DE LOS ENSAYOS: Revestimiento (17,00 m)
 Emplazamiento de los trabajos de campo facilitado por el cliente

CATARROCA (Valencia) 19 de febrero de 2007
 Director Área Geotécnica

CATEDRA DISEÑO (Valencia) 19 de febrero de 2007
 Responsable Área Geotécnica

Figura 5. Acta de resultados de campo. Hoja 1.

Linco Área de sondos, toma de muestras y ensayos "in situ" para geomecánica geotécnica (ITE)

CÓDIGO DEL ACTA: 21-459 Nº INFORME: 346/07
 FECHA DEL ACTA: 26/02/2007 Nº PTE: S- 179-1104-4
 CÓDIGO DE IDENTIFICACIÓN DE LA MUESTRA: 21-2108-0002 CÓD. CLIENTE: 3470
 FECHA DE REGISTRO DE LA MUESTRA O ACTUACIÓN: 26/02/2007 REF. OBRA: 12145
 MODALIDAD DE CONTROL DE CALIDAD: IT MODALIDAD DE MUESTREO: M

ACTA DE RESULTADOS DE ENSAYOS ACREDITADOS

CLIENTE: Sporting Pastimani, S.A. FECHA DE INICIO Y HORAS: 25/01/2007 (17:45-18:50 h)
 DIRECCIÓN: C/ Adria de, 28 Bajo Valencia 46021 VALÈNCIA FECHA DE FIN Y HORAS: 06/02/2007 (09:00-16:00 h)
 CIP: A9702882 CONDICIONES METEOROLÓGICAS: Soleado y Lluvioso
 OBRA: Avda. Balneario Valencia 46021 VALÈNCIA SONDISTA: Manuel Javier Cuesta Cervena
 DENOMINACIÓN: Edificio Club de Tenis Sporting AYUDANTE-SONDISTA: Santiago Pastor
 Nº DE SONDEO: 1 TIPO DE SONDEO: Geotécnico
 EMPLAZAMIENTO: X = - Y = - Z = - 1,50 m (Avda. Balneario) EQUIPO DE PERFORACIÓN: TP-30(LR) (S)

DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS

RESULTADOS DE ENSAYOS ACREDITADOS

PROFUNDIDAD	LARGITUD	TESTIGO	NIVEL PRÁCTICO	CORONA	PERFORACIÓN	REVEST.	MUESTRAS SPT o HRG						
							Nº DE GOLPES						
11	9,60	11,00	1,40	MBR	W	100	R						
12	11,00	11,60	0,60	SPT-6	W	113	R	11	10	18	18	33	
13	11,60	13,00	1,40	MBR	W	100	R						
14	13,00	13,60	0,60	SPT-7	W	113	R	7	10	17	17	37	
15	13,60	15,00	1,40	MBR	W	100	R						
16	15,00	15,60	0,60	SPT-8	W	113	R	8	4	7	7	11	
17	15,60	17,00	1,40	MBR	W	100	R						
18	17,00	17,60	0,60	SPT-9	W	113	R	5	10	15	15	29	
19	17,60	19,40	1,80	MBR	W	100	R						
20	19,40	20,00	0,60	SPT-10	W	113	R	10	15	22	22	37	

DESCRIPCIÓN DEL TERRENO

DE	A	DESCRIPCIÓN DEL TERRENO	
11	9,60	11,00	Gravas cambio a 10,80 m. Arcillas Limosas con Gravas
12	11,00	11,60	Arcillas Limosas con Gravas
13	11,60	13,00	Arcillas Limosas con Gravas
14	13,00	13,60	Arcillas Limosas con Gravas
15	13,60	15,00	Gravas
16	15,00	15,60	Gravas Arcillosas con Arena
17	15,60	17,00	Gravas Arcillosas cambio a 16,80 m Arena
18	17,00	17,60	Arena
19	17,60	19,40	Arena
20	19,40	20,00	Arena Arcillosa

ABREVIATURAS

CARACTERÍSTICAS

OBSERVACIONES:

DATOS COMPLEMENTARIOS DE LOS ENSAYOS: Revestimiento (17,00 m)
 Emplazamiento de los trabajos de campo facilitado por el cliente

CATARROCA (Valencia) 19 de febrero de 2007
 Director Área Geotécnica

CATEDRA DISEÑO (Valencia) 19 de febrero de 2007
 Responsable Área Geotécnica

Figura 6. Acta de resultados de campo. Hoja 2.

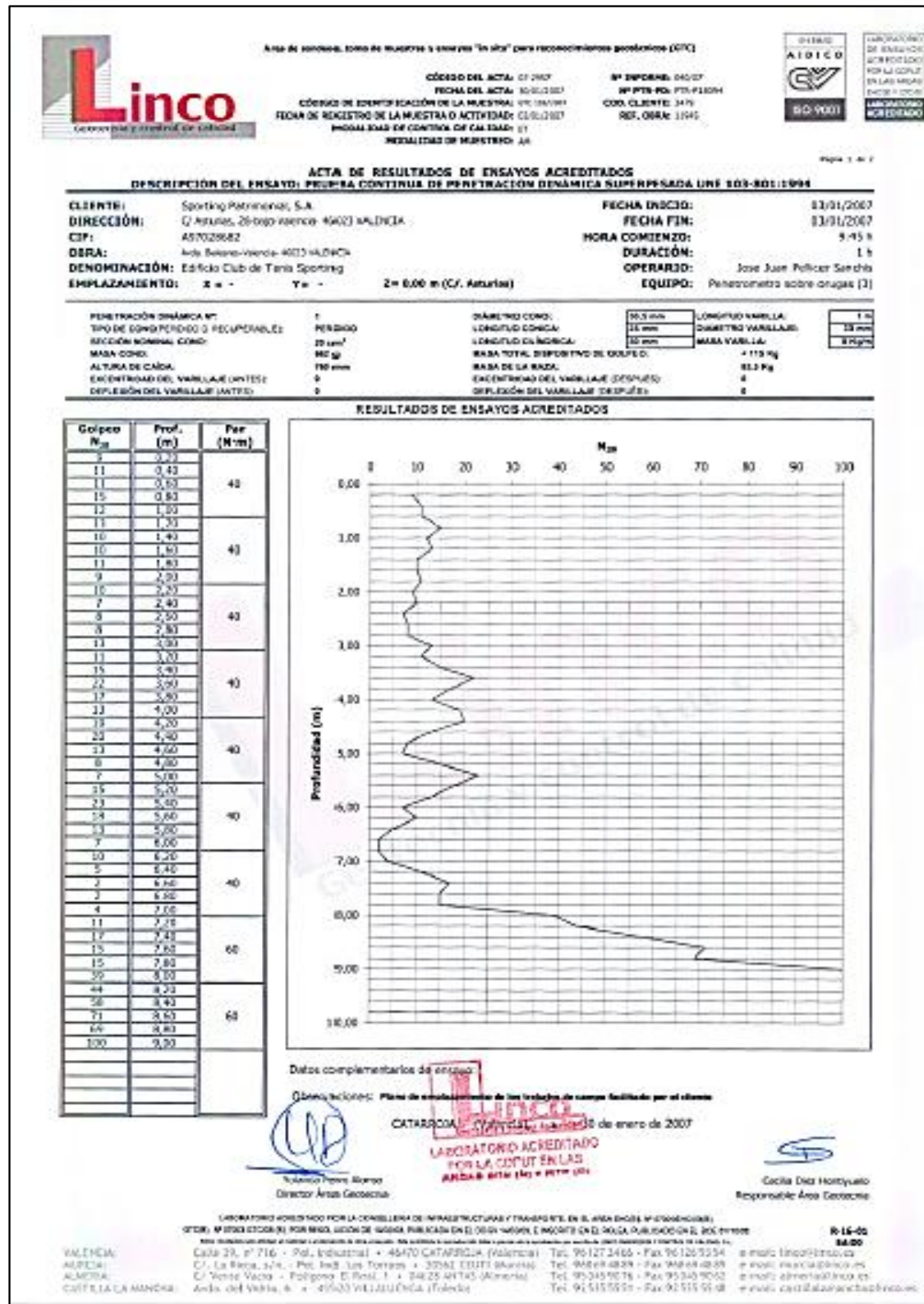


Figura 7. Acta de resultados de campo. Hoja 3.



ANEXO Nº3:

**ACTA DE RESULTADOS DE
ENSAYOS DE LABORATORIO**

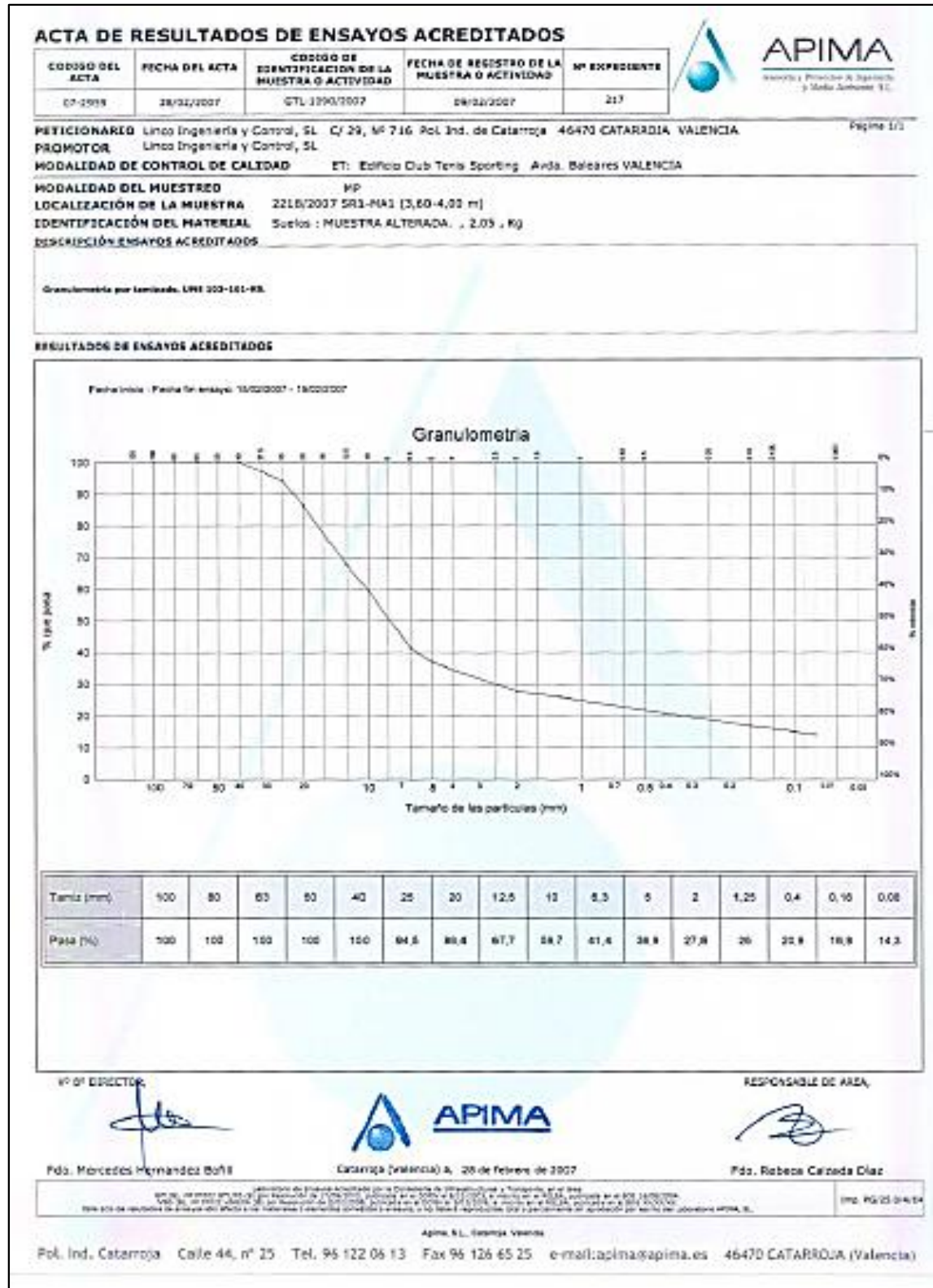


Figura 8. Acta de resultados de laboratorio. Hoja 1.

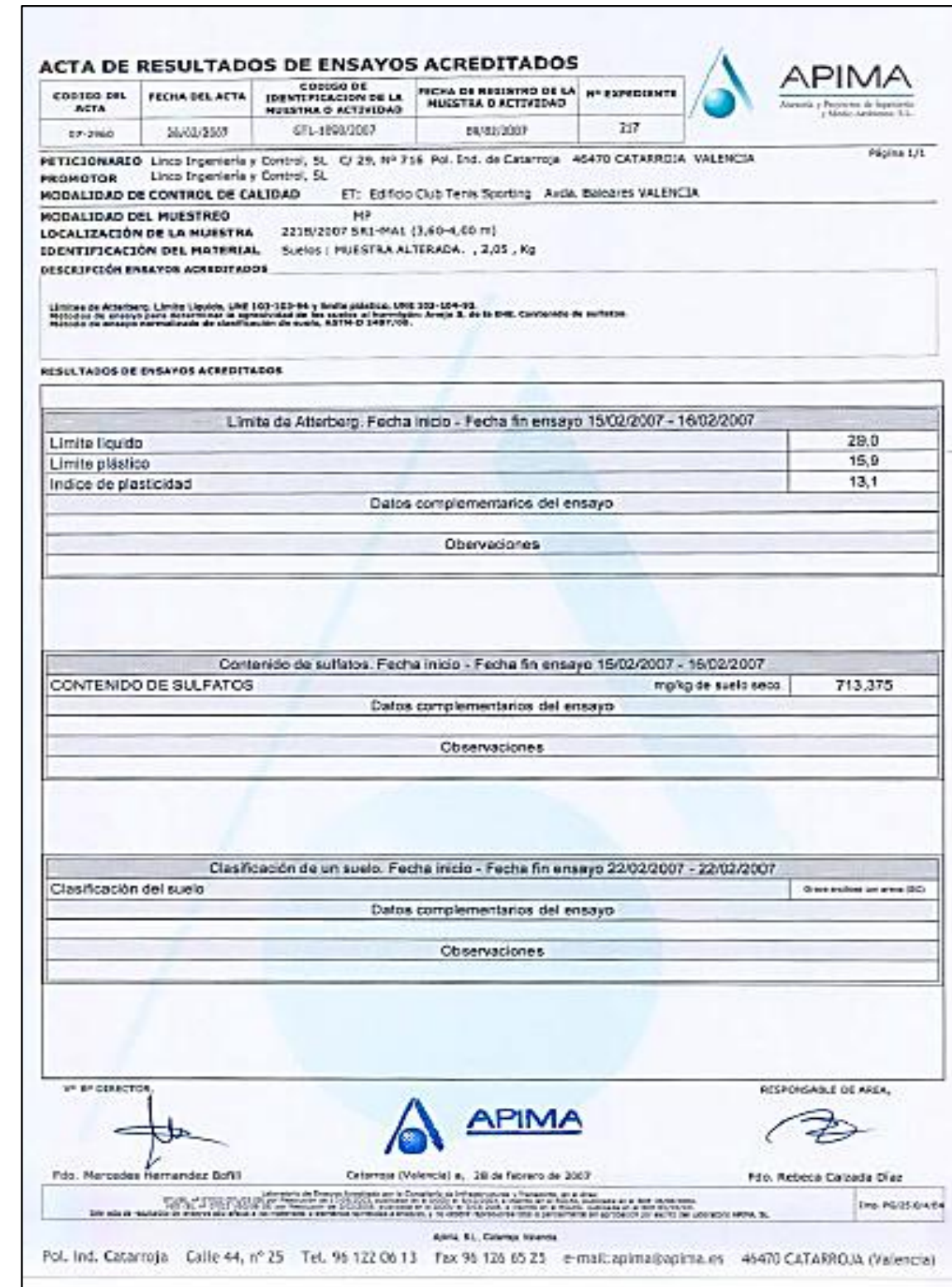


Figura 9. Acta de resultados de laboratorio. Hoja 2.

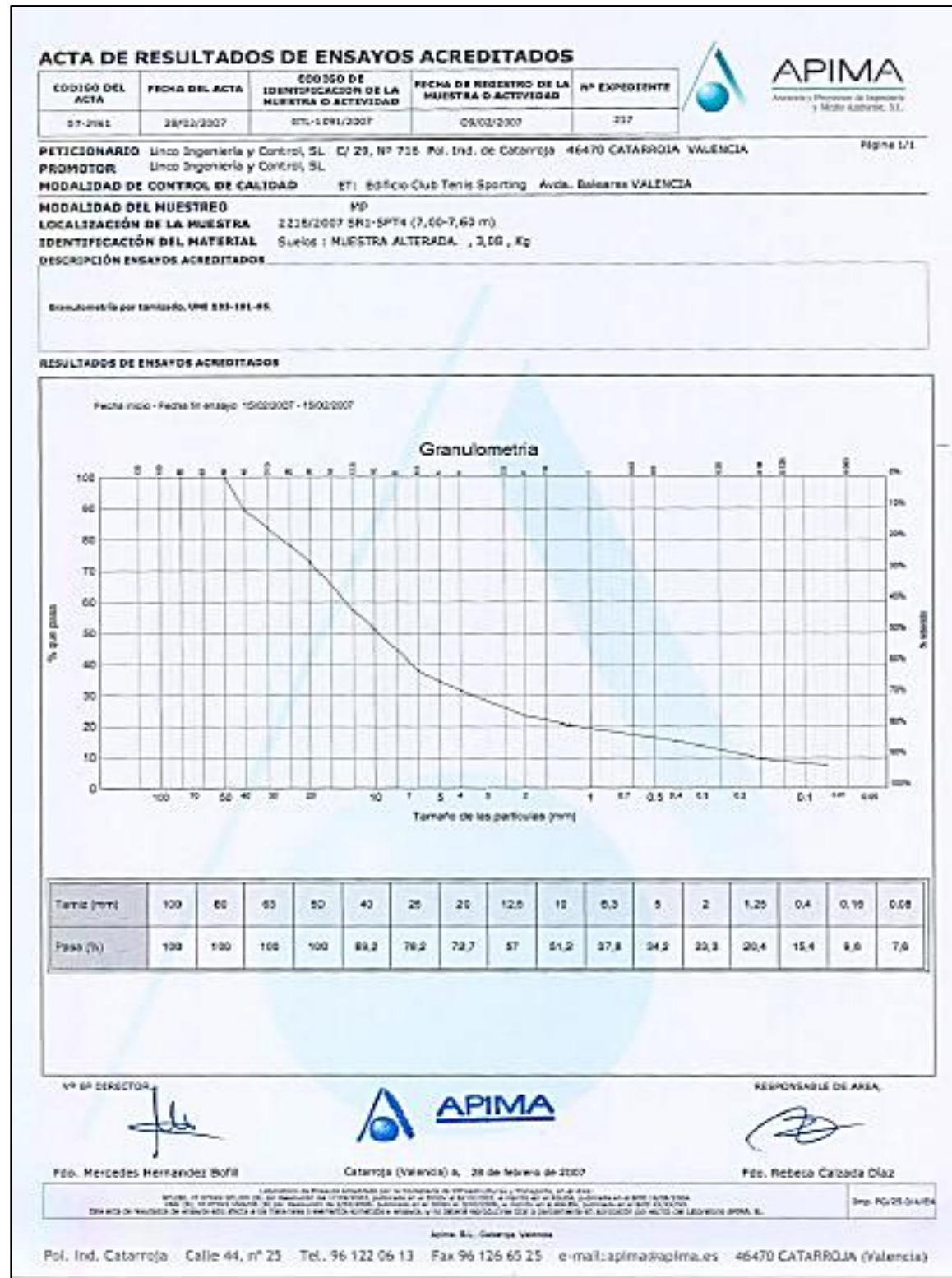


Figura 10. Acta de resultados de laboratorio. Hoja 3

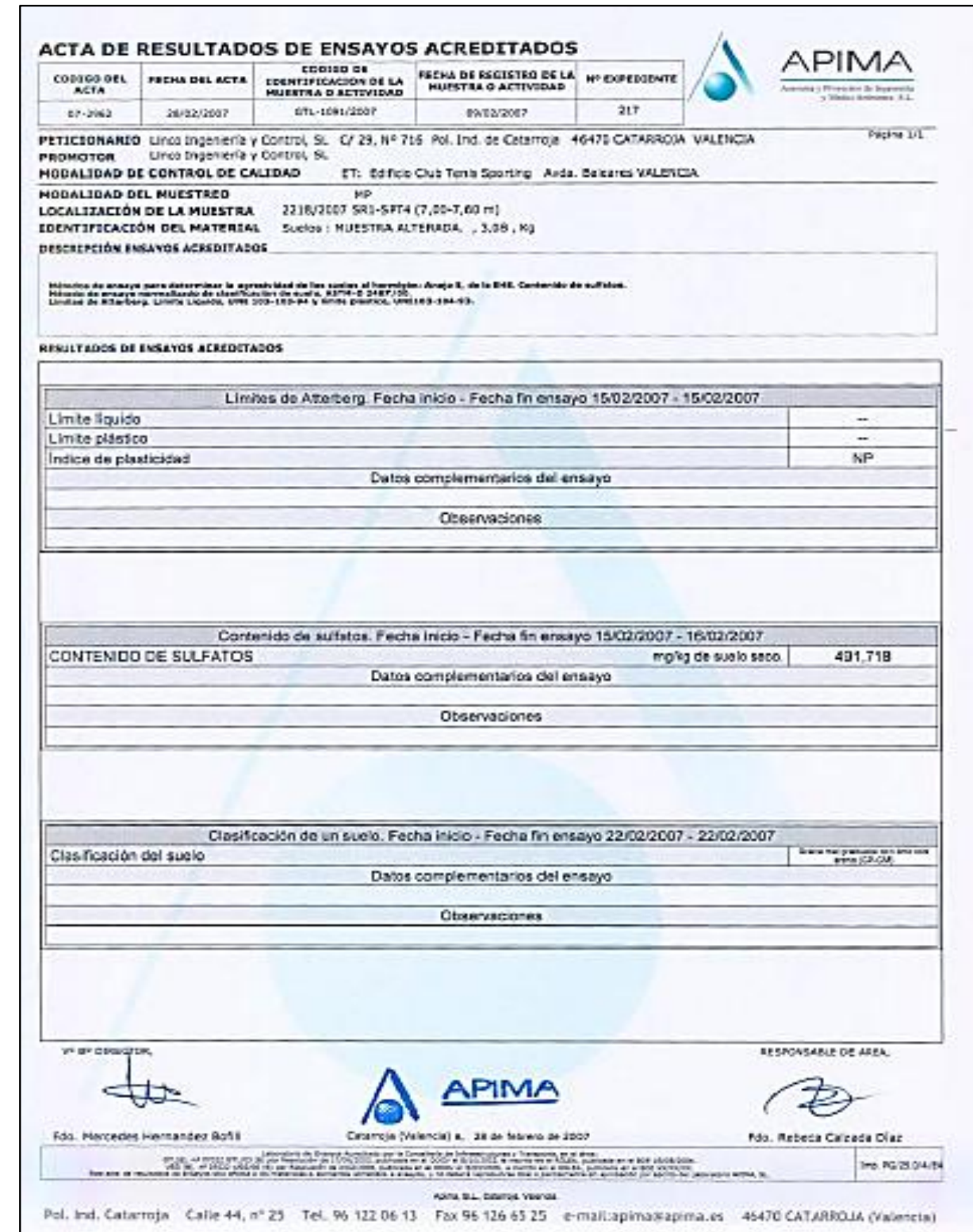


Figura 11. Acta de resultados de laboratorio. Hoja 4

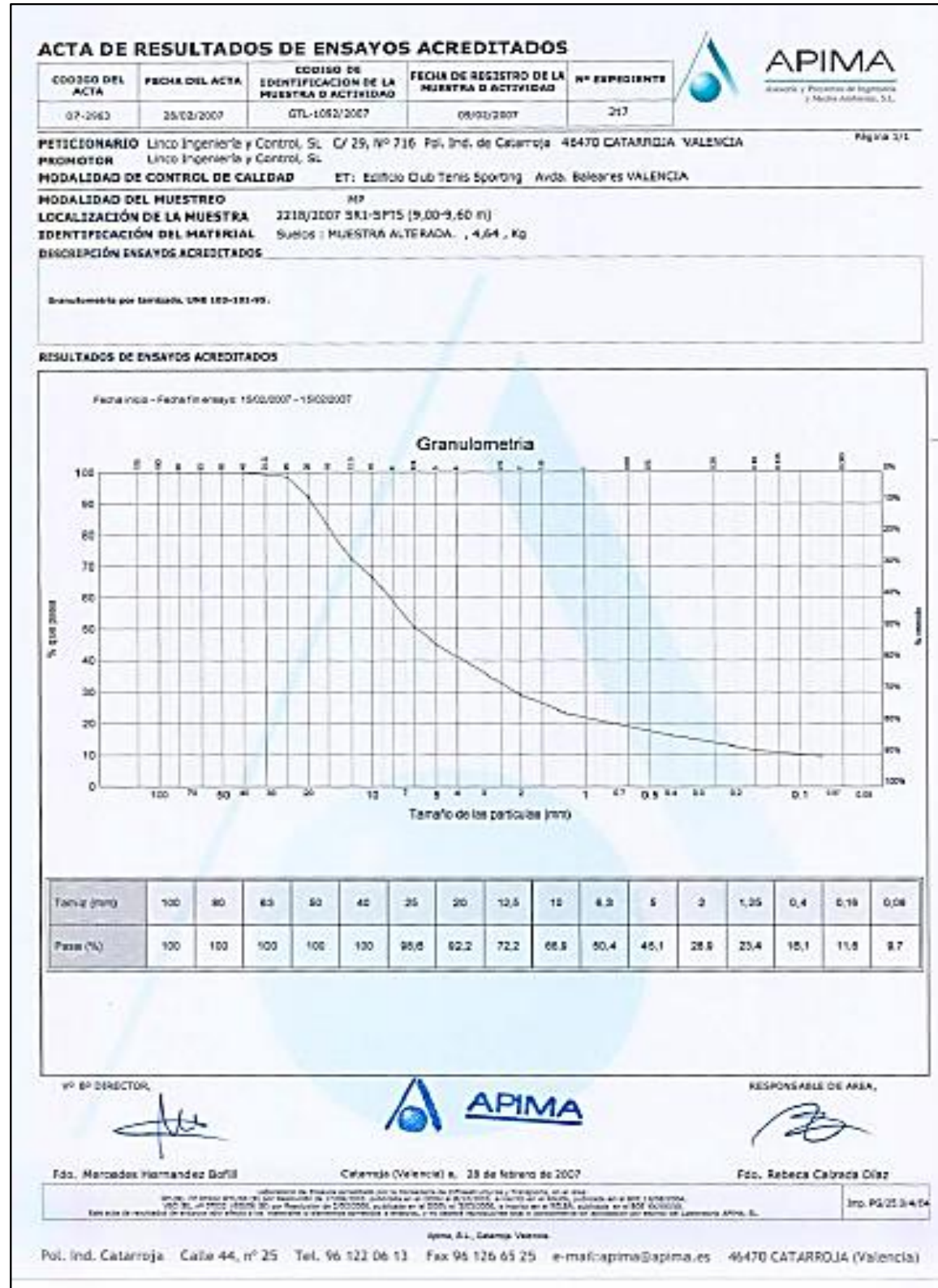


Figura 12. Acta de resultados de laboratorio. Hoja 5.

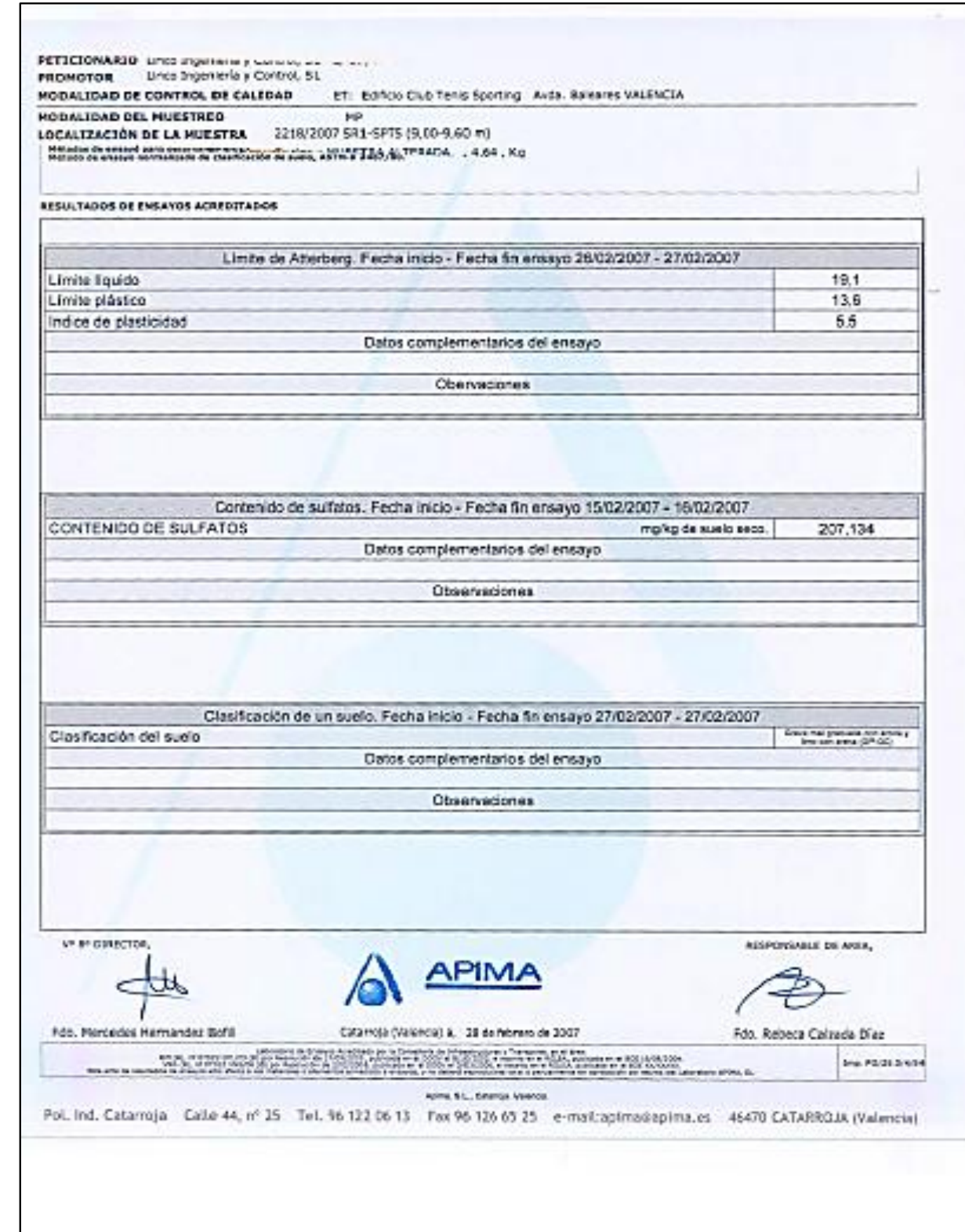


Figura 13. Acta de resultados de laboratorio. Hoja 6.

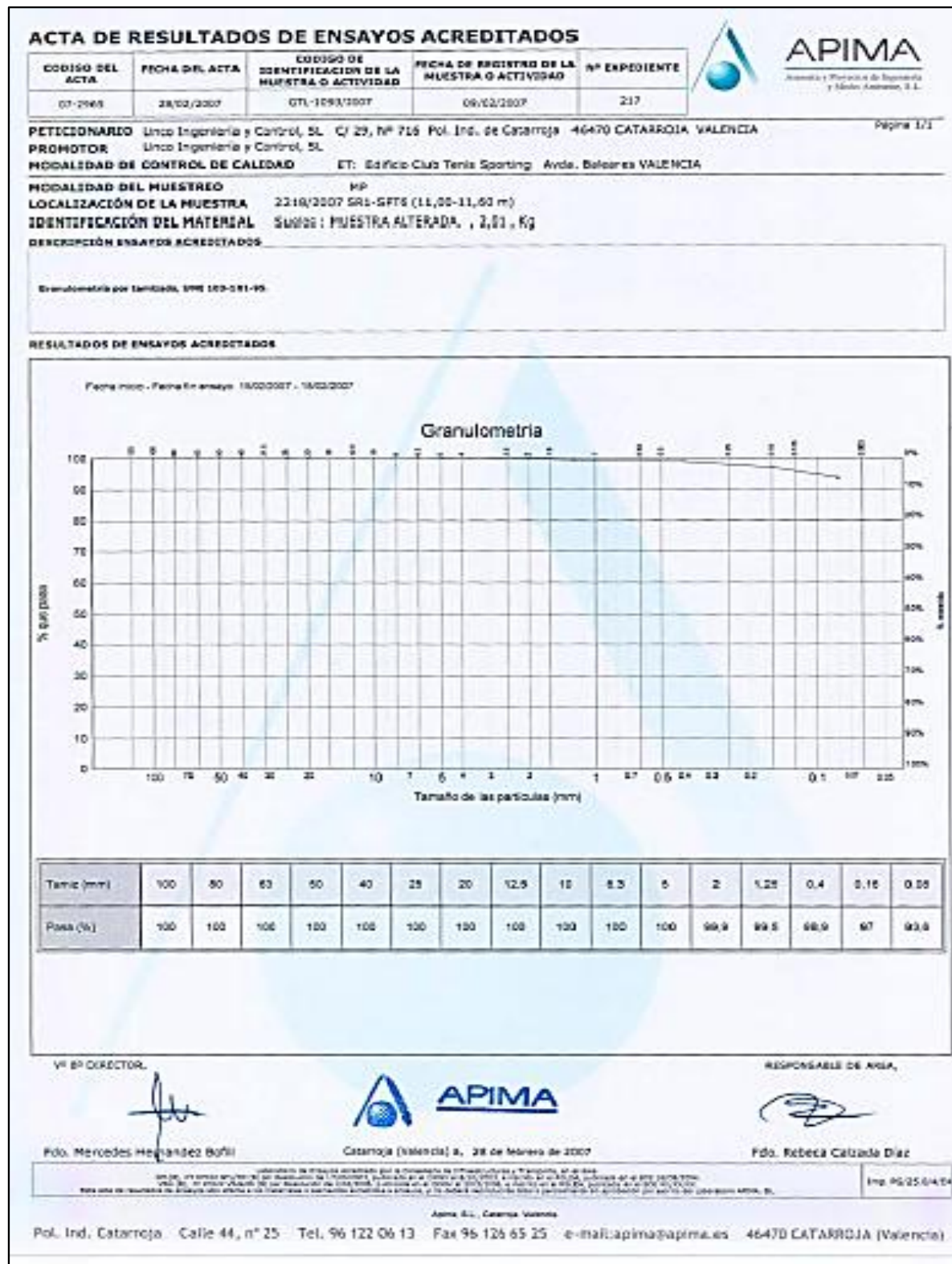


Figura 14. Acta de resultados de laboratorio. Hoja 7.



Figura 15. Acta de resultados de laboratorio. Hoja 8.



ANEXO Nº4: PERFIL ESTRATIGRÁFICO

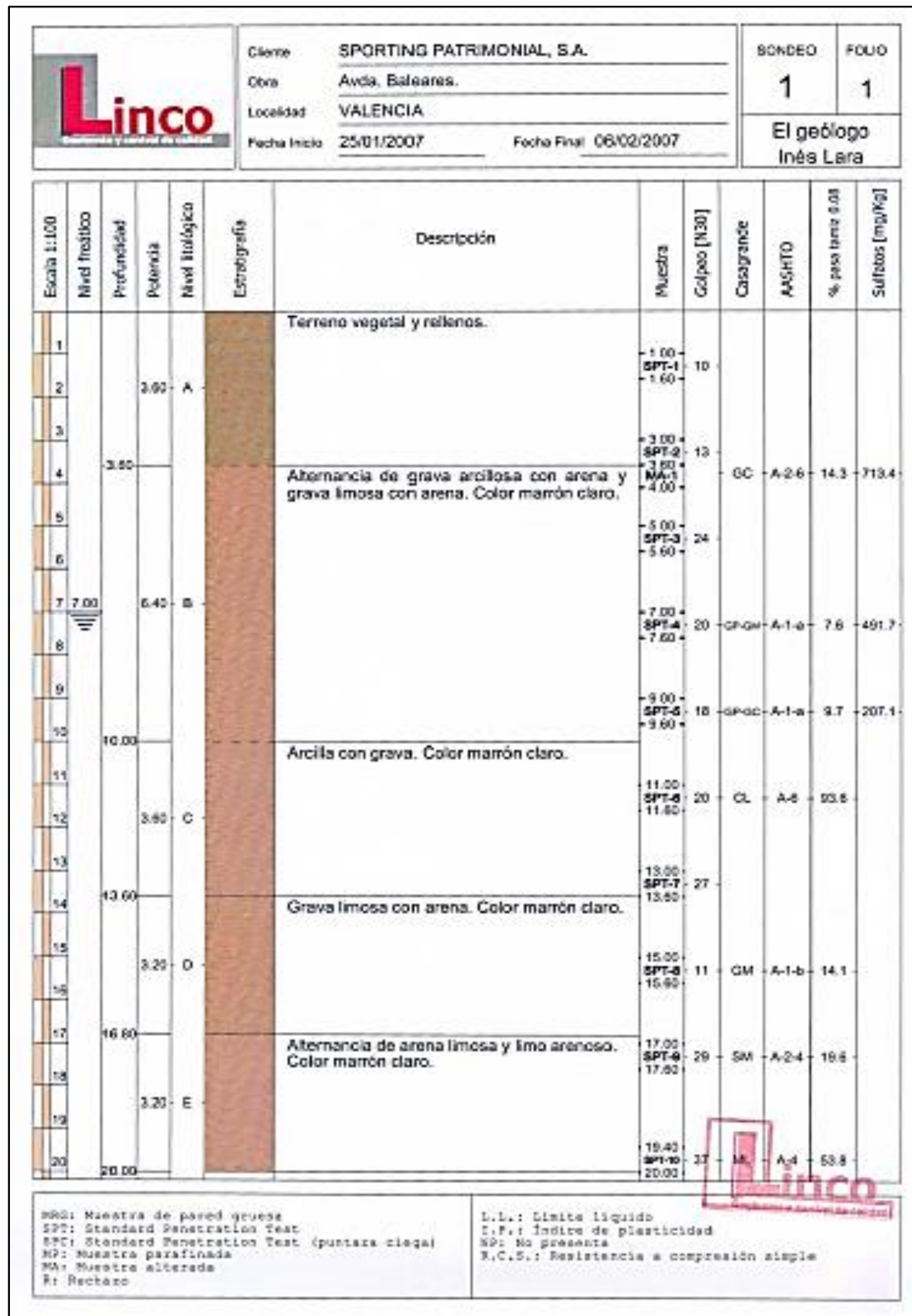


Figura 16. Perfil estratigráfico.

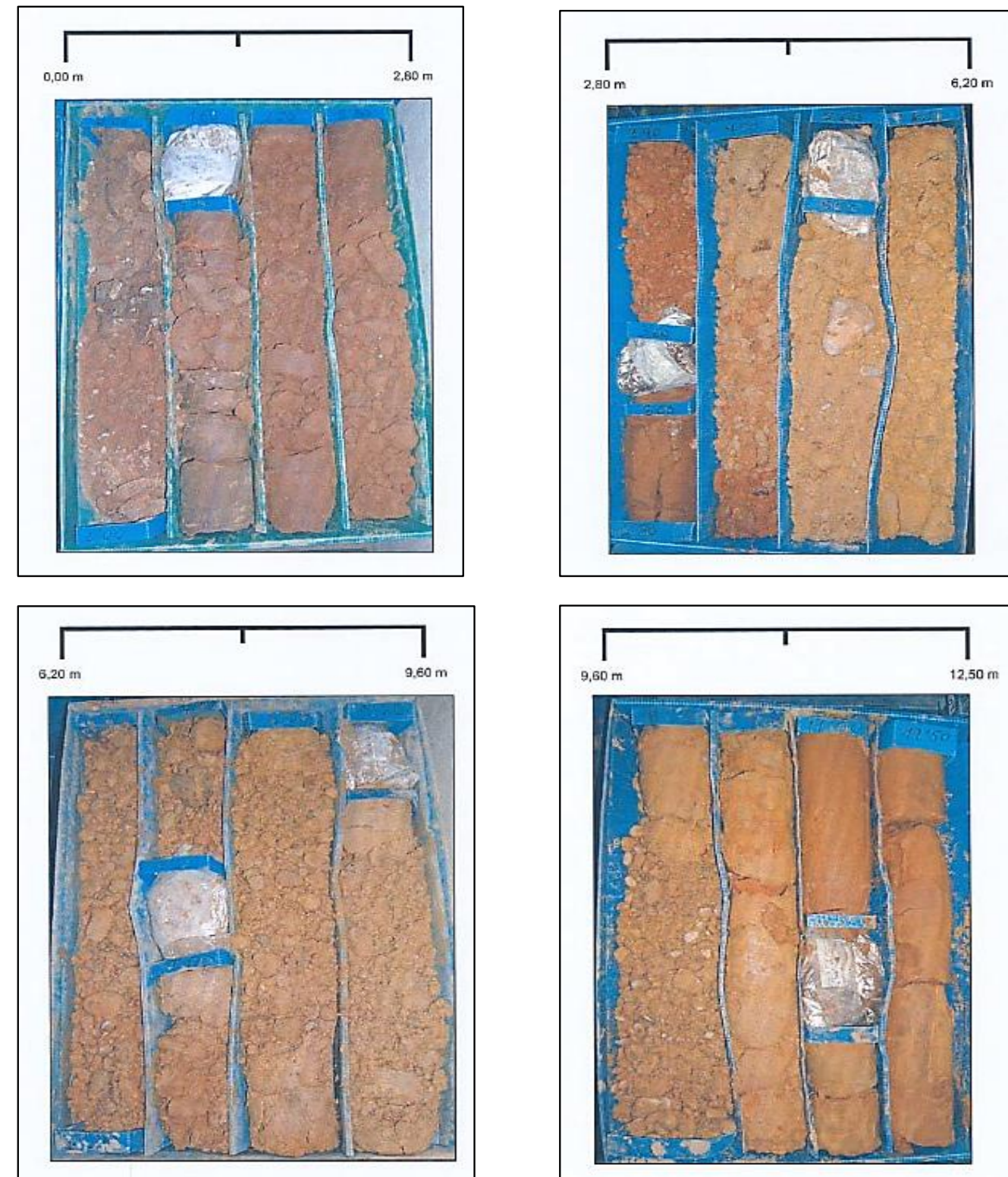


Figura 17. Fotografías.