

# **ANEJO Nº 7. ESTUDIO GEOTÉCNICO DEL CORREDOR. PROPUESTA DE CAMPAÑA GEOTÉCNICA**

## ÍNDICE

<b>7. ANEJO Nº 7. ESTUDIO GEOTÉCNICO DEL CORREDOR .....</b>	<b>3</b>	<b>7.5. RELLENOS .....</b>	<b>32</b>
<b>7.1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>3</b>	7.5.1. INTRODUCCIÓN .....	32
<b>7.2. TRABAJOS REALIZADOS.....</b>	<b>3</b>	7.5.2. RELLENOS DE NUEVA EJECUCIÓN .....	32
<b>7.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES .....</b>	<b>4</b>	7.5.2.1. Diseño de taludes.....	33
7.3.1. RELLENOS ANTRÓPICOS DE VIALES (R <sub>X1</sub> ).....	4	7.5.2.2. Factores de seguridad .....	33
7.3.2. RELLENOS ANTRÓPICOS DE EXPLANACIONES (R <sub>X2</sub> ).....	4	7.5.2.3. Tipología de los rellenos y materiales a emplear .....	33
7.3.3. RELLENOS ANTRÓPICOS VERTIDOS (R <sub>X3</sub> ).....	4	7.5.2.4. Calidad del Terreno de Apoyo. Saneos.....	33
7.3.4. DEPÓSITOS DE FONDO DE VALLE (Q <sub>FV</sub> ) .....	5	7.5.2.5. Análisis de estabilidad .....	33
7.3.5. ROCAS GRANÍTICAS (P <sub>G</sub> ).....	5	7.5.2.6. Asiento de los terraplenes .....	34
7.3.5.1. Granodioritas alteradas en grado ≤III.....	5	7.5.2.7. Límite de movimientos postconstructivos .....	36
7.3.5.1.1. Introducción .....	5	7.5.3. RECRECIDO DE LOS RELLENOS EXISTENTES. ....	36
7.3.5.1.2. Matriz rocosa o roca intacta.....	5	<b>7.6. SUELO VEGETAL.....</b>	<b>37</b>
7.3.5.1.3. Discontinuidad.....	6	<b>7.7. EXPLANADA.....</b>	<b>37</b>
7.3.5.1.4. Macizo rocoso.....	8	<b>7.8. PROUESTA DE CAMPAÑA GEOTÉCNICA .....</b>	<b>37</b>
7.3.5.1.5. Clasificación geomecánica .....	10	<b>APÉNDICES</b>	
7.3.5.1.6. Criterio de rotura para macizos rocosos.....	11	<b>APÉNDICE 1. PLANTA GEOLOGICA Y PROPUESTA DE CAMPAÑA (E: 1:1000)</b>	
7.3.5.1.7. Parámetros deformacionales .....	14	<b>APÉNDICE 2. PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO EH:1.000 EV:1:200</b>	
7.3.5.2. Granodioritas alteradas en grado ≥IV .....	14	<b>APÉNDICE 3. ESTACIONES GEOMECÁNICAS</b>	
7.3.5.2.1. Compacidad .....	16	<b>APÉNDICE 4. ANÁLISIS DE DESMONTES</b>	
7.3.5.2.2. Ángulo de rozamiento interno.....	18	<b>APÉNDICE 5. RECONOCIMIENTOS GEOTÉCNICOS EXISTENTES</b>	
7.3.5.2.3. Módulo de elasticidad .....	18		
7.3.5.3. Aplitas (P <sub>A</sub> ).....	19		
<b>7.4. DESMONTES .....</b>	<b>20</b>		
7.4.1. INTRODUCCIÓN.....	20		
<b>7.4.2. METODOLOGÍA .....</b>	<b>20</b>		
7.4.2.1. Factor de seguridad .....	20		
7.4.2.2. Análisis de estabilidad .....	20		
7.4.2.3. Propuesta de medidas de sostenimiento .....	24		
7.4.2.4. Excavabilidad.....	25		
7.4.3. DESMONTE: EJE-11, EJE-56 Y EJE-76 .....	26		
7.4.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.....	28		
7.4.4.1. Parámetros resistentes en discontinuidades .....	28		
7.4.4.2. Análisis de los tipos de deslizamientos.....	29		
7.4.4.3. Medidas de sostenimiento .....	31		
7.4.4.4. Excavabilidad.....	31		
7.4.4.5. Aprovechamiento.....	31		
7.4.4.6. Saneos .....	32		
7.4.5. DESMONTE: EJES-31, 35, 40 Y 42 .....	32		
7.4.5.1. Excavabilidad.....	32		
7.4.5.2. Aprovechamiento de los materiales de estos desmontes.....	32		
7.4.5.3. Saneos .....	32		

## 7. ANEJO Nº 7. ESTUDIO GEOTÉCNICO DEL CORREDOR

### 7.1. INTRODUCCIÓN

El presente documento constituye el Anejo Nº 7 Estudio Geotécnico del Corredor del “Proyecto de Trazado. Mejora de la Avenida Alfonso Molina del PK. 1+050 al PK. 3+550. Carretera AC-11. Término Municipal de A Coruña”.

El objetivo es analizar las características geológicas y geotécnicas de los materiales del área de estudio, con el fin de dar respuesta a todos los condicionantes geológico-geotécnicos planteados en el actual Proyecto de Trazado

Como información de partida se ha tomado el “ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN Y REMODELACIÓN DE DIVERSAS ESTRUCTURAS PARA LA AMPLIACIÓN DE 4 CARRILES DE LA AVENIDA DE ALFONSO MOLINA, A CORUÑA”, elaborado por ALFA INSTANT S.A. en el año 2.010, a petición de CIISA.

Los objetivos perseguidos han sido definir los siguientes aspectos:

- Caracterización geotécnica de los materiales
- Estudio de desmontes.
- Estudio de rellenos.
- Características hidrogeológicas del tramo.
- Caracterización de la explanada

Con la información geológica y geotécnica obtenida, se ha confeccionado una planta geológica y perfil geológico-geotécnico del eje principal, a escala (H/V) 1:1000 y 1/200, en el que se representa la rasante de la traza y el movimiento de tierras proyectado, así como la situación de las prospecciones e investigaciones existentes consultadas.

Por último, se incluye una Propuesta de Campaña Geotécnica para la redacción de la siguiente fase constructiva del Proyecto.

### 7.2. TRABAJOS REALIZADOS

Para la elaboración del presente anejo se han realizado los siguientes trabajos.

- Recopilación bibliográfica e informe técnicos de la zona de estudio, entre los que destacan:
  - Mapas geológicos de España de la Serie MAGNA, a escala 1:50.000 (Hojas nº 21 A Coruña y nº 45 Betanzos).

- Mapa Geotécnico General a escala 1:200.000 (Hojas nº 1 A Coruña y nº 8 Lugo).
- Mapa de Rocas Industriales a escala 1:200.000 (Hojas nº 1 A Coruña y nº 8 Lugo).
- Estudio Geotécnico para la construcción y remodelación de diversas estructuras para la ampliación de 4 carriles de la Avenida de Alfonso Molina, A Coruña (ALFA INSTANT S.A., año 2.010).

En este estudio se llevó a cabo una campaña de campo que consistió en la ejecución de nueve (9) ensayos de penetración dinámica continua tipo DPSH, mediante un penetrómetro dinámico portátil Tecoinsa (modelo PDP 3.10D/N) sobre orugas (código S-EM-002/C).

En la siguiente tabla se resumen las penetraciones dinámicas realizadas, así como la profundidad del rechazo, cota de inicio y rechazo penetrométrico según la cota de referencia tomada para la elaboración de dicho estudio:

ENSAYO	LOCALIZACIÓN	PROFUNDIDAD ALCANZADA (m)	COTA DE INICIO (m)	COTA DE RECHAZO PENETROMETRICO (m)
PDC-1 A	PO.CO.MA.CO	-0.70	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-0.70
PDC-1 B	PO.CO.MA.CO	-2.48	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-2.48
PDC-2	VÍA TREN	-10.47	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-10.47
PDC-3	VÍA TREN	-9.33	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-9.33
PDC-4	PASARELA ELVIÑA	-1.85	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-1.85
PDC-5	PASARELA MARISTAS	-5.89	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-5.89
PDC-6	PASARELA MARISTAS	-2.90	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-2.90
PDC-7	PASARELA PALAVEA-PEDRALONGA	-4.05	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-4.05
PDC-8	PASARELA PALAVEA-PEDRALONGA	-4.06	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-4.06

En el Apéndice 5 se adjunta el registro de los ensayos y el reportaje fotográfico de los mismos.

- Recorrido detallado de campo y toma de datos.

Se ha realizado un recorrido detallado del trazado en campo, donde se han reconocido los materiales existentes y han tomado datos estructurales de los afloramientos rocosos, allí donde su afloramiento lo ha permitido. Mediante este reconocimiento se ha podido realizar una cartografía geológica de detalle a escala 1:1.000, y dos estaciones geomecánicas para el estudio de desmontes y caracterización del macizo rocoso.

### 7.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES

En este apartado se lleva a cabo una caracterización geotécnica de los materiales de acuerdo al recorrido de campo realizado y al resultado de las penetraciones dinámicas ejecutadas en el Estudio Geotécnico existente. Esta caracterización geotécnica se completará con la campaña y ensayos de laboratorio que se realizara en la siguiente fase constructiva del Proyecto.

#### 7.3.1. RELLENOS ANTRÓPICOS DE VIALES ( $R_{x1}$ )

Se trata de los rellenos de las vías de comunicación existentes, siendo los más abundantes, lógicamente, los de la propia AC-11.

Se trata rellenos controlados en su naturaleza, granulometría y puesta en obra, de tal manera que como mínimo se puede asegurar que se tratará de suelos tolerables, aptos para el núcleo de rellenos tipo terraplén, o bien materiales rocosos válidos para la ejecución de pedraplenes.

Los materiales procedentes de la excavación de estos rellenos serán válidos para su aprovechamiento en las explanaciones contempladas en el Proyecto.



Fotografía 1. Vista panorámica de relleno en el Paso Inferior situado en el PK.1+300 del Eje-11.

#### 7.3.2. RELLENOS ANTRÓPICOS DE EXPLANACIONES ( $R_{x2}$ )

Corresponden a las plataformas y movimiento de tierras para la construcción de edificaciones, polígonos, aparcamientos, etc.

En principio son rellenos también controlados, con una capacidad portante de media a elevada, siendo aprovechables en caso de excavación.



Fotografía 2. Aparcamiento abandonado en un solar localizado a la derecha de la traza, hacia el PK.0+400 del Eje-1. Obsérvese el nivel de zahorra bajo la capa asfáltica.

#### 7.3.3. RELLENOS ANTRÓPICOS VERTIDOS ( $R_{x3}$ )

Los materiales vertidos procedentes de excavaciones y demoliciones urbanos son heterogéneos y no tienen ningún tipo de control, tanto en lo que se refiere a su litología como a su compactación, siendo necesario, en todos los casos, retirarlos a vertedero.



Fotografía 3. Vertidos antrópicos en un solar abandonado situado a la derecha de la traza, hacia el PK.0+400 del Eje-1



Fotografía 4. Vertidos antrópicos procedentes de excavaciones próximas. A la izquierda del trazado hacia el PK.10+700.

#### 7.3.4. DEPÓSITOS DE FONDO DE VALLE ( $Q_{FV}$ )

Los depósitos de fondo de valle aparecen muy enmascarados por la alta antropización de la zona; por otro lado, al tratarse de áreas deprimidas no existen buenos afloramientos que permitan describir a estos materiales.

Debido a la litología circundante debe tratarse de suelos arenosos, con alguna grava dispersa y ricos en material orgánica cerca de la superficie.

Por su emplazamiento en vaguadas y zonas deprimidas el trazado discurre sobre ellos en relleno.

Desde el punto de vista geotécnico solamente tienen interés desde el punto de vista de los asentamientos a los que pueden dar lugar en los rellenos apoyados sobre los mismos.

#### 7.3.5. ROCAS GRANÍTICAS ( $P_g$ )

El trazado se emplaza enteramente sobre materiales plutónicos cuya naturaleza corresponden a granodioritas precoces.

Son rocas de grano grueso, de tonos grisáceos y con grandes cristales de feldespato, casi siempre maclados. Como minerales accesorios se encuentran moscovita, apatito, circón, epidota y opacos.

La particularidad más importante de estos materiales reside en su grado de alteración, puesto que en función del mismo se presentan como materiales completamente descompuestos, dando lugar a

suelos arenosos con una proporción de arcillas variable, denominados “jabre”, o bien como rocas muy competentes.

Atendiendo a su grado de alteración, puesto que condiciona su comportamiento geotécnico, se han distinguido dos grupos: el primero de ellos corresponden a los que tienen un grado de alteración menor o igual a III (según la escala ISMR), caracterizados por tener un comportamiento rocoso, y el segundo con grado de alteración superior a III, con un comportamiento claramente de suelos.

#### 7.3.5.1. Granodioritas alteradas en grado $\leq$ III

##### 7.3.5.1.1. Introducción

A lo largo del trazado se puede decir que solamente se observan granodioritas sanas en el desmonte localizado entre los PP.KK.0+670 al 1+030 del Eje-11.

El estudio de los materiales pétreos se aborda desde el punto de vista de la caracterización de macizos rocosos, dentro del cual hay que distinguir cinco conceptos fundamentales:

- Matriz rocosa o roca intacta
- Discontinuidad
- Macizo rocoso

Una vez definido estos tres conceptos, se pasa a:

- Clasificación geomecánica del macizo rocoso.
- Resistencia y deformabilidad de macizos rocosos

A continuación se pasa a describir cada uno de los conceptos mencionados

##### 7.3.5.1.2. Matriz rocosa o roca intacta

Es el material rocoso exento de discontinuidades o los bloques de roca “intacta” que quedan entre ellas. Generalmente queda caracterizada por su densidad, deformabilidad y resistencia.

Para su caracterización se tiene que definir los siguientes parámetros:

- *Identificación*

Como se ha comentado anteriormente, se trata de rocas plutónicas, concretamente de granodioritas de tonos grisáceos, grano grueso y con grandes cristales de feldespato, casi siempre maclados. Como minerales accesorios se encuentran moscovita, apatito, circón, epidota y opacos.

- *Meteorización*

El grado de meteorización de los materiales graníticos se ha definido según la escala de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISMR).

En este caso, los afloramientos sanos muestran un grado de alteración II.

- **Clasificación del grado de meteorización de un macizo rocoso (ISRM, 1981; UNE-ENV 1997-3)**

Clase	Término	Descripción
I	Fresco	No aparecen signos visibles de meteorización, tal vez ligera decoloración en las grandes superficies de discontinuidad.
II	Ligeramente meteorizado	Todo el conjunto rocoso está decolorado por meteorización. La decoloración indica alteración del material rocoso y de las superficies de discontinuidad.
III	Moderadamente meteorizado	Menos de la mitad del macizo aparece descompuesto o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece de forma continua o como núcleos aislados.
IV	Altamente meteorizado	Más de la mitad del macizo aparece descompuesto o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece de forma discontinua o como núcleos aislados.
V	Completamente meteorizado	Todo el macizo aparece descompuesto o transformado en suelo. Se conserva la estructura original del macizo rocoso.
VI	Suelo residual	Todo el material rocoso se ha transformado en suelo. Se ha destruido la estructura del macizo rocoso y la fábrica del material. Existe cambio de volumen pero el suelo no se ha transportado significativamente.

- *Resistencia*

La resistencia de la roca matriz se puede estimar a partir de los índices de campo definidos según la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISMR), la cual se muestra a continuación.

En este caso se ha estimado un grado R<sub>4</sub>.

- **Resistencia a partir de índices de campo (ISRM):**

Clase	Descripción	Identificación de campo	≈ Resistencia a la compresión (MPa)
S <sub>1</sub>	Suelo muy blando	El puño penetra fácilmente varios cm.	< 0,0025
S <sub>2</sub>	Suelo blando	El dedo penetra fácilmente varios cm.	0,0025 – 0,05
S <sub>3</sub>	Suelo firme	Se necesita una pequeña presión para hincar el dedo.	0,05 – 0,10
S <sub>4</sub>	Suelo rígido	Se necesita una fuerte presión para hincar el dedo.	0,10 – 0,25
S <sub>5</sub>	Suelo muy rígido	Con cierta presión puede marcarse con la uña.	0,25 – 0,50
S <sub>6</sub>	Suelo duro	Se marca con dificultad al presionar con la uña.	> 0,50
R <sub>0</sub>	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña.	0,25 – 1,0
R <sub>1</sub>	Roca muy blanda	Al golpear con la punta del martillo la roca se desmenuza. Con navaja se talla fácilmente.	1,0 – 5,0
R <sub>2</sub>	Roca blanda	Al golpear con la punta del martillo se producen ligeras marcas. Con la navaja se talla con dificultad.	5,0 – 25
R <sub>3</sub>	Roca moderadamente dura	Con un golpe fuerte del martillo puede fracturarse. Con la navaja no puede tallarse.	25 – 50
R <sub>4</sub>	Roca dura	Se requiere más de un golpe del martillo para fracturarla.	50 – 100
R <sub>5</sub>	Roca muy dura	Se requiere muchos golpes del martillo para fracturarla.	100 – 250
R <sub>6</sub>	Roca extremadamente dura	Al golpear con el martillo sólo saltan esquirlas.	> 250

### 7.3.5.1.3. Discontinuidad.

Por discontinuidad se define cualquier plano de origen mecánico o sedimentario en un macizo rocoso, generalmente con una resistencia a la tracción muy baja o nula. La presencia de discontinuidades implica un comportamiento no continuo del macizo rocoso.

Como se ha comentado en el apartado de “Trabajos realizados”, se han efectuado dos estaciones geomecánicas, una en el desmonte actual de la AC-11, entre los PP.KK. 0+670 al 1+030 del Eje-11 (EG-1), y otra en la trinchera izquierda del Paso Inferior del ferrocarril (EG-2).



Fotografía 5. Desmonte en la carretera donde se ha realizado la estación geomecánica EG-1.



Fotografía 6. Trincheras del paso inferior del ferrocarril donde se ha efectuado la estación geomecánica EG-2

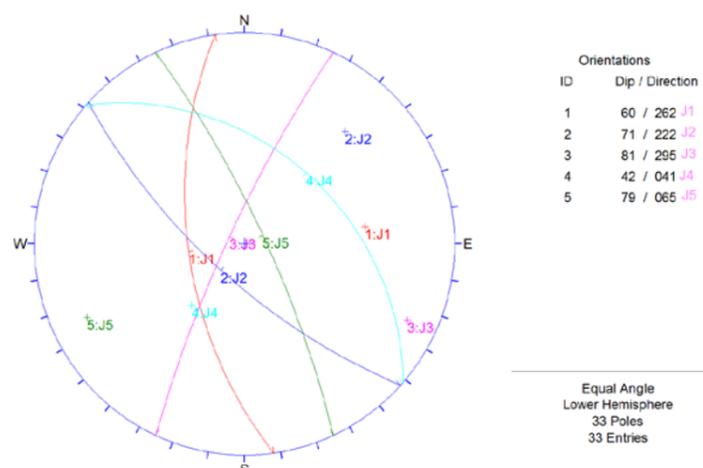
De acuerdo a la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISMR), las litoclasas se caracterizan según los siguientes parámetros.

CARACTERIZACIÓN DE LITOCLASAS EN ESTACIONES GEOMECÁNICAS (ADAPTACIÓN DE LAS RECOMENDACIONES DE LA ISRM)		
ASPECTO	PARÁMETRO SIGNIFICATIVO	OBSERVACIONES
N.º de familias		Cada familia debe tener una génesis similar y unas características parecidas.
Orientación	Dirección Buzamiento	Agrupación por familias con orientación semejante.
Espaciamiento	Distancia media entre diaclasas, s	Un dato para cada familia. Véase nota n.º 1.
Índice de fracturación	N.º de fracturas por unidad de volumen, $J_v$	Un dato global representativo de la zona explorada. Véase nota n.º 2
Continuidad	Extensión de una familia de litoclasas dentro del macizo, P	Se mide en unidades de longitud. También se denomina «persistencia». Véase nota n.º 3
Apertura	Distancia entre los dos bloques separados por la litoclase, a	Véase nota n.º 4
Rugosidad	Medida cualitativa de las desviaciones de la superficie de la junta respecto a un plano.	Véase nota n.º 5
Tipo de relleno	Descripción del material que rellena la junta, si existe alguno	Se describe el suelo según lo indicado en la tabla 3.2
Resistencia de la roca	Resistencia a compresión simple en las paredes sanas a uno y otro lado de la fractura	Véase nota n.º 6
Condición hidráulica	Descripción de la posible presencia de agua en la junta	Suele describirse con alguna de las siguientes palabras: seca, goteando, con flujo de agua...

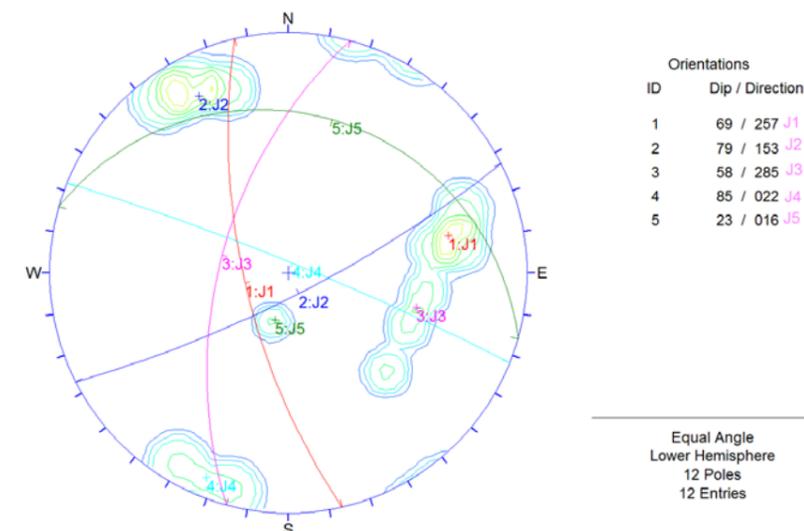
a) Número de familias y orientación

Se han realizado dos estaciones geomecánicas con el fin de determinar el sistema de fracturación del macizo rocoso, con los siguientes resultados:

Estación geomecánica: EG-1



Estación geomecánica: EG-2



Como se observa, la familia principal J1 es la misma en ambas estaciones, mientras que la familia J2 de la EG-2 no aparece en la estación EG-1.

En cada estación geomecánica se han considerado tres familias sistemáticas y las demás ocasionales.

b) Espaciamiento

Es espaciado se ha identificado según se muestra a continuación

• Descripción del espaciado (ISRM):

Clase	Descripción	Espaciado (mm)
I	Extremadamente junto	< 20
II	Muy junto	20 – 60
III	Junto	60 – 200
IV	Moderadamente junto	200 – 600
V	Separado	600 – 2000
VI	Muy separado	2000 – 6000
VII	Extremadamente separado	> 6000

c) Continuidad o persistencia

Las diaclasas muestran una continuidad de:

## • Descripción de la continuidad (ISRM, 1981):

Clase	Descripción	Longitud (m)
I	Muy baja continuidad	< 1
II	Baja continuidad	1 – 3
III	Continuidad media	3 – 10
IV	Alta continuidad	10 – 20
V	Muy alta continuidad	> 20

 d) Abertura

La abertura más frecuente es de:

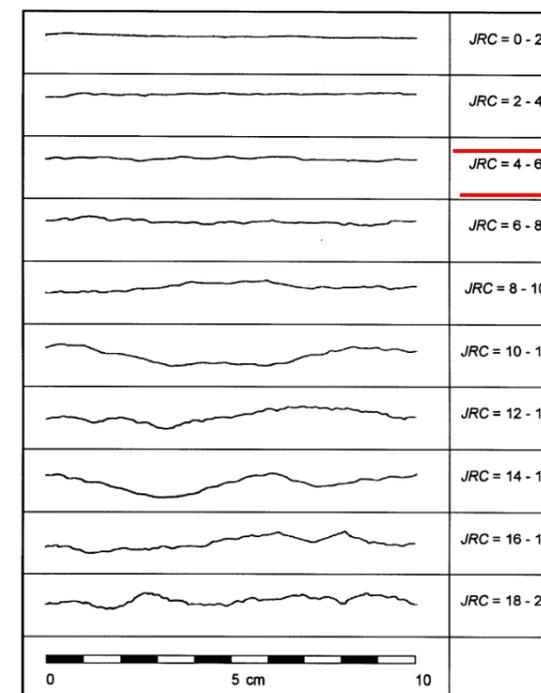
## • Descripción de la abertura (ISRM, 1981):

Clase	Descripción	Abertura
I	Muy cerrada	< 0,1 mm
II	Cerrada	0,1 – 0,25 mm
III	Parcialmente cerrada	0,25 – 0,5 mm
IV	Abierta	0,5 – 2,5 mm
V	Moderadamente ancha	2,5 – 10 mm
VI	Ancha	> 1 mm
VII	Muy ancha	1 – 10 cm
VIII	Extremadamente ancha	10 – 100 cm
IX	Cavernosa	> 1 m

 e) Rugosidad

La rugosidad se suele definir mediante el coeficiente de rugosidad (JRC), el cual se suele obtener mediante el ensayo de inclinación (Tilt Test) y su valor está comprendido entre 0 y 20. Valores usuales son de 5 para juntas lisas casi planas, y 15 para juntas rugosas y onduladas.

Sin embargo, habitualmente se suele recurrir a la valoración realizada por Barton y Choubey en función de la rugosidad aparente, según el gráfico que se muestra a continuación, el cual se muestra la rugosidad de las juntas inventariadas.



Valores de JRC (Barton y Choubey 1977)

 f) Tipo de relleno

Sin relleno

 g) Resistencia de la roca en la pared de la diaclasada

Las paredes de la diaclasa no aparecen meteorizadas, no obstante, como seguidamente se comentará, se asume, del lado de la seguridad, un 25% de resistencia menor que la de la roca matriz.

 h) Condición hidráulica

Humedad y goteos.

 7.3.5.1.4. Macizo rocoso

Se define macizo rocoso como el conjunto de matriz rocosa y discontinuidades. La presencia de discontinuidades de diverso tipo confiere al macizo rocoso un carácter heterogéneo y discontinuo, condicionado por las características de las discontinuidades.

Los parámetros que caracterizan al macizo rocoso son:

I. Número de familias de discontinuidades

Se han considerado las siguientes familias:

• **Clasificación de macizos rocosos por las discontinuidades (ISRM, 1981):**

Tipo de macizo	Número de familias
I	Masivo, discontinuidades ocasionales
II	1 familia de discontinuidades
III	1 familia de discontinuidades más otras ocasionales
IV	2 familias de discontinuidades
V	2 familias de discontinuidades más otras ocasionales
VI	3 familias de discontinuidades
VII	3 familias de discontinuidades más otras ocasionales
VIII	4 o más familias de discontinuidades
IX	Brechificado

II. Tamaño y forma de bloque

El macizo muestra las siguientes características:

• **Descripción del tamaño de bloque en función del nº de discontinuidades (ISRM, 1981):**

Clase	Descripción	$J_v$ (discontinuidades / m <sup>3</sup> )
I	Bloques muy grandes	< 1
II	Bloques grandes	1 – 3
III	Bloques medianos	3 – 10
IV	Bloques pequeños	10 – 30
V	Bloques muy pequeños	> 30
VI	Macizo brechificado	> 60

Siendo  $J_v$  el número de juntas identificativas en el macizo por m<sup>3</sup> y denominado parámetro volumétrico del bloque, definido como:

$$J_v = \sum (1/S_i)$$

Siendo  $S_i$  el espaciado medio.

• **Clasificación del macizo rocoso según del tamaño y la forma del bloque (ISRM, 1981):**

Clase	Tipo	Descripción
I	Masivo	Pocas discontinuidades o con espaciado muy grande
II	Cúbico	Bloques aproximadamente equidimensionales
III	Tabular	Bloques con una dimensión menor que las otras dos
IV	Columnar	Bloques con una dimensión mayor que las otras dos
V	Irregular	Grandes variaciones de tamaño y forma de los bloques
VI	Tritutado	Macizo rocoso muy fracturado

III. Filtraciones

Las filtraciones en el macizo se pueden identificar como:

• **Descripción de las filtraciones (ISRM, 1981)**

Clase	Juntas sin relleno	Juntas con relleno
I	Junta muy plana y cerrada. La junta aparece seca y no parece posible que circule agua.	Relleno muy consolidado y seco. No es posible el flujo de agua.
II	Junta seca sin evidencia de flujo de agua.	Relleno húmedo pero sin agua libre
III	Junta seca pero con evidencia de haber circulado ocasionalmente agua.	Relleno mojado con goteo ocasional
IV	Junta húmeda pero sin agua libre.	Relleno que muestra señales de lavado, flujo de agua continuo (l/min)
V	Junta con rezume, ocasionalmente goteo, pero sin flujo continuo.	Relleno localmente lavado, flujo considerable según canales preferentes (l/min y presión)
VI	Junta con flujo continuo de agua (estimar el caudal en l/min y la presión).	Rellenos completamente lavados, presiones de agua elevadas.

IV. Grado de fracturación

El índice de calidad de las rocas, RQD, fue desarrollado por Deere et al. (1967), para estimar cuantitativamente la calidad del macizo rocoso basándose en la recuperación de un testigo. Depende indirectamente del número de fracturas y del grado de alteración del macizo.

El RQD es el porcentaje de fragmentos de longitud superior a 10 cm, sobre la longitud total del testigo. Su expresión es:

$$RQD = \frac{\sum \text{longitud de fragmentos} \geq 10 \text{ cm}}{\text{longitud total perforada}} \cdot 100$$

Si no se dispone de sondeos, una alternativa para el cálculo del RQD es a partir de las ecuaciones:

$$RQD = 115 - 3.3J_v \rightarrow J_v > 4.5$$

$$RQD = 100 \rightarrow J_v \leq 4.5$$

En este caso el RQD oscila entre oscila entre el 80 y 100%.

Una vez obtenido el valor de RQD, la calidad de la roca viene dada según la siguiente tabla.

RQD (%)	Calidad de roca
< 25	muy mala
25 - 50	mala
50 - 75	regular
75 - 90	buena
90 - 100	excelente

### V. Meteorización

El macizo muestra el siguiente grado de meteorización:

• Clasificación del grado de meteorización de un macizo rocoso (ISRM, 1981; UNE-ENV 1997-3)

Clase	Término	Descripción
I	Fresco	No aparecen signos visibles de meteorización, tal vez ligera decoloración en las grandes superficies de discontinuidad.
II	Ligeramente meteorizado	Todo el conjunto rocoso está decolorado por meteorización. La decoloración indica alteración del material rocoso y de las superficies de discontinuidad.
III	Moderadamente meteorizado	Menos de la mitad del macizo aparece descompuesto o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece de forma continua o como núcleos aislados.
IV	Altamente meteorizado	Más de la mitad del macizo aparece descompuesto o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece de forma discontinua o como núcleos aislados.
V	Completamente meteorizado	Todo el macizo aparece descompuesto o transformado en suelo. Se conserva la estructura original del macizo rocoso.
VI	Suelo residual	Todo el material rocoso se ha transformado en suelo. Se ha destruido la estructura del macizo rocoso y la fábrica del material. Existe cambio de volumen pero el suelo no se ha transportado significativamente.

### VI. Resistencia

Se estima la siguiente resistencia:

• Resistencia a partir de índices de campo (ISRM):

Clase	Descripción	Identificación de campo	≈ Resistencia a la compresión (MPa)
S <sub>1</sub>	Suelo muy blando	El puño penetra fácilmente varios cm.	< 0,0025
S <sub>2</sub>	Suelo blando	El dedo penetra fácilmente varios cm.	0,0025 - 0,05
S <sub>3</sub>	Suelo firme	Se necesita una pequeña presión para hincar el dedo.	0,05 - 0,10
S <sub>4</sub>	Suelo rígido	Se necesita una fuerte presión para hincar el dedo.	0,10 - 0,25
S <sub>5</sub>	Suelo muy rígido	Con cierta presión puede marcarse con la uña.	0,25 - 0,50
S <sub>6</sub>	Suelo duro	Se marca con dificultad al presionar con la uña.	> 0,50
R <sub>0</sub>	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña.	0,25 - 1,0
R <sub>1</sub>	Roca muy blanda	Al golpear con la punta del martillo la roca se desmenuza. Con navaja se talla fácilmente.	1,0 - 5,0
R <sub>2</sub>	Roca blanda	Al golpear con la punta del martillo se producen ligeras marcas. Con la navaja se talla con dificultad.	5,0 - 25
R <sub>3</sub>	Roca moderadamente dura	Con un golpe fuerte del martillo puede fracturarse. Con la navaja no puede tallarse.	25 - 50
R <sub>4</sub>	Roca dura	Se requiere más de un golpe del martillo para fracturarla.	50 - 100
R <sub>5</sub>	Roca muy dura	Se requiere muchos golpes del martillo para fracturarla.	100 - 250
R <sub>6</sub>	Roca extremadamente dura	Al golpear con el martillo sólo saltan esquirlas.	> 250

### 7.3.5.1.5. Clasificación geomecánica

Una vez obtenidos todos los parámetros se puede clasificar el macizo por algunas de las múltiples clasificaciones geomecánicas existentes, las cuales constituyen un método de ingeniería geológica que permite evaluar el comportamiento geomecánico del macizo rocoso. En nuestro caso se ha utilizado la clasificación geomecánica de Bieniawski (1989), basada en el índice RMR (Rock Mass Rating).

La clasificación de Bieniawski de 1989 permite valorar la calidad de un determinado macizo atendiendo a una serie de criterios como pueden ser la resistencia a la compresión simple, las condiciones de diaclasado, y efecto del agua.

Para establecer estos valores se parte del RMR básico, que es al que no se le aplica corrección por orientación de la excavación y se asigna el coeficiente de agua particularizado para la roca.

De acuerdo con los criterios de Bieniawski y en función del RMR obtenido, los macizos se clasifican en las cinco categorías (Rocas de Calidad I a VI), los cuales se detallan a continuación, junto con los cinco parámetros que definen la calidad global del macizo.

Tabla 3.3: Parámetros y rango de valores para la clasificación geomecánica RMR<sub>99</sub>

Parámetro		Rango de valores							
1	Resistencia de la roca intacta	Ensayo carga puntual	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	Compresión simple	valor	15	12	7	4	2	1	0
2	RQD	valor	90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%		
	valor	20	17	13	8	3			
3	Espaciado de las discontinuidades	valor	> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	6-20 cm	< 6 cm		
	valor	20	15	10	8	5			
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
		Valor	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
		Valor	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Valor	6	5	3	1	0		
5	Flujo de agua en las juntas	Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		Valor	6	4	2	2	0		
5	Relación Pagua / Pprinc	Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		valor	6	5	3	1	0		
5	Condiciones Generales	Relación Pagua / Pprinc	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		valor	15	10	7	4	0		

Clasificación					
Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Valoración RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20

En este caso, se obtiene un RMR de 54 y 64, correspondiendo a macizos rocosos de Media y Buena calidad.

#### 7.3.5.1.6. Criterio de rotura para macizos rocosos

El criterio de rotura en macizos rocosos más utilizado corresponde al modelo establecido por Hoek & Brown sobre la base del índice RMR. Estas leyes son del tipo no lineal y en su expresión las tensiones son de tipo normalizada respecto a la Resistencia a la Compresión Simple (RCS) de la roca matriz, por lo que este parámetro resulta determinante a la hora de especificar la demanda de sostenimientos.

Se considerará como “macizo rocoso”, a efectos de modelo de comportamiento, aquellos que presenten un RMR superior a 30. De no ser así, se considerará como un suelo, y se utilizará un modelo de comportamiento tipo Mohr-Coulomb.

La evaluación de los parámetros que gobiernan el comportamiento geotécnico del macizo se plantea sobre la base de las leyes o modelos establecidos por Hoek y Brown (1980). En el 2002 se hizo una revisión de este criterio, resultando la siguiente expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left[ m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right]^a$$

donde:

$-\sigma_1$  = tensión efectiva principal mayor

$-\sigma_3$  = tensión efectiva principal menor

$-\sigma_{ci}$  = resistencia a compresión simple de la roca intacta

$-a$  = constante, que para el caso de rocas de calidad normal, a buena, se puede adoptar un valor de 0,5.

$m_b$  y  $s$  = parámetros de resistencia intrínseca de Hoek y Brown

Dado  $n = \frac{1}{2}$  y  $s = 1$  (laboratorio), y con  $a = 0,5$ , se puede obtener el parámetro  $m_i$  para cada litogrupo según las expresiones siguientes

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \times \sigma_{ci} \times \sigma_3 + \sigma_{ci}^2}$$

Seguidamente, el parámetro  $m_i$  se puede ajustar según la expresión:

$$m_i = \frac{1}{n} \sum \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2 - \sigma_{ci}^2}{\sigma_{ci} \times \sigma_3}$$

Teniendo en cuenta de que no se disponen de datos suficientes para realizar el cálculo del parámetro  $m_i$ , se obtiene de la bibliografía propuesta por Hoek, cuyos parámetros se recogen en la siguiente tabla:

TIPO DE ROCA Y VALOR DE LA CONSTANTE $m_i$				
Sedimentarias	Conglomerados	21 ± 3	Lutita masiva	4 ± 2
	Arenisca	17 ± 4	Lutita laminada	6 ± 2
	Limolita	7 ± 2	Grauvaca	18 ± 3
	Margas	7 ± 2	Creta	7 ± 2
	Dolomias	9 ± 3	Caliza micrítica	8 ± 3
	Caliza cristalina	12 ± 3	Yeso	10 ± 2
	Brecha caliza	20 ± 2	Anhidrita	12 ± 2
	Caliza esparítica	10 ± 5		
Metamórficas	Mármol	9 ± 3	Gneiss	28 ± 5
	Cuarcita	20 ± 3	Esquisto	10 ± 3
	Cuarcita blanda	19 ± 3	Filita	7 ± 3
	Migmatita	29 ± 3	Pizarra	7 ± 4
	Anfibolita	26 ± 6	Corneana	19 ± 4
Ígneas	Granito	32 ± 3	Diorita	25 ± 5
	Riolita	25 ± 5	Andesita	25 ± 5
	Granodiorita	29 ± 3	Gabro	27 ± 3
	Peridotitas	25 ± 5	Gabro norítico	20 ± 5
	Dacita	25 ± 3	Basalto	25 ± 5
	Pórfidos	20 ± 5	Obsidiana	19 ± 3
	Aglomerado	19 ± 3	Ofita alterada	16 ± 5
	Brecha	19 ± 5	Toba	13 ± 5

Una vez estimados los parámetros resistentes de la roca matriz se pueden determinar los parámetros  $m_b$ ,  $s$  y  $a$  del macizo rocoso a partir del índices de calidad GSI.

El índice GSI (Geological Strength Index) fue introducido por Hoek, Kaiser and Bawden en 1995, y puede calcularse a partir del índice RMR como:

1.-RMR76' con el valor de agua 10 y sin corrección por orientación.

2.-GSI=RMR89' - 5, siendo RMR89' con el valor de agua 15 y sin corrección por orientación.

Las expresiones resultantes son:

$$m_b = m_i \times e^{\left[ \frac{GSI-100}{28-14D} \right]}$$

$$s = e^{\left[ \frac{GSI-100}{9-3D} \right]}$$

siendo (D) es un factor que depende del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de las voladuras o por la relajación de tensiones. Varía desde (0) para macizos rocosos in situ inalterados hasta (1) para macizos rocosos muy alterados.

La resistencia a compresión simple se obtiene haciendo  $\sigma'_3 = 0$ , resultando:

$$\sigma_m = \sigma_{ci} \cdot s^a$$

y siendo la resistencia a tracción (haciendo  $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$ ):

$$\sigma_t = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b}$$

La resistencia a compresión simple del macizo rocoso  $\sigma_{cm}$  puede estimarse mediante la siguiente expresión, propuesta por Hoek en la última revisión de su modelo de rotura (2002):

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4 \cdot s - a \cdot (m_b - 8 \cdot s)) \cdot (m_b / 4 + s)^{a-1}}{2 \cdot (1 + a) \cdot (2 + a)}$$

o bien a partir de la fórmula propuesta por Hoek & Marinos (2000):

$$\sigma_{cm} = (0,0034 \cdot m_i^{0,8}) \sigma_{ci} \left[ 1,029 + 0,025 \cdot e^{-0,1 \cdot m_i} \right]^{GSI}$$

La determinación de los valores de cohesión y fricción del macizo rocoso a partir de las expresiones del criterio de Hoek y Brown no es inmediata; la principal dificultad estriba en que, al ser un criterio no lineal, los valores de ambos parámetros no son constantes, sino que son en función del valor del esfuerzo  $\sigma_n$ . No obstante, los autores proponen un método para la evaluación de  $c$  y  $\psi$  mediante la aplicación de las ecuaciones del criterio y la simulación de pares de valores  $\sigma_1$ - $\sigma_3$ , a partir de los que se pueden construir las curvas  $\sigma_1$ - $\sigma_3$  y  $\sigma_n$ - $\tau$ . La ecuación lineal del criterio de Mohr-Coulomb es entonces ajustada a la curva de Hoek y Brown, para un valor determinado  $\sigma_n$ , lo que permite calcular los valores de  $c$  y  $\psi$  correspondientes a ese nivel de  $\sigma_n$ .

- *Cálculo de la resistencia y deformabilidad del macizo rocoso*

Tanto los parámetros resistentes como los deformacionales del macizo se han obtenido a través del programa informático Rock Lab1, desarrollado por la casa Roscience.

Los cálculos del programa RocLab se basan en la última versión del criterio de rotura generalizado de Hoek-Brown, que se detalla en el artículo de Hoek, E., Carranza-Torres, C., y Corkum, B. (2002) "Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition". Proc. North American Rock Mechanics Society Meeting, Toronto Julio de 2000. El programa RocLab incorpora los desarrollos más actualizados del criterio de rotura de Hoek-Brown, tal como están descritos en ese artículo.

Los parámetros de entrada necesarios son los siguientes:

- Resistencia a la compresión simple ( $\sigma_{ci}$ )
- Parámetro de la roca intacta ( $m_i$ )
- Índice de resistencia geológica (GSI)
- Factor de perturbación D

Con estos datos, el programa proporciona los parámetros  $m_b$ ,  $s$  y  $a$  del criterio de rotura generalizado de Hoek-Brown.

Otros parámetros auxiliares del macizo rocoso que se obtienen son los siguientes:

- Resistencia a tracción del macizo rocoso ( $\sigma_{gt}$ )
- Resistencia compresiva uniaxial del macizo rocoso ( $\sigma_{gc}$ )
- Resistencia compresiva global del macizo rocoso ( $\sigma_{gcm}$ )
- Módulo de deformación del macizo rocoso ( $E_m$ )

En este caso, considerando los dos valores de RMR anteriormente citados, obtenemos los siguientes valores:

• **Para RMR=64**

Hoek Brown Classification

Sigci: 75 MPa  
 GSI: 70  
 Mi: 32  
 D: 0.7  
 Ei: 31875

Hoek Brown Criterion

Mb: 6.15574  
 S: 0.0129349  
 A: 0.501355

Failure Envelope Range

ApplicationGeneral  
 sig3max: 18.75 MPa

Mohr-Coulomb Fit

c: 5.71349 MPa  
 phi:41.6407 degrees

• **Para RMR=54**

Hoek Brown Classification

Sigci: 75 MPa  
 GSI: 60  
 Mi: 32  
 D: 0.7  
 Ei: 31875

Hoek Brown Criterion

mb 3.5535  
 s: 0.00303634  
 a: 0.502841

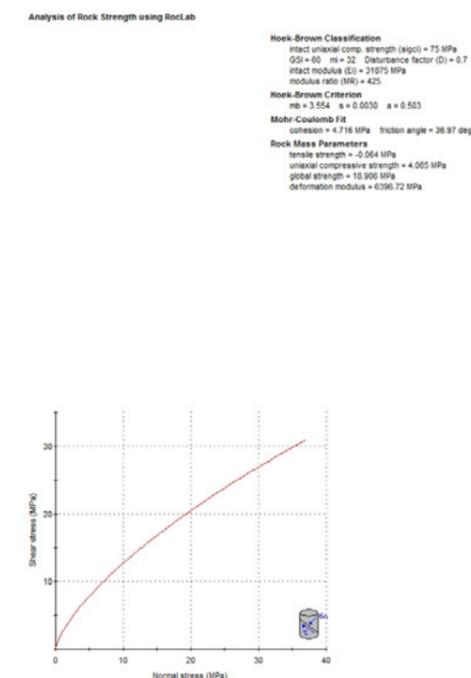
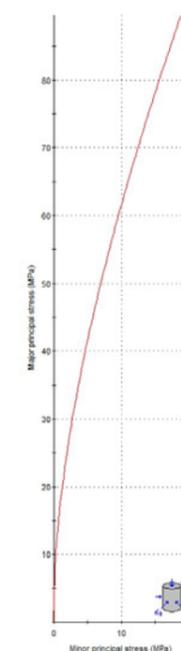
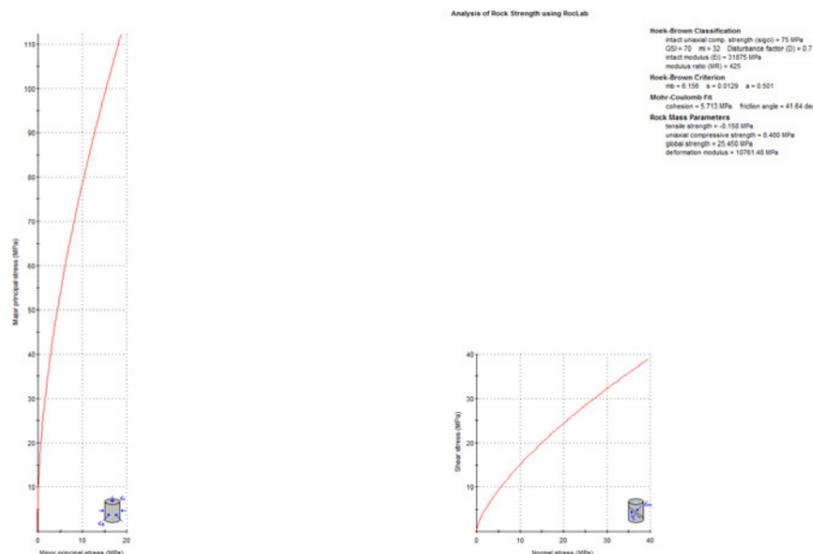
Failure Envelope Range

ApplicationGeneral  
 sig3max: 18.75 MPa

Mohr-Coulomb Fit

C: 4.71598 MPa  
 Phi:36.9724 degrees

Esfuerzos principales y envolvente de Mohr-Coulom



Resumiendo, se ha obtenido:

RMR	Cohesión (MPa/m <sup>2</sup> )	Ángulo de rozamiento (°)
64	5,7	41,6
54	4,7	36,97

#### 7.3.5.1.7. Parámetros deformacionales

En cuanto a los parámetros deformacionales, Hoek (2002) propuso la ecuación de Serafim & Pereira afectada por un coeficiente dependiente de la resistencia a compresión simple de la roca intacta ( $\sigma_c$ ), empleándose el índice GSI (Geological Strength Index) en lugar del RMR, y añadiendo el factor de alteración (D):

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}}$$

Otra expresión es la propuesta también por Hoek & Diederichs (2005), que relaciona el módulo de deformación de la roca intacta con el módulo de deformación del macizo a través de la siguiente expresión:

$$E_m = E_i \left( 0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\frac{(60+15D-GSI)}{11}}} \right)$$

Utilizando nuevamente el informático Rock Lab1, se obtiene:

- **Para RMR=64**

#### Rock Mass Parameters

sigt: -0.157596 MPa  
 sigc: 8.47977 MPa  
 sigcm: 25.4503 MPa  
**Erm: 10761.5 MPa**

- **Para RMR=54**

#### Rock Mass Parameters

sigt: -0.0640849 MPa  
 sigc: 4.06523 MPa  
 sigcm: 18.9062 MPa  
**Erm: 6396.72 MPa**

#### 7.3.5.2. **Granodioritas alteradas en grado $\geq$ IV**

Los materiales graníticos aparecen, como se ha comentado anteriormente, meteorizados en amplias zonas, dando lugar a materiales denominados jabre.

Litológicamente están constituidos por arenas gruesas con un contenido en finos variable, el cual depende del grado de evolución que presenten los mismos, de este modo, en jabres poco evolucionados el contenido en finos es bajo, mientras que en aquellos muy evolucionados aumenta dicho contenido, debido a la alteración de los minerales micáceos y feldespáticos.

Normalmente se presentan muy evolucionados en superficie, con un grado de alteración VI, dando lugar a suelos arenosos de grano grueso ricos en materia orgánica, pasando en profundidad a granitos con un grado de alteración V, donde se conserva la estructura y fábrica original de la roca.



Fotografía 7. Granodioritas alteradas en grado VI, en el talud derecho de la trinchera del paso inferior del ferrocarril.



Fotografía 8. Granodioritas alteradas en grado V, Trinchera del ferrocarril.

No se disponen de ensayos de identificación, pero es de suponer que estos materiales correspondan a arenas con un contenido en finos variable, es decir, a materiales tipo SW, SC, SP-SM y SW-SM, según la clasificación USCS.

Como se ha comentado al principio del Anejo, se dispone de nueve ensayos de penetraciones dinámicas realizados en el “ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN Y REMODELACIÓN DE DIVERSAS ESTRUCTURAS PARA LA AMPLIACIÓN DE 4 CARRILES DE LA AVENIDA DE ALFONSO MOLINA, A CORUÑA”, elaborado por ALFA INSTANT S.A. en el año 2.010, a petición de CIISA.

Muchos parámetros geotécnicos de los materiales se pueden estimar a partir del valor de  $N_{SPT}$ , el cual se obtiene a partir de la siguiente correlación con el  $N_{DPSH}$ .

$$N_{SPT} = N_{DPSH} \times 1,6 \text{ (Olalla, 2004)}$$

#### 7.3.5.2.1. Compacidad

En los suelos de carácter granular, como son los jabres, se puede determinar la compacidad de los mismos a partir de la siguiente correlación, ampliamente contrastada en el ámbito geotécnico.

CLASIFICACIÓN	INDICE $N_{SPT}$
MUY FLOJA	<4
FLOJA	4-10
MEDIA	10-30
DENSA	30-50
MUY DENSA	>50

(CTE. Real Decreto 314/2006. de 17 de Marzo)

A continuación se expone una tabla con los valores de las penetraciones dinámicas realizadas y la compacidad que corresponde a cada nivel.

PROFUNDIDAD (m)		PDC-1A			PDC-1B			PDC-2			PDC-3			PDC-4			PDC-5			PDC-6			PDC-7			PDC-8		
		N <sub>DPSH</sub>	N <sub>SPT</sub>	COMPACID.																								
0	0,2	21	34	Densa	2	3	Muy floja	5	8	floja	5	8	floja	2	3	Muy floja	2	3	Relleno	3	5	Relleno	2	3	Muy floja	3	5	Muy floja
0,2	0,4	96	154	Muy densa	26	42	Densa	4	6	floja	9	14	Media	3	5	Muy floja	2	3	Relleno	7	11	Relleno	4	6	floja	4	6	floja
0,4	0,6	98	157	Muy densa	16	26	Media	4	6	floja	12	19	Media	4	6	floja	2	3	Relleno	9	14	Relleno	4	6	floja	3	5	Muy floja
0,6	0,8	100	160	Muy densa	19	30	Media	3	5	Muy floja	9	14	Media	5	8	floja	4	6	Relleno	8	13	Relleno	5	8	floja	2	3	Muy floja
0,8	1				20	32	Densa	3	5	Muy floja	8	13	Media	5	8	floja	5	8	Relleno	6	10	Relleno	5	8	floja	4	6	floja
1	1,2				30	48	Densa	2	3	Muy floja	7	11	Media	2	3	Muy floja	5	8	floja	8	13	Relleno	3	5	Muy floja	4	6	floja
1,2	1,4				34	54	Muy densa	3	5	Muy floja	7	11	Media	5	8	floja	8	13	Media	6	10	Relleno	3	5	Muy floja	3	5	Muy floja
1,4	1,6				47	75	Muy densa	3	5	Muy floja	6	10	floja	5	8	floja	7	11	Media	15	24	Media	5	8	floja	4	6	floja
1,6	1,8				60	96	Muy densa	4	6	floja	6	10	floja	33	53	Muy densa	7	11	Media	47	75	Muy densa	5	8	floja	3	5	Muy floja
1,8	2				41	66	Muy densa	5	8	floja	7	11	Media	100	160	Muy densa	7	11	Media	53	85	Muy densa	7	11	Media	2	3	Muy floja
2	2,2				55	88	Muy densa	2	3	Muy floja	7	11	Media				8	13	Media	25	40	Densa	11	18	Media	4	6	floja
2,2	2,4				72	115	Muy densa	4	6	floja	9	14	Media				7	11	Media	17	27	Media	15	24	Media	2	3	Muy floja
2,4	2,6				100	160	Muy densa	4	6	floja	8	13	Media				10	16	Media	6	10	floja	18	29	Media	2	3	Muy floja
2,6	2,8							4	6	floja	7	11	Media				8	13	Media	15	24	Media	24	38	Densa	2	3	Muy floja
2,8	3							4	6	floja	6	10	floja				8	13	Media	100	160	Muy densa	15	24	Media	1	2	Muy floja
3	3,2							4	6	floja	7	11	Media				9	14	Media				23	37	Densa	1	2	Muy floja
3,2	3,4							6	10	floja	12	19	Media				13	21	Media				18	29	Media	1	2	Muy floja
3,4	3,6							6	10	floja	11	18	Media				14	22	Media				15	24	Media	1	2	Muy floja
3,6	3,8							8	13	Media	9	14	Media				18	29	Media				34	54	Muy densa	2	3	Muy floja
3,8	4							7	11	Media	8	13	Media				21	34	Densa				21	34	Densa	2	3	Muy floja
4	4,2							8	13	Media	9	14	Media				26	42	Densa				100	160	Muy densa	100	160	Muy densa
4,2	4,4							8	13	Media	13	21	Media				27	43	Densa									
4,4	4,6							9	14	Media	17	27	Media				38	61	Muy densa									
4,6	4,8							9	14	Media	12	19	Media				50	80	Muy densa									
4,8	5							9	14	Media	13	21	Media				54	86	Muy densa									
5	5,2							13	21	Media	12	19	Media				59	94	Muy densa									
5,2	5,4							13	21	Media	14	22	Media				59	94	Muy densa									
5,4	5,6							14	22	Media	23	37	Densa				64	102	Muy densa									
5,6	5,8							15	24	Media	29	46	Densa				93	149	Muy densa									
5,8	6							13	21	Media	28	45	Densa				100	160	Muy densa									
6	6,2							14	22	Media	25	40	Densa															
6,2	6,4							24	38	Densa	22	35	Densa															
6,4	6,6							19	30	Media	40	64	Muy densa															
6,6	6,8							11	18	Media	30	48	Densa															
6,8	7							13	21	Media	31	50	Densa															
7	7,2							18	29	Media	29	46	Densa															
7,2	7,4							19	30	Media	30	48	Densa															
7,4	7,6							24	38	Densa	25	40	Densa															
7,6	7,8							18	29	Media	46	74	Muy densa															
7,8	8							18	29	Media	45	72	Muy densa															
8	8,2							25	40	Densa	51	82	Muy densa															
8,2	8,4							23	37	Densa	65	104	Muy densa															
8,4	8,6							23	37	Densa	75	120	Muy densa															
8,6	8,8							26	42	Densa	86	138	Muy densa															
8,8	9							22	35	Densa	86	138	Muy densa															
9	9,2							26	42	Densa	93	149	Muy densa															
9,2	9,4							24	38	Densa	100	160	Muy densa															
9,4	9,6							31	50	Densa																		
9,6	9,8							44	70	Muy densa																		
9,8	10							61	98	Muy densa																		
10	10,2							65	104	Muy densa																		
10,2	10,4							70	112	Muy densa																		
10,4	10,6							100	160	Muy densa																		

Como puede observarse, el grado de compacidad crece, en líneas generales, con la profundidad; sin embargo, se aprecia una gran dispersión en cuanto al espesor y a la profundidad a la que se alcanza el rechazo, puesto que éste varía entre los 2,0 m y los 10,6 m, por otro lado típico de los materiales graníticos, debido a que el grado de meteorización avanza a través de fracturas, diaclasas, diferencia de tamaño de grano, composición, etc.

Si tomamos como ejemplo el ensayo PDC-2, que es el que presenta un perfil más homogéneo y el que alcanza mayor profundidad, se puede interpretar la siguiente columna:

- De 0.00 a 1,60 m: Muy floja
- De 1,60 a 3,6 m: Floja
- De 3,6 a 8,0 m: Medianamente densa
- De 8,0 a 9,6 m: Densa
- De 9,6 a 10,6 Muy densa

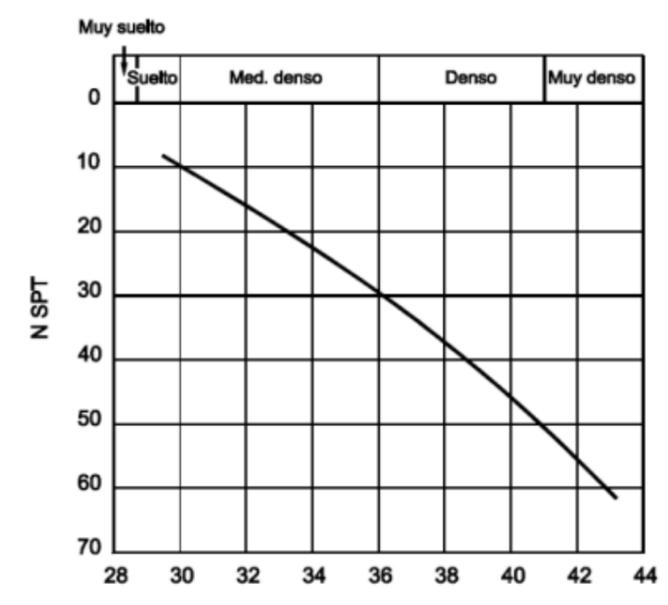
El ensayo PDC- 1A no se considera representativo puesto que el rechazo puede corresponder a la zapata de la estructura de un paso inferior, el prime metro y metro y medio de los ensayos PDC-5 y 6 corresponden a rellenos de una pasarela y, por último, el ensayo PDC-8 ha dado un resultado anormalmente bajo hasta los 4,0 m.

7.3.5.2.2. Ángulo de rozamiento interno

También existen numerosas correlaciones para determinar el ángulo de rozamiento interno de las arenas en función del golpeo del  $N_{SPT}$ .

El gráfico que a continuación se expone corresponde al ángulo de rozamiento interno para suelos puramente granulares, es decir, sin un contenido de finos que modifica el comportamiento granular de los mismo.

En sucesivas fases del proyecto, una vez analizados los materiales mediante ensayos de laboratorio, se estimara el ángulo de definitivos de estos suelos, así como su cohesión, en caso de que el contenido en finos sea elevado.

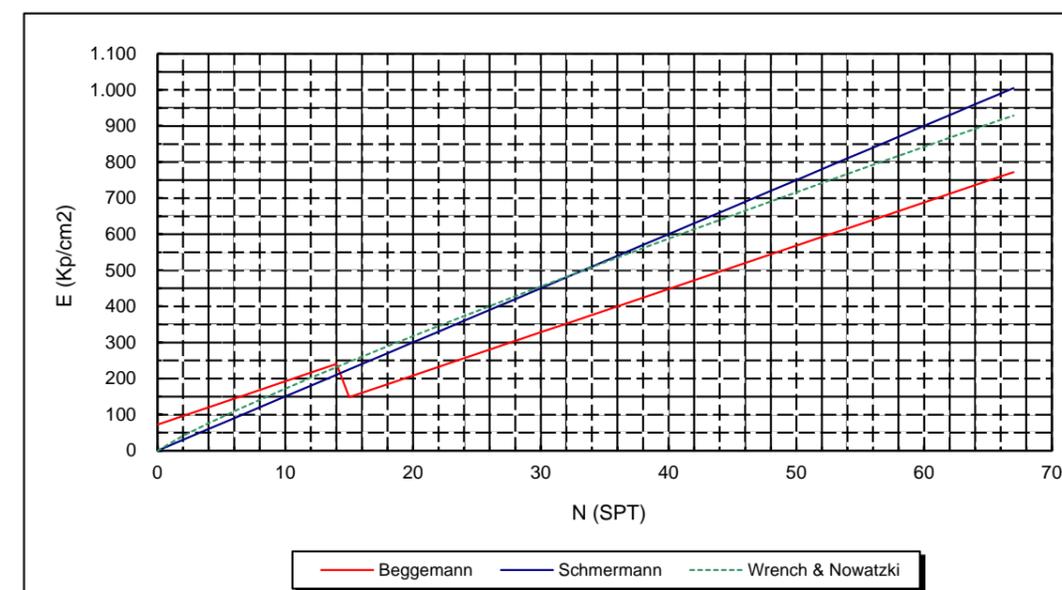


Correlación entre el ensayo SPT y el ángulo de rozamiento interno efectivo en suelos granulares (Código Técnico, documento básico SEc)

7.3.5.2.3. Módulo de elasticidad

Nuevamente existen numerosas correlaciones a partir del NSPT para estimar el módulo de elasticidad de materiales granulares.

En este caso se emplean las correlaciones establecidas por Beggemann, Schmertmann y Wrench & Nowatzki para terrenos granulares y que se representan gráficamente a continuación:



De este modo, se establece el siguiente rango:

COMPACIDAD	MÓDULO ELASTICIDAD (MPa)
MUY FLOJA	< 8
FLOJA	8-17
MEDIA	17-40
DENSA	40-68
MUY DENSA	>68

### 7.3.5.3. Aplitas (P<sub>A</sub>)

Entre las granodioritas aparecen intercalados diques de aplitas, fácilmente distinguibles por su aspecto.

Se trata de rocas de grano muy fino, de tonos claros, generalmente amarillentos, debido a la menor presencia de minerales máficos.

Desde el punto geotécnico solamente cabe resaltar que muestran un grado de alteración II y que su grado de fracturación es mayor que el de las rocas encajantes, mostrando un aspecto brechoide.



Fotografía 9. Dique de aplita en un desmonte situado hacia el PK1+110 del Eje -11. Obsérvese su aspecto brechoide



Fotografía 10. Afloramiento de aplita en un desmante localizado en el PK.1+140 del Eje-1.

## 7.4. DESMONTES

### 7.4.1. INTRODUCCIÓN

Por las características del proyecto puede decirse que no existe movimiento de tierras de gran envergadura, excepto en la ampliación del tronco correspondiente al Eje-11, donde se proyecta la ampliación del único desmante digno de mención, de unos 13,0 m de altura. Se trata de un desmante excavado en materiales rocosos, con distintos grados de alteración.

Los demás desmontes son de escasa entidad, afectando a rellenos antrópicos en su gran mayoría.

A continuación se describe la metodología a seguir para el estudio de desmontes en roca.

### 7.4.2. METODOLOGÍA

Los aspectos a tener en cuenta dentro del estudio geotécnico de los desmontes son:

Factor de seguridad

Análisis de estabilidad

Propuesta de medidas de sostenimiento

Excavabilidad

Aprovechamiento de los materiales de la traza y fondo de desmante

A continuación se pasa a comentar brevemente cada uno de estos apartados.

#### 7.4.2.1. Factor de seguridad

En la estabilidad de los taludes de desmante se deben cumplir los siguientes factores de seguridad:

Talud permanente:  $FS \geq 1,5$

Talud provisional (saturación):  $FS \geq 1,3$

Situación accidental (sismo):  $FS \geq 1,15$

#### 7.4.2.2. Análisis de estabilidad

En taludes rocosos, como es el caso que nos ocupa, las inestabilidades que pueden producirse son a favor de las discontinuidades existentes en el macizo, siendo posible los siguientes tipos de deslizamientos:

- Deslizamiento plano.
- Deslizamiento en cuña.
- Rotura por vuelco o "toppling".

##### a. Deslizamiento planar.

Para que se produzca este mecanismo de inestabilidad se requiere que el potencial plano de rotura buce en el mismo sentido que el talud, a la vez que la dirección de buzamiento de dicho plano ha de estar en un rango de 200-300 respecto a la del talud (Hoek y Bray,1977).

El cálculo del factor de seguridad se realiza mediante métodos de equilibrio límite. En el caso que el coeficiente de seguridad no sea satisfactorio, es posible la colocación de anclajes y el cálculo del nuevo factor de seguridad.

##### b. Deslizamiento en cuña.

Los deslizamientos en cuñas tienen lugar cuando se combinan juntas cuya intersección buza hacia el talud. El bloque más simple que puede formarse es un tetraedro, con cuatro caras. De ellas, el talud y la ladera superior proporcionan dos, con lo que bastan dos planos para formar una cuña.

Con objeto de evaluar el grado de inestabilidad de las cuñas descalzadas por las excavaciones, se ha calculado el coeficiente de seguridad frente al peso propio de la cuña. Esta metodología permite obtener el coeficiente de seguridad al deslizamiento a partir de la geometría de los planos que forman la cuña y el ángulo de fricción y la cohesión de las superficies que definen las juntas. Como herramienta de cálculo se ha utilizado el programa SWEDGE, programa que ha sido creado por el

Grupo de Ingeniería de Rocas de la Universidad de Toronto, utilizando en el cálculo el método de estabilidad descrito en el libro Rock slope Engineering de E. Hoek & J.W.Bray

El programa analiza en 3D de forma sencilla e interactiva analiza la geometría y estabilidad de cuñas frente al deslizamiento translacional.

Este programa requiere para el cálculo.

- Geometría del talud (buzamiento y dirección de buzamiento)
- Geometría del terreno natural (buzamiento y dirección de buzamiento).
- Cohesión y ángulo de fricción de cada plano de junta

Como resultado, proporciona el coeficiente de seguridad frente al peso de la cuña. En el caso que el coeficiente de seguridad no sea satisfactorio, es posible la colocación de anclajes y el cálculo del nuevo factor de seguridad.

#### c. Rotura por vuelco o “toppling”.

Este tipo de inestabilidad ocurre en macizos rocosos con una familia de discontinuidades bien definida, continua y persistente (estratificación o esquistosidad), de dirección subparalela a la del talud y con buzamiento fuerte hacia el interior del mismo. Los puntos de giro de los bloques forman una charnela escalonada, de directriz más o menos recta a partir del pie del talud.

Para analizar el riesgo de rotura por vuelco se ha recurrido al I criterio cinemático de Goodman-Bray, el cual indica que para que no se produzca el vuelco de estratos debe cumplirse:

$$F = \frac{\operatorname{tg} \phi_e}{\operatorname{tg}(\theta - \alpha)}$$

Siendo:

- $\phi_e$ : el ángulo de rozamiento entre estratos.
- $\alpha$ : el ángulo complementario del buzamiento.
- $\theta$ : es el ángulo del talud.

El método de equilibrio límite propuesto por Goodman y Bray (1977), en el que procediendo de la coronación al pie, se analiza la estabilidad de cada bloque frente al vuelco y al deslizamiento, obteniendo al final la fuerza necesaria para mantener el talud estable.

En nuestro caso se ha utilizado el método propuesto por Sagaseta et al. (1996), en el cual se definen dos modos de rotura, según que el pie del talud deslice o rompa a tracción, o deslice sobre las juntas transversales (deslizamiento general).

#### d. Parámetros resistentes en discontinuidades

El parámetro más importante para la estabilidad de bloques o cuñas en roca es el ángulo de rozamiento de las juntas. La estimación de la resistencia al corte en las juntas y análisis de estabilidad de taludes en roca se ha basado en:

- Medidas de rugosidad de las juntas (Estaciones geomecánicas)
- Experiencias de ensayos en rocas de naturaleza similar.

La obtención de la resistencia al corte en la junta se parte de la expresión propuesta por Barton y Choubey (1974):

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}[JRC \log_{10} (JCS/\sigma) + \phi_r]$$

Siendo:

$\tau$  : resistencia al corte de la junta.

$\phi_r$  : ángulo de rozamiento residual. Para determinar su valor, supuesto conocido el ángulo básico de fricción ( $\phi_b$ ), se propone la relación:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 r/R$$

donde:

r : rebote del martillo de Schmidt en superficies secas sin meteorizar.

R : rebote del martillo de Schmidt en la superficie húmeda meteorizada.

JRC : Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad (Joint Roughness Coefficient) medido en afloramiento rocosos.

JCS : Resistencia en las paredes de la junta (Joint wall Compression Strength). Según Barton (1973) la resistencia en la junta tiene un valor mínimo igual a la cuarta parte de la compresión simple en roca sana.

$\sigma'_n$  : tensión efectiva media en el plano de discontinuidad.

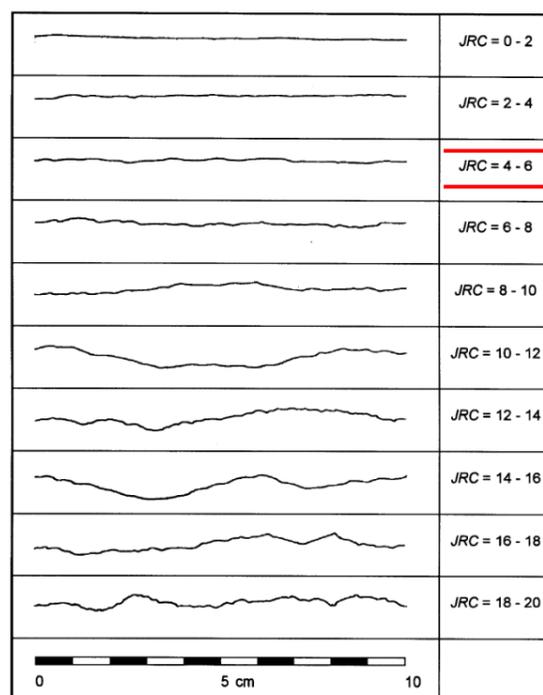
Representando gráficamente la expresión anterior se obtiene la resistencia al corte en función de la tensión normal, y considerando un intervalo de tensiones en el que la parábola se aproxima a una recta, se obtendría el ángulo de rozamiento medio de las discontinuidades para cada una de las familias.

A continuación se describe la forma de obtener los distintos parámetros que intervienen en la ecuación de Barton y Choubey

a) Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad (JRC)

Este coeficiente se suele obtener mediante el ensayo de inclinación (Tilt Test) y su valor está comprendido entre 0 y 20. Valores usuales son de 5 para juntas lisas casi planas, y 15 para juntas rugosas y onduladas.

Sin embargo, y como se ha comentado anteriormente, se suele recurrir a la valoración realizada por Barton y Choubey en función de la rugosidad aparente, según el gráfico que se muestra a continuación:



Valores de JRC (Barton y Choubey 1977)

En este caso se toma un valor de JRC=5.

b) Resistencia en las paredes de la junta (JCS)

La medida de este parámetro es de gran importancia en la ingeniería de rocas. Naturalmente, esta importancia se acentúa cuando las paredes de la junta están meteorizadas. Tanto es así que el valor de JCS en este caso puede llegar a ser una pequeña fracción de la tensión de compresión ( $\sigma_{cm}$ ) del macizo rocoso.

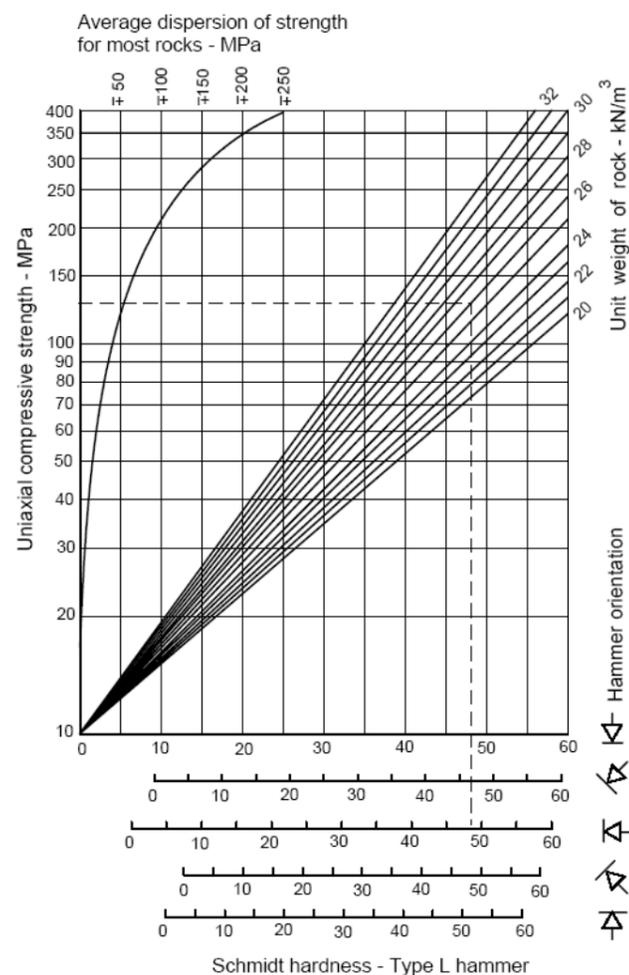
El proceso de deterioro de un macizo rocoso puede simplificarse en las siguientes etapas:

1. Formación de juntas en la roca intacta. El valor de JCS es igual a la tensión de compresión del macizo ( $\sigma_{cm}$ ).
2. Reducción de la tensión de compresión en las paredes de litoclasa. El valor de JCS es inferior al de  $\sigma_{cm}$ .
3. Etapa intermedia: deterioro y/o agua en las juntas. El valor de JCS es una fracción de  $\sigma_{cm}$ .
4. Incremento de la meteorización de las juntas por efecto de los bloques de rocas. El valor de JCS se reduce lentamente.
5. Avanzado estado de meteorización de las juntas. El valor de  $\sigma_{cm}$  cae hasta el nivel de JCS. Macizo rocoso permeable.

La comparación entre la tensión de compresión en las paredes de la litoclasa (representada por JCS) y la tensión de compresión en el macizo rocoso (representada por  $\sigma_{cm}$ ) puede dar una idea del grado de alteración de las litoclasas.

Estudios de Barton (1973) sobre el tema, indican que esta medida de la alteración relativa ( $\sigma_{cm}/JCS$ ) toma un valor máximo de 4. Investigaciones recientes (Richards, 1975) establecen que la alteración relativa ( $\sigma_{cm}/JCS$ ) está comprendida entre los valores 1,8 y 3,8.

Otra forma de obtener la tensión de compresión en las paredes de las litoclasas es mediante la utilización del martillo Schmidt, y utilizando el gráfico de Deer y Miller que a continuación de incluye:



Estimación de JCS con martillo Schmidt (Deere y Miller 1966)

En este caso, teniendo en cuenta la alteración de las paredes de la diaclasa, se opta por considerar un JCS igual a la resistencia de la roca matriz pero disminuida en un 25%. Por tanto, se asigna un valor de JCS=57 MPa.

c) Ángulo de rozamiento básico y ángulo de rozamiento residual

El valor del ángulo de rozamiento residual  $\phi_r$  suele ser menor que el ángulo de rozamiento básico  $\phi_b$ , que corresponde a la resistencia de las litoclasas planas sin meteorizar. El valor del ángulo de rozamiento básico se obtiene mediante el ensayo de inclinación de testigos cilíndricos en laboratorio.

La disminución del valor de  $\phi_r$  respecto a  $\phi_b$  es debido a la alteración producida en las litoclasas por la atmósfera y el agua (meteorización).

A falta de ensayos específicos se toma de la bibliografía el valor del ángulo de fricción básico  $\phi_b$ . Valores usuales del ángulo de rozamiento básico ( $\phi_b$ ) son de 25° a 37° para rocas sedimentarias, de 29° a 38° para rocas ígneas y de 21° a 30° para rocas metamórficas.

A continuación se muestra una tabla con valores del ángulo básico para distintas rocas:

Barton y Choubey (1977) han recopilado una serie de datos por el ángulo de fricción básico :

Tipo de roca	$\phi_b$ [ ° ]
Gres	25 - 35
Limolita	27 - 33
Conglomerado	35
Creta	30
Caliza	27 - 37
Basalto	31 - 38
Granito (grano fino)	29 - 35
Granito	31 - 35
Pórfido	31
Pizarra	27
Gneis	23 - 29
Esquisto	21 - 30

Se ha tomado como ángulo de rozamiento básico 31°.

d) Corrección por efecto escala

Los parámetros JRC y JCS se obtienen en el levantamiento de las estaciones geomecánicas, y son determinaciones a escala decimétrica, por lo que es necesario corregirlos mediante la aplicación de un efecto de escala (Barton y Bandis, 1982), para que éstas observaciones de escala decimétrica puedan ser extrapoladas a las condiciones reales de las discontinuidades, de escala normalmente métrica o decamétrica.

Las correcciones propuestas para el efecto escala son las siguientes:

$$JRC_n = JRC_o \cdot \left( \frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.02 \cdot JRC_o}$$

$$JCS_n = JCS_o \cdot \left( \frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.03 \cdot JRC_o}$$

donde,

$JRC_o, JCS_o$  : valor a escala de la observación

$L_o$  : longitud de junta a la escala de la observación (10 o 20 cm)

$JRC_n, JCS_n$  : valor a escala del macizo rocoso

$L_n$  : longitud de junta a la del macizo rocoso (métricas a decamétricas)

Por lo tanto, la estimación de las propiedades resistentes de las juntas parte de los valores  $JRC_0$  y  $JCS_0$  determinados en campo y se minoran por el efecto escala.

e) Parámetros de cálculo

Esta relación entre  $\tau$  y  $\sigma_n$  es una relación no lineal, por lo que para determinar la cohesión y el ángulo de rozamiento de cálculo de las discontinuidades es necesario linealizarla.

Para ello se realiza una regresión lineal sobre dicha envolvente curva en un intervalo de presiones normales entre 0 y la presión litostática a la máxima profundidad de trabajo (h):

$$\sigma_n = \gamma \cdot h$$

siendo,

$\sigma_n$  : tensión normal

$\gamma$  : peso específico de la roca

h: altura del talud

### 7.4.2.3. Propuesta de medidas de sostenimiento

Las medidas de sostenimiento que se proponen en los taludes están en función de los tipos de deslizamientos que ocurren y del tamaño de bloque o cuña que se desprenden.

Los bloques de grandes dimensiones se sujetan mediante bulones de barras de acero corrugado, tipo Gewi o similar, con diámetros que oscilan entre 16 y 40 mm, y una capacidad que abarca desde 5,9 hasta 38 t aproximadamente.

Cuando el desmontes está muy fracturado pero las cuñas que se pueden desprender son de cierta entidad, pero no lo suficiente como para utilizar bulones, se recurre a la instalación de redes de cables de acero, las cuales pueden soportar un total desde 5 hasta 140 kN/m<sup>2</sup>, contando con un coeficiente de seguridad de 1,67 (propuesto por el fabricante),

Las redes o mallas sobre el talud evitan la caída libre de trozos de roca y son útiles para proteger contra la caída de cuñas menores y también en algunos vuelcos (aunque entonces puede ser difícil sujetar la red en la cabeza del talud).

En el caso de caídas de piedras se utilizan mallas de triple torsión, bien simples o reforzadas con cables, según el siguiente criterio.

Jv	TIPO DE RED	PESO DE BLOQUE (T)
5-10	Reforzada/De cables	0,15-0,50
> 10	Normal/De alambre	< 0,15

Para prevenir la caída de posibles rocas e impedir que alcancen la plataforma también es muy eficiente disponer un cunetón de anchura y profundidad suficientes al pie del desmonte, de forma que recoja los posibles bloques desprendidos.

Ritchie (año 1963) propuso criterios empíricos para dimensionar zanjas de pie y cunetas, aunque resultan bastante conservadores.

En general parece que los resultados de Ritchie se ajustan bien a caídas en taludes de rocas duras, con coeficientes de rebotes altos. En rocas más blandas parte de la energía se pierde en roturas y las distancias de caídas al pie del talud son menores.

Castañeda (año 1976) propone una reducción del criterio de Ritchie para taludes excavados en rocas blandas.

A continuación se muestran ambas tablas, utilizando en cada caso la que más se ajuste al tipo de roca existente en el trazado.

DIMENSIONES DE ZANJA DE PIE SEGÚN RITCHIE (1.963)

TALUDES					
Altura (m)	1H:4V/1H:3V	1H:2V	3H:4V	1H:1V	5H:4V
4,5-9	3,0 x 0,9	3,0 x 0,9	3,0 x 1,2	3,0 x 0,9	3,0 x 0,9
9-18	4,5 x 1,2	4,5 x 1,2	4,5 x 1,8	4,5 x 1,2	3,0 x 1,5F
18-30	6,0 x 1,2	6,0 x 1,8 F	6,0 x 1,8 F	4,5 x 1,8 F	4,5 x 1,8F
> 30	6,0 x 1,2	7,5 x 1,8 F	7,5 X 2,4 F	4,5 x 1,8 F	4,5 x 1,8F
W	anchura (m)		D Profundidad (m)(WXD)		
F	la zanja puede ser de 1,20 m con una valla hasta la profundidad total				

DIMENSIONES DE ZANJA DE PIE SEGÚN CASTAÑEDA (1.976)

ALTURA (m)	TALUD	ALTURA (m)	TALUD
	1H:4V/2H:3V		2H:3V/1H:1V
10-25	2,2 X 1,2	6-20	2,2 X 1,2
25-40	3,2 X 1,6	> 20	3,5 X 1,8
> 40	3,7 X 2,0		
W	anchura (m)		D Profundidad (WXD)

**7.4.2.4. Excavabilidad.**

La escarificación o ripabilidad es la propiedad que tienen los materiales para permitir que su desgarre o remoción se realice mediante medios manuales o mecánicos.

1. Materiales excavables. (Suelo)

Se consideran suelos en general, a los materiales que requieren de equipos corrientes para su excavación, o procesos manuales, utilizando herramientas sencillas.

2. Materiales ripables.

Se excavan con un ripper sin necesidad de volar.

3. Materiales difícilmente ripables (marginal).

Se excavan con un ripper pero con rendimientos bajos y ocasionalmente es preciso utilizar voladura.

4. Materiales marginales.

Para su remoción es necesario un prevoladura de esponjamiento.

5. Materiales no ripables.

Comprende a todas las masas de rocas, depósitos estratificados y las de todos aquellos materiales que presenten características de roca maciza, cementados tan sólidamente, que únicamente puedan ser excavadas utilizando explosivos.

Para poder juzgar a priori la ripabilidad de un terreno, el procedimiento más extendido consiste en determinar la velocidad sísmica de las ondas de compresión (P), mediante prospección geofísica de sísmica de refracción. Así, son clásicas las tablas que relacionan la velocidad sísmica con la ripabilidad y la potencia de la maquinaria a emplear, como la que se presenta más abajo, tomada de González de Vallejo (2002), para un ripper tipo D10R de Carterpillar (modificación de Finanzauto, 2001)

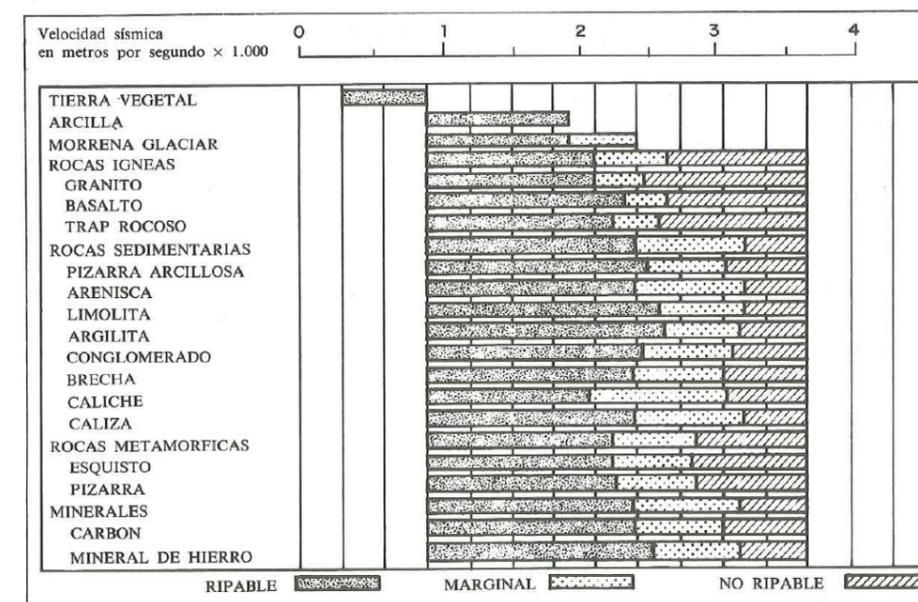
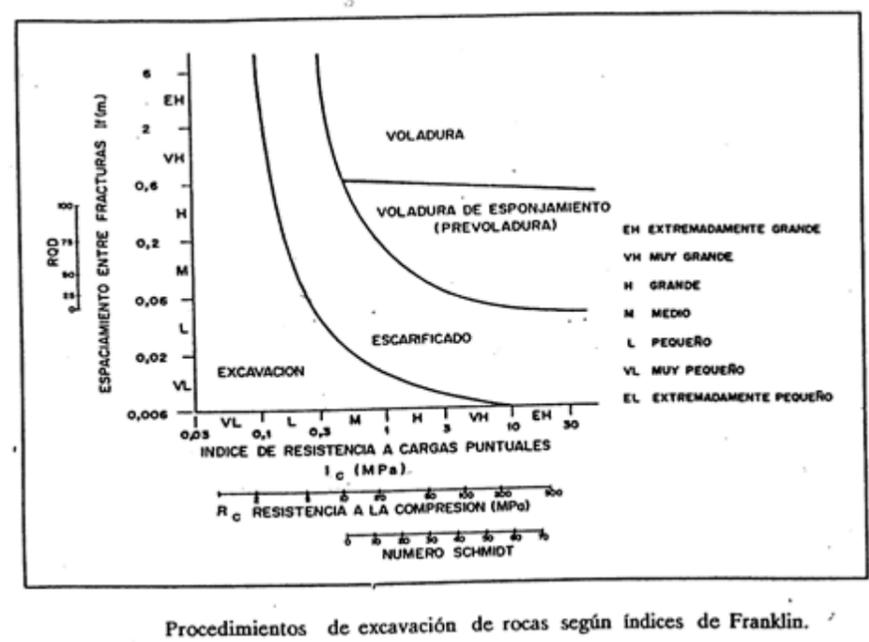


Fig. 9.6.—Posibilidades de ripado en función de las velocidades sísmicas según los diferentes tipos de roca para tractores de 400 CV (CATERPILLAR, 1977).

En el siguiente cuadro se muestra la excavabilidad de los materiales en función de la velocidad de las ondas sísmicas:

<b>Criterio general de ripabilidad basado en la velocidad de las ondas sísmicas</b>	
<b>Velocidad sísmica (m/s)</b>	<b>Excavabilidad</b>
<1.500	Suelos excavables, excavadoras o tractores. No precisan voladura.
1.500-2.000	Ripado. Excavación de estratos sin volar, algo difícil para excavadoras o tractores con ripper.
2.000-2.500	Ripado difícil Voladuras ligeras (grandes longitudes de retacado, bajos consumos específicos).
2.500-3.000	Marginal. Se precisan voladuras ligeras. Prevoladuras.
>3.000	Voladuras importantes (esquemas de perforación cerrados, pequeñas longitudes de retacado, altos consumos específicos).

En el caso de no tener datos relativos a la velocidad sísmica de los materiales, se puede estimar su ripabilidad en función del Índice de Franklin (Ic), que a su vez se relaciona con la compresión simple a partir de la expresión que establece que la compresión simple es aproximadamente igual a 20 veces el valor del índice de Franklin. El detalle de este método se recoge en la siguiente figura:



Fotografía 11. Granodiorita alterada en grado IV. Eje-11.PK.1+040

Una vez expuestos los aspectos que hay que tener en cuenta en el estudio de desmontes, se pasa al análisis específico del desmonte objeto de estudio

#### 7.4.3. DESMONTE: EJE-11, EJE-56 Y EJE-76

Se trata en realidad de “retranquear” un talud existente, excavado en roca y de unos 13,0 m de altura máxima. Para el análisis de estabilidad de este talud se ha realizado una inspección detallada del talud actual y se llevado a cabo un estudio de discontinuidades (estación geomecánica EG-1)

En talud tiene una orientación N 153º E, una altura próxima a los 13 m y está excavado con una pendiente que oscila entre el 1H:3V, donde la zona está más sana, el 2H:3V a mitad que progresa la meteorización..

Está escavado en rocas granodioritas, con una zona central sana (GM-II-III) y limitada en ambos lados por materiales alterados en grado IV-III.

Entre las granodioritas aparecen diques de aplitas, de grano muy fino y brechificados. Su anchura es de unos 3.0 m como máximo. En las cartografía geológica se han representado dos diques.

El talud no presenta en la actualidad ningún tipo de sostenimiento, no observándose tampoco la presencia de bloques en su base, aunque se desconoce si este hecho obedece a una limpieza reciente de la cuneta. No obstante, existes huecos en el talud debido a la caída de bloque y cuñas, tal y como se muestra en las fotografías adjuntas.

En cuanto al aspecto hidrogeológico, existen goteos es diversos puntos del talud.



Fotografía 12. Goteos de agua en el talud



Fotografía 13. Cuña desprendida en la cabecera del talud



Fotografía 14. Dique de aplita brechificado. Eje 11. PK.1+870



Fotografía 15. Cuñas desprendida en la cabecera del talud

#### 7.4.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Se comenta seguidamente cada uno de los aspectos contemplados en la metodología.

##### 7.4.4.1. Parámetros resistentes en discontinuidades

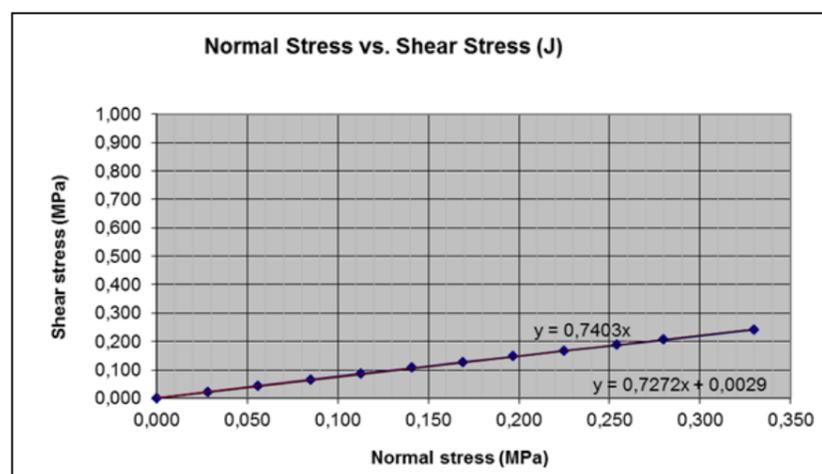
A partir de los datos censados en la estación geomecánica EG-1, se han obtenido los siguientes parámetros.

- Resistencia a compresión simple de la roca: 75 MPa
- JCS: 18 MPa
- JRC: 5
- $\phi_b$ :  $31^\circ$
- Altura máxima del talud: 13 m.
- Densidad aparente de la roca: 26 kN/m<sup>3</sup>.
- Continuidad media de la diaclasa: 3 -20 m.

Con estos valores se obtiene:

DISCONTINUIDAD	J
ANGULO DE FRICCIÓN RESIDUAL FI (°):	31,0
JOINT ROUGHNESS COEFFICIENT (JRC):	4,0
JOINT COMPRESSIVE STRENGTH (JCS) (MPa):	57,0
MINIMO NORMAL STRESS (SIGNM) (MPa):	0,000
CONTINUIDAD DIACLASA SEGÚN BUZ. (m)	20,0
JRCn=JRCO(Ln/LO) ^-0,02*JRCO	2,618
JCSn=JCS(Ln/LO) ^-0,03*JRCO	30,182
DENSIDAD (MN/m3)	0,026
ALTURA CONSIDERADA (m)	13,0
SIGMA MAX.EN FUNCION DE LA ALTURA (MPa)	0,338

ESFUERZO NORMAL MPa (SIGN)	ESFUERZO TANGENCIAL MPa (TAU)	DTAU/ DSIGN DTDS	ANGULO ROZ. INST (°) (PHI-I)	COHESION INSTANTANEA MN/m3(COHSI-I)	ANGULO ROZAM. (°) (PHI)
0,000	0,000	2,578	68,80	0,000	70,00
0,028	0,023	0,775	37,78	0,001	38,94
0,056	0,044	0,753	37,00	0,002	38,15
0,085	0,066	0,741	36,52	0,003	37,68
0,113	0,086	0,732	36,20	0,004	37,35
0,141	0,107	0,725	35,95	0,004	37,10
0,169	0,127	0,720	35,74	0,005	36,90
0,197	0,147	0,715	35,42	0,006	36,72
0,225	0,167	0,711	35,42	0,007	36,72
0,254	0,187	0,707	35,28	0,008	36,43
0,280	0,206	0,705	35,17	0,009	36,32
0,330	0,241	0,700	34,98	0,010	36,13



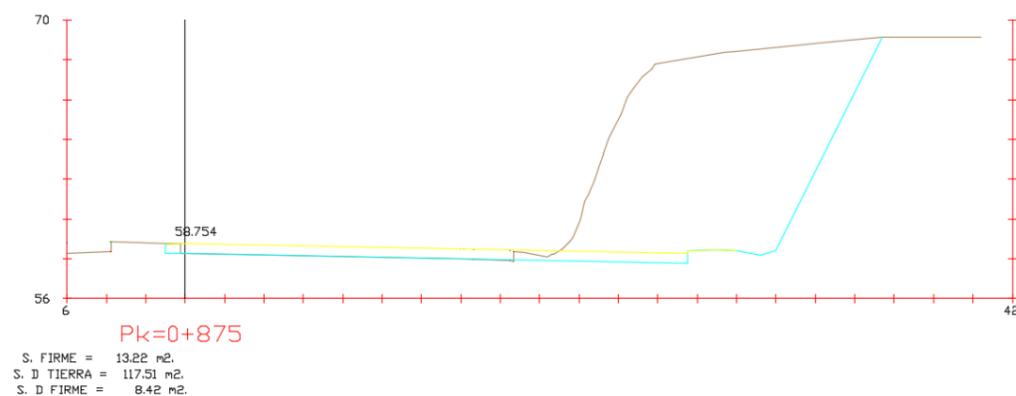
ESTIMACIÓN LINEAL CONTANDO CON COHESIÓN		
Coefficiente recta regresión	0,727	0,00287
Ángulo de fricción de la junta(°)	36,03	
Cohesión de la Junta (kPa)	2,867	

ESTIMACIÓN LINEAL FORZANDO COHESIÓN NULA		
Coefficiente recta regresión	0,740	0,00000
Ángulo de fricción de la junta(°)	36,51	
Cohesión de la Junta (kPa)	0,000	

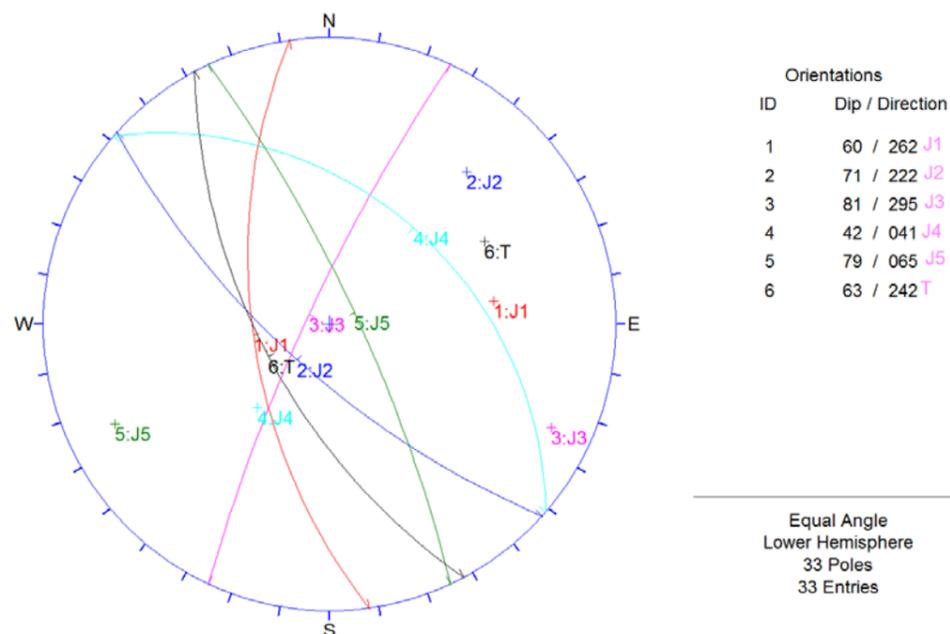
En definitiva, para los cálculos se ha tomado una cohesión nula y un ángulo de rozamiento interno de 36°. En todos los casos se ha supuesto que las diaclasas pueden estar rellenas hasta un 50% de agua.

#### 7.4.4.2. Análisis de los tipos de deslizamientos

El talud proyectado se analiza, en primer lugar, para un talud de excavación 1H:2V, tal y como se muestra en la sección tipo que se adjunta.



A continuación se muestra el resultado obtenido del estudio estadístico de las discontinuidades junto con el talud proyectado.



I. Tipo de deslizamiento

Del análisis de la proyección estereográfica se determina el tipo de deslizamiento posible, su factor de seguridad y la fuerza de retención necesaria para alcanzar un factor de seguridad de 1,5, excepto en el caso de vuelco, que se ha exigido un factor de 2 debido a que en el método de Sagaseta utilizado no se tiene en cuenta la presencia de agua.

En el caso de deslizamiento planar y cuñas se ha considerado que la fuerza de retención forma un ángulo hacia debajo de 15° con respecto a la horizontal, mientras que el caso de vuelco la fuerza está dispuesta horizontalmente. Para dichos cálculos se ha utilizado el programa informático SWEDGE, cuyas salidas gráficas se adjuntan en su apéndice correspondiente.

TIPO DESLIZAMIENTO	FAMILIA	FACTOR DE SEGURIDAD	FUERZA DE RETENCIÓN NECESARIA PARA FS≥1,5
PLANAR	J1	0,4 (-0,27 con agua)	1,5 t/m <sup>2</sup>
CUÑA	J1 – J3	1,36	0,15 t/m <sup>2</sup>
VUELCO	J4	2,7	
VUELCO	J5	0.56	2,4 t/m <sup>2</sup>

Como puede observarse, la caída más importante que puede darse es a favor de la familia J1, la cual es la familia que constituye propiamente la cara del talud.

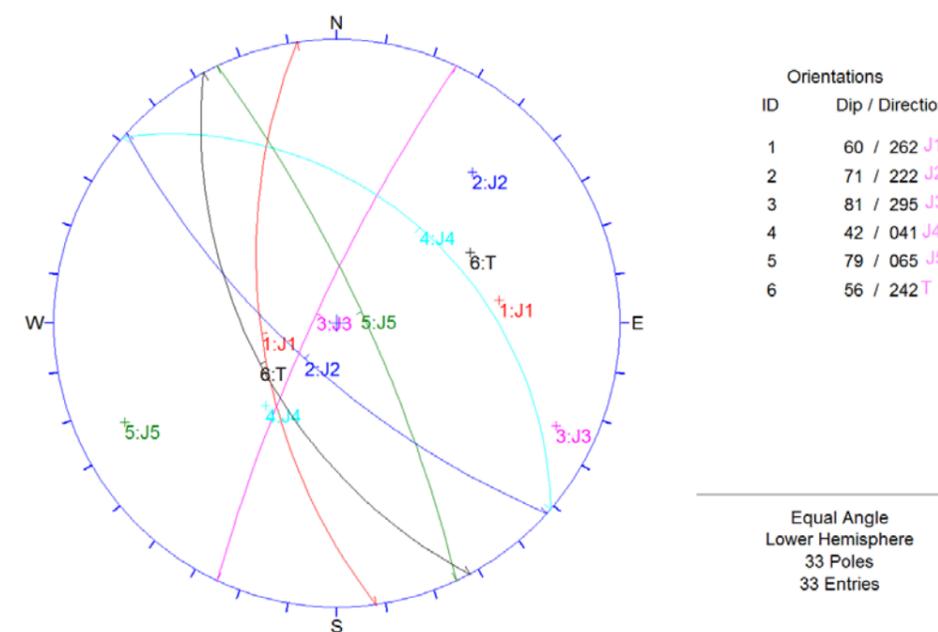
La fuerza de retención que se necesita para sujetar los bloques a favor de esta familia no es excesivamente elevada, sin embargo, se trata de la familia más importante censada en el talud y la de mayor riesgo de deslizamiento; por otro lado, el valor de 60° de su buzamiento corresponde al polo medio, es decir, que existe una cierta dispersión alrededor de este valor, tanto de buzamientos mayores como menores, con el riesgo que ello supone.

Las cuñas a favor de la intersección de las familias J1-J3 muestran un factor de seguridad alto (1,3) en condiciones de saturación la mitad de las juntas, y un FS =1,58 en condiciones secas, siendo esta la causa por la que aparecen cuñas esporádicas desprendidas, pero no de forma generalizada.

En cuanto al vuelco a favor de la familia J5 se puede decir que se ha observado también la caída de algún bloque debido a este fenómeno; sin embargo, se trata de un proceso aislado, puesto que la familia J5 no aparece con una frecuencia y continuidad que pueda dar lugar a una caída generalizada de bloques.

Por último, como se ha comentado anteriormente, en los extremos de este desmonte las rocas muestran un grado de meteorización alrededor de IV, con un talud actual próximo al 2H:3V.

Teniendo en cuenta todas estas consideraciones, se opta por proyectar este talud con una pendiente 2H:3V, realizándose de nuevo un análisis de estabilidad para esta nueva pendiente.



TIPO DESLIZAMIENTO	FAMILIA	FACTOR DE SEGURIDAD	FUERZA DE RETENCIÓN NECESARIA PARA $FS \geq 1,5$
CUÑA	J1 – J3	0,85	0,21 t/m <sup>2</sup>
VUELCO	J5	0,72	2,2 t/m <sup>2</sup>

Los posibles deslizamientos ahora se reducen a cuñas a favor de J1-J5 y vuelco por J5. Paradójicamente el factor de seguridad ha disminuido y la fuerza de retención ha aumentado en el caso de las cuñas con respecto al talud proyectado anteriormente; esto debido al empuje que ejerce el agua cuando las cuñas son pequeñas.

#### 7.4.4.3. Medidas de sostenimiento

Lógicamente estas cuñas no se disponen en todo el talud, sino en áreas puntuales pero difíciles de determinar, de manera que se propone el siguiente sostenimiento:

- Entre los PP.KK. 0+880 al 0+960 del Eje 11, se recomienda la colocación de una red de cable de acero, con el fin de proteger la “rampa 2” de acceso a la “Pasarela 2”.
- Entre los PP.KK. 0+670 al 0+880 y entre los PP.KK.0+960 al 1+030 se recomienda la colocación de una red de cable de acero en aquellas zonas donde se observen, una vez excavado el nuevo talud, la presencia de cuñas inestables. A efectos de valoración, se estima que puede ser necesario en un 30% de la superficie del talud.
- La red de cable de acero será aquella cuya capacidad de soporte sea como mínimo de 2,2 t/m<sup>2</sup>
- El resto del talud se excavará en roca granodiorítica alterada en grado IV-III, de tal modo que los bloques y cuñas que puedan desprenderse serán de menor volumen, puesto que la roca aparece mucho más disgregada. En este caso se recomienda la colocación de una malla de triple torsión, en los taludes mayores de 3,0 m de altura.

#### 7.4.4.4. Excavabilidad

Los materiales de granodioritas sanas tendrán que excavarse mediante voladura, con precorte, puesto que no son ripables por medios mecánicos, tal y como se aprecia en la fotografía adjunta.



Fotografía 16. “Cañas” de voladura en granodioritas sanas. Desmonte situado en el Eje-11, hacia el PK.-0+900.

En cuanto a las granodioritas alteradas en grado IV serán ripables por medios mecánicos medios y pesados.

#### 7.4.4.5. Aprovechamiento

Los materiales excavados en este talud son de rocas y suelos.

Los elementos rocosos serán aptos para pedraplenes, zahorras artificiales y áridos para hormigones.

Los suelos, procedentes de las granodioritas alteradas, serán presumiblemente como mínimo suelos tolerables, aptos para la ejecución de núcleos de terraplenes.

#### 7.4.4.6. Saneos

No es necesario realizar saneos en la explanada natural de estos desmontes.

#### 7.4.5. DESMONTE: EJES-31, 35, 40 Y 42

Los desmontes que se proyecta en estos ejes no tienen una altura significativa, teniendo en cuenta que no sobrepasan en ningún momento los 5,0 m de altura; no obstante, se hace referencia a ellos por estar excavado en vertidos antrópicos procedentes de explanaciones de obras cercanas, constituidos por arenas gruesas con cantos dispersos, ricas en materia orgánica, a tenor de su coloración.

Por su naturaleza, litología y compacidad, se recomienda taludes de excavación con una pendiente 2H:1V.



Fotografía 17. Vertidos antrópicos de arenas con cantos dispersos. Eje 40 y 42.

#### 7.4.5.1. Excavabilidad

Los materiales de este desmonte son excavables por medios mecánicos convencionales.

#### 7.4.5.2. Aprovechamiento de los materiales de estos desmontes

Los materiales procedentes de la excavación y saneos de estos terrenos tienen que ser destinados a vertedero, puesto que no son aptos para su empleo en el movimiento de tierras del proyecto.

#### 7.4.5.3. Saneos

En todos los desmontes excavados en estos materiales se recomienda un saneo de 1,5 m, aproximadamente.

## 7.5. RELLENOS

### 7.5.1. INTRODUCCIÓN

Del mismo modo que ocurre con los desmontes, los rellenos proyectados no son de excesiva altura, no superando en ningún caso los 4,0 m, y siempre en ramales y sendas y nunca en los viales del tronco.

Se distinguen dos situaciones:

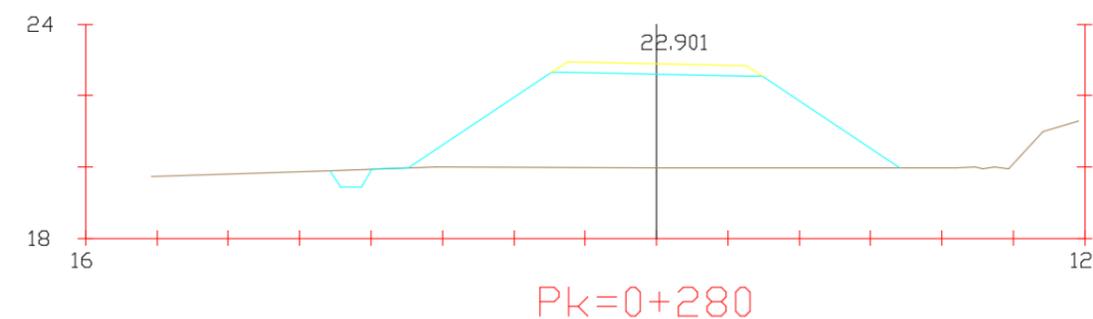
- Rellenos de nueva ejecución
- Recrecido de los rellenos existentes.

A continuación pasamos a analizar cada uno de ellos.

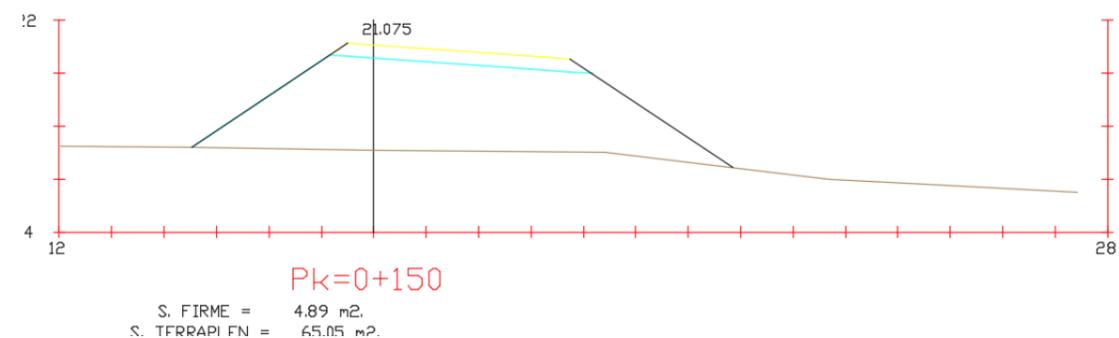
### 7.5.2. RELLENOS DE NUEVA EJECUCIÓN

Los rellenos de nueva ejecución tienen una altura máxima que no superan los 4,0 m y se han proyectado en los Ejes 74 (senda) y Eje-22 (enlace), tal y como se muestra a continuación.

#### • Eje-74



#### • Eje-22



### 7.5.2.1. Diseño de taludes

El trazado objeto de estudio discurre por una zona urbana de alta ocupación, siendo primordial reducir al máximo las expropiaciones; por otro lado, los rellenos, como se ha comentado anteriormente, son de escasa altura, no comprometiendo la estabilidad de los mismos.

Teniendo en cuenta estos aspectos, se recomienda ejecutar los rellenos con una pendiente 3H:2V.

### 7.5.2.2. Factores de seguridad

En el cálculo de la estabilidad del talud se han exigido los siguientes factores de seguridad:

- Talud permanente: FS > 1,5
- Talud provisional: FS > 1,3
- Situación accidental (sismo): FS > 1,15

### 7.5.2.3. Tipología de los rellenos y materiales a emplear

Como se comenta en el Anejo nº3 Geología y Procedencia de Materiales, se ha previsto que los rellenos del proyecto sean tipo terraplén, ejecutados con materiales de aportación de canteras próximas a la traza; en dicho Anejo se incluye un inventario de canteras próximas al área de estudio.

### 7.5.2.4. Calidad del Terreno de Apoyo. Saneos.

Los terraplenes se apoyan mayoritariamente sobre suelos eluviales procedentes de la alteración de las granodioritas y sobre los rellenos compactados existentes, constituyendo estos suelos, a priori, un buen apoyo para los terraplenes.

Únicamente existe riesgo de asentamientos y/o de estabilidad cuando los terraplenes se apoyen sobre vertidos antrópicos del grupo (R<sub>x3</sub>) y, muy puntualmente, en los rellenos de explanaciones (R<sub>x2</sub>) cuando éstos no estén compactados. En estos casos se recomienda un saneo de 1,5 m en los siguientes tramos:

- Eje 11: PK. 1+240 al 1+280.
- Eje 35: PK.0+00 al 0+080

### 7.5.2.5. Análisis de estabilidad

La estabilidad de los rellenos depende de dos factores: la estabilidad propia del relleno y la estabilidad del conjunto relleno-cimiento.

A efectos de la estabilidad del relleno en sí, la pendiente de los taludes está condicionada por su altura y por las características resistentes del material disponible para su construcción.

Para estudiar la estabilidad se ha empleado el programa Slide de la firma Rocscience, por medio del cual se obtiene el círculo crítico para unas determinadas características geométricas del relleno y unas condiciones dadas en cuanto a resistencia del cuerpo y cimiento.

A continuación se lleva a cabo la estabilidad del terraplén del Eje-22, que corresponde a la sección más pésima de los rellenos proyectados.

Para los materiales del cuerpo del relleno se ha supuesto que pueden estar ejecutados con suelos compuestos por arenas limosas (SM), teniendo en cuenta que las canteras próximas explotan materiales graníticos. Los parámetros asignados para los rellenos construidos con estos materiales son (según la NAVFAC-1971 para materiales compactados):

Tabla V.8  
PROPIEDADES TÍPICAS DE SUELOS COMPACTADOS  
(NAVFAC, 1971)

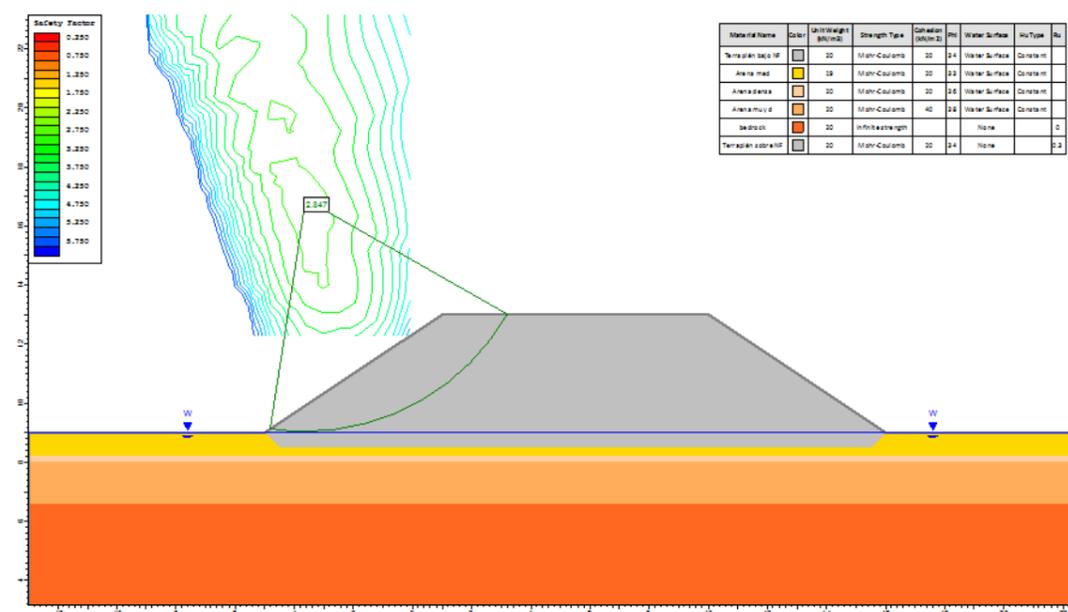
Símbolo del grupo	Tipo de suelo	Cohesión (compactado) t/m <sup>2</sup>	Cohesión (saturado) t/m <sup>2</sup>	Angulo roz. int. efect. φ' grados	tg φ'
GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y de arena	0	0	> 38°	> 0,79
GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y de arena	0	0	> 37°	> 0,74
GM	Gravas limosas, mezclas de grava-arena-limo mal graduadas			> 34°	> 0,67
GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava-arena-arcilla mal graduadas			> 31°	> 0,60
SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava	0	0	38°	0,79
SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava	0	0	37°	0,74
SM	Arenas limosas, mezclas de arena-limo mal graduadas	5,13	2,05	34°	0,67
SM-SC	Mezclas de arena-limo-arcilla con finos poco plásticos	5,13	1,46	33°	0,66
SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena-arcilla	7,57	1,12	31°	0,60
ML	Limos inorgánicos y limos arcillosos	6,83	0,93	32°	0,62
ML-CL	Mezcla de limo inorgánico y arcilla	6,59	2,24	32°	0,62
CL	Arcillas inorgánicas poco plásticas o de plasticidad mediana	8,79	1,32	28°	0,54
OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas poco plásticas	—	—	—	—
MH	Limos arcillosos inorgánicos, suelos limosos	7,32	2,05	25°	0,47
CH	Arcillas inorgánicas muy plásticas	10,5	1,12	19°	0,35
OH	Arcillas orgánicas y arcillas limosas	—	—	—	—

Los parámetros del sustrato se han determinado en base al ensayo de penetración dinámica PDC-1B, que es el ensayo más cercano al Eje-22.

Los parámetros asignados son:

PROFUNDIDAD (m)		PDC-1B			FI (°)	COHESIÓN (kPa)	MOD. ELASTIC (kPa)	DENSIDAD (kN/m <sup>3</sup> )
		N <sub>DPSH</sub>	N <sub>SPT</sub>	COMPACID.				
0	0,2	2	3	Muy floja	27	10	7.000	19
0,2	0,4	26	42	Densa	33	20	28.500	19
0,4	0,6	16	26	Media				
0,6	0,8	19	30	Media				
0,8	1	20	32	Densa	36	20	54.000	20
1	1,2	30	48	Densa				
1,2	1,4	34	54	Muy densa	38	40	70.000	20
1,4	1,6	47	75	Muy densa				
1,6	1,8	60	96	Muy densa				
1,8	2	41	66	Muy densa				
2	2,2	55	88	Muy densa				
2,2	2,4	72	115	Muy densa				
2,4	2,6	100	160	Muy densa				

A continuación se adjunta la salida gráfica del programa SLIDE, donde se muestra el factor de seguridad obtenido.



El factor de seguridad obtenido es de 2,8, ampliamente satisfactorio

### 7.5.2.6. Asiento de los terraplenes

Los asentamientos que se producen en un relleno son de dos tipos:

- Debidos al propio relleno
- Debidos al terreno de apoyo

#### A) Asientos debidos a la consolidación del propio relleno

Los asentamientos que se producirán en el cuerpo del relleno dependerán básicamente de la altura del relleno, del tipo de material empleado y del grado de compactación que se alcance en obra. Su magnitud total es difícil de estimar y en la práctica, a efectos ingenieriles, únicamente tendrá significado la magnitud y el plazo en que se producirán los asentamientos residuales, después de terminada la ejecución de cada relleno.

Los asentamientos postconstructivos son difíciles de predecir, sin embargo, a título orientativo se pueden evaluar de acuerdo a los siguientes datos, según se recomienda en la "Guía de Cimentaciones para Obras de Carreteras", editada por el Ministerio de Fomento español.

$$s = \alpha \cdot H$$

Donde:

$s$  = Asiento diferido del relleno bien compactado.  
 $H$  = Altura del relleno.  
 $\alpha$  = Coeficiente que puede obtenerse de la tabla 6.6.

En general, a falta de otros datos, puede suponerse que la mitad del asiento diferido ocurre en el primer año tras la construcción y que, cada año adicional, el asiento que ocurre es la mitad del correspondiente al año anterior.

TABLA 6.6. ASIENTOS DIFERIDOS EN DURMIENTES. VALORES DE  $\alpha$ ;  $s = \alpha \cdot H$

TIPO DE RELLENO <sup>4</sup>	VALOR DE $\alpha$ (%)
Pedraplén	0,3
Terraplén	
Suelos seleccionados	0,5
Suelos adecuados	1,0
Todo-uno	0,5 a 2,0 (dependiendo de la naturaleza del material)

Los valores indicados corresponden a terraplenes compactados hasta alcanzar aproximadamente un 95% de la densidad seca máxima del ensayo Próctor modificado.

En este caso, los rellenos se ejecutarán, al menos la mayoría de ellos, con suelos tolerable, de modo que para una altura máxima de 4 m y estimando un  $\alpha = 1.5\%$ , se espera un asiento diferido de 6,0 cm.

B) Asientos debidos a la consolidación del terreno de apoyo

Los asientos del terreno de apoyo se calculan mediante formulaciones elástica cuando se trata de terrenos granulares, como es este caso, o arcillosos preconsolidados, con facilidad para disipar sobrepresiones intersticiales. En estos casos las deformaciones se producen de manera prácticamente inmediata a la ejecución del relleno, no afectando a la vida útil de la autovía.

En estos casos, se utiliza la siguiente expresión para estimar el asiento elástico bajo un terraplén:

$$S_i = \frac{\sigma_z \times h_i}{E_i}$$

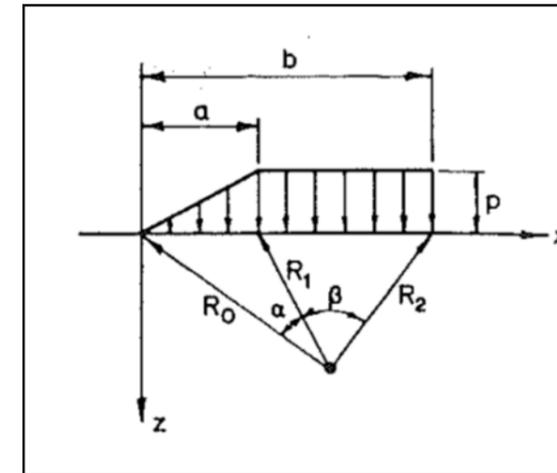
Siendo:

- S<sub>i</sub>: El acortamiento del estrato considerado.
- $\sigma_z$ : Presión vertical aplicada al centro del estrato.
- h<sub>i</sub>: Espesor del estrato.
- E<sub>i</sub>: Módulo de deformación del estrato.

Por lo que el asiento resultante en punto determinado, como por ejemplo en la superficie del terreno, es la suma de los acortamientos de todos los estratos compresibles por debajo de ese punto (S<sub>i</sub>):

$$S = \sum S_i$$

La presión vertical aplicada sobre un estrato del terreno depende de la geometría del área cargada y de la profundidad del punto considerado. De la publicación "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics", H.G. POULOS (University of Sydney) se extrae la siguiente expresión para obtener la carga transmitida a cualquier punto bajo un relleno:



Vertical embankment loading.

$$\sigma_z = 2 \times \frac{p}{\pi} \left[ \beta + \frac{x\alpha}{a} - \frac{z}{R_2^2} (x - b) \right]$$

En este caso se obtienen los siguientes asientos:

**ASIENTO ELÁSTICO BAJO RELLENO. NAVFAC DM7.2**

$$S = \frac{\sigma_z \times h_i}{E}$$

DATOS DEL RELLENO		
Altura del relleno (m)	4,0	m
Anchura del derrame (a)	6,0	m
Serniancho del relleno (b)	4,5	m
Peso específico del relleno	2,0	t/m <sup>3</sup>
Carga aplicada (t/m <sup>2</sup> )	8,0	t/m <sup>2</sup>
Buzamiento del relleno (α)	34	

SUELO	Descripción	Z <sub>i</sub>	h <sub>i</sub>
SUELO 1	Arena media(Eluv)	Z <sub>1</sub>	h1= 0,8
SUELO 2	Arena densa (Eluv)	Z <sub>2</sub>	h2= 0,4
SUELO 3	Arena muy densa (Eluv)	Z <sub>3</sub>	h3= 1,4
SUELO 4			h4= 22,4
SUELO i		Z <sub>i</sub>	h <sub>i</sub>

**ESTRATIGRAFÍA DE CÁLCULO**

Profundidad (m)		Descripción	z <sub>i</sub>	a/z <sub>i</sub>	b/z <sub>i</sub>	E (t/m <sup>2</sup> )	σ <sub>z</sub> (t/m <sup>2</sup> )	Acortamiento del estrato (cm)	Asiento acumulado (cm)
Desde	Hasta								
0	0,8	Arena media(Eluv)	0,4	15,00	11,25	2850	8,0	0,225	0,4
0,8	1,2	Arena densa (Eluv)	1	6,00	4,50	5400	8,0	0,059	0,2
1,2	2,6	Arena muy densa (Eluv)	1,9	3,16	2,37	7000	7,9	0,159	0,2
2,6	25		13,8	0,43	0,33	i	0,0	0,0	0,0
							0,0	0,0	0,0
							0,0	0,0	0,0
							0,0	0,0	0,0
							0,0	0,0	0,0
								<b>Asiento total (cm)</b>	<b>0,4</b>

Si el estrato es indeformable indicar módulo de deformación: i

El asiento obtenido es muy reducido, del orden de 0,4 cm.

**7.5.2.7. Límite de movimientos postconstructivos**

A título orientativo y a falta de especificaciones concretas que puedan establecerse en otros documentos, no se consideran aceptables aquellos asientos o movimientos transversales al eje de la calzada que superen los límites de la siguiente tabla (Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras editada por el Ministerio de Fomento de España).

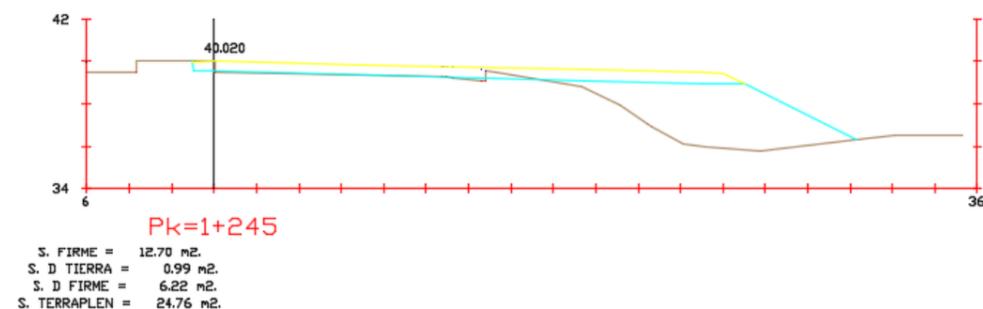
TABLA 6.13. VALORES LÍMITE DEL MOVIMIENTO POSTCONSTRUCTIVO EN LA CALZADA		
MOVIMIENTO (cm)	VÍAS CON IMD > 500	VÍAS CON IMD < 500
Asiento máximo	20	30
Desplazamiento transversal máximo	10	15

En este caso los asientos postconstructivos, como puede observarse, están muy alejados del límite establecido.

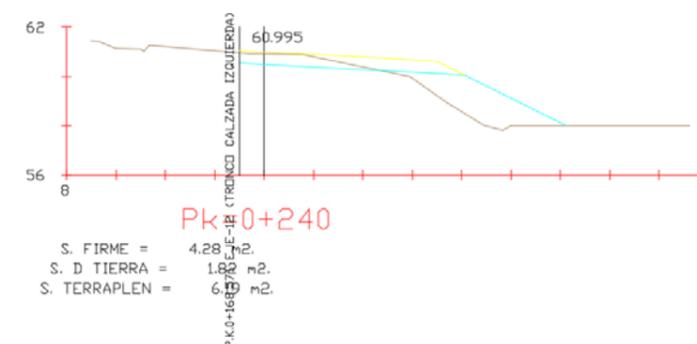
**7.5.3. RECRECIDO DE LOS RELLENOS EXISTENTES.**

Gran parte de los rellenos proyectados se apoyan sobre los existentes, es decir, se trata, en realidad, de un recrecido de los mismos, tal y como ocurre en el troco en el Eje-11 y en el ramal del Eje-22 (ver figuras adjuntas)

• Eje-11

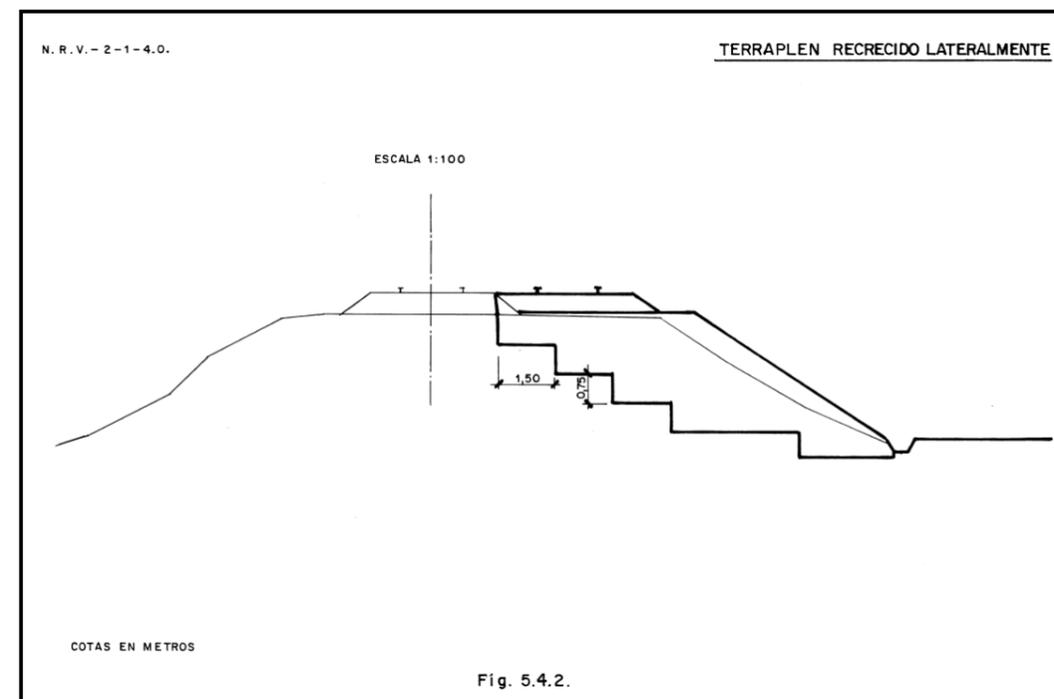


• Eje-22



Como se puede observar, los recrecidos son de muy escasa entidad, no sobrepasando los 2,0 m de altura.

Además de las recomendaciones dadas para los rellenos de nueva construcción, en este caso se tiene que llevar a cabo un escalonamiento entre el relleno existentes y el nuevo, para conseguir una superficie adecuada de cosido con el terreno de la nueva plataforma; este cosido también tiene que realizarse cuando el terreno natural tiene una pendiente superior al 10% en sentido transversal al relleno (véase imagen adjunta).



**7.6. SUELO VEGETAL**

En esta fase no se han realizado todavía los reconocimientos geotécnicos para determinar el espesor de suelo vegetal, pero a título orientativo se ha estimado una potencia del orden de 0,4 m.

**7.7. EXPLANADA**

En este apartado se realiza una clasificación del material existente en el fondo de la excavación del desmonte y los materiales necesarios, junto con sus espesores, que hay que añadir para obtener una categoría de explanada tipo E3, que es la exigida en el proyecto, tal y como se expone en la Norma 6.1-IC. Secciones de firme (Orden FOM 3460/2003)

Se pueden dar los siguientes casos:

a) Que el fondo de desmonte sea roca, en cuyo caso solamente bastará una regularización con hormigón.

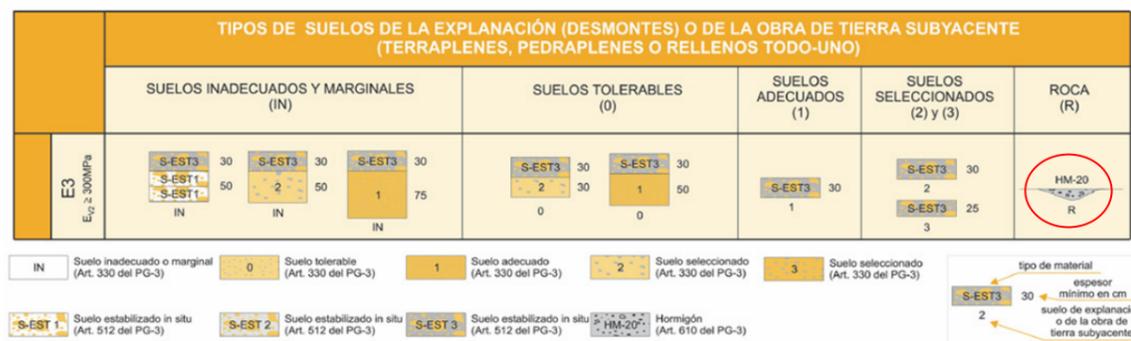


FIGURA 1. FORMACIÓN DE LA EXPLANADA

b) Que el fondo de desmonte sea suelo tolerable, en cuyo caso se opta por la siguiente configuración:

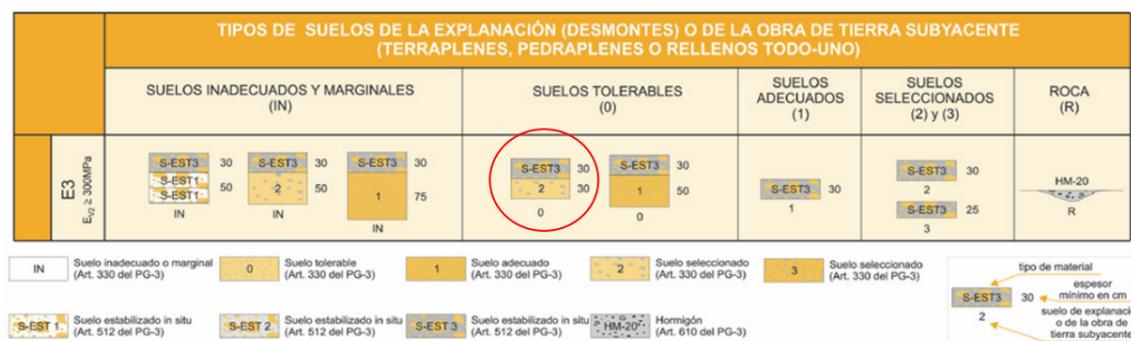


FIGURA 1. FORMACIÓN DE LA EXPLANADA

c) No es probable que el fondo del desmonte sea suelo inadecuado, puesto que se han saneado los materiales del grupo (R<sub>X3</sub>) y, puntualmente, los del grupo (R<sub>X2</sub>), no obstante, en el caso hipotético se recomienda la siguiente configuración:

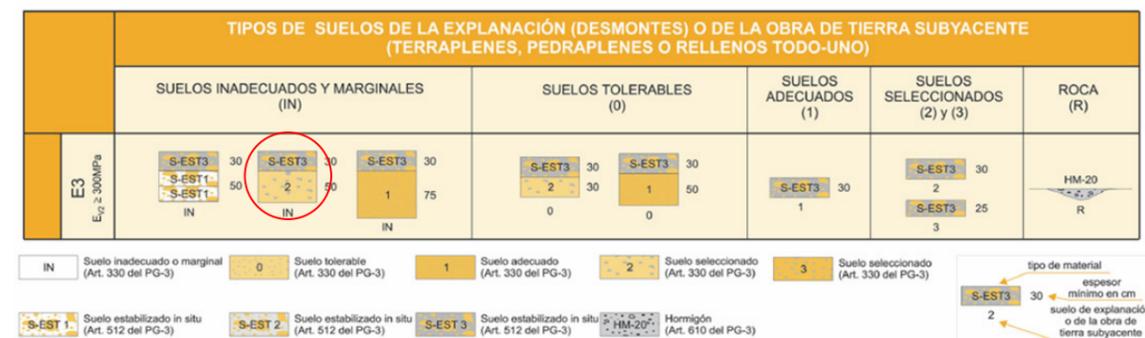


FIGURA 1. FORMACIÓN DE LA EXPLANADA

**7.8. PROUESTA DE CAMPAÑA GEOTÉCNICA**

Se expone a continuación la campaña geotécnica para el estudio geotécnico del corredor y cimentación de estructuras, siguiendo las indicaciones de la Nota de servicio 3/2012 para campañas geotécnicas.

Todos los reconocimientos se encuentran situados en la planta geológica a escala 1:1.000, que se adjunta en el Apéndice 1.

Se proponen los siguientes reconocimientos:

- Sondeos mecánicos a rotación: 16
- Penetraciones dinámicas DPSH: 12
- Calicatas mecánicas: 5

En las siguientes tablas se muestran las investigaciones propuestas, indicando su objetivo, ubicación y, por último, los ensayos de laboratorio propuestos.

OBJETIVO	RECONOCIMIENTO	ENSAYOS
ESTRUCTURA 1	SONDEO S-1	Granulometría (2) Límites Atterberg (2) Compresión simple (6) Agresividad del suelo al hormigón (2) Agresividad del agua al hormigón (2)
	SONDEO S-2	
	PENETRACIÓN DINÁMICA P-1 PENETRACIÓN DINÁMICA P-2	
ESTRUCTURA 2	SONDEO S-8	Granulometría (2) Límites Atterberg (2) Compresión simple (3) Agresividad del suelo al hormigón (1) Agresividad del agua al hormigón (1)
	PENETRACIÓN DINÁMICA P-5	
	CALICATA C-3	

OBJETIVO	RECONOCIMIENTO	ENSAYOS
ESTRUCTURA 3	SONDEO S-9	Granulometría (7) Límites Atterberg (7) Compresión simple (6) Triaxial CD (4) Agresividad del suelo al hormigón (2) Agresividad del agua al hormigón (2) Ensayos presiométricos (2)
	SONDEO S-10	
PASARELA 1	SONDEO S-3	Granulometría (15) Límites de Atterberg (15) Compresión Simple (10) Triaxial CD (5) Corte directo (CD) (5) Agresividad del suelo al hormigón (3) Agresividad del agua al hormigón (3) Ensayos presiométricos (5)
	SONDEO S-4	
	SONDEO S-5	
	SONDEO S-6	
	SONDEO S-7	
	PENETRACIÓN DINÁMICA P-3	
	PENETRACIÓN DINÁMICA P-4	
PASARELA 2	SONDEO S-11	Granulometría (3) Límites de Atterberg (3) Sales solubles totales (2) Yeso (2) Próctor Normal (2) Índice CBR (2) Compresión Simple (3) Agresividad del suelo al hormigón (1) Agresividad del agua al hormigón (1)
	PENETRACIÓN DINÁMICA P-6	
	PENETRACIÓN DINÁMICA P-7	
	CALICATA C-4	
	CALICATA C-5	
PASARELA 3	SONDEO S-12	Granulometría (3) Límites de Atterberg (3) Compresión Simple (6) Agresividad del suelo al hormigón (2) Agresividad del agua al hormigón (2)
	SONDEO S-13	
	PENETRACIÓN DINÁMICA P-8	
	PENETRACIÓN DINÁMICA P-9	
PASARELA PREDRALONGA	CALICATA C-3	Granulometría (3) Límites de Atterberg (3) Compresión Simple (9) Agresividad del suelo al hormigón (3) Agresividad del agua al hormigón (3)
	SONDEO S-14	
	SONDEO S-15	
	SONDEO S-16	
	PENETRACIÓN DINÁMICA P-10	
	PENETRACIÓN DINÁMICA P-11	
CIMIENTO RELLENO DETERMINAR ESPESOR (R <sub>x2</sub> ) Eje -71. PK.0+200	PENETRACIÓN DINÁMICA P-12	Granulometría (1) Límites de Atterberg (1)
	CALICATA C-1	

OBJETIVO	RECONOCIMIENTO	ENSAYOS
DETERMINAR EXPLANADA NATURAL. Eje -24. PK.0+100	CALICATA C-2	Granulometría (1) Límites de Atterberg (1) Sales solubles totales (1) Yeso (1) Hinchamiento libre (1) Colapso (1) Próctor Normal (1) Índice CBR (1)

• ENSAYOS DE LABORATORIO

ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN	Ud.
Determinación de granulometría por tamizado	37
Determinación de granulometría por tamizado	37
ENSAYOS QUÍMICOS	
Sales Solubles Totales	3
Contenido en yeso	3
Análisis químico de agresividad de suelo al hormigón (acidez Baumann-Gully y sulfatos)	14
Análisis químico de agresividad del agua al hormigón	14
Reactividad a los Alcalis	4
HINCHAMIENTO LIBRE Y COLAPSO	
Hinchamiento libre	1
Ensayo de colapso	1
COMPACTACIÓN Y PUESTA EN OBRA	
Próctor Normal	1
Índice CBR	1
RESISTENCIA EN ROCAS	
Compresión simple	43
RESISTENCIA EN SUELOS	
Triaxial Consolidado Drenado	9
Corte Directo Consolidado Drenado	5
ENSAYOS DE CONTRASTE EN ÁRIDOS	
Contenido ponderal de compuestos totales de azufre y sulfatos solubles en ácido	4.0
Equivalente de arena del árido fino y, en su caso, azul de metileno.	4.0
Ensayo de desgaste Los Ángeles.	4.0
Determinación del índice de lajas y agujas.	4.0
Determinación del porcentaje de caras de fracturas de partículas de árido.	4.0
Terrones de arcillas.	4.0
Absorción y peso específico aparente.	4.0



## **APÉNDICE 1. PLANTA GEOLOGICA Y PROPUESTA DE CAMPAÑA (E: 1:1000)**

MATERIALES ATRÓPICOS

- $R_{X1}$   RELLENO DE VIALES
- $R_{X2}$   RELLENO DE EXPLANACIONES
- $R_{X3}$   VERTIDOS

CUATERNARIO

- $Q_{FV}$   FONDO DE VALLE

ROCAS GRAVÍTICAS HERCÍNICAS

- $Pg_{(GA \geq IV)}$   GRANODIORITA ALTERADA EN GRADO  $\geq$  IV
- $Pg_{(GA \leq III)}$   GRANODIORITA ALTERADA EN GRADO  $\leq$  III
- $P_A$   DIQUE DE APLITA

(\*) EL COLOR MÁS INTENSO INDICA AFLORAMIENTO

SÍMBOLOS

-  CONTACTO LITOLÓGICO
-  CONTACTO LITOLÓGICO SUPUESTO
- $EG$   ESTACIÓN GEOMECÁNICA

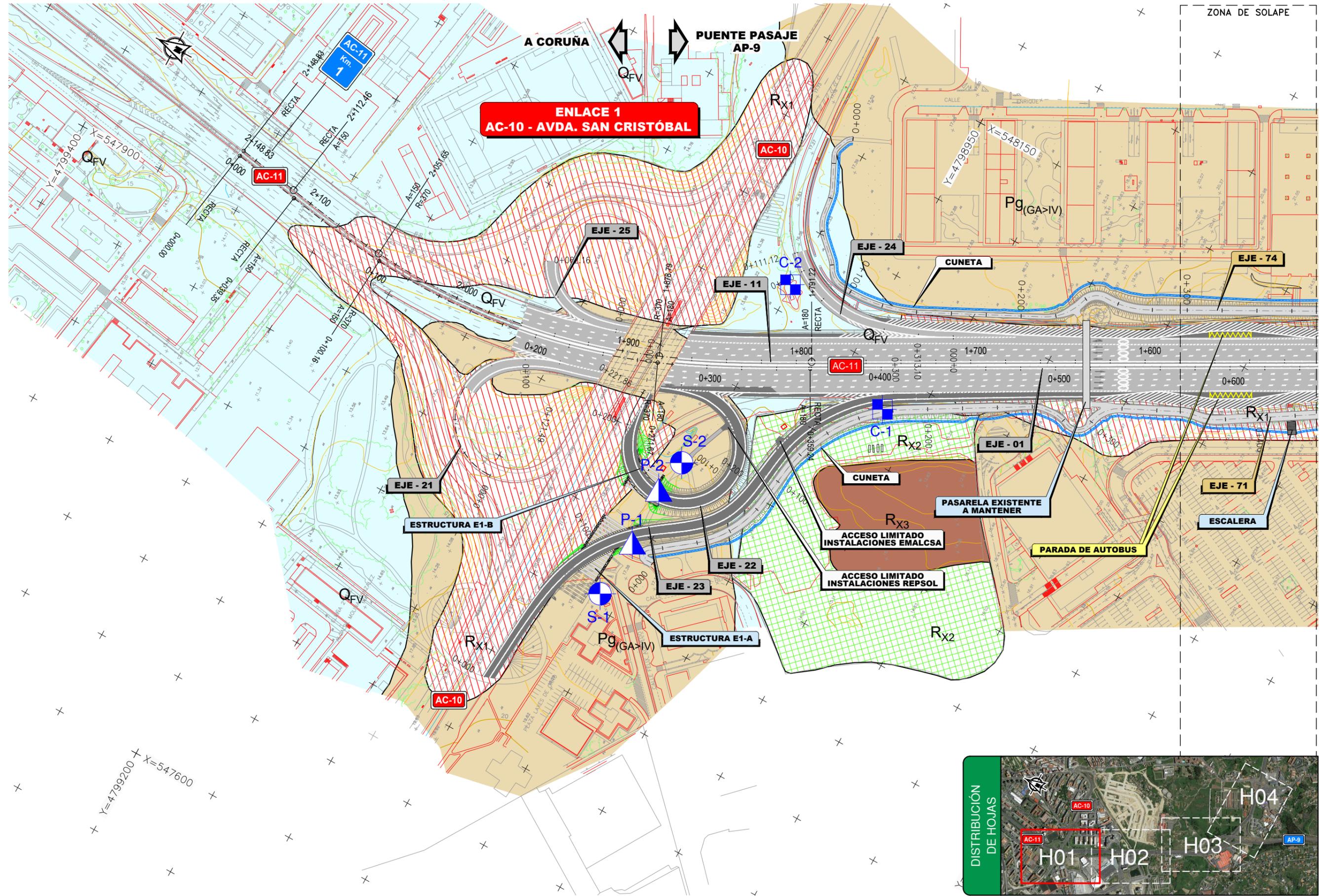
CAMPAÑA GEOTÉCNICA EXISTENTE

- $PDC$   PENETRACIÓN DINÁMICA

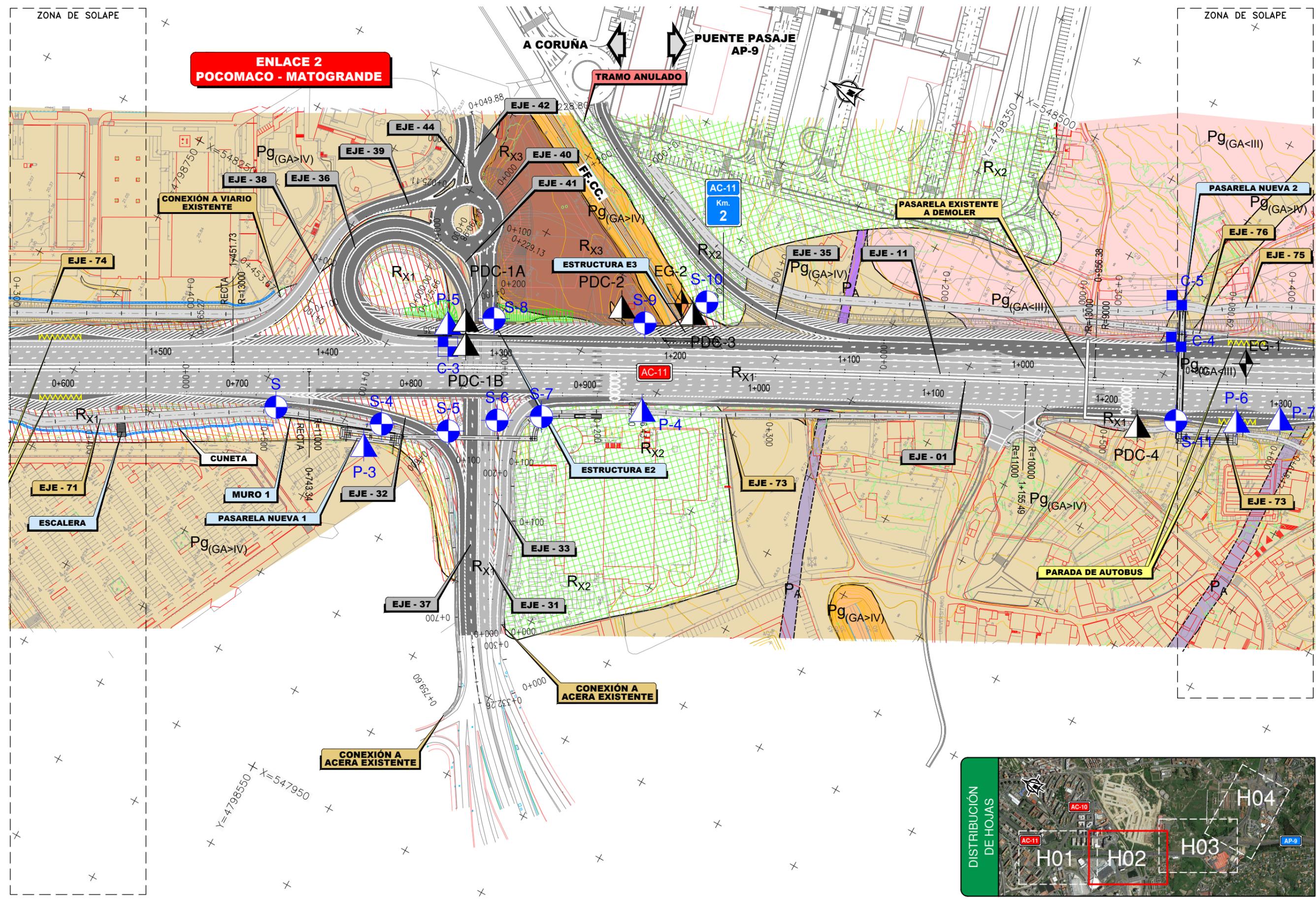
CAMPAÑA GEOTÉCNICA PROPUESTA

- $C$   CALICATA
- $P$   PENETRACIÓN DINÁMICA
- $S$   SONDEO MECÁNICO

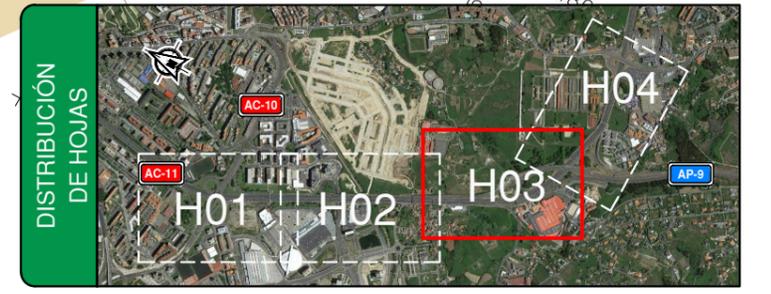
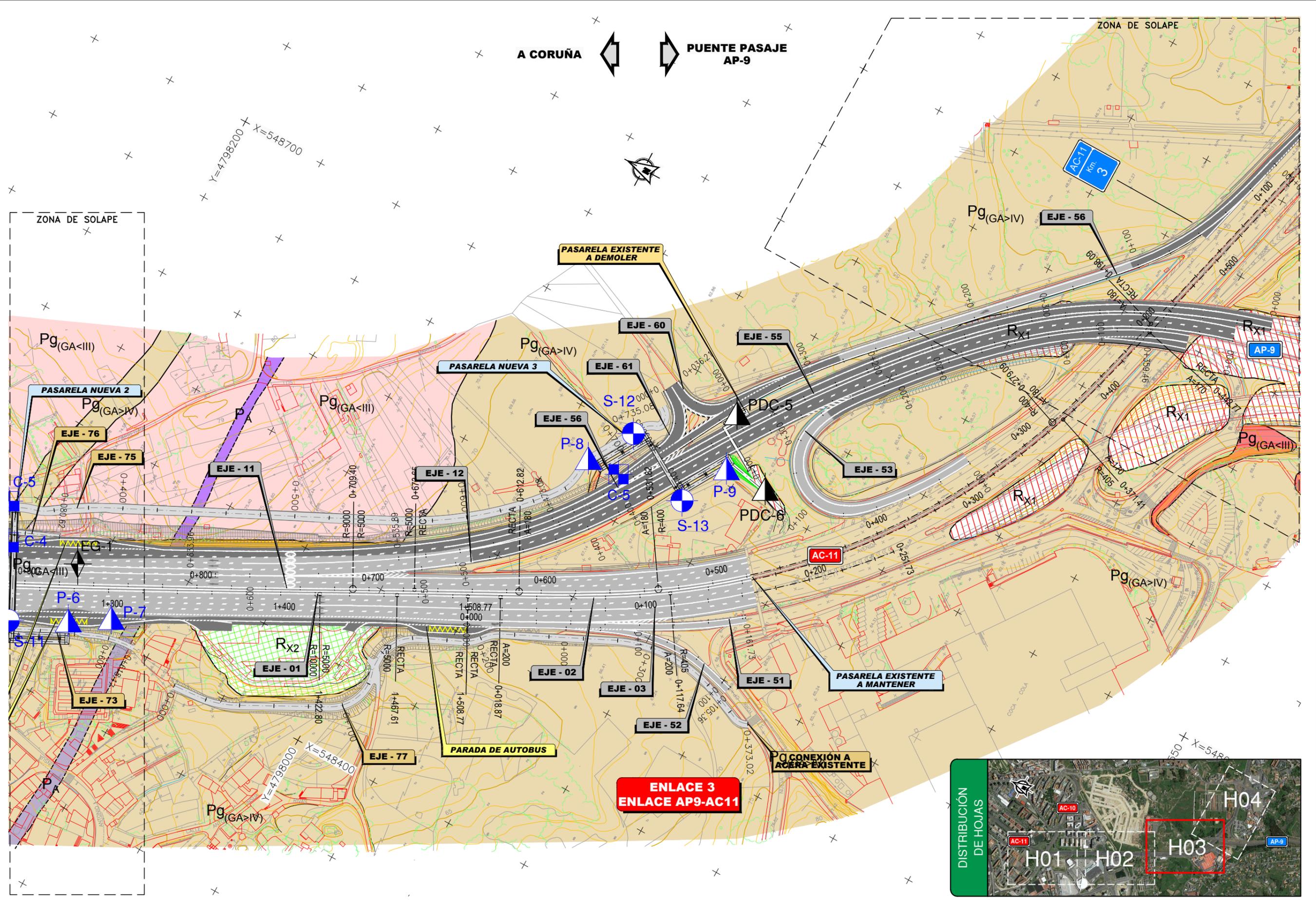
P:\2016\16157202\_doc\_tecnica\02.03-Ejecucion\GRAFICOS\01 Proyecto\Trazado\01 Anejos\07 EstudioGeotecCorredor\0701 PlantaGeotCorredor\0701H05.dwg



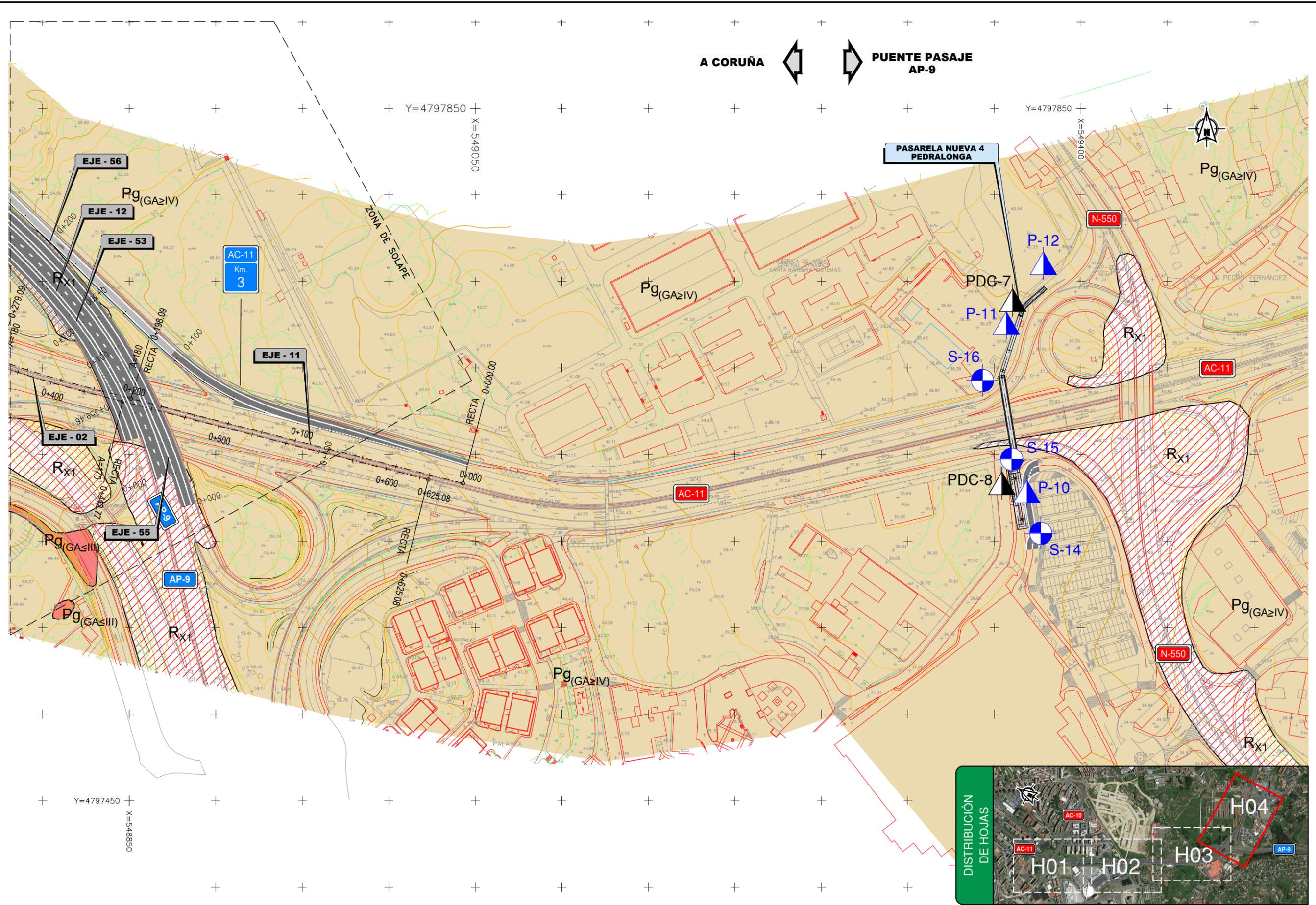
P:\2016\16157202\_doc\_tecnica\02.03-Ejecucion\GRAFICOS\01 Proyecto\Trazado\01 Anejos\07 EstudioGeotecCorredor\0701 H05.dwg



P:\2016\161572\02\_doc\_tecnica\02.03-Ejecucion\GRAFICOS\01 ProyecTrazado\01 Anejos\07 EstudGetecCorredor\A0701H05.dwg



P:\2016\16157202\_doc\_tecnica\02.03-Ejecucion\GRAFICOS\01 Proyecto\Trazado\01 Anejos\07 EstudioGeotecCorredor\0701 PlantaGeolA0701H05.dwg



## **APÉNDICE 2. PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO EH:1.000 EV:1:200**

MATERIALES ATRÓPICOS

- $R_{X1}$   RELLENO DE VIALES
- $R_{X2}$   RELLENO DE EXPLANACIONES
- $R_{X3}$   VERTIDOS

CUATERNARIO

- $Q_{FV}$   FONDO DE VALLE

ROCAS GRAVÍTICAS HERCÍNICAS

- $Pg_{(GA \geq IV)}$   GRANODIORITA ALTERADA EN GRADO  $\geq IV$
- $Pg_{(GA \leq III)}$   GRANODIORITA ALTERADA EN GRADO  $\leq III$
- $P_A$   DIQUE DE APLITA

(\*) EL COLOR MÁS INTENSO INDICA AFLORAMIENTO

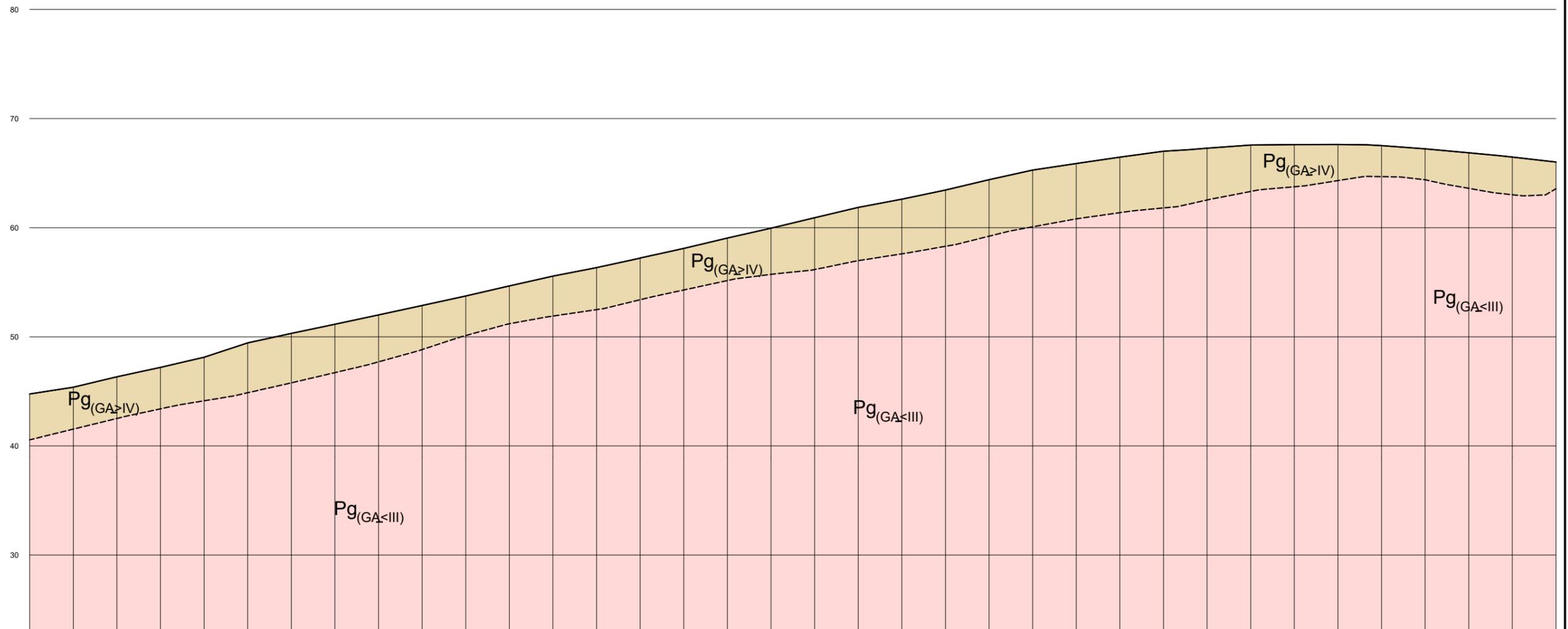
CAMPAÑA GEOTÉCNICA EXISTENTE

- $PDC$   PENETRACIÓN DINÁMICA

SÍMBOLOS

-  CONTACTO LITOLÓGICO
-  CONTACTO LITOLÓGICO SUPUESTO
- $EG$   ESTACIÓN GEOMECÁNICA

P:\2016\16157202\_doc\_tecnica\02.03-Ejecucion\GRAFICOS\01 Proyecto\Trazado\01 Anejos\07 EstudGetecCorredor\0702 PerfilLongiGeol\070201 Eje11\A070201H04.dwg



EH:1/1000  
EV:1/200

P.K.		0+000	0+200	0+400	0+600
ORDENADAS	RASANTE	44.758	53.740	62.611	67.009
	TERRENO	44.76	53.74	61.862	67.615

SECTOR		RASANTE				
GEOLOGÍA	FORMACIONES SUPERFICIALES	GRANODIORITA ALTERADA (Pg <sub>GA&gt;IV</sub> )				
	SUBSTRATOS	GRANODIORITA SANA (Pg <sub>GA&lt;III</sub> )				
ESPESOR TIERRA VEGETAL(m)		0,40				
DESMONTES	CLASIFICACIÓN MATERIAL EXCAVADO	"0" TOLERABLE				
	CLASIFICACIÓN MATERIAL FONDO EXCAVACIÓN					
	METODO DE EXCAVACIÓN					
	REUTILIZACIÓN					
	INCLINACIÓN DEL TALUD					
RELLENOS	INCLINACIÓN DEL TALUD					
	MEDIDAS COMPLEMENTARIAS					
CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS						
OBSERVACIONES						



SECRETARÍA DE ESTADO DE INFRAESTRUCTURAS, TRANSPORTE Y VIVIENDA  
SECRETARÍA GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS  
DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS  
DEMARCACIÓN DE CARRETERAS DEL ESTADO EN GALICIA

CONSULTOR:



ESCALA: H=1:1.000/V=1:200  
0 10 20 30m  
0 2 4 6m  
ORIGINAL-A1

TÍTULO DEL PROYECTO:  
PROYECTO DE TRAZADO Y CONSTRUCCIÓN  
MEJORA DE LA CAPACIDAD E INTEGRACIÓN AMBIENTAL DE AMBAS MARGENES  
EN LA AVENIDA ALFONSO MOLINA DEL PK 1+050 AL 3+550  
CARRETERA AC-11. TÉRMINO MUNICIPAL DE A CORUÑA

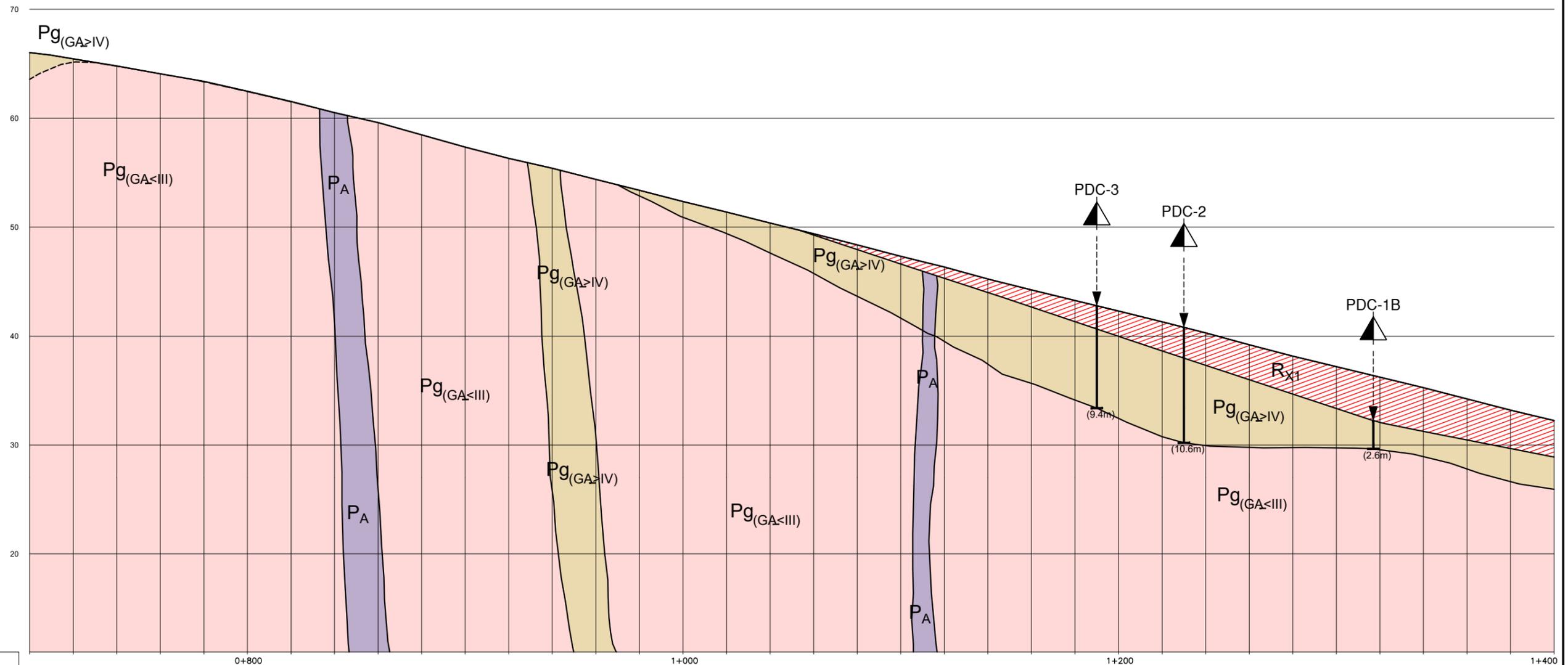
CLAVE: 33-LC-7000

Nº ANEJO: N°7

TÍTULO DE ANEJO: ESTUDIO GEOTÉCNICO DEL CORREDOR  
DESIGNACIÓN: PERFIL LONGITUDINAL GEOLÓGICO. EJE 11

FECHA: FEBRERO 2017  
HOJA 2 DE 4

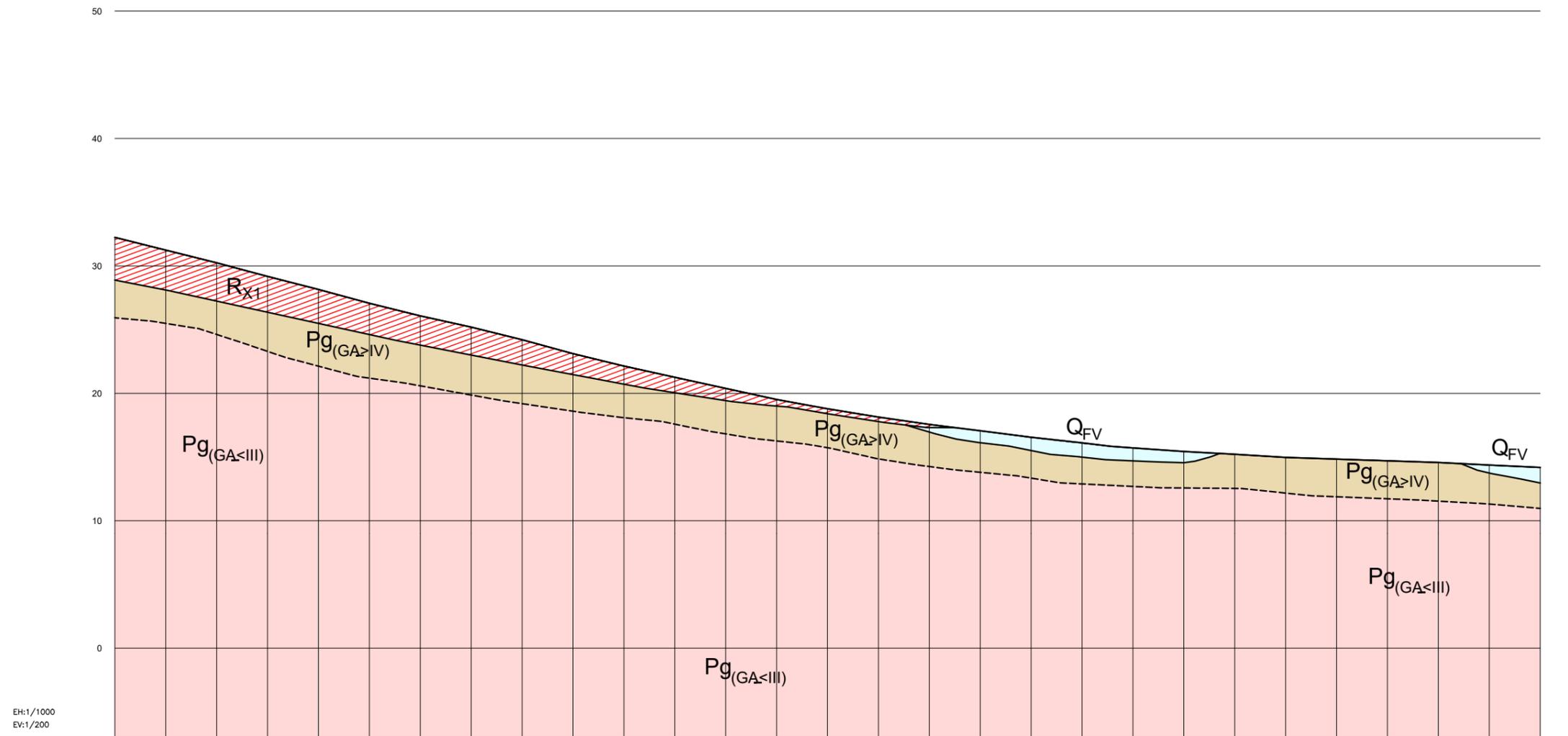
P:\2016\16157202\_doc\_tecnica\02.03-Ejecucion\GRAFICOS\01 Proyecto\Trazado\01 Anejos\07 EstudGeotecCorredor\070201 Eje11\A070201H04.dwg



EH:1/1000  
EV:1/200

P.K.		0+800																				1+000																				1+200																				1+400																			
ORDENADAS	RASANTE	66.020	65.442	64.797	64.074	63.380	62.477	61.536	60.512	59.599	58.473	57.345	56.314	55.404	54.376	53.381	52.350	51.380	50.375	49.397	48.372	47.320	46.340	45.233	44.240	43.267	42.297	41.307	40.295	39.196	38.163	37.196	36.229	35.263	34.227	33.198	32.238																																												
	TERRENO	66.02	65.43	64.74	64.07	63.30	62.41	61.47	60.51	59.60	58.47	57.35	56.31	55.39	54.37	53.38	52.35	51.38	50.39	49.41	48.38	47.32	46.33	45.24	44.23	43.27	42.30	41.30	40.29	39.19	38.15	37.15	36.22	35.26	34.23	33.21	32.24																																												

SECTOR		RASANTE		DESMONTE																				RELLENO																			
GEOLOGÍA	FORMACIONES SUPERFICIALES	Pg <sub>GA&gt;IV</sub>		Pg <sub>GA&gt;IV</sub>																				Pg <sub>GA&gt;IV</sub>																			
	GRANODIORITA SANA (Pg <sub>GA&lt;III</sub> )			GRANODIORITA SANA (Pg <sub>GA&lt;III</sub> )																				Rx <sub>1</sub> / Pg <sub>GA&gt;IV</sub>																			
ESPESOR TIERRA VEGETAL(m)				0,40																																							
DESMONTES	CLASIFICACIÓN MATERIAL EXCAVADO	25% TOLERABLE - 75% ROCA																				TOLERABLE																					
	CLASIFICACIÓN MATERIAL FONDO EXCAVACIÓN	ROCA																				"0" TOLERABLE																					
	METODO DE EXCAVACIÓN	VOLADURA																				RIPABLE																					
	REUTILIZACIÓN	25% NÚCLEO TERRAPLÉN - 75% PEDREPLÉN																				NÚCLEO TERRAPLÉN																					
INCLINACIÓN DEL TALUD		2H : 3V																																									
MEDIDAS COMPLEMENTARIAS		MALLA TRIPLE TORSIÓN - RED CABLE ACERO																																									
RELLENOS	INCLINACIÓN DEL TALUD																					3H : 2V																					
	MEDIDAS COMPLEMENTARIAS																																										
CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS																						SANEAR 1.5m										SANEAR 1.5m											
OBSERVACIONES																																											



EH:1/1000  
EV:1/200

P.K.		+400	+	1+600	+	1+800	+	1+960																									
ORDENADAS	RASANTE	32.238	31.240	30.241	29.174	28.147	27.063	26.078	25.196	24.202	23.115	22.142	21.259	20.384	19.514	18.783	18.134	17.559	17.059	16.554	16.112	15.713	15.431	15.213	14.970	14.837	14.705	14.572	14.368	14.185			
	TERRENO	32.24	31.26	30.26	29.18	28.15	27.06	26.09	25.20	24.20	23.10	22.17	21.26	20.38	19.52	18.78	18.13	17.56	17.06	16.52	16.07	15.71	15.43	15.21	14.97	14.85	14.73	14.57	14.37	14.19			
SECTOR		RELLENO										RASANTE										DESMONTE											
GEOLOGÍA	FORMACIONES SUPERFICIALES	Rx1 / Pg <sub>GA&gt;IV</sub>										Q <sub>FV</sub> / Pg <sub>GA&gt;IV</sub>										Q <sub>FV</sub> / Pg <sub>GA&gt;IV</sub>											
	SUBSTRATOS	GRANODIORITA SANA (Pg <sub>GA&lt;III&gt;</sub> )																															
ESPOSOR TIERRA VEGETAL(m)		0,40																															
DESMONTES	CLASIFICACION MATERIAL EXCAVADO	"0" TOLERABLE																TOLERABLE															
	CLASIFICACION MATERIAL FONDO EXCAVACION	"0" TOLERABLE																"0" TOLERABLE															
	METODO DE EXCAVACION																	RIPABLE															
	REUTILIZACION																	NÚCLEO TERRAPLÉN															
	INCLINACION DEL TALUD																	3H : 2V															
RELLENOS	INCLINACION DEL TALUD	3H : 2V																															
	MEDIDAS COMPLEMENTARIAS																																
CIMENTACION DE ESTRUCTURAS																																	
OBSERVACIONES																																	

## **APÉNDICE 3. ESTACIONES GEOMECÁNICAS**





## **APÉNDICE 4. ANÁLISIS DE DESMONTES**

## DESlizamiento PLANO. J1

### FACTOR DE SEGURIDAD PARA DESLIZAMIENTO PLANAR SIN GRIETA DE TRACCION

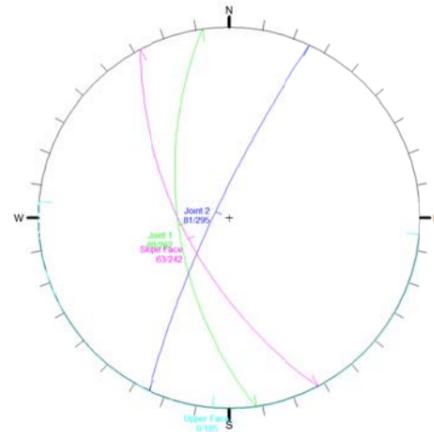
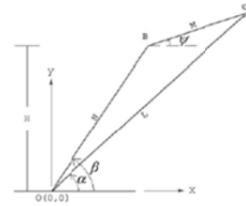
DATOS:	
AL.TURA TALUD (H) (m):	130
BULZADERA (V) (grados):	00
BULZ. DISCLASA (u) (grados):	600
BULZ. TALUD (i) (en grados):	630
ANGULO ROZAMIENTO INTERNO. F1 (grados):	360
DENSIDAD DE LA ROCA (t/m <sup>3</sup> ):	26
DENSIDAD DEL AGUA (t/m <sup>3</sup> ):	10
ALTURA DEL AGUA (HW) (m):	65
COHESION (C) (t/m <sup>2</sup> ):	00
ACELERACION GRAVITICA (ag):	0,0000

RESULTADOS	
ALTURA TOTAL DEL BLOQUE:	13,00 m
LONGITUD CARA DEL TALUD (H):	14,59 m
LONGITUD DEL PLANO DESLIZAMIENTO (L):	15,01 m
PROFUNDIDAD BLOQUE (M):	0,88 m
AREA TRIANGULAR DEL BLOQUE (en seccion):	5,73 m <sup>2</sup>
AREA DEL BLOQUE EN LA CARA DEL TALUD DE ANCHURA UNIDAD:	14,59 m <sup>2</sup>
PESO DE BLOQUE EN ANCHURA UNIDAD:	14,90 t
PRESION DEL AGUA (U)	12,20 t

FACTOR DE SEGURIDAD:	-0,77
FACTOR DE SEGURIDAD REQUERIDO:	1,50

ANGULO ANCLAJE (con respecto a la normal al plano de deslizamiento, en sentido contrario a las agujas del reloj (grados): 70 (°) (25° respecto a la horizontal hacia abajo)

TENSION NECESARIA POR m LINEAL LONG. TALUD:	20,92 t/ml
TENSION NECESARIA POR m <sup>2</sup> DE TALUD:	1,44 t/m <sup>2</sup>
ANGULO ENTRE DIRECCIONES DE TALUD Y DISCONTINUIDAD:	208 °
TENSION NECESARIA POR m LINEAL LONG. TALUD (CORREGIDO):	22,215 t/ml
TENSION NECESARIA POR m <sup>2</sup> DE TALUD (CORREGIDO):	1,506 t/m <sup>2</sup>



CUÑA J1-J3. TALUD 1H:2V

## Swedge Analysis Information

### Document Name:

- Swedge1.swd

### Project Summary:

- Job Title: SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis
- Date Created: 20/02/2017, 10:34:34

### Analysis Results:

- Analysis type: Deterministic
- Safety Factor: 1.3654
- Wedge height (on slope) [m]: 13.00
- Bench width (on upper face) [m]: 3.09
- Wedge volume [m<sup>3</sup>]: 41.223
- Wedge weight [tonnes]: 107.179
- Wedge area (joint1) [m<sup>2</sup>]: 67.79
- Wedge area (joint2) [m<sup>2</sup>]: 25.45
- Wedge area (slope) [m<sup>2</sup>]: 44.93
- Wedge area (upper face) [m<sup>2</sup>]: 9.51

### Effective Normal and Strength Properties:

	Joint 1	Joint 2
Effective Normal force [tonnes]	91.30	63.58
Effective Normal stress [t/m <sup>2</sup> ]	1.35	2.50
Shear Strength [t/m <sup>2</sup> ]	0.98	1.81
Strength due to Waviness [t/m <sup>2</sup> ]	0.00	0.00

- Driving force [tonnes]: 82.42
- Resisting force [tonnes]: 112.53

### Water Pressures/Forces:

	Average pressure [t/m <sup>2</sup> ]	Water force [tonnes]
Joint 1	N/A	18.36
Joint 2	N/A	6.89
Fissures	0.27	N/A

### Failure Mode:

- Sliding on intersection line (joints 1&2)

### Joint Sets 1&2 line of Intersection:

Plunge [deg]	Trend [deg]	Length [m]
50.26	215.98	16.91

### Trace Lengths:

	Slope Face [m]	Upper Face [m]
Joint 1	15.06	9.03
Joint 2	14.79	3.87

### Persistence:

- Joint 1 [m]: 16.91
- Joint 2 [m]: 16.91

### Intersection Angles:

	Slope Face	Upper Face
Joint 1 & Joint 2	23.79	33.00
Joint 1 & Crest	75.60	20.00

Joint 2 & Crest	80.61	127.00
-----------------	-------	--------

### Dip and Dip Direction:

	Dip [deg]	Dip Direction [deg]
Joint Set 1	60.00	262.00
Joint Set 2	81.00	295.00
Slope	63.00	242.00
Upper Face	0.00	185.00

### Joint Set 1 Data:

- Cohesion [ $t/m^2$ ]: 0.00
- Friction Angle [deg]: 36.00

### Joint Set 2 Data:

- Cohesion [ $t/m^2$ ]: 0.00
- Friction Angle [deg]: 36.00

### Slope Data:

- Slope height [m]: 13.00
- Rock unit weight [ $t/m^3$ ]: 2.60
- Water pressures in the slope: YES
- Overhanging slope face: NO
- Externally applied force: NO
- Tension crack: NO

### Water Pressure Data:

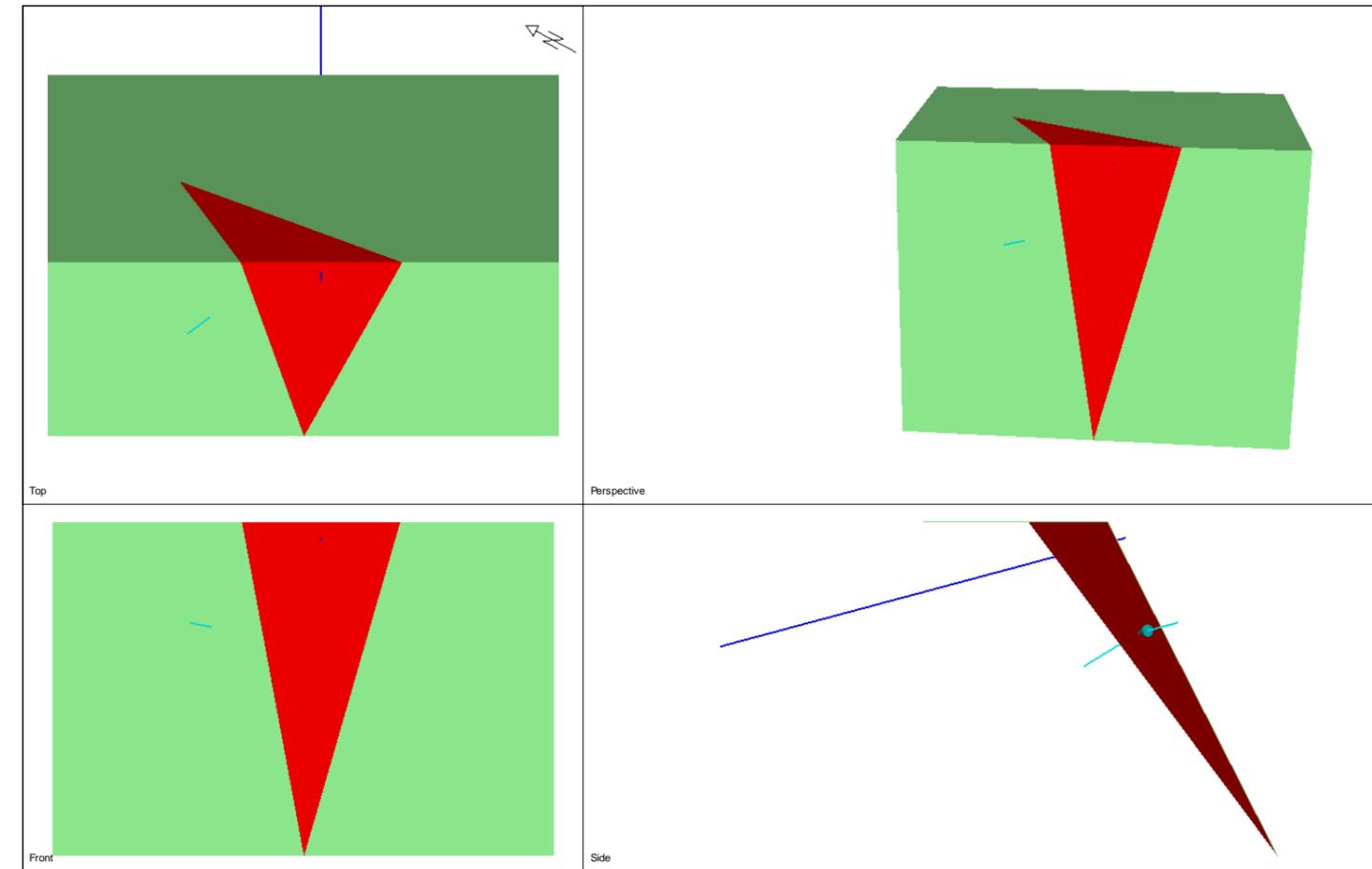
- Water unit weight [ $t/m^3$ ]: 1.000
- Pressure definition method: Percent Filled Fissures
- Percent Filled: 50.000 %

### Wedge Vertices:

- Coordinates in Easting,Northing,Up Format
- 1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope

Point	x	y	z
124	0.000	0.000	0.000
134	7.607	-0.198	13.000
234	4.716	5.240	13.000
123	6.350	8.746	13.000

### CÑA J1-J3 (SOSTENIMIENTO)



### Analysis Results:

- Analysis type: Deterministic
- Safety Factor: 1.5016
- Wedge height (on slope) [m]: 13.00
- Bench width (on upper face) [m]: 3.09
- Wedge volume [ $m^3$ ]: 41.223
- Wedge weight [tonnes]: 107.179
- Wedge area (joint1) [ $m^2$ ]: 67.79
- Wedge area (joint2) [ $m^2$ ]: 25.45
- Wedge area (slope) [ $m^2$ ]: 44.93
- Wedge area (upper face) [ $m^2$ ]: 9.51

### Effective Normal and Strength Properties:

	Joint 1	Joint 2
--	---------	---------

<b>Effective Normal force [tonnes]</b>	99.43	65.75
<b>Effective Normal stress [t/m<sup>2</sup>]</b>	1.47	2.58
<b>Shear Strength [t/m<sup>2</sup>]</b>	1.07	1.88
<b>Strength due to Waviness [t/m<sup>2</sup>]</b>	0.00	0.00

- Driving force [tonnes]: 79.92
- Resisting force [tonnes]: 120.02

**Water Pressures/Forces:**

	<b>Average pressure [t/m<sup>2</sup>]</b>	<b>Water force [tonnes]</b>
<b>Joint 1</b>	N/A	18.36
<b>Joint 2</b>	N/A	6.89
<b>Fissures</b>	0.27	N/A

**Failure Mode:**

- Sliding on intersection line (joints 1&2)

**Joint Sets 1&2 line of Intersection:**

<b>Plunge [deg]</b>	<b>Trend [deg]</b>	<b>Length [m]</b>
50.26	215.98	16.91

**Trace Lengths:**

	<b>Slope Face [m]</b>	<b>Upper Face [m]</b>
<b>Joint 1</b>	15.06	9.03
<b>Joint 2</b>	14.79	3.87

**Persistence:**

- Joint 1 [m]: 16.91
- Joint 2 [m]: 16.91

**Intersection Angles:**

	<b>Slope Face</b>	<b>Upper Face</b>
<b>Joint 1 &amp; Joint 2</b>	23.79	33.00
<b>Joint 1 &amp; Crest</b>	75.60	20.00
<b>Joint 2 &amp; Crest</b>	80.61	127.00

**Dip and Dip Direction:**

	<b>Dip [deg]</b>	<b>Dip Direction [deg]</b>
<b>Joint Set 1</b>	60.00	262.00
<b>Joint Set 2</b>	81.00	295.00
<b>Slope</b>	63.00	242.00
<b>Upper Face</b>	0.00	185.00

**Joint Set 1 Data:**

- Cohesion [t/m<sup>2</sup>]: 0.00
- Friction Angle [deg]: 36.00

**Joint Set 2 Data:**

- Cohesion [t/m<sup>2</sup>]: 0.00
- Friction Angle [deg]: 36.00

**Slope Data:**

- Slope height [m]: 13.00
- Rock unit weight [t/m<sup>3</sup>]: 2.60
- Water pressures in the slope: YES
- Overhanging slope face: NO
- Externally applied force: NO
- Tension crack: NO

**Water Pressure Data:**

- Water unit weight [t/m<sup>3</sup>]: 1.000
- Pressure definition method: Percent Filled Fissures
- Percent Filled: 50.000 %

**Bolt Data:**

**Bolt 1 Data:**

<b>Model</b>	active
<b>Trend [deg]</b>	62.00
<b>Plunge [deg]</b>	15.00
<b>Length [m]</b>	
<b>Anch. Length [m]</b>	
<b>Capacity [tonnes]</b>	7.00

**Wedge Vertices:**

- Coordinates in Easting,Northing,Up Format
- 1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope

<b>Point</b>	<b>x</b>	<b>y</b>	<b>z</b>
<b>124</b>	0.000	0.000	0.000
<b>134</b>	7.607	-0.198	13.000
<b>234</b>	4.716	5.240	13.000
<b>123</b>	6.350	8.746	13.000

### Swedge Analysis Information

**Document Name:**

- Swedge1.swd

**Project Summary:**

- Job Title: SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis
- Date Created: 20/02/2017, 10:34:34

**Analysis Results:**

- Analysis type: Deterministic
- Safety Factor: 0.8597
- Wedge height (on slope) [m]: 13.00
- Bench width (on upper face) [m]: 0.94
- Wedge volume [m<sup>3</sup>]: 3.852
- Wedge weight [tonnes]: 10.014
- Wedge area (joint1) [m<sup>2</sup>]: 20.72
- Wedge area (joint2) [m<sup>2</sup>]: 7.78
- Wedge area (slope) [m<sup>2</sup>]: 14.76
- Wedge area (upper face) [m<sup>2</sup>]: 0.89

**Effective Normal and Strength Properties:**

	Joint 1	Joint 2
Effective Normal force [tonnes]	4.63	4.48
Effective Normal stress [t/m <sup>2</sup> ]	0.22	0.58
Shear Strength [t/m <sup>2</sup> ]	0.16	0.42
Strength due to Waviness [t/m <sup>2</sup> ]	0.00	0.00

- Driving force [tonnes]: 7.70
- Resisting force [tonnes]: 6.62

**Water Pressures/Forces:**

	Average pressure [t/m <sup>2</sup> ]	Water force [tonnes]
Joint 1	N/A	5.61
Joint 2	N/A	2.11
Fissures	0.27	N/A

**Failure Mode:**

- Sliding on intersection line (joints 1&2)

**Joint Sets 1&2 line of Intersection:**

Plunge [deg]	Trend [deg]	Length [m]
50.26	215.98	16.91

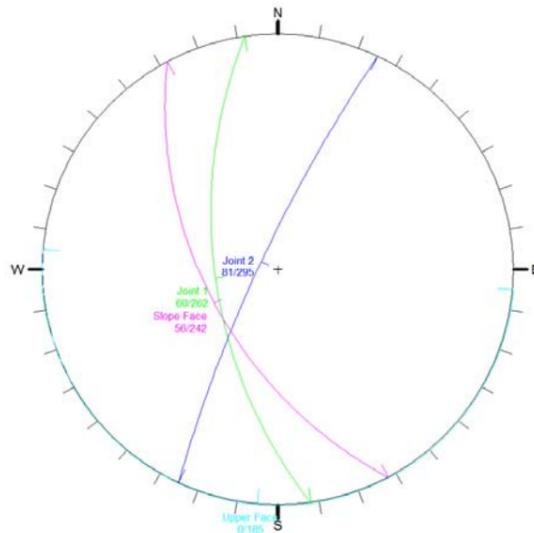
**Trace Lengths:**

	Slope Face [m]	Upper Face [m]

```

C:\ GWBASIC.EXE
CÁLCULO DE ROTURA POR VUELCO
TÍTULO:J5
Altura del talud H en coronación (m):13
Inclinación del talud (IT) y de la ladera (IL) (º):63,0
Buzamiento estratificación e inclinación charnela(º):79,16
Angulo rozamiento estratificación (FIE) y charnela (FIB)(º):36,36
Densidad de la roca dr (T/m3):2.6
Angulo del anclaje respecto a la horizontal (º):0
nt= 1.279929
tg fie= .7265374
FACTOR DE SEGURIDAD= .5676389
LÍNEA BASE (ALFA): 11
nt=tg(IT-alfa)>tg(FIE): PIE VOLCADOR
hm= 10.71137 m. Altura del bloque máxima en coronación
hbv= 2.959607 m.(Tránsito vuelco-desliza defin por la altura de bloque)
pb= 51.6767 t/m. Carga normal
Pp= 41.11125 t/m.Comp.normal pie,aplicando la condición de deslizamiento
T= 17.32675 t/m. Fuerza de anclaje al pie
Ok
    
```

CUÑA J1-J3. TALUD 2H:3V



Joint 1	15.83	2.76
Joint 2	16.19	1.18

**Persistence:**

- Joint 1 [m]: 16.91
- Joint 2 [m]: 16.91

**Intersection Angles:**

	Slope Face	Upper Face
Joint 1 & Joint 2	6.62	33.00
Joint 1 & Crest	97.80	20.00
Joint 2 & Crest	75.59	127.00

**Dip and Dip Direction:**

	Dip [deg]	Dip Direction [deg]
Joint Set 1	60.00	262.00
Joint Set 2	81.00	295.00
Slope	56.00	242.00
Upper Face	0.00	185.00

**Joint Set 1 Data:**

- Cohesion [t/m<sup>2</sup>]: 0.00
- Friction Angle [deg]: 36.00

**Joint Set 2 Data:**

- Cohesion [t/m<sup>2</sup>]: 0.00
- Friction Angle [deg]: 36.00

**Slope Data:**

- Slope height [m]: 13.00
- Rock unit weight [t/m<sup>3</sup>]: 2.60
- Water pressures in the slope: YES
- Overhanging slope face: NO
- Externally applied force: NO
- Tension crack: NO

**Water Pressure Data:**

- Water unit weight [t/m<sup>3</sup>]: 1.000
- Pressure definition method: Percent Filled Fissures
- Percent Filled: 50.000 %

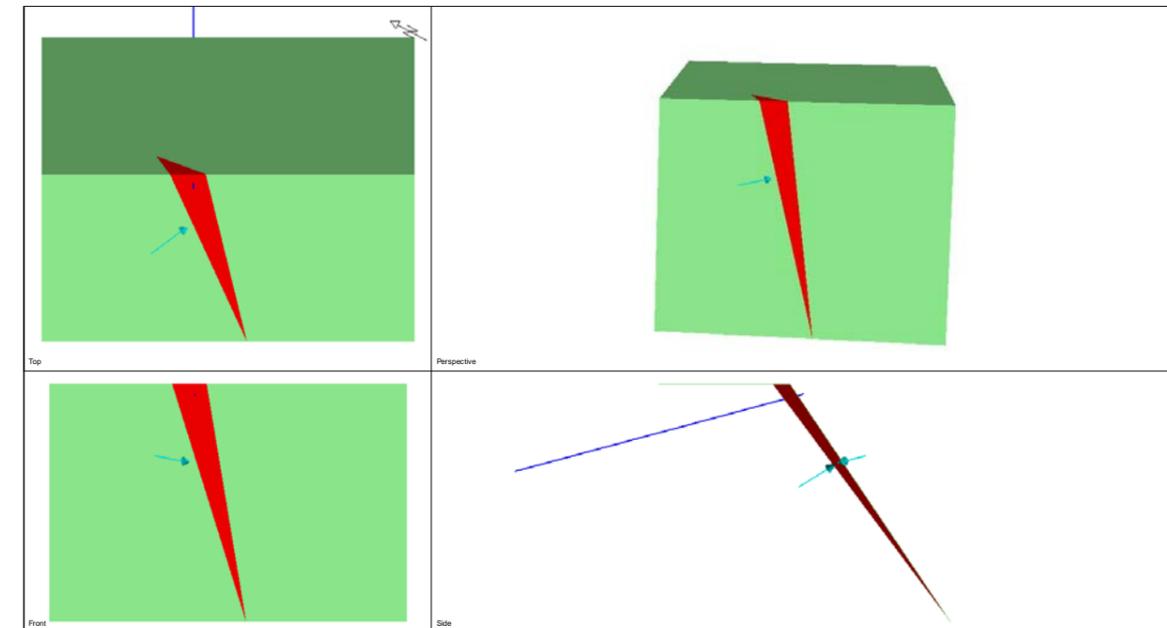
**Wedge Vertices:**

- Coordinates in Easting,Northing,Up Format
- 1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope

Point	x	y	z
124	0.000	0.000	0.000

134	6.734	6.012	13.000
234	5.850	7.674	13.000
123	6.350	8.746	13.000

CUÑA J1-J3. TALUD 2H:3V SOSTENIMIENTO



**Swedge Analysis Information**

**Document Name:**

- Swedge1.swd

**Project Summary:**

- Job Title: SWEDGE - Surface Wedge Stability Analysis
- Date Created: 20/02/2017, 10:34:34

**Analysis Results:**

- Analysis type: Deterministic
- Safety Factor: 1.5060
- Wedge height (on slope) [m]: 13.00
- Bench width (on upper face) [m]: 0.94
- Wedge volume [m<sup>3</sup>]: 3.852
- Wedge weight [tonnes]: 10.014
- Wedge area (joint1) [m<sup>2</sup>]: 20.72
- Wedge area (joint2) [m<sup>2</sup>]: 7.78
- Wedge area (slope) [m<sup>2</sup>]: 14.76

- Wedge area (upper face) [m<sup>2</sup>]: 0.89

**Effective Normal and Strength Properties:**

	Joint 1	Joint 2
Effective Normal force [tonnes]	8.24	5.44
Effective Normal stress [t/m <sup>2</sup> ]	0.40	0.70
Shear Strength [t/m <sup>2</sup> ]	0.29	0.51
Strength due to Waviness [t/m <sup>2</sup> ]	0.00	0.00

- Driving force [tonnes]: 6.60
- Resisting force [tonnes]: 9.93

**Water Pressures/Forces:**

	Average pressure [t/m <sup>2</sup> ]	Water force [tonnes]
Joint 1	N/A	5.61
Joint 2	N/A	2.11
Fissures	0.27	N/A

**Failure Mode:**

- Sliding on intersection line (joints 1&2)

**Joint Sets 1&2 line of Intersection:**

Plunge [deg]	Trend [deg]	Length [m]
50.26	215.98	16.91

**Trace Lengths:**

	Slope Face [m]	Upper Face [m]
Joint 1	15.83	2.76
Joint 2	16.19	1.18

**Persistence:**

- Joint 1 [m]: 16.91
- Joint 2 [m]: 16.91

**Intersection Angles:**

	Slope Face	Upper Face
Joint 1 & Joint 2	6.62	33.00
Joint 1 & Crest	97.80	20.00
Joint 2 & Crest	75.59	127.00

**Dip and Dip Direction:**

	Dip [deg]	Dip Direction [deg]
Joint Set 1	60.00	262.00
Joint Set 2	81.00	295.00
Slope	56.00	242.00
Upper Face	0.00	185.00

**Joint Set 1 Data:**

- Cohesion [t/m<sup>2</sup>]: 0.00
- Friction Angle [deg]: 36.00

**Joint Set 2 Data:**

- Cohesion [t/m<sup>2</sup>]: 0.00
- Friction Angle [deg]: 36.00

**Slope Data:**

- Slope height [m]: 13.00
- Rock unit weight [t/m<sup>3</sup>]: 2.60
- Water pressures in the slope: YES
- Overhanging slope face: NO
- Externally applied force: NO
- Tension crack: NO

**Water Pressure Data:**

- Water unit weight [t/m<sup>3</sup>]: 1.000
- Pressure definition method: Percent Filled Fissures
- Percent Filled: 50.000 %

**Bolt Data:**

**Bolt 1 Data:**

Model	active
Trend [deg]	62.00
Plunge [deg]	15.00
Length [m]	16.00
Anch. Length [m]	15.76
Capacity [tonnes]	3.10

**Wedge Vertices:**

- Coordinates in Easting,Northing,Up Format
- 1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope

Point	x	y	z
124	0.000	0.000	0.000
134	6.734	6.012	13.000
234	5.850	7.674	13.000
123	6.350	8.746	13.000

VUELCO J5

C:\ GWBASIC.EXE

```
CÁLCULO DE ROTURA POR VUELCO
TÍTULO:J5
Altura del talud H en coronación (m):13
Inclinación del talud (IT) y de la ladera (IL) (°):56,0
Buzamiento estratificación e inclinación charnela(°):79,16
Angulo rozamiento estratificación (FIE) y charnela (FIB)(°):36,36
Densidad de la roca dr (T/m3):2.6
Angulo del anclaje respecto a la horizontal (°):0
nt= .9999915
tg fie= .7265374
FACTOR DE SEGURIDAD= .7265436
LÍNEA BASE (ALFA): 11
nt=tg(IT-alfa)>tg(FIE): PIE VOLCADOR
hm= 10.11794 m. Altura del bloque máxima en coronación
hbu= 1.9863 m.<Tránsito vuelco-desliza defin por la altura de bloque>
pb= 47.1047 t/m. Carga normal
Pp= 40.88583 t/m.Comp.normal pie,aplicando la condición de deslizamiento
T= 17.23175 t/m. Fuerza de anclaje al pie
Ok
```

1LIST 2RUN< 3LOAD" 4SAVE" 5CONT< 6,"LPT1 7TRON< 8TROFF< 9KEY

## **APÉNDICE 5. RECONOCIMIENTOS GEOTÉCNICOS EXISTENTES**

---



**DIVISIÓN GEOTECNIA**

**ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN Y REMODELACIÓN DE DIVERSAS ESTRUCTURAS PARA LA  
AMPLIACIÓN A 4 CARRILES DE LA AVENIDA DE ALFONSO MOLINA, A CORUÑA.**

**O.B.: 09.1049 G rev 0**

**PETICIONARIO.: CIISA**

**ENERO 2010**

Alfa Instant, S.A.  
Pol. Ind. Bergondo, C/ Cortiñán H19/20 02, 15165 Bergondo, A Coruña  
Telf.: 981 783.538; Fax: 981 970.146 E-mail: [ialvarez@alfainstant.com](mailto:ialvarez@alfainstant.com)

**-Índice-**

- 1. Introducción: Objeto del informe y alcance**
- 2. Trabajos realizados**
  - 2.1. Reconocimiento de la zona de estudio
  - 2.2. Penetraciones dinámicas continuas
  - 2.3. Formación de la explanada
- 3. Encuadre geológico regional**
  - 3.1 Norma sismorresistente
- 4. Análisis e interpretación de resultados.**
- 5. Resumen y conclusiones**
- 6. Anejos**
  - 6.1. Mapa geológico nacional y localización de las zonas de estudio
  - 6.2. Registros de penetraciones dinámicas continuas
  - 6.3. Reportaje fotográfico
  - 6.4. Claves de interpretación

## 1. INTRODUCCIÓN Y ALCANCE DEL TRABAJO.

A petición de la empresa **CIISA**, se ha elaborado el presente informe por **Alfa Instant S.A.** con el fin de comprobar las condiciones geológico-geotécnicas del subsuelo para la realización de los diferentes trabajos que se exponen a continuación:

Nº 1- Ampliación del tablero del puente de acceso al polígono de PO.CO.MA.CO

Nº 2- Ampliación del tablero del puente sobre la vía férrea

Nº 3- Demolición y nueva construcción de pasarela peatonal de acceso al campus de Elviña-Zapateira

Nº 4- Demolición y nueva construcción de pasarela peatonal (zona maristas)

Nº 5- Construcción de pasarela peatonal de conexión entre los núcleos de Pedralonga y Palavea

Nº6- Construcción de Paso sobre el Oleoducto de Repsol

Este estudio tiene como finalidad la identificación geológico-geotécnica de los diferentes niveles del subsuelo con el fin de definir la carga admisible y tipología de cimentación más adecuada según las solicitudes y requerimientos del Proyecto. Para ello se procedió a la realización de una campaña de ensayos de campo.

A continuación se recogen los resultados de los trabajos realizados y las recomendaciones relativas a los aspectos estudiados.

## 2. TRABAJOS REALIZADOS.

Debido a la ubicación de los puntos de estudio en zonas de gran afluencia de tráfico, sólo se pudo plantear una primera campaña con ensayos de penetración dinámica continua. Ello es debido a que las calicatas y los sondeos mecánicos son ensayos destructivos y que requieren un mayor área de trabajo para poder ser realizados. En el momento de la realización de este informe no se disponía de los permisos necesarios para su ejecución.

Se ha elaborado la siguiente campaña geotécnica con el fin de determinar las condiciones del subsuelo de los puntos de estudio:

- Reconocimiento de las zonas de estudio
- Realización de nueve (9) penetraciones dinámicas continuas

Para marcar las posiciones de la ampliación de los tableros y de las tres pasarelas proyectadas, se emplearon los planos facilitados por CIISA. En el anejo 7.1 se muestra el plano de situación de las diferentes zonas de estudio y localización de prospecciones realizadas.

### 2.1 Reconocimiento de la zona de estudio.

El área de estudio se encuentra en una de las principales arterias de circulación de la ciudad de A Coruña, concretamente en la Avenida de Alfonso Molina.

Geomorfológicamente esta zona se caracteriza por una morfología sensiblemente llana con pendientes topográficas desde el 3 al 7%. En las que se desarrolla un primer nivel de cobertura vegetal de  $\approx 0,30$  m.

A continuación se muestra una fotografía aérea con la localización de la Avenida Alfonso Molina en la Ciudad de A Coruña.



IMAGEN ILUSTRANDO LA LOCALIZACIÓN DE LA AVENIDA ALFONSO MOLINA EN LA CIUDAD DE A CORUÑA

## 2.2 Penetración dinámica continua.

Para determinar la compacidad o consistencia relativa de los diferentes niveles del subsuelo, a partir de la resistencia a la penetración, se procedió a la realización de nueve (9) ensayos de penetración dinámica continua tipo DPSH.

Para la ejecución de este ensayo se ha utilizado un PENETRÓMETRO DINÁMICO PORTÁTIL TECOINSA (MODELO PDP 3.10D/N) SOBRE ORUGAS (código S-EM-002/C).

El ensayo consiste en hincar en el terreno una puntaza cilindro-cónica, de superficie 20 cm<sup>2</sup> y un ángulo en punta de 90°, dejando caer libremente una maza de 63,5 Kg, desde una altura de 76 cm, hasta un yunque que transmite la energía del golpeo a la puntaza mediante un varillaje de 32 mm de diámetro. Durante la ejecución del ensayo se anota el número de golpes necesarios para hincar 20 cm del varillaje, finalizándose la prueba cuando: para una penetración de 20 cm se superan los 100 golpes o bien cuando se obtengan consecutivamente tres valores iguales o superiores a 75 golpes por 20 cm de penetración.

En la siguiente tabla se resumen las penetraciones realizadas, así como la profundidad del rechazo, cota de inicio y rechazo penetrométrico según la cota de referencia tomada para la elaboración de este estudio:

ENSAYO	LOCALIZACIÓN	PROFUNDIDAD ALCANZADA (m)	COTA DE INICIO (m)	COTA DE RECHAZO PENETROMETRICO (m)
PDC-1 A	PO.CO.MA.CO	-0.70	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-0.70
PDC-1 B	PO.CO.MA.CO	-2.48	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-2.48
PDC-2	VÍA TREN	-10.47	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-10.47
PDC-3	VÍA TREN	-9.33	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-9.33
PDC-4	PASARELA ELVIÑA	-1.85	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-1.85
PDC-5	PASARELA MARISTAS	-5.89	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-5.89
PDC-6	PASARELA MARISTAS	-2.90	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-2.90
PDC-7	PASARELA PALAVEA-PEDRALONGA	-4.05	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-4.05
PDC-8	PASARELA PALAVEA-PEDRALONGA	-4.06	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-4.06

En los anejos 6.2. y 6.3., respectivamente, se encuentran el registro de los ensayos y el reportaje fotográfico de los mismos.

### 2.3 Penetración dinámica continua.

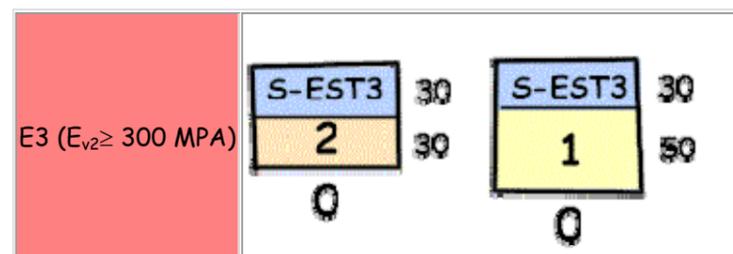
La estructura del firme, deberá adecuarse, entre otros factores, a la acción prevista del tráfico, fundamentalmente del más pesado, durante la vida útil del firme. Por ello, la sección estructural del firme dependerá en primer lugar de la intensidad media diaria de vehículos pesados (IMDp) que se prevea en el carril de proyecto en el año de puesta en servicio. Dicha intensidad se utilizará para establecer la categoría de tráfico pesado.

La categoría de tráfico para la zona de estudio es T00 (IMDp, vehículos pesados día $\geq$ 4000). El tipo de explanada prevista es una E3.

En base a los requerimientos del PG3 y en el caso de la existencia de suelos tolerables, para la formación de la explanada E3, se recomienda según la Instrucción 6.1-IC:

- 50 cm de suelo adecuado y 30 cm de suelo estabilizado SEST3
- o bien 30 cm de suelos seleccionados y 30 cm de suelo estabilizado S-EST3.

A continuación se muestra un croquis donde se ilustran las dos opciones posibles:



### 3 ENCUADRE GEOLÓGICO REGIONAL.

Desde el punto de vista geológico la zona de estudio se sitúa según Julivert et al. (1972) en la zona Centroibérica, correspondiéndose según la divisiones paleogeográficas definidas por Matte (1968) para el NW de la península Ibérica con la zona IV, Galicia Media-Tras os Montes.

Desde el punto de vista litológico en esta zona pueden distinguirse tres unidades limitadas entre si por cabalgamientos. Estas unidades son:

- Dominio del Olló de Sapo, situado al E del área de estudio. Este dominio está comprendido entre la franja Pontedeume-Valdoviño y la falla de Vivero, dentro del cual se puede distinguir la siguiente sucesión, que de muro a techo es la siguiente:
  - Formación Olló de Sapo, formados por gneises glandulares diferenciándose como "Olló de Sapo de grano grueso" si poseen feldespatos alcalinos y "Olló de Sapo de grano fino" si no lo posee.
  - Materiales del Ordovício inferior; estos materiales están formados a base por una serie de pizarras, areniscas y cuarcitas denominada Pizarras de los Montes, mientras que a techo se halla una sucesión compuesta por bancos de cuarcitas, con pequeñas intercalaciones de niveles de areniscas y pizarras, perteneciente a la sucesión de la Cuarcita Armonicana.
  - Pizarras de Luarca, están compuestas en el sector W por areniscas y pizarras que pasan a techo a pizarras negras muy homogéneas, mientras que en el E está formada por pizarras con importantes variaciones laterales de facies pudiendo pasar de pizarras negra homogéneas a pizarras con laminaciones arenosas y a pizarras con cantos de cuarzo, cuarcita y arenisca.
  - La Sucesión Silúrica está formada por una sucesión de filitas, pizarras, esquistos, lilitas, calizas, areniscas y grauvacas destacando la presencia de importantes niveles volcánicos y vulcanoderivados.
- Complejo de Cabo Ortegá, situada al NE del área de estudio. Esta unidad está compuesta por materiales alóctonos superpuestos en las que se hallan gneises, rocas básicas y rocas ultrabásicas, que generalmente presentan un metamorfismo catazonal. Las unidades cabalgantes son, de abajo a arriba:

- Unidad de Moeche
- Unidad de Cedeira
- Unidad de La Capela

- Complejo de Ordenes, situada en el área de estudio. Está compuesta por una sucesión metamórfica formada por metasamitas y metapelitas, ocasionalmente formando alternancias, arcosas y gneises sericíticos, perteneciendo toda la sucesión a la Unidad de Betanzos.

Todos estos materiales, anteriormente descritos, se hallan cortados por cuerpos de granitoides emplazados durante la orogenia hercínica, mostrando una disposición concordante con la dirección de las estructuras originadas en dicha orogenia.

#### 3.1 Norma sismorresistente.

La peligrosidad sísmica de un área viene definida, según la norma NSCE-02, por la gravedad ( $g$ ); la aceleración sísmica básica ( $a_b$ ), valor característico de la aceleración horizontal de terreno; y el coeficiente de contribución ( $K$ ), que tiene en cuenta la influencia de los diferentes terremotos esperados en la zona.

La aceleración sísmica de cálculo se define como:

$$a_c = S^* \rho^* a_b$$

Siendo:

$a_b$ , la aceleración sísmica básica definida en el mapa de peligrosidad sísmica en el apartado 2.2 de la citada norma.

$\rho$ , es el coeficiente adimensional de riesgo. Su valor depende de la clasificación de la construcción, según el apartado 1.2.2 de la citada norma, su valor es:

$\rho = 1$ ; en construcciones de importancia normal

$\rho = 1,3$ ; en construcciones de importancia especial

S, coeficiente de amplificación de terreno. Su valor está definido por:

- para  $\rho * ab < 0,01 \text{ g}$   $S = \frac{C}{1,25}$

- para  $0,1 \text{ g} < \rho * ab < 0,4 \text{ g}$

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left( \rho \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left( 1 - \frac{C}{1,25} \right)$$

- para  $\rho * ab \leq 0,4 \text{ g}$   $S = 1$

siendo C, coeficiente que depende de las características geotécnicas del terreno del área de estudio.

Coeficiente C	Tipo de terreno	Descripción del tipo del terreno
1,0	I	Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizallas, $V_s > 750 \text{ m/s}$
1,3	II	Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizallas, $750 \text{ m/s} \geq V_s > 400 \text{ m/s}$
1,6	III	Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizallas, $400 \text{ m/s} \geq V_s > 200 \text{ m/s}$
2,0	IV	Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizallas, $V_s \leq 200 \text{ m/s}$

En el caso que nos ocupa el solar de estudio se halla emplazado, según el mapa de peligrosidad sísmica, en un área con una aceleración sísmica básica  $a_b < 0,04 \text{ g}$ . Por ello y teniendo en cuenta que la obra prevista se clasifica como una construcción de importancia normal, en aplicación del artículo 1.2.3., **la presente norma no será de obligada aplicación.**

#### 4 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

Las nuevas estructuras proyectadas se encuentran situadas en una de las vías más transitadas de la ciudad de A Coruña. Para tener una primera estimación de la capacidad portante del subsuelo se optó por la realización de ensayos de penetración dinámica continua y una inspección visual de los diferentes puntos donde se prevé las nuevas construcciones.

En base a los resultados obtenidos en los ensayos de penetración dinámica continua se puede subdividir el subsuelo en diferentes niveles. A continuación se muestra una tabla con las diferentes compacidades que presenta un suelo granular en función del golpeo NSPT.

CLASIFICACIÓN	INDICE NSPT
MUY FLOJA	<4
FLOJA	4-10
MEDIA	10-30
DENSA	30-50
MUY DENSA	>50

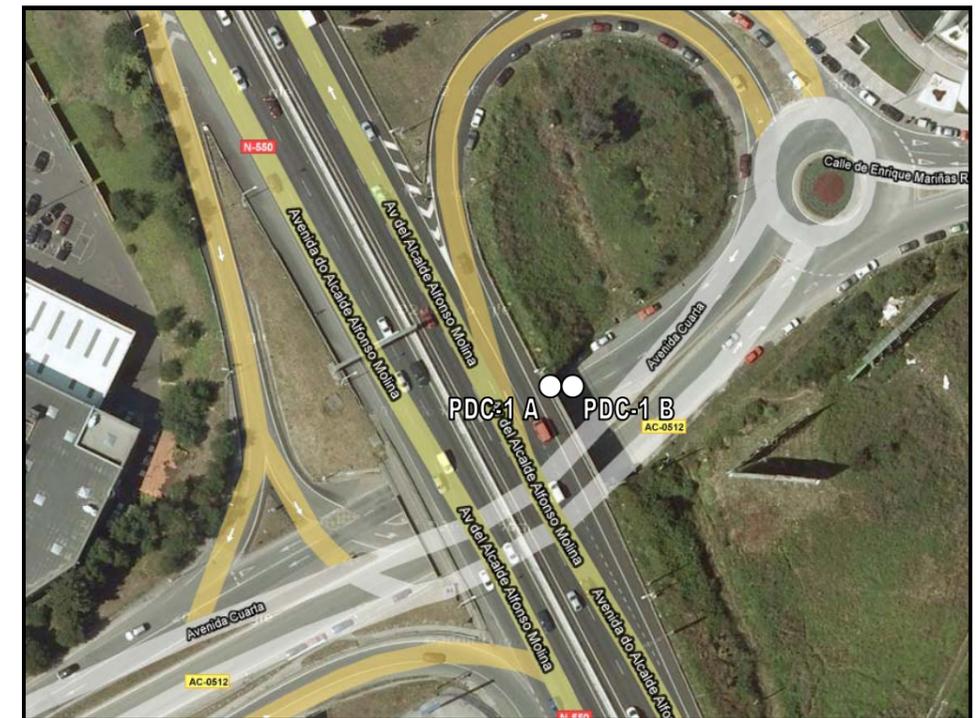
(CTE, Real Decreto 314/2006, de 17 de Marzo)

Los ensayos de penetración dinámica nos dan un registro continuo de la compacidad del terreno en el subsuelo. Se considera que se produce un rechazo penetrométrico cuando con 100 golpes no se consigue hincar 20 cm la varilla en el terreno. En terrenos conformados por rellenos antrópicos o suelos coluviales o aluviales, se puede producir un "falso rechazo" cuando la varilla dentro de un material flojo es frenada por algún tipo de material de alta compacidad que no logra traspasar (por ej un bloque de granito en un relleno antrópico, una grava de cuarzo en un suelo aluvial o coluvial, etc). Este fenómeno es fácilmente detectable cuando se comparan los resultados de los penetros con lo visto en calicatas o sondeos. Por las características de la obra, no se dispone de información adicional a los ensayos de penetración e inspección visual. Por lo que durante la realización de las cimentaciones se deberá confirmar la correspondencia de los materiales presentes con los indicados en este informe.

#### Nº 1- Ampliación del tablero del puente de acceso al polígono de PO.CO.MA.CO

Se prevé la ampliación del tablero del puente de acceso al polígono de PO.CO.MA.CO.. Se procedió a la realización de un ensayo de penetración dinámica continua (PDC-1A). El ensayo se realizó anexo al actual muro del puente. Se produjo un rechazo a -0.70 m que podría deberse a que la puntaza del penetrómetro intercepta con la zapata del muro, por lo que se decidió realizar un segundo ensayo de penetración (PDC-1B) a un metro de distancia del primero.

A continuación se muestra una imagen aérea con la localización aproximada de los ensayos de campo realizados:



A continuación se muestra una tabla con el registro resultante en dichos ensayos y la tramificación realizada en función de los resultados obtenidos.

ENSAYO	LOCALIZACIÓN	PROFUNDIDAD ALCANZADA (m)	COTA DE INICIO (m)	COTA DE RECHAZO PENETROMÉTRICO (m)
PDC-1 A	PO.CO.MA.CO	-0.70	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-0.70
PDC-1 B	PO.CO.MA.CO	-2.48	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-2.48

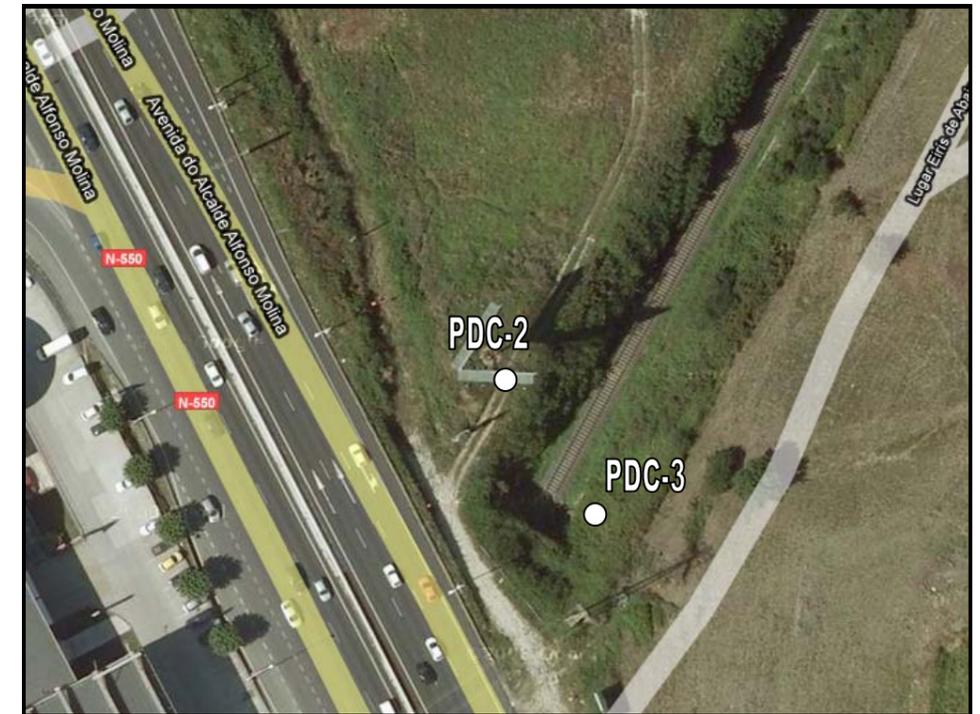
## Nº 2- Ampliación del tablero del puente sobre la vía férrea

Se prevé la ampliación del tablero del puente sobre la vía férrea. Se procedió a la realización de los ensayos PDC-2 y PDC-3, uno a cada margen de la vía. Así mismo se realizó una inspección visual de los taludes de la vía del tren.

A continuación se muestra una imagen aérea con la localización aproximada de los ensayos de campo realizados:

TRAMIFICACIÓN EN BASE A N <sub>SPT</sub>			
ENSAYO	PROFUNDIDAD RECHAZO PENETROMÉTRICO	PROFUNDIDAD (m)	COMPACIDAD DEL TERRENO
PDC-1 A	-0.70	--	MUY FLOJA
		--	FLOJA
		0.00-0.20	MEDIA
		--	DENSA
		0.20 a 0.70	MUY DENSA
PDC-1 B	-2.48	0.00-0.20	MUY FLOJA
		--	FLOJA
		0.20-1.20	MEDIA
		1.40-1.60	DENSA
		1.60-2.48	MUY DENSA

Los resultados de los ensayos de penetración indican la existencia de un material de compacidad densa a partir de los 1.40 m, por lo que se prevé poder realizar una **cimentación directa** sobre el terreno natural a  $\approx -1.50$  m de profundidad calculada para transmitir una tensión admisible de  $1.50 \text{ kg/cm}^2$ .



La siguiente tabla muestra el registro obtenido en dichos ensayos y la tramificación realizada en función de los resultados obtenidos:

ENSAYO	LOCALIZACIÓN	PROFUNDIDAD ALCANZADA (m)	COTA DE INICIO (m)	COTA DE RECHAZO PENETROMÉTRICO (m)
PDC-2	VÍA TREN	-10.47	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-10.47
PDC-3	VÍA TREN	-9.33	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-9.33

TRAMIFICACIÓN EN BASE A N <sub>SPT</sub>			
ENSAYO	PROFUNDIDAD RECHAZO PENETROMÉTRICO	PROFUNDIDAD (m)	COMPACIDAD DEL TERRENO
PDC-2	-10.47	0.00-3.20	MUY FLOJA
		3.20-5.00	FLOJA
		5.00-9.60	MEDIA
		9.60-9.80	DENSA
		9.80-10.47	MUY DENSA
PDC-3	-9.33	0.00-0.20	MUY FLOJA
		0.20-4.20	FLOJA
		4.20-6.40	MEDIA
		6.40-8.00	DENSA
		8.00-9.33	MUY DENSA

En los taludes de la vía férrea se observa un primer nivel de aproximadamente 3.0 m completamente cubierto por vegetación. Bajo este nivel aparece un sustrato rocoso alterado en grado V (jabre) que pasa en profundidad a un sustrato rocoso alterado en grado III.

En base a los resultados, se prevé la realización de una **cimentación profunda** mediante pilotes empotrados 3 Diámetros en roca alterada en grado III.

Ante la imposibilidad de realización de sondeos mecánicos a rotación en las posiciones donde se prevé ubicar los apoyos de este paso (el paso se sitúa paralelo a la línea de gas) Se recomienda la realización de sondeos mecánicos a rotación con recuperación continua de testigo en las posiciones donde se proyecta ubicar los apoyos del paso antes de la construcción de este. La finalidad de dichas prospecciones es la de caracterizar los diferentes niveles geotécnicos y determinar la profundidad a la que se encuentra el sustrato rocoso alterado en grado III en el que se recomienda el empotramiento de los pilotes.

### Nº 3- Demolición y nueva construcción de pasarela peatonal de acceso al campus de Elviña-Zapateira

Se prevé la demolición de la actual pasarela peatonal y la construcción de una nueva pasarela de acceso al campus de Elviña-Zapateira. Se procedió a la realización de un ensayo de penetración PDC-4 en uno de los márgenes. En el margen contrario aparece un afloramiento rocoso, por lo que se optó por una descripción visual del mismo.

A continuación se muestra una imagen aérea con la localización aproximada de los ensayos de campo realizados:



A continuación se muestra una tabla con el registro resultante en dichos ensayos y la tramificación realizada en función de los resultados obtenidos:

ENSAYO	LOCALIZACIÓN	PROFUNDIDAD ALCANZADA (m)	COTA DE INICIO (m)	COTA DE RECHAZO PENETROMÉTRICO (m)
PDC-4	PASARELA ELVIÑA	-1.85	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-1.85

TRAMIFICACIÓN EN BASE A N <sub>SPT</sub>			
ENSAYO	PROFUNDIDAD RECHAZO PENETROMÉTRICO	PROFUNDIDAD (m)	COMPACIDAD DEL TERRENO
PDC-4	-1.85	0.00-1.60	MUY FLOJA
		--	FLOJA
		--	MEDIA
		1.60-1.80	DENSA
		1.80-1.85	MUY DENSA

Así mismo se procedió a la realización de una inspección visual del macizo rocoso que aflora en el margen contrario a la zona en la que se realizó el penetro. A continuación se muestran dos fotografías del afloramiento rocoso:



En el afloramiento se puede observar un granito de grano grueso y coloración rosácea alterado en grado III y grado II.

El tamaño de los bloques que forman el macizo rocoso condiciona de forma definitiva su comportamiento y propiedades resistentes y deformacionales. La dimensión y la forma de los bloques están definidas por el número de familias de discontinuidades, su orientación, su espaciado y su continuidad. El macizo rocoso estudiado, presenta una serie de diaclasas ortogonales, que favorecen la meteorización a favor de los planos de debilidad, produciendo la formación de bolos graníticos.

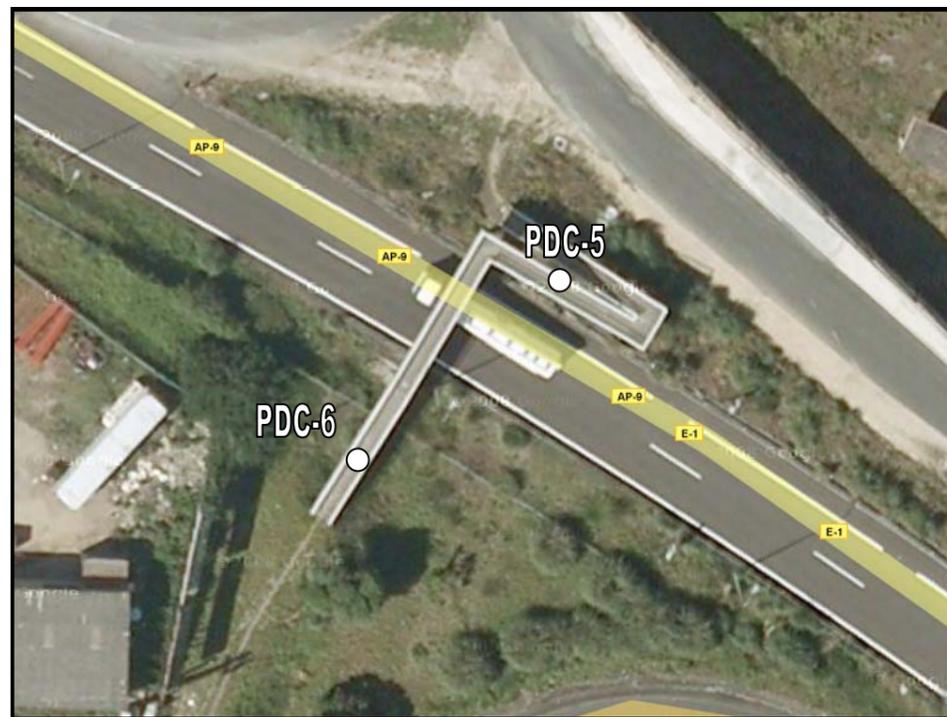
Para el perfilado actual que presenta se precisó de la realización de voladuras (se observan en el talud las marcas de los barrenos). La inclinación del talud actual es de aproximadamente 70°. Se prevé que exista continuidad de este material y que el futuro apoyo de la cimentación se realice sobre sustrato rocoso alterado en grado III pudiendo en ese caso adoptarse taludes 1H:2V.

En base a los resultados, se prevé poder realizar una **cimentación directa** sobre el macizo rocoso alterado en grado III-II a  $\approx -1.50$  m de **profundidad** calculada para transmitir al terreno **3.00 kg/cm<sup>2</sup>**.

#### Nº 4- Demolición y nueva construcción de pasarela peatonal (zona maristas)

Se prevé la demolición de la actual pasarela peatonal y la construcción de una nueva pasarela de los Maristas. Se procedió a la realización de dos ensayos de penetración. PDC-5 y PDC-6.

A continuación se muestra una imagen aérea con la localización aproximada de los ensayos de campo realizados:

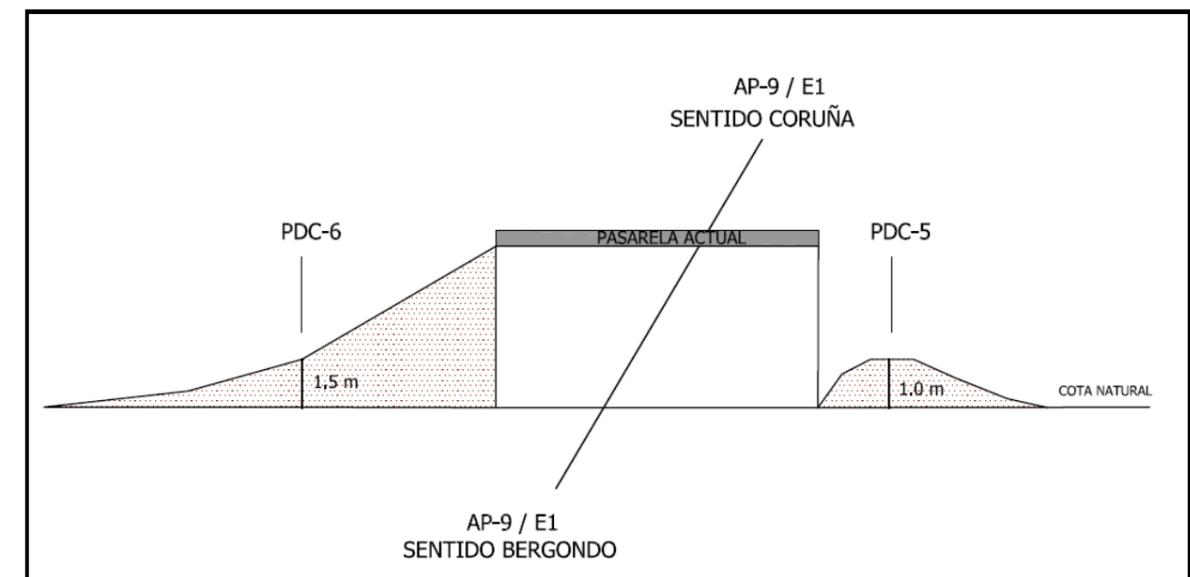


La siguiente tabla muestra el registro resultante en dichos ensayos y la tramificación realizada en función de los resultados obtenidos:

ENSAYO	LOCALIZACIÓN	PROFUNDIDAD ALCANZADA (m)	COTA DE INICIO (m)	COTA DE RECHAZO PENETROMÉTRICO (m)
PDC-5	PASARELA MARISTAS	-5.89	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-5.89
PDC-6	PASARELA MARISTAS	-2.90	COTA TOPOGRÁFICA ACTUAL	-2.90

TRAMIFICACIÓN EN BASE A N <sub>SPT</sub>			
ENSAYO	PROFUNDIDAD RECHAZO PENETROMÉTRICO	PROFUNDIDAD (m)	COMPACIDAD DEL TERRENO
PDC-5	-5.89	0.00-0.-80	MUY FLOJA
		0.80-3.20	FLOJA
		3.20-4.40	MEDIA
		4.40-4.60	DENSA
		4.60-5.89	MUY DENSA
PDC-6	-2.90	0.00-0.20	MUY FLOJA
		0.20-1.40/2.40-2.60	FLOJA
		1.40-1.60/2.00-2.40/2.60-2.80	MEDIA
		1.60-2.00	DENSA
		2.80-2.90	MUY DENSA

Ambos ensayos fueron realizados sobre rellenos antrópicos, que en el PDC-5 presentan una elevación sobre el terreno de aproximadamente 1.00 m y en el PDC-6 de aproximadamente 1.50 m. A continuación se muestra un croquis con la disposición de los ensayos en campo:



En base a los resultados, se prevé poder realizar una **cimentación directa** sobre el terreno natural a  $\approx -2.00$  m de **profundidad** (tomando como cota 0.00 m la cota actual de la carretera que discurre bajo la pasarela actual) calculada para transmitir al terreno **1.50 kg/cm<sup>2</sup>**.

## Nº 5- Construcción de pasarela peatonal de conexión entre los núcleos de Pedralonga y Palavea

Se prevé la construcción de una pasarela peatonal entre los núcleos de Pedralonga y Palavea. Se procedió a la realización de dos ensayos de penetración Pdc-7 y Pdc-8. Debido al desconocimiento de la localización exacta de las canalizaciones de la zona, se realizaron los ensayos en puntos donde se consideró poco probable la aparición de las mismas.

A continuación se muestra una imagen aérea con la localización aproximada de los ensayos de campo realizados:



Seguidamente se muestra una tabla con el registro resultante en dichos ensayos y la tramificación realizada en función de los resultados obtenidos:

ENSAYO	LOCALIZACIÓN	PROFUNDIDAD ALCANZADA (m)	COTA DE INICIO (m)	COTA DE RECHAZO PENETROMÉTRICO (m)
PDC-7	PASARELA PALAVEA-PEDRALONGA	-4.05	COTA TOPOGRÁFICA	-4.05
PDC-8	PASARELA PALAVEA-PEDRALONGA	-4.06	COTA TOPOGRÁFICA	-4.06

TRAMIFICACIÓN EN BASE A N <sub>SPT</sub>			
ENSAYO	PROFUNDIDAD RECHAZO PENETROMÉTRICO	PROFUNDIDAD (m)	COMPACIDAD DEL TERRENO
PDC-7	-4.05	0.00-1.80	MUY FLOJA
		1.80-2.20	FLOJA
		2.20-4.00	MEDIA
		--	DENSA
		4.00-4.05	MUY DENSA
PDC-8	-4.05	0.00-4.00	MUY FLOJA
		--	FLOJA
		--	MEDIA
		--	DENSA
		4.00-4.06	MUY DENSA

En base a los resultados obtenidos, se prevé:

- en la zona del PDC-7, se prevé poder realizar una **cimentación directa** sobre el terreno natural a  $\approx -2.50$  m desde la cota actual calculada para transmitir al terreno  $1.50 \text{ kg/cm}^2$
- en la zona del PDC-8, se prevé la realización de **una cimentación directa** sobre terreno natural a  $\approx -4.00$  m desde la cota actual calculada para transmitir al terreno  $1.00 \text{ kg/cm}^2$ .

Los valores indicados se han obtenido mediante la realización de ensayos de penetración continua, que permiten determinar la capacidad portante de los materiales bajo el subsuelo una vez conocida la naturaleza de los mismos. Los condicionantes de esta obra no han permitido la toma de muestras para su clasificación, realizándose los cálculos en base a estimaciones tomadas de los conocimientos geotécnicos de la zona, que hacen prever la existencia de un nivel de suelos residuales graníticos cuya compacidad aumenta con la profundidad. Por ello se recomienda efectuar una revisión de las excavaciones para comprobar la correspondencia de los materiales presentes con los considerados en este informe. Se considera recomendable la toma de muestras para su clasificación en laboratorio, siendo necesario el estudio de la agresividad de los materiales para el hormigón a emplear en la cimentación.

En general, para la realización de las cimentaciones se recomienda eliminar los niveles de tierra vegetal, rellenos antrópicos y/o suelos aluviales-coluviales de baja compacidad, puesto que las características geotécnicas de estos materiales no son aptas para el apoyo de cimentaciones.

## Nº 6- Construcción de paso sobre el oleoducto de Repsol.

Se prevé la construcción de un paso sobre el oleoducto de Repsol. Los condicionantes de esta obra (localización de la estructura, elevado tráfico y abundancia de servicios que discurren por la zona de estudio) hacen que no se pudiera realizar ninguna prospección de campo.

A continuación se muestra una imagen aérea con la localización de la zona de estudio:



En base a los conocimientos geotécnicos de la zona y al criterio técnico, se prevé la realización de una cimentación profunda mediante pilotes. Dichos pilotes deberán empotrarse al menos 3 diámetros en sustrato rocoso alterado en grado III.

Se recomienda la realización de sondeos mecánicos a rotación con recuperación continua de testigo en las posiciones donde se proyecta ubicar los apoyos del paso antes de la construcción del mismo. La finalidad de dichas prospecciones es la de caracterizar los diferentes niveles geotécnicos y determinar la profundidad a la que se encuentra el sustrato rocoso alterado en grado III en el que se recomienda el empotramiento de los pilotes.

## 5 RESUMEN Y CONCLUSIONES.

- La elaboración del presente informe por Alfa Instant S.A., se ha realizado a petición de la empresa CIISA, con el fin de definir las condiciones geológico-geotécnicas para la construcción de diversas estructuras para la ampliación a cuatro carriles de la Avenida Alfonso Molina, en la ciudad de A Coruña.
- Se proyecta la realización de:
  - Pasarela peatonal de acceso al campus de Elviña-Zapaterira
  - Pasarela peatonal en la zona de los Maristas
  - Pasarela peatonal de conexión entre los núcleos de Pedralonga y Palavea
  - Ampliación del tablero del puente de acceso al polígono de PO.CO.MA.CO
  - Ampliación del tablero sobre la vía férrea
  - Construcción de paso sobre el oleoducto de Repsol
- Para determinar las características del subsuelo se realizó un reconocimiento de la zona de estudio y nueve (9) ensayos de penetración dinámica continua. El número y tipo de ensayos realizados estuvo condicionado por las características de la obra.
- De acuerdo a la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02, no se deberá tener en cuenta la contribución de los esfuerzos puesto que el área de estudio se encuentra en una zona con una aceleración sísmica básica menor a 0.04 g.
- Según los resultados obtenidos en los ensayos de penetración se prevé:
  - Pasarela peatonal de acceso al campus de Elviña-Zapateira: cimentación directa a -1.50 m de profundidad calculada para transmitir al terreno una tensión de 3.00 kg/cm<sup>2</sup>
  - Pasarela peatonal en la zona de los Maristas: cimentación directa a -2.00 m de profundidad, tomando como cota 0.0 la cota actual de la carretera, calculada para transmitir al terreno una tensión de 1.50 kg/cm<sup>2</sup>.
  - Pasarela peatonal de conexión entre los núcleos de Pedralonga y Palavea: cimentación directa a -2.50 m en el margen del PDC-7 con una tensión de una tensión de 1.50 kg/cm<sup>2</sup>, y a -4.00 m en el margen del PDC-8 de profundidad calculada para transmitir al terreno una tensión de 1.00 kg/cm<sup>2</sup>

- Ampliación del tablero del puente de acceso al polígono de PO.CO.MA.CO: cimentación directa a -1.50 m de profundidad calculada para transmitir al terreno una tensión de 1.50 kg/cm<sup>2</sup>
- Ampliación del tablero sobre la vía férrea: cimentación profunda mediante pilotes empotrados en roca
- Construcción de paso sobre viaducto de Repsol: cimentación profunda mediante pilotes empotrados en el sustrato rocoso
- Finalmente se recomienda que las labores de movimiento de tierras y trabajos de cimentación queden bajo la supervisión de personal técnico especialista en Geotecnia, que, a la vista de las características del terreno del solar, compruebe que éstas se ajustan a las descritas en el presente Informe e introduzca en su caso las modificaciones pertinentes.

Bergondo, a 15 de enero de 2010



Fdo.: Melania Rodríguez García  
Adjunta al área de geotecnia

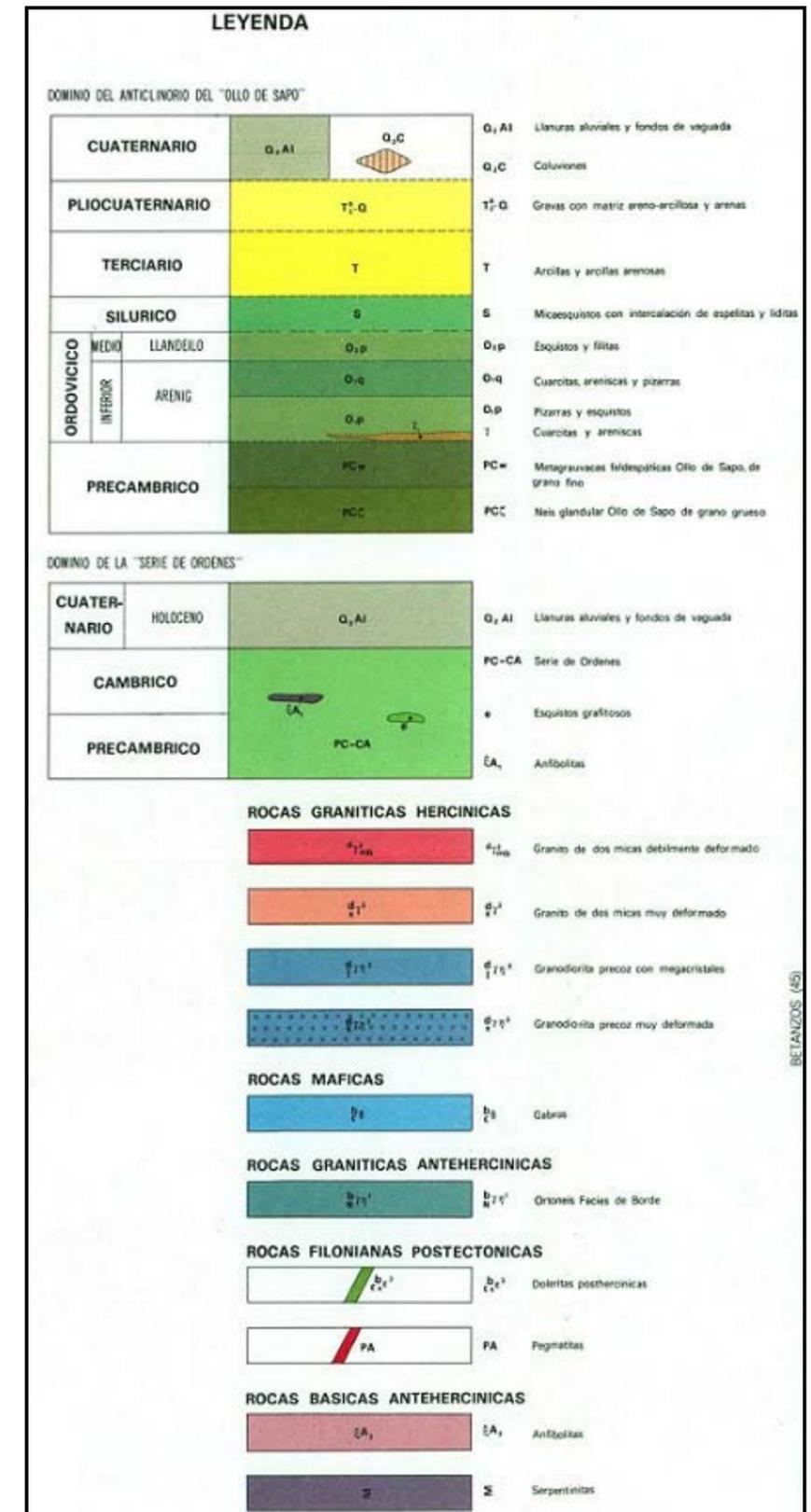
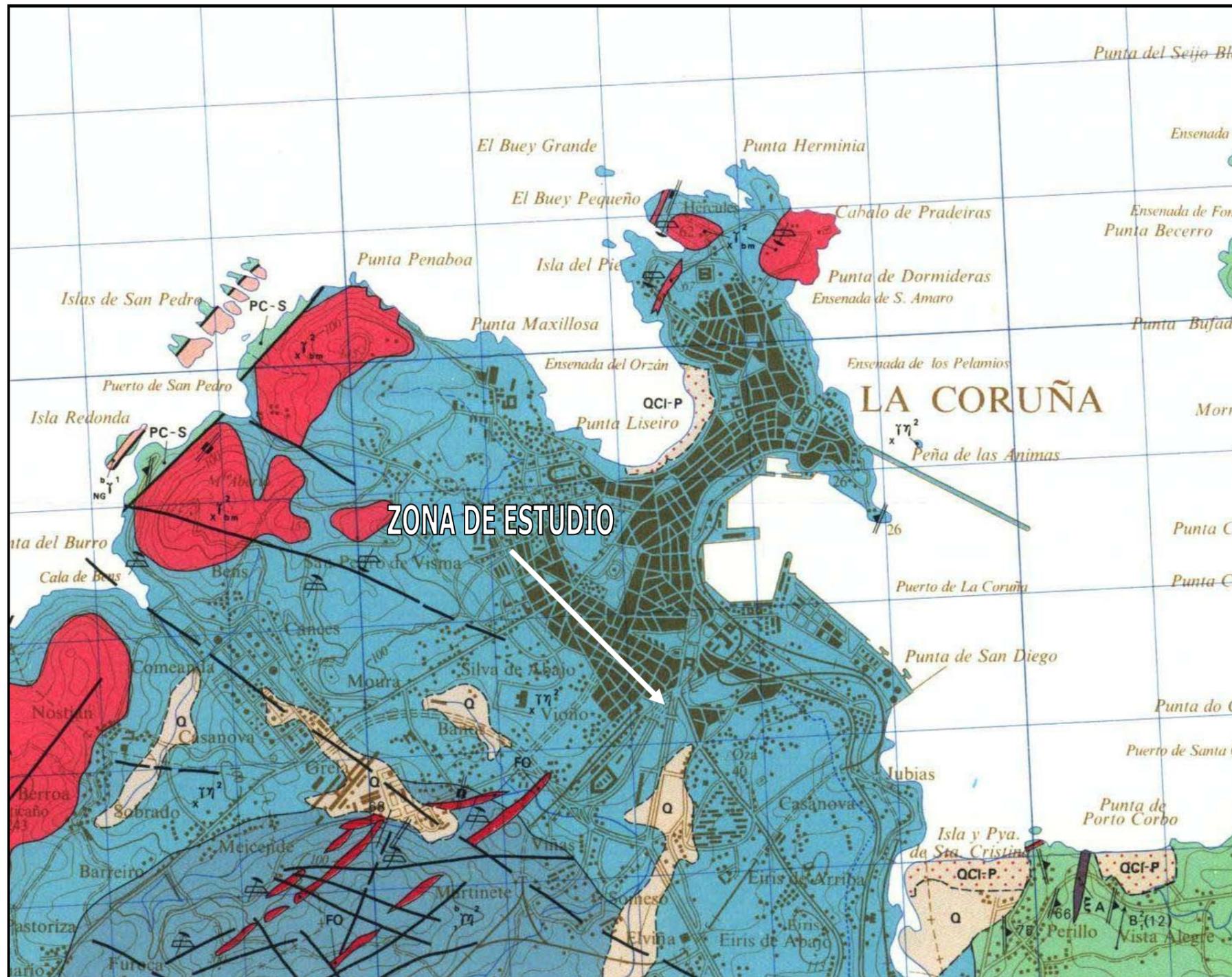


Fdo.: Inmaculada Álvarez Otero  
Geóloga Colegiada Nº.: 4194  
Directora División Geotecnia

## **6. ANEJOS**

**6.1. MAPA GEOLÓGICO NACIONAL Y LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO**

## MAPA GEOLÓGICO NACIONAL ZONA DE ESTUDIO



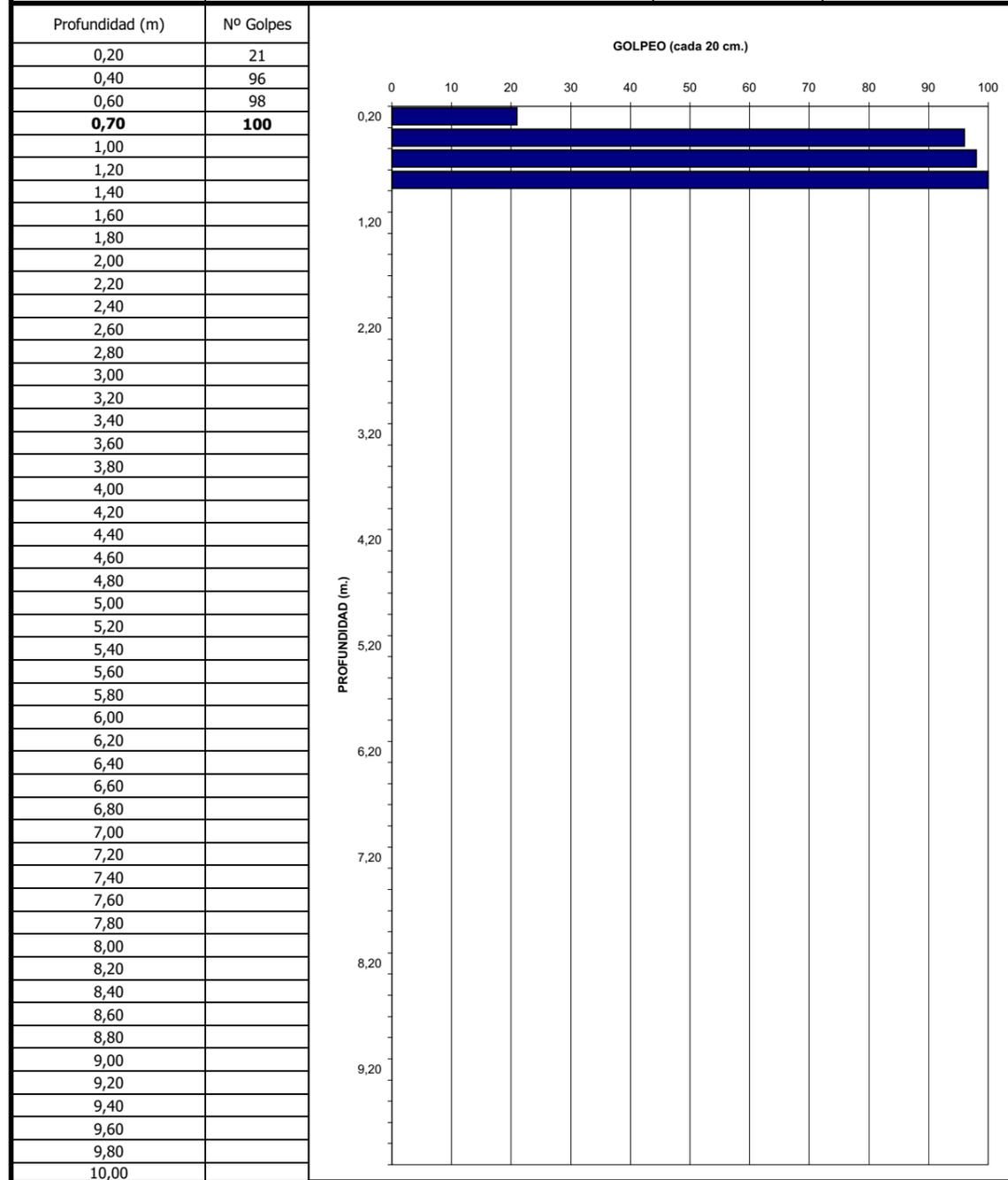
## **6.2. REGISTROS DE PENETRACIONES DINÁMICAS CONTINUAS TIPO DPSH**



### PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA DPSH

Ref.: S-8263

Peticionario.:	CIISA	Fecha.:	12/01/2010
Obra.:	E. G. PARA LA CONSTRUCCIÓN Y REMODELACIÓN DE VARIAS ESTRUCTURAS PARA LA AMPLIACIÓN A 4 CARRILES DE LA AV/ ALFONSO MOLINA, A CORUÑA	P.D.C. Nº.:	1 A
Cod Obra.:	09.1049 G	Cota (m).:	-
		N. Freático (m).:	



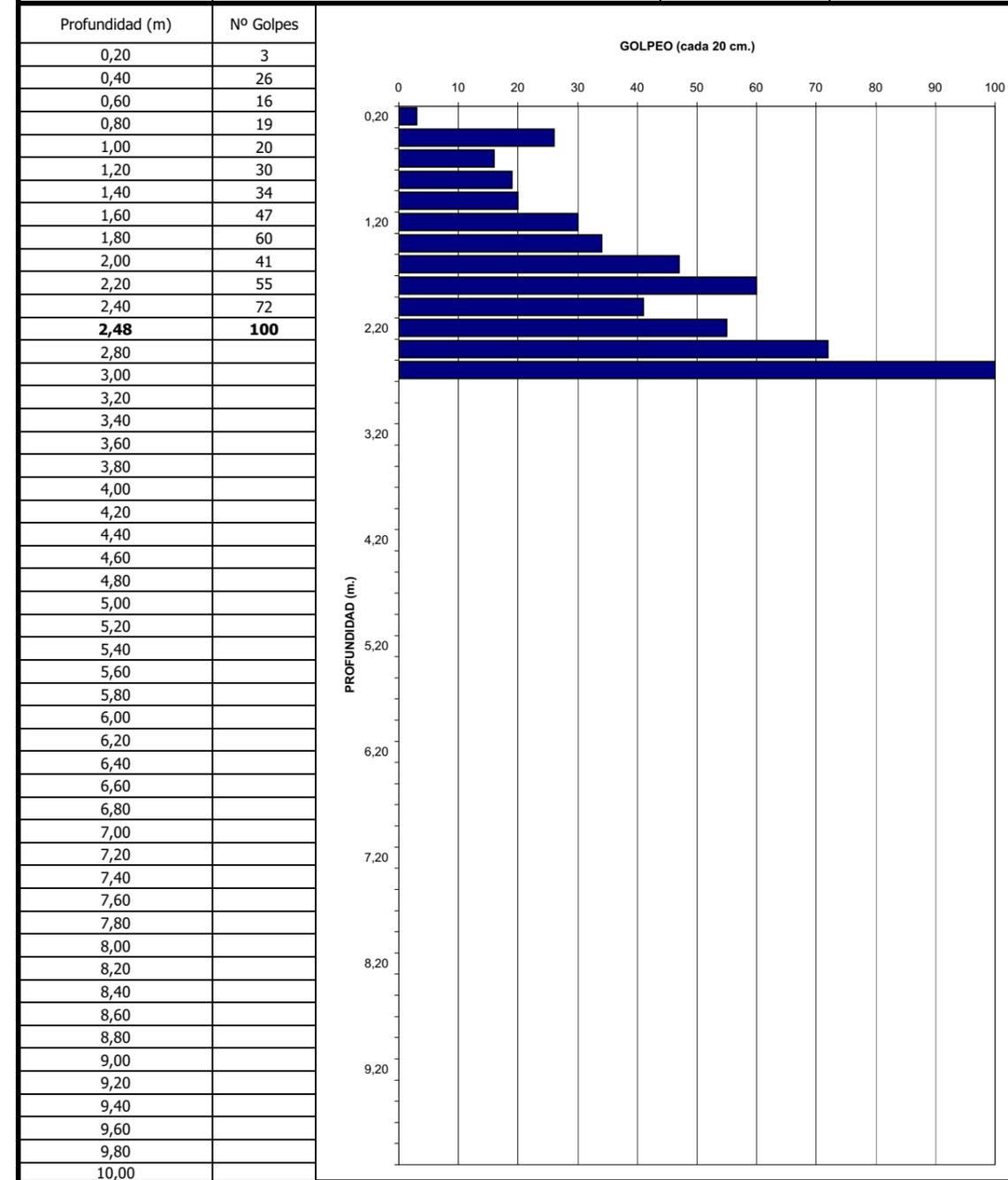
Operador.:	MANUEL MARTINEZ VAZQUEZ / JOSÉ LUIS MARTINEZ VAZQUEZ
Observaciones.:	



### PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA DPSH

Ref.: S-8264

Peticionario.:	CIISA	Fecha.:	12/01/2010
Obra.:	E. G. PARA LA CONSTRUCCIÓN Y REMODELACIÓN DE VARIAS ESTRUCTURAS PARA LA AMPLIACIÓN A 4 CARRILES DE LA AV/ ALFONSO MOLINA, A CORUÑA	P.D.C. Nº.:	1 B
Cod Obra.:	09.1049 G	Cota (m).:	-
		N. Freático (m).:	



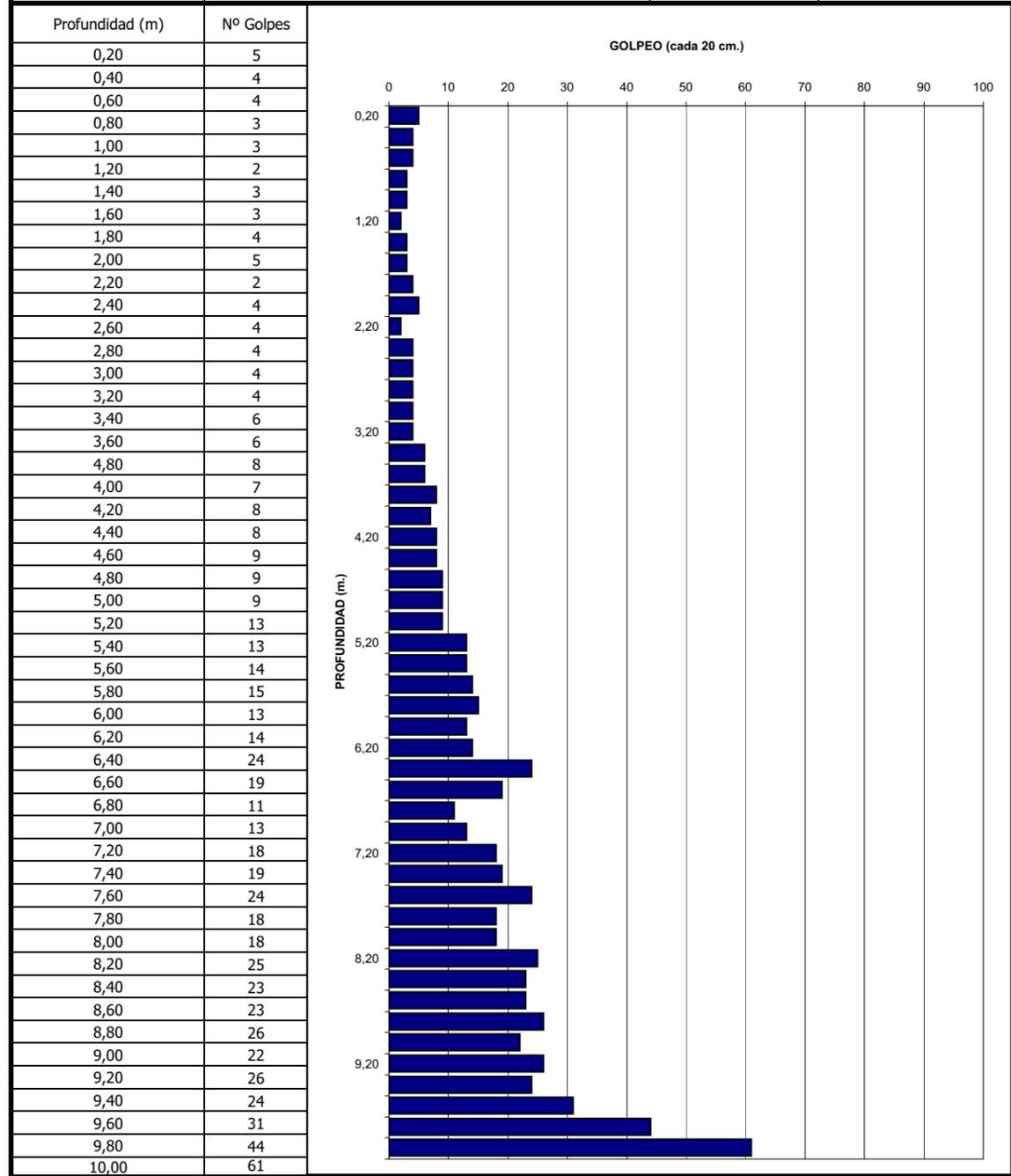
Operador.:	MANUEL MARTINEZ VAZQUEZ / JOSÉ LUIS MARTINEZ VAZQUEZ
Observaciones.:	



### PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA DPSH

Ref.: S-8265

Peticionario.:	CIISA	Fecha.:	12/11/2010
Obra.:	E. G. PARA LA CONSTRUCCIÓN Y REMODELACIÓN DE VARIAS ESTRUCTURAS PARA LA AMPLIACIÓN A 4 CARRILES DE LA AV/ ALFONSO MOLINA, A CORUÑA	P.D.C. Nº.:	2
		Cota (m).:	-
Cod Obra.:	09.1049 G	N. Freático (m).:	



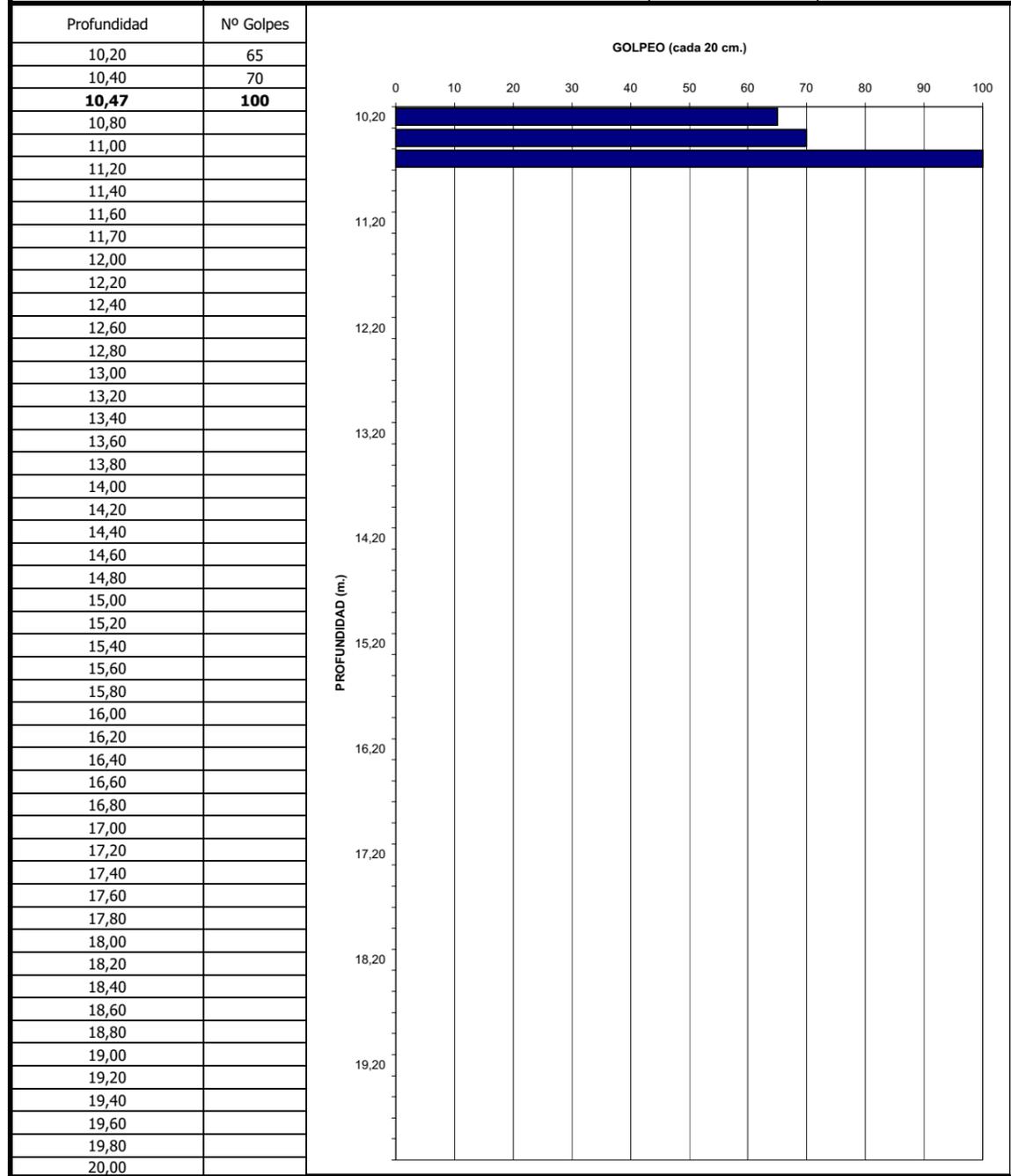
Operador.:	MANUEL MARTINEZ VAZQUEZ / JOSÉ LUIS MARTINEZ VAZQUEZ
Observaciones.:	



### PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA DPSH

Ref.: S-8265

Peticionario.:	CIISA	Fecha.:	13/01/2010
Obra.:	E. G. PARA LA CONSTRUCCIÓN Y REMODELACIÓN DE VARIAS ESTRUCTURAS PARA LA AMPLIACIÓN A 4 CARRILES DE LA AV/ ALFONSO MOLINA, A CORUÑA	P.D.C. Nº.:	2
		Cota (m).:	-
Cod Obra.:	09.1049 G	N. Freático (m).:	-9,00



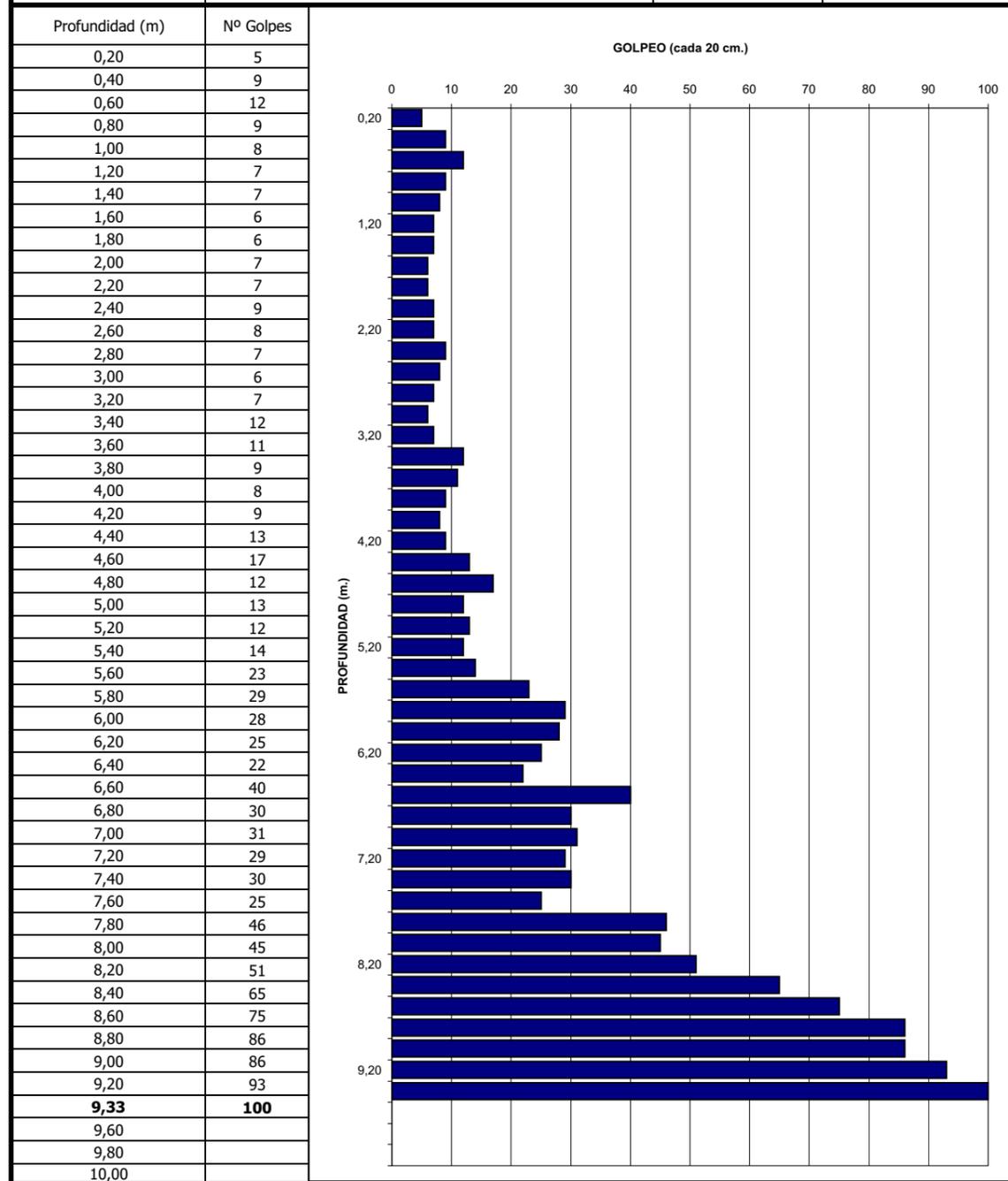
OPERADOR:	MANUEL MARTINEZ VAZQUEZ / JOSÉ LUIS MARTINEZ VAZQUEZ
OBSERVACIONES:	



### PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA DPSH

Ref.: S-8266

Peticionario.:	CIISA	Fecha.:	13/01/2010
Obra.:	E. G. PARA LA CONSTRUCCIÓN Y REMODELACIÓN DE VARIAS ESTRUCTURAS PARA LA AMPLIACIÓN A 4 CARRILES DE LA AV/ ALFONSO MOLINA, A CORUÑA	P.D.C. Nº.:	3
		Cota (m).:	-
Cod Obra.:	09.1049 G	N. Freático (m).:	-2,00



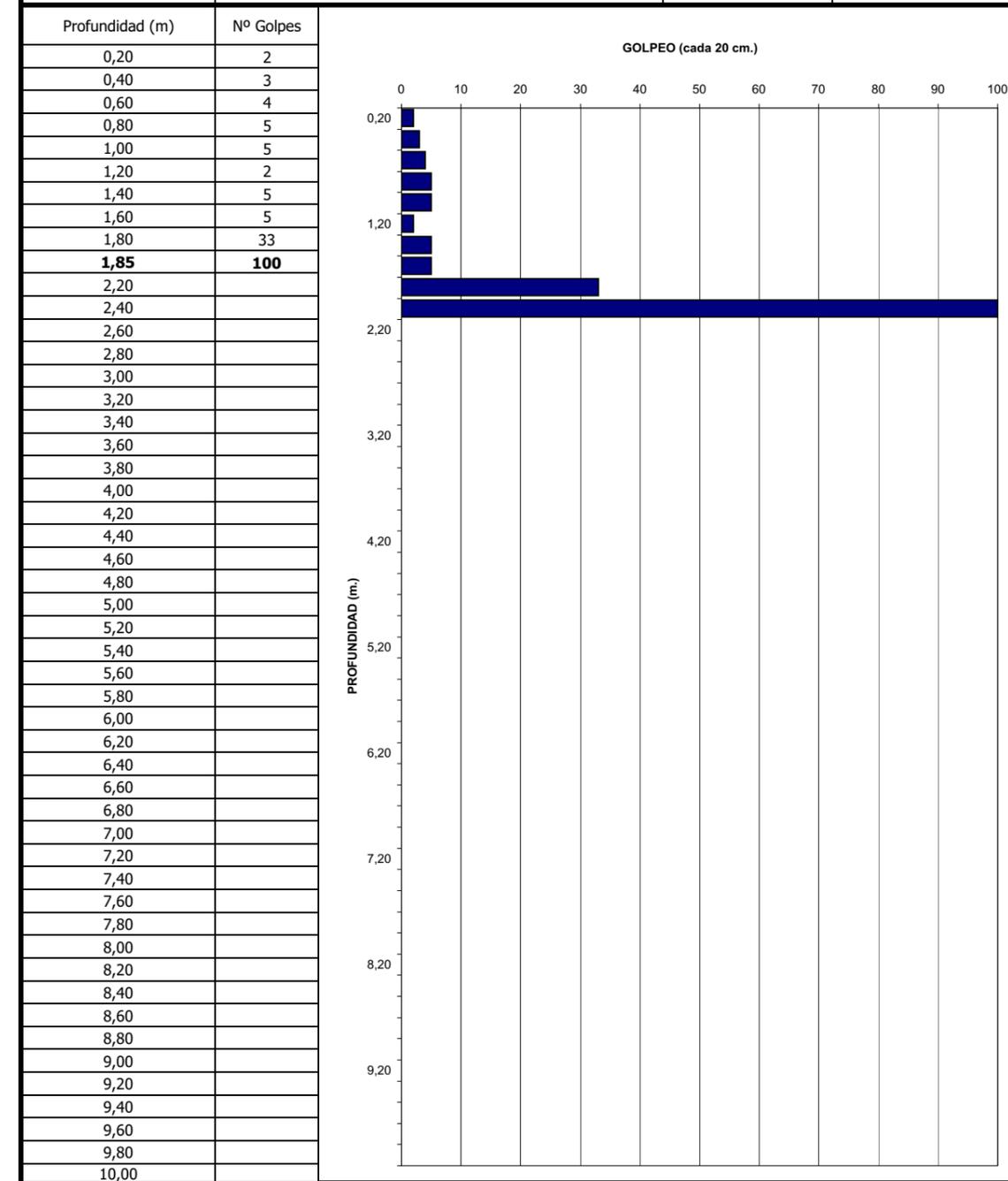
Operador.:	MANUEL MARTINEZ VAZQUEZ / JOSÉ LUIS MARTINEZ VAZQUEZ
Observaciones.:	



### PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA DPSH

Ref.: S-8267

Peticionario.:	CIISA	Fecha.:	12/01/2010
Obra.:	E. G. PARA LA CONSTRUCCIÓN Y REMODELACIÓN DE VARIAS ESTRUCTURAS PARA LA AMPLIACIÓN A 4 CARRILES DE LA AV/ ALFONSO MOLINA, A CORUÑA	P.D.C. Nº.:	4
		Cota (m).:	-
Cod Obra.:	09.1049 G	N. Freático (m).:	



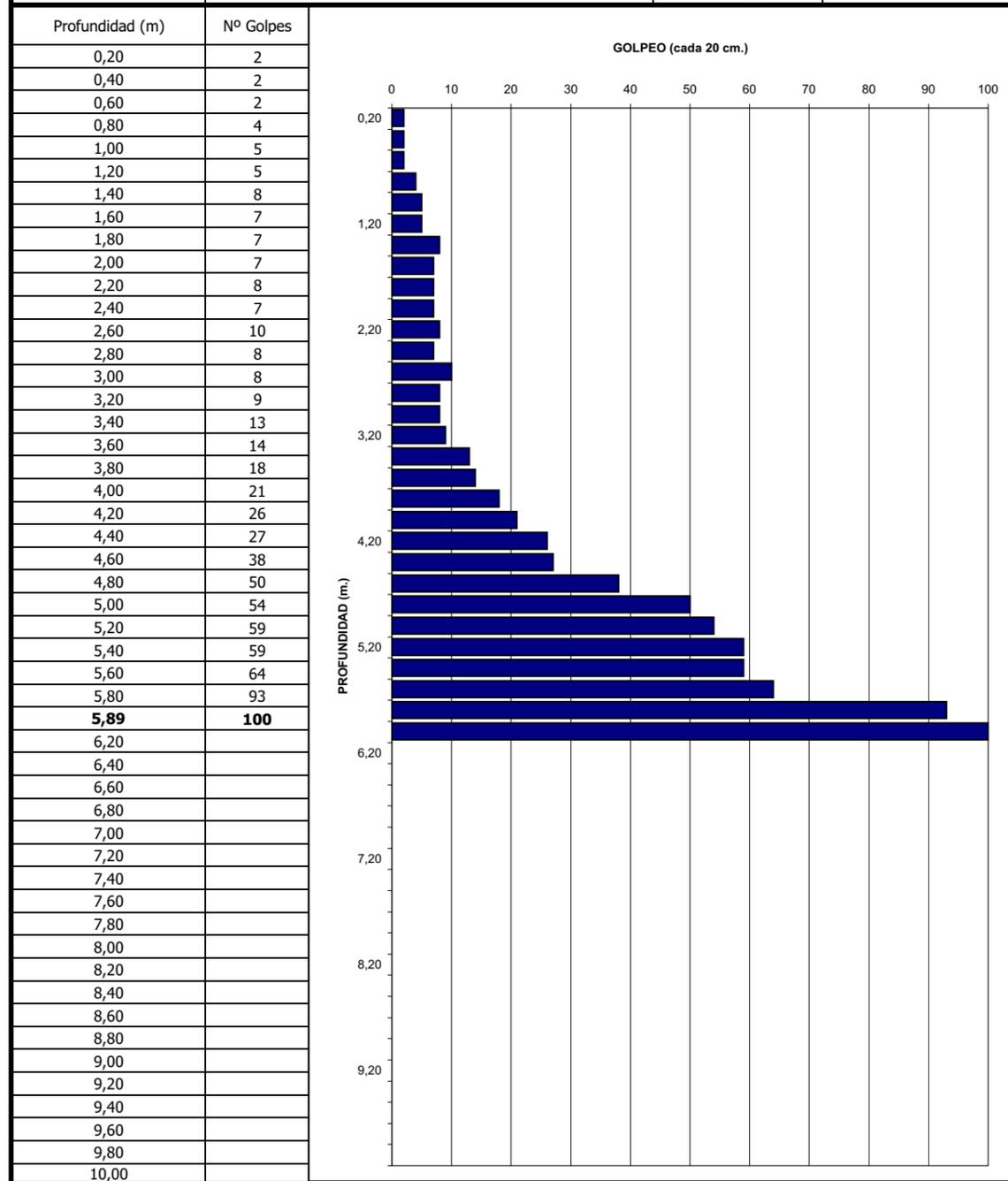
Operador.:	MANUEL MARTINEZ VAZQUEZ / JOSÉ LUIS MARTINEZ VAZQUEZ
Observaciones.:	



### PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA DPSH

Ref.: S-8268

Peticionario.:	CIISA	Fecha.:	12/01/2010
Obra.:	E. G. PARA LA CONSTRUCCIÓN Y REMODELACIÓN DE VARIAS ESTRUCTURAS PARA LA AMPLIACIÓN A 4 CARRILES DE LA AV/ ALFONSO MOLINA, A CORUÑA	P.D.C. Nº.:	5
		Cota (m).:	-
Cod Obra.:	09.1049 G	N. Freático (m).:	



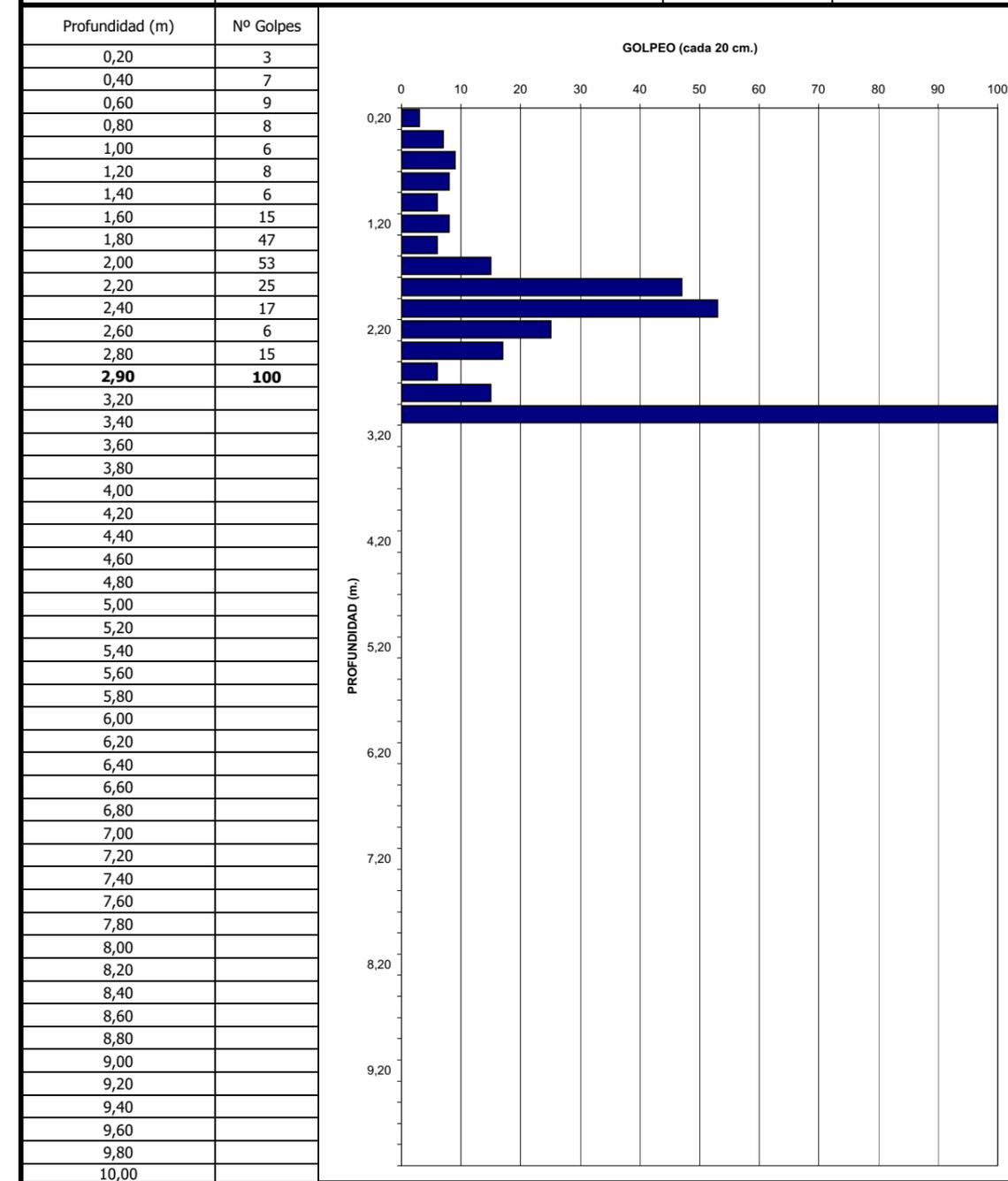
Operador.:	MANUEL MARTINEZ VAZQUEZ / JOSÉ LUIS MARTINEZ VAZQUEZ
Observaciones.:	



### PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA DPSH

Ref.: S-8269

Peticionario.:	CIISA	Fecha.:	13/01/2010
Obra.:	E. G. PARA LA CONSTRUCCIÓN Y REMODELACIÓN DE VARIAS ESTRUCTURAS PARA LA AMPLIACIÓN A 4 CARRILES DE LA AV/ ALFONSO MOLINA, A CORUÑA	P.D.C. Nº.:	6
		Cota (m).:	-
Cod Obra.:	09.1049 G	N. Freático (m).:	



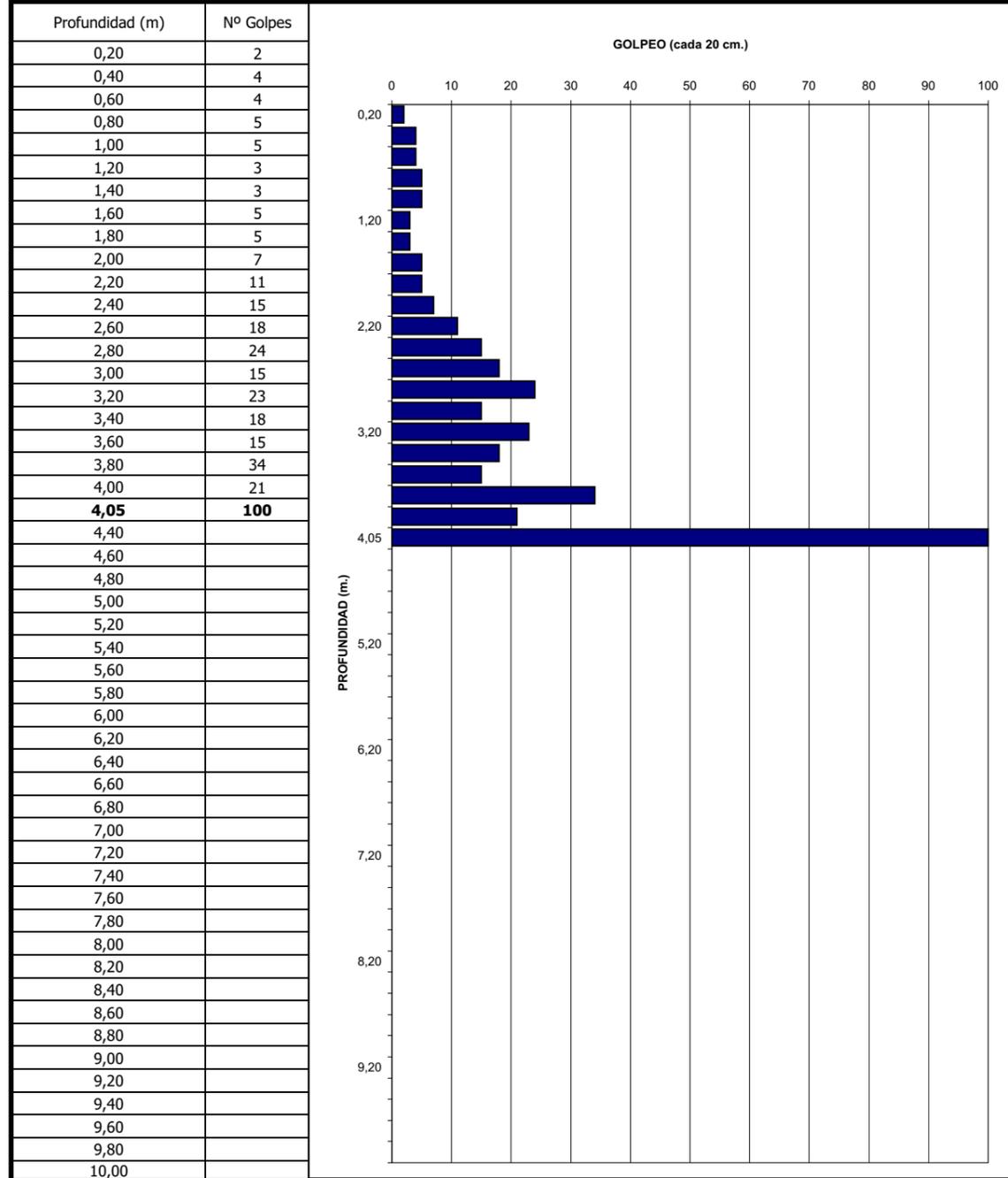
Operador.:	MANUEL MARTINEZ VAZQUEZ / JOSÉ LUIS MARTINEZ VAZQUEZ
Observaciones.:	



### PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA DPSH

Ref.: S-8270

<b>Peticionario.:</b>	CIISA	<b>Fecha.:</b>	13/01/2010
<b>Obra.:</b>	E. G. PARA LA CONSTRUCCIÓN Y REMODELACIÓN DE VARIAS ESTRUCTURAS PARA LA AMPLIACIÓN A 4 CARRILES DE LA AV/ ALFONSO MOLINA, A CORUÑA	<b>P.D.C. Nº.:</b>	7
<b>Cod Obra.:</b>	09.1049 G	<b>Cota (m).:</b>	-
		<b>N. Freático (m).:</b>	-3,00



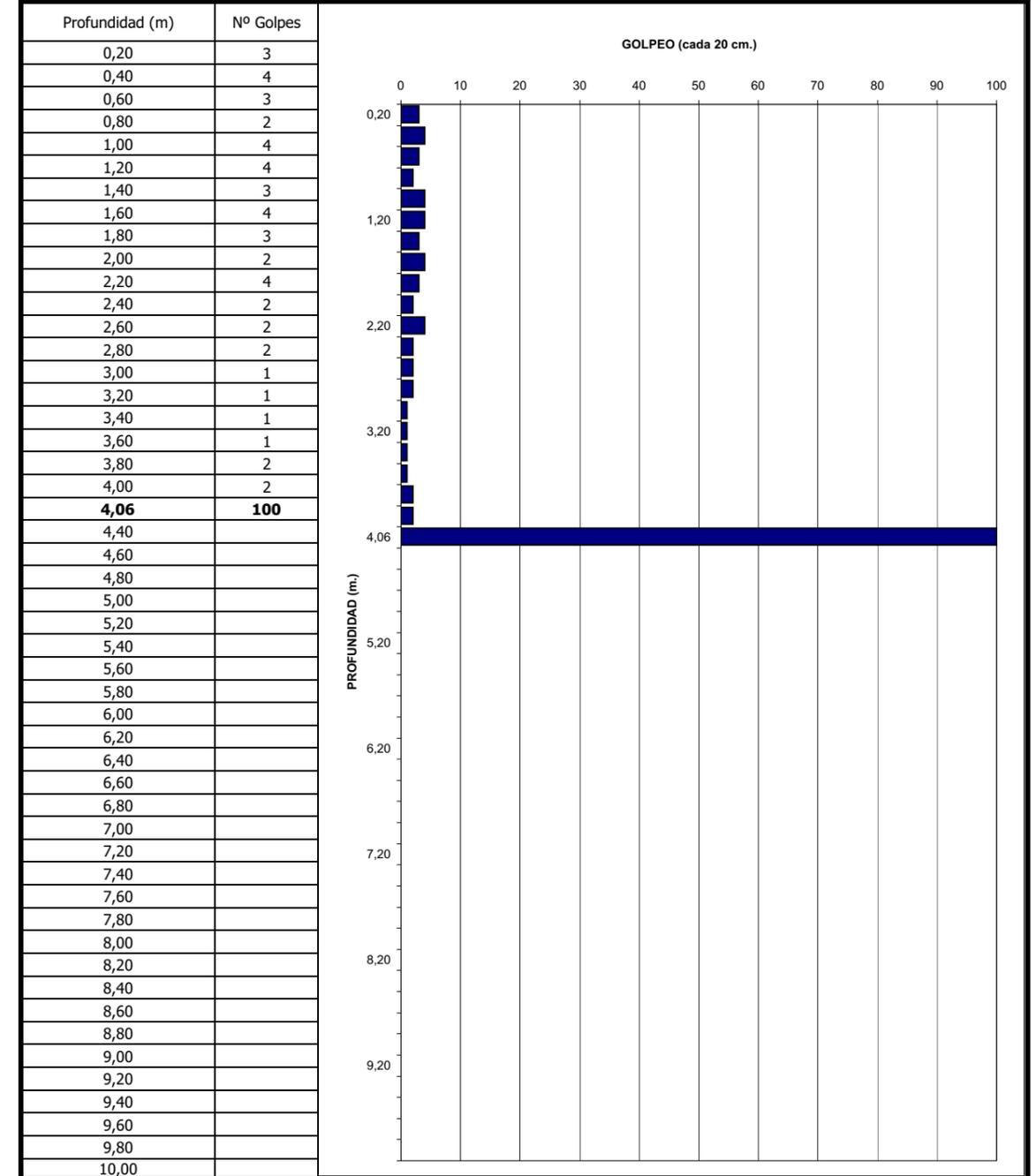
<b>Operador.:</b>	MANUEL MARTINEZ VAZQUEZ / JOSÉ LUIS MARTINEZ VAZQUEZ
<b>Observaciones.:</b>	



### PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA DPSH

Ref.: S-8271

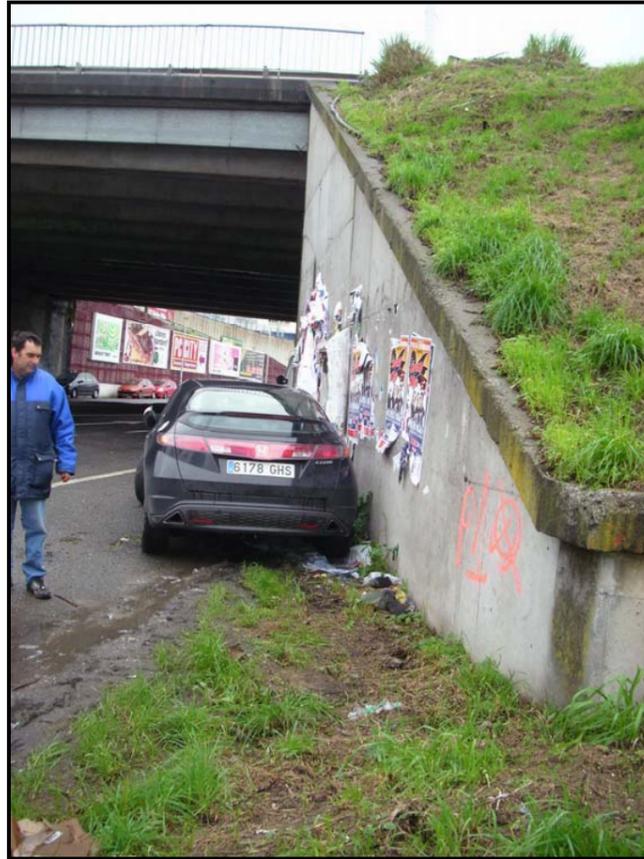
<b>Peticionario.:</b>	CIISA	<b>Fecha.:</b>	12/01/2010
<b>Obra.:</b>	E. G. PARA LA CONSTRUCCIÓN Y REMODELACIÓN DE VARIAS ESTRUCTURAS PARA LA AMPLIACIÓN A 4 CARRILES DE LA AV/ ALFONSO MOLINA, A CORUÑA	<b>P.D.C. Nº.:</b>	8
<b>Cod Obra.:</b>	09.1049 G	<b>Cota (m).:</b>	-
		<b>N. Freático (m).:</b>	



<b>Operador.:</b>	MANUEL MARTINEZ VAZQUEZ / JOSÉ LUIS MARTINEZ VAZQUEZ
<b>Observaciones.:</b>	

### **6.3. REPORTAJE FOTOGRÁFICO**

**VISTAS PDC-1 (AMPLIACIÓN DE TABLERO PARA ACCESO A POLÍGONO DE PO.CO.MA.CO)**



**VISTAS PDC-2 (ZONA VÍA DEL TREN, MARGEN MÁS CERCANO A LA CIUDAD DE A CORUÑA)**



**VISTAS PDC-3 (ZONA VÍA DEL TREN, MARGEN MÁS LEJANO A LA CIUDAD DE A CORUÑA)**



**VISTAS PDC-4 (PASARELA PEATONAL DE ACCESO A L CAMPUS DE ELVIÑA-ZAPATEIRA)**



**VISTAS PDC-5 (PASARELA PEATONAL ZONA MARISTAS)**



**VISTAS PDC-6 (PASARELA PEATONAL ZONA MARISTAS)**



**VISTAS PDC-7 (PASARELA PEATONAL DE CONEXIÓN ENTRE LOS NÚCLEOS DE PEDRALONGA Y PALAVEA)**



**VISTAS PDC-8 (PASARELA PEATONAL DE CONEXIÓN ENTRE LOS NÚCLEOS DE PEDRALONGA Y PALAVEA)**



#### **6.4. CLAVES DE INTERPRETACIÓN**



CLASIFICACIÓN DE LAS PARTICULAS SEGÚN TAMAÑO							
TAMAÑO DE PARTICULAS EN mm							
SUELOS DE GRANO FINO		SUELOS DE GRANO GRUESO					
ARCILLAS	LIMOS	ARENA FINA	ARENA MEDIA	ARENA GRUESA	GRAVA FINA	GRAVA GRUESA	BOLOS
<0,002	0,002-0,074	0,074-0,420	0,420-2	2-4,75	4,75-19,10	19,10-100	> 100

DENOMINACIÓN DE LA FRACCIÓN SECUNDARIA	
DESCRIPCIÓN	PROPORCIÓN (% PESO)
Indicios de	5-10
Algo + sufijo (-oso/osa)	10-20
bastante + sufijo (-oso/osa)	20-35
Sufijo (-oso/osa)	35-50

COMPACIDAD SEGÚN ENSAYO SPT PARA SUELOS GRANULARES	
CALIFICACIÓN	N <sub>SPT</sub>
Muy floja	< 4
floja	4-10
Medianamente densa	10-30
Densa	30-50
Muy densa	> 50

CONSISTENCIA SEGÚN COHESIÓN PARA SUELOS DE GRANO FINO	
CALIFICACIÓN	COHESIÓN kg/cm <sup>2</sup>
Muy blando	< 0,125
Blando	0,125-0,250
Moderadamente firme	0,250-0,500
firme	0,500-1,000
Muy firme	1,000-2,000
dura	> 2,000

ESCALA DE METEORIZACIÓN DE UN MACIZO ROCOSO		
GRADO	DENOMINACIÓN	CRITERIO DE RECONOCIMIENTO
I	Roca sana o fresca	La roca no presenta signos visibles de meteorización. Pueden existir ligeras pérdidas de color o pequeñas manchas de óxido en los planos de discontinuidad.
II	Roca ligeramente meteorizada	La roca y los planos de discontinuidad presentan signos de decoloración. Toda la roca ha podido perder su color debido a la meteorización y superficialmente ser más blanda que la roca sana.
III	Roca moderadamente meteorizada	Menos de la mitad del material está descompuesto a suelo. Aparece roca sana o ligeramente meteorizada de forma continua o en zonas aisladas.
IV	Roca meteorizada a muy meteorizada	Más de la mitad del material está descompuesto a suelo. Aparece roca sana o ligeramente meteorizada de forma discontinua.
V	Roca completamente meteorizada	El material está totalmente descompuesto a suelo, aunque se conserva la estructura original de la roca se mantiene intacta.