

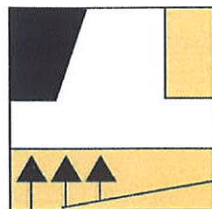
SOCIEDAD ESPAÑOLA DE  
MECANICA DEL SUELO  
E INGENIERIA GEOTECNICA

**Jornadas sobre  
OBRAS DE INTERÉS GEOTÉCNICO  
EJECUTADAS POR LOS CONSTRUCTORES ESPAÑOLES  
Ciclo: Empresas Constructoras**

**DRAGADOS**

33ª SESIÓN  
Madrid, 7 de junio de 2007

Con la colaboración del  
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS



SOCIEDAD ESPAÑOLA DE  
MECANICA DEL SUELO  
E INGENIERIA GEOTECNICA

**Jornadas sobre  
OBRAS DE INTERÉS GEOTÉCNICO  
EJECUTADAS POR LOS CONSTRUCTORES ESPAÑOLES  
Ciclo: Empresas Constructoras**

**33ª SESIÓN**  
Madrid, 7 de junio de 2007

Con la colaboración del  
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS

**SUMARIO**

- Investigación geotécnica a gran profundidad para el lote 2 del túnel de Pajares (Asturias)**
- Cimentación con pilotes de gran diámetro y gran longitud en los puentes del Tercer Milenio y Puente Pabellón de la Expo 2008 en Zaragoza.  
Ensayo de carga estático de 4.000 t en un pilote mediante célula Osterberg**
- Hincado de pilotes de gran diámetro con 75 m de calado para el anclaje del dique flotante del Puerto de la Condamine (Mónaco)**

**DRAGADOS**



# **JORNADA DE INTERÉS GEOTÉCNICO**

(Madrid, 7 de junio de 2007)

## **INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA A GRAN PROFUNDIDAD PARA EL LOTE 2 DEL TÚNEL DE PAJARES (ASTURIAS)**



**CARLOS SEGURA PICO**  
**Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos**  
**DRAGADOS**

# **INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA A GRAN PROFUNDIDAD PARA EL LOTE 2 DEL TÚNEL DE PAJARES (ASTURIAS)**

## **Í N D I C E**

### **1.- INTRODUCCIÓN**

### **2.- ANTECEDENTES**

#### 2.1. Geología

#### 2.2.- Sondeos de campañas anteriores

#### 2.3.- Ensayos en el interior de los sondeos

##### 2.3.1.- Ensayos dilatométricos

##### 2.3.2.- Testificación geofísica de los sondeos

##### 2.3.3.- Medición de tensiones naturales (hidrofracturación)

##### 2.3.4.- Resultados obtenidos

### **3.- EXPERIENCIA DE LA UTE PAJARES LOTE 2**

#### 3.1.- Perforación de sondeos profundos

#### 3.2.- Empleo de testificación geofísica

#### 3.3.- Procesado e interpretación de los datos

#### 3.4.- Sísmica de reflexión

##### 3.4.1.- Funcionamiento de la sísmica de reflexión

##### 3.4.2.- Trabajos de campo

##### 3.4.3.- Interpretación y procesado de CGG

##### 3.4.4.- Interpretación y procesado de Instituto Jaume Almera

### **4.-CONCLUSIONES**

### **AGRADECIMIENTOS**

## **1.- INTRODUCCIÓN**

Los Túneles de Pajares forman parte de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Oviedo. Con cerca de 25 km de longitud y recubrimientos de casi 1.000 m, en algunos puntos, transcurren por un terreno de gran complejidad geológica que ha sido necesario investigar con técnicas hasta ahora inéditas en el campo de la geotecnia y que han constituido un proceso totalmente innovador.

El macizo en el que se enmarca el Lote 2 (P.Ks. 20+116 – 23+991), tramo adjudicado en UTE a Dragados, está formado, en su mayor parte, por pizarras pertenecientes a la Formación San Emiliano, que constituye aproximadamente las 2/3 partes de la longitud del tramo, esto es, unos 2.600 m de los casi 3.900 de los que consta el túnel de línea. Estos materiales están considerados como los de peores características geotécnicas de todo el Lote y por extensión de todo el trazado, teniendo en cuenta además la profundidad a la que aparecen, entre 550 y 675 m, y con máximas de hasta 840 m aunque con las calizas de la Formación Láncara a techo.

Las campañas iniciales, mediante sondeos convencionales, realizadas tanto para el Estudio Geotécnico como para el Proyecto Básico, revelaron una perforación muy dificultosa. No se pudo sobrepasar con éxito la profundidad de 500 m, ya que a partir de 300 m el testigo recuperado estaba muy fracturado y su R.Q.D. era prácticamente nulo, por lo que no se dispuso de muestras para poder caracterizar el terreno.

Teniendo en cuenta estos antecedentes, se planificó ya en obra una campaña que consideró prioritaria la llegada a cota de rasante con sondeos de gran diámetro (6"), perforados con tricono, en los que se pudiera realizar una testificación geofísica de calidad para deducir los parámetros más significativos del terreno.

Para garantizar los resultados se solicitó a la compañía perforadora el uso de un sistema de lodos, similar al usado en las perforaciones petrolíferas.

Para la testificación se contactó con la empresa SCHLUMBERGER, especializada en el registro de sondeos petroleros.

Finalmente, y tras los sondeos se realizó un perfil sísmico de reflexión en la frontera con el Lote 1 y zona de entronque de la galería de acceso. En total fueron registrados un total de 2,12 km, distribuidos en un único perfil denominado Paj 01-05. Con la extensión de este dispositivo en estos más de 2 km en superficie, se pretendía analizar una longitud de aproximadamente 1 km a cota de túnel, en la zona de entronque de la galería de acceso con el túnel de línea, entre los P.Ks. 20+000 y 21+100, para lo que se contó con la empresa CGG. Esta misma compañía se encargó de realizar una primera interpretación de los datos, siendo posteriormente el Departamento de Geofísica y Tectónica del Instituto de Ciencias de la Tierra, Jaume Almera (CSIC, Barcelona) el encargado de analizar dicha interpretación, aportando un nuevo enfoque tras un reprocesado de los datos.

## **2.- ANTECEDENTES**

### **2.1.- Geología de la zona**

Para el Lote 2 la geología descrita en el Proyecto Básico y recogida en el Constructivo dividía al trazado en cuatro tramos, cuyas características y situación según P.Ks. eran los siguientes:

#### **Tramo 32: 23+991 – 23+930**

Este tramo, el primero en el que se encuadra el Lote 2, lo compone la formación de calizas tableadas de Barcaliente, de buena calidad geomecánica. La orientación es de unos 70-80° hacia el Norte-Noroeste. Se han observado procesos de karstificación por lo que se esperan afluencias moderadas y puntualmente elevadas, en caso de interceptar algún tipo de conducto al túnel.

#### **Tramo 33: 23+930–23+551**

En este tramo predomina la Formación Valdeteja, compuesta fundamentalmente por dolomías masivas muy porosas, de calidad geomecánica variable. La problemática fundamental es la elevada carga hidráulica del macizo, y la presencia de una falla oblicua al

trazado que podría tener alguna falla asociada que fuera interceptada por el túnel. La falla principal tiene conexión hidráulica con el río Viadangos.

**Tramo 34: 23+551 – 21+001**

Este potente tramo está constituido por la Formación San Emiliano de carácter pizarroso, de muy pobres características geomecánicas, con delgadas intercalaciones areniscosas en paquetes de pocos metros. Dentro de ella se encuentran una serie de barras de calizas, una de las cuales, en Facies Valdeteja, constituye la Peña Muerca. El hecho de que esta barra alcance la cota de túnel puede suponer un golpe de agua al aproximarse la excavación a la interfase pizarras-calizas.

La orientación inicialmente similar a los tramos anteriores, de 80° de buzamiento hacia el Norte-Noroeste, se horizontaliza progresivamente hasta disponerse buzando unos 30° hacia el Sur, bajo el macizo del Rozo, que constituye el límite Norte de la Unidad de Somiedo-Correcillas. Este cabalgamiento, de gran entidad, presenta un espesor de varias decenas de metros de pizarras muy laminadas y deterioradas.

Se estima que se atravesarán cuatro fallas en los P.Ks. 23+236, 23+113, 22+865 y 22+010, aunque probablemente las pizarras de San Emiliano contengan gran número de cabalgamientos intraformación, no detectables por la homogeneidad del material.

No se prevén problemas hidrogeológicos en las pizarras.

**Tramo 35: 21+001- 20+116**

A partir de este tramo se inicia la denominada Unidad de Somiedo-Correcillas. El tramo basal de la escama de Rozo, son las formaciones dolomíticas y calizas de Láncara inferior y superior, que en sus metros inferiores pueden presentarse muy fracturadas. La karstificación puede ser localmente importante aunque, en general, se espera una afluencia media de agua al túnel. Los materiales se disponen con buzamientos bajos y localmente replegados.

## 2.2.- Sondeos de campañas anteriores

En los trabajos geológico-geotécnicos anteriores de los Túneles de Pajares (Estudio Informativo, Estudio Geotécnico y Proyecto Básico) se estableció la necesidad de alcanzar importantes profundidades, llegando incluso a los casi 1000 m, lo que obligaba a emplear máquinas dotadas con el sistema conocido como Wire-Line. Las sondas que se emplearon fueron capaces de alcanzar dicha profundidad, si bien con un diámetro de perforación en algunos casos insuficiente como para poder introducir los equipos necesarios para realizar las mediciones de los ensayos in situ.

La perforación de los sondeos corrió a cargo de CGS (Compañía General de Sondeos S.A), contando además con la colaboración de Ibérica de Sondeos S.A.

Los sondeos se realizaron con extracción de testigo, seleccionándose a pie de sonda el tipo de batería a emplear (Dobles, HX, o Triples), en base a las características del terreno. Generalmente la perforación se inició con diámetro  $\phi$  131mm, PQ (122 mm) o 116 mm, revistiendo con tubería metálica de 128 x 119 mm ó 113 x 104 mm para estabilizar la parte superior del sondeo. A continuación se continuó en diámetro HQ (96 mm) hasta la finalización del sondeo o hasta que las condiciones del terreno obligaron a disminuir a NQ (76 mm), generalmente en el entorno de 300-400 m de profundidad. El diámetro NQ ha sido el mínimo utilizado en esta campaña. En la tabla adjunta se resumen los diámetros de perforación empleados, así como el de los testigos obtenidos en cada uno de ellos:

DENOMINACIÓN	$\phi$ PERFORACIÓN SONDEO	$\phi$ TESTIGO
Métrico 131 mm	131 mm	101 mm
Métrico 116 mm	116 mm	86 mm
PQ	112,6 mm	85 mm
HQ	96 mm	63.5 mm
NQ	75,7 mm	47,6 mm

**Tabla 1.- Diámetros de perforación de sondeos y de los testigos extraídos**

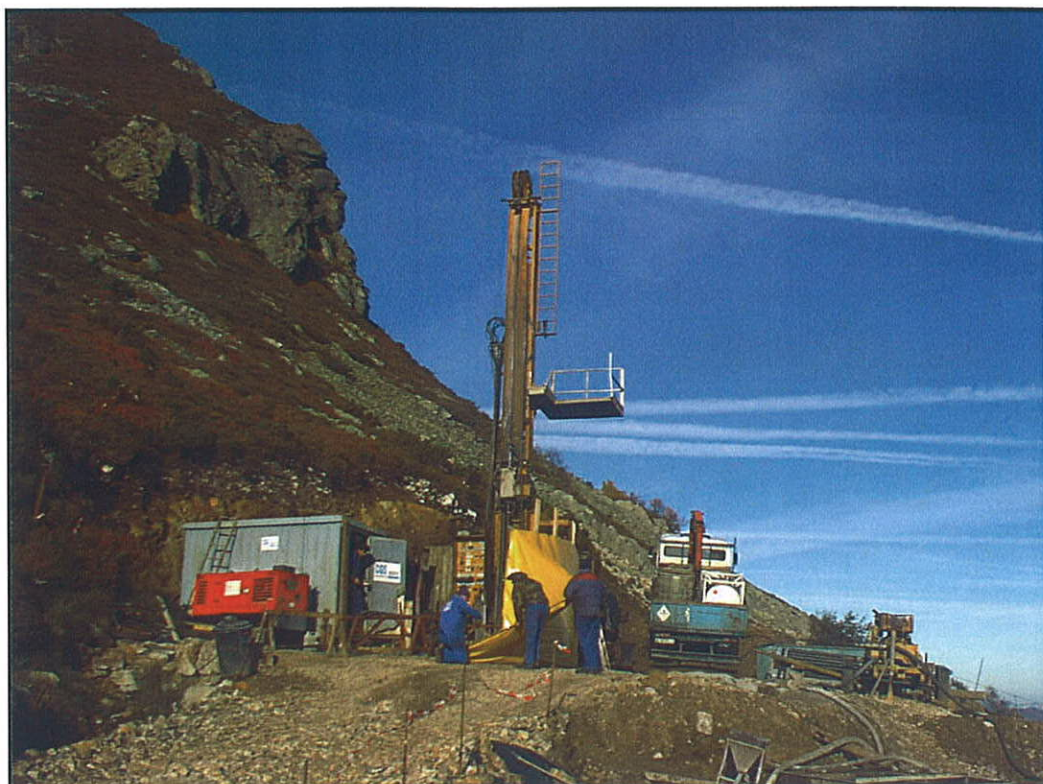


Foto 1.- Sondeo S-79, de 1000 m de longitud, en la Estación de Esquí de Brañillín

Cuando las condiciones de la perforación así lo demandaron, se utilizaron lodos bentoníticos o polímeros para asegurar la estabilidad del sondeo. Una vez finalizada la perforación de cada sondeo, realizados los ensayos in situ e introducidas las correspondientes sondas geofísicas, se instaló en los sondeos tubería ranurada de PVC para poder llevar a cabo un seguimiento de los niveles freáticos. Finalmente se dejó acondicionado cada sondeo con una tubería metálica, dado de hormigón, y cierre.

En esta fase de estudio, los testigos procedentes de los sondeos fueron analizados y descritos a pie de obra por técnicos de GEOCONSULT, adjudicataria en UTE de dichos trabajos. En esta testificación se resaltaron los siguientes aspectos:

- Profundidad
- Diámetro de la batería
- Descripción de la litología
- Recuperación
- R.Q.D.

- Resistencia Esclerométrica
- Meteorización
- Rugosidad J.R.C. de las juntas abiertas
- Buzamiento de las juntas
- Indicios de presencia de agua
- Selección y descripción de las muestras para ensayos de laboratorio

Se perforaron en esta fase de Proyecto un total de 13.918 m de sondeos con extracción de testigos, distribuidos entre 39 sondeos. De entre ellos 8 correspondieron a este Lote 2, con profundidades entre 109 y 720 m, y una longitud de perforación total de 4185 m. En la tabla siguiente se muestra la longitud de cada sondeo de este Lote 2, así como su ubicación y su inclinación respecto a la vertical.

SONDEO	P.K	Inclinación	Dirección	Longitud
		(°)	(°)	(m)
S-82	23+920	0	0	592
S-83	23+711	0	0	583
S-83-B	23+684	30	231	678
S-84	23+130	0	0	568
S-84-B1	23+338	0	0	109
S-84-B2	23+380	0	0	463
S-85	22+100	0	0	472
S-86	20+835	0	0	720

**Tabla 2.- Longitud e inclinación de sondeos del Lote 2**

## **2.3.- Ensayos en el interior de los sondeos**

### **2.3.1.- Ensayos dilatométricos**

En los estudios geológico-geotécnicos se estableció como un objetivo la caracterización del terreno desde el punto de vista de su deformabilidad. Dado que los macizos rocosos son medios no homogéneos, sus módulos de deformación presentan grandes diferencias respecto a los valores reales del terreno (efecto escala), por lo que es preciso medir in situ en sondeo este parámetro mediante un ensayo dilatométrico. Los ensayos se realizaron mediante el equipo HPD-95 del fabricante Cambridge In Situ. Este equipo ofrece las siguientes características operativas:

- Permite obtener el módulo de deformación del terreno en carga y en descarga.
- Registra la deformación directa en tres diámetros, proporcionando así la deformabilidad anisotrópica del terreno.
- Proporciona la orientación de cada captador respecto al norte magnético.

En la práctica operativa habitual, resultó muy difícil realizar determinaciones dilatométricas a profundidades mayores de 250 m. Ello obligó a completar dichas mediciones con testificaciones geofísicas de onda completa, que pueden realizarse hasta 1000 m de profundidad, pero que en lugar de proporcionar el módulo de deformación estático como hace el dilatómetro, proporcionarán el módulo de deformación dinámico. Por ello, para poder estimar el módulo de deformación a cota de túnel, se operó de la siguiente manera:

- En los sondeos de profundidades menores de 250 m, se obtuvo directamente el módulo estático de deformación mediante dilatómetro.
- En los sondeos con profundidades mayores de 250 m, se siguieron los siguientes pasos:
  1. Se realizaron determinaciones del módulo de deformación estático, en los primeros 250 m, mediante dilatómetro.
  2. En la misma ubicación que los dilatómetros anteriores, se determinó el módulo de deformación dinámico, mediante sonda sísmica de onda completa.

3. Analizando los datos de ambas mediciones, se estableció la correlación entre el módulo dinámico y el estático.
4. Se introdujo la sonda de onda completa hasta la cota del túnel, obteniéndose el módulo dinámico. Por aplicación de la correlación anterior se obtuvo el módulo estático.



Foto 2.- Ensayo dilatométrico en el sondeo

Tanto la dilatometría como la onda completa deben realizarse a "sondeo desnudo" sin entubar o revestir. Por esta razón, este procedimiento no siempre pudo aplicarse, ya que frecuentemente las paredes del sondeo fueron inestables, impidiéndose frecuentemente la introducción de la sonda sónica o del dilatómetro.

Para la realización de los ensayos dilatométricos se contó con la colaboración de la empresa In Situ Testing S.L, que se encargó tanto de la ejecución como de la interpretación de los ensayos.

El objetivo básico del ensayo dilatométrico es obtener una respuesta esfuerzo-deformación del terreno in situ, de modo que se pueda calcular el módulo de deformación dilatométrico

del terreno. Consiste en aplicar presiones crecientes al terreno a través de una camisa elástica en el interior de un sondeo.

Una vez obtenida la curva desplazamiento-carga, se realiza una descarga de la presión aplicada. Como resultado se obtiene una curva desplazamiento-carga, en la que se distinguen las siguientes etapas de deformación: adaptación de la camisa al sondeo, deformación elástica, uno o varios ciclos de descarga y carga, deformación plástica y rotura del terreno.

A partir de la información registrada durante la ejecución de los ensayos dilatométricos es posible determinar el módulo de deformación cortante del terreno,  $G_{dil}$ , y con el la rigidez del terreno relacionado con el módulo dilatométrico del terreno,  $E_{dil}$ , a través del coeficiente de Poisson  $\nu$ , mediante la expresión:

$$E_{dil} = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G_{dil}$$

Se realizaron un total de 41 ensayos dilatométricos en la totalidad de los túneles de Pajares, aunque tan sólo 13 de ellos correspondieron a sondeos del Lote 2. Las profundidades a las que se realizaron dichos ensayos se presentan en la siguiente tabla:

Sondeo	Profundidad (m)
S-82	156
S-82	175
S-84	130
S-84	143
S-85	131
S-85	137
S-86	150
S-86	170
S-86	187
S-87	100
S-87	107
S-88	113
S-88	210

**Tabla 3.- Ensayos dilatométricos en sondeos de Lote 2**

### **2.3.2.- Testificación geofísica de los sondeos**

La testificación geofísica es una valiosa herramienta, que ha aportado datos para completar la caracterización del terreno, suministrando también referencias relativas a la propia perforación, como son la verticalidad y desviación del sondeo. En esta fase previa a la ejecución de la obra se realizaron las siguientes testificaciones geofísicas en el interior de los sondeos:

- Sónico de onda completa
- Verticalidad y desviación
- Gamma-natural y temperatura
- Resistividad, potencial espontáneo
- Conductividad y resistividad del agua

La sonda sónica de onda completa permite registrar la velocidad de propagación de las ondas sísmicas tipo P y S. A partir de estos valores, por simple aplicación de la teoría se puede obtener las constantes deformacionales dinámicas in situ del terreno: módulo de deformación, módulo de corte y módulo volumétrico. Estos valores se emplearon para caracterizar geotécnicamente los diversos terrenos.

La sonda de verticalidad y desviación permite ubicar geométricamente el trazado del sondeo dentro del terreno. Con su utilización en este estudio, fue posible ubicar con precisión la posición de los contactos geológicos y fallas detectadas en los sondeos.

La sonda Gamma-natural está concebida para detectar la presencia de arcillas. En combinación con la sonda de temperatura, fueron muy útiles para la detección de fallas. Una caja de falla típica está constituida por un material brechoide, combinación de fragmentos de roca y arcilla, con permeabilidad generalmente mayor que la roca encajante. En estas condiciones de permeabilidad elevada, las cajas de falla constituyen caminos preferenciales donde el agua fría procedente de la superficie del terreno viajará hacia zonas más profundas.

Por ello, donde la sonda de temperatura detecte valores de la misma en el agua menores que en otras zonas del sondeo, en combinación de presencias altas de arcillas (sonda gamma-natural), se estará probablemente en una zona de falla.

Las sondas de conductividad, potencial espontáneo, etc. permiten obtener datos complementarios respecto a la naturaleza geológica de los materiales atravesados, así como respecto a la calidad y agresividad del agua alumbrada.

Las testificaciones geofísicas de Proyecto fueron realizadas e interpretadas por CGS S.A., salvo las mediciones de onda completa, para las cuales se contó con la colaboración de In Situ Testing S.L.

#### *2.3.2.1.- Diagrafía sónica de onda completa*

La testificación con registro sónico de onda completa es una técnica de diagrafía geofísica cuyo objetivo es la determinación, de manera continua en toda la longitud del sondeo, de las velocidades de propagación de las ondas longitudinales  $V_p$  y transversales  $V_s$ , a través del terreno, información que hace posible calcular el coeficiente de Poisson, el módulo de elasticidad dinámico  $E_D$ , el módulo de corte  $G_D$ , y el módulo volumétrico  $K_D$  de los macizos rocosos. A partir de estos parámetros resulta sencillo reconocer los contactos entre las distintas unidades litológicas que integran el trazado del proyecto, así como evaluar las características geotécnicas de cada unidad e identificar zonas de falla.



Foto 3.- Cabestrante y equipo de testificación geofísica por onda completa en sondeo

A partir de las velocidades  $V_P$  y  $V_S$ , se obtienen los valores de:

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2}{2 \cdot \left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2}$$

- Coeficiente de Poisson:
- Módulo de Corte:  $G_d = \gamma \cdot V_S^2$  ( $\gamma$ : densidad del terreno)
- Módulo de Young:  $E_d = 2 \cdot G_d (1 + \nu)$
- Módulo volumétrico:  $K_d = \frac{E_d}{3(1 - 2\nu)}$

Los valores de módulo presentados son valores dinámicos, diferentes a los estáticos obtenidos mediante ensayos de laboratorio o dilatómétricos. Los valores dinámicos suelen ser de 10 a 15 veces superiores a los estáticos. Los valores de densidad de la roca se obtuvieron a partir de los ensayos de laboratorio sobre muestras de testigo de sondeos.

Para la ejecución de estos ensayos se empleó la sonda Mount Sopris 2 SAA-1000, con unidad de adquisición de datos 5MCA-1000MGX-II, y cabestrante con 800 m de cable.

Se realizaron testificaciones sínicas de onda completa en 6 sondeos, registrándose un total de 1.365 m de sondeo, de los que 301 m correspondieron al sondeo S-86 de este Lote 2.

SONDEO	PROFUNDIDAD TRAMOS TESTIFICADOS (m)	LONGITUD TESTIFICADA (m)
S-86	9 – 310	301

Tabla 4.- Testificaciones sínicas en sondeos del Lote 2

### 2.3.2.2.- Diagramías geofísicas convencionales

Se realizaron para el total de los túneles 3.181 m de diagramías geofísicas convencionales en los sondeos S-73, S-74, S-75, S-83, S-86 y S-88, de los cuales tan sólo el S-86 pertenece al Lote 2. El tramo ensayado se refleja a continuación en forma de tabla:

SONDEO	LONGITUD TESTIFICADA (m)
S-86	720

Tabla 5.- Diagramías Geofísicas Convencionales

Las diagramías fueron realizadas con las sondas Century Compulog-III modelos 9042 y 9055, con cabestrante de 2000 m, registrando los siguientes parámetros:

- **Gamma-natural:** mide la radiactividad natural de las formaciones geológicas. Es muy útil para la detección de arcillas, que son radiactivas debido a la presencia del isótopo de potasio K40.
- **Temperatura:** mide la temperatura del fluido que rellena el sondeo. Es muy útil para detectar la presencia de agua procedente de la superficie, circulando a través de fallas, y para determinar el gradiente geotérmico.
- **Resistividad del fluido:** mide la resistividad del fluido que rellena el sondeo. En combinación con otros registros permite detectar zonas fracturadas. Muy útil para interpretaciones hidrogeológicas.
- **Potencial espontáneo:** mide la diferencia de potencial entre un electrodo fijo en superficie y otro que se mueve a lo largo del sondeo. De utilidad en interpretaciones hidrogeológicas

- **Resistencia monoelectrónica:** mide la resistividad eléctrica de las formaciones geológicas.
- **Desviación e inclinación:** proporciona un registro continuo de la verticalidad y desviación de la perforación (sondeo).

### 2.3.3.- Medición de tensiones naturales (hidrofracturación)

De todas las técnicas disponibles para medir las tensiones in situ del terreno, la más adecuada a una campaña geotécnica como esta es la hidrofracturación. Esta técnica consiste básicamente en la inyección de agua a presión en un tramo seleccionado de sondeo, con objeto de inducir en el macizo rocoso unas fracturas de direcciones determinadas. Mediante una metodología matemática apropiada, es posible la determinación de las tensiones in situ a partir de las presiones de inyección medidas. Esta técnica ha demostrado ser muy eficaz.

Para la realización de estas medidas y su interpretación los proyectistas contaron con la colaboración de la empresa alemana MeSy GMBH.

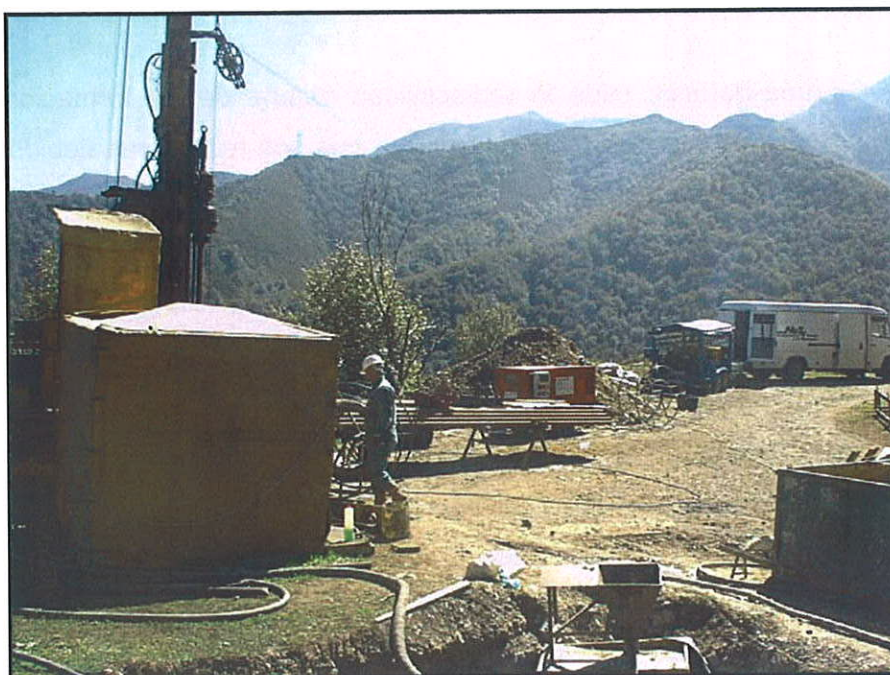


Foto 4.- Ensayo de hidrofracturación en sondeo

En la totalidad de los túneles se llevaron a cabo un total de cinco ensayos de hidrofracturación, en los sondeos S-66, S-74, S-79, S-84 y S-88, de los cuales tan sólo el S-84 corresponde al Lote 2 y hacia su final (P.K. 23+130). Para realizar los ensayos, fueron necesarias un total de 47 determinaciones, distribuidas entre los sondeos anteriormente señalados, aunque sólo 9 son de este Lote 2.

Los ensayos in situ, ejecutados en sondeos perforados a diámetros de 76 mm (NQ) y 96 mm (HQ), se realizaron usando el ensayo hidráulico wireline y el MeSy con unidad PERFRAC II equipada con packers de 71 mm y 92 mm

SONDEO	PROFUNDIDAD DETERMINACIONES
S-84	398.8
	396.6
	400.5
	410.4
	420.5
	426.7
	441.5
	459.1
	473.8

**Tabla 6.- Ensayos hidrofracturación**

Como se puede observar, todas las medidas de hidrofracturación quedaron muy por encima de la cota del túnel en ese P.K.

#### **2.3.4.- Resultados obtenidos**

Los resultados que se obtuvieron en esta fase (módulo de deformación y de corte) en los ensayos dilatométricos y de onda completa se reflejan a continuación en la tabla siguiente. En esta tabla se han incluido también los resultados obtenidos para dichos módulos en los ensayos de laboratorio y por aplicación de las correlaciones empíricas en todas las formaciones.

MÓDULOS DE DEFORMACIÓN Y CORTE						
Datos procedentes de dilatometría, onda completa, ensayos de laboratorio y fórmulas empíricas						
LITOTIPOS	MÓDULO DEFORMACIÓN (GPa)			MÓDULO CORTE (GPa)		
	Estático			Dinámico	Estático Carga	Estático Descarga
	$E_{lab}$	$E_{dil}$	$E_{GSI}$	$E_{din}$	$G_i$	$G_p$
FO-5-PIZ	25,145	2,337	1,780	23	0,569	0,958
SE-20-PIZ	19,084	1,805	2,050	-	0,410	0,728
SH-24-PIZ	15,488	3,345	1,430	15	0,618	1,137
HU-11-PIZ	10,853	1,173	1,850	-	0,349	0,428
SP-6-PIZ	20,992	3,782	3,300	-	0,963	1,525
LV-8-PIZ	13,734	-	2,420	-	-	-
OV-3-PIZ	24,654	1,466	2,410	-	0,385	0,564
HE-1-AR	51,400	-	15,820	-	-	-
OV-3-AR	36,164	3,325	12,440	45	1,006	1,363
SP-6-AR	29,037	3,395	14,800	45	0,950	1,380
SE-20-AR	24,208	-	5,750	-	-	-
BA-4-CU	36,853	-	9,220	70	-	-
PA-36-CO	32,217	4,429	13,620	-	0,951	1,815
OV-3-CO	45,099	4,348	17,620	50	0,972	1,712
LA-2-DO	33,448	6,76	19,350	90	1,598	2,726
LA-2-CA	38,691	6,398	24,450	90	1,463	2,539
LV-7-CA	54,646	4,460	17,330	60	1,432	1,784
PO-12-CA	58,553	3,765	26,410	-	0,896	1,506
AB-16-CA	30,391	-	18,740	-	-	-
BC-18-CA	51,606	3,068	19,190	-	0,919	1,208
VA-19-CA	44,525	-	12,760	-	-	-
OV-3-VC	59,643	-	26,900	50	-	-

Tabla 7.- Módulos de deformación y corte

Los resultados de los módulos de deformación obtenidos en esta fase de Proyecto se encuentran representados en las siguientes figuras.

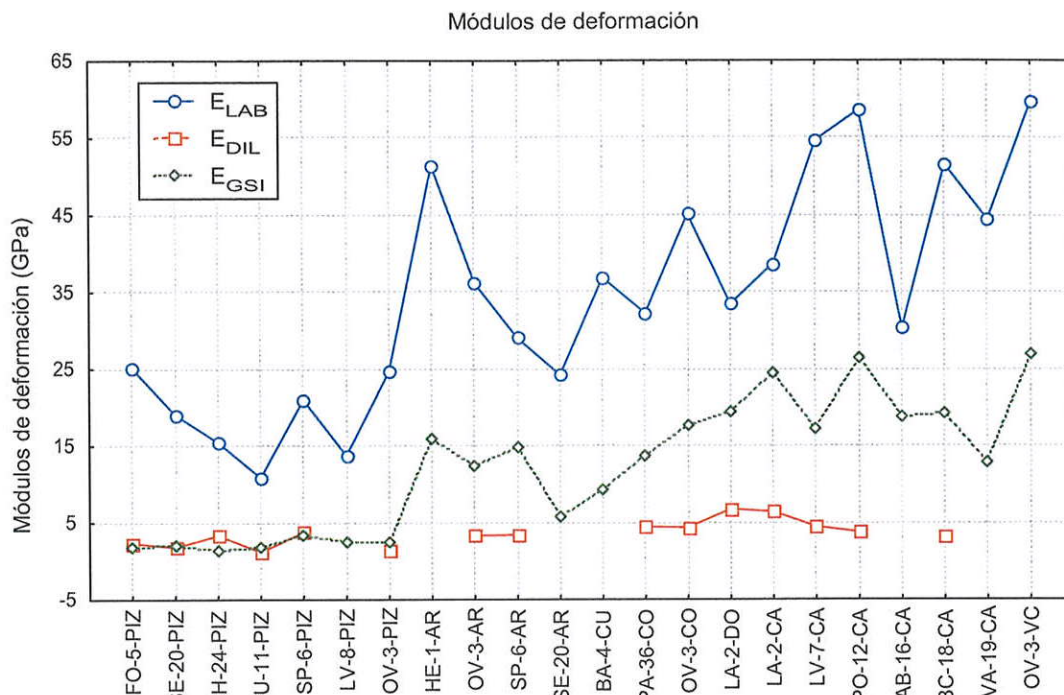


Figura 1.- Módulos de deformación

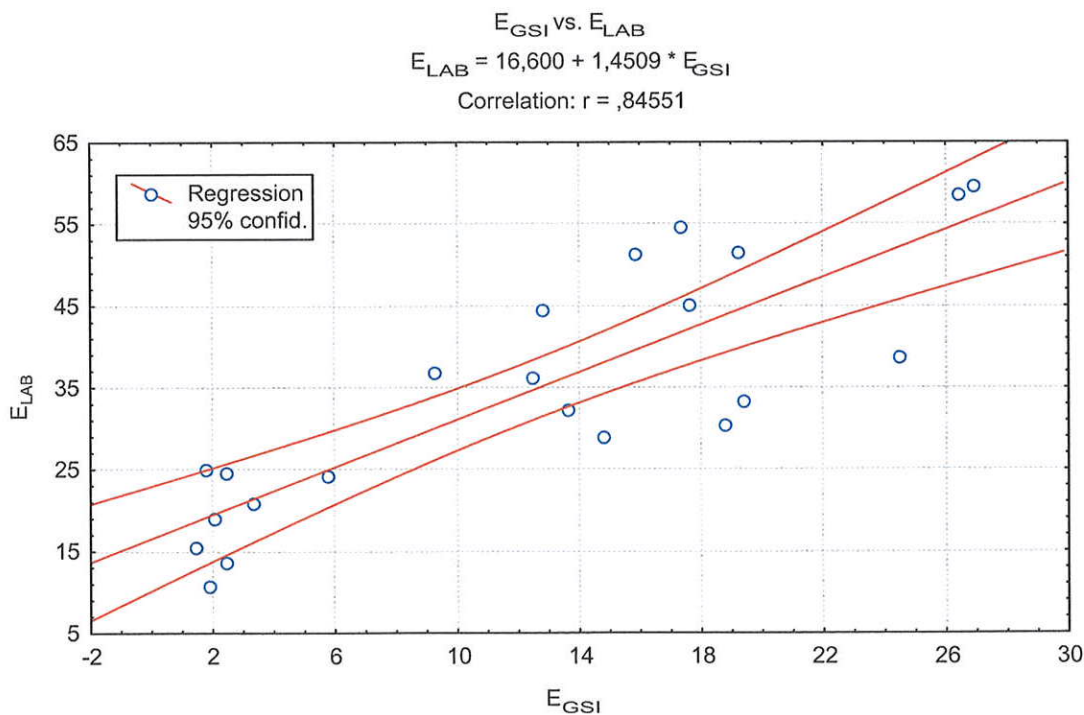


Figura 2.-  $E_{GSI}$  versus  $E_{LAB}$

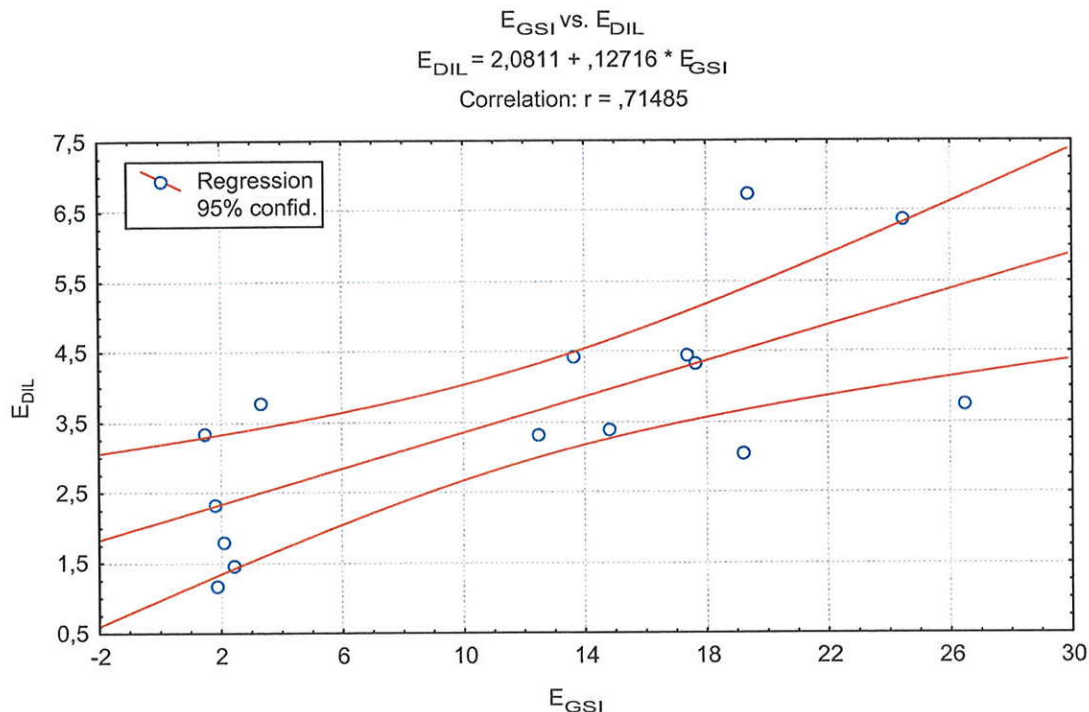


Figura 3.-  $E_{GSI}$  versus  $E_{DIL}$

A la vista de estos resultados se dedujeron las siguientes relaciones:

- Entre  $E_{GSI}$  y  $E_{LAB}$ , existe una alta correlación (figura 2). Se puede obtener uno en función del otro
- Entre  $E_{GSI}$  y  $E_{DIL}$ , existe también una correlación de  $r=0,7$  (figura 3). Luego la fórmula de Hoek (1995) constituye un buen instrumento para obtener los módulos de macizo donde no se puedan realizar ensayos dilatométricos.
- Entre  $E_{DIL}$  y  $E_{LAB}$ , no se encuentra ninguna correlación válida que permita obtener una en relación a otra.

## 3.- EXPERIENCIA DE LA UTE PAJARES LOTE 2

### 3.1.- Perforación de sondeos profundos

Las dificultades surgidas en la perforación de los sondeos geotécnicos convencionales, realizados en el Estudio geotécnico del Proyecto Básico, en principio fueron atribuidas a las

malas características de las formaciones atravesadas (fluencia severa en las pizarras de la Formación San Emiliano del Carbonífero inferior).



El análisis de los medios utilizados en anteriores campañas, así como de la sistemática y secuencia de perforación, teniendo en cuenta la naturaleza arcillosa de la formación investigada, ha permitido identificar que las posibles causas de las dificultades surgidas podrían atribuirse a limitaciones, falta de adecuación, y en su caso acumulación de condicionantes ligados a los siguientes aspectos:

- Capacidad real de perforación del equipo (Sonda LONGYEAR 44).
- Sistema y diámetros utilizados (wire-line, Ø HQ, NQ).
- Características y control del fluido de perforación (lodo bentonítico).
- Discontinuidades en la secuencia de ejecución (paradas sistemáticas semanales superiores a 48 horas).

Como consecuencia del análisis previamente realizado, y con el fin de alcanzar los objetivos planteados en la campaña proyectada, consistentes en la caracterización litológico-

estructural y geotécnica de la formación San Emiliano, a cota de túnel, se estableció un programa de perforación, compatible con el correspondiente de registros geofísicos de alta definición, habitualmente utilizados en la exploración de hidrocarburos, complementado con la toma de muestras de testigos y ensayos in situ.

Los objetivos específicamente fijados para la perforación fueron:

- Alcanzar una cota de 25 m por debajo de la correspondiente al túnel.
- Mantener la estabilidad en las paredes del sondeo para dar viabilidad a los programas planteados.
- Asegurar un diámetro mínimo, en el fondo del sondeo, que permitiese la ejecución de los registros geofísicos de alta definición y ensayos programados.

Para lograr estas premisas, dada la naturaleza de las litologías a atravesar, se consideró necesario emplear un diámetro superior a los utilizados hasta entonces en las campañas anteriores. Además se dotó de un espacio anular entre las paredes del sondeo y el varillaje de perforación lo suficientemente amplio como para permitir la circulación de un lodo con las características mínimas necesarias que admitiesen la estabilización de las paredes del sondeo, durante la perforación y posteriormente en la testificación, limitando y minimizando las maniobras y paradas innecesarias.

Finalmente y en función de las limitaciones impuestas por el propio emplazamiento de los sondeos, de la disponibilidad de equipos por parte del contratista de perforación y optimizando los costes de la operación, se establecieron las siguientes condiciones mínimas para la ejecución



Foto 5.- Preparación plataforma sondeos profundos

de los pozos proyectados, y que resultan innovadoras en la realización de sondeos de investigación y caracterización geotécnica en obras subterráneas:

- Equipo con capacidad para alcanzar una profundidad de 600 m con un diámetro mínimo de 6" (Sonda MAYHEW 1500 de GARDNER DENVER).
- Perforación con rotación y circulación directa, utilizando sistemáticamente triconos de 12"¼, 9" y 6"ó 6"¼, y puntualmente batería de testigo de Ø 101-133 mm, con extracción de muestras para pruebas de laboratorio, o para efectuar ensayos "in situ" (presio-dilatómetros)
- Instalación de un circuito de lodos dotado de los siguientes elementos: criba vibrante para la eliminación de ripios, desarenador (desiltor) para eliminación de finos, bomba de pistones para facilitar la homogeneización y auxiliar, en su circulación, a la bomba del equipo de perforación, etc.
- Ejecución continua, minimizando las entradas y salidas en el sondeo, limitando las paradas a las imprescindibles maniobras de entubación y cementación, procurando mantener la circulación de lodos en los intervalos que, por fuerza mayor, se pudiesen producir, para asegurar la estabilidad de las paredes.



Foto 6.- Balsa de lodos para la estabilización de las paredes del sondeo

### 3.2.- Empleo de testificación geofísica

Como se ha indicado, uno de los objetivos de esta campaña de perforación de sondeos profundos desarrollada en Pajares se centró en la caracterización litológica-estructural y geotécnica de la formación denominada San Emiliano, de edad Carbonífero Superior (Bashkiriense-Moscoviense inferior), hasta la cota de la rasante del túnel.

En función de los resultados obtenidos en el Estudio Geotécnico, realizado en el Proyecto Básico, a esta potente formación de pizarras, se la consideraba de naturaleza fundamentalmente arcillosa, con alta homogeneidad litológica y una disposición estructural subvertical (buzamientos  $>70^\circ$ ), atribuyéndola un comportamiento geotécnico dominante de fluencia extrema y ocasionalmente severa, con una convergencia estimada superior al 10% del diámetro del túnel.

Dadas las dificultades surgidas en la ejecución de sondeos en campañas anteriores y la mala calidad de los testigos obtenidos, se optó por utilizar un sistema, básicamente destructivo, con tricono, y un diámetro de perforación, sensiblemente superior al habitual,

con un  $\varnothing$  mínimo de 6"- 6" 1/4, con el fin de poder emplear, por primera vez en una obra pública, herramientas geofísicas de testificación geológica-geotécnica de alta definición, usadas habitualmente en la exploración de hidrocarburos y en la caracterización de almacenamientos profundos.



Foto 7.- Emplazamiento de uno de los sondeos con registro sísmico

Con el programa propuesto, se proponía reconocer directamente sobre la formación perforada y de forma continua la distribución de las diferentes litologías, sus texturas, la disposición espacial (dirección y buzamiento) y comportamiento de discontinuidades, estructuras y contactos, así como las variaciones en los parámetros geotécnicos, estado tensional y deformaciones a lo largo del sondeo. Este ambicioso programa se complementó con la obtención puntual de testigos, mediante baterías extractoras (3 - 5 m de longitud y  $\varnothing 133 - 101$  mm), a profundidades de rasante de túnel y aproximadamente 25 m por encima y debajo de ésta.

La testificación geofísica fue realizada por la compañía Schlumberger, por fases (2-3 según sondeos), entre distintas profundidades, y con la utilización, totalmente innovadora este tipo de obras, de la siguiente combinación de herramientas:

## Fase I (de entubación, antepozo hasta aprox. 300 m)

DSI – GR

FMI GR

## Fase II (de aprox. 300 m a fondo de sondeo)

HALS GR – EMS

FMI – HNGS

DSI – GR

**Fase III (de aprox. 300 m a fondo de sondeo):** 7 - 10 días después de los registros realizados en la Fase II, con el fin de comprobar las posibles convergencias en las paredes del sondeo.

EMS-IS-GR y temperatura



Foto 8.- Registro sónico en sondeos

Sintéticamente las características y aplicaciones de las sondas utilizadas son las siguientes:

- **HALS-PEX** (High Resolution Azimuthal Laterolog Sonde-Platform Express) Ø 3 5/8". Registra resistividad, con un espaciado entre electrodos adecuado, para la medida de resistividad somera y profunda. Permite detectar cambios litológicos, texturales y

de contenido en fluidos relevantes (que originan contrastes de resistividad) y también reconocer la continuidad de cuerpos o estructuras más allá de las paredes del sondeo.

- **HNGS** (High Resolution Natural Gamma-Ray Spectrometry log) Ø 3 5/8". Registra radioactividad natural y, mediante una espectrometría de la radiación gamma proporciona los contenidos en uranio (en ppm), torio (en ppm) y potasio (en %). Permite diferenciación y definición de cambios composicionales y la interpretación de los mismos en términos litológicos.
- **GR** (Gamma-Ray Tool) Ø 3 5/8". Registra radioactividad natural. Permite la identificación de cambios litológicos y se ha simultaneado con diferentes herramientas (DSI, FMI, HALS y EMS) con el fin de correlacionar correctamente las cotas entre los diferentes registros, en obtenidos con ellas.
- **DSI** (P&S) (Dipole Shear Sonic Imaging Tool) Ø 3 5/8". Registro acústico de onda completa que permite medir velocidades de las ondas P, S y Stoneley. Se ha realizado en modo dipolo específico para asignar un buen registro de las S.
- **FMI** (Formation Micro-Imager) Ø 5" Proporciona una gran densidad de medidas de microrresistividad de alta resolución, en electrodos distribuidos a lo largo de cuatro brazos extensibles, a partir de las que se genera una imagen orientada.
- **EMS** (Environmental Measurement Sonde) Ø 4". Calibrador de seis brazos al que se incorporó en una de las operaciones un IS (Inclinometry Survey) que permite establecer la posición de la herramienta y por tanto la orientación de las medidas de geometría realizadas. En esa misma operación se utilizó un sensor de temperatura para detectar anomalías de ésta que pudieran estar relacionadas con circulación (invasión o pérdidas) de fluidos desde la formación.

Estas herramientas se utilizaron en dos sondeos de 650 m de profundidad y la interpretación de los registros ha permitido definir la estructura y caracterizar la litología y textura de los materiales no reconocidos anteriormente, de gran repercusión en la construcción de los túneles.

Se obtuvieron resultados inmediatos en el mismo momento de la testificación, aunque el procesado posterior posibilitó la mejora de las imágenes y registros obtenidos.



Foto 9.- Sondas sónicas utilizadas



Foto 10.- Operaciones de instalación de las sondas

### **3.3.- Procesado e interpretación de los datos**

Las innovaciones introducidas, tanto en la perforación de los sondeos de la campaña realizada en este Lote 2 de los túneles de Pajares, como en el programa de caracterización geológico-geotécnica, con la utilización de forma combinada de determinadas sondas geofísicas de alta resolución, permitieron alcanzar los objetivos planteados que se definen a continuación:

- Perforar, hasta las cotas previstas, con los diámetros mínimos programados.
- Registrar, de forma continua, aquellos parámetros petrofísicos, composicionales, geométricos y geotécnicos que permitieran la caracterización de la roca.

En la testificación geofísica de sondeos es práctica habitual que la propia compañía encargada de dicha operación, en este caso Schlumberger, realice un procesado (estándar) de los datos adquiridos y, a veces, una primera interpretación, aunque en ocasiones es el cliente el que, a partir de los registros resultantes, realiza dicha actividad.

La especificidad de los problemas planteados, del programa de testificación aplicado, y de la combinación de herramientas utilizadas, hizo necesario contar con la participación y asistencia de expertos cualificados independientes que, además de controlar la adquisición, realizaron el procesado y la interpretación de los datos obtenidos, en los registros geofísicos.

Dicha colaboración se adoptó con el fin de garantizar la calidad en la adquisición de datos, flexibilizar las opciones de procesado, y adaptar el alcance de la interpretación de la información obtenida, garantizando, con el suficiente grado de detalle, el conocimiento de aquellos aspectos de mayor relevancia del proyecto constructivo.

Los programas de procesado, así como las diferentes opciones de tratamiento aplicadas, permitieron obtener y generar una amplia secuencia de gráficos e imágenes, de alta definición (3D), de las paredes de los pozos y zonas próximas que, comparadas y correlacionadas de forma interactiva, facilitaron la visualización de los datos y su interpretación, garantizando la fiabilidad de los resultados obtenidos, pudiendo obtener, en cada sondeo, la siguiente información:

- Diferenciar las heterogeneidades y aspectos composicionales y texturales.
- Establecer la naturaleza y geometría de los contactos entre litologías (normal, discordante o tectónico) y su posible comportamiento.
- Tipo, clase, naturaleza, magnitud, y continuidad de las diferentes estructuras identificadas (estratificación, pizarrosidad, fracturas, fallas, etc.), así como su posición espacial (profundidad, dirección y buzamiento) y frecuencia.
- Cuantificar y analizar las variaciones en: coeficientes de Poisson, módulos dinámicos de Young, de corte o cizalla y de compresibilidad, sobre los tramos litológicos diferenciados.
- Identificar y valorar las variaciones en la geometría de las paredes del sondeo (ensanches/estrechamientos u ovalizaciones) y las orientaciones preferentes relacionadas con la dirección del esfuerzo máximo horizontal que da lugar a la deformación, así como información sobre el campo de esfuerzos (estado tensional).
- Enumerar y valorar deformaciones que pudiesen tener su origen en la fluencia de las formaciones investigadas.
- Evaluar las posibilidades de generación o presencia de carbón en los terrenos atravesados.

Como dato relevante se puede afirmar que los resultados obtenidos en los sondeos realizados se desviaron significativamente de las previsiones establecidas "a priori", siendo destacables los siguientes aspectos:

- Litológicamente la Formación San Emiliano, en el tramo investigado, está integrada fundamentalmente por pizarras lutíticas (arcillosas) homogéneas, presentando abundantes alternancias e intercalaciones de pizarras limolíticas (arenosas), potentes tramos de brechas (intraformacionales) y otras de probable origen tectónico, así como la presencia de carbonatos (calizas).

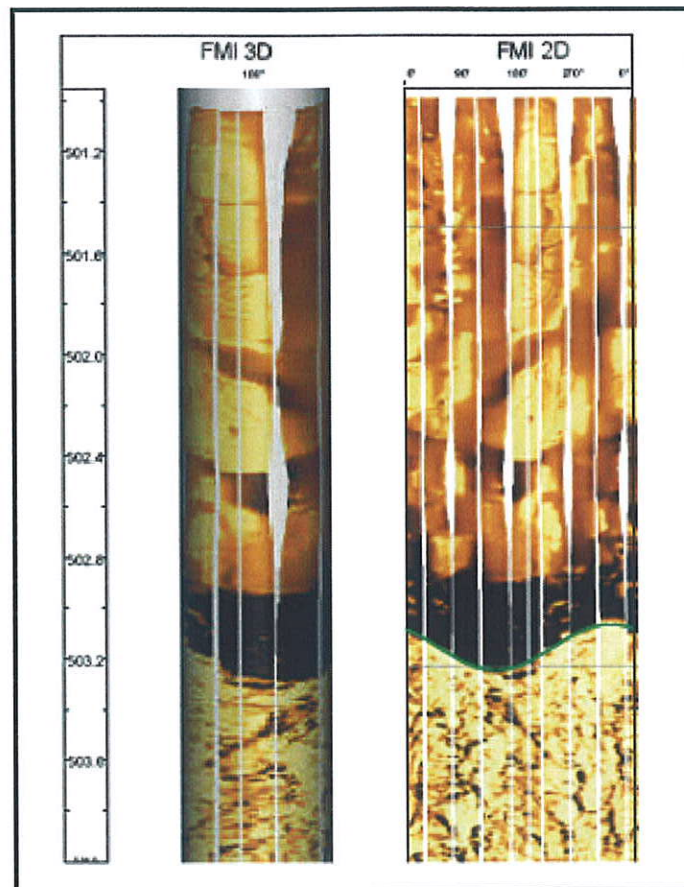


Figura 4.- Detalle de la monitorización del FMI

- Estructuralmente, en la formación, se identificaron abundantes pliegues con diferente orientación y vergencia, los buzamientos en la estratificación varían entre 20 y 80 grados siendo los mayoritarios de 40 a 60 grados, mientras que las fracturas y fallas presentaban buzamientos más variables de alto y bajo ángulo.
- Los módulos dinámicos obtenidos, a partir de los registros geofísicos, presentaron valores sensiblemente superiores a los resultantes de los ensayos de laboratorio, como suele ser habitual.
- No se identificaron deformaciones relevantes en las paredes de los sondeos.

Aunque en las medidas obtenidas en la testificación no se reconocieron indicios que apuntaran la existencia de niveles carbonosos, ni en los testigos se hayan podido identificar, los resultados no permitieron descartar de forma concluyente su presencia, ni en consecuencia la existencia de gases, como el metano, que hubiera requerido un programa de evaluación específico para su detección.

En las figuras siguientes se incluyen algunas salidas gráficas de las monitorizaciones realizadas con estas sondas.

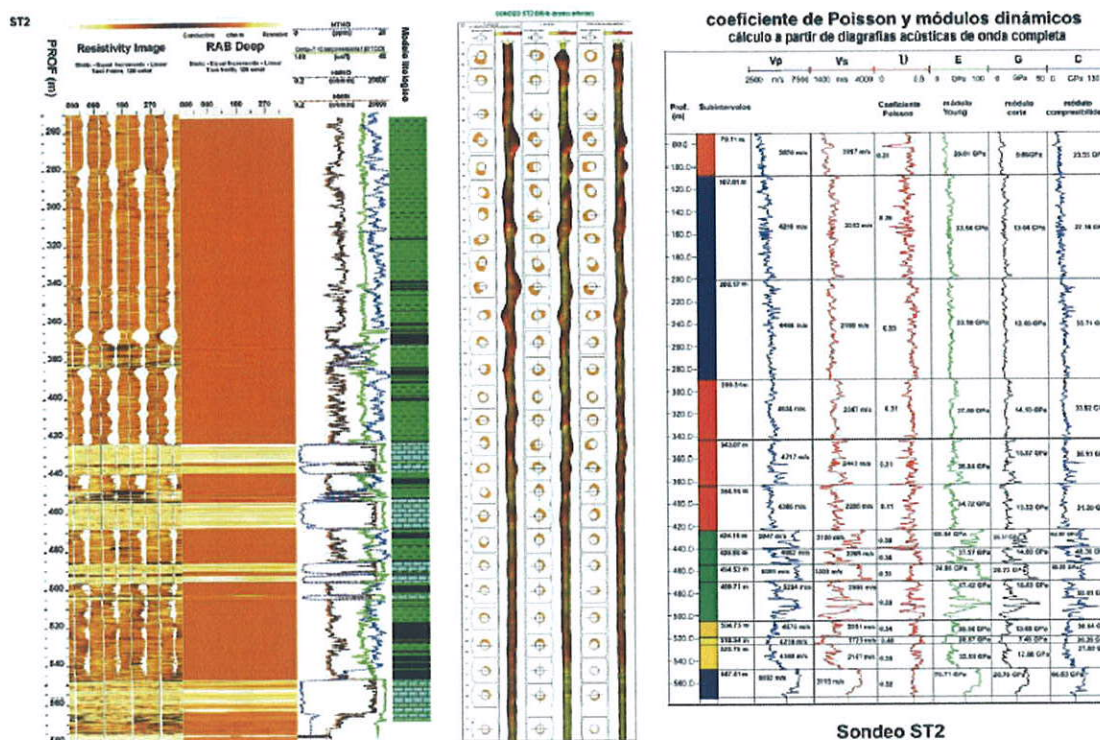


Figura 5.- Imágenes de resistividad y diagráfia acústica de onda completa

### 3.4.- Sísmica de reflexión

Como se ha descrito, tras los sondeos y para intentar llevar a cabo toda la investigación posible que permitiera un mayor conocimiento tanto estratigráfico como de comportamiento geotécnico de la Formación San Emiliano en la frontera con el Lote 1 y zona de entronque de la galería de acceso, se planteó la conveniencia de realizar un perfil sísmico de reflexión vertical desde superficie. Este único perfil se extendió a lo largo de un total de 2,12 km en superficie, con el que se pretendía analizar una longitud de aproximadamente 1 km a cota de túnel, en la zona de entronque de la galería de acceso con el túnel de línea, entre los P.Ks. 20+000 y 21+100, aproximadamente.

Para la ejecución de estos trabajos de campo se contó con la empresa COMPAÑÍA GENERAL DE GEOFÍSICA (CGG). Esta misma compañía fue la encargada de realizar una

primera interpretación de los datos, siendo posteriormente el Departamento de Geofísica y Tectónica del Instituto de Ciencias de la Tierra, Jaume Almera (CSIC, Barcelona) el encargado de analizar dicha interpretación, aportando un nuevo enfoque tras un reprocesado de los datos.

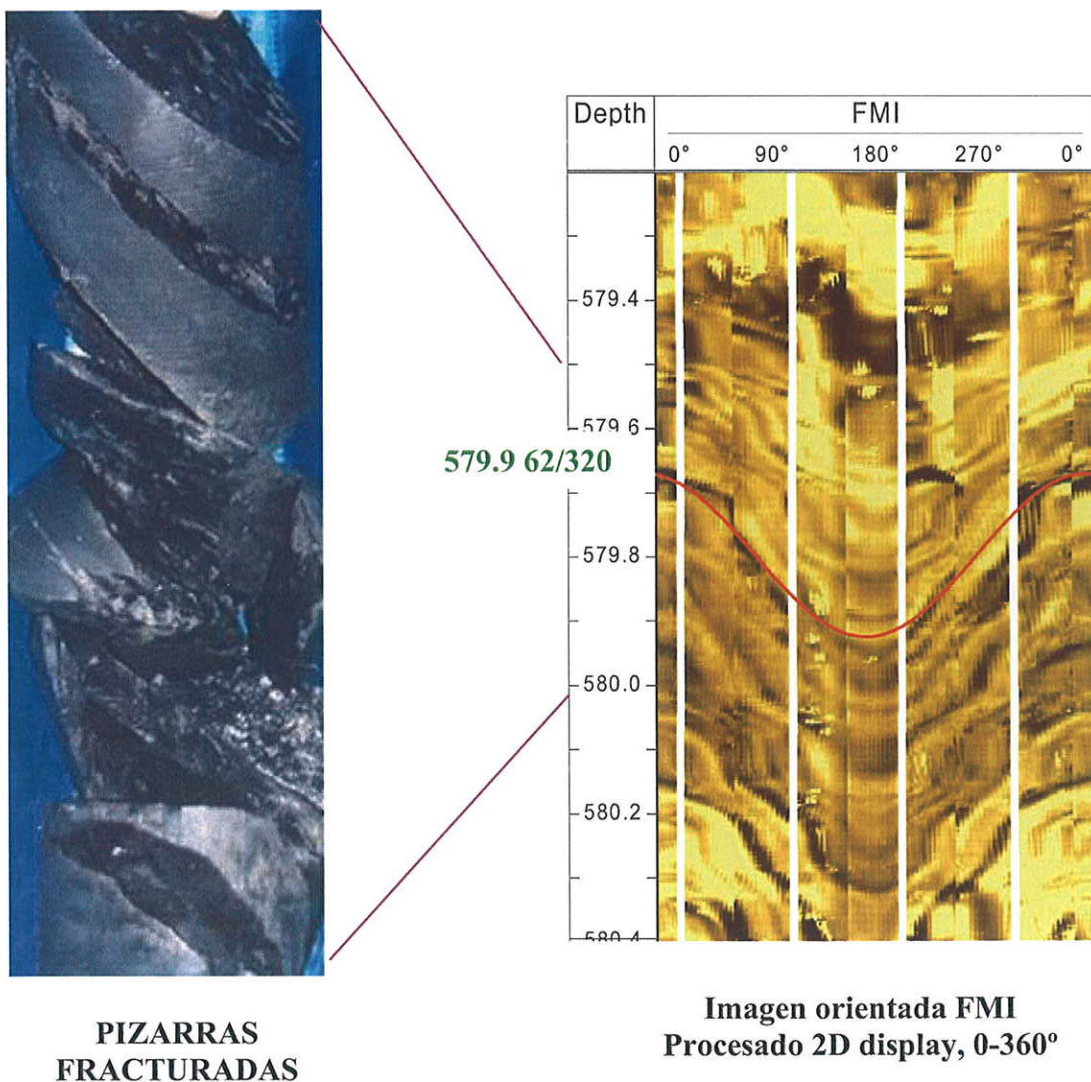


Figura 6.- Herramienta de imágenes de resistividad FMI

El objetivo de la sísmica de reflexión de alta resolución es proporcionar secciones sísmicas de estructuras geológicas. El método de registro está basado en la tecnología del petróleo, donde se precisan reconocer grandes extensiones a una gran profundidad.

El perfil sísmico constituye una verdadera ecografía del subsuelo, cuyas reflexiones proporcionan informaciones sobre las características de las rocas y sus discontinuidades,

siendo el único método que suministra una imagen continua de la sucesión de terrenos y de su estructuras, permitiendo una visión en tres dimensiones que le confiere una mayor concreción y aumenta la coherencia de la interpretación, tan escasa en muchos de los métodos indirectos de reconocimiento geotécnico. La posibilidad de registrar ondas reflejadas está unida a la existencia de "espejos" que se corresponden con discontinuidades litológicas que permiten la reflexión de las ondas.

### coeficiente de Poisson y módulos dinámicos cálculo a partir de diagrafas acústicas de onda completa

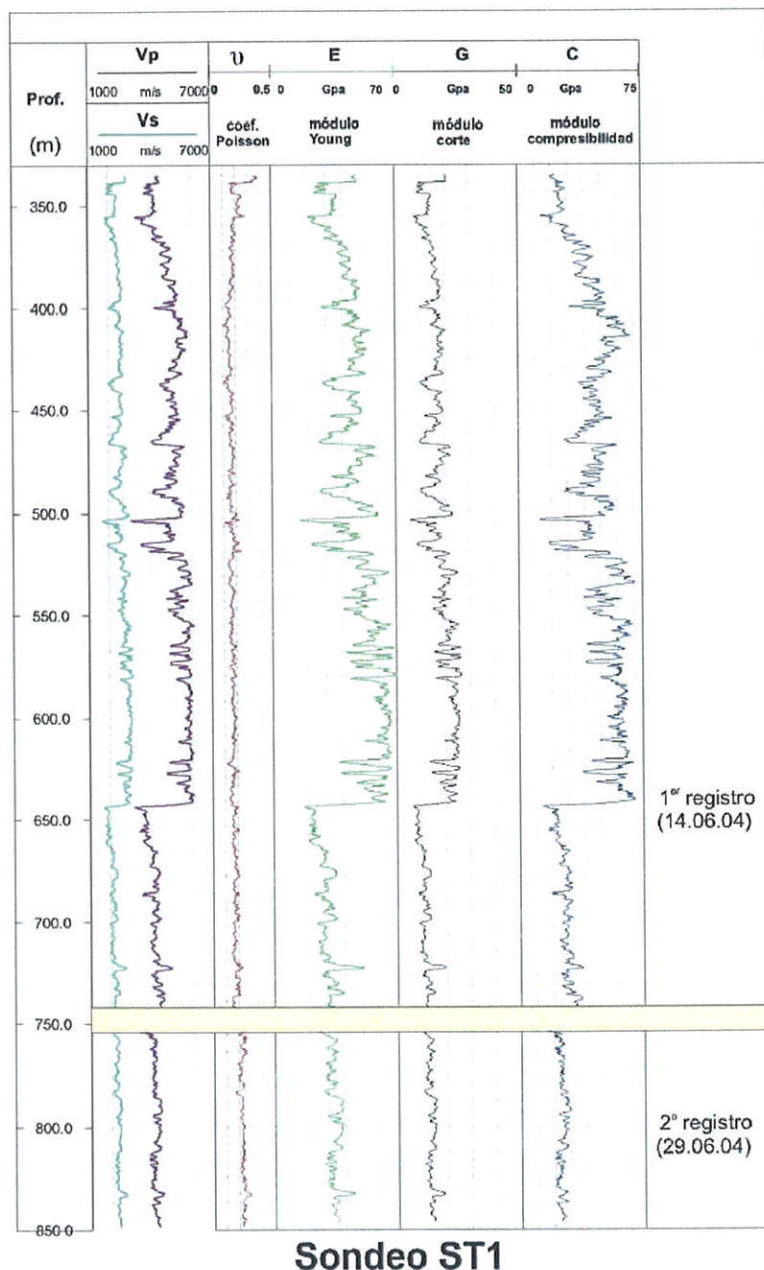


Figura 7.- Onda completa sobre el nuevo sondeo ST-1

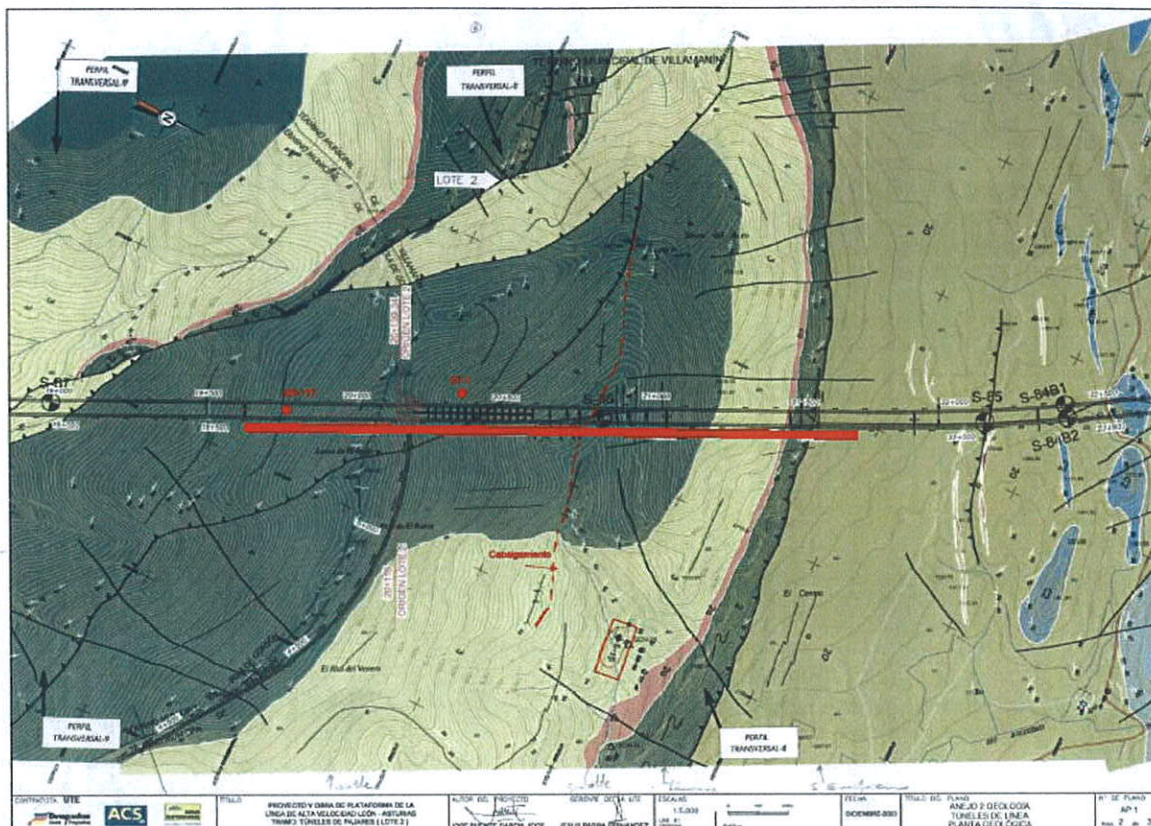


Figura 8.- Situación en planta geológica del perfil sísmico

### 3.4.1.- Funcionamiento de la sísmica de reflexión

Este método, como todos los apoyados en los fenómenos sísmicos, está basado en la propagación de ondas elásticas, por un lado las de compresión o longitudinales (ondas P), y por otro, las de cizallamiento o transversales (ondas S). La primeras son las más fáciles de emitir, si bien las S o la comparación entre ambas son las que permiten un mayor conocimiento de temas específicos. Conviene recordar que en un medio consolidado como puede ser un macizo rocoso poco alterado, la relación entre la velocidad de ambas  $V_s/V_p$  está en torno a 0.5, elevándose hasta 4 ó más en zonas de mayor alteración.

### 3.4.2.- Trabajos de campo

Los trabajos de adquisición de datos fueron realizados por la empresa COMPAÑÍA GENERAL DE GEOFÍSICA (CGG). El procesado de los datos de campo fue realizado en el

centro de cálculo de CGG en Massy (Francia). El equipo trabajó bajo la continua supervisión de técnicos de Dragados.

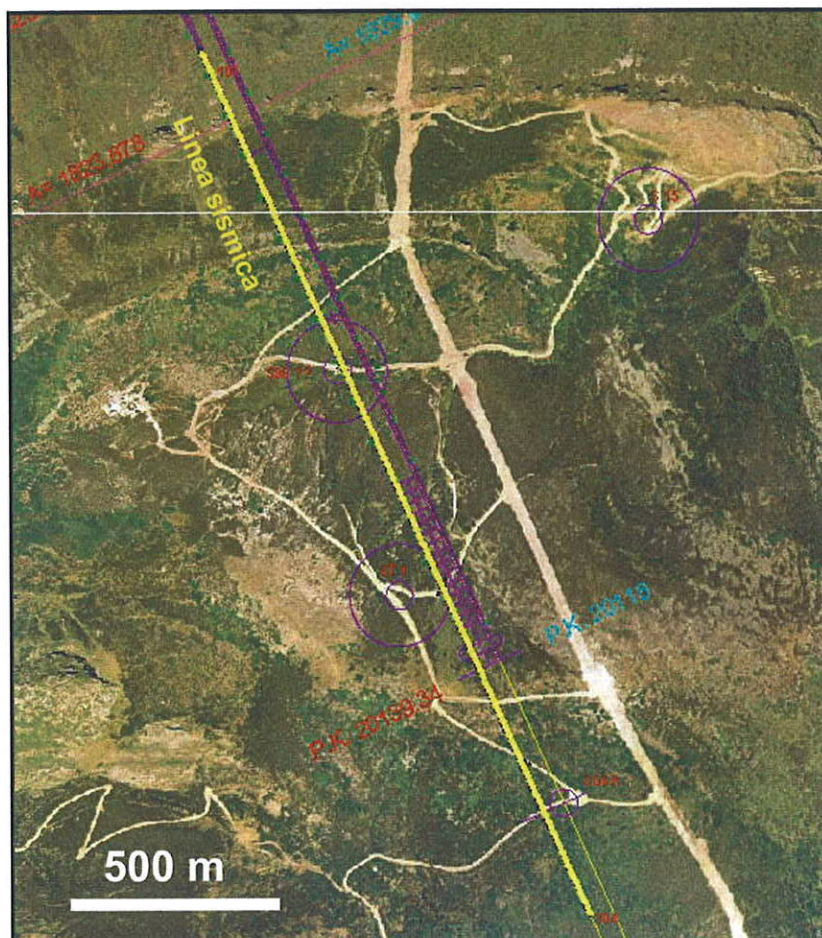


Figura 9.- Esquema de situación de la línea sísmica

Los trabajos de campo se llevaron a cabo durante el año 2005, con los siguientes períodos de trabajo de los distintos equipos que actuaron en la campaña:

- Solicitud de autorizaciones: 16/03 al 29/04
- Perforación: 4/05 al 12/05
- Registro: 11/05 al 14/05
- Recorrido del tendido: 16/05 al 21/05

Para obtener los datos sobre los aproximadamente 1000 m que tiene de cobertura en esa zona el túnel se precisaba extender la línea de adquisición de datos en superficie unos 500

m en cada sentido, de tal modo que se apoyara en los registros de las columnas de los sondeos ST1, de nueva ejecución, y S86, perteneciente a estudios anteriores.

La disposición en superficie requirió la ejecución de taladros de 3 m de profundidad y 2" ½ (63.5 mm) de diámetro cada 20 m para la instalación de los puntos de tiro (PT), en los que se ubicaron las cargas de dinamita de 26 mm de diámetro, 40 cm de longitud y 450 gr de carga por punto. En las zonas donde existía fácil acceso estas perforaciones se realizaron con una perforadora tipo ERC 350. En aquellos donde no se pudo acceder por dificultades orográficas se realizaron tres taladros de 1.5 m de profundidad con martillo neumático. Todos los barrenos fueron recubiertos con tubos de PVC de 37 mm, disponiendo un tapón de grava en cada uno de ellos.



Foto 11.- Equipo de adquisición de datos

Un equipo de topografía realizó mediante GPS el levantamiento de todos los PT, así como de los geófonos que se dispusieron cada 10 m a lo largo del perfil sísmico previsto, correspondiendo 6 geófonos por traza sísmica. Cada punto de tiro se registró en 200 trazas

sísmicas. Previamente este equipo realizó el desbroce a lo largo de la línea, cortando la pequeña vegetación para que los equipos pudieran pasar con menos dificultades.

El trazado en puntos espejo (CDP) corresponde a la parte lineal del subsuelo reconocida por la sísmica. Su extensión se reduce con respecto a la línea sísmica físicamente tendida en la superficie. El orden de cobertura sobre este trazado es creciente a partir del inicio en superficie hasta alcanzar gradualmente el orden máximo de cobertura en el punto previsto al nivel del túnel.



**Foto 12.- Tendido de los cables en superficie**

En el esquema de la figura 10 se detalla el dispositivo de adquisición y registro de los datos, con una intertraza de 10 m, 6 geófonos por traza y 200 trazas sísmicas.

### 3.4.3.- Interpretación y procesado de CGG

El primer procesado de las medidas se realizó en el centro de cálculo de CGG en Massy (Francia) por medio de secuencias de programas elaborados, destinados a resaltar las informaciones útiles, con la eliminación de los ruidos parásitos, mejorando así la capacidad de resolución.

El objetivo del procesado es convertir los datos brutos, registrados sobre cintas magnéticas por el laboratorio de adquisición, en cortes sísmicos (o secciones), que muestren el comportamiento de los reflectores a lo largo de los perfiles. Estos reflectores son la imagen de las diferencias de litología de las capas del subsuelo.

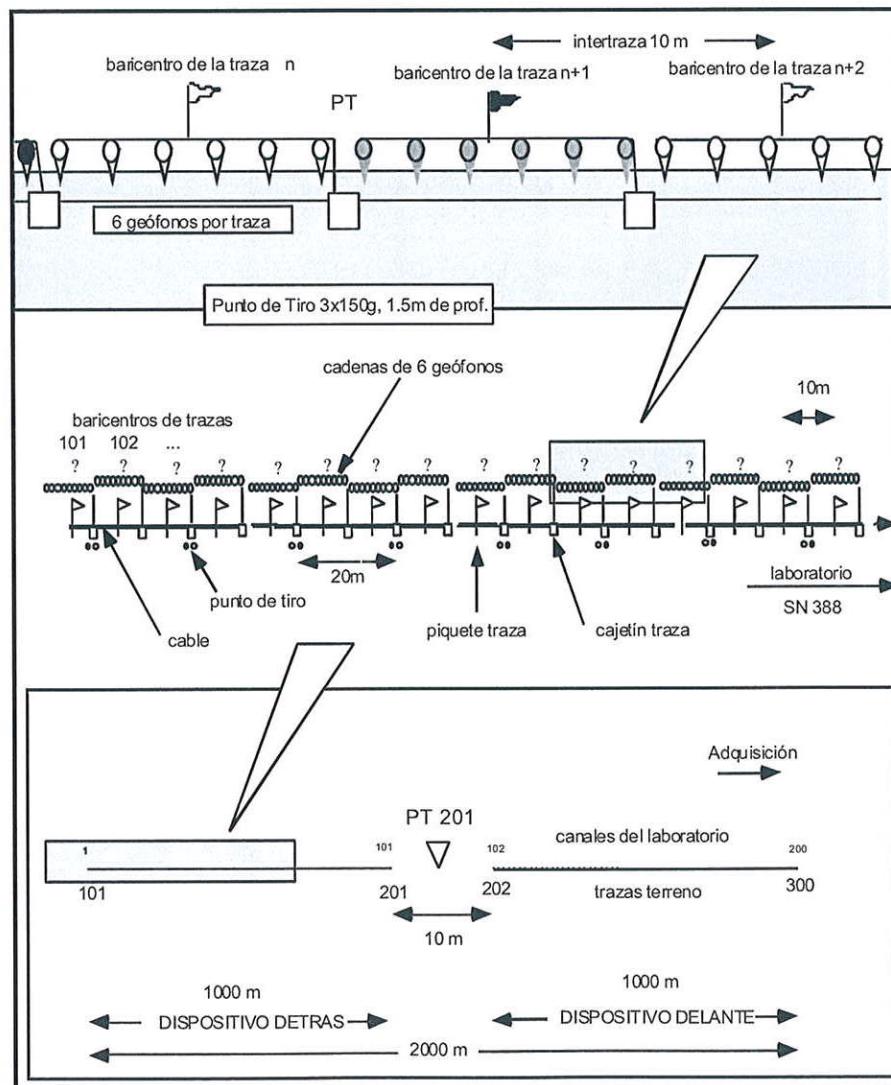


Figura 10.- Dispositivo de adquisición de datos

La representación de las secciones sísmicas es una imagen analógica, mientras que las señales sísmicas, registradas en el terreno por el laboratorio de adquisición, lo son en forma numérica, representando cada número de la serie discreta muestreada una tensión eléctrica.

Cada secuencia es elaborada para reducir los ruidos aleatorios y organizados, y a remontar el nivel de señal, para lo que se aplican sucesivamente distintos algoritmos de tratamiento. Entre estas etapas pueden figurar filtros en tiempo o FK, así como la edición de las trazas defectuosas. Estas distintas etapas se colocan antes o después de la puesta en serie de los puntos espejos y según distintas selecciones.

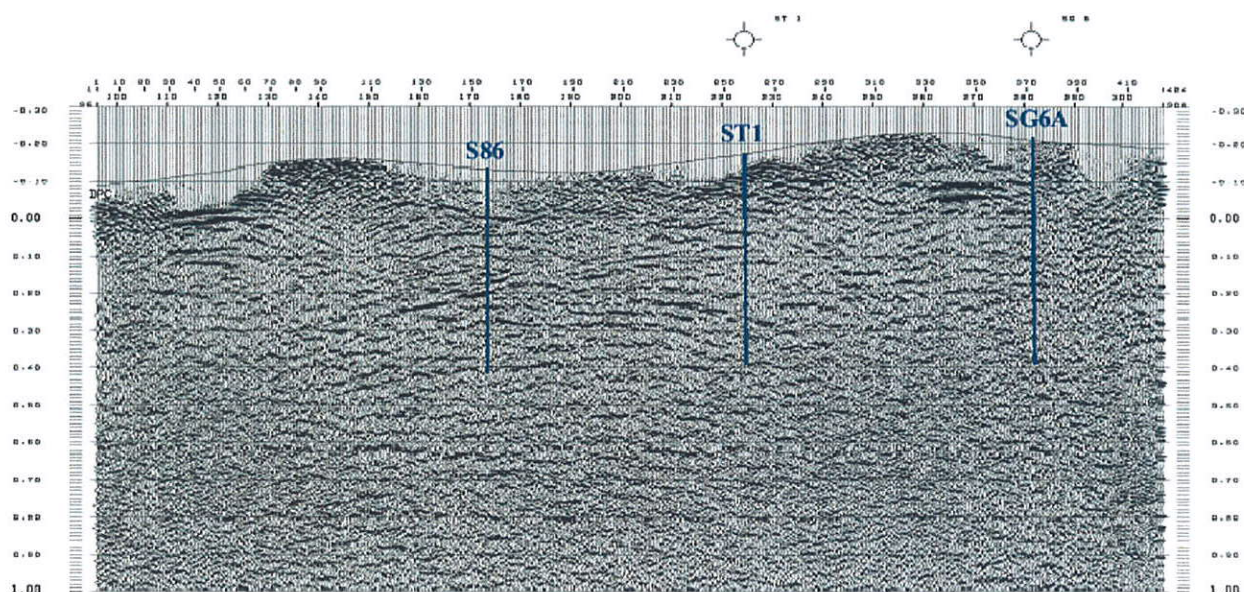
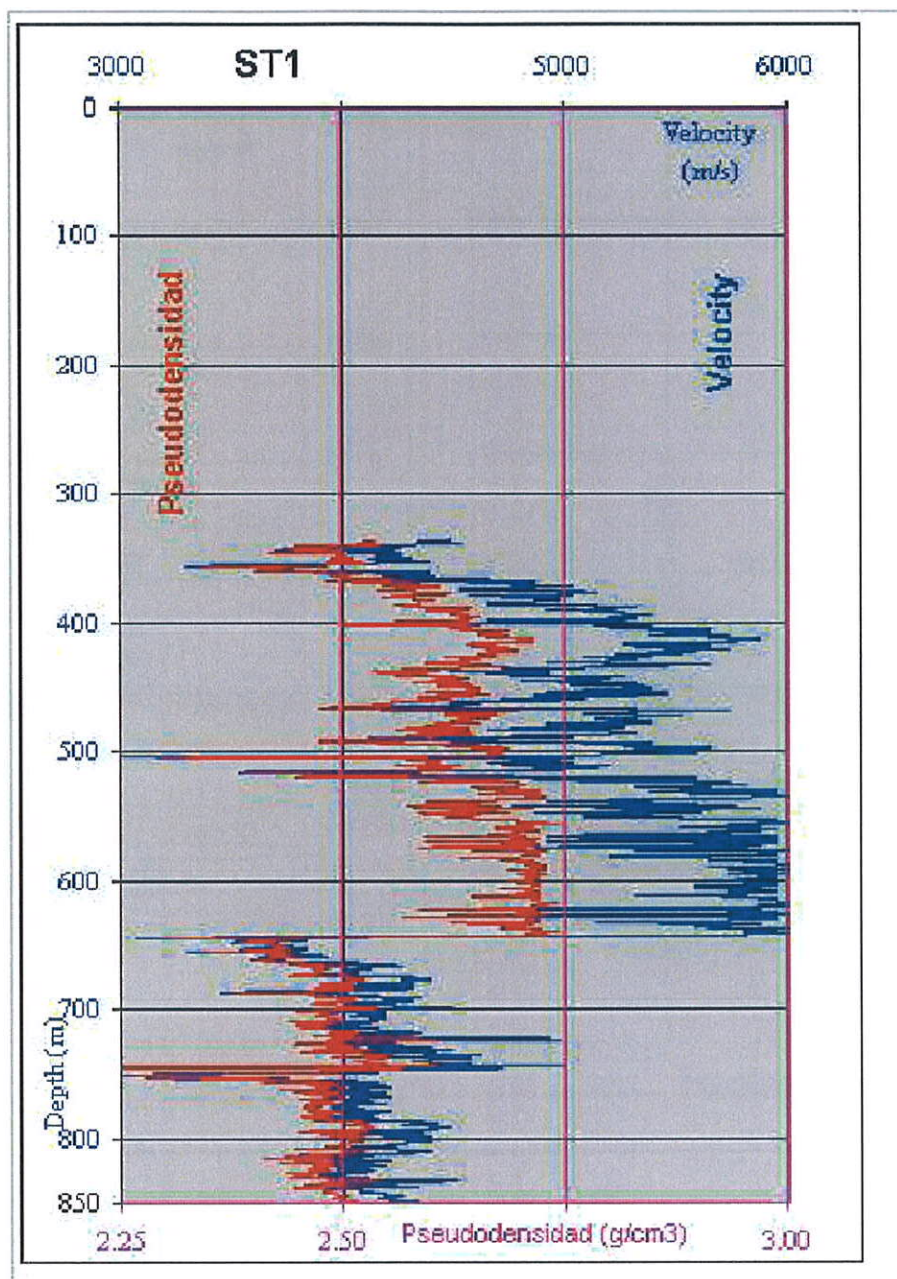


Figura 11.- Sección "stack" proporcionada por el programa

El programa informático utilizado por CGG para el tratamiento de los datos es Geovector®, que emplea algoritmos avanzados desarrollados específicamente por esta compañía. Tales algoritmos difieren mucho de programas informáticos propuestos por los fabricantes de material de adquisición. Las secuencias aplicadas se elaboraron en colaboración con los especialistas del centro de tratamiento de Massy, en función de las etapas y de los problemas específicos a definir.



## ST1 velocidad y densidad

Figura 12.- Diagrama de velocidad sísmica y pseudodensidad en sondeo ST-1

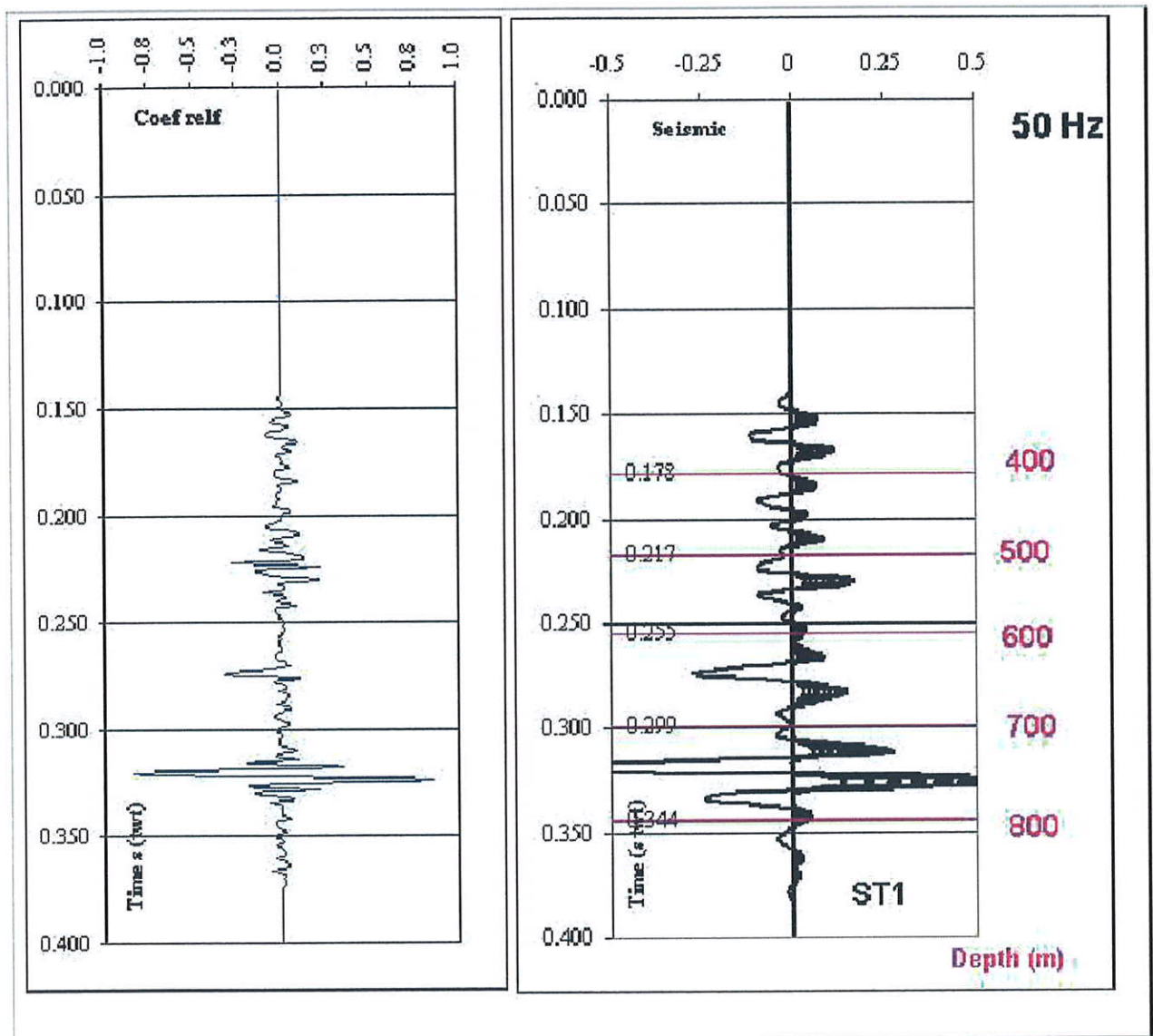


Figura 13.- Sismograma de las mejores reflexiones

De la salida gráfica stack se puede pasar a un entorno más significativo, apoyándose en los datos geológicos de los sondeos próximos. De esta correlación cabe presentar la siguiente interpretación, donde se diferencian por colores las distintas formaciones en función de los resultados de la sismica.

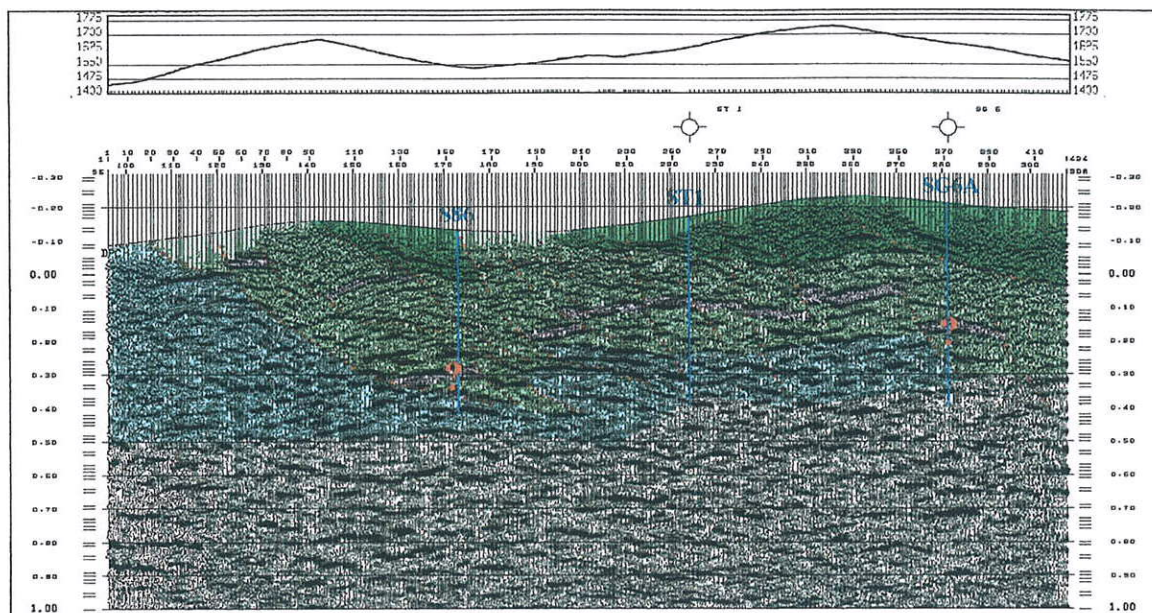


Figura 14.- Interpretación de la geología sobre la sección stack.

Verde oscuro = Barrios  
Verde = Oville // Lancara  
Rosa = Lancara "griotte"  
Azul = S Emiliano

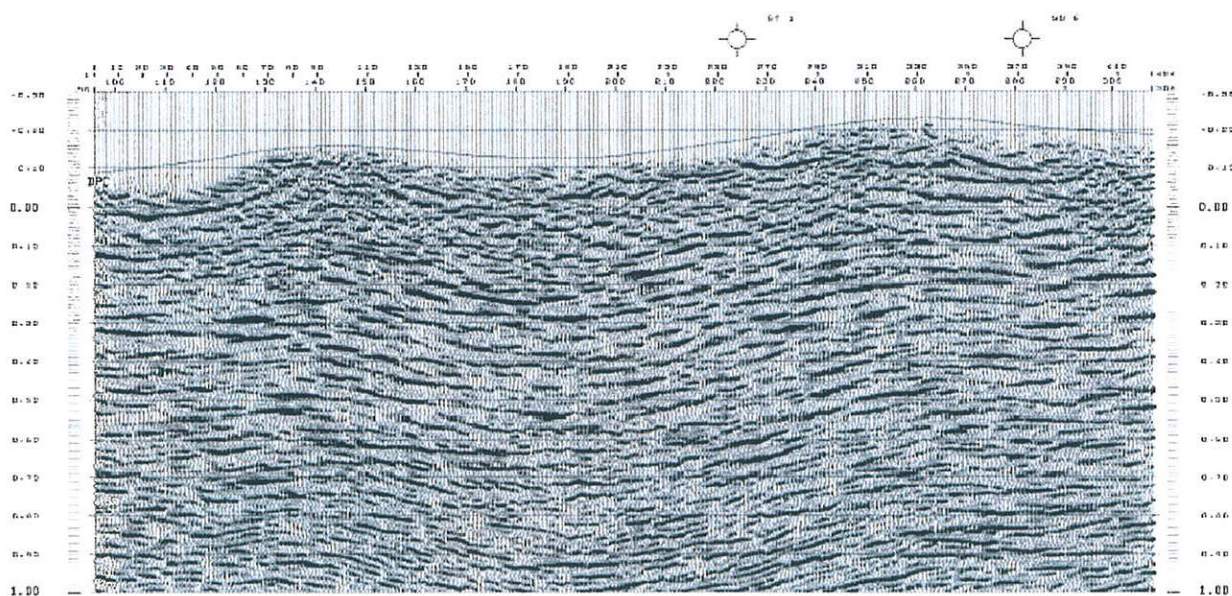


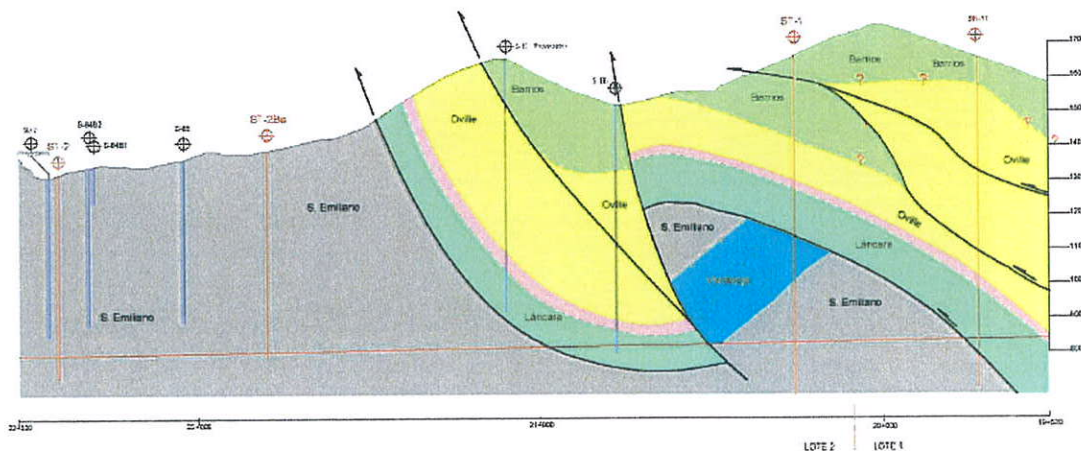
Figura 15.- Sección sísmica migrada respecto a la stack original

## 3.4.4.- Interpretación y procesado del Instituto Jaime Almera (CSIC)

### 3.4.4.1.- Interpretación geológica previa

El área de estudio se sitúa en la Sierra del Rozo (Norte de León). Geológicamente corresponde a la Escama de Aralla-Rozo, dentro de la Unidad de Somiedo-Correcillas. El perfil comienza al Norte en el autóctono relativo de la Escama de Aralla-Rozo, en la Formación San Emiliano de edad Carbonífero, corta la superficie de cabalgamiento basal de esta unidad, que pone en contacto las calizas y dolomías de la Formación Láncara con el Carbonífero, y prosigue hacia el Sur por encima de las Formaciones Oville y Barrios. El perfil atraviesa una falla subvertical mayor, con mucha brechificación asociada, y otras menores. Por otra parte, su trazado es subparalelo a una falla de dirección NNO-SSE que en superficie pone en contacto la Formación Oville con las cuarcitas de la Formación Barrios. A lo largo del trazado se reconocen depósitos coluvionares importantes sobre la cuarcita de la Formación Barrios y la Formación Oville, así como una alteración importante en las cuarcitas.

El corte geológico original antes de la ejecución de la sismica muestra la estructura obtenida a partir de los mapas geológicos y de los datos procedentes de sondeos. Existen tres sondeos bien documentados a lo largo de la traza del perfil sísmico. En uno de ellos, el ST1, se ha realizado una testificación detallada entre los metros 335 y 848. En esa porción del sondeo se ha establecido la litología, naturaleza de las formaciones, estructuras y propiedades físicas.



**Figura 16.- Perfil geológico tras los sondeos efectuados**

Aunque se observan diversos pliegues a lo largo del sondeo, puede decirse que desde los 335 m a los 530 m, la sucesión presenta buzamientos de entre 10 y 50° e inclinaciones dominantes hacia el Sur. Desde los 530 m hasta el final del sondeo los buzamientos son muy altos (60 a 70°) e inclinaciones hacia el Norte. Las propiedades físicas de la secuencia cortada por el sondeo ST1, entre los 335 m y los 850 m se presentan en las figuras siguientes. Hay que destacar la existencia un salto muy brusco cerca de los 650 m, así como una banda sin datos a 750 m.

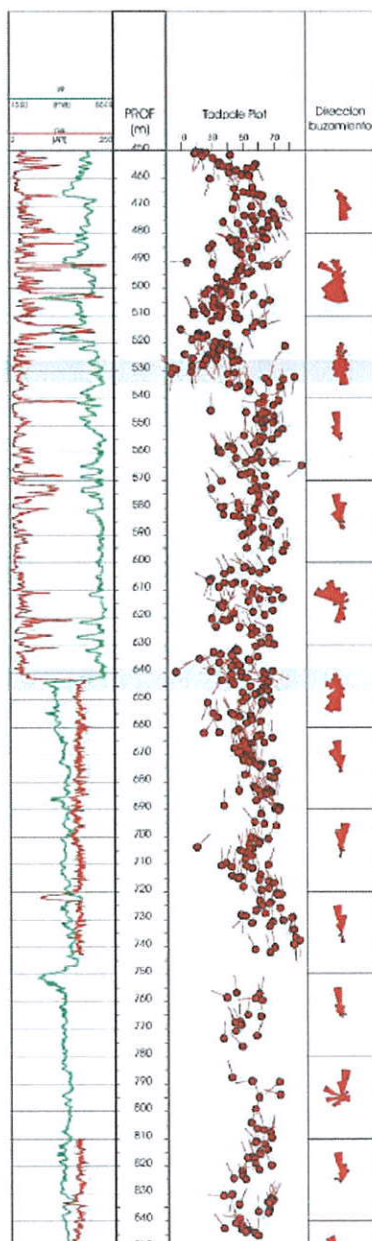


Figura 17.- Estructura de la columna del sondeo ST-1

#### *3.4.4.2.- Revisión del procesado e interpretación presentada por CGG*

La compañía CGG presentó una sección sísmica stack, una interpretación de la misma y una sección sísmica migrada. Sobre estas secciones se incluía la posición de los sondeos y su profundidad aproximada.

La sección sísmica stack mostraba una cierta reflectividad, con reflexiones poco inclinadas en gran parte de ella. Un análisis detallado de esta sección permite observar la presencia general de difracciones representadas por líneas inclinadas al Norte, que atraviesan toda la sección e interrumpen parte de las reflexiones poco inclinadas.

Para la interpretación, la compañía CGG realizó un sismograma sintético. A partir de los datos de  $V_p$  de la testificación del sondeo ST1 se obtuvo un perfil de pseudodensidades (figura 12) y a partir de él, el sismograma y la posición teórica de las mejores reflexiones. Estas reflexiones corresponden a la Formación Láncara, a los contactos calizas-pizarras (Láncara-San Emiliano o Formación Valdeteja-San Emiliano) y a una falla situada dentro de la Formación San Emiliano, a 750 m de profundidad.

El stack interpretado (figura 14) muestra los problemas de correlación que presenta este perfil sísmico. A lo largo del sondeo ST1 se observan como por debajo de la Formación Láncara (en rosa en la figura) reflexiones subhorizontales muy coherentes. Estas reflexiones, aunque su posición real no sea la que presenta el stack, por no estar migrado ni pasado a profundidades, cortan parte del sondeo. De acuerdo con la posición de la estratificación en este sondeo, inclinación mayor de  $60^\circ$ , no deberían observarse reflexiones subhorizontales.

El problema planteado se centra en conocer si las velocidades usadas en el stack pueden ser ajustadas mejor a la profundidad de los contactos litológicos.

#### *3.4.4.3.- Interpretación realizada por el Instituto Jaime Almera (IJA)*

Se comenzó, como en el caso de CGG, con la generación de un sismograma sintético a partir de las velocidades del sondeo ST1 (figuras 17 y 18). La figura 19 muestra el aspecto de las reflexiones, en positivo y negativo. Con este sismograma sintético se intentó un

calado sobre el stack de CGG, tal como se observa en la figura 20. De nuevo se genera la incertidumbre de la existencia de reflexiones subhorizontales en dominios con capas fuertemente inclinadas.

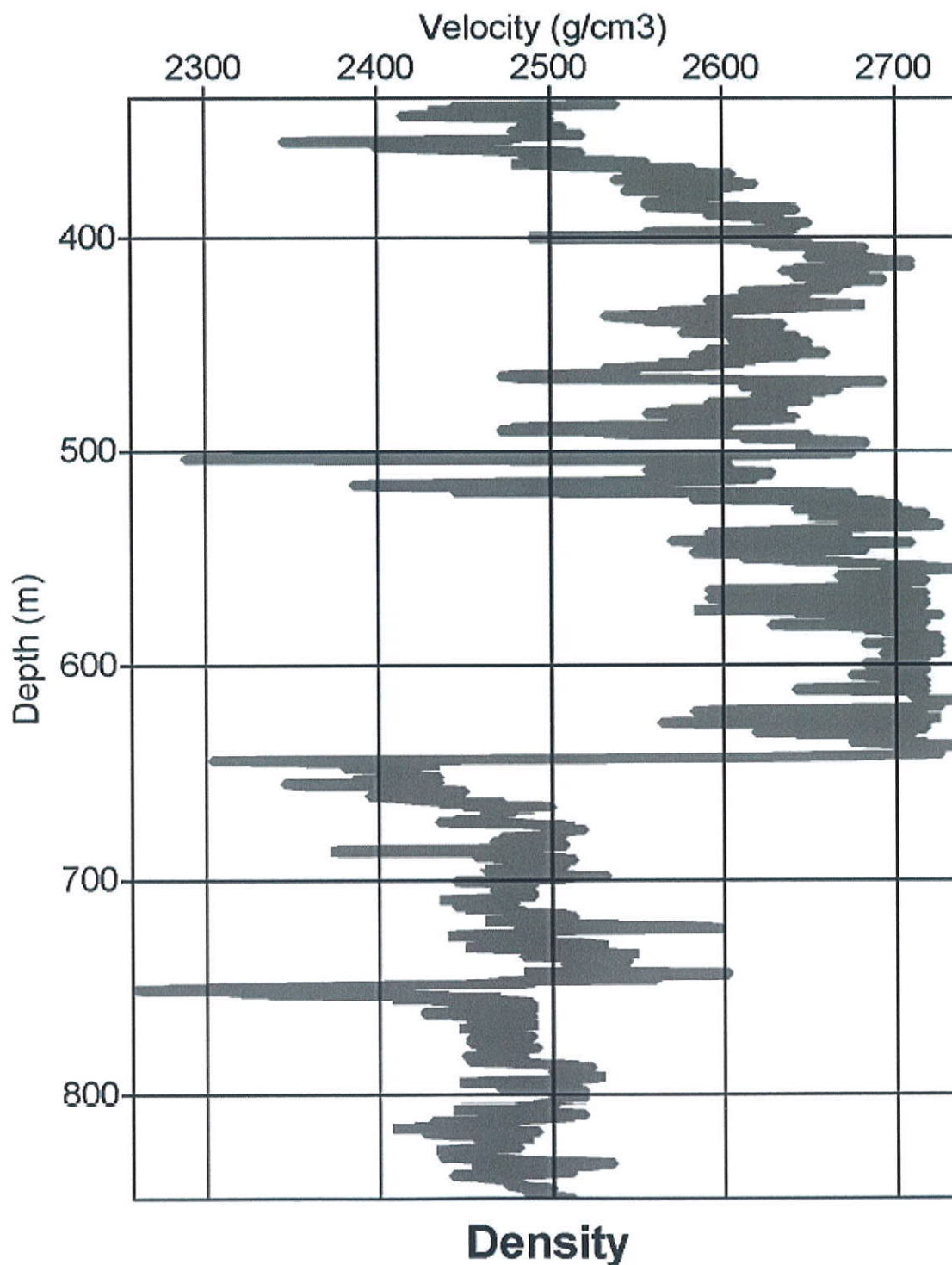


Figura 18.- Velocidades en sondeo ST-1

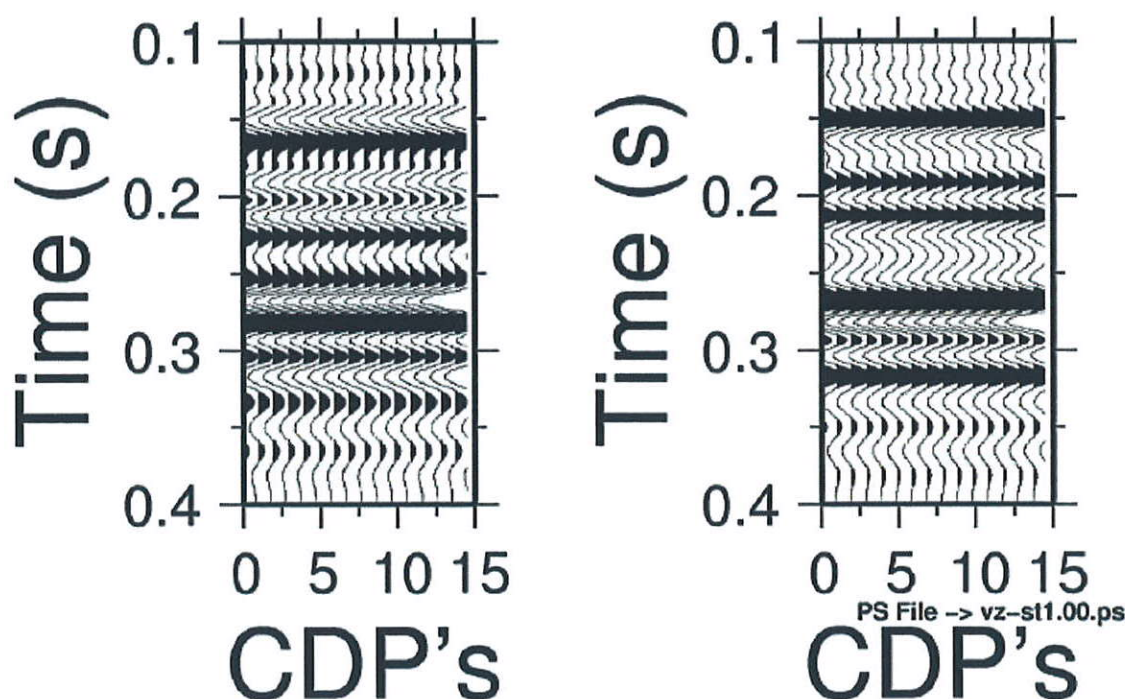


Figura 19.- Aspecto de las reflexiones del sondeo ST-1 (en positivo y en negativo)

Para la interpretación se han tenido en cuenta los datos de las diagráfias del sondeo ST-1. A partir de los datos del sísmico y de un perfil de pseudodensidades, la reflexión con mayor entidad está localizada a unos 750 m de profundidad, como puede observarse en el sismograma, y parece corresponder con una falla o fractura mayor localizada en el interior de la Formación San Emiliano.

Tanto la sección/imagen (stack) presentada por CGG como la obtenida en el IJA muestran una reflexión notable a una profundidad aproximada de 700 m.

Se realizó una "line drawing" interpretativa de las reflexiones mayores presentes en el stack, intentando una cierta correlación que se presenta en la figura 21. La estructura que refleja esta figura recuerda notablemente la que presenta el corte geológico (figura 16), si las reflexiones correspondiente a los niveles B y C correspondieran con la Formación Láncara. Pero esto no es así, ya que esta formación aparece a más de 700 m de profundidad en el sondeo ST1. En todo caso, la interpretación de la parte del perfil situada al Norte del sondeo S-86 resulta muy problemática, resultando difícil correlacionar las reflexiones a los dos lados del sondeo, situado muy cerca de una falla subvertical perpendicular a la traza del perfil.

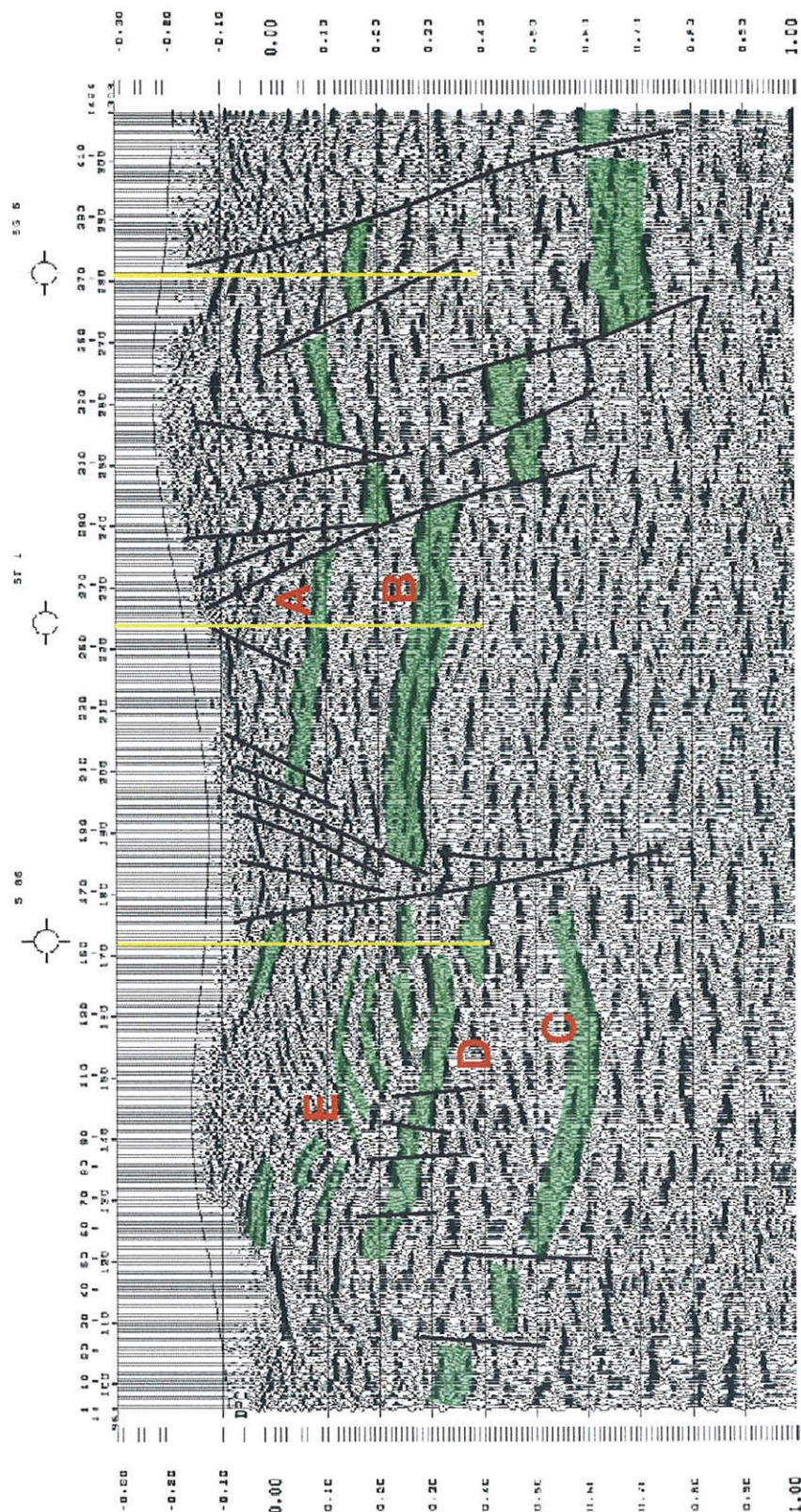


Figura 20.- Interpretación de las mayores reflexiones del stack

Con objeto de tener una línea de referencia que indicara las profundidades y partiendo de las velocidades de stack usadas en las distintas partes del perfil, se construyó una línea que representa aproximadamente el trazado del túnel a cota 800 m (figura 21).

Como puede observarse se trata de una línea curvada. Esta línea se usó como referencia aproximada de la posición de las rocas cortadas en los sondeos. Las reflexiones no ocupan una posición real ni tienen la geometría real al no estar migradas, pero si las capas estuvieran poco inclinadas en el terreno su posición no estaría muy alejada.

#### *3.4.4.4.- Reprocesado realizado en el IJA*

En el IJA, una vez analizada la complejidad de la estructura geológica se procedió a reprocesar los datos de sísmica de reflexión con especial énfasis en las correcciones estáticas y en la obtención de un modelo de velocidades sísmicas cercano al real. Una primera etapa consistió en el análisis de los datos obtenidos examinando uno a uno los registros. También se estudió el contenido en frecuencias y la capacidad resolutive de los datos obtenidos. Se obtuvieron varias secuencias donde el reflector mas prominente aparece a 750 m bajo la superficie. Las etapas que difieren del procesado de CGG incluyen los siguientes aspectos:

- Correcciones estáticas (3 modelos)
- Secuencia de stacks a velocidad constante
- Análisis de velocidades
- Stack
- Conversión a profundidad

También se realizaron varias iteraciones de inversión de las primeras llegadas, que hasta el momento no contribuían a aumentar la resolución de la imagen.

#### *3.4.4.5.- Interpretación final*

Partiendo de la figura 20, donde se han marcado las reflexiones más importantes del perfil, y teniendo en cuenta los cálculos de las profundidades aproximadas (figura 21), el sismograma sintético (figura 18), los datos geológicos y los datos de los sondeos, se propuso la interpretación definitiva de la figura 22.

En el perfil se identifican tres zonas de fracturación subverticales situadas en las zonas próximas a las estaciones 180, 235 y 280.

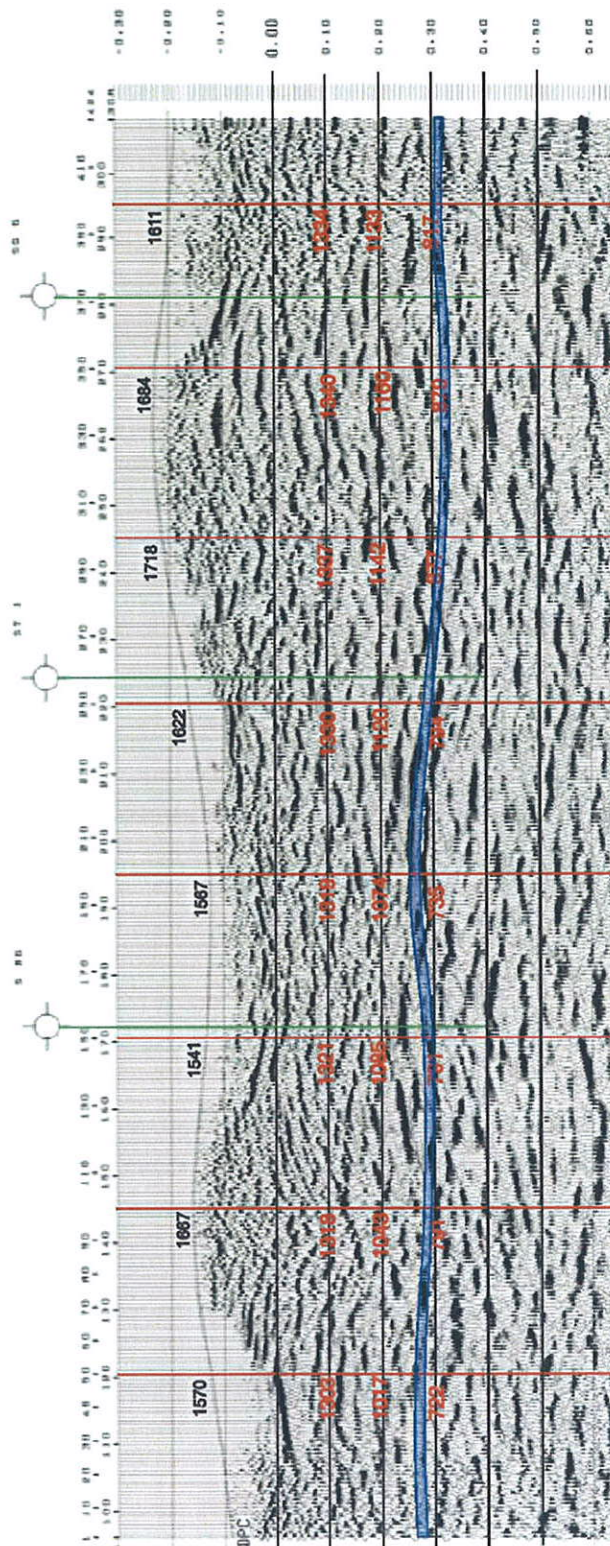


Figura 21.- Trazado del túnel a cota 800 m sobre el stack

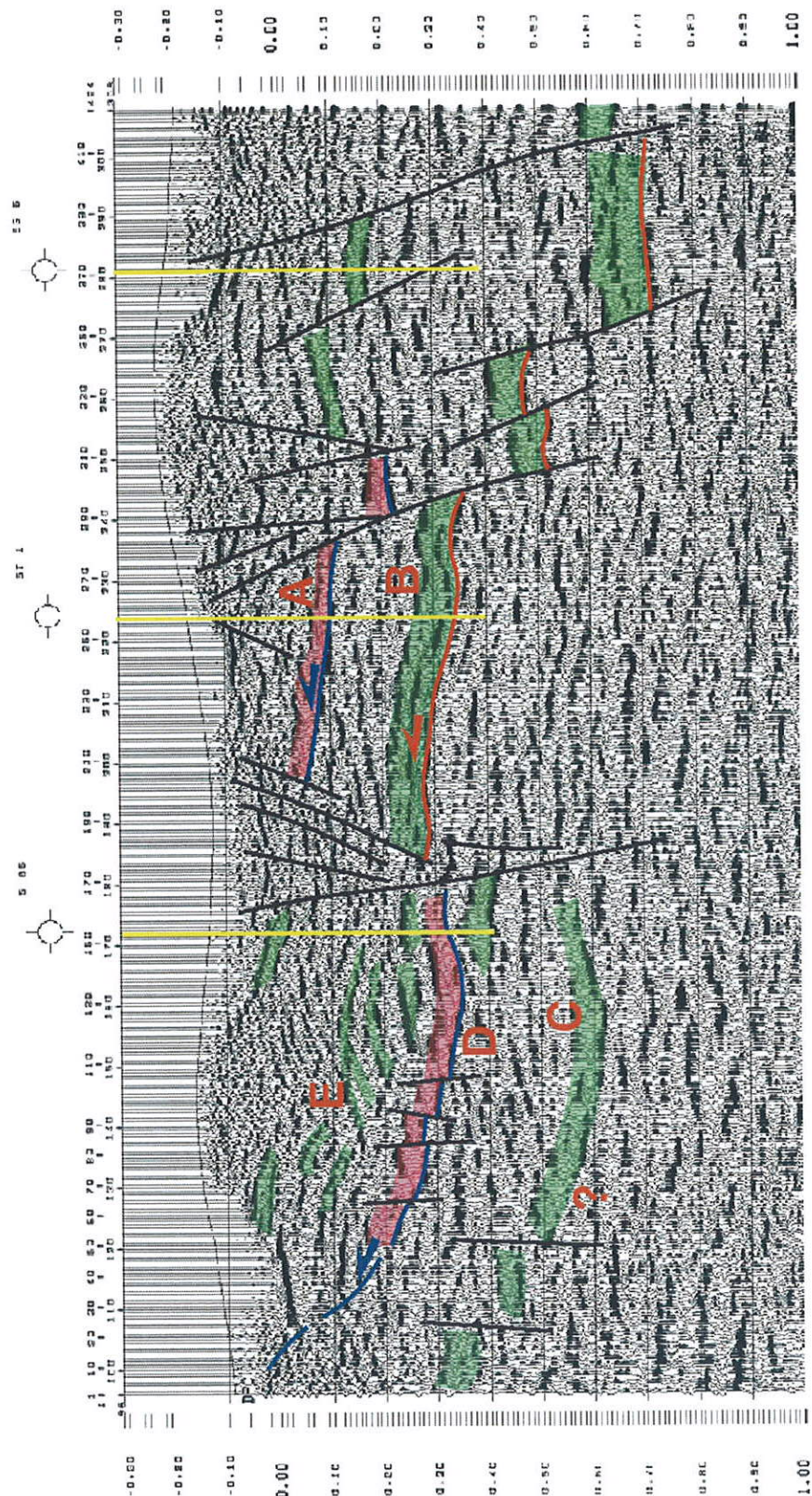
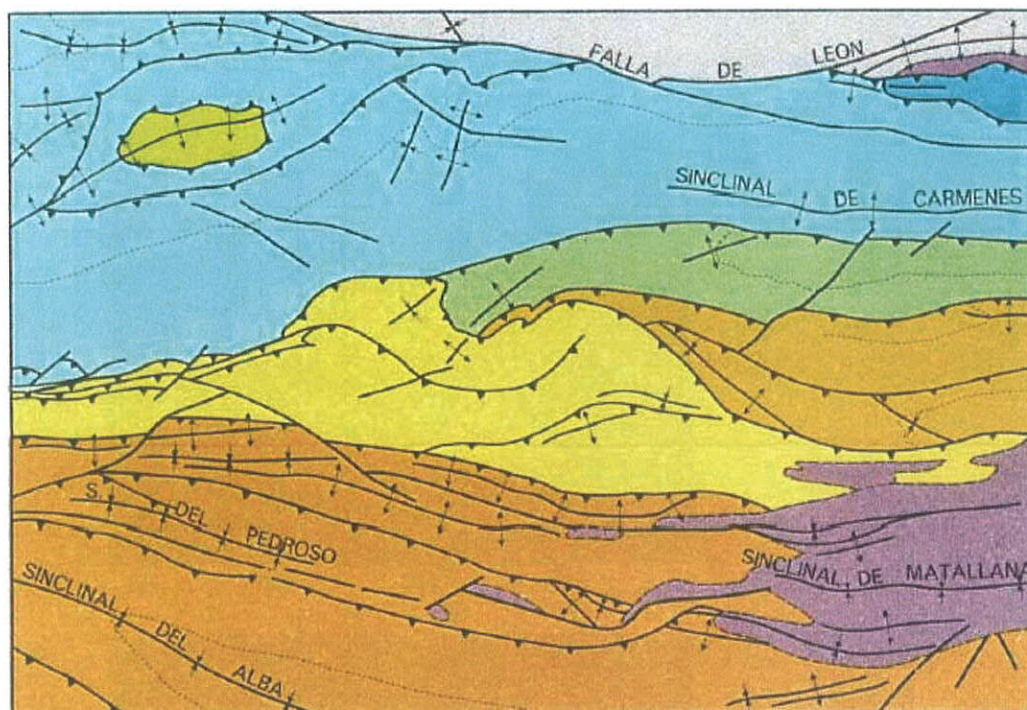


Figura 22.- Interpretación propuesta

El panel correspondiente al área comprendida entre las estaciones 180 y 235 es interpretable con fiabilidad dada la existencia del sismograma sintético y su traducción a profundidades. El reflector correspondiente a la reflexión A se identifica como la Formación Láncara que tiene en su base la superficie de cabalgamiento de la Escama de Rozo. La reflexión B corresponde a una fractura identificada en el sondeo ST1, dentro de la Formación San Emiliano. Esta fractura, cuando se observa el mapa geológico de la hoja de Pola de Gordón, puede comprobarse que se trata del cabalgamiento basal de la Escama de Gayo (figura 23). Entre ambas reflexiones existen difracciones o reflexiones oblicuas sin que el perfil permita precisar la existencia o no de masas calcáreas (Formación Valdeteja).

## ESQUEMA TECTONICO



Escala 1:250.000

### UNIDAD DE LA SOBIA-BORDON

- Apilamiento antiformal del Cueto Negro
- Manto de Bodón
- Manto de Forcada

- Estefaniense
- Unidad de la cuenca carbonífera central

### UNIDAD DE SOMIEDO-CORRECILLAS

- Escama de Gayo
- Escama de Correcillas
- Escama de Abelgas-Bregón
- Escama de Aralla-Rozo

**Figura 23.- Hoja geológica de Pola de Gordón**

Al Sur de la estación 235 existen numerosas reflexiones subhorizontales y algunas oblicuas. Se ha realizado una interpretación por correlación entre el carácter de las reflexiones, poco precisa.

Al Norte de la estación 180 la resolución del perfil no permite precisiones notables, probablemente debido a que las capas presentan pliegues de pequeña escala y estructuras subverticales (pequeñas fallas).

Su visualización requeriría espaciados entre las estaciones de registro mucho más reducidas que las del experimento. No obstante, la Formación Láncara aflora en las proximidades de la estación 20 y es cortada por el sondeo SG 6 a 612 m (reflexión D). La presencia de esta discontinuidad se muestra en el registro de los disparos en bruto (figura 24). La geometría aparente en el disparo sugiere una estructura con una pendiente aproximada de  $50^\circ$ .

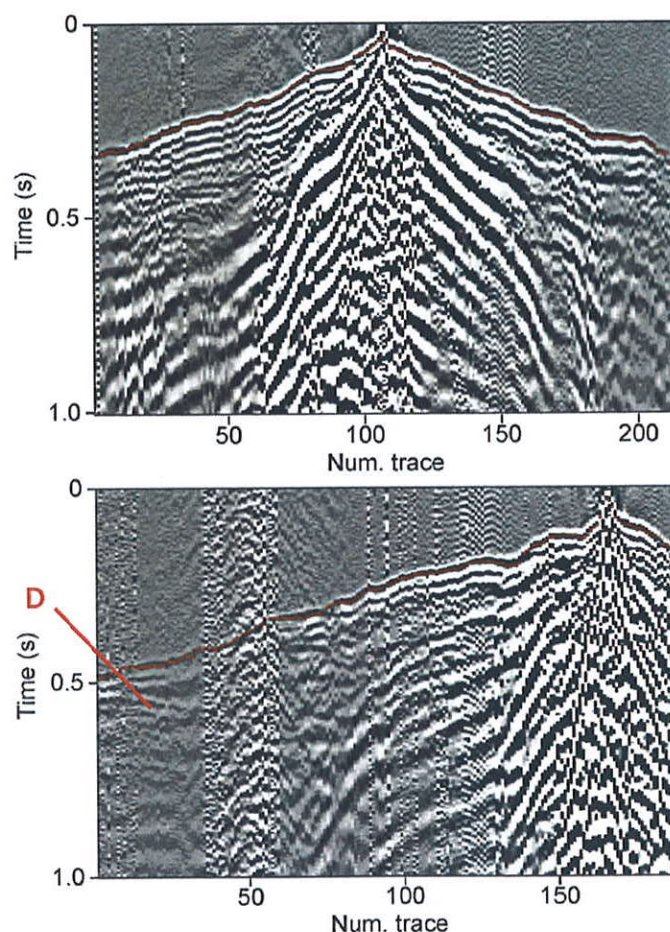


Figura 24.- Registro bruto de los disparos

De acuerdo con estos datos, se propone que la Formación Láncara esté representada en la figura 22 como la reflexión D. Esta reflexión, una vez migrada debería coincidir en superficie con el afloramiento de la Formación Láncara, hecho muy probable. Dada la geometría esperable tras

la migración, no parece probable que el túnel atravesase una gran cantidad de calizas en su trazado. Por encima de la reflexión D se sitúa un conjunto con una serie de reflexiones-difracciones abombadas (reflexiones-difracciones E), que podrían marcar la presencia de acumulaciones por pliegues o apilamientos de pequeñas escamas.

Para aumentar la resolución en el panel situado al Norte de la estación 180 (sondeo SG6), se requiere obtener una sección pre-stack migrada y un modelo de velocidades adecuado.

#### *3.4.4.6.- Conclusiones de la interpretación del IJA*

De la interpretación realizada por el Instituto Jaime Almera de la prospección sísmica de reflexión cabe obtener las siguientes conclusiones:

- La interpretación más coherente del perfil es la representada en la figura 22.
- En el perfil se pueden diferenciar tres zonas de fracturación subverticales en las proximidades de las estaciones 180, 235 y 280.
- La estructura general del corte muestra la existencia de dos escamas tectónicas que convergen en las proximidades de la estación 180 (Escamas de Roza, bases reflexiones A y D, y de Gayo, base reflexión B).
- La reflexión mayor observable en el panel entre las estaciones 180 y 235 se interpreta como el cabalgamiento basal de la Escama de Gayo (reflexión B). Corresponde a un nivel fracturado dentro de la Formación San Emiliano. Su inclinación en el perfil sísmico es de unos pocos grados (inferior a 10°) y dado que el perfil es no migrado su inclinación real debe de ser ligeramente mayor (entre 15 y 20°). En este panel, la Formación Láncara y su cabalgamiento basal estarían representados por la reflexión A.
- Con los datos existentes no parece probable que el túnel atravesase grandes masas calcáreas (formaciones Láncara o Valdeteja) a lo largo de su trazado. El túnel corta las calizas de Láncara en la parte Norte del perfil, bajo el sondeo SG86. Sin disponer de un perfil migrado, basado en un modelo de velocidades bien contrastado, es difícil

precisar la geometría real de la Fm Láncara al nivel del túnel. No obstante, la reflexión D, que representa a esta formación, se situaría una vez migrada a su posición real, más inclinada que en el actual perfil. Si se asume un espesor para la Formación Láncara de unos 50 m (se desconoce el espesor total porque el sondeo SG86 no la atraviesa completamente), la parte del túnel que a 800 m cortaría a esta formación estaría en el entorno de 15 estaciones (unos 150 m), aunque este cálculo es muy especulativo.

- Dada la complejidad estructural de la región, para aumentar la resolución de las imágenes es necesario realizar un procesamiento de migración pre-stack basado en un modelo de velocidades extraído de la tomografía.

#### **4.- CONCLUSIONES**

En este artículo se ha presentado la investigación realizada para el reconocimiento geotécnico correspondiente al Lote 2 de los túneles de Pajares. Las características especiales de esta obra en cuanto a su escasa accesibilidad en muchas de las zonas y la gran cobertera de los túneles, llevó al inicio de los trabajos al planteamiento de la ejecución de sondeos profundos allí donde lo permitiera la orografía. Las labores de acceso a estos sondeos estuvieron limitadas por la dificultad de su ejecución y por la necesidad obligada de preservar el entorno.

Tras resultados poco satisfactorios de la campaña inicial en cuanto al reconocimiento a cota de túnel, se planteó ya en obra una nueva campaña que proporcionara esa información. Este hecho supuso la conveniencia de obtener el máximo partido de cada perforación, con la utilización de técnicas no habituales en trabajos geotécnicos para obras públicas y más asociadas a la tecnología de los hidrocarburos. De este modo se pudieron obtener muestras adecuadas para su ensayo en laboratorio como la posibilidad de un reconocimiento geofísico en el interior de los sondeos a esas profundidades.

La compleja geología del trazado no facilitó en cambio la correlación entre puntos de reconocimiento, necesitando el uso de todas las herramientas posibles para obtener la mayor información posible de cada una de las formaciones, y en particular de San Emiliano,

por su elevada afección a lo largo del trazado del Lote 2 y por la escasa competencia geotécnica de los materiales pizarrosos de los que está constituida en su mayor parte.

La necesidad del conocimiento de los contactos entre la Formación San Emiliano y otras formaciones en el inicio del tramo (conexión con el Lote 1) era de especial importancia, ya que supone el entronque de la galería de acceso con el túnel principal, con todo lo que conlleva de grandes excavaciones para la ubicación de telescopios, cavernas, etc. Esta necesidad llevó al planteamiento de un reconocimiento geofísico desde superficie con un perfil sísmico de reflexión.

No obstante y debido a este complicado contexto geológico no ha sido posible establecer unas correlaciones definitivas para los objetivos perseguidos, lo cual no invalida en absoluto las técnicas utilizadas, sino que lleva al convencimiento de que, a pesar de haber hecho uso de todas las técnicas de reconocimiento en profundidad actualmente disponibles, en ocasiones la propia estructura de los macizos rocosos no permite su total comprensión.

A raíz de estas experiencias, se ha suscitado un especial interés por las técnicas de exploración geotécnica a gran profundidad, que se ha traducido en la participación de DRAGADOS en una línea de investigación en este campo, incluida dentro de la tarea de "Metodologías de caracterización integrada de suelos y rocas", recogida a su vez en el paquete de trabajo "Exploración y visualización de datos geotécnicos", enclavado en el Proyecto Europeo de Investigación TUNCONSTRUT del VI Programa Marco.

## AGRADECIMIENTOS

- GEOCONSULT, INECO e INTECSA-INARSA
- SCHLUMBERGER
- COMPAÑÍA GENERAL DE GEOFÍSICA
- INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA JAUME ALMERA
- U.T.E. PAJARES LOTE 2 (DRAGADOS – OBRAS SUBTERRÁNEAS)



# **JORNADA DE INTERÉS GEOTÉCNICO**

**(Madrid, 7 de junio de 2007)**

**CIMENTACIÓN CON PILOTES DE GRAN DIÁMETRO Y GRAN  
LONGITUD EN LOS PUENTES DEL TERCER MILENIO Y DEL  
PABELLÓN-PUENTE DE LA EXPO´08 DE ZARAGOZA.  
ENSAYO DE CARGA ESTÁTICA DE 4.000 t SOBRE UN PILOTE  
MEDIANTE CÉLULA OSTERBERG**



**Francisco Juárez Millán**  
**Ingeniero de Caminos, C. y P.**  
**DRAGADOS**

## **ÍNDICE**

### **1.- INTRODUCCIÓN**

### **2.- PUENTE DEL TERCER MILENIO**

- 2.1.- Descripción general de la estructura y del proceso constructivo
- 2.2.- Naturaleza del terreno
- 2.3.- Descripción de la cimentación
- 2.4.- Criterios de diseño
- 2.5.- Criterios para la ejecución de las cimentaciones

### **3.- PABELLÓN - PUENTE**

- 3.1.- Descripción general de la estructura y del proceso constructivo
- 3.2.- Naturaleza del terreno
- 3.3.- Descripción de la cimentación de proyecto
- 3.4.- Ejecución de las cimentaciones
- 3.5.- Prueba de carga estática de 4.000 t con célula Osterberg
  - 3.5.1.- Descripción del ensayo. Disposición de equipos e instrumentación
  - 3.5.2.- Puesta en obra
  - 3.5.3.- Resultados del ensayo
  - 3.5.4.- Conclusiones

### **AGRADECIMIENTOS**

## **1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETO**

DRAGADOS ha ejecutado a lo largo de su historia varias estructuras sobre el río Ebro en el entorno de la ciudad de Zaragoza, que presentan, todas ellas, cimentaciones profundas de importantes dimensiones, entre las cuales se pueden citar:

- Puente del Santiago (1962-67)
- Puente de Miraflores-Arrabal (1966-67)
- Puente del Pilar (1989-91)
- Puente de la Ronda de la Hispanidad (2002)

Con motivo de la celebración de la Expo'08 de Zaragoza se proyecta la construcción de grandes obras e infraestructuras en la ciudad, entre ellas el Puente del Tercer Milenio y el Puente - Pabellón, estructuras ambas de gran singularidad y complejidad, cuya ejecución es encargada a DRAGADOS entre los años 2005 y 2006.

Los puentes se localizan en el meandro de Ranillas del río Ebro, aguas arriba de la Basílica del Pilar, conectando el recinto de la Exposición con la margen de la Almozara. El terreno de apoyo está formado por una capa de depósitos cuaternarios formados por gravas y arenas de potencia variable entre 15 y 35 m, con algunas intercalaciones limoarcillosas, que descansan sobre un sustrato terciario formado por margas y yesos con distintas proporciones de uno y otro. El yeso se presenta en distintos estado de agregación debido a fenómenos de disolución, lo que origina la existencia de capas arcillosas muy poco competentes y otras yesíferas muy duras.

Debido a las importantes cargas que transfieren los apoyos al terreno y a la naturaleza de éste último, se hace imprescindible acudir a cimentaciones mediante pilotes de gran diámetro y gran longitud.

A lo largo de esta ponencia se presentarán los criterios y técnicas manejados para el reconocimiento del terreno, el dimensionamiento de los pilotes, la ejecución de los mismos, los tratamientos del terreno en los casos en que fuese necesario y por último la prueba de carga estática de 4.000 t, realizada sobre un pilote de 2,0 m de diámetro para comprobar la resistencia del terreno, para lo cual se ha empleado una técnica pionera en España.

## **2.- PUENTE DEL TERCER MILENIO**

### **2.1.- Descripción general de la estructura y del proceso constructivo**

El Puente del Tercer Milenio, proyectado por Arenas y Asociados S.A., es una estructura de planta rectangular de 270 m de longitud y 42,66 m de anchura, sustentada por un gran arco central y elevado que, a ambos lados nace del vértice en el que concurren los pies inclinados. Las bases de dichos pies marcan la luz principal, la del arco, que es de 216 m.

El tablero se prolonga en sendos vanos laterales de 27 m dando lugar a una estructura de luces (27+216+27) m, o sea de 270 m de longitud total.

El alzado del eje del arco viene definido por una parábola de segundo grado de 216 m de cuerda y 36 m de flecha, existiendo un pequeño quiebro angular en los nudos de conexión entre pies inclinados y arco central.

Funcionalmente, el puente ha de servir a 6 carriles de circulación, a dos pistas de ciclistas y a otros dos paseos peatonales. Estos paseos se plantean especialmente protegidos del viento y la lluvia mediante una cubierta acristalada.

La suspensión del tablero desde el arco se realiza con péndolas inclinadas que acometen a los dos bordes del primero, con separación transversal entre anclajes del orden de los 32 m.

La sección transversal del tablero tiene forma trapezoidal, con sendos nervios de borde con forma aerodinámica y un conjunto de nervios transversales que, repetidos y espaciados 6 m en dirección longitudinal, los unen y dan soporte a una losa de 24 cm de grueso. El tablero se fabrica por dovelas de 24 m de longitud para empujar y deslizar el tablero sobre apoyos provisionales en el río.

Los tirantes permiten que las cargas del tablero se suspendan del arco central y de los pies inclinados. Cada 6 m en horizontal se dispone un plano vertical de 2 péndolas inclinadas cuya misión es recoger las cargas del tablero y levantarlas hasta el arco. Los esfuerzos máximos que soportan las péndolas son de 4.150 KN.

Las pilas son ejes de apoyo espaciados 216 m en sentido longitudinal y, en cada uno de ellos, el puente descansa en 4 apoyos puntuales. De esos 4 puntos de apoyo, 2 se sitúan bajo la base de los pies inclinados espaciados transversalmente 48 m y los otros 2 se colocan bajo los ejes de las almas verticales internas de los nervios de borde, situadas a una distancia mutua de 22,50 m.

La cimentación de estas pilas se ha resuelto a base de pilotes verticales de unos 38 m de longitud, empotrados en su base en terreno terciario. Bajo el encepado de base de la pila se han dispuesto dos filas de 5 pilotes cada una, de 2,00 m de diámetro, espaciados 540 cm entre ejes. La separación entre los ejes de las dos filas es de 6 m.

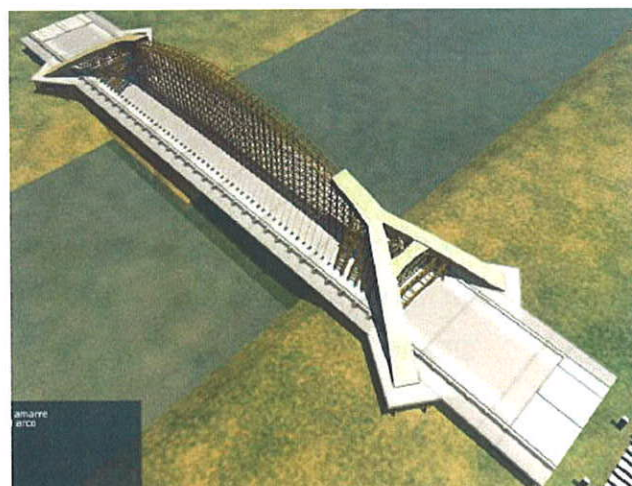
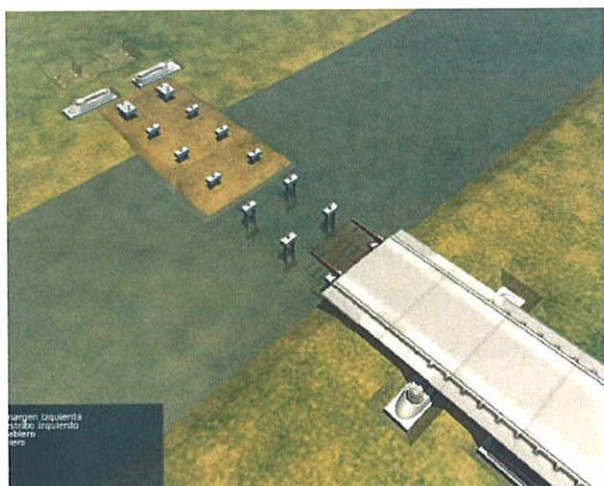
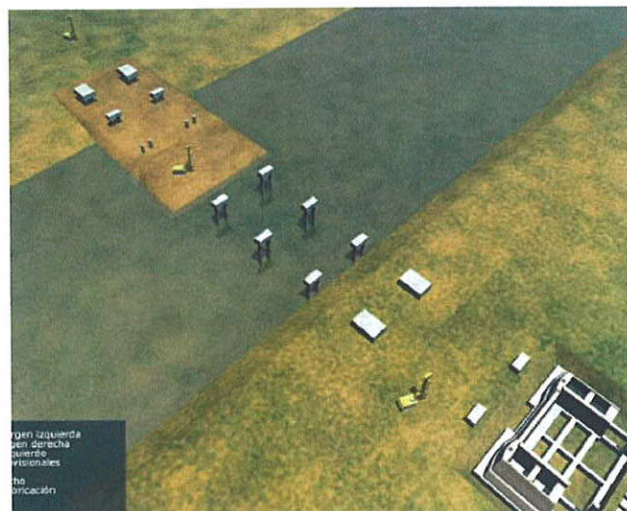
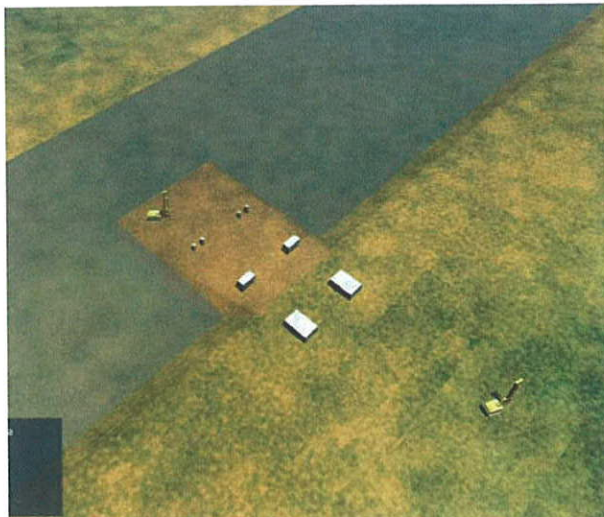
El apoyo del tablero en cada estribo se hace a través de un único apoyo bajo cada nervio de borde, dispuesto en ambas almas del nervio y a una distancia de 13,75 m del eje del puente.

El muro frontal se completa con muros en vuelta, dotados del mismo talud de 60° respecto a la horizontal. Esa pendiente y la altura del estribo, que es de 11 m hasta el fondo del encepado, plantean células huecas en los muros en vuelta, a base de dos contrafuertes y de un muro interno vertical de 120 cm de grueso. Los huecos resultantes se llenan de material granular. El muro frontal y los muros en vuelta se cimentan mediante pilotes verticales profundos y que requiere un total de 20 pilotes de 1,50 m de diámetro, situados 6 bajo cada apoyo del tablero y 4 bajo cada muro de vuelta.

Por último las 8 parejas de apoyos provisionales, que dividen el puente en vanos de 24 m, se cimentan mediante 1 ó 2 pilotes (dependiendo del apoyo) de 2,00m de diámetro y con longitudes comprendidas entre los 35 y los 50 m.

El proceso de ejecución del puente contempla las siguientes fases:

- Ejecución cimentaciones en península margen derecha.
- Ejecución cimentaciones en península margen izquierda.
- Empuje del tablero.
- Ejecución del arco.
- Ejecución péndolas.



## **2.2.- Naturaleza del terreno**

El puente del Tercer Milenio se enclava en la parte central de la cuenca terciaria del Ebro, concretamente en el corredor que discurre sobre sus depósitos aluviales.

El recubrimiento cuaternario ocupa la totalidad del trazado y genéticamente se clasifican como depósitos de terraza aluvial del Ebro. Están constituidos fundamentalmente por gravas y arenas bajo un espesor variable de limos arcillo-arenosos.

El sustrato rocoso está constituido por yesos y margas de la edad Miocena. Son litologías evaporíticas del centro de la Cuenca Sedimentaria Miocena. No aflora en ningún punto del trazado.

La disposición de los materiales es subhorizontal, no afectado por fracturación y/o plegamiento. El contacto con el sustrato mioceno es irregular debido a la dinámica fluvial de erosión-sedimentación del río Ebro sobre los materiales del sustrato yesífero, más acusado si cabe por tratarse de un meandro.

El sustrato terciario se encuentra afectado por fenómenos de disolución del material yesífero, observándose arcillas con inclusiones de nódulos yesíferos pulvulentos, intercalaciones de arenas yesíferas y frecuentemente engloban cantos silíceos retrabajados de origen cuaternario cuya presencia se explica a la existencia de procesos de disolución de yesos, colapso de la estructura y hundimiento de la capa superior. Según se gana en profundidad, el contenido en material yesífero en forma de yeso nodular o alabastrino va aumentando, constituyendo el sustrato terciario denominado sano.

La gran variabilidad del terreno y en concreto del sustrato terciario, tanto en profundidad como en planta (diferencia entre márgenes y entre aguas arriba y aguas abajo), ha obligado a realizar una extensa campaña geotécnica, realizando sondeos de más de 50 m en todos los apoyos, tanto definitivos como provisionales (que en la campaña de proyecto no se habían podido reconocer en su totalidad).

De los datos de proyecto se contaba con el siguiente perfil geotécnico, realizado a partir de sondeos ubicados en ambas márgenes.



Jornadas sobre **OBRAS DE INTERÉS GEOTÉCNICO EJECUTADAS POR LOS CONSTRUCTORES ESPAÑOLES**  
Ciclo: **EMPRESAS CONSTRUCTORAS**

	AMBAS MÁRGENES						ALMOZARA						RANILLAS					
	Valores medios			Valores N/2 más bajos			Valores medios			Valores N/2 más bajos			Valores medios			Valores N/2 más bajos		
TERRENO	Nspt	PI (Mpa)	Ep(Mpa)	Nspt	PI (Mpa)	Ep(Mpa)	Nspt	PI (Mpa)	Ep(Mpa)	Nspt	PI (Mpa)	Ep(Mpa)	Nspt	PI (Mpa)	Ep(Mpa)	Nspt	PI (Mpa)	Ep(Mpa)
RELLENO	16	-	-	15	-	-	18	-	-	15	-	-	29	-	-	19	-	-
GRAVAS Y ARENAS	44	6,13	38,3	28	5,10	34,2	45	6,13	38,3	28	5,10	34,2	43	-	-	37	-	-
TERCIARIO ALTERADO	44	4,01	77,2	27	2,45	44,7	43	3,35	71,0	27	2,16	36,3	47	4,86	70,8	45	4,13	68,93
TERCIARIO SANO	R	10,37	195,0	R	6,77	82,2	R	10,45	189,2	R	7,09	75,8	R	10,18	213,9	R	6,87	142,8

Comparando los valores de los ensayos de cada sondeo, con los valores medios del cuadro superior y con el testigo extraído en cada caso, se define la siguiente estratigrafía para cada apoyo:

MARGEN DERECHA: ALMOZARA COTAS CONTACTOS (TECHO) CONSIDERADOS							
ESTRATO	ESTRIBO 2	PILA 2	PP'1	PP'2	S-PP'3	S-PP'4D	S-PP'4I
Relleno terreno socavable	196,5	196,5	196,5	195,5	195,5	195,5	195,5
Gravas	185,5	185,5	187,5	186,5	186,5	186,5	186,5
Terciario alterado	167,5	167,5	171,5	169,5	161,5	174,5	174,5
Terciario sano	154,5	154,5	154,5	153,5	145,5	161,5	159,5

	MARGEN IZQUIERDA: RANILLAS COTAS CONTACTOS (TECHO) CONSIDERADOS							
ESTRATO	PILA 1	ESTRIBO 1	PP1	PP2	S-PP3I	S-PP3D	S-PP4D	S-PP4I
Relleno terreno socavable	195,5	195,5	195,5	195,5	195,4	194,5	195,4	195,4
Gravas	186,0	186,0	186,0	186,0	186,5 <sup>(1)</sup>	185,0	186,5	186,5
Terciario alterado	184,0	184,0	178,0	178,0		179,0	179,5	181,5
Terciario sano	165,0	165,0	165,0	165,0	135,5	170,0	165,5	172,5

<sup>(1)</sup> Alternancia continua de gravas y arcillas

### 2.3.- Descripción de la cimentación

Según se ha descrito la estructura está apoyada sobre dos estribos y dos parejas de pilas. Los primeros se cimentan cada uno mediante 20 pilotes de 1,50 m de diámetro, con longitudes, medidas desde cara inferior de encepado, de 35 m para el estribo de Ranillas y 28 m en margen Almozara. Las pilas se cimentan con 10 pilotes de 2,0 m de diámetro, con longitudes de pilote comprendidas entre los 30 m de pila 1 y los 36,5 m en pila 2.

En el caso de los apoyos provisionales, las pilas provisionales 1 se cimentan mediante dos pilotes de 2,0 m de diámetro con longitudes comprendidas entre 34 y 41 m medidas desde cota de península, esto es + 196,5. Las pilas provisionales 2, 3 y 4, presentan tipología de pila-pilote, de 2,0 m de diámetro y longitud comprendida entre los 29 y los 50 m.

Además existen otras instalaciones auxiliares que también deben cimentarse. De entre ellas destaca el parque de empuje, que se cimenta mediante 24 pilotes de 1200 mm de diámetro y 30,5 m de longitud.

A continuación se muestra un cuadro resumen que recoge las cargas que recibe cada apoyo y el número, diámetro y longitud de los pilotes con los que se resuelve cada cimentación.

APOYO	MARGEN RANILLAS										MARGEN ALMOZARA						
	ESTRIBO 1	PILA 1	PP1	PP2	PP3		PP4		PP4'		PP3'	PP2'	PP1'		PILA 2	ESTRIBO 2	PARQUE DE EMPUJE
					IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.			IZQ.	DER.			
CARGA ENCEPADO (KN)	10613	128800	17500		13680	13680							17500	17500	129120	116100	32830
CARGA PILOTE MÁS SOLICITADO (KN)	7550	15240	11250	13920	9800	9800	13370	13450	13370	13450	13440	14070	10560	10560	15240	6650	4140
TENSIÓN MÁX EN PILOTE (kg/cm²)	49,1	55,5	41,0	50,7	35,7	35,7	48,7	49,0	48,7	49,0	49,0	51,3	38,5	38,5	55,5	43,2	36,6
Nº PILOTES POR ENCEPADO	20	10	2 x 2	2 x 1	2	2	1	1	1	1	2 x 1	2 x 1	2	2	10	20	2 x 12
DIÁMETRO PILOTE (mm)	1500	2000	2000	2000	2000		2000		2000		2000	2000	2000		2000	1500	1200
COTA CARA INFERIOR ENCEPADO	191,7	192,4	195,7	194,6	194,6		194,6		194,6		194,6	194,6	194,6		192,4	191,7	194,6
COTA PUNTA PILOTE	163,5	161,5	162,5	162,5	145,5	167,0	167,5	162,5	159,0	161,0	145,5	146,5	155,5	160,0	155,0	156,5	164,1
LONGITUD PILOTE (m)	28,5	31,0	33,5	32,0	49,0	27,5	27,0	32,0	35,5	33,5	49,0	48,0	39,0	34,5	37,5	35,5	30,5

Como se puede apreciar comparando los valores del cuadro con la profundidad del estrato terciario sano que aparece en el apartado anterior, todos los pilotes están empotrados en dicho nivel geotécnico, siempre y cuando no se supere la longitud máxima ejecutable de 50 m.

## 2.4.- Criterios de diseño

Estimado para cada apoyo el corte tipo de terreno con sus correspondientes características geotécnicas deducidas, fundamentalmente, a partir de los ensayos presiométricos, se puede, a partir de los valores de éstos últimos y apoyándose en el fascículo 62 de la norma francesa (en la que se basa la Guía de Cimentaciones de Carreteras) determinar las resistencias por punta y fuste de cada estrato, así como el módulo elástico de cada terreno, de una manera más objetiva que mediante métodos basados en ensayos de laboratorio o similares, puesto que el ensayo presiométrico constituye un ensayo in situ del terreno.

Para determinar la longitud del pilote hay que estimar el comportamiento de éste frente a esfuerzos verticales, en concreto la carga de hundimiento y estimación de los asientos frente a ELS, y frente a esfuerzos laterales.

Para el cálculo de la carga de hundimiento se manejan las siguientes hipótesis:

- Adopción del criterio de la "Guía de cimentaciones para obras de carreteras", del Ministerio de Fomento.
- El pilote trabaja tanto a punta como a fuste, despreciando los 6 metros bajo encepado correspondientes a terreno socavable y al relleno.
- El coeficiente de seguridad de 2,6 tanto para punta como para fuste.
- Se trabaja con la carga de hundimiento del pilote aislado, que queda del lado de la seguridad, una vez comprobada la seguridad frente a hundimiento del grupo.
- Las resistencias por punta y fuste se obtienen a partir de los resultados de los ensayos presiométricos, y aplicando la norma francesa, y en concreto el fascículo 62 de la misma.

Para estimar la resistencia unitaria por punta del pilote, se utiliza la fórmula:

$$q_u = k_p \cdot (p_l - p_0)$$

donde :  $P_l$  es la presión límite

$P_0$  es la presión lateral inicial y se estima como  $0,5 \cdot \gamma \cdot H$

$K_p$  coeficiente portante que se determina con el cuadro correspondiente

Para la resistencia unitaria por fuste,  $q_s$  se usan las curvas definidas en las tablas y ábacos del Fascículo 62, en el que se entra con la presión límite sobre la curva  $Q_i$  que corresponda con el tipo de terreno y pilote ejecutado. Se utiliza la curva correspondiente al pilote perforado con lodos (foré boue) que se corresponde al ejecutado en obra.

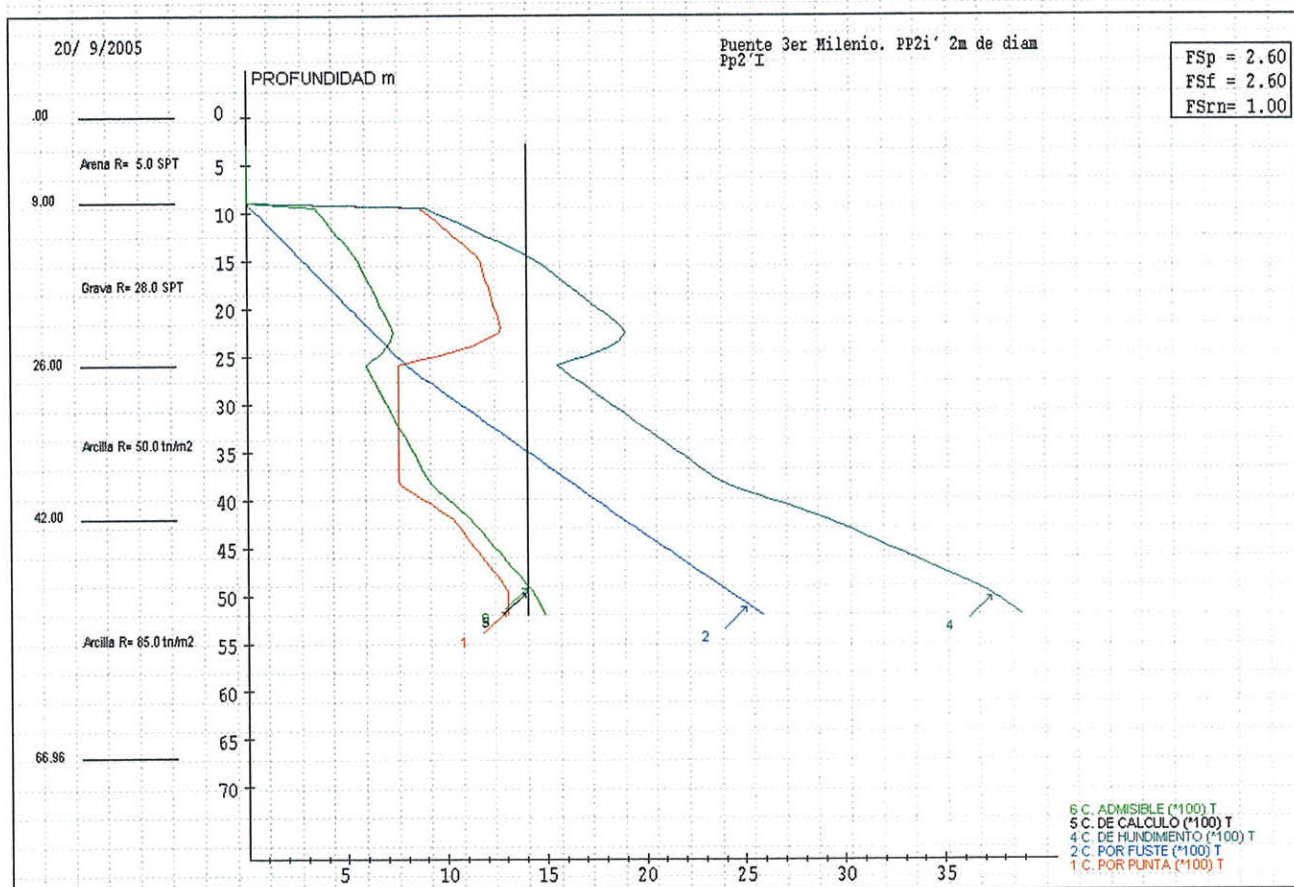
Conforme a lo anterior tendríamos para cada terreno los siguientes valores, obtenidos de las tablas anteriores y que se resumen en el siguiente cuadro:

**Resumen de valores según fascículo 62**

APOYO	ESTRATO	COTA	Ispt medio	Plim (kg/cm <sup>2</sup> )	Ep (t/m <sup>2</sup> )	$\alpha$	Es = Ep/ $\alpha$ (t/m <sup>2</sup> )	qu (t/m <sup>2</sup> )	qs (t/m <sup>2</sup> )
ESTRIBO 1	Gravas	186,0	44	50	4000	0,33	12000	600	8
	Terc. alter.	184,0	45	40	7000	0,67	10500	520	12
	Terc. sano	165,0	R	70	20000	0,67	30000	980	12
PILA 1	Gravas	186,0	44	50	4000	0,33	12000	600	8
	Terc. alter.	184,0	45	40	7000	0,67	10500	520	12
	Terc. sano	165,0	R	70	20000	0,67	30000	980	12
PP1	Gravas	186,0	37	-	-	-	5000	600	8
	Terc. alter.	178,0	50	37	7900	0,67	12000	480	8
	Terc. sano	165,0	R	77	30000	0,67	40000	1070	12
PP2	Gravas	186,0	37	-	-	-	5000	600	8
	Terc. alter.	178,0	50	37	7900	0,67	12000	480	8
	Terc. sano	165,0	R	77	30000	0,67	40000	1070	12
PP3I	Altern. gravas/arcilla	186,5	18	12	2600	1	4000	150	8
	Terc. sano	135,5	R	110	16500	0,67	25000	1540	12
PP3D	Gravas	185,0	49	-	-	-	5000	600	8
	Terc. alter.	179,0	38	37	10500	0,67	15000	480	8
	Terc. sano	170,0	R	70	9700	0,67	15000	1070	12
PP4I	Gravas	186,5	36	-	-	-	4000	500	6
	Terc. alter.	179,5	-	17	5200	0,67	7500	200	8
	Terc. sano	165,5	R	83	13000	0,67	20000	1160	12
PP4D	Gravas	186,5	36	-	-	-	4000	500	6
	Terc. alter.	181,5	-	17	5200	0,67	7500	200	8
	Terc. sano	172,5	R	83	13000	0,67	20000	1160	12
PP'4I	Gravas	186,5	45	61	4000	0,33	12000	700	8
	Terc. alter.	174,5	43	33	7000	0,67	1100	430	12
	Terc. sano	159,5	R	105	20000	0,67	3000	1470	12
PP'4D	Gravas	186,5	48	61	4000	0,33	12000	700	8
	Terc. alter.	174,5	39	28	7000	0,67	1100	365	12
	Terc. sano	161,5	R	71	20000	0,67	3000	1000	12
PP'3	Gravas	186,5	28	51	4000	0,33	12000	615	8
	Terc. alter.	161,5	27	23	7000	0,67	11000	325	12 <sup>(1)</sup>
	Terc. sano	145,5	R	114	20000	0,67	30000	1600	12
PP'2	Gravas	186,5	28	51	4000	0,33	12000	610	8
	Terc. alter.	169,5	27	22	7000	0,67	11000	275	12 <sup>(1)</sup>
	Terc. sano	153,5	R	34	7500	0,67	12000	475	12
PP'1	Gravas	187,5	45	58	4000	0,33	12000	695	8
	Terc. alter.	171,5	43	46	7500	0,67	11000	600	12 <sup>(1)</sup>
	Terc. sano	154,5	R	121	20000	0,67	30000	1700	12
PILA 2	Gravas	185,5	33	60	4000	0,33	12000	700	8
	Terc. alter.	167,5	47	27	7500	0,67	11000	345	12
	Terc. sano	154,5	R	114	20000	0,67	30000	1600	12
ESTRIBO 2	Gravas	185,5	33	60	4000	0,33	12000	700	8
	Terc. alter.	167,5	47	27	7500	0,67	11000	345	12
	Terc. sano	154,5	R	114	20000	0,67	30000	1600	12

(1): Blandones donde se adopta un qs de 1t/m<sup>2</sup>

Estimadas las correspondientes resistencias unitarias por la punta y por fuste se realiza el cálculo de la carga admisible para distintas profundidades, que igualándola con la carga de cálculo recogida en el apartado 2.3 permitirá determinar la longitud del pilote. Para ello se utiliza un programa de ordenador que calcula para cada metro de profundidad la resistencia por punta y fuste del terreno, así como la carga admisible que presenta, que se obtiene sumando ambos valores minorados por un factor de seguridad de 2,6. Se muestra a continuación un ejemplo de la salida gráfica de resultados con la que se determina la longitud mínima de pilote.



Determinada esa longitud se comprueba en obra, durante la perforación y posteriormente mediante sondeos en la punta del pilote, que no existen espesores de material blando o cuevas, rellenas o no, en cuyo caso, se debe proceder a un relleno de la misma con lechada o mortero y posteriormente a un tratamiento de súper-jet grouting en la zona del bulbo de presiones. Como se expone en el siguiente punto, este procedimiento se ha tenido que llevar a cabo en algunos casos. Las puntas que resultasen sucias, se inyectan con agua a presión y posteriormente se inyectan con lechada hasta alcanzar el rechazo a 5 ó 10 kg/cm<sup>2</sup>.

Finalmente se estiman los esfuerzos laterales sobre los pilotes. Las constantes de muelle se estiman mediante la fórmula:

$$KB = f_1 \times f_2 \times f_3 \times \alpha \times E_s$$

Donde:

- $\alpha \times E_s$  se obtiene de la teoría de Broms.  $\alpha$  vale 1,67 y  $E_s$  es el módulo elástico del terreno
- $f_1$  es un coeficiente reductor de grupo
- $f_2$  es el coeficiente reductor por cargas cíclicas
- $f_3$  es el coeficiente reductor por cargas diferidas
- $f_2$  y  $f_3$  no son concomitantes

Además, el valor de la reacción lateral tiene un valor máximo que no se puede sobrepasar. Para determinarlos las  $P_{max}$  se utilizan fórmulas que diferencian entre terrenos granulares y cohesivos:

- Granulares:  $P_{max} = 3 \gamma K_p h$
- Cohesivos:  $P_{max} = N_c \times C_u$

$$\text{Con; } N_c = 3 + \gamma h / C_u + j h / B \quad \text{donde } N_c < 9; j = 0,25$$

Con la determinación de esos valores se puede dimensionar el armado de los pilotes.

Por último se realiza una estimación de los posibles asientos que se producirán frente a las cargas de ELS a partir de los módulos elásticos estimados a partir de los presiómetros. En el caso de pila-pilote, el cálculo se realiza mediante el método de Poulos (1968). En caso de encepados el asiento del grupo se calcula mediante la formulación recomendada por Janbu (1956) y recogida en el Tomlinson (1981), que supone una zapata equivalente al grupo de pilotes a una profundidad de 2/3 de la longitud del pilote enterrada en terreno resistente, y cuyo asiento se estima en función de la carga, el ancho y el módulo elástico del terreno, y de unos coeficientes que dependen de diversas relaciones geométricas de encepado, pilotes y terreno. En todos los casos el asiento calculado ha sido inferior a una pulgada.

Durante la obra, hasta el momento, los asientos medidos han sido inferiores a los estimados en el cálculo.

## 2.5.- Criterios para la ejecución de las cimentaciones

La ejecución de los pilotes ha correspondido GEOCISA, empresa filial de DRAGADOS, que la ha acometido mediante dos máquinas perforadoras rotativas:

- SoilMec R-930, de 30 mt de par, que se ha utilizado para la ejecución de todos los pilotes de 2,00 m de diámetro y los pilotes del estribo 1.
- Bauer BG-25, de 25 mt de par, utilizada en la ejecución de los pilotes del parque de empuje y de los del estribo 2.



Como maquinaria auxiliar se utilizó una grúa Liebherr 942 y otra auxiliar de 40 t, a parte de una mixta para extraer las tierras de excavación y de camiones bañeras para el transporte de las tierras.

Al tratarse de un terreno formado por importantes espesores de material cuaternario granular formado fundamentalmente por gravas que descansan sobre un sustrato terciario de arcillas y margas, con intercalaciones de yesos, se decide perforar con camisa recuperable hasta pasar las gravas o alcanzar zonas con gravas en matriz arcillosa, lo que lleva a tener que hincar camisas hasta más de 30 m de profundidad en algunos casos, y eso obliga a la utilización de "morsas" que permitan la extracción de las mismas. Desde ese punto hasta la punta del pilote se perfora al abrigo de lodos bentoníticos.

La utilización de la camisa produce una disminución de la sección del pilote, de tal manera que el diámetro nominal del pilote pasa de 2.000 a 1.870 mm y de 1.500 a 1.400 mm. Esta reducción ha sido considerada en el cálculo de los pilotes.

El uso de los lodos obliga a disponer de las instalaciones necesarias para el correcto proceso de fabricación, maduración, almacenamiento y tratamiento de los mismos, por lo que se han dispuesto tanques de almacenamiento, amasadoras, desarenadores, etc. Se ha realizado un control exhaustivo de los parámetros fundamentales de la bentonita: densidad, viscosidad, contenido de arena, PH, filtrado y espesor de cake, durante la excavación y antes y durante el hormigonado, para asegurar la estabilidad de las paredes y que el hormigonado prospere adecuadamente.

La armadura se baja mediante la grúa por tramos de 14 - 16 m que se van soldando unos a otros desde la plataforma de trabajo. El peso de la armadura depende del tipo de pila, diámetro y longitud del pilote, habiendo oscilado entre las 6 y las 16 t. El armado se ha realizado de tal manera que la separación entre barras permita el paso del hormigón utilizado.

A la jaula de la armadura se le adosaban cuatro tubos metálicos huecos, tres de ellos de 100 mm de diámetro y el cuarto de 50 mm, para permitir la realización de ensayos sónicos, sondeos de punta y realización de inyecciones o jet-grouting en la punta en caso de que se estimase necesario.

Antes de comenzar el hormigonado se procedía al desarenado y limpieza de la punta del pilote mediante una bomba con el sistema air-lift.

Se ha utilizado un hormigón tipo HA 25 F20 SR Qb, con un cono de entre 17 y 21 cm, medidos en obra, con aditivos y retardantes del fraguado puesto que se llegaban a tardar más de 10 horas en los procesos de hormigonado.

Se ha hormigonado con tubo tremie, manteniendo en todo momento la punta de éste, 6 m por debajo de la superficie del hormigón. Una vez que la cota del hormigón alcanza la camisa recuperable se va extrayendo progresivamente ésta con la ayuda de la "morsa", que

no para de imprimir pequeños movimientos rotativos en ambos sentidos para evitar que la camisa se quede atrapada entre el terreno y el hormigón.

Hay que destacar el buen funcionamiento de perforación y hormigonado, puesto que los excesos de hormigonado se han cifrado todos entre el 5 y el 10%, a excepción de algunos casos aislados en la que la aparición de pequeñas cuevas o dolinas han aumentado los excesos a niveles de entre 20 y 25% del volumen teórico. En estos pilotes son en los que posteriormente se han realizado tratamientos adicionales.

Los tiempos medios de ejecución según el tipo de pilote han sido:

- **PILOTES DE PARQUE DE EMPUJE:** Diámetro de 1.200 mm, profundidad de unos 32,50-33,50 m de longitud; con camisa hasta casi 21 m
  - Tiempo de excavación: 1 día (unas 11 horas)
  - Tiempo de colocar la jaula: entre 2-3 h del día siguiente (día 2)
  - Tiempo de hormigonado: 4 h
  - **Total:** 2 días por pilote. 1 pilote / día y equipo. 5 pilotes semana.
- **ESTRIBOS:** Diámetro 1.500 mm; profundidad de unos 32 m; camisas de 12 a 26m.
  - Tiempo de excavación: 1 día (unas 11 h)
  - Tiempo de colocar jaula: entre 2-3 h del día siguiente (día 2)
  - Hormigonado: unas 4 h
  - **Total:** 2 días por pilote. 1 pilote / día y equipo. 5 pilotes semana.
- **PILAS:** Diámetro 2.000 mm; profundidad de menos de 45 m; camisas: 21 m
  - Tiempo de excavación: 2 días
  - Tiempo de colocar jaula: 1 día (día 3)
  - Hormigonado: Unas 7-8 h
  - **Total:** 4 días por pilote. 1 pilote cada 2 días por equipo perforador.
- **PILAS:** Diámetro 2.000 m; profundidad: 45,0-51,20 m; camisas: 18 m
  - Tiempo de excavación: 3 días
  - Colocación jaula: 1 día
  - Hormigonado: 8-9 h
  - **Total:** 5 días por pilote.

El descabezado de los pilotes se hace con una técnica novedosa que minimiza el picado necesario en el método convencional. Se ejecutan unas perforaciones subhorizontales a la cota teórica de descabezado en los que se introduce un mortero altamente expansivo que se retaca. Al aumentar bruscamente su volumen se produce una fractura plana del hormigón de la cual resulta un descabezado más eficiente y de mejor calidad.



#### Comprobaciones y controles de los pilotes

Ejecutado el pilote, y transcurrido un tiempo suficiente para la maduración del hormigón, se procede al ensayo ultrasónico de integridad del mismo, para asegurar la no existencia de cortes o bolsas de bentonita dentro del pilote. A continuación se realizaba desde uno de los tubos sónicos de 100 mm, un sondeo de 6 m por debajo de la punta del pilote para comprobar la limpieza de la misma y constatar si el terreno ubicado en la zona de influencia del bulbo de presiones presenta las propiedades previstas. El sondeo en punta se realizó en uno de cada dos pilotes de estribos y pilas definitivas y en todos los pilotes de los apoyos provisionales.

En el caso de que bajo la punta del pilote apareciesen estratos de naturaleza distinta a la supuesta, como capas de arcillas líquidas, gravas migradas, etc, se procedía a extender el sondeo hasta alcanzar el sustrato terciario sano y se realizaban otros dos sondeos por los dos tubos sónicos de 100 mm restantes. En ese punto se inyectaba agua a presión

sucesivamente por cada tubo hasta cerciorarse de la limpieza de la capa, momento en cual se empezaba a inyectar a 5-10 kg/cm<sup>2</sup> de presión lechada con relaciones a/c 1:1 ó 1:2 en función de la admisión que se registrase, hasta haber alcanzado el rechazo por todos los tubos. Este caso se ha producido en el 10 % de los pilotes ejecutados aproximadamente. La mayoría de estos casos se detectaron en pilotes donde la perforación del mismo ya había detectado anomalías previas.

En el caso del pilote N° 55, correspondiente a la PP'2 derecha, la perforación, de 50 m de profundidad, ya detectó la presencia de estratos "extraños". Al realizar el sondeo de la punta se detectó a los 58 m de profundidad la existencia de una grieta. Tras prolongar el sondeo hasta encontrar el final de la grieta se comprobó que esta tenía unos 21 m de profundidad. Se hicieron otros 2 taladros a través de los otros dos tubos sónicos y en ambos se volvió a detectar la grieta, a los 58 m de profundidad. De la recuperación de testigo realizada se constataba que la grieta parecía estar rellena de arcillas líquidas de color gris.

Se decidió realizar una serie de sondeos alrededor del pilote, a unos 5 m de distancia del eje del mismo, para intentar conocer los límites de la anomalía y poder tener una idea aproximada del material que podría demandar para rellenarla. En ninguno de los sondeos del perímetro se detectó la presencia de una caverna como tal, si bien sí se constató en algunos de ellos la existencia de espesores con materiales de consistencia muy blanda, en la que la sonda experimentaba bajadas muy acusadas. Todo ello venía a indicar que el tamaño de la cavidad no era excesivo (una grieta más que una cueva), que aparecía por debajo de la zona de influencia de la carga de la punta del pilote y que el terreno duro se volvía a detectar a 79 m de profundidad. No obstante se decidió, para permanecer del lado de la seguridad, rellenar la cavidad.

En una primera fase se realizó una inyección de relleno de mortero a través de la perforación ejecutada a través de un tubo de auscultación sónica. Para ello se introdujo una tubería metálica hasta penetrar en la cavidad 2,0 m.

Sin embargo se comprobó que era complicado y sobre todo muy lento introducir en el terreno más cantidad de mortero sobre todo hacia profundidades mayores, lo que supondría no tratar la totalidad de la grieta.

Dada la existencia de un relleno en la cavidad (arcillas de consistencia muy blanda o líquida), se decidió realizar un tratamiento de inyección tipo jet-grouting, aprovechando los 3 tubos de auscultación sónica para atravesar el pilote, al tener éstos un diámetro suficiente.

El sistema a empleado en este caso fue: Jet Grouting sistema Fluido Simple con bombas de alta potencia (**Superjet**). Este sistema emplea la lechada de cemento, que actúa como fluido de corte y como material ligante, empleando bombas de alta potencia de nueva generación.

El tratamiento constó de dos fases. En la primera se realizó la perforación hasta 81 m de profundidad por cada uno de los tres tubos, empotrándose al menos 1,5 m en terreno duro, y la inyección tipo jet grouting hasta la 58 m de profundidad (techo de la cueva). En la segunda fase se reperforaron los tubos de auscultación sónica y se volvió a realizar la inyección entre las citadas profundidades, por los tres tubos otra vez.

Tras esperar una semana para dejar que las columnas alcanzasen una cierta resistencia, se realiza un nuevo sondeo por un tubo sónico para compararlo con los resultados que se obtenían en los sondeos anteriores y con ello poder evaluar la efectividad del tratamiento.

El análisis de la testificación indicaba que el tratamiento había funcionado bien, consiguiendo generar columnas de terreno mejorado y cementado. Del propio testigo se tomaron algunas muestras a las cuales se sometió a ensayos de rotura en laboratorio. El resumen de resultados se muestra en el siguiente cuadro:



RESULTADO DE ROTURA DE LOS TESTIGOS EXTRAÍDOS DE LA INYECCIÓN DEL PILOTE 55

PROFUNDIDAD	ESBELTEZ	D.HUMEDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (N/mm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )
55,00	2,00	1,58	6,13	61,30
55,40	2,00	1,58	9,87	98,70
61,75	2,00	1,76	13,51	135,10
61,95	2,00	1,77	15,90	159,00
73,35	1,90	1,74	10,67	106,70
74,50	1,40	1,56	2,80	28,00

Se observa que la resistencia mínima a la rotura ensayada es de 28 kg/cm<sup>2</sup>, valor suficientemente elevado y que avala la idea de haber conseguido un suelo muy mejorado,

con características de resistencia y deformabilidad mucho mejores que las que presentaba el suelo antes de ser tratado.

Por tanto con el tratamiento se asegura el sellado de la grieta y se estima que la actuación ha alcanzado los objetivos propuestos: sellar la grieta y mejorar las características geotécnicas del terreno que la rellenaba, por lo que el pilote ha quedado en óptimas condiciones de apoyo.

Otro hecho destacado fue la aparición de una **dolina** entre los pilotes 5, 6 y 9 del estribo 1 durante la ejecución de los mismos. La ejecución de los sondeos en punta de esos pilotes confirmó la existencia de una zona con arcillas muy blandas, que se detectan bajo la punta de los pilotes extendiéndose hasta 11 m de profundidad por debajo de ellas, es decir en todo el desarrollo de la zona activa inferior. Con ello se confirmaría la existencia de una zona en la que los yesos habrían sufrido una alteración importante ocupándose su espacio por arcillas líquidas o muy blandas, de muy baja capacidad portante que no son capaces de soportar el peso de las capas superiores lo que provoca el colapso de estas últimas que migran hacia niveles inferiores, generándose una alternancia continua de materiales arcillosos y gravosos. Esa alternancia ya se detectó en el pilote 55 (anteriormente comentado), en la PP3 y en 3 pilotes del parque de empuje, cuya punta hubo que tratar.

Por motivos económicos se abandonó en este caso la primera idea de realizar una inyección con el método "superjet". Como solución alternativa se propuso la ejecución una **serie de pilotes adicionales** que funcionasen de igual forma que los del resto del encepado, esto es: por punta y por fuste. Para ello era necesario pilotes de una longitud tal que atravesasen todo el espesor de arcillas blandas detectadas y se empotraran en el terciario sano. Para el cálculo de la capacidad portante se despreció toda posible colaboración, tanto por punta como por fuste, del terreno situado por encima de la solera de la "cueva".

Con esos condicionantes y para un pilote de **2,00 m de diámetro (1,87 real)**, que era el diámetro máximo de pilote ejecutable, se necesitaba un empotramiento de 1 m en el terciario sano; aunque por criterios de ejecución, seguridad y buen comportamiento se ejecutaron con un empotramiento en los yesos de entre uno y dos diámetros. Los pilotes adicionales irían alineados en la fila correspondiente y a poca distancia (entorno a medio metro) del que apoya en arcilla blanda y por el lado opuesto a la dolina.

### **3.- PABELLÓN - PUENTE**

#### **3.1.- Descripción general de la estructura y del proceso constructivo**

El Pabellón-Puente de la Expo Zaragoza 2008 es una estructura que constituye el Puente de entrada a la exposición, sobre el río Ebro y, a la vez, un espacio de exhibición y circulación de 7.000m<sup>2</sup> aproximadamente.

Este puente pabellón sobre el Ebro, situado a unos 250 m aguas abajo del puente de Tercer Milenio, permitirá el ingreso de cerca de 6 millones de visitantes durante el período de celebración de la Exposición de 2008.

Los proyectos de Cimentaciones y el de Estructura fueron redactados para Expoagua Zaragoza 2008 S.A. por Zaha Hadid Architects y ARUP.

Las obras definidas en el Proyecto de Cimentaciones fueron adjudicadas a Dragados en febrero de 2006. Posteriormente es contratada a la UTE DRAGADOS-URSSA la ejecución de la estructura.

De traza curvilínea a modo de gladiolo, dispone de una sección en forma de diamante y está compuesta por cuatro vainas o cápsulas denominadas PODS que, con forma romboide y entrelazadas sirven como elementos estructurales.

La sección más ancha del puente contendrá la mayor parte de los 7.000 m<sup>2</sup> de zona expositiva, mientras que la parte restante realizará la función de circulación peatonal.

La estructura se apoya en ambas márgenes y en su zona central sobre una isla sita en el meandro, de tal manera que presenta luces de 100 m en margen izquierda y 150 m en la derecha.

Estructuralmente la base será de hormigón y el resto de acero a excepción de la envoltura que se realiza mediante tábulas solapadas de un material compuesto de vidrio y GRC.

En los espacios creados por encima del tablero horizontal se disponen pasarelas a distintos niveles para la exposición de contenidos de la Expo.

La cimentación de la estructura está apoyada en ambas márgenes sobre pilotes de 1,5 y 2,0 metros de diámetro, con longitudes de pilotes superiores a los 50 m, llegando a alcanzar los 68 m de longitud, récord en España para la ejecución de pilotes a rotación.



### **Descripción del Proceso Propuesto**

La ejecución del puente se divide en dos zonas con dos sistemas constructivos diferentes:

- La zona entre la margen izquierda y el meandro central, la más compleja desde el punto de vista geométrico, se realizará mediante sistemas convencionales de cimbras y montaje de la estructura metálica en carros dispuestos sobre las mismas. Para ello, la primera operación es el relleno del río en un ancho que permita tener franjas laterales libres para las grúas de montaje.

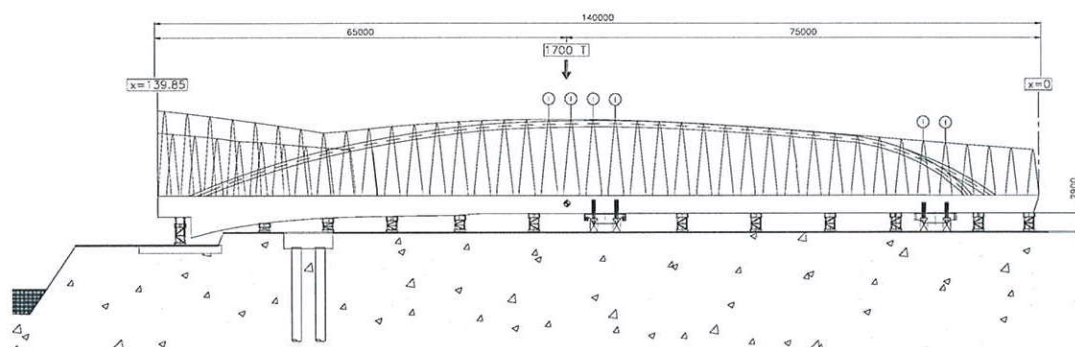
En previsión de que pueda suceder alguna avenida importante del río, que afecte tanto al relleno como a las cimbras causando la ruina de la estructura en construcción, se propone colocar la cimbra y apeos sobre cimentaciones profundas de pilotes hincados, para lo que se crean, en sentido transversal, vigas longitudinales sobre las que se apoyan las cimbras

de montaje. Completada la estructura se retiran las cimbras de apoyo quedando la estructura apoyada en la pila central y en el estribo de la margen izquierda.

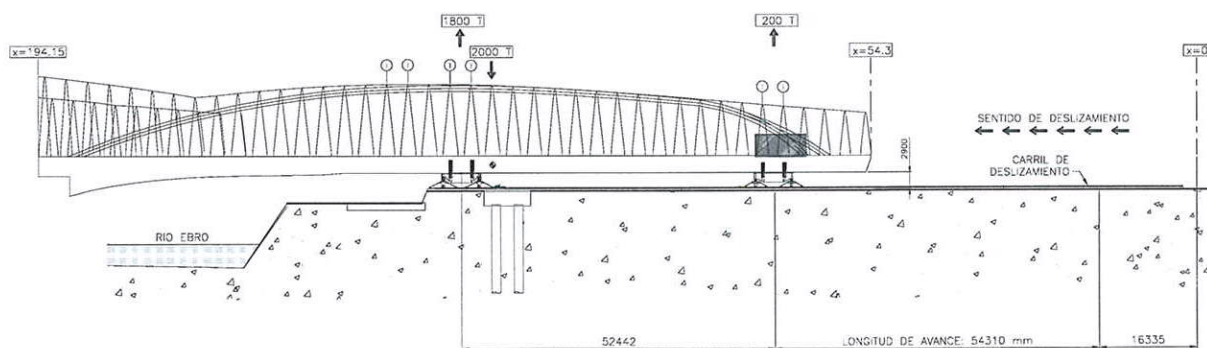
- La ejecución del vano del puente entre pila central y margen derecha es de mayor complejidad, no sólo por su mayor longitud (150 metros) sino porque su montaje debe de realizarse sobre el cauce del río con agua. Para no tener que ejecutar la pila auxiliar en el cauce del río se propuso utilizar un sistema de lanzamiento.

Las fases de lanzamiento son:

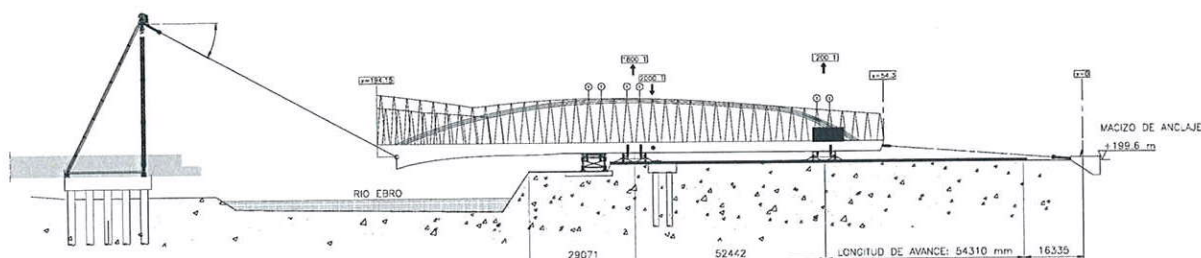
Montaje del vano completo de 150 m en la margen derecha sobre apeos dispuestos en vigas longitudinales de hormigón.



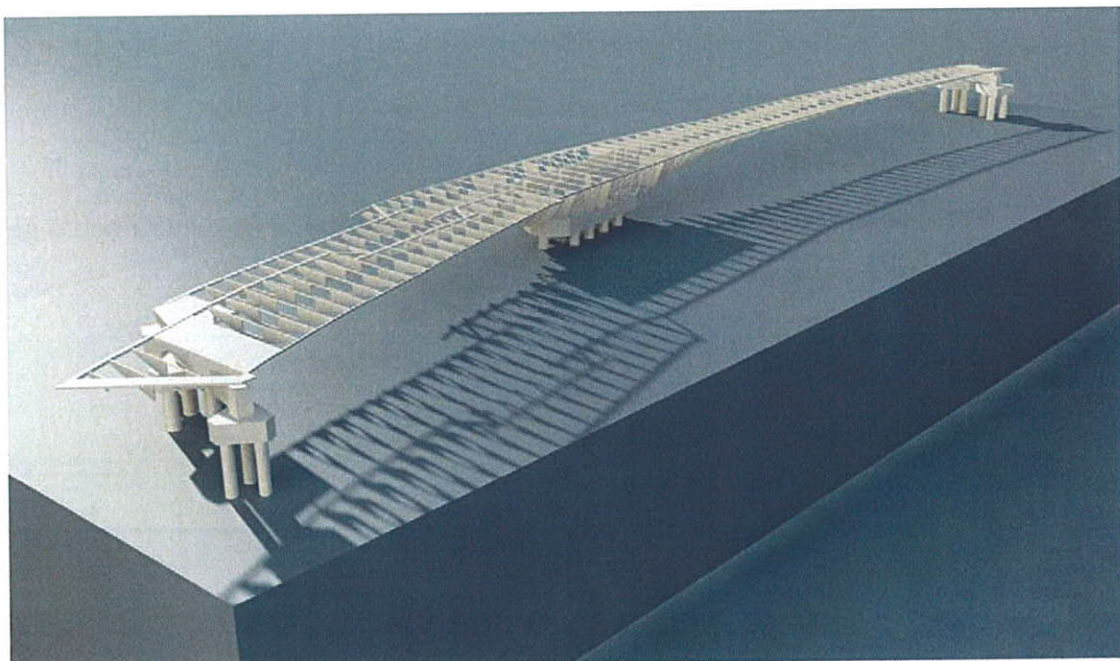
Proceso de empuje mediante gatos horizontales de la estructura sobre el cauce del río.



Alcanzado el máximo voladizo se trinca el extremo en voladizo con los cables conectados a una torre atirantada auxiliar de 35 m de altura situada en la pila central.



Mediante operaciones acompañadas de empuje horizontal desde la margen derecha y recuperación de los cables de tiro mediante gatos hidráulicos situados en la cabeza de la torre, se continúa el lanzamiento hasta que el extremo en voladizo llegue a la pila central donde se desciende hasta su apoyo. Una vez apoyado el tramo en la pila central y en el estribo derecho se procede a conectar la estructura con la del vano opuesto.

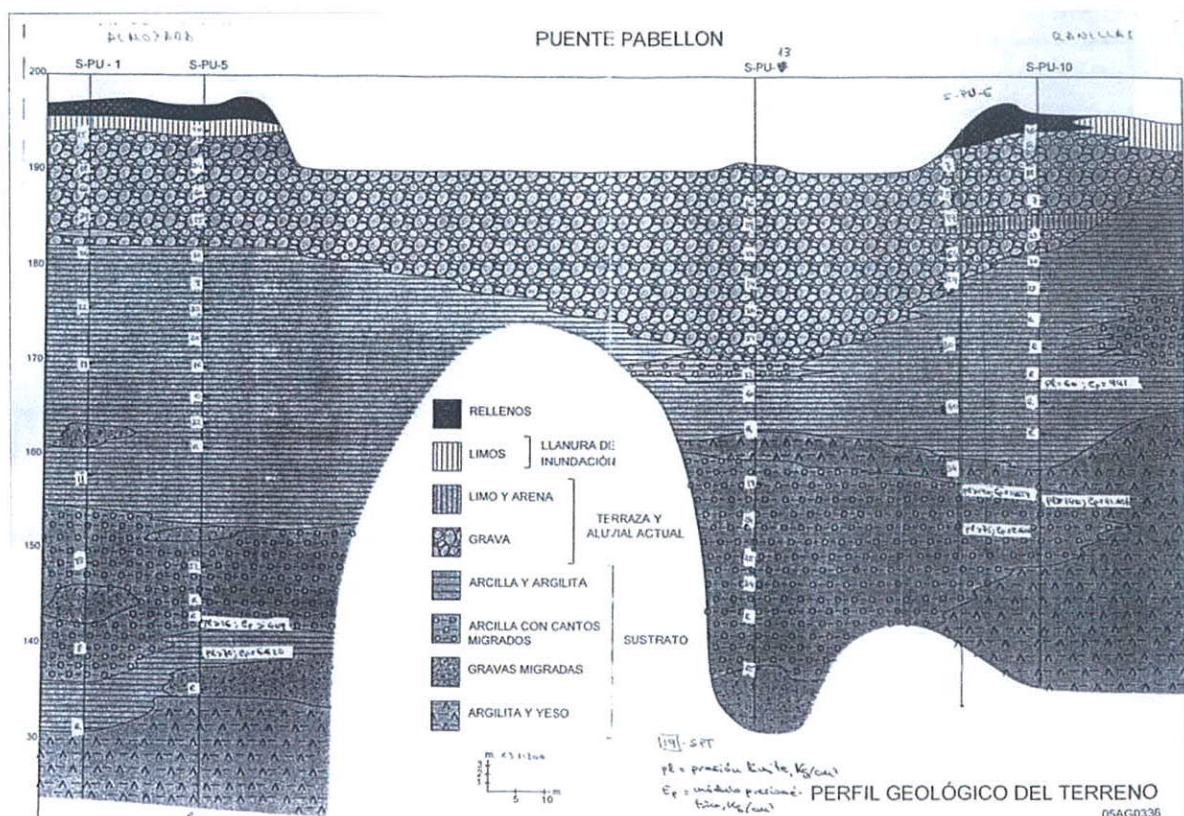


### 3.2.- Naturaleza del terreno

Al situarse a menos de trescientos metros aguas abajo del puente del Tercer Milenio, la estructura general del terreno en que se enclava es análogo al de éste, esto es, un recubrimiento cuaternario formado por los depósitos de terraza aluvial del Ebro, constituidos fundamentalmente por gravas y arenas bajo un espesor variable de limos arcillo-arenosos, que apoya sobre un sustrato rocoso constituido por yesos y margas de la edad Miocena. El sustrato terciario está además afectado por fenómenos de disolución del material yesífero, y según se gana en profundidad, el contenido en material yesífero en forma de yeso nodular o alabastrino va aumentando, constituyendo el sustrato terciario denominado sano.

Si bien el esquema litológico es análogo en ambos casos, es cierto que se aprecian diferencias significativas entre ambas localizaciones, puesto que en este caso los recubrimientos cuaternarios son, en general, de mayor espesor y el sustrato rocoso que se podría considerar sano aparece más profundo que en el caso del puente del Tercer Milenio. Además en este caso aparecen carstificaciones de los yesos hasta grandes profundidades.

El corte tipo estimado se presenta en el siguiente croquis:



Al igual que se hizo en el caso del Tercer Milenio, se procedió a la ejecución de una campaña complementaria de sondeos con ensayos presiométricos que proporcionara más información de la naturaleza del subsuelo y de sus características.

De la observación directa del testigo extraído, del análisis de los resultados obtenidos en los distintos ensayos: SPT, presiones límite, resistencia a compresión simple, etc., y comparando y armonizando los valores de los ensayos de cada sondeo, con los valores medios, se supone la siguiente estratigrafía para cada apoyo:

MARGEN RANILLAS: E-1 y E-2							
ESTRATO		COTAS	Nspt medio	Nspt N/2 más bajos	Plim (kg/cm²) media	Plim (kg/cm²) N/2 más bajos	Ep (kg/cm²) medio
Relleno y Grava (socavable y/o no colaborante)		De +198.3 a +188	-	-	-	-	-
Gravas		De +188.0 a +177.0	37	24	20	-	260
Terciario alterado	Arcillas marrones	De +177.0 a +169.0	37	24	22	-	1200
	Arcillas grises	De +169.0 a +158.0	44	31	28	-	670
Terciario sano	Alternancia Yeso alabastrinos y arcillas duras	Desde +158.0	R	R	135	113	3375

MARGEN RANILLAS: E- 3							
ESTRATO		COTAS	Nspt medio	Nspt N/2 más bajos	Plim (kg/cm²) media	Plim (kg/cm²) N/2 más bajos	Ep (kg/cm²) medio
Relleno y Grava (socavable y/o no colaborante)		De +197.1 a +188	-	-	-	-	-
Gravas		De +188.0 a +178.0	37	24	20	-	260
Terciario alterado	Arcillas marrones	De +178.0 a +173.0	37	24	22	-	1200
	Arcillas grises	De +173.0 a +160.0	44	31	28	-	670
Terciario sano	Altern. Yeso alab. y arcillas duras	De +160.0 a +147.0	R	R	135	113	3375
	Altern Yeso alab. y arcillas blandas	Desde +147.0	-	-	25	-	575

ISLA						
ESTRATO	COTAS	Nspt medio	Nspt N/2 más bajos	Plim (kg/cm <sup>2</sup> ) media	Plim (kg/cm <sup>2</sup> ) N/2 más bajos	Ep (kg/cm <sup>2</sup> ) medio
Relleno y Grava (socavable y/o no colaborante)	De +195.5 a +186	-	-	-	-	-
Gravas	De +186.0 a +165.0	20	14	-	-	-
Arcillas con algo de gravas y arenas	De +165.0 a +141.0	38	22	22	17	690
Gravas y arenas con intercalaciones de arcilla	De +141.0 a +129.0	R		-	-	-

MARGEN ALMOZARA							
ESTRATO		COTAS	Nspt medio	Nspt N/2 más bajos	Plim (kg/cm²) media	Plim (kg/cm²) N/2 más bajos	Ep (kg/cm²) medio
Relleno y Grava (socavable y/o no colaborante)		De +198.0 a +185.0	-	-	-	-	-
Gravas		De +185.0 a +175.0	46	33	-	-	-
Terciario alterado		De +175.0 a +147.0	52	44	43	30	620
Terciario sano	Alternancia capas de yeso y arcilla	Desde +147.0	R	R	95	50	3080
	Yeso alabastrino	Desde +128.0	R	R	100	90	12150

### **3.3.- Descripción de la cimentación de proyecto**

La estructura apoya sobre tres puntos, el estribo de margen Ranillas, la isla central y el estribo de la margen de la Almozara. Dado el tipo de terreno localizado, es imprescindible acometer cimentaciones de tipo profundo mediante pilotes de gran longitud (más de 50 m) y diámetros de 1.500 y 2.000 mm.

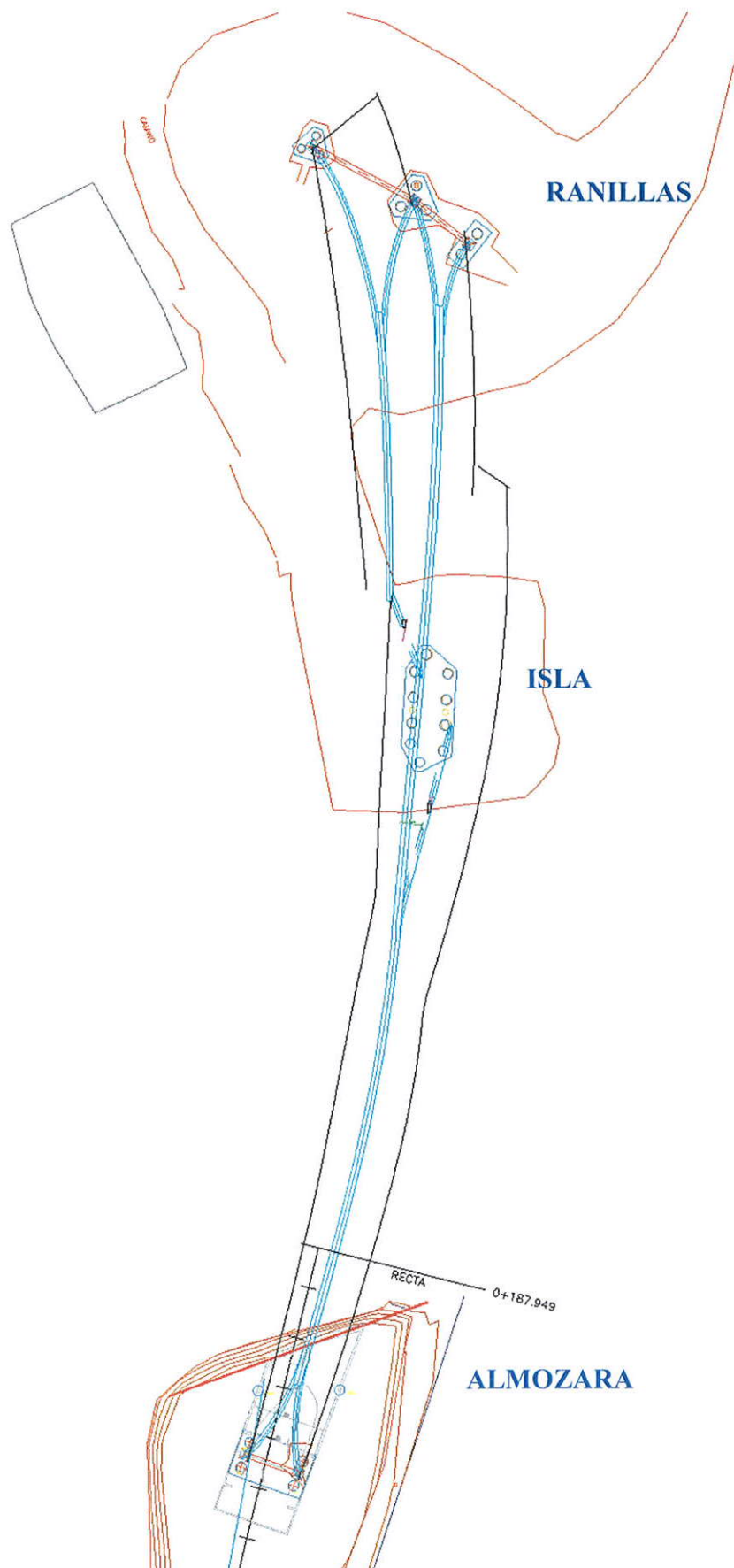
La cimentación del estribo de Ranillas se resuelve mediante el apoyo sobre 3 encepados individuales de 3, 3 y 2 pilotes respectivamente. El E-1 se resuelve con pilotes de 68,5 m y 1.500 mm de diámetro, mientras que en los casos de E-2 y E-3, se ejecutan pilotes de 2.000 mm de diámetro y 58,5 m de longitud.

El apoyo de la isla se resuelve mediante la ejecución de 10 pilotes de 64 m de longitud y 2,0 m de diámetro, que constituyen un récord nacional en pilotes a rotación. En uno de esos pilotes se embebió la célula Osterberg, y a partir de los resultados que con ella se consiguieron fue posible disminuir la longitud de pilotes del estribo de Almozara de los 71,5 m previstos a tan sólo 50,0 m.

El estribo de Almozara, desde donde se empuja, está formado por 4 pilotes de 2,0 m de diámetro y 50 m de longitud. Adicionalmente se ejecutan 2 pilotes de 1.500 mm y 30 m de longitud para cimentar la sala de instalaciones que se ubica en ese estribo.

Además ambos estribos disponen de una sala de instalaciones que obliga a disponer cimentaciones profundas adicionales, solucionadas generalmente mediante pilotes hincados (también se han hecho un par de pilotes "in situ" de 1,5 m de diámetro y unos 30 m de longitud) de sección 40 x 40 cm apoyados en las gravas y trabajando a tensiones de unos 80 -100 kg/cm<sup>2</sup>, para evitar tener que alcanzar el sustrato terciario.

Se acompaña un croquis con la ubicación de las cimentaciones descritas.



### 3.4.- Criterios para la ejecución de las cimentaciones

Al ser necesario ejecutar pilotes de gran diámetro y longitud es necesario acudir a máquinas rotativas muy potentes con un par de rotación muy elevado. Además, la necesidad de alcanzar profundidades superiores a los 50 m ha obligado a utilizar un kelly especial, más robusto y largo, que permite perforar a profundidades máximas a máximo par.

Se ha utilizado como perforadora una Bauer BG-36, de 36 mt de par.



Como maquinaria auxiliar se utilizó una grúa sobre cadenas de 100 t de tiro y otra auxiliar, móvil telescópica, de unas 50 t, a parte de una mixta para extraer las tierras de excavación y de camiones bañeras para el transporte de las tierras.

Al tratarse de un terreno análogo al del puente del tercer Milenio formado por importantes espesores de material cuaternario granular constituidos fundamentalmente por gravas y

arenas que descansan sobre un sustrato terciario de arcillas y margas, con intercalaciones de yesos, se decide perforar también al abrigo de lodos, encamisando los primeros metros.

La entubación recuperable se instala mediante un vibrador, el cual no permite encamisar más de 13 m, por lo que se utiliza una bentonita viscosa y se mantiene un exhaustivo control de las propiedades de los lodos para que no se produzca ningún derrumbe. Se controla que en todo momento el nivel de lodos esté del orden de 2 m por encima del nivel freático para alcanzar una presión suficiente que contrarreste a la hidrostática.

El uso de los lodos obliga a disponer de las instalaciones necesarias para el correcto proceso de fabricación, maduración, almacenamiento y tratamiento de los mismos, por lo que se han dispuesto tanques de almacenamiento, amasadoras, desarenadores, etc. Se ha realizado un control exhaustivo del nivel (como se indica en líneas superiores) y de los parámetros fundamentales de la bentonita: densidad, viscosidad, contenido de arena, PH, filtrado y espesor de cake, durante la excavación y antes y durante el hormigonado, para asegurar la estabilidad de las paredes y que el hormigonado prospere adecuadamente.

La armadura se baja mediante la grúa en tramos de 14-16 m que se van soldando unos a otros desde el terreno, en la boca de la perforación. El peso total de la armadura depende del tipo de pila, diámetro y longitud del pilote, habiendo alcanzado las 17 t en el caso de los pilotes de la isla. El armado se ha realizado de tal manera que la separación entre barras permita el paso del hormigón utilizado, por lo que se ha recurrido a hacer grupos de barras en ciertas secciones.

A la jaula de la armadura se le adosaban cuatro tubos metálicos huecos de 100 mm de diámetro para permitir la realización de ensayos sónicos, sondeos de punta y realización de inyecciones o jet-grouting en la punta en caso de que se estimase necesario.

Antes de comenzar el hormigonado se procedía al desarenado y limpieza de la punta del pilote mediante una bomba con el sistema air-lift.

Se ha utilizado un hormigón tipo HA 25 F20 SR Qb, con un cono de entre 17 y 21 cm, medidos en obra, con aditivos y retardantes del fraguado puesto que se llegaban a tardar más de 10 horas en los procesos de hormigonado.



Se ha hormigonado con tubo tremie, manteniendo en todo momento la punta de éste, 6 m por debajo de la superficie del hormigón. Una vez que la cota del hormigón alcanza la camisa recuperable se va extrayendo progresivamente ésta con la ayuda de una grúa equipada con el vibrador.

Hay que destacar el buen funcionamiento de perforación y hormigonado, puesto que los excesos de hormigonado han sido en general inferiores al 10% del volumen teórico en todos los pilotes, es más, en la mayoría de los casos inferiores al 5%, incluso en los tres pilotes en los que se registraron pequeñas pérdidas de bentonita en tramos particulares, el exceso no supero en ningún caso el 15%. En estos casos se amorteraba la zona donde se localizaban las fugas, para taponarlas, y posteriormente se reperforaban y se continuaba con la excavación.

Los tiempos medios de ejecución según el tipo de pilote han sido:

- **ESTRIBOS RANILLAS:** Diámetro 1.500 mm y profundidad 68 m.
  - Tiempo de excavación: 18 h (a doble turno)
  - Tiempo de colocar jaula: 5,5 h
  - Hormigonado: unas 5 h
  - **Total:** 2 días por pilote.
  
- **ESTRIBOS RANILLAS:** Diámetro 2.000 mm y profundidad 58,5 m.
  - Tiempo de excavación: 22 h (a doble turno)
  - Tiempo de colocar jaula: 4 h
  - Hormigonado: de 4 a 5 h
  - **Total:** 2 días por pilote.
  
- **ISLA:** Diámetro 2.000 mm; profundidad de 64 m
  - Tiempo de excavación: 20 a 26 h (a doble turno)
  - Tiempo de colocar jaula: 7 h
  - Hormigonado: Unas 5,5 h
  - **Total:** 2 a 3 días por pilote.
  
- **ESTRIBO ALMOZARA:** Diámetro 2.000 m; profundidad: 50 m;
  - Tiempo de excavación: 20 h (a doble turno)
  - Colocación jaula: 4 h
  - Hormigonado: 4 a 5 h
  - **Total:** 2 días por pilote.

Ejecutado el pilote, y una vez transcurrido el tiempo suficiente para la maduración del hormigón, se procede al ensayo ultrasónico de integridad del mismo, para asegurar la no existencia de cortes o bolsas de bentonita dentro del pilote. A continuación se realizaba desde uno de los tubos sónicos de 100 mm, un sondeo de 6 m por debajo de la punta del pilote para comprobar la limpieza de la misma y constatar si el terreno ubicado en la zona de influencia del bulbo de presiones presenta las propiedades previstas.

En el caso de que bajo la punta del pilote apareciesen estratos de naturaleza distinta a la supuesta, como capas de arcillas líquidas, gravas migradas, etc, se procedía a extender el

sondeo hasta alcanzar el sustrato terciario sano y se realizaban sondeos por los tubos sónicos restantes. En ese punto se inyectaba agua a presión sucesivamente por cada tubo hasta cerciorarse de la limpieza de la capa, momento en cual se empezaba a inyectar, a 5 - 10 kg/cm<sup>2</sup> de presión, lechada con relaciones a/c 1:1 ó 1:2 en función de la admisión que se registrase, hasta haber alcanzado el rechazo por todos los tubos.

### **3.5.- Prueba de carga estática con célula Osterberg**

#### **3.5.1.- Descripción del ensayo. Disposición de equipos e instrumentación**

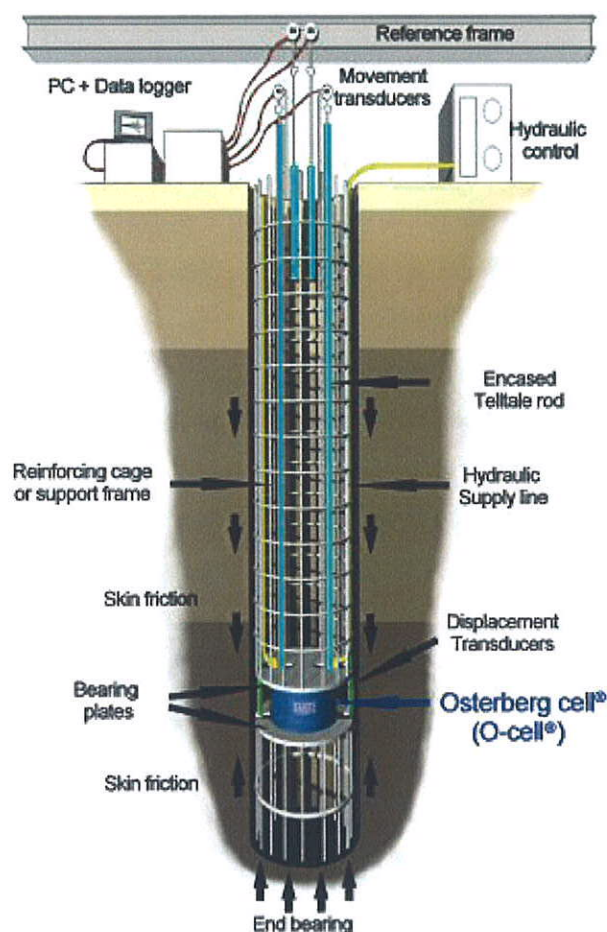
Para comprobar si el comportamiento de los pilotes ante las cargas de diseño era el estimado por los cálculos, se decidió realizar una prueba de carga estática sobre uno de los pilotes de la isla. Para realizarla se decidió utilizar la célula Osterberg, que diseña y controla Loadtest. Inc, que si bien se ha empleado en numerosas ocasiones fuera de nuestras fronteras, constituye una técnica pionera en España.

La célula es un dispositivo calibrado, embutido en el pilote y formado por dos platos metálicos paralelos entre los cuales se disponen una serie de gatos, que pueden presentarse en distinto número y tamaño en función de la carga a la que se quiera llegar, que funcionan por medio de un circuito hidráulico. Al introducir presión hidráulica los gatos empiezan abrirse, por lo que el pilote empieza a solicitarse en dos direcciones, hacia arriba contra el deslizamiento lateral y hacia abajo contra el rozamiento del tramo inferior y contra la resistencia vertical de la punta, la O-Cell separa automáticamente los datos de ambas resistencias. Es muy importante señalar que se trata de un sistema no destructivo, es decir, una vez finalizado el ensayo se inyecta una lechada desde los conductos hidráulicos que sella la abertura, con lo que el pilote queda listo para su perfecto funcionamiento.

Debido a su instalación en el interior del pilote y a la altura deseada, la prueba de carga por célula de Osterberg no está restringida a los límites de las vigas estructurales suspendidas y los pilotes de reacción, sino que deriva toda la reacción procedente del suelo. La resistencia vertical y rozamiento lateral inferior proporcionan la reacción para la parte del deslizamiento lateral superior de la prueba de carga por O-Cell y el deslizamiento lateral superior aporta la

reacción para la resistencia vertical y la parte del deslizamiento lateral inferior de la prueba de carga.

La prueba de carga con la célula se desarrolla hasta que tiene lugar una de las siguientes tres situaciones: se agota la resistencia por fuste, se agota la resistencia por punta o se llega a la capacidad máxima de la célula. Cada célula de Osterberg está diseñada especialmente para permitir la medición directa de la expansión de la propia célula. La carga aplicada es determinada por la calibración del O-cell referente a la presión aplicada. La presión aplicada es medida con un indicador tipo Bourdon y un transductor electrónico de presión. Al medir también el movimiento y compresión de la parte superior del pilote, mediante una viga externa de referencia, se determina el movimiento hacia abajo.



Se decidió realizar el ensayo sobre un pilote de la isla, de 2 m de diámetro y 62 m de longitud. La carga de ensayo que se decidió aplicar fue de 2.000 t en la célula, con lo que se consigue un total de 4.000 t (2.000 t hacia arriba y 2.000 t hacia abajo). Para alcanzar dicha carga era necesario disponer dos unidades O-Cell (gatos) de 670 mm cada uno. Es

importante señalar que una vez decidida la cuantía de la carga a aplicar no se puede sobrepasar ésta en más que el propio alcance de los gatos, por lo que habrá que tener muy claro anticipadamente la carga hasta la que se quiere llevar el ensayo. Debido al modo de funcionamiento del ensayo, los resultados óptimos se obtienen cuando la resistencia del terreno de la parte superior está equilibrada con la de la inferior. En el caso que nos ocupa, y teniendo en cuenta los datos del terreno de los que se disponía, se decidió colocar la célula a 9,5 m de la punta del pilote, es decir, a 52,5 m de profundidad.

El movimiento ascensional se mide con indicadores digitales (CDI DPX series) o con LVDT. Los indicadores pueden medir desplazamientos de hasta 100 mm con una precisión de 0.02 mm. Los tallos de los indicadores se colocan paralelos al eje del pilote para medir el movimiento vertical con exactitud. Los instrumentos localizados en la cabeza del pilote miden el movimiento del pilote con referencia a una viga soportada en el suelo a más de tres diámetros del centro del pilote.

La abertura de la célula se mide directamente con tres extensómetros de cuerda vibrante acoplados a los platos de la unidad O-Cell, que pueden medir desplazamientos de hasta 150 mm con una precisión de 0.02 mm.

La compresión del pilote entre la cabeza y la parte superior de la unidad O-Cell se mide con unidades "Telltale" (extensómetros de varilla) que consisten en un fuste de tubo de 12,5 mm y de una varilla de acero. Las unidades "Telltales" de compresión se miden con indicadores digitales o LVDTs acoplados a la cabeza del pilote, que pueden medir hasta 25 mm con una precisión de 0.02 mm. El eje de los tallos de estos instrumentos se monta de forma que coincidan con el eje de la barra central de los "Telltales".

Se instalan transductores de deformación de cuerda vibrante, en grupos de dos o cuatro, en lados diametralmente opuestos de la armadura a distintas alturas, para poder discretizar la resistencia por fuste por tramos. Estos transductores de deformación, montados en varillas de acero, tienen una sensibilidad y una precisión de orden micrométrico.

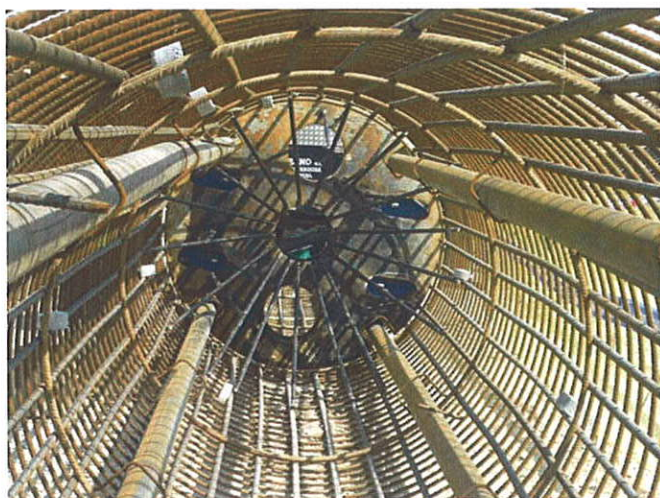
Todos los instrumentos están conectados a un sistema de adquisición de datos. Un PC controla el sistema de grabación de datos. Este sistema permite el registro de cada uno de los instrumentos a intervalos de 30 segundos.

#### 3.5.2.- Puesta en obra de la célula

La célula va soldada a dos platos metálicos a su vez soldados a la armadura. A lo largo de las barras de la armadura se van colocando y asegurando a las mismas los extensómetros, varillas de acero, y resto de elementos necesarios para la medición. Es importante señalar que en la zona de la célula la armadura no puede tener continuidad, para permitir la libre abertura de la célula, al igual que los tubos sónicos que se hacen telescópicos.



Para permitir el hormigonado de la parte inferior, los platos tienen un agujero central de diámetro suficiente para el paso del tremie, y se le adosa por encima de éste una guiadera en forma de cono para orientar el tubo. Con todos los elementos están engarzados a la jaula se procede a la introducción de ésta en la perforación, y se van empalmando y solapando los distintos tramos.



Colocadas las jaulas, se hormigona el pilote. Se coloca una viga de referencia metálica de 16 m de longitud que se apoya en dos pilotes cercanos. Para minimizar los efectos térmicos se cubre con unas sombrillas, si bien se registra en todo momento la temperatura de la viga para poder realizar las correcciones preceptivas. El movimiento de la viga se mide por un nivel situado a 10 m de distancia.

Cuando el hormigón ha alcanzado una resistencia característica elevada, a poder ser no antes de 14 días, se procede a la puesta en carga de la célula. En el caso particular de este ensayo, el pilote se hormigonó el día 29 de junio de 2006 y la prueba comenzó a realizarse el 26 de julio del mismo año, esto es a los 28 días de haberse hormigonado.

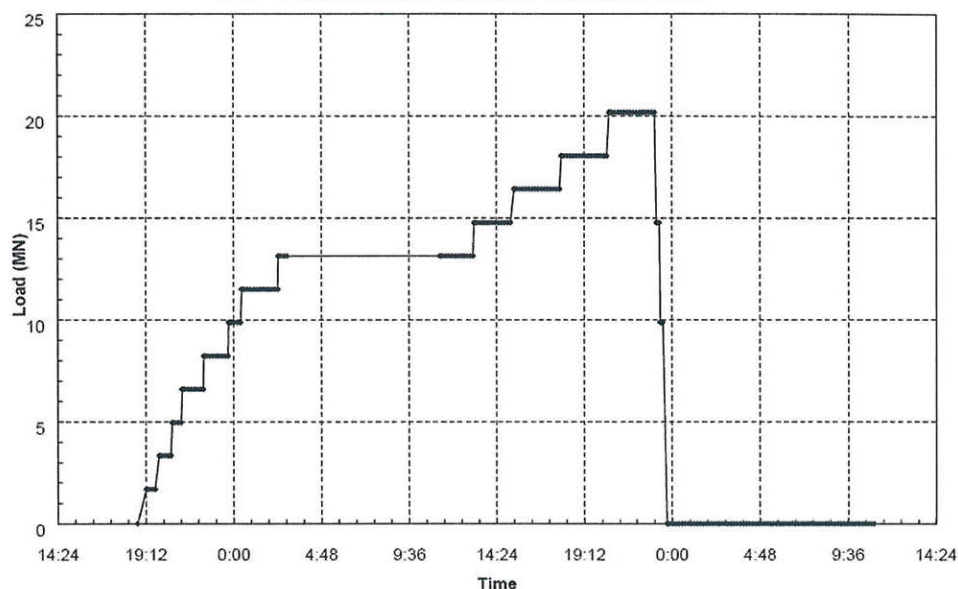


La prueba de carga se desarrolla en 12 escalones iguales hasta alcanzar las 2000 t (20,17 MN) que se fijaron como carga máxima. Lo primero que se hace es aplicar una presión para romper los puntos de soldadura realizados para poder instalar el sistema y provocar la fractura plana del hormigón que rodea la base de las células. Esta presión se alcanza a los 2,1 MN, momento en el cual se resetean todos los niveles y comienza a realizarse las mediciones. Los escalones de carga se mantienen entre 60 minutos y 3 horas como máximo, hasta alcanzar el ratio de asiento / tiempo establecido en 0,1 mm cada 20 minutos.

Alcanzada la carga máxima se procede a la descarga en 4 escalones de 10 minutos, manteniendo la medición a carga nula durante 10 horas. El proceso completo dura casi 40 horas.



**Applied Load v Time**  
 TP11 - Pavillion Bridge Expo 2008 - Zaragoza, Spain



Finalizado el ensayo se procede al sellado de la abertura generada en la célula y alrededor de la célula mediante una inyección de lechada que se realiza desde la cabeza del pilote a través los tubos del circuito hidráulico conectados al O-Cell y de los tubos embutidos en el hormigón del pilote a tal efecto.

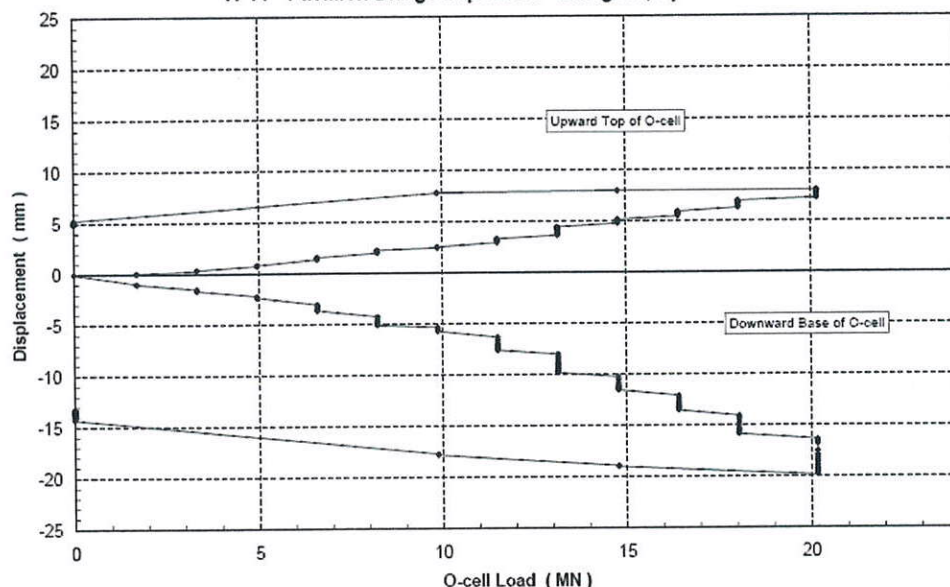
### 3.5.3.- Resultados del ensayo

Como la posición de la célula se fijó en el punto en el que la resistencia por fuste última (estimada en 6 t/m<sup>2</sup>) equivale a la carga máxima del ensayo, y la prueba concluyó alcanzando el agotamiento de la célula Osterberg sin haber conseguido agotar ni la resistencia por punta ni por fuste del pilote, esto quiere decir que el coeficiente de seguridad real del pilote es mayor que el estimado en cálculo, por lo que éste queda del lado de la seguridad.

Los asentamientos frente a las cargas, a ambos lados de la célula son:



**Osterberg Cell Load-Movement Curves**  
 TP11 - Pavillion Bridge Expo 2008 - Zaragoza, Spain



Los rozamientos unitarios medidos por los extensómetros en las cuatro secciones de cálculo han sido los siguientes:

Load Transfer Zone	Displacement *	Net Unit Side Shear **
Top of Pile to Strain Gauge Level 4	↑ 0.5 mm	16 kPa
Strain Gauge Level 4 to Strain Gauge Level 3	↑ 1.7 mm	35 kPa
Strain Gauge Level 3 to Strain Gauge Level 2	↑ 3.5 mm	157 kPa
Strain Gauge Level 2 to O-cell	↑ 6.3 mm	37 kPa
O-cell to Strain Gauge Level 1	↓ 19.2 mm	447 kPa

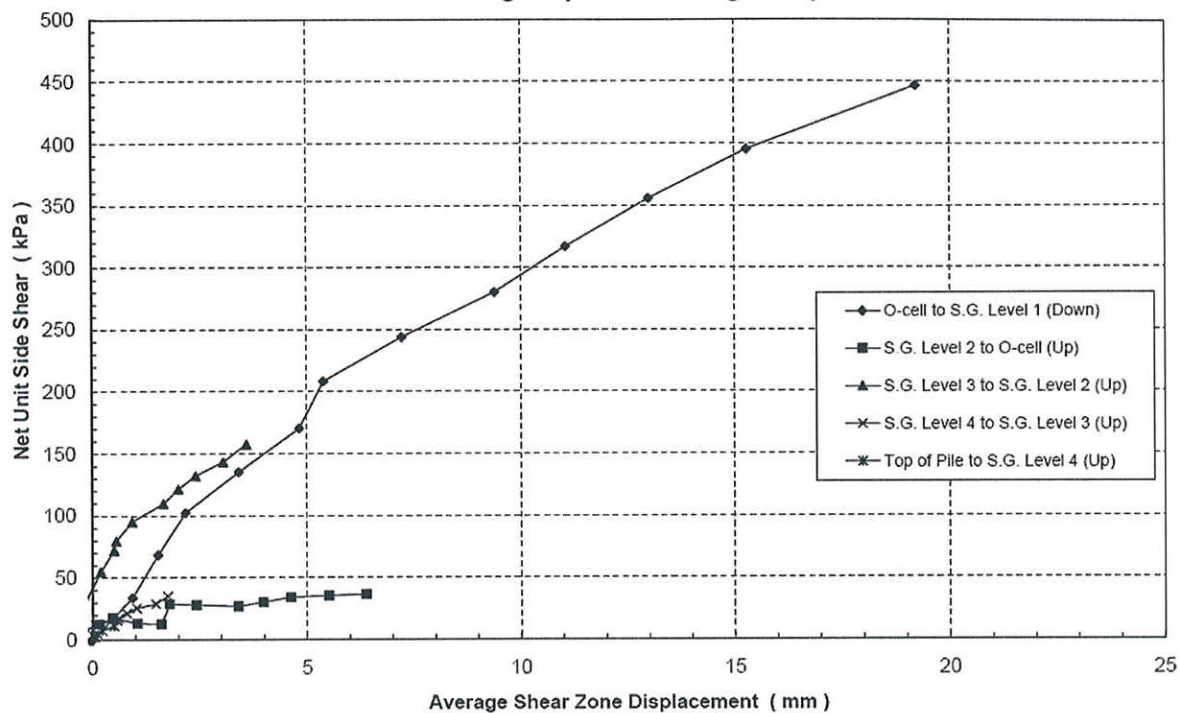
\* Average displacement of load transfer zone.

\*\* For upward-loaded shear, the buoyant weight of shaft in each zone has been subtracted from the load shed in the respective zone above the O-cell.

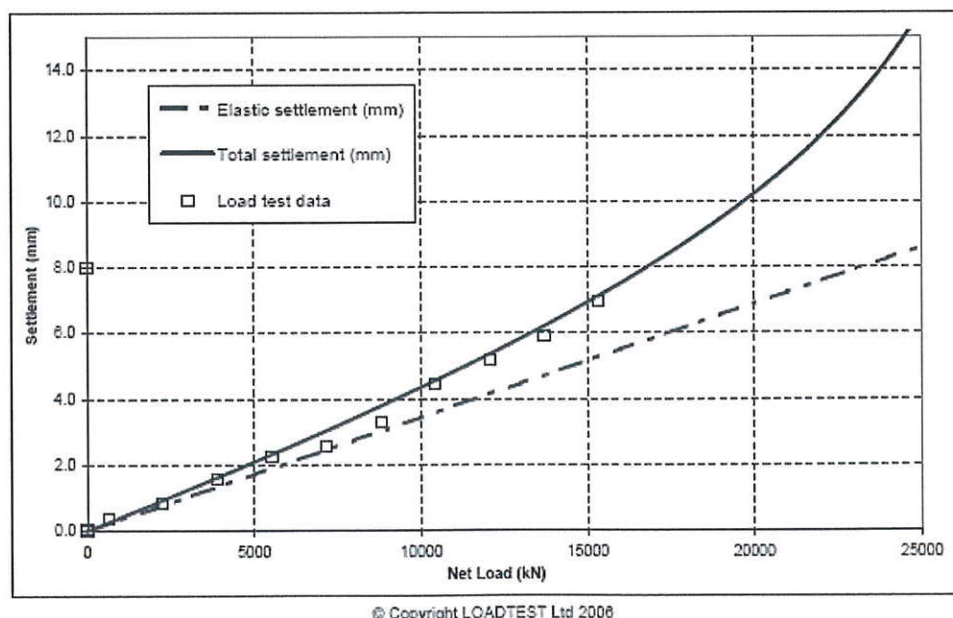
Como se observa el rozamiento unitario medio del pilote es muy superior al estimado en cálculo, pero además, estos valores son los medidos, es decir, son mucho menores que los valores últimos, es decir al no haber agotado la capacidad resistente del terreno se podrían llegar a movilizar mayores resistencias por punta y fuste. En la gráfica que se muestra a continuación se puede apreciar como la única sección donde aparentemente se ha agotado el fuste es en la correspondiente a la zona entre la célula y el 3<sup>er</sup> extensómetro, en resto se deduce que aún pueden desarrollar valores mayores puesto que las curvas no han alcanzado todavía un crecimiento asintótico.

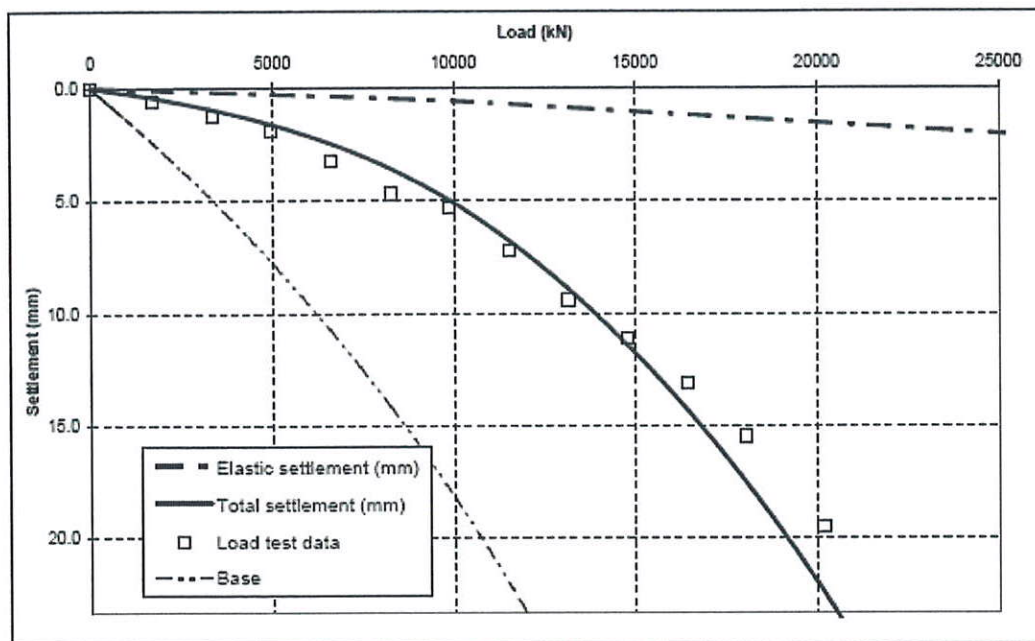


**Net Unit Side Shear Curves**  
 TP11 - Pavillion Bridge Expo 2008 - Zaragoza, Spain



Para estimar la punta y fuste último del terreno es necesario acudir a un programa de ordenador que en función de los valores medidos en la prueba es capaz de ajustar la curva carga – asiento teórica y real y extrapolarla a los valores de carga no alcanzados.





© Copyright LOADTEST Ltd 2006

A partir de los valores determinados en el análisis de la prueba de carga se puede determinar que las resistencias últimas por punta y fuste reales serían:

- **Parte superior** (Long = 54 m)
  - Capacidad última por fuste = 3.200 t
  - Fuste unitario medio deducido = 9,44 t/m<sup>2</sup>
- **Parte inferior** (Long = 9,20 m)
  - Capacidad última por fuste = 1.000 t
  - Capacidad última por punta = 4.000 t
  - Fuste unitario medio deducido = 17,31 t/m<sup>2</sup>
  - Resistencia por punta deducida = 1275 t/m<sup>2</sup>

Es decir, respecto a la carga máxima en ELU tendremos un coeficiente de seguridad de:

$$F = (3200 + 1000 + 4000) / 1900 = 4,31 > 2,6$$

### 3.5.4.- Conclusiones

La célula Osterberg permite realizar de una forma sencilla, sin necesidad de acudir a grandes bloques de hormigón para generar las cargas, ni utilizar pilotes de reacción, ni grandes chasis para transmitir las cargas, pruebas de carga de más toneladas que en el caso de las pruebas convencionales, lo que permite conocer mejor el comportamiento del terreno al poder llegar a agotar las resistencias por punta y fuste del mismo.

Al funcionar imbuida en el pilote y no necesitar apenas instrumentos en el exterior permite realizar las pruebas sobre pilotes en zonas de difícil acceso o con plataformas de trabajo reducidas. Es evidente que para cargas elevadas resulta más económica que la prueba de carga estática convencional.

Al obtener de forma independiente los movimientos hacia arriba y abajo del pilote permite distinguir entre resistencia por punta y resistencia por fuste.

Como inconveniente principal cabe indicar que hay que prever bien la carga hasta la que se quiere realizar el ensayo, que son los que condicionan el tamaño y número de células a disponer, ya que alcanzado el tope no se podrá llegar a más carga. Además en cuanto, bien la resistencia por punta o bien la resistencia por fuste se agota, el ensayo concluye.

Por otro lado, cualquier error o fallo en la ejecución del pilote puede conllevar la ruina del ensayo, aunque todas las maniobras son supervisadas por los especialistas y se emplea un sistema de redundancia con la utilización de por lo menos dos instrumentos para cada medida para que, en el caso de que uno de los instrumentos falle, durante la construcción o hormigonado del pilote, haya datos alternativos.

La ventaja y utilidad principal radica en poder conocer los datos reales de resistencias por punta y fuste del terreno, lo que permitiría optimizar las dimensiones del resto de pilotes de la obra.

En el caso particular de la cimentación que se trata, como en el momento de recibir los resultados de la prueba de carga aún restaban por ejecutar los pilotes de la margen izquierda, que en un principio se habían dimensionado en 73 m, se decide extrapolar los

datos de la prueba de carga a esa margen, teniendo en cuenta el corte estratigráfico que se había supuesto en cada uno de ellos. Realizando un cálculo muy conservador, a partir de los parámetros deducidos de la prueba de carga, se consiguió reducir la longitud de los pilotes a 50 m.

**AGRADECIMIENTOS:**

- **PUENTE TERCER MILENIO:**

- CLIENTE: ZARAGOZA ALTA VELOCIDAD
- PROYECTISTA: ARENAS Y ASOCIADOS
- DIRECCIÓN DE OBRA: UTE ARENAS Y ASOCIADOS – SERS S.A.
- OBRA: DRAGADOS S.A.
- CONTRATISTA DE RECONOCIMIENTOS GEOTÉCNICOS: GEOCISA
- CONTRATISTA DE CIMENTACIONES: GEOCISA

- **PABELLÓN PUENTE:**

- CLIENTE: EXPOAGUA ZARAGOZA 2008 S.A.
- PROYECTISTA: ZAHA HADID ARCHITECTS Y OVE ARUP
- DIRECCIÓN DE OBRA: EXPOAGUA ZARAGOZA 2008 S.A. – OVE ARUP
- ASESOR GEOTÉCNICO DIRECCIÓN DE OBRA: INGENIERIA DEL SUELO S.A.
- OBRA: UTE DRAGADOS - URSSA
- CONTRATISTA RECONOCIMIENTOS GEOTÉCNICOS: GEOCISA
- CONTRATISTA DE CIMENTACIONES: TERRABAUER
- CONTRATISTA PRUEBA DE CARGA: LOADTEST INC.



# JORNADA DE INTERÉS GEOTÉCNICO

(Madrid, 7 de junio de 2007)

## HINCA DE PILOTES EN EL PUERTO DE LA CONDAMINE (PRINCIPADO DE MÓNACO)



**Germán Burbano Juana**  
**DRAGADOS**

# **HINCA DE PILOTES EN EL PUERTO DE LA CONDAMINE (PRINCIPADO DE MONACO)**

## **I N D I C E**

### **1.- INTRODUCCIÓN**

### **2.- NATURALEZA DEL TERRENO**

### **3.- DISEÑO DE LOS PILOTES**

### **4.- EJECUCIÓN DE LOS PILOTES**

#### **4.1.- Posicionamiento del barco**

#### **4.2.- Preparación de las cadenas**

### **5.- HINCA DE LOS PILOTES**

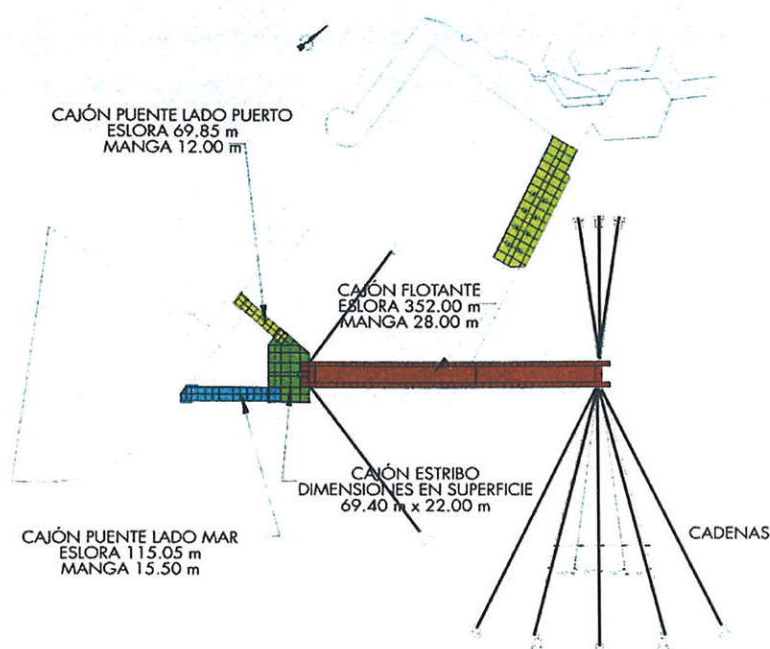
### **AGRADECIMIENTOS**

## **HINCA DE PILOTES EN EL PUERTO DE LA CONDAMINE (PRINCIPADO DE MONACO)**

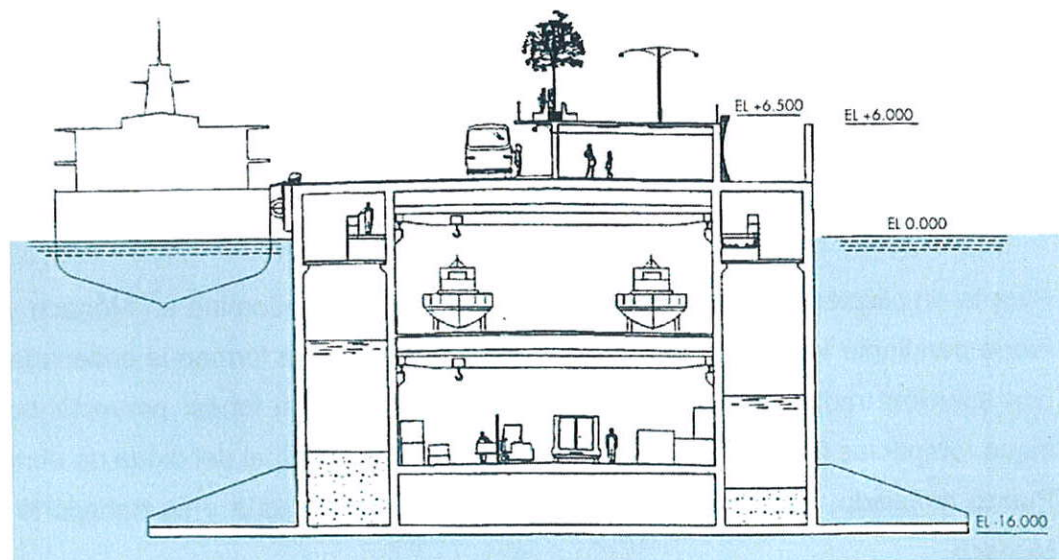
### **1. INTRODUCCION**

Para la ampliación y modernización del Puerto de La Condamine en Mónaco y debido a la fuerte pendiente y gran calado de los macizos rocosos que forman la ensenada se descartó una solución tradicional mediante cajones apoyados en el fondo, proyectándose el mayor dique rompeolas flotante del mundo, como estructura principal del dique de abrigo del nuevo Puerto ampliado. Este dique flotante se construyó en España y se transportó e instaló en Mónaco.

El dique de abrigo está compuesto (figura 1) por un estribo construido "in situ" y apoyado sobre el fondo a cota variable entre  $-10,50$  y  $-40,0$  y el elemento principal que es el dique semiflotante que consiste en un cajón de hormigón armado y pretensado con un desplazamiento de 166.000 t, una eslora de 352 m, una manga de 28 m y un puntal de 24,5 m, con 16 m bajo cota de agua (figura 2)



**Figura 1: Planta General**



**Figura 2: Sección transversal**

La fabricación del dique se realizó en una sola pieza, realizándose todos los trabajos en seco en la Dársena Sur Crinavis en la bahía de Algeciras (Cádiz). Con el dique terminado, se realizó el llenado con agua de la zona de trabajo y una vez conseguida la flotación, se procedió a la apertura de la dársena y el remolque hasta el Puerto de Mónaco.

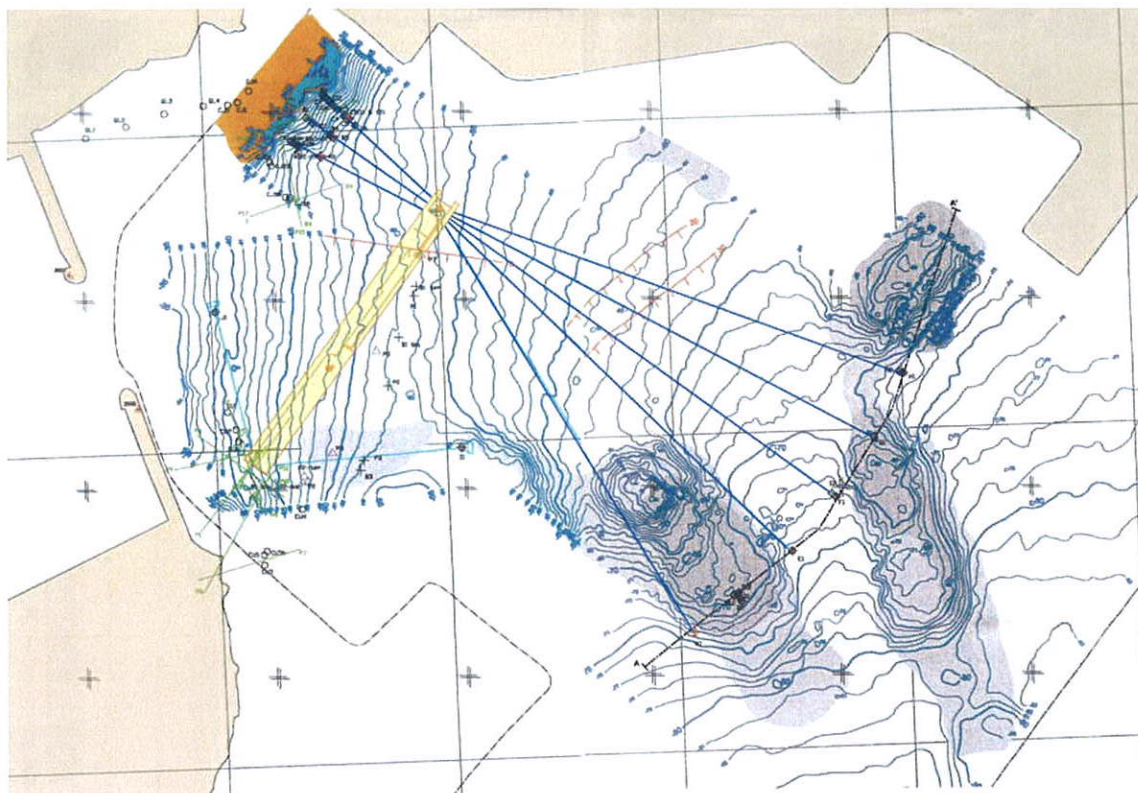
La conexión entre ambos elementos, estribo y dique flotante, al tener que ser flexible, se solucionó mediante una articulación en forma de rótula metálica encastrada en otra pieza troncocónica.

En el extremo opuesto a tierra, las traslaciones del dique están limitadas por ocho cadenas tesadas y sujetas al terreno, cinco en el lado mar y tres del lado puerto. Además, como seguridad en el caso de rotura de la rótula, se dispusieron dos cadenas en el extremo lado tierra. Todas estas cadenas de longitudes entre 170 m y 530 m, se anclaron a pilotes metálicos hincados a partir de profundidades entre 50 y 80 m.

## 2.- NATURALEZA DEL TERRENO

Para el Proyecto de los pilotes, se realizó un reconocimiento en cada emplazamiento previamente diseñado. A la vista de los resultados fue preciso modificar dichos emplazamientos como consecuencia de haber detectado zonas de encostramiento calcáreo que hacían pensar en la imposibilidad de la hinca. Mediante sucesivos reconocimientos, se fijaron los emplazamientos definitivos, disponiéndose en cada uno de ellos del correspondiente reconocimiento de investigación, piezocono y/o sondeo a rotación.

En la figura 3 se representa una planta de situación, con indicación de los pilotes y sus respectivas cadenas y en las figuras 4 y 5 se muestran un perfil litológico que corresponde a la alineación de pilotes del lado mar y un perfil transversal a la alineación lado costa, en la que se aprecia la proximidad de la roca del sustrato.



**Figura 3: Planta de situación**

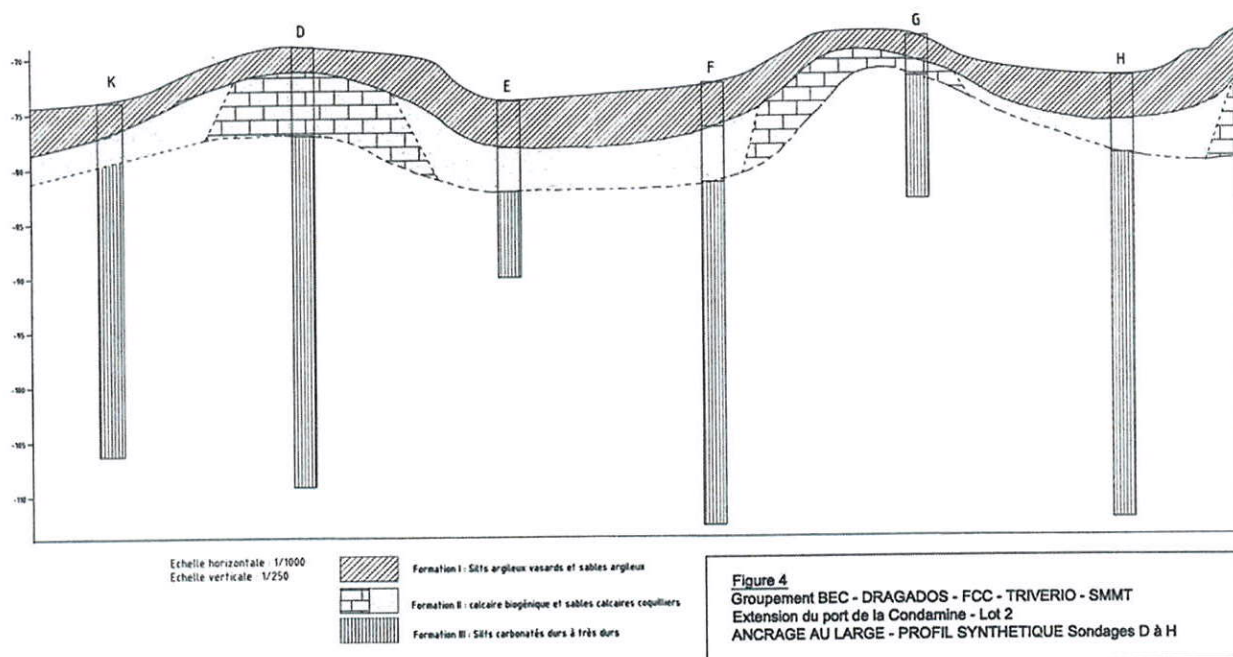


Figura 4: Perfil alineación lado mar

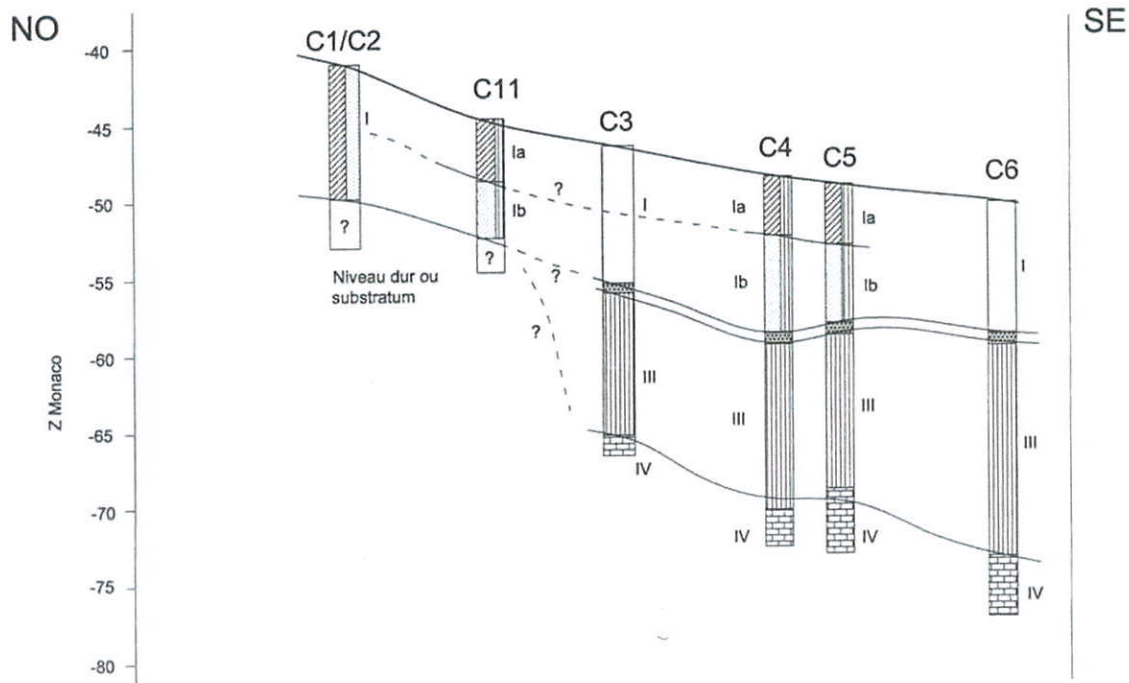


Figura 5: Perfil transversal en lado tierra

A modo de ejemplo, en la figura 6, se incluye un registro tipo de sondeo y de piezocono.

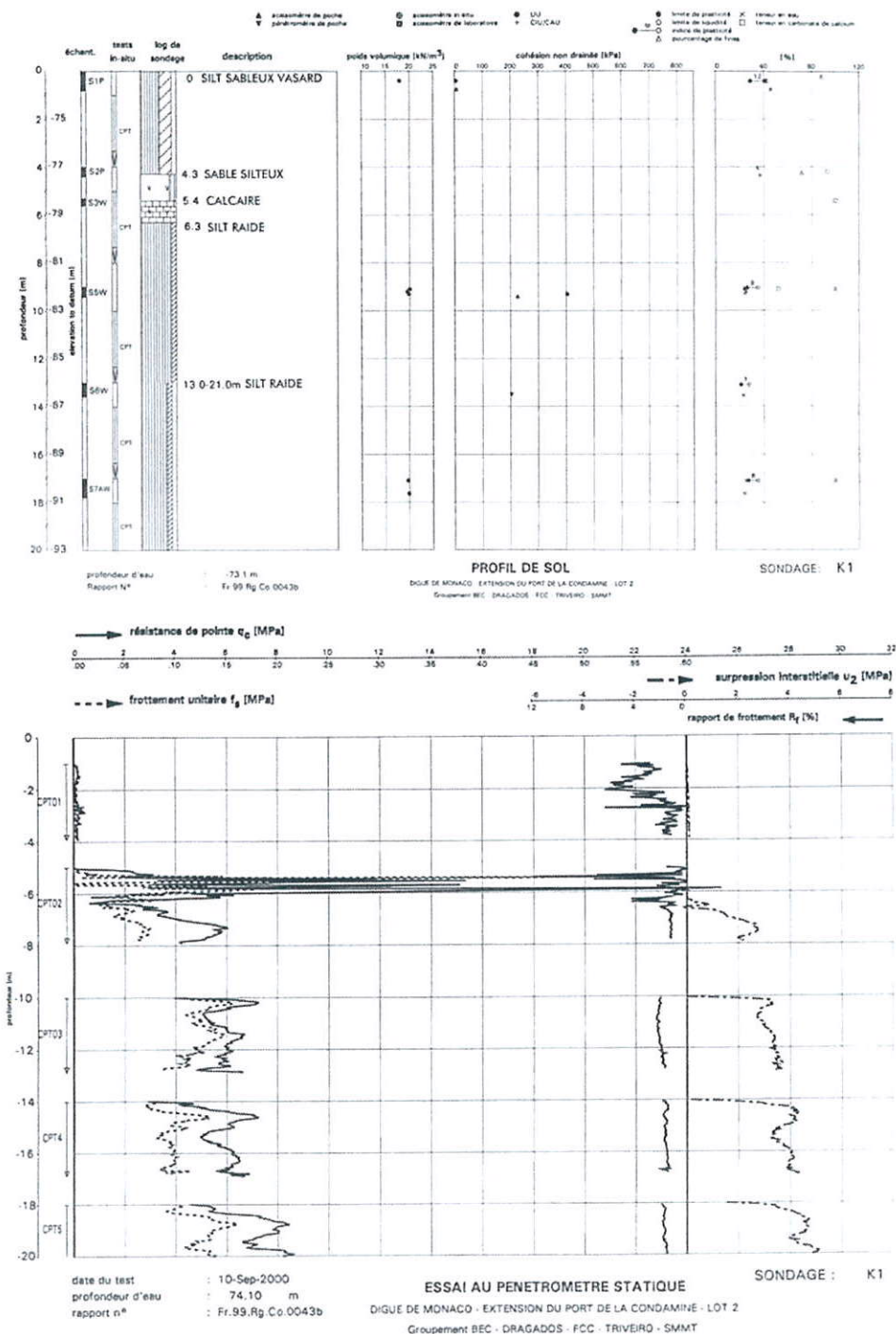


Figura 6: Registros tipo de sondeo y piezocono

En el cuadro 1 que se incluye a continuación, se resume el terreno detectado en la alineación lado mar.

**Cuadro 1: Terreno detectado**

	Espesor medio	Profundidad alcanzada
Arcilla blanda	4.3	1.0 – 6.0
Arena densa o medianamente densa con intercalaciones de costras calcáreas	3.8	3.5 – 9.0
Limo firme	>12.0	22.0 - ?

La existencia de las indicadas costras calcáreas supuso una incidencia para la hinca como consecuencia de que, una vez atravesadas dichos niveles algo cementados, se producía el “cuele” del pilote (hinca por su propio peso) debido a la diferencia en su consistencia.

Con la hinca de los pilotes no se alcanzó en ningún caso el sustrato rocoso.

### **3.- DISEÑO DE LOS PILOTES**

Los pilotes se calcularon frente a rotura lateral del terreno, capaces de resistir el tiro de las cadenas, tanto para la fase de tesado como para el producido en la hipótesis pésima de trabajo (ola centenaria), siendo un tema importante el posicionamiento de las orejetas de unión a las cadenas. Se debía conjugar la posición del punto de tiro a efectos de movilizar la máxima reacción del pilote, no sobrepasando la capacidad resistente del propio pilote por esfuerzos de flexión y que el elemento de unión, ya que el pilote se hincaba con la cadena incorporada, no penetrara en el nivel arenoso denso, para evitar posibles daños en dicho elemento como consecuencia de tratarse de un nivel de mayor compacidad. Por ello, este elemento de unión se dispuso a una profundidad distinta en cada pilote, variando entre 0.60 m y 6.30 m.

La fuerza horizontal de tiro considerada en los cálculos para el dimensionamiento, tanto del pilote como los distintos elementos de transmisión, fue de 7.000 kN en la alineación larga (lado mar) y de 5.000 kN en la alineación corta (lado tierra).

En la figura 7, se aprecian los pilotes, las orejetas y el martillo. Los tubos que no tienen orejeta son los utilizados como prolongadores.



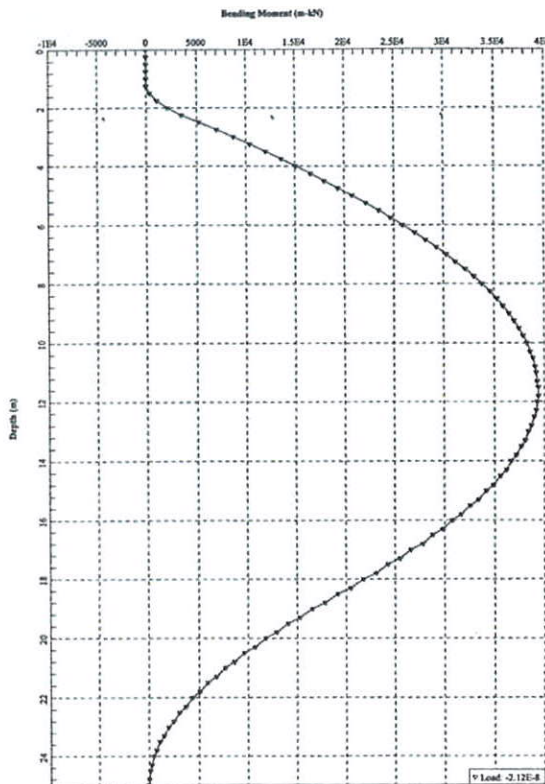
**Figura 7: Detalle de pilotes, orejetas y martillo**

A continuación se resumen los datos más significativos de los pilotes dispuestos:

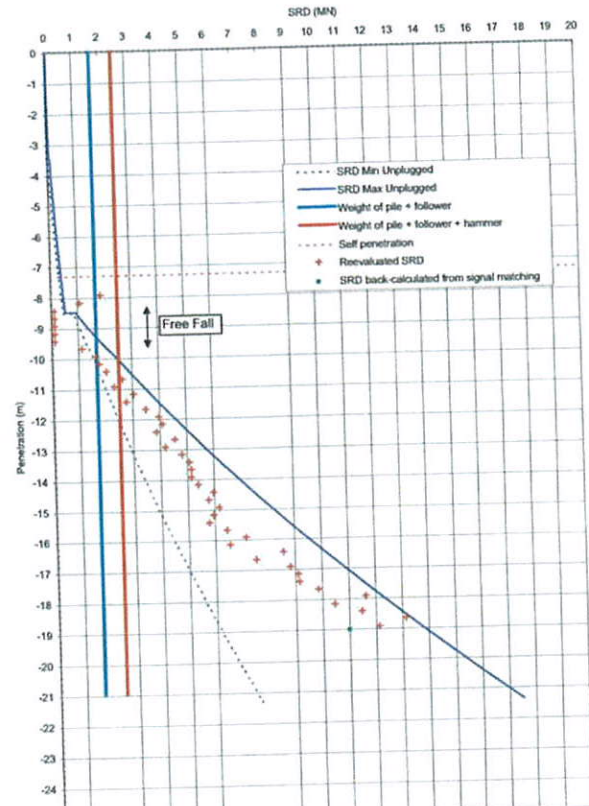
**Cuadro 2: Resumen de pilotes**

Nº		ALTURA DE AGUA (m)	DEFINICIÓN DE LOS PILOTES				CADENA	
			LONGITUD (m)		D <sub>EXT</sub> (")	ESPESOR (")	SITUACIÓN	LONGITUD (m)
			HINCADA	TOTAL				
LADO MAR	1	74.1	25	29	72	2.5	4.30	534
	2	75.3	25	29	72	2.5	4.20	554
	3	74.1	25	29	72	2.5	4.0	554
	4	72.7	25	29	72	2.5	2.2	554
	5	74.1	25	29	72	2.8	4.0	554
LADO TIERRA	6	50.95	20	20	60	2.5	3.0	195
	7	48.52	20	20	60	2.5	6.3	195
	8	46.65	20	20	60	2.5	4.6	195
SEG	9	52.2	20	20	42	1.5	0.6	226
	10	40.0	20	20	42	1.5	0.6	174

En la figura 8, se ha incluido una curva, correspondiente a uno de los pilotes, que representa el momento flector resultante del esfuerzo de tiro previsto. La figura 9 corresponde al estudio previo de hincabilidad en base al terreno procedente del estudio geotécnico. Estos estudios se realizaron en todos los pilotes.



**Figura 8**



**Figura 9**

Previamente se hizo un análisis de la hinca para verificar las resistencias a la hinca y seleccionar el martillo que pudiese vencer la resistencia del terreno para conseguir la profundidad deseada, incluso en hipótesis desfavorables.

Para poder abordar la posibilidad de que el techo de la roca estuviese más somero de lo previsto, se disponía, como reserva, una perforadora que permitiese vaciar el terreno por el interior del pilote.

## 4.- EJECUCIÓN DE LOS PILOTES

Para la hincada de los pilotes se utilizó como medio flotante un barco con unas dimensiones de 180 m de eslora y unos 40 m de manga. Este barco llevaba incorporada una grúa con 100 m de altura de pluma y con una capacidad máxima de 2.500 t para un radio de giro de 7,0 m. Para la capacidad máxima de 500 t, requerida en el proceso de hincada, el radio de giro admisible es de 35,0 m, el cual permitía todas las maniobras necesarias.

Para las operaciones de la propia hincada, la grúa disponía de un segundo gancho que permitía hasta una capacidad de 500 t. Sobre cubierta se dispuso una grúa auxiliar sobre orugas con capacidad de 50 t.

La figura 10 corresponde a una fotografía del barco empleado de nombre STANISLAV YUDIN.

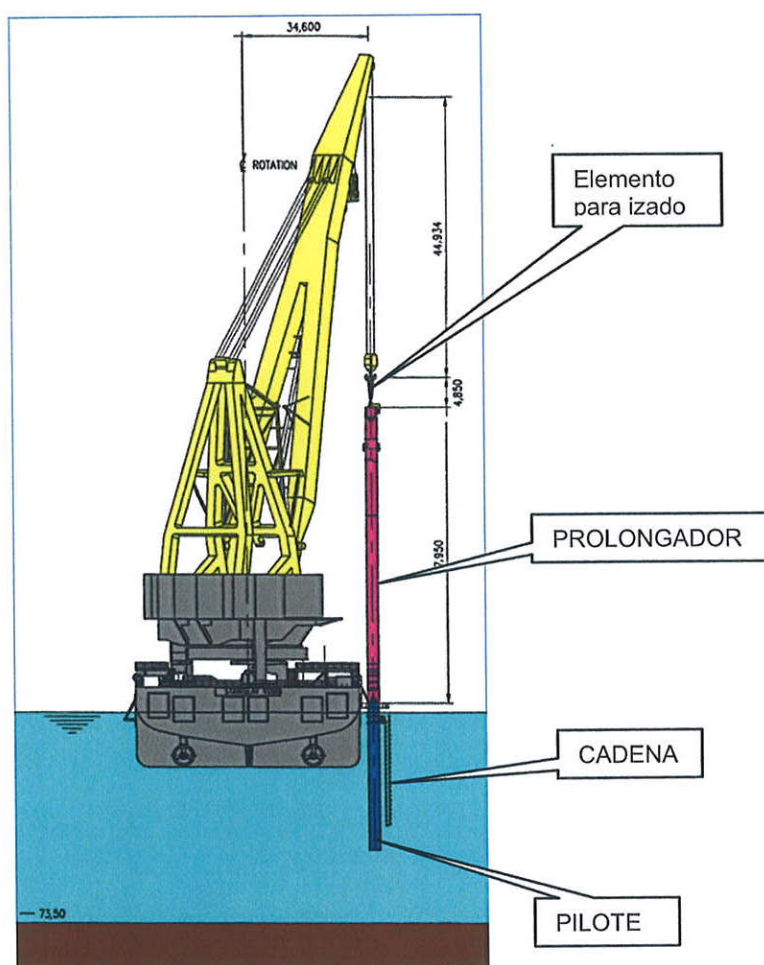


Figura 10: Medio flotante empleado

El martillo utilizado para la hincada fue un IHC S-500 de accionamiento hidráulico, con una energía nominal de 500 kJ y se pueden alcanzar eficiencias de hasta el 95%. Su peso total

es de 90 t, con un diámetro exterior de 1,2 m y una longitud total de 10,0 m. Este martillo está monitorizado (mide la velocidad de caída de la maza, la eficiencia del propio martillo en cada golpe, conteo del número de golpes, etc) y con posibilidad de trabajar sumergido, aunque en este caso se utilizaron para la hinca unos prolongadores recuperables.

En el esquema de la figura 11, se muestra el barco, el pilote con su cadena, el prolongador y el útil de elevación.



**Figura 11: conjunto grúa-prolongador-pilote**

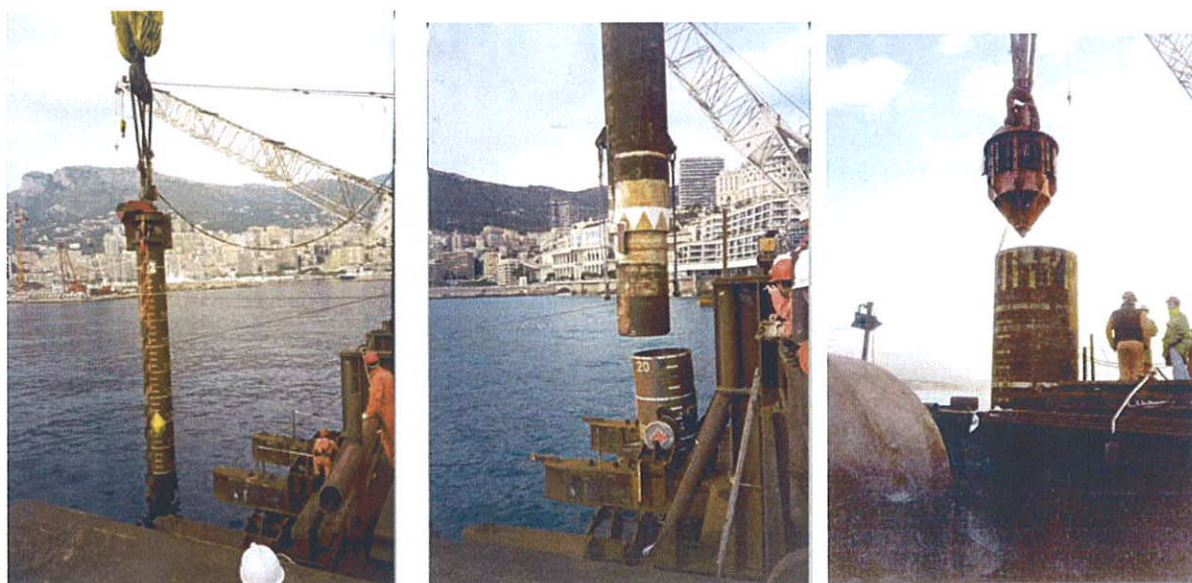
En función de la profundidad del fondo marino, fue necesario emplear uno o dos prolongadores por lo cual fue necesario disponer uniones que pudieran anularse bajo agua (se utilizó un robot con dispositivo de corte).

A continuación se indican los distintos elementos que formaban la operación de la hinca y sus respectivos pesos:

- Peso pilote de 2,0 m: 28,3 t
- Peso 1<sup>er</sup> prolongador: 120 t
- Peso 2<sup>o</sup> prolongador: 130 t
- Peso elemento de izado: 11,0 t
- Peso de la cadena (e=95 mm): 0,18 t/m
- Peso del 1<sup>er</sup> bucle de cadena: 70 t

Por tanto, teniendo en cuenta los pesos de los elementos auxiliares, el peso máximo de la operación es del orden de 370 t.

En las fotos que se incluyen en la figura 12, se dan 3 fases de la colocación de los distintos elementos que componen el conjunto de la hinca, las cuales presentaron una gran dificultad, dada la enorme trascendencia que suponía una variación de la situación final de la cadena respecto a la componente normal del tiro en la orejetas y elemento de unión. Habitualmente no se contemplan restricciones respecto al giro de los pilotes dado que no se producen este tipo de solicitudes.



**Figura 12: Detalles de la colocación de pilotes**

#### **4.1.- Posicionamiento del barco**

La tolerancia establecida para el posicionamiento en planta del pilote era de 0.50 m que aunque para un pilote hincado sobre terreno horizontal no presentaría ninguna problemática especial, en las condiciones de este proyecto, sí lo fue.

El posicionamiento se realizó mediante un sistema de GPS cinemático. El barco disponía de dos antenas y en tierra se colocó un receptor fijo de coordenadas conocidas. También el empleo del radar del barco fue planteado como procedimiento de emergencia.

Posteriormente a cada posicionamiento se realizó una comprobación topográfica mediante estación total.

Como comprobación adicional se visualizó el fondo mediante un robot submarino (ROV) dotado con cámara de televisión y con una precisión del orden de 0.50 m. Este robot también se utilizó para verificar la profundidad hincada, así como para inspeccionar corredor por donde se depositarían posteriormente las cadenas, por si hubiera obstáculo en él, además de otras aplicaciones como la de cortar los elementos de unión y cableado con el pilote.

#### **4.2.- Preparación de las cadenas**

Otro tema complejo de este proyecto lo presenta la necesidad de hincar los pilotes unidos a la cadena de anclaje. Para ello las cadenas se preparaban extendidas en la cubierta del barco, en forma de cortina, unidas a una estructura ("peine") que es izada de forma completa hasta apoyarla sobre un acoplamiento dispuesto paralelamente al barco y próximo al punto de emplazamiento del pilote para su hinca (ver figura 13).



**Figura 13: “Peine” de cadena**

El extremo de la cadena se une al pilote, en el dispositivo preparado de forma específica (“orejeta”) mediante un grillete.

## **5.- HINCA DE LOS PILOTES**

El seguimiento de la hinca se realizó con el apoyo del citado robot submarino cuya misión principal era la de verificar la profundidad hincada, indicada en el pilote mediante una marca claramente visible.

Para el control de la hinca, se empleó el sistema de conteo de golpes del propio martillo, con ayuda de mando a distancia que transmitía las profundidades parciales y también mediante seguimiento manual con cuentagolpes.

Se instrumentaron cinco pilotes mediante un analizador de hínca, tipo *FPDS-S system*, que procesa la onda producida por cada golpe. Para ello, es necesario disponer en la cabeza del pilote cuatro captadores consistentes en dos parejas colocadas diametralmente opuestas de extensómetros y acelerómetros, que en este caso tuvieron que ser sumergibles y además no recuperables.

La señal se transmite a un ordenador que la transforma en fuerzas y velocidades. En base a ellas, se deducen múltiples parámetros entre ellos la eficiencia real del martillo, la integridad del pilote, tracciones y compresiones y las distribuciones de resistencias de punta y fuste.

Mediante el reproceso de los golpes más significativos y con ayuda del programa AGID-W que hace una simulación del sistema martillo-pilote-terreno, basado en la solución numérica de la ecuación de la onda, se obtuvieron con mayor detalle y precisión las distintas capacidades portantes.

Estos pilotes no estaban dimensionados en función del rechazo a alcanzar, sino por la longitud necesaria de penetración; a pesar de ello y como se ha comentado anteriormente se controló el golpeo de hínca.

Con estos datos era posible deducir también las características de los niveles superiores del terreno y contrastar con las utilizadas en el diseño a esfuerzos laterales (figuras 8 y 9).

Los pilotes penetraron por su propio peso profundidades variables que llegaron hasta los 13,0 m. En el cuadro 3 que se adjunta, se resumen distintos datos obtenidos de la hínca de cada pilote:

**Cuadro 3: Resumen de la hinca**

LINEA	LONGITUD HINCADA (m)			Nº GOLPES TOTAL	RECHAZO FINAL G / 25 cm	% ENERGIA MARTILLO (FINAL)	FECHA		TIEMPO HINCA (min)
	PESO PROPIO		POR GOLPEO				DIA	HORA	
	inicio	Intermedio							
1	4.0	4.00	17.0	998	36	80	27/11	07 h 15 m	35
2	5.5	6.00	13.5	646	21	80	26/11	04 h 30 m	20
3	6.0	3.75	15.25	764	25	85	25/11	03 h 05 m	20
4	6.75	-	18.25	980	25	80	23/11	08 h 45 m	40
5	8.5	-	16.5	1.374	33	87	21/11	15 h 05 m	40
6	8.25	1.25	10.5	822	28	55	17/11	18 h 15 m	20
7	12.5	-	7.50	437	22	35	18/11	15 h 40 m	10
8	9.25	2.00	8.75	538	31	40	19/11	13 h 15 m	30
9	1.25	6.75	12.0	481	32	30	06/11	14 h 50 m	70
10	13.25	-	6.75	340	13	35	04/11		

El primer posicionamiento del barco, se empezó el día 1 de noviembre de 2001 y la última maniobra de tesado de cadena, se terminó el día 4 de diciembre. Las operaciones se interrumpieron debido al mal tiempo durante 9 días, lo que significa 25 días de trabajo en jornadas continuas de 24 horas. Por tanto podría hablarse de un rendimiento medio de 60 horas por unidad pilote y el correspondiente tendido de cadena.

### AGRADECIMIENTO

El autor desea hacer constar su agradecimiento al Consorcio:

**DRAGADOS, FCC, BEC, HT Y SMMT**

por las facilidades dadas para la redacción de este artículo.