



ANEJO 2.-GEOLOGÍA Y GEOTECNIA.

P.I. BAJO FERROCARRIL EN EL TRAMO DE ALTA VELOCIDAD TOCÓN-VALDERRUBIO. T M DE OBEILAR (GRANADA).



La geotecnia y la geología empleada para desarrollar el proyecto “Estudio comparativo de la influencia de diferentes factores en el diseño de estructuras enterradas para pasos inferiores. Paso inferior bajo ferrocarril en el tramo de alta velocidad Tocón-Valderrubio. T. M. Obeilar (Granada), ha sido facilitada por el *Proyecto Constructivo de la línea de Alta Velocidad entre Bobadilla y Granada. Tramo Tocón-Valderrubio*.

A continuación se anexa el dicho anejo.





Índice

I. MEMORIA

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1.	Objeto	1
1.2.	Información consultada.....	2
1.3.	Descripción del trazado	3
2.	CAMPAÑA DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA	5
2.1.	Introducción	5
2.2.	Prospecciones de campo	5
2.2.1.	Sondeos mecánicos	7
2.2.2.	Calicatas mecánicas	11
2.2.3.	Penetraciones dinámicas	14
2.2.4.	Sísmica de refracción	18
2.3.	Ensayos de laboratorio	19
2.4.	Inventario de taludes y estaciones geomecánicas.....	25
3.	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES.....	28
3.1.	Q ₆ . Rellenos antrópicos no compactados.....	28
3.2.	Q ₅ . Rellenos antrópicos estructurales.....	28
3.3.	Q ₄ . Aluvial reciente, Fondo de valle. Cuaternario	31
3.4.	Q ₃ . Coluviales y conos de deyección. Cuaternario.....	34
3.5.	Q ₂ . Glacis. Cuaternario	34
3.6.	Q ₁ . Aluvial antiguo. Terrazas. Cuaternario.....	37
3.7.	PL2. Arcillas rojas, Limos, Arenas y Conglomerados. Pliocuatnario	39
3.8.	PL1. Margas, Limos blancos y calizas blancas. Pliocuatnario.....	42
4.	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE CÁLCULO	50

5.	HIDROGEOLOGÍA, NIVEL FREÁTICO	52
6.	AGRESIVIDAD	54
7.	SISMICIDAD	57
8.	GEOTECNIA DE LAS OBRAS DE TIERRA	57
8.1.	Rellenos.....	57
8.1.1.	Introducción	57
8.1.2.	Recomendaciones a seguir en rellenos	57
8.1.3.	Recomendaciones a seguir en cuñas de transición	59
8.1.4.	Metodología de cálculo.....	65
8.1.4.1.	Evaluación de asientos.....	65
8.1.4.2.	Cálculos de estabilidad	66
8.1.4.3.	Coeficientes de seguridad mínimos adoptados.....	66
8.1.4.4.	Taludes adoptados	67
8.1.4.5.	Criterio de saneo adoptado	67
8.1.4.6.	Parámetros geotécnicos adoptados	67
8.1.5.	Estudio particularizado para cada relleno	68
8.1.5.1.	Programa informático utilizado	68
8.1.5.2.	Terraplén del Tocón.....	69
8.1.5.3.	Terraplén del Charcón	74
8.1.6.	Condiciones del proceso de ejecución	77
8.1.7.	Criterios complementarios de diseño.....	78
8.1.8.	Profundidad de saneo	79
8.1.9.	Cuadro resumen de rellenos.....	80
8.2.	Desmontes	82
8.2.1.	Introducción	82
8.2.2.	Recomendaciones a seguir en desmontes y terraplenes.....	82
8.2.3.	Excavabilidad.....	82



índice (cont.)

8.2.4.	Cálculo de estabilidad de desmontes.....	83	9.3.6.	Estimación de asientos en pilotes (ROM 0.5-94)	107
8.2.5.	Metodología de cálculo	83	9.3.7.	Cálculo del módulo de balasto vertical	107
8.2.5.1.	Coeficientes de seguridad adoptados	83	9.3.8.	Cálculo del módulo de balasto horizontal.....	108
8.2.5.2.	Taludes adoptados.....	84	9.4.	<i>Cálculo del módulo de balasto horizontal para los pilotes</i>	<i>109</i>
8.2.5.3.	Parámetros geotécnicos adoptados	84	9.5.	<i>Viaducto de la Loma o del Arroyo de Brácana</i>	<i>110</i>
8.2.5.4.	Análisis de estabilidad	84	9.5.1.	Cálculo de asientos diferenciales en Viaducto de la Loma.....	122
8.2.6.	Estudio particularizado de cada desmonte	85	9.6.	<i>Viaducto sobre el Arroyo Charcón</i>	<i>123</i>
8.2.6.1.	Desmonte de Brácana	85	9.6.1.	Descripción de la estructura.....	123
8.2.6.2.	Desmonte de La Loma	88	9.6.2.	Investigaciones realizadas.....	123
8.2.6.3.	Desmontes de Íllora (primer tramo).....	90	9.6.3.	Naturaleza del terreno	124
8.2.6.4.	Desmontes de Íllora (segundo tramo)	92	9.6.4.	Recomendaciones de cimentación	124
8.2.6.5.	Desmontes de Íllora (tercer tramo)	94	9.6.5.	Cálculo de asientos diferenciales	126
8.2.7.	Cuadro resumen desmontes.....	97	9.7.	<i>Viaducto Tesorillo.....</i>	<i>127</i>
8.3.	<i>Plataforma y capa de forma.....</i>	<i>98</i>	9.7.1.	Descripción	127
8.3.1.	Introducción	98	9.7.2.	Pila P-1:.....	129
8.3.2.	Explanada en fondo de desmonte.....	98	9.7.3.	Pila P-2:.....	131
8.3.3.	Explanada en terraplén.....	99	9.7.4.	Pila P-3:.....	133
8.3.4.	Capa de forma	99	9.7.5.	Pila P-4:.....	133
9.	GEOTECNIA DE LAS ESTRUCTURAS	99	9.7.6.	Estribo E-2:	134
9.1.	<i>Introducción</i>	<i>99</i>	9.8.	<i>Pasos superiores</i>	<i>134</i>
9.2.	<i>Recomendaciones seguidas en geotecnia de estructuras.....</i>	<i>99</i>	9.8.1.	P.S. – 1001+500.....	134
9.3.	<i>Metodología de cálculo.....</i>	<i>102</i>	9.8.1.1.	Descripción de la estructura.....	134
9.3.1.	Tensión admisible en materiales granulares o roca muy alterada.....	102	9.8.1.2.	Investigaciones realizadas	134
9.3.2.	Cimentación superficial en terrenos cohesivos	102	9.8.1.3.	Naturaleza del terreno	134
9.3.3.	Cimentación profunda.....	103	9.8.1.4.	Recomendaciones de cimentación.....	135
9.3.4.	Asientos con capa de arcilla.....	105	9.8.2.	P.S. – 1002+400.....	138
9.3.5.	Asientos según el método de Burland – Burbridge.....	106			



índice (cont.)

9.8.2.1.	Descripción de la estructura.....	138
9.8.2.2.	Investigaciones realizadas.....	139
9.8.2.3.	Naturaleza del terreno	139
9.8.2.4.	Recomendaciones de cimentación	139
9.8.2.5.	Cálculo del módulo de balasto vertical	142
9.8.3.	P.S. – 1003+300	142
9.8.3.1.	Descripción de la estructura.....	142
9.8.3.2.	Investigaciones realizadas.....	142
9.8.3.3.	Naturaleza del terreno	143
9.8.3.4.	Recomendaciones de cimentación	143
9.8.3.5.	Cálculo del módulo de balasto vertical	145
9.8.4.	P.S. – 1005+800	146
9.8.4.1.	Descripción de la estructura.....	146
9.8.4.2.	Investigaciones realizadas.....	146
9.8.4.3.	Naturaleza del terreno	146
9.8.4.4.	Recomendaciones de cimentación	146
9.8.5.	P.S. – 1006+100	147
9.8.5.1.	Descripción de la estructura.....	147
9.8.5.2.	Investigaciones realizadas.....	147
9.8.5.3.	Naturaleza del terreno	148
9.8.5.4.	Recomendaciones de cimentación	148
9.8.6.	P.S. – 1007+000	152
9.8.6.1.	Descripción de la estructura.....	152
9.8.6.2.	Investigaciones realizadas.....	152
9.8.6.3.	Naturaleza del terreno	152
9.8.6.4.	Recomendaciones de cimentación	152
9.8.7.	Tabla resumen de pasos superiores	154

9.9.	Pasos Inferiores	155
9.9.1.	P.I. – 1006,4	155
9.9.1.1.	Descripción de la estructura.....	155
9.9.1.2.	Investigaciones realizadas	155
9.9.1.3.	Naturaleza del terreno	155
9.9.1.4.	Recomendaciones de cimentación	155
9.9.1.5.	Cálculo del módulo de balasto vertical	156
9.9.2.	P.I. – 1008,3	156
9.9.2.1.	Descripción de la estructura.....	156
9.9.2.2.	Investigaciones realizadas	156
9.9.2.3.	Naturaleza del terreno	156
9.9.2.4.	Recomendaciones de cimentación	157
9.9.2.5.	Cálculo del módulo de balasto vertical.....	157
9.9.3.	P.I. – 1010,7	157
9.9.3.1.	Descripción de la estructura.....	157
9.9.3.2.	Investigaciones realizadas	158
9.9.3.3.	Naturaleza del terreno	158
9.9.3.4.	Recomendaciones de cimentación	158
9.9.3.5.	Cálculo del módulo de balasto vertical	159
9.9.4.	P.I. – 1011,6	159
9.9.4.1.	Descripción de la estructura.....	159
9.9.4.2.	Investigaciones realizadas	159
9.9.4.3.	Naturaleza del terreno	159
9.9.4.4.	Recomendaciones de cimentación	160
9.9.4.5.	Cálculo del módulo de balasto vertical.....	161
9.9.5.	P.I. – 1012,2	161
9.9.5.1.	Descripción de la estructura.....	161



índice (cont.)

9.9.5.2. Investigaciones realizadas..... 161

9.9.5.3. Naturaleza del terreno 161

9.9.5.4. Recomendaciones de cimentación 161

9.9.5.5. Cálculo del módulo de balasto vertical 162

9.9.6. Tabla resumen de pasos inferiores 163

9.10. Falso Túnel de Íllora..... 164

9.10.1. Investigaciones realizadas 164

9.10.2. Estratigrafía / Litología 164

9.10.3. Parámetros adoptados 164

9.10.4. Análisis de la cimentación 165

9.10.4.1. Cálculo del módulo de balasto vertical 165

9.10.5. Recomendaciones constructivas..... 166

9.11. Muro de reacción del drenaje del terraplén de tocón..... 168

10. TALUDES TEMPORALES EN SITUACIONES PROVISIONALES.....169

11. RESUMEN Y CONCLUSIONES170

II. FIGURAS

- 1. Planta de situación de reconocimientos geotécnicos (Ortofoto 1: 2000)
- 2. Planta geológico – geotécnica (1 : 2000)
- 3. Perfil longitudinal
- 4. Perfiles geológico – geotécnicos transversales
- 5. Detalles constructivos

III. APÉNDICES

- 1. Columnas y fotografías de sondeos
- 2. Registros y fotografías de calicatas mecánicas
- 3. Gráficos de los ensayos de penetración dinámica
- 4. Ensayos de laboratorio
- 5. Inventario de taludes
- 6. Calculo de estabilidad de taludes.



I. MEMORIA



1. INTRODUCCIÓN

1.1. OBJETO

La Dirección General de Ferrocarriles adjudicó a INECO S.A. la redacción del “Proyecto Constructivo de la Línea de Alta Velocidad entre Bobadilla y Granada. Tramo: Tocón – Valderrubio”, proyecto de alta velocidad ferroviaria del tramo de 14,1 Km entre estas dos localidades próximas a Granada.

El presente Anejo de Geotecnia recoge los trabajos de campo, los ensayos de laboratorio y el estudio geotécnico correspondiente al “Proyecto Constructivo de la Línea de Alta Velocidad entre Bobadilla y Granada. Tramo Tocón – Valderrubio”.

La kilometración impuesta para el tramo Tocón – Valderrubio comienza en el P.K. 1000+000, que coincide con el P.K. 16+100 del “Estudio Informativo de la Línea de Alta Velocidad entre Bobadilla y Granada”, y finaliza en el P.K. 1014+082,279 siendo por tanto su longitud de 14.082,279 m.

El trazado se desarrolla en los términos municipales de Íllora y Pinos Puente, pertenecientes a la provincia de Granada.

El objetivo del presente trabajo es estudiar desde el punto de vista geotécnico los materiales afectados por el trazado, con objeto de llegar a una caracterización de los mismos que permita analizar y definir los diferentes aspectos geotécnicos de las obras contempladas en el Proyecto, entre ellos la estabilidad de los taludes, cimentación de los rellenos, clasificación de los materiales, cimentación de las estructuras, estudio de los túneles, etc.

El presente estudio incluye la ejecución de los siguientes trabajos:

- Perforación de sondeos mecánicos.

- Ejecución de ensayos de penetración estándar (SPT).
- Toma de muestras inalteradas y parafinadas.
- Ensayos de permeabilidad en suelos y en macizos rocosos.
- Identificación, preparación, conservación y envío al laboratorio de las muestras obtenidas.
- Medición y registro de niveles de agua.
- Ensayos presiométricos en sondeos.
- Ejecución de ensayos de penetración dinámica.
- Realización de calicatas.
- Toma de muestras alteradas
- Ejecución de perfiles sísmicos.
- Realización de tomografía eléctrica.
- Realización de ensayos de laboratorio.
- Replanteo en campo de los puntos de reconocimiento.
- Redacción del Anejo Geotécnico.

Los trabajos se han realizado en las siguientes fases:

- a) Recopilación y análisis de datos de partida.
- b) Planteamiento de campaña de trabajos de campo y ensayos de laboratorio.
- c) Reconocimiento geológico de la zona en estudio.



d) Ejecución de trabajos de campo y ensayos de laboratorio.

e) Elaboración del Anejo Geotécnico.

En primer lugar se realizó un estudio fotogeológico en base a la colección de fotogramas a escala 1: 5.000, que se ha comprobado en campo mediante un reconocimiento geológico visual.

Asimismo, se realizó una propuesta de campaña geotécnica que fue aprobada por la Dirección del Proyecto.

Se realizó un inventario de taludes próximos a la zona de estudio realizando estaciones geomecánicas en aquellos taludes más representativos.

Con los datos obtenidos del estudio fotogeológico y de los reconocimientos visuales de campo se ha confeccionado una Planta Geológica (1 : 2000).

Asimismo, se realizó a escala 1 : 2000 (H) y 1 : 1000 (V) el perfil geológico-geotécnico longitudinal de todo el tramo con la situación de las prospecciones realizadas. Se incluye una “guitarra” que recoge la información indicada en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

También se realizó un perfil geológico – geotécnico de detalle de los túneles así como una planta geológica y un perfil geológico – geotécnico de detalle de las estructuras singulares.

Los cálculos de estabilidad de taludes en suelos se han realizado mediante el programa PHASE2 6.0 de la empresa ROCSCIENCE basado en un método de estabilidad por elementos finitos. Los parámetros considerados se han definido en base a la campaña de trabajos de campo y ensayos de laboratorio disponibles.

Finalmente se ha realizado el siguiente anejo de geotecnia que consta de las siguientes partes:

- Campaña de investigación geotécnica

- Caracterización geotécnica de los materiales
- Parámetros geotécnicos de cálculo
- Hidrogeología y nivel freático
- Agresividad
- Sismicidad
- Geotecnia de las obras de tierra
- Geotecnia de las estructuras

1.2. INFORMACIÓN CONSULTADA

La información consultada en la elaboración de este anejo se enumera a continuación:

- Estudio Informativo del Proyecto de la Línea de Alta Velocidad entre Bobadilla y Granada. SENER. Ministerio de Fomento. Octubre 2001.
- Proyecto Básico de la Línea de Alta Velocidad entre Tocón y Valderrubio. INECO. Ministerio de Fomento. Octubre 2005.
- Mapas Geológicos de España (MAGNA), escala 1 : 50.000. Hojas 1008 (Montefrío) y 1009 (Granada). Instituto Geológico y Minero de España. IGME.
- Mapa Geotécnico de España, escala 1 : 200.000, correspondiente a Granada-Málaga, Hoja nº 83. Instituto Geológico y Minero de España. IGME
- Geología de España. Tomo II. Comba, J.A. (coord.). Instituto Geológico y Minero de España. IGME 1983.
- The Geology of Spain. Gibbons & Moreno (coord.). British Geological Survey, 2002.



- Ingeniería Geológica. Luis I. González de Vallejo.
- Manual de Ingeniería de Taludes. Instituto Tecnológico Geominero de España. Ministerio de Industria, Comercio y Turismo. Secretaría General de la Energía y Recursos Minerales
- Geotecnia y Cimientos. Jiménez Salas y Justo Alpañés.
- Norma de Construcción Sismorresistente, NCSE-02.
- ROM 0.5-94.
- Guía de Cimentaciones de Obras de Carreteras.
- Curso Aplicado de Cimentaciones. Rodríguez Ortiz.

1.3. DESCRIPCIÓN DEL TRAZADO

Terraplén del Tocón. (PK 1000+000 al PK 1000+540) (540 m)

Este terraplén, con una altura máxima de unos 15 m en el PK 1000+340, salva el cauce y la parte baja del valle del Arroyo Tocón. Está cimentado sobre los aluviales de dicho arroyo en su parte central, que son gravas clasto-soportadas, con los cantos de caliza y matriz arenoso-limosa de poco plástica a no plástica.

El recorrido sobre el terraplén ha revelado la existencia de algunas grietas longitudinales, cercanas al borde, de poca entidad.

Desmonte del Tocón (PK 1000+540 al PK 1001+740) (1.200 m)

Este desmonte presenta una altura de 8,6 m aproximadamente en el PK 1001+560; la rasante viene a coincidir con la cota de terreno, aunque a ambos lados se realizará un retaluzado. La excavación se efectuará en materiales pertenecientes a las unidades PL2, PL1 y Q4 que son fundamentalmente litologías arcillosas, limo arenosas con niveles gruesos.

Terraplén del Arroyo de La Laguna (PK 1001+740 al PK 1002+200) (460 m)

Al igual que en el tramo anterior la rasante se mantiene aproximadamente a la misma altura que la cota de terreno natural, la altura máxima alcanzada en el eje es de 3,70 m (PK 1002+060). Los materiales afectados por el trazado son los mismos que se han descrito en el tramo anterior, es decir, aquellos que atañen a la unidad Q4.

Relleno de Línea antigua de FFCC (PK 1002+200 – PK 1003+120) (920 m)

A lo largo de este tramo se aprovechará, siempre que sea posible y que la estabilidad del talud sea adecuada, el relleno antiguo para la nueva línea de alta velocidad. La longitud de este tramo es de 920 m.

El cimiento por debajo del antiguo terraplén está formado por materiales pertenecientes a la unidad Q1 de aluvial antiguo y terrazas (cuaternario), y por debajo material de la formación PL1 de margas, limos blanquecinos, pertenecientes al pliocuaternario.

Desmonte de Brácana (PK 1003+120 al PK 1004+360) (1240 m)

Este desmonte, con una altura máxima aproximada de 11,03 en el PK 1003+780 m presenta en varios puntos evidencias de deslizamiento (PK 1003+330, PK 1003+750 o PK 1003+800). La litología concierne a margas y limos blanquecinos pertenecientes a la unidad PL1, muestra grandes grietas de retracción por secado, lo cual puede indicar una cierta expansividad.

Terraplén T2. (PK 1004+360 al PK 1004+973) (613 m)

Se corresponde con el relleno previo al Viaducto de La Loma o del Arroyo de Brácana, con una altura de aproximadamente 11 m a la entrada del mismo. Los materiales sobre los que asienta este terraplén atañen a rocas de precipitación química, margas, margocalizas, calizas micríticas, oncolíticas y travertínicas y puntualmente arcillas negras, pertenecientes a la unidad PL1.



Viaducto de La Loma o del Arroyo de Brácana. (PK 1004+973 al PK 1005+707) (734 m)

Esta obra singular salva el valle del arroyo Brácana. En principio, se trata de un viaducto con dos estribos separados 600 m y 20 vanos de 30 m. La altura máxima de las pilas es de 25 m aproximadamente. Las litologías afectadas por la cimentación de las pilas conciernen a los materiales aluviales de fondo de valles (limos arenosos, gravas y arenas arcillosas) los cuales se corresponden con la unidad Q4 y a las margas, limos blancos y calizas blancas de la unidad PL1.

Desmante de La Loma (PK 1005+723 al PK 1005+990) (267 m)

Este desmante se encuentra en la salida del Viaducto de la Loma y alcanza la mayor altura de todas las excavaciones definitivas proyectadas en el trazado, su altura máxima en el eje se sitúa alrededor de los 11 m según el perfil transversal 1005+760. Los materiales afectados por esta excavación son una capa superior de arcillas rojas y costras calcáreas de unos 2,5 m de espesor, pertenecientes a la unidad Q2 y margas, limos blancos y calizas lacustres pertenecientes a la unidad PL1, pudiendo presentar estos últimos materiales, ciertos problemas de deslizamiento.

Terraplén T4. (PK 1005+990 al PK 1009+040) (3.050 m)

La altura máxima de este relleno es de aproximadamente 9,40 m. Al principio este terraplén, donde alcanza su mayor altura, apoya sobre materiales de glaciis cuaternarios, arcillo limosos rojizos con costras calcáreas y corresponden a la unidad Q2. Otros materiales afectados se corresponden con las margas, limos blancos y calizas blancas pertenecientes a la unidad PL1

Desmontes de Íllora. D5, D6 y D7 (PK 1009+040 al PK 1010+300) (1.260 m)

Esta obra constituye el mayor movimiento de tierras de todo el proyecto, cercano a un millón de metros cúbicos. Es un desmante nuevo, a excavar en su totalidad, ya que en este tramo el proyecto se aparta del ferrocarril actual.

Se ejecuta sobre las mismas formaciones geológicas que el desmante de La Loma, es decir la unidad Q2 y PL1, por lo que es probable que el terreno presente los mismos problemas deslizamiento.

La parte más delicada son los 600 m centrales, donde se superan los 22 m de altura. En dicha zona se construirá un falso túnel.

Terraplén de Íllora (PK 1010+300 al PK 1011+619) (1340 m)

Es el penúltimo relleno del trazado proyectado, se sitúa entre la salida del desmante de Íllora y el Puente sobre el Arroyo del Charcón. La altura máxima alcanzada se sitúa en torno a los 8 m. Los materiales sobre los que asienta este terraplén son fundamentalmente arcillo-arenosos con niveles gruesos y cantos medianamente rodados de naturaleza calcárea, generalmente de pequeño tamaño, se corresponden con los depósitos aluviales de fondo de valle pertenecientes a la unidad Q4.

Puente del Charcón. (PK 1011+619 al PK 1011+669) (50 m)

Esta obra singular deberá salvar el cauce del Arroyo del Charcón o de Escóznar y la carretera local a El Chaparrillo (GR-NO 11).

En ese punto, el arroyo discurre encajado unos 5 m en la planicie de la vega y su trazado hace un doble meandro, por lo que la traza lo atraviesa dos veces.

El terreno está constituido por los depósitos aluviales del arroyo (terrazas de arenas arcillosas y depósitos de gravas en el cauce), los cuales pertenecen a la unidades Q4.

Terraplén del Charcón PK 1011+669 al PK 1012+485 (816 m) y PK 1012+635 al PK 1012+960 (325 m).

Es el último relleno del trazado proyectado, se sitúa en la salida del Puente sobre el Arroyo del Charcón. Se encuentra dividido en dos partes, unidas entre si por el Viaducto del Tesrillo.



La altura máxima alcanzada se sitúa en torno a los 10,5 m en el PK 1011+780. Los materiales sobre los que asienta este terraplén son fundamentalmente arcillo-arenosos con niveles gruesos y cantos medianamente rodados de naturaleza calcárea, generalmente de pequeño tamaño, se corresponden con los depósitos aluviales de fondo de valle pertenecientes a la unidad Q4.

Viaducto del Tesorillo (PK 1012+485 al PK 1012+635) (150 m)

El viaducto del Tesorillo es una estructura hiperestática proyectada para salvar el yacimiento arqueológico del mismo nombre, situado entre el PK 1012+500 y 1012+800. La longitud del viaducto es de 150 m desde el PK 1012+485 al PK 1012+635.

Tiene una altura máxima del orden de 5 m, con una sección transversal de 14 m sobre el yacimiento citado, y está formada por cuatro pilas y dos estribos. Las litologías afectadas por los apoyos de este viaducto son materiales aluviales de fondo de valle (limos arenosos, gravas y arenas arcillosas), correspondientes a la unidad Q4, y margas, limos blancos y calizas blancas de la unidad PL1.

Desmonte final (PK 1012+960 al PK 1014+082) (1.122 m)

La parte final del recorrido se realiza en trinchera. La altura máxima alcanzada no sobrepasa los 3 m. La totalidad de la excavación se realizara en materiales coluviales, los cuales presentan una gran heterogeneidad, componiéndose de materiales arcillo-arenosos con niveles gruesos y cantos medianamente rodados de naturaleza calcárea, en general de pequeño tamaño, de la unidad Q3.

2. CAMPAÑA DE INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

2.1. INTRODUCCIÓN

Para la redacción del Proyecto Constructivo ha sido necesario definir una campaña de trabajos de campo y ensayos para la adecuada definición y valoración de las soluciones que hay que desarrollar. La importancia de esta campaña es especialmente alta, debido a las importantes longitudes que suponen los viaductos y túneles respecto a la longitud total del trazado.

Para el planteamiento de la campaña se ha partido de la propuesta de sondeos indicada en el Pliego de Bases Técnicas.

Se ha comprobado la ubicación de los sondeos propuestos respecto a los existentes en el Proyecto Básico, y se ha evaluado su necesidad en función de la obra asociada a ejecutar.

Una vez definida una campaña teórica a ejecutar se realizó un recorrido de campo para comprobar sobre el terreno la posibilidad de accesos concretos y la necesidad o no de otros reconocimientos. El resultado del análisis de la información existente y del recorrido de campo se plasmó en la propuesta de campaña a ejecutar.

La longitud total aproximada del subtramo a estudiar es de 14.082 Km.

2.2. PROSPECCIONES DE CAMPO

Los trabajos de campo ejecutados para la redacción del presente Proyecto Constructivo han consistido en:

- 40 Sondeos mecánicos a rotación con extracción continua de testigo, denominados en la leyenda como S, seguidos del Pk en el que se encuentran.
- 342 Ensayos SPT ejecutados "in situ".



- 2 Ensayos presiométricos ejecutados "in situ".
- 36 Calicatas.
- 68 Penetraciones dinámicas.
- 8 Penetraciones complementarias para la cimentación del Viaducto del Tesorillo.
- 4 Perfiles sísmicos de refracción.

El emplazamiento de los trabajos fue propuesto por INECO, S.A., Una vez aprobada por la Dirección General de Ferrocarriles, fue esta quien ejecutó los trabajos de prospección.

Asimismo INECO realizó la supervisión y control de los trabajos durante la ejecución de la campaña, que fue contratada por la citada Dirección General, a las empresas VORSEVI y UTE GEORAIL.

Además de estos reconocimientos ejecutados expresamente para el Proyecto Constructivo, se han tenido en cuenta para la redacción del presente Anejo los siguientes reconocimientos:

- 17 Sondeos ejecutados del Proyecto Básico del tramo de Alta Velocidad entre Tocón y Valderrubio.

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)	COORDENADAS	
		X	Y
S-A30-1	29,79	358086,447	4102289,106
S-A30-2	23,20	361701,454	4104315,844
S-A30-4	22,45	372589,426	4108556,505
S-A30-5	20,00	373369,427	4108998,874
S-A30-6	25,00	377697,511	4110134,767
S-A30-7	29,80	379350,555	4110105,268
S-A30-14	25,00	393621,163	4115906,976
S-A30-15	53,65	396385,526	4115765,796
S-A30-16	40,75	396585,232	4115755,810

SONDEO	PROFUNDIDAD	COORDENADAS	
S-A31-1	31,30	354202,010	4101945,737
S-A31-2	31,50	357368,306	4104396,149
S-A60-1	25,50	385082,798	4110435,861
S-A62-2	48,00	387044,830	4111485,080
S-A62-3	31,05	393873,031	4113829,737
S-HT2-1	45,75	401360,838	4114907,908
S-HT2-2	26,85	402987,001	4115351,964
S-VM2-1	58,10	409287,453	4120147,214

- 4 Penetraciones dinámicas del Proyecto Básico del tramo de Alta Velocidad entre Tocón y Valderrubio.

PENETRACIÓN DINÁMICA	P.K.	Distancia a la Traza (m)	Profundidad (m)
P-VM2-1	1000+430	0	10,00
P-VM2-2	1001+000	0	20,00
P-OB3-1	1005+400	30	6,65
P-OB2-1	1011+530	130	5,17

- 8 Calicatas del Proyecto Básico del tramo de Alta Velocidad entre Tocón y Valderrubio.

CALICATA	P.K.	Distancia a la Traza (m)	Profundidad (m)
C-VM2-1	1000+430	0	1,70
C-VM2-2	1001+000	0	3,70
C-T2	1002+040	0	4,00
C-OB3-1	1005+400	30	3,90
C-OB3-2	1006+065	10	3,80
C-OB2-1	1009+460	190	3,10
C-OB2-2	1011+530	130	3,90
C-OB1-3	1013+375	0	3,20



Los emplazamientos de todos los trabajos de campo figuran en la "Planta de situación de los reconocimientos geotécnicos". Los cortes estratigráficos así como las fotografías se incluyen en los apéndices correspondientes del presente Anejo.

Existieron dificultades en ciertos sondeos ubicados en pilas de viaducto con necesidad de expropiaciones y actuaciones de despeje y desbroce para su acceso. Cuando no se pudo ejecutar el sondeo propuesto se completó la investigación con reconocimientos geofísicos y con penetraciones dinámicas.

En cualquier caso, aquellos sondeos que no se ejecutaron por dificultades de acceso, deberán realizarse durante las primeras fases de la obra, antes de construir cualquier tipo de cimentación. Una vez realizado el sondeo, se evaluará la cimentación propuesta y se modificará si es necesario.

Campaña Complementaria

- Estructuras: La Campaña Complementaria a realizar durante la fase de obra deberá contemplar como mínimo la ejecución de un sondeo en aquellos apoyos de estructura en los que en la fase de Proyecto no fue posible su ejecución, singularmente en el Viaducto del Tesorillo.

Además, el contratista evaluará según su criterio la necesidad de completar la investigación con más reconocimientos para el mejor ajuste de los elementos del proyecto.

2.2.1. Sondeos mecánicos

Para la realización del Proyecto Constructivo se han ejecutado 40 sondeos a rotación, con recuperación continua de testigo, en los que se realizaron trabajos complementarios como la toma de muestras inalteradas y testigos parafinados, ensayos de penetración estándar (S.P.T.), ensayos de permeabilidad, medidas de los niveles de agua y ensayos "in situ" de tipo presiométrico. Todos los trabajos de campo, han sido supervisados por técnicos cualificados,

quienes realizaron la descripción de las columnas de sondeo y el correspondiente muestreo, así como la supervisión de los distintos trabajos suplementarios antes descritos.

Se han incluido todos los sondeos propuestos. De este modo, se han perforado un total de 765 m distribuidos en 40 sondeos según se muestra en los cuadros siguientes donde también se incluyen las características de cada sondeo.



SONDEOS REALIZADOS

Denominación	Ubicación prevista p.k.	Ubicación real p.k.	Cota de boca	Ubicación respecto vía	Longitud prevista m	Longitud actual / final (m)	Fecha Inicio	Fecha finalización	Duración días laborables	Rendimiento m/día	Presiómetro ud.	Leftamc / Lugeon (ud.)	SPT ud.	Muestras inalteradas ud.	Muestras parañinadas ud.	Muestras alteradas ud.	Muestras de testigo ud.	Muestras de agua ud.	Observaciones e Incidencias
S 1000+375	1000+375	1000+375	543	a 5 m. M.D.	25,00	26,35	24-10-05	25-10-05	1,5	17,6	0	0	9	6	0	0	0	0	
S 1000+380	1000+380	1000+370	530	a 40 m. M.D.	15,00	16,05	26-10-05	26-10-05	1,0	16,1	0	0	5	2	0	0	0	0	
S 1000+460	1000+460	1000+460	545	a 5 m. M.I.	20,00	25,00	20-10-05	25-10-05	2,0	12,5	0	0	8	1	2	0	0	0	
S 1001+505	1001+505	1001+505	554	a 20 m. M.I.	10,00	25,45	27-09-05	28-09-05	1,5	17,0	0	0	8	5	0	0	0	0	
S 1002+380	1002+380	1002+380	554,5	a 20 m. M.I.	10,00	15,45	28-09-05	28-09-05	1,0	15,5	0	0	6	2	0	0	0	0	
S 1002+390	1002+390	1002+400	554	a 20 m. M.D.	20,00	20,05	07-10-05	11-10-05	1,5	13,4	0	0	8	7	0	0	0	0	
S 1003+325—S 19+395	19+395	1003+325	579	a 28 m. M.D.	20,00	20,45	02-08-05	03-08-05	1,5	13,6	0	0	7	3	4	0	0	0	
S 1003+800-S 19+900	19+900	1003+800	583	a 20 m. M.D.	15,00	15,00	28-07-05	29-07-05	1,5	10,0	0	0	5	5	1	0	0	0	
S 1005+020	1005+020	1005+020	586	En la Vía	15,00	30,45	27-09-05	28-09-05	2,0	15,2	0	0	14	2	6	0	0	0	
S 1005+060	1005+060	1005+060	584	En la Vía	15,00	30,45	26-09-05	27-09-05	1,5	20,3	0	0	8	7	0	0	0	0	
S 1005+130-S 21+230	21+230	1005+130	581	En la Vía	20,00	20,45	29-07-05	01-08-05	1,5	13,6	0	0	7	3	4	0	0	0	
S 1005+205	1005+205	1005+205	580	En la Vía	20,00	30,45	23-09-05	27-09-05	1,5	20,3	0	0	14	2	3	0	0	0	
S 1005+300	1005+300	1005+300	580	En la Vía	20,00	30,08	22-09-05	23-09-05	1,5	20,1	0	0	11	4	6	0	0	0	
S 1005+350	1005+350	1005+350	578	En la Vía	25,00	34,35	22-09-05	23-09-05	1,5	22,9	0	0	11	6	1	0	0	0	
S 1005+395	1005+395	1005+395	578	En la Vía	25,00	29,45	20-09-05	22-09-05	2,5	11,8	0	0	12	5	4	0	0	0	
S 1005+445	1005+445	1005+445	578	En la Vía	25,00	29,85	19-09-05	22-09-05	2,5	11,9	0	0	9	7	0	0	0	0	
S 1005+495	1005+495	1005+495	582	En la Vía	25,00	29,95	19-09-05	21-09-05	2,5	12,0	0	0	15	4	6	0	0	0	
S 1005+540	1005+540	1005+540	584	En la Vía	20,00	30,00	22-09-05	23-09-05	1,5	20,0	0	0	3	7	4	0	0	0	
S 1005+590	1005+590	1005+590	586	En la Vía	20,00	30,00	21-09-05	23-09-05	2,0	15,0	0	0	10	4	7	0	0	0	



Denominación	Ubicación prevista p.k.	Ubicación real p.k.	Cota de boca	Ubicación respecto vía	Longitud prevista m	Longitud actual / final (m)	Fecha Inicio	Fecha finalización	Duración días laborables	Rendimiento m/día	Presiónmetro ud.	Lefranc / Lugeon (ud.)	SPT ud.	Muestras inalteradas ud.	Muestras parafrinadas ud.	Muestras alteradas ud.	Muestras de testigo ud.	Muestras de agua ud.	Observaciones e Incidencias
S 1005+635	1005+635	1005+635	592	En la Vía	15,00	30,75	19-09-05	21-09-05	2,5	12,3	0	0	12	7	5	0	0	0	
S 1005+675	1005+675	1005+675	597	En la Vía	15,00	30,00	26-09-05	28-09-05	3,0	10,0	0	0	6	4	6	0	0	0	
S 1005+800 – S 21+880	21+880	1005+800	621	En la Vía	20,00	20,00	03-08-05	04-08-05	1,5	13,3	0	0	7	3	4	0	0	0	
S 1005+850 – S 21+950	21+950	1005+850	621	a 72 m. M.I.	20,00	19,80	04-08-05	08-08-05	2,0	9,9	0	0	7	3	4	0	0	0	
S 1006+055	1006+055	1006+055	612	a 28 m. M.D.	15,00	15,87	06-10-05	07-10-05	1,0	15,9	0	0	6	6	0	0	0	0	
S 1006+080	1006+080	1006+080	612	a 15 m. M.I.	10,00	15,27	05-10-05	05-10-05	1,0	15,3	0	0	6	6	0	0	0	0	
S 1006+980	1006+980	1006+970	618	a 40 m. M.I.	10,00	11,24	06-10-05	06-10-05	0,5	22,5	0	0	4	4	0	0	0	0	
S 1009+600	1009+600	1009+600	640	a 42 m. M.I.	20,00	20,05	04-10-05	05-10-05	1,5	13,4	0	0	7	4	3	0	0	0	
S 1009+745 – S 25+850	25+850	1009+745	643	a 18 m. M.D.	25,00	25,05	09-08-05	09-08-05	1,0	25,1	0	0	9	2	6	0	0	0	
S 1009+960 – S 26+060	26+060	1009+960	638	a 26 m. M.I.	20,00	19,94	10-08-05	10-08-05	1,0	19,9	0	0	7	2	5	0	0	0	
S 1010+670	1010+670	1010+670	596	a 18 m. M.I.	15,00	15,09	28-05-05	30-09-05	1,5	10,1	0	0	7	1	0	0	0	0	
S 1011+595	1011+595	1011+595	580	a 72 m. M.I.	20,00	29,95	28-09-05	03-10-05	2,5	12,0	0	0	14	5	1	0	0	0	
S 1011+600	1011+600	1011+600	578	a 44 m. M.I.	20,00	30,00	06-10-05	12-10-05	3,0	10,0	0	0	11	1	1	0	0	0	
S 1011+605	1011+605	1011+605	578	a 20 m. M.D.	20,00	31,01	03-10-05	04-10-05	1,5	20,7	0	0	10	7	0	0	0	0	
S 1011+610	1011+610	1011+610	580	a 8 m. M.I.	30,00	31,05	11-10-05	13-10-05	1,5	20,7	0	0	12	8	0	0	0	0	
S 1011+640	1011+640	1011+650	576	En la Vía	20,00	30,00	05-10-05	06-10-05	2,0	15,0	0	0	12	11	0	0	0	0	
S 1011+665	1011+665	1011+680	578	En la Vía	20,00	29,90	26-09-05	28-09-05	2,5	12,0	0	0	4	11	0	0	0	0	
S 1011+800	1011+800	1011+800	578	En la Vía	15,00	19,55	03-10-05	04-10-05	1,0	19,6	0	0	8	7	0	0	0	0	
S 1012+160	1012+160	1012+160	575	a 12 m. M.I.	15,00	19,75	29-09-05	30-09-05	1,5	13,2	0	0	7	4	1	0	0	0	
S 1012+595	1012+595	1012+595	577	a 24 m. M.I.	25,00	25,05	30-09-05	03-10-05	1,0	25,1	0	0	8	8	0	0	0	0	
S 1012+620	1012+620	1012+620	576	a 20 m. M.D.	10,00	25,41	29-09-05	29-09-05	1,0	25,4	0	0	8	3	0	0	0	0	



2.2.2. Calicatas mecánicas

Se han realizado 36 calicatas de reconocimiento geotécnico del tramo superficial del subsuelo, 32 de ellas ejecutas en la traza del proyecto y otras 4 en la traza del actual ferrocarril. Dichas calicatas se ejecutaron con retroexcavadora, y alcanzaron una profundidad entre 0,90 y 3,70 metros.

El geólogo supervisor realizó, en cada calicata, el examen y levantamiento litológico, y la toma de muestras correspondientes, aptas para los ensayos de laboratorio oportunos. Se tomaron una o dos muestras en saco del material extraído, en las capas en que se estimó conveniente.

Asimismo, se han efectuado diversas fotografías, tanto de la calicata abierta, como del material extraído y su situación en el campo.



CALICATAS REALIZADAS

Denominación	Ubicación prevista p.k.	Ubicación real p.k.	Cota	Profundidad (m)	Fecha	Nº muestras	Clasificación de Atterberg	Observaciones e incidencias
C-1000+100	1000+100	1000+100	538,5	3,30	07-10-05	1	CL	
C-1000+700	1000+700	1000+700	549	1.10	24-10-05			Calicata de vía
C-1001+505	1001+505	1001+505	554	3,10	07-10-05	1	SC	
C-1002+390	1002+390	1002+395	554	3,40	07-10-05	1	CL	
C-1003+120	1003+120	1003+120	567	1.3	24-10-05	1		Calicata de vía
C-1003+160	1003+160	1003+160	568	0,90	07-10-05	1	CL	
C-1003+400	1003+400	1003+400	576,5	1,20	07-10-05	1	SC	
C-1003+700	1003+700	1003+700	583,8	3,50	07-10-05	1	CL	
C-1003+960	1003+960	1003+960	581,6	3,30	07-10-05	1	CL	
C-1004+300	1004+300	1004+300	581,5	3,20	07-10-05	1	CL	
C-1004+870	1004+870	1004+870	584,1	3,50	07-10-05			
C-1005+750	1005+750	1005+750	621	3,30	06-10-05	1	CL	
C-1005+820	1005+820	1005+820	620	1,80	06-10-05			
C-1006+390	1006+390	1006+390	610	2,40	07-10-05	1	SC	
C-1007+005	1007+005	1006+980	618	3,40	06-10-05	1	CL	
C-1007+400	1007+400	1007+400	618,5	3,60	06-10-05	1	CL	
C-1008+000	1008+000	1008+000	617,5	3,40	06-10-05	1	ML-CL	
C-1008+775	1008+775	1008+775	624	3,20	06-10-05	1	CL	



Denominación	Ubicación prevista p.k.	Ubicación real p.k.	Cota	Profundidad (m)	Fecha	Nº muestras	Clasificación de Atterberg	Observaciones e incidencias
C-1009+200	1009+200	1009+200	631	3,20	06-10-05	1	CL	
C-1009+400	1009+400	1009+400	638	3,30	05-10-05	1	CL	
C-1009+600	1009+600	1009+600	645	3,70	05-10-05	1	CL	
C-1009+750	1009+750	1009+750	642	2,60	05-10-05	1	CL	
C-1009+970	1009+970	1009+970	639	3,30	05-10-05	1	SC	
C-1010+200	1010+200	1010+200	618	2,60	05-10-05	1	CL	
C-1010+670	1010+670	1010+670	597	3,20	05-10-05	1	CL	
C-1010+820	1010+820	1010+820	592	3,20	05-10-05	1	SC	
C-1011+050	1011+050	1011+050	586	2,90	05-10-05	1	GW-GM	
C-1011+615	1011+615	1011+615	576	3,00	05-10-05	1	CL	
C-1011+735	1011+735	1011+735	578	3,25	05-10-05	1	CL	
C-1011+750	1011+750	1011+750	574	2,70	05-10-05	1	CL-SC	
C-1012+900	1012+900	1012+900	577	3,50	05-10-05			
C-1013+200	1013+200	1013+200	579	3,20	07-10-05	1	CL	
C-1013+400	1013+400	1013+400	579	3,40	05-10-05			
C-1013+525	1013+525	1013+525	575	0,75	24-10-05	1	CL	Calicata de vía
C-1013+700	1013+700	1013+700	574	3,40	07-10-05			



2.2.3. Penetraciones dinámicas

Estos ensayos consisten en medir el número de golpes necesarios para hincar 20 cm en el terreno, una puntaza cuadrada de 4x4 cm de sección y remate cónico de 90°, en la punta, prolongada en su parte superior por un prisma de igual sección y altura de 12 cm. Los golpes los aplica una maza de 65 kp con altura de caída de 0,5 m, por un procedimiento manual. Un varillaje de 32 mm de diámetro, transmite a la puntaza la energía de la maza.

Tienen la ventaja respecto de otros sistemas de reconocimiento de que proporcionan una estimación continua de la resistencia del terreno, permitiendo detectar discontinuidades o niveles de pequeño espesor que con otro sistema de reconocimiento pudieran pasar desapercibidos. Durante la ejecución de la campaña y en función de los reconocimientos de campo, se ejecutaron penetraciones dinámicas para completar la investigación.

A continuación se exponen las penetraciones realizadas:



ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA REALIZADOS

Denominación	Ubicación prevista p.k.	Ubicación real p.k.	Cota	Longitud / final (m)	Fecha	Observaciones e Incidencias
PD-1000+100	1000+100	1000+100	539	21,60	21-10-05	Ensayo de penetración dinámica
PD-1000+280 = PD-11+380	1000+280	1000+280	544	15,00	22-08-05	Ensayo de penetración dinámica Borros. No llegó al rechazo.
PD-1000+285	1000+285	1000+285	545	16,00	19-10-05	Ensayo de penetración dinámica
PD-1000+340	1000+340	1000+340	544	13,40	19-10-05	Ensayo de penetración dinámica
PD-1000+345= PD-11+450	1000+345	1000+345	545,5	15,60	22-08-05	Ensayo de penetración dinámica Borros. No llegó al rechazo
PD-1000+480	1000+480	1000+480	544	15,00	19-10-05	Ensayo de penetración dinámica
PD-1000+485= PD-11+575	1000+485	1000+460	544	8,72	22-08-05	Ensayo de penetración dinámica Borros
PD-1000+700	1000+700	1000+700	549,5	2,60	18-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH) en vía
PD-1000+850	1000+850	1000+850	553,5	4,40	19-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1001+230	1001+230	1001+230	558	4,20	19-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1001+505	1001+505	1001+505	554	13,20	20-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1002+050	1002+050	1002+050	553	10,00	20-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1002+300	1002+300	1002+300	552	9,80	21-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1002+850	1002+850	1002+850	559	8,00	18-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1003+120	1003+120	1003+120	567	3,60	18-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH) en vía
PD-1003+160	1003+160	1003+160	568	5,60	21-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1003+295	1003+295	1003+295	576	2,80	21-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1003+300	1003+300	1003+300	574	4,40	21-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1003+400	1003+400	1003+400	577	15,40	21-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1003+440	1003+440	1003+440	578	17,40	21-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1003+650	1003+650	1003+650	581	14,80	24-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1003+700	1003+700	1003+700	584	12,40	24-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1003+800	1003+800	1003+800	586	16,00	24-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1003+960	1003+960	1003+960	582	11,80	24-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1004+300	1004+300	1004+300	581,5	8,60	24-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1004+600	1004+600	1004+600	582	10,60	25-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1004+870	1004+870	1004+870	584,3	17,20	25-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)



Denominación	Ubicación prevista p.k.	Ubicación real p.k.	Cota	Longitud / final (m)	Fecha	Observaciones e Incidencias
PD-1005+110	1005+110	1005+110	581,7	9,40	25-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1005+155	1005+155	1005+155	580,5	10,60	25-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1005+255						A la espera de recibirse a fecha de redacción de proyecto
PD-1005+545						A la espera de recibirse a fecha de redacción de proyecto
PD-1005+680						A la espera de recibirse a fecha de redacción de proyecto
PD-1005+800	1005+800	1005+800	620	10,80	26-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1005+845	1005+845	1005+845	621	13,60	26-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1006+060	1006+060	1006+060	612	7,00	26-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1006+390	1006+390	1006+390	610,6	3,60	26-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1006+700	1006+700	1006+700	615,6	7,80	26-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1007+005	1007+005	1007+005	616	9,00	27-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1007+400	1007+400	1007+400	615	10,00	27-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1007+700	1007+700	1007+700	616,1	10,20	27-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1008+000	1008+000	1008+000	617	12,00	27-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1008+300	1008+300	1008+300	616,8	9,80	27-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1008+485	1008+485	1008+485	616	9,40	27-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1008+775	1008+775	1008+775	623,5	12,00	27-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1009+200	1009+200	1009+200	630,8	10,40	27-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1009+400	1009+400	1009+400	637,5	9,00	27-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1009+600	1009+600	1009+600	644,5	7,40	27-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1009+750	1009+750	1009+750	641	14,40	27-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1009+970	1009+970	1009+970	640	15,80	27-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1010+200	1010+200	1010+200	618,6	6,00	26-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1010+450	1010+450	1010+450	605	6,20	26-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1010+670	1010+670	1010+670	596	7,00	27-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1010+820	1010+820	1010+820	592,5	10,40	27-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1011+050	1011+050	1011+050	586	9,40	27-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1011+300	1011+300	1011+300	584,5	13,60	25-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)



Denominación	Ubicación prevista p.k.	Ubicación real p.k.	Cota	Longitud / final (m)	Fecha	Observaciones e Incidencias
PD-1011+580 = PD-27+680	1011+580	1011+580	581,3	14,29	23-08-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1011+615	1011+615	1011+615	576	7,80	25-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1011+650= PD-27+740	1011+650	1011+650	577	13,31	23-08-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1011+750 = PD-27+860	1011+750	1011+750	578,8	17,29	23-08-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1011+780= PD-27+880	1011+780	1011+780	576	15,92	23-08-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1012+140= PD-28+240	1012+140	1012+140	575,2	17,66	23-08-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1012+160						A la espera de recibirse a fecha de redacción de proyecto
PD-1012+500 = PD-28+630	1012+500	1012+500	573,5	14,83	23-08-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1012+630 = PD-28+750	1012+630	1012+630	576	10,10	23-08-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1012+900 = PD-29+000	1012+900	1012+900	578	18,33	23-08-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1013+200= PD-29+300	1013+200	1013+200	580,5	18,67	23-08-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1013+400 = PD-29+500	1013+400	1013+400	580	7,04	23-08-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH)
PD-1013+525	1013+525	1013+525	576	15,40	19-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH) en vía
PD-1013+530	1013+530	1013+530	576	12,20	18-10-05	Penetración dinámica superpesada (DPSH) en vía
PD-1013+700 = PD-29+800	1013+700	1013+700	573	11,87	23-08-05	Pendetración dinámica superpesada. (DPSH)
PD 5	Viaducto Tesorillo	Viaducto Tesorillo		20,60		
PD 6	Viaducto Tesorillo	Viaducto Tesorillo		13,40		
PD 7	Viaducto Tesorillo	Viaducto Tesorillo		16,20		
PD 8	Viaducto Tesorillo	Viaducto Tesorillo		11		
PD 9	Viaducto Tesorillo	Viaducto Tesorillo		15,60		
PD 10	Viaducto Tesorillo	Viaducto Tesorillo		13,60		
PD 11	Viaducto Tesorillo	Viaducto Tesorillo		12,40		
PD 12	Viaducto Tesorillo	Viaducto Tesorillo		15,60		
						Penetrómetro ejecutado en vía
						Penetrómetros realizados por VORSEVI
						Penetrómetros realizados por UTE GEORAIL



2.2.4. Sísmica de refracción

La prospección sísmica de refracción tiene como objetivo la determinación de las velocidades de transmisión de ondas sísmicas en el subsuelo. Las velocidades de transmisión de las ondas sísmicas están relacionadas con parámetros petrofísicos tales como el tipo de roca, porosidad, grado de meteorización, fracturación, saturación de agua y elasticidad.

Este método de prospección utiliza las propiedades de las ondas refractadas. En la hipótesis de cumplirse que las velocidades de transmisión de las ondas sísmicas en las distintas capas del terreno van incrementándose con la profundidad, el tiempo mínimo de llegada lo tendrán las ondas refractadas.

Para el Proyecto Constructivo se han realizado 4 perfiles sísmicos de refracción, confeccionados con 29 perfiles de 60 m de longitud aproximadamente, con 5 tiros, 2 en ambos extremos y 3 interiores al extendimiento.

Perfiles Sísmicos	Nombres	Perfil sísmico (P.K.)	Elemento a estudiar
PS-1	PS1-1	1000+240 - 1000+290	Terraplén del Tocón
	PS1-2	1000+300 - 1000+355	Terraplén del Tocón
	PS1-3	1000+325 - 1000+380	Terraplén del Tocón
	PS1-4	1000+405 - 1000+455	Terraplén del Tocón
	PS1-5	1000+435 - 1000+490	Terraplén del Tocón
PS-2	PS2-6	1009+505 - 1009+555	Desmonte de Íllora
	PS2-7	1009+565 - 1009+615	Desmonte de Íllora
	PS2-8	1009+625 - 1009+675	Desmonte de Íllora
	PS2-9	1009+685 - 1009+735	Desmonte de Íllora
	PS2-10	1009+745 - 1009+795	Desmonte de Íllora
	PS2-11	1009+805 - 1009+855	Desmonte de Íllora
	PS2-12	1009+865 - 1009+915	Desmonte de Íllora
	PS2-13	1009+925 - 1009+975	Desmonte de Íllora
PS-3	PS2-14	1009+985 - 1010+035	Desmonte de Íllora
	PS3-15	1009+670	Desmonte de Íllora
	PS3-16	1009+670	Desmonte de Íllora
PS-4	PS3-17	1009+670	Desmonte de Íllora
	PS4-18	1005+725 - 1005+775	Desmonte y viaducto de la Loma
	PS4-19	1005+665 - 1005+715	Desmonte y viaducto de la Loma
	PS4-20	1005+605 - 1005+655	Desmonte y viaducto de la Loma
	PS4-21	1005+545 - 1005+595	Desmonte y viaducto de la Loma
	PS4-22	1005+485 - 1005+535	Desmonte y viaducto de la Loma
	PS4-23	1005+425 - 1005+475	Desmonte y viaducto de la Loma
	PS4-24	1005+405 - 1005+455	Desmonte y viaducto de la Loma
	PS4-25	1005+345 - 1005+395	Desmonte y viaducto de la Loma
	PS4-26	1005+285 - 1005+335	Desmonte y viaducto de la Loma
	PS4-27	1005+225 - 1005+275	Desmonte y viaducto de la Loma
	PS4-28	1005+165 - 1005+215	Desmonte y viaducto de la Loma
	PS4-29	1005+105 - 1005+155	Desmonte y viaducto de la Loma



2.3. ENSAYOS DE LABORATORIO

Sondeo	Tipo	Muestra	Formación	SPT	Identificación											δ _{ap} (g/cm3)	δ _s (g/cm3)	Químico			Resistencia						Otros												
					Granulometría					Límites de Atterberg			Clasificación					Humedad		Carbonatos	Sulfatos	Materia Orgánica	Compresión simple		Corte directo		Triaxial		Hinchamiento Lambe		Hinch. libre		Edómetro			Colapsabilidad			Permeabilidad
					63 mm	20 mm	5 mm	2 mm	0,4 mm	0,08 mm	L.L.	L.P.	I.P.	USCS	HRB/AASHTO			IG	(%)				(%)	(%)	(%)	(%)	(kg/cm²)	% deformación	Tipo	(kp/cm²)	φ°	Tipo	(kp/cm²)	φ°	Indice	Clasificación	(%)	e ₀	c _s
S 1000+375	SPT-1	1,00 - 1,60	Q5	37	100	67,2	43,6	35,4	25,8	12,8																													
S 1000+375	MI-2	10,00 - 10,60	Q5		100	100	100	100	93,6	87,4	44,5	28,9	15,6	ML	A-7-6	16	18,04									CU	0,06	26,3											
S 1000+375	MI-3	13,00 - 13,60	Q5		100	100	100	99,7	97,5	94,4	67,1	25,5	41,6	CH	A-7-6	45	21,59			44,73						CU	0,18	33,1										1,24E-07	
S 1000+375	SPT-2	4,00 - 4,60	Q5	12	100	88,6	85,2	82,1	74,9	60,4																													
S 1000+375	MI-1	7,20 - 7,80	Q5		100	100	100	98,77	92,44	78,81	51,9	18,8	33,1	CH	A-7-6	26	19,35			27,93		0,513			CD	0,53	19,3					0,35						1,03E-07	
S 1000+380	SPT-1	3,00 - 3,45	Q5	26	100	80,3	70,9	32	18,6	13																													
S 1000+380	MI-1	7,00 - 7,60	Q5		100	100	100	100	99,5	96,1	49	19,1	29,9	CL	A-7-6	31	24,46			54,22	0,0185	0,459				CU	0,14	34,3			0								
S 1000+460	MI-1	10,00 - 10,60	Q5		100	100	100	100	97,8	92,5	52	20,5	31,5	CH	A-7-6	32				55,97	0,0316	0,374			CD	0,45	22,4											3,05E-07	
S 1000+460	TP-1	13,00 - 13,30	Q5		100	100	100	99,3	97,2	93,5	42,1	28,1	14	ML	A-7-6	15																						3,12E-08	
S 1000+460	SPT-2	4,00 - 4,30	Q5	100	100	82,5	70,3	67	59	48,8																													
S 1000+460	SPT-3	7,00 - 7,45	Q5	21	100	100	85,2	81,1	70,9	58,1																													
S 1000+375	MI-4	16,00 - 16,60	Q4		100	65,4	57,2	55,8	48,6	38,8	40,4	19,7	20,7	GC	A-7-6	3	25,67								CD	0,25	26,7				0								
S 1000+375	SPT-7	19,00 - 19,45	Q4	28	100	86,95	51,76	40,05	25,15	19,06	27,9	14,8	13,1	GC	A-2-6	-2																							
S 1005+300	M.I.	1,00 - 1,60	Q4																																				
S 1005+395	M.I.	1,00 - 1,60	Q4		100	100	100	100	98,35	97,2	60,6	28,2	32,4	CH	A-7-6	37	21,6																						
S 1005+445	M.I.	1,50 - 2,10	Q4		100	100	100	95,7	88,07	82,65	47,1	24,7	22,4	CL	A-7-6	20	19,27	2,06		46,89	0,0651	0,374	2,2	6,81															
S 1005+445	SPT	4,20 - 4,65	Q4	22	100	100	100	99,63	99,39	99,13	57,3	24,7	32,6	CH	A-7-6	37	16,55																						
S 1005+445	M.I.	6,00 - 6,54	Q4																																				
S 1010+670	SPT-1	1,14 - 1,59	Q4	33	100	100	100	100	86,4	75,7	31	15,6	15,4	CL	A-6	10				59,98	0,0082	0,094																	
S 1011+595	MI-1	1,50 - 2,10	Q4														17,33								CD	0,3	28,6												
S 1011+595	SPT-1	2,10 - 2,55	Q4	9	100	100	100	97,5	90,6	71,5	31,8	21,3	10,5	CL	A-6	6				60,7	0,083	0,21																	
S 1011+600	SPT-2	3,50 - 3,80	Q4	100	100	100	79,1	74,9	67,8	57,8										54,99	0,0503	0,816																	
S1011+605	MI-1	1,50 - 2,10	Q4		100	70,2	50,7	45,8	35,9	31,5	59,7	30,2	29,5	GC	A-2-7	2	11,55			60,89	0,0041	0,371																	
S1011+605	MI-2	4,50 - 5,10	Q4		100	76,1	46,4	34,6	15,7	11,8	36,4	15,6	20,8	GP-GC	A-2-6	-5	8,25																						
S 1011+665	MI-1	2,40 - 3,00	Q4																																				
S 1012+160	MI-1	1,00 - 1,60	Q4		100	100	100	99,8	95,6	92,4	44,3	24,5	19,8	CL	A-7-6	20	18,69			71,15	0,0431	0,572									0,2								
S 1012+595	MI-1	1,50 - 2,10	Q4		100	80,6	62,6	54,7	36,9	26,8	28,3	19,6	8,7	GC	A-2-4	-1	8,69			93,3	0,1227	0,13																	
S 1005+020	MI-1	1,00 - 1,60	Q2		100	100	100	91,6	76	67	34,5	20,9	13,6	CL	A-6	7	13,8			78,68	0,0157	0,368								0,02				0,22					
S 1005+020	SPT-2	3,50 - 3,95	Q2	20	100	84,5	66,4	57,5	46,3	39,2																													
S 1005+020	TP-1	7,60 - 7,80	Q2																					CD	0,98	17,7													
S 1005+060	MI-1	2,40 - 2,85	Q2		100	100	100	98,9	95,1	89,4	36,3	20,6	15,7	CL	A-6	14	15,22					3,97	4,8								0,02								
S 1005+060	MI-2	6,00 - 6,60	Q2		100	100	100	99,2	94	87,1	40,8	19,8	21	CL	A-7-6	19	16,51								CD	0,64	31,8												
S 1006+080	SPT-1	1,60 - 2,05	Q2	58	100	93,8	72,5	64,3	46,4	35,6										0,0102																			
S 1002+380	MI-1	1,50 - 2,10	Q1		100	100	100	100	93,8	86,3	47,6	30,3	17,3	ML	A-7-5	17	20,11			27,29	0,0466	1,78	2,39	3															
S 1002+390	MI-1	1,50 - 2,10	Q1		100	100	100	93,4	83	78,2	43,3	22,2	21,1	CL	A-7-6	16	21,79			47,47	0,0083	0,417				CD	0,36	27,3				0,81							
S 1001+505	MI-1	1,70 - 2,30	PL2		100	100	100	100	95,5	85,6	36,5	19	17,5	CL	A-6	15	16,72			56,95	0,0274	0,376					CU	0,1	33,6										



Sondeo	Tipo	Muestra	Formación	SPT	Identificación												δ _{ap} (g/cm3)	δ _s (g/cm3)	Químico			Resistencia						Otros											
					Granulometría						Límites de Atterberg			Clasificación					Humedad		Carbonatos (%)	Sulfatos (%)	Materia Orgánica (%)	Compresión simple		Corte directo		Triaxial		Hinchamiento Lambe		Hinch. libre (%)	Edómetro			Colapsabilidad			Permeabilidad Cm/s
					63 mm	20 mm	5 mm	2 mm	0,4 mm	0,08 mm	L.L.	L.P.	I.P.	USCS	HRB/AASHTO	IG			(%)	(kg/cm²)				% deformación	Tipo	(kp/cm²)	φ°	Tipo	(kp/cm²)	φ°	Indice		Clasificación	e ₀	c _s	c _c	e ₀	I	
S 1010+670	SPT-5	10,20 - 10,65	PL2	56	100	77,9	44,9	34,9	20,8	15,2																													
S 1011+595	SPT-7	15,00 - 15,45	PL2	41	100	100	71,9	60,5	31,1	22,8	36,8	20,1	16,7	SC	A-2-6	-2			0,034	0,038																			
S 1011+595	SPT-2	4,00 - 4,45	PL2	21	100	91,4	60	48,9	33,9	23,6								71,25	0,0131	0,083																			
S 1011+595	SPT-3	6,00 - 6,45	PL2	29	100	64	40	31,6	19,9	15,5																													
S 1011+595	MI-2	8,00 - 8,60	PL2																						CU	0,01	33,6												
S 1011+600	SPT-6	15,50 - 15,85	PL2	100	100	96,5	68,5	59,5	45,3	37,5																													
S 1011+600	TP-1	27,20 - 27,50	PL2		100	100	100	100	99,5	72,7	29,2	14,9	14,3	CL	A-6	8	17,6								CD	0,67	19,6												
S 1011+600	SPT-11	29,60 - 30,00	PL2	100	100	96,2	75,2	63,3	45	35																													
S 1011+600	MI-1	9,50 - 10,10	PL2		100	90	74	68,2	47,9	30	27	17,7	10	SC	A-2-4	-1	10		65,95		0,607	0,74	6,4																
S1011+605	SPT-5	14,40 - 14,77	PL2	100	100	90,8	63,1	52,8	32,1	25,3									76,7	0,0043	0,496																		
S 1011+640	MI-1	3,30 - 3,90	PL2		100	100	100	100	99,9	94,9	30,9	15,1	15,8	CL	A-6	14	12,6		62,82	0,24	0,035	2,16	5																
S 1011+640	MI-2	5,80 - 6,10	PL2		100	92,4	90	88,8	81,2	51,5	24,5	13,8	10,7	CL	A-6	2	13,16			0,0207	0,103																		
S 1011+665	MI-2	5,40 - 5,60	PL2		100	71,1	54,1	47,5	30,1	20,5	31,3	14,1	17,2	GC	A-2-6	-2	7,71			0,0751	0,385				CD	0,43	29												
S 1011+800	SPT-1	1,50 - 1,95	PL2	18	100	100	100	94,9	90,7	81	33,1	18,5	14,6	CL	A-6	11			64,85	0,0078	0,097																		
S 1011+800	MI-1	3,50 - 4,10	PL2		100	87,8	70,4	60,3	41,3	32,2	32,2	19,2	13	SC	A-2-6	0	10,8					1,63	2,3																
S 1012+160	MI-4	13,00 - 13,60	PL2		100	100	100	99,5	98,6	91,4	44,4	19,8	24,6	CL	A-7-6	24	21,81																						
S 1012+160	MI-2	4,00 - 4,60	PL2		100	100	100	99,4	97,6	93,6	75,5	31,9	43,6	CH	A-7-5	49	50,49		33,94	0,073	1,265				CD	0,54	13												
S 1000+375	MI-5	22,00 - 22,43	PL1		100	75,3	55,5	50,5	42,5	36	35,8	16,4	19,4	GC	A-6	2	11,82		15,66	0,0513	0,353	0,13	14,3																
S 1001+505	MI-3	10,00 - 10,60	PL1		100	100	100	99,9	99,8	97,7	39,4	18,4	21	CL	A-6	21	17,95					5,32	7,8																
S 1001+505	MI-4	14,00 - 14,60	PL1		100	100	100	99,9	99,6	97,6	57,9	34,3	23,6	MH	A-7-5	29	23,3					5,79	10,9																
S 1001+505	MI-2	6,00 - 6,60	PL1		100	100	100	99,9	98,7	95,8	56,4	25	31,4	CH	A-7-6	34	20,42			37,67	0,0521	0,051				CD	0,88	16,1											
S 1002+390	MI-4	11,00 - 11,60	PL1																	0,0699																			
S 1002+390	MI-5	13,50 - 14,05	PL1																	0,0226																			
S 1002+390	MI-7	19,00 - 19,60	PL1																	0,0364																			
S 1002+390	MI-2	6,00 - 6,60	PL1		100	100	100	99,9	93,7	85,2	36,3	17,3	19	CL	A-6	15	14,18			0,0206	0,487	6,06	6,8																
S 1002+390	MI-3	8,50 - 9,10	PL1		100	100	100	99,2	98	96,8	57,5	24,7	32,8	CH	A-7-6	36	20,47			0,0552	0,308																		
S 1003+325 = S 19+420	SPT-1	1,60 - 2,05	PL1	14	100	100	99,3	96,3	95,1	88,8	39,8	25,4	14,4	CL	A-6	14	19,15																						
S 1003+325 = S 19+420	SPT-5	13,00 - 13,45	PL1	30	100	100	99,6	99,5	99,2	98,8	47,2	17,8	29,4	CL	A-7-6	31	18,98																						
S 1003+325 = S 19+420	SPT-7	20,00 - 20,45	PL1	29	100	100	99,5	97,6	92,6	90,4	44,3	20,9	23,5	CL	A-7-6	22	27,76																						
S 1003+325 = S 19+420	MI-2	4,00 - 4,60	PL1		100	100	100	99,5	97,7	94,4	56,6	28,1	28,5	CH	A-7-6	31	23,99	1,95	1,57																				
S 1003+325 = S 19+420	MI-3	7,00 - 7,40	PL1		100	100	100	100	99,4	98,7	40,1	20,8	19,3	CL	A-7-6	21	16,32	2,21	1,90						CD	0,68	30,65	CU	0,15	32,51									
S 1003+800 = S 19+900	MI-4	10,00 - 10,55	PL1		100	100	100	100	99,9	99,8	65,9	26,6	39,3	CH	A-7-6	46	22,38	2,07	1,69						CD	0,51	27,22												
S 1003+800 = S 19+900	MI-5	13,00 - 13,38	PL1		100	100	100	100	99,9	99,8	57,7	24,9	32,8	CH	A-7-6	38	19,99	2,07	1,73				6,47	2,65															
S 1003+800 = S 19+900	MI-2	4,00 - 4,60	PL1		100	100	100	100	99,6	99,1	88,9	39,2	49,7	MH	A-7-5	62	39,52		14,25	0	0,32				CD	0,52	27,04												
S 1003+800 = S 19+900	MI-3	7,00 - 7,60	PL1		100	100	76,4	72,3	71,3	69,1	33,7	17,7	16	CL	A-6	9	16,5	2,14	1,84								CU	0,51	27,22										
S 1005+020	MI-2	12,00 - 12,29	PL1		100	100	99,8	75,2	39,7	28,7	27,1	13,3	13,8	SC	A-2-6	0	14,34								CD	0,49	33,7												
S 1005+020	TP-2	13,50 - 13,70	PL1																																				



Sondeo	Tipo	Muestra	Formación	SPT	Identificación											δ _{ap} (g/cm3)	δ _s (g/cm3)	Químico			Resistencia						Otros											
					Granulometría						Límites de Atterberg			Clasificación				Humedad		Carbonatos	Sulfatos	Materia Orgánica	Compresión simple		Corte directo		Triaxial		Hinchamiento Lambe		Hinch. libre	Edómetro			Colapsabilidad			Permeabilidad
					63 mm	20 mm	5 mm	2 mm	0,4 mm	0,08 mm	L.L.	L.P.	I.P.	USCS	HRB/AASHTO			IG	(%)				(%)	(%)	(%)	(%)	(kg/cm²)	% deformación	Tipo	τ (kp/cm²)	φ°	Tipo	τ (kp/cm²)	φ°	Indice	Clasificación	(%)	e ₀
S 1005+060	SPT-4	13,00 - 13,45	PL1	17	100	100	100	98,7	95,2	94,2	65,4	35,7	29,7	MH	A-7-5	35					0,249																	
S 1005+060	MI-4	15,00 - 15,55	PL1		100	100	100	99,7	99,1	98,8	66	28,2	37,8	CH	A-7-6	44	15,36								CU	0,24	32,2											
S 1005+060	MI-5	19,20 - 19,58	PL1		100	100	100	99,9	94,8	88,9	46,3	21,5	24,8	CL	A-7-6	23	14,09													0,19								
S 1005+060	MI-6	23,50 - 24,10	PL1		100	100	100	100	99,8	99,7	53,4	31,7	21,7	MH	A-7-5	27	26,71			38,3	0,0288	1,27								2,78								
S 1005+130 = S 21+230	MI-3	10,00 - 10,55	PL1		100	100	94,2	87,9	85,4	85	43,3	21,4	21,9	CL	A-7-6	19	20,67	2,03	1,68				2,4	12,2														
S 1005+130 = S 21+230	SPT-7	20,00 - 20,45	PL1	56	100	100	100	99,6	98,7	98,5	52,4	19,7	32,6	CH	A-7-6	36	15,09																					
S 1005+130 = S 21+230	MI-2	4,00 - 4,60	PL1		100	100	97,5	94,6	87,9	84,5	39,4	21,2	18,2	CL	A-6	15	18,84	2,10	1,77	50	0	0	5,07	8,28					2,29	Crítico		0,511	0,005	0,089				
S 1005+130 = S 21+230	SPT-3	7,00 - 7,36	PL1	20	100	91,4	60,4	47,3	29,4	23,8	26,5	14,4	12	GC	A-2-6	-1	8,69																					
S 1005+205	MI-1	1,00 - 1,60	PL1		100	100	95,9	93,3	88,5	83,8	53,9	24,4	29,5	CH	A-7-6	27	22,78			5,07	0,0833	1,164			CD	0,96	26,3											
S 1005+205	TP-1	13,60 - 14,00	PL1		100	100	100	100	99,8	99,6	89,9	33	56,9	CH	A-7-5	69	26,19				0,0041	0,462			CD	0,8	17,8											
S 1005+205	SPT-7	16,00 - 16,45	PL1	69	100	100	100	100	99,7	98,6	59,8	25,3	34,5	CH	A-7-6	39				61,83	0,024	0,332																
S 1005+205	SPT-13	28,50 - 28,95	PL1	59	100	100	100	100	99,6	99,2	70,8	24,1	46,7	CH	A-7-6	54					0,254																	
S 1005+205	SPT-2	3,50 - 3,95	PL1	13	100	100	96	91,1	71	62,8	48,4	21,3	27,1	CL	A-7-6	15				53,4	0,0294	0,288																
S 1005+205	MI-2	5,50 - 6,10	PL1		100	100	100	100	94,9	90,8	60,6	23,2	37,4	CH	A-7-6	38						1,31	15,7															
S 1005+205	SPT-3	8,00 - 8,45	PL1	43	100	100	100	93,4	64,9	60,6	76,5	27,2	49,3	CH	A-7-6	28					0,0134	0,607																
S 1005+300	SPT	1,60 - 2,05	PL1		100	100	100	99,2	95,48	91,9	43,9	27,8	16,1	ML	A-7-6	17	17,44				0,0721	1,217								1,97								
S 1005+300	M.I.	12,00 - 12,60	PL1		100	100	100	100	99,85	99,6	45,7	26,2	19,5	CL	A-7-6	23	21,48	2,13	1,75	50,71	0,0631	0,599	2,71	17,4						1,45								
S 1005+300	SPT	14,00 - 14,45	PL1	28	100	100	100	99,3	96,78	95,8	66,9	40,5	26,4	MH	A-7-5	34	29,09				0,0367	0,817																
S 1005+300	SPT	18,00 - 18,45	PL1	60	100	100	100	99,2	96,11	95,3	44	25,8	18,2	CL	A-7-6	20	20,44													2,44								
S 1005+300	T.P.	18,80 - 19,10	PL1		100	100	100	100	100	99,9	62,5	37,1	25,4	MH	A-7-5	33	21,54	2,10	1,73		0,05		6,4	17,1														
S 1005+300	SPT	21,00 - 21,42	PL1	100																																		
S 1005+300	T.P.	23,20 - 23,40	PL1		100	100	100	100	100	99,7	49,4	26,6	22,8	CL	A-7-6	27	20,31	2,12	1,76		0,206		7,77	16,5						1,1								
S 1005+300	T.P.	26,80 - 27,00	PL1		100	100	100	97,1	91,57	89,4	43,2	23,9	19,3	CL	A-7-6	19	16,39	2,09	1,80		0,0572		1,78	11,5						0,63								
S 1005+300	T.P.	28,80 - 29,10	PL1		100	100	100	98,7	88,21	69,5	24,6	14,8	9,8	CL	A-4	4	17,1	2,25	1,92	77,3	0,063	0,49	2,48	17,5						0								
S 1005+300	SPT	6,00 - 6,45	PL1	31	100	100	100	99,5	96,47	82,7	35,3	19,8	15,5	CL	A-6	12	17,28				0,1072																	
S 1005+300	M.I.	8,00 - 8,37	PL1		100	100	100	99	94,14	91,3	37,9	23,4	14,5	CL	A-6	14	18,27	2,09	1,77	59,32	0,0614	0,065	4,5	9,1						1,28								
S 1005+350	M.I.	1,50 - 2,10	PL1		100	100	100	99,5	96,7	79,4	27,2	15,1	12,1	CL	A-6	7	13,87	2,14	1,88	69,79	0,0463	0,4	4,15	3,6						0,46								
S 1005+350	M.I.	10,00 - 10,57	PL1		100	100	100	99,7	98,9	98,5	63,3	33,1	30,2	MH	A-7-5	37	21,95			44,86	0,0472	0,381	7,75	12,8						1,83								
S 1005+350	M.I.	15,00 - 15,29	PL1		100	100	100	99,8	99,51	98,1	47,2	24,9	22,3	CL	A-7-6	25	17,98																					
S 1005+350	M.I.	19,00 - 19,25	PL1		100	100	100	99,9	99,44	98,9	58,3	30,4	27,9	MH	A-7-5	34	20,52			39,72	0,0349	0,545								2,4								
S 1005+350	M.I.	23,30 - 23,40	PL1																																			
S 1005+350	M.I.	27,80 - 27,93	PL1																																			
S 1005+350	SPT	33,90 - 34,35	PL1	48	100	100	100	100	99,9	99,5	52,8	28,4	24,4	CH	A-7-6	29	19,83			48,63	0,024	0,291																
S 1005+350	SPT	4,00 - 4,45	PL1	30	100	100	100	100	95,13	91,1	33,1	18,1	15	CL	A-6	13	18,43																					
S 1005+350	M.I.	6,00 - 6,60	PL1		100	100	100	100	99,89	99,1	41,2	22,4	18,8	CL	A-7-6	21	18,88																					
S 1005+350	SPT	8,00 - 8,45	PL1	21	100	100	100	100	99,75	99	51,3	27,1	24,2	CH	A-7-6	28	22,38																					



Sondeo	Tipo	Muestra	Formación	SPT	Identificación												δ _{ap} (g/cm3)	δ _s (g/cm3)	Químico			Resistencia						Otros											
					Granulometría						Límites de Atterberg			Clasificación					Humedad		Carbonatos (%)	Sulfatos (%)	Materia Orgánica (%)	Compresión simple		Corte directo		Triaxial		Hinchamiento Lambe		Hinch. libre (%)	Edómetro			Colapsabilidad			Permeabilidad Cm/s
					63 mm	20 mm	5 mm	2 mm	0,4 mm	0,08 mm	L.L.	L.P.	I.P.	USCS	HRB/AASHTO	IG			(%)	(kg/cm²)				% deformación	Tipo	σ (kp/cm²)	φ°	Tipo	σ (kp/cm²)	φ°	Indice		Clasificación	e ₀	c _s	c _c	e ₀	I	
S 1005+395	SPT	21,00 - 21,20	PL1	100	100	100	100	99,4	97,33	89,6	44,8	18,6	26,2	CL	A-7-6	24	14,96																						
S 1005+395	T.P.	23,40 - 23,60	PL1		100	100	100	100	99,81	98,5	57	23,8	33,2	CH	A-7-6	37	17,46			0,0081	0,112																		
S 1005+395	SPT	29,00 - 29,45	PL1	72	100	100	100	97,7	90,02	87,2	64,9	24,7	4,2	MH	A-5	13	16,77			0,0391	0,037																		
S 1005+395	M.I.	5,50 - 5,75	PL1		100	100	100	99,4	98,87	93,4	41,9	20,5	21,4	CL	A-7-6	21	11,5	2,18	1,95	52,93	0,0597	0								1,9									
S 1005+395	T.P.	9,60 - 9,84	PL1		100	100	100	98,8	96,38	82,5	33,6	17,3	16,3	CL	A-6	12	12,16			61,83	0,0652	0							0,32										
S 1005+445	M.I.	13,20 - 13,62	PL1		100	100	100	98,45	95,02	94,22	46,3	22,9	23,4	CL	A-7-6	24	15,39	2,15	1,86	58,03	0,0512	0	8,67	10,74					1,46										
S 1005+445	M.I.	17,10 - 17,50	PL1		100	100	100	99,93	99,74	99,62	79,6	26,7	52,9	CH	A-7-6	62	17,1	2,09	1,78	46,89	0,0799	0,112	6,77	4,65					2,83										
S 1005+445	SPT	21,20 - 21,32	PL1	100	100	100	100	97,79	94,7	91,76	45,9	20,6	25,3	CL	A-7-6	25	13,32																						
S 1005+445	M.I.	25,00 - 25,27	PL1		100	100	100	99,91	99,64	99,48	58,6	25,2	33,4	CH	A-7-6	39	16,36	2,07	1,78	48,84	0,1299	0	7,85	14,73					1,1										
S 1005+445	M.I.	9,50 - 9,79	PL1																					CU	0,25	30,95													
S 1005+495	MI-1	1,00 - 1,60	PL1		100	100	100	98,1	93,6	89,9	42,1	27,5	14,6	ML	A-7-6	15	18,01																			-0,26			
S 1005+495	SPT-6	15,30 - 15,75	PL1	67	100	100	100	100	91,6	84	41	18,1	22,9	CL	A-7-6	19				69,56	0,0638	0,383																	
S 1005+495	SPT-10	22,00 - 22,45	PL1	67	100	100	100	99,9	97,9	81,4	34,9	19,5	15,4	CL	A-6	12					0,0939																		
S 1005+495	MI-2	5,50 - 6,10	PL1		100	100	100	99,6	88,2	77,2	38,4	16,9	21,5	CL	A-6	15	18,37				0,0213	0,544							0,01										
S 1005+495	MI-3	8,50 - 9,05	PL1		100	100	100	95,8	87,2	84,9	45,2	17,9	27,3	CL	A-7-6	23	16,24								CU	0,29	31												
S 1005+540	MI-4	11,40 - 11,85	PL1		100	100	100	100	92	81,4	35,8	15,5	20,3	CL	A-6	15	13,96				72,83	0,0363	0,279						0,41										
S 1005+540	MI-5	14,20 - 14,80	PL1																					CU	0,04	34,6													
S 1005+540	MI-6	17,20 - 17,60	PL1		100	100	100	100	99,7	99,4	66,6	31,2	35,4	CH	A-7-5	43	20,15					9,23	12,4																
S 1005+540	MI-1	2,40 - 3,00	PL1		100	100	99,8	97,1	94	91,1	58,4	27,1	31,3	CH	A-7-6	33	18,44				63,7	0,0026	0,33						2,07										
S 1005+540	MI-7	20,00 - 20,30	PL1		100	100	100	95,2	88,6	83	32,3	15,6	16,7	CL	A-6	12	14,93				0,0621	0,492									0,551								
S 1005+540	TP-2	25,00 - 25,35	PL1																																				
S 1005+540	MI-2	5,40 - 6,00	PL1		100	100	100	100	99,7	98,9	80,3	32,3	48	CH	A-7-5	58	23,66				0,0295	0,449			CD	0,52	14,3												
S 1005+540	MI-3	8,40 - 9,00	PL1		100	100	100	100	94,5	90	73,7	32	41,7	CH	A-7-5	44	25,65					3,71	2,5																
S 1005+590	MI-1	1,00 - 1,60	PL1		100	100	100	97,3	88,2	83,2	41	27,1	13,9	ML	A-7-6	13	14,95				64,4	0,0213	0,836						0,15										
S 1005+590	MI-2	2,50 - 3,10	PL1		100	100	100	100	98	92,2	45,2	22,2	23	CL	A-7-6	23	19,48					5,28	6,6																
S 1005+590	TP-5	23,00 - 23,30	PL1		100	100	100	100	99,7	99,4	60,7	29,4	31,3	CH	A-7-6	38	20,75				42,24	0,0645	0,465																
S 1005+590	MI-3	5,50 - 6,10	PL1		100	100	100	99,8	98,9	98,2	58,5	24,4	34,1	CH	A-7-6	39	9,48							CD	0,82	25,5													
S 1005+635	M-1	1,00 - 1,60	PL1		100	100	100	97,6	88,5	85,4	33,6	21,9	11,7	CL	A-6	10	12,5				77,53	0,0489	0,096						2,58										
S 1005+635	MI-6	11,50 - 12,00	PL1																						CU	0,11	28,6												
S 1005+635	SPT-8	18,50 - 18,95	PL1	74	100	100	100	96,7	81,7	76,1	39,9	23	16,9	CL	A-6	12				66,15	0,059	0,086																	
S 1005+635	MI-2	2,50 - 3,10	PL1		100	100	100	100	95,9	90,5	44,6	26,7	17,9	ML	A-7-6	18	15,49				58,88	0,0439	0,245	7,06	3,1														
S 1005+635	TP-3	23,00 - 23,30	PL1		100	100	100	99,9	99,4	96,2	66,2	26,6	39,6	CH	A-7-6	44	19,82																						
S 1005+635	MI-3	4,50 - 5,10	PL1		100	100	100	97,7	86,9	82,3	58,8	23,5	35,3	CH	A-7-6	31	16,9				60,23	0,004	0,096																
S 1005+635	MI-5	9,00 - 9,60	PL1																						CU	0,12	26,9												
S 1005+675	MI-3	10,00-10,60	PL1		100	100	83,2	75,9	72,3	70,1	31,5	17,5	14	CL	A-6	8	13,25																						
S 1005+675	MI-4	11,40 - 11,68	PL1		100	100	100	99,9	89,5	80,8	36,5	18,8	17,7	CL	A-6	13	17,95												0,04	0,531									
S 1005+675	TP-2	12,54-12,90	PL1		100	100	99,3	92,7	79,5	75,4	35,4	17,7	17,7	CL	A-6	12	13,26	2,19	1,93			8,55	6,62					2,2	Crítico										
S 1005+675	TP-2																																						



Sondeo	Tipo	Muestra	Formación	SPT	Identificación												δ _{ap} (g/cm3)	δ _s (g/cm3)	Químico			Resistencia						Otros											
					Granulometría						Límites de Atterberg			Clasificación					Humedad		Carbonatos (%)	Sulfatos (%)	Materia Orgánica (%)	Compresión simple		Corte directo		Triaxial		Hinchamiento Lambe		Hinch. libre (%)	Edómetro			Colapsabilidad			Permeabilidad Cm/s
					63 mm	20 mm	5 mm	2 mm	0,4 mm	0,08 mm	L.L.	L.P.	I.P.	USCS	HRB/AASHTO	IG			(%)	(kg/cm²)				% deformación	Tipo	(kp/cm²)	φ°	Tipo	(kp/cm²)	φ°	Indice		Clasificación	e ₀	c _s	c _c	e ₀	I	
S 1005+675	TP-4	19,70-20,00	PL1		100	100	97,8	95,1	92,8	92,4	54,3	21,1	33,2	CH	A-7-6	34	20,2																						
S 1005+675	MI-1	2,40 - 3,00	PL1		100	100	100	99,8	85,4	71,2	42,7	18,6	24,1	CL	A-7-6	16	12,34			35,23	0,0753	0,07	17,41	1,2															
S 1005+675	TP-6	28,00 - 28,30	PL1																						CU	0	32,9												
S 1005+675	TP-1	3,70 - 4,00	PL1		100	100	100	99,6	98,8	98,1	47,3	21,3	26	CL	A-7-6	28	19,08	1,96	1,65	55,3	0	0																	
S 1005+675	MI-2	5,40 - 6,00	PL1		100	100	100	91,1	80	75,7	57,8	23,7	34,1	CH	A-7-6	26	17,42				0,03	0,278				CU	0,51	17,9											
S 1005+675	MI-2	7,00 - 7,28	PL1		100	100	100	97,4	88,1	72,4	38,5	17,4	21,1	CL	A-6	14	15,55																						
S 1005+675	MI-3	8,40 - 8,80	PL1		100	100	85,1	77,1	61,5	58	37,3	14,9	22,4	CL	A-6	10	17,51						0,47	6,8															
S 1005+850 = S 21+970	SPT-5	13,00 - 13,45	PL1	44	100	100	98,3	91,6	82,2	78,8	46,6	22,7	24,1	CL	A-7-6	19	21,82																						
S 1005+850 = S 21+970	SPT-7	19,50 - 19,80	PL1	100	100	100	98,9	95,6	90	88,6	41,2	19,3	21,9	CL	A-7-6	20	32																						
S 1005+850 = S 21+970	MI-2	4,00 - 4,60	PL1		100	100	95,4	96,4	93	89,9	27,2	18,3	8,8	CL	A-4	7	21,2	1,94	1,60	80,67	0	0,53	0,81	10,58															
S 1005+850 = S 21+970	MI-3	7,00 - 7,36	PL1		100	100	99,7	97,5	91	88,2	37,3	19,2	18,1	CL	A-6	16	18,65	2,02	1,70						CD	0,34	30,37												
S 1006+055	MI-4	10,50 - 11,05	PL1														13,54																						
S 1006+055	MI-2	4,50 - 5,10	PL1		100	100	100	99,8	95,5	92,4	75,2	35,5	39,7	MH	A-7-5	45	26,59			33,86	0,0328	0,044	3,76	2															
S 1006+055	MI-3	7,50 - 7,90	PL1		100	100	100	95	85,8	70,4	25,4	15,2	10,2	CL	A-6	5	18,36								CD	0,47	23,4												
S 1006+080	MI-2	4,20 - 4,80	PL1		100	100	100	100	99,6	98,4	58,8	28,3	30,5	CH	A-7-6	36	19,89				0,0219	0,587	3,6	3,8															
S 1006+080	MI-3	7,20 - 7,80	PL1		100	100	100	100	97,1	94,5	35,9	20,4	15,5	CL	A-6	15	17,49				0,0508						CU	0	35,7										
S 1006+980	MI-1	1,50 - 1,92	PL1		100	100	100	99,8	99	96,1	36,8	18,2	18,6	CL	A-6	18	12,2			66,37	0,013	0,309																	
S 1006+980	MI-4	10,50 - 10,79	PL1		100	100	100	99,9	99,1	96,5	44,4	24	20,4	CL	A-7-6	22	14,19										CU	0,47	28,5										
S 1006+980	MI-2	4,50 - 5,10	PL1														20,45																						
S 1006+980	SPT-2	5,10 - 5,55	PL1	25	100	100	100	99,8	87,3	80,4	40,3	18,3	22	CL	A-7-6	17					0,024	0,413																	
S 1009+600	SPT-1	1,60 - 2,05	PL1	21	100	100	70,7	59,3	47,7	40									74,56	0,013	0,407																		
S 1009+600	MI-4	10,50 - 10,90	PL1														20,27										CU	0,39	14,4										
S 1009+600	SPT-4	10,90 - 11,35	PL1	41	100	100	100	100	98,8	93,1	37,4	18,6	18,8	CL	A-6	18				60,08	0,035	0,538																	
S 1009+600	SPT-5	13,80 - 14,25	PL1	41	100	100	100	100	98,8	94,4	40,5	19,4	21,1	CL	A-7-6	21				61,06	0,0658	1,015																	
S 1009+600	SPT-7	19,80 - 20,25	PL1	84	100	100	100	99,9	80,3	67,5	43,9	20	23,9	CL	A-7-6	14																							
S 1009+600	MI-2	3,80 - 4,40	PL1		100	76,4	47,5	39,2	28,1	22,2	24,2	17	7,2	GC	A-2-4	-2	7,55								CD	0,39	39,4												
S 1009+600	MI-3	7,50 - 7,90	PL1		100	100	84,7	80	72,4	65,6	39,2	23,4	15,8	CL	A-6	9	11,42								CD	0,36	28,8												
S 1009+745 = S 25+850	TP-3	12,75 - 13,00	PL1		100	100	98,6	95	90,9	86,2	39,9	19,5	20,4	CL	A-6	18	18,31																						
S 1009+745 = S 25+850	SPT-6	16,00 - 16,45	PL1	30	100	100	93,3	85,3	69,5	60,4	34	16,2	17,9	CL	A-6	8	16,63																						
S 1009+745 = S 25+850	SPT-8	22,00 - 22,45	PL1	81	100	100	98,7	93,4	88,1	83,3	40,9	17,3	23,6	CL	A-7-6	19	14,93																						
S 1009+745 = S 25+850	TP-1	6,70 - 7,00	PL1		100	100	100	99,3	95,7	88,2	37	18,9	18	CL	A-6	16	17,34	2,22	1,89	52	0				CD	0,14	32,95												
S 1009+960 = S 26+060	TP-3	12,70 - 13,00	PL1		100	100	100	99,8	99,6	99	51,7	22,2	29,5	CH	A-7-6	33	18,97																						
S 1009+960 = S 26+060	TP-5	19,20 - 19,50	PL1		100	100	99	98,3	96,2	79,3	26,5	14,9	11,6	CL	A-6	7	13,75																						
S 1009+960 = S 26+060	MI-2	4,00 - 4,30	PL1		100	100	100	99,7	97,7	93,1	35,3	20,2	15,1	CL	A-6	14	17,64	2,11	1,79				4,42	1,72															
S 1010+670	SPT-3	5,00 - 5,14	PL1	100	100	89,3	58,5	48,5	28,8	21,8																													
S 1011+595	MI-5	25,00 - 25,45	PL1																																				
S 1011+595	SPT-12	25,45 - 25,85	PL1	100	100	93,8	75,6	70,5	58,6	42,3	28,6	14	14,6	SC																									



Sondeo	Tipo	Muestra	Formación	SPT	Identificación												δ _{ap} (g/cm3)	δ _s (g/cm3)	Químico			Resistencia						Otros														
					Granulometría						Límites de Atterberg			Clasificación					Humedad		Carbonatos		Sulfatos	Materia Orgánica	Compresión simple		Corte directo		Triaxial		Hinchamiento Lambe		Hinch. libre	Edómetro			Colapsabilidad			Permeabilidad		
					63 mm	20 mm	5 mm	2 mm	0,4 mm	0,08 mm	L.L.	L.P.	I.P.	USCS	HRB/AASHTO	IG			(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kg/cm²)	% deformación	Tipo	c (kp/cm²)	φ°	Tipo	c (kp/cm²)	φ°	Indice	Clasificación	(%)	e ₀	c _s	c _c	e ₀	I	I _c	Cm/s	
S 1011+595	SPT-4	8,60 - 9,05	PL1	14	100	100	100	93,6	88,4	74,4	41,3	27,4	13,9	ML	A-7-6	10	20,46			53,7	0,0154	0,043																				
S1011+605	SPT-6	18,40 - 18,85	PL1	35	100	100	98	95,9	93,2	82	28,4	15,8	12,6	CL	A-6	8			70,42	0,0184	0,073																					
S1011+605	MI-4	20,40 - 20,65	PL1																					CU	0,38	30,3																
S1011+605	SPT-7	20,65 - 21,10	PL1	100	100	100	100	100	97,1	92,7	37,9	18,2	19,7	CL	A-6	18				0,0123	0,421																					
S1011+605	MI-5	24,00 - 24,55	PL1																			4,86	12,4																			
S1011+605	SPT-8	24,55 - 25,00	PL1	56	100	100	100	99,5	96,7	92,2	34,6	15,8	18,8	CL	A-6	17			58,9	0,0034	0,551																					
S1011+605	MI-6	27,00 - 27,42	PL1		100	100	100	100	99,6	90	39	18,1	20,9	CL	A-6	19	17,02			63	0,0453	0,489			CD	0,58	24,2															
S 1011+610	MI-4	19,00 - 19,60	PL1		100	100	100	99,3	97,4	93,8	42,6	33,5	9,1	ML	A-5	12	14,73																									
S 1011+610	MI-5	22,00 - 22,60	PL1		100	100	100	100	99,1	94,1	46,1	20,5	25,6	CL	A-7-6	26	20,24			53,5	0,0439	0,83	4,29	14,4																		
S 1011+610	MI-6	25,00 - 26,05	PL1		100	100	100	99,9	98,8	92,2				CL	A-4	-8	45,8			92,95	0,0014	0,694			CD	0,02	38,7						0,54									
S 1011+610	MI-7	27,50 - 28,10	PL1																		1,661													1,027								
S 1011+640	MI-4	10,50 - 11,10	PL1		100	100	100	99,9	99,3	97,7	44,7	27,5	17,2	ML	A-7-6	20	22,26			52,57			2,8	12,8																		
S 1011+640	MI-5	13,00 - 13,45	PL1		100	100	100	100	99,9	99,4	58	24,4	33,6	CH	A-7-6	39	18,39									CU	0,11	34,2														
S 1011+640	MI-6	15,40 - 16,00	PL1		100	100	100	100	99,8	99,1	53,5	33,7	19,8	MH	A-7-5	25	26,86					3,27	12,6																			
S 1011+640	MI-7	18,00 - 18,60	PL1		100	100	100	99,9	98,9	96,7	73,8	35,6	38,2	MH	A-7-5	46	41,04				0,0343	0,466				CU	0	30,5						0,64								
S 1011+640	MI-3	8,00 - 8,60	PL1		100	100	100	99,8	84	70,5	32,2	22,1	11,1	CL	A-6	6	16,66			61,21	0,1177	0,779			CD	0,54	18,4							0,36								
S 1011+665	MI-3	8,00 - 8,60	PL1		100	100	100	100	99,2	92,7	42	20,4	21,6	CL	A-7-6	21	21,48			51,82	0,0555	0,351	2,48	16									0,2									
S 1011+800	MI-4	11,00 -11,60	PL1		100	100	100	100	99,7	99,1	83,5	30,6	52,9	CH	A-7-5	63	35,18					0,711	1,08	4,4									0,38									
S 1011+800	MI-2	6,00 - 6,60	PL1		100	100	100	100	99,5	97,4	48,4	20,8	27,6	CL	A-7-6	30	22,4				0,0535	0,373											0,64									
S 1011+800	MI-3	8,50 - 9,10	PL1		100	67,7	52,9	47,9	42,3	35,8	31,2	19,8	11,4	GC	A-6	0	29,35																									
S 1012+160	MI-3	10,00 - 10,60	PL1		100	100	100	99,9	99	96,4	63,1	28,1	35	CH	A-7-6	40	28,56			52,19	0,2028	0,481	1,06	15,1																		
S 1012+595	MI-4	11,60 - 11,89	PL1		100	100	100	91,8	72,9	65,2	30,1	19,7	10,4	CL	A-6	5	13,07																									
S 1012+595	MI-5	14,30 - 14,90	PL1		100	100	100	100	98,9	95,6	52,9	25	27,9	CH	A-7-6	30	17,86			69,67	0,1324	0,295											0,68									
S 1012+595	MI-2	4,50 - 5,10	PL1		100	100	100	100	99,7	95,1	38,8	22,7	16,1	CL	A-6	17	4,77			77,3	0,1214	0,086			CD	0,61	31						0,63									
S 1012+620	MI-1	1,80 - 2,40	PL1		100	100	100	100	98,7	97,1	57,2	26,1	31,1	CH	A-7-6	35	18,89			73,07	0,0014	0,388											1,97									
S 1012+620	MI-3	18,00 - 18,60	PL1		100	100	100	100	98,8	95,3	59,6	23,4	36,2	CH	A-7-6	39	11,44			62,53	0,0487	0,463																				
S 1012+620	MI-2	6,00 - 6,60	PL1		100	72,2	62,4	60,3	56,1	52,3	52,6	26	26,6	CH	A-7-6	11	17,71				0,0157		2,44	3,4																		



2.4. INVENTARIO DE TALUDES Y ESTACIONES GEOMECÁNICAS

En el Apéndice correspondiente se adjunta un inventario de taludes y estaciones geomecánicas.

A continuación se expone una tabla resumen con la situación y características básicas:



Taludes	Situación	Coordenadas	PK de la traza	Litología de formación	Altura (m)	Pendiente (°)	Longitud (m)	Permeabilidad	Drenaje	Bermas / Escolleras
T-1	Traza del nuevo tramo anterior, al O. de Tocón.	X: 412000 Y: 4121050	-	Arcillas rojas y conglomerados, del Plioceno.	15	45°	600	Muy baja	No se observa	Espaldón de escollera hasta 6-7 m de altura y berma en la base, de 3 m de altura, con escollera y zona de retranqueo del talud sobre la berma.
T-2	Traza. Desmonte de Tocón.	X: 413600 Y: 4121320	1000+650	Margas y limos blancos del Pliocuaternario, con frecuentes acumulaciones de gravas y bolos que se corresponden con paleocanales de orientación NNE y NE, seccionados por los taludes.	4	31°	320	Muy baja	No se observa	-
T-3	Traza. Desmonte de Tocón.	X: 414300 Y: 4121330	1.001+300	Arcillas rojas sobre margas y limos blancos con gravas en paleocanales (Pliocuaternario). Esta última formación aflora en el tramo central del perfil longitudinal del talud.	5	32°-37°	250	Baja a muy baja	No se observa	-
T-4	Ctra. C-335 de Tocón a Montefrío. A 800 m de Tocón.	X: 414500 Y: 4122850	-	Conglomerados de la formación de arcillas rojas del Pliocuaternario.	6	60°-70°	220	Media	No se observa	-
T-5	Traza. Desmonte de Brácana.	X: 416400 Y: 4121350	1.003+360	Margas y limos blancos del Pliocuaternario.	6	28°	700	Baja	No se observa	-
T-6	Traza. Desmonte de Brácana.	X: 416800 Y: 4121400	1.003+850	Margas y limos blancos del Pliocuaternario.	12	32°	880	Baja	No se observa	-
T-7	Traza. Desmonte de Brácana.	X: 417100 Y: 4121380	1.004+290	Margas y limos blancos del Pliocuaternario.	3	26°	70	Baja	No se observa	-
T-8	Camino de Huerta Majá, a unos 400 m de su entrada por la ctra. Tocón-Alomartes.	X: 418780 Y: 4122690	-	Arcilla limosa con algo de arena y grava. Terraza aluvial (Cuaternario).	3	50°-60°	100	Baja	No se observa	-
T-9	Camino de La Loma, a 100 m de la entrada a esta cortijada.	X: 419250 Y: 4122110	-	Margas y limos blancos del Pliocuaternario.	3	50°	60	Muy baja	No se observa	-
T-10	Traza de la vía antigua en un tramo próximo a lo que será el desmonte de Íllora.	X: 422500 Y: 4122920	-	Margas y limos blancos del Pliocuaternario, con algunos retazos superficiales de arcillas rojas y costras calcáreas (glacis).	18	45°	1200	Muy baja	No se observa	2 bermas a 5 y 15 m de altura
T-11	Ctra. Íllora-Pinos Puente (GR-222), a 200 m de la Estación de Íllora (Obeilar), desde Íllora.	X: 423620 Y: 4123200	-	Conglomerados de la formación de arcillas rojas del Pliocuaternario.	7	60°	70	Media	No se observa	Perfil irregular



Taludes	Situación	Coordenadas	PK de la traza	Litología de formación	Altura (m)	Pendiente (°)	Longitud (m)	Permeabilidad	Drenaje	Bermas / Escolleras
T-12	Tramo de carretera que conecta la GR-222 a su salida de la Estación de Íllora (Obéilar) hacia Pinos Puente, y la de Escóznar.	X: 424280 Y: 4123200	-	Margas y arcillas verdes de carácter turbidítico, de la Zona Circumbética.	3	30°	50	Muy baja	No se observa	-
T-13	Traza de la vía antigua a su salida de la Estación de Íllora (Obéilar), hacia Pinos Puente.	X: 424560 Y: 4123210	-	Caliza coralina del Mioceno sobre margocalizas y calizas bioclásticas del Flysh Circumbético. En el tramo oriental, pasa a arcillas y limos rojos del Pliocuatnario.	6	60° - 80°	200	Media-alta el tramo calcáreo, especialmente los corales; baja las arcillas.	No se observa	-
T-14	Traza de la vía antigua, a 1.750 m de la Estación de Íllora, en dirección Granada.	X: 425600 Y: 4122800	-	Margas y limos blancos del Pliocuatnario, con una capa superficial de derrubios de ladera cuaternarios.	4	30°	400	Baja	No se observa	-
T-15	Confluencia de la traza nueva con la antigua.	X: 426400 Y: 4122620	1.013+600	Arcillas y arenas con cantos (coluvial) sobre margas y limos blancos del Pliocuatnario.	6	45°	500	Baja	No se observa	Pequeña berma a 4 m de altura

3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES

3.1. Q₆. RELLENOS ANTRÓPICOS NO COMPACTADOS

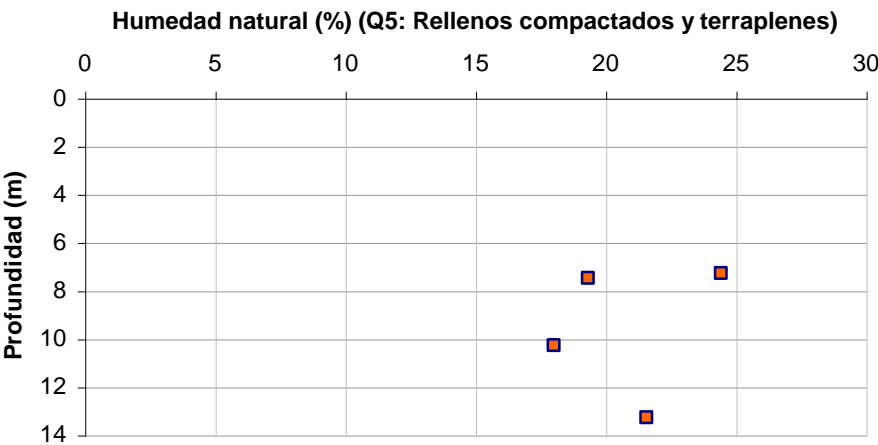
Los rellenos antrópicos no compactados, no tienen interés desde el punto de vista geotécnico, y no son aptos para su utilización, por lo que deben ser retirados y llevados a vertedero.

Se sitúan entre los PK 1000+000 y PK 1000+350, perteneciendo asimismo a esta formación, la capa de balasto de la vía de ferrocarril actual, que se encuentran localizados entre los PK 1000+000 a PK 1004+500, y entre los PPKK 1013+515 y 1014+082.

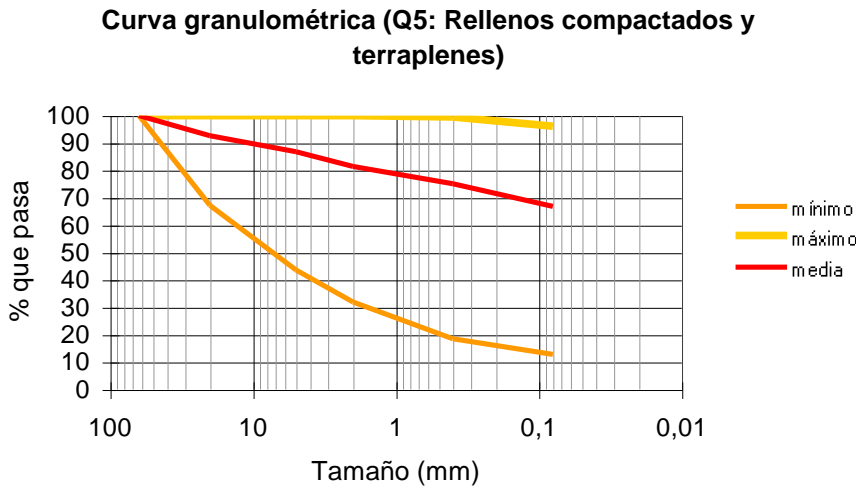
3.2. Q₅. RELLENOS ANTRÓPICOS ESTRUCTURALES

Forman parte de la litología Q₅ los rellenos y terraplenes compactados pertenecientes a la línea de ferrocarril antigua que habrán de ser desechados y llevados a vertedero, y que se encuentran principalmente en la primera parte del trazado, concretamente en aquellas zonas donde la traza del proyecto coincide con el ferrocarril actual.

La humedad media de la litología ha sido de 20,86%.

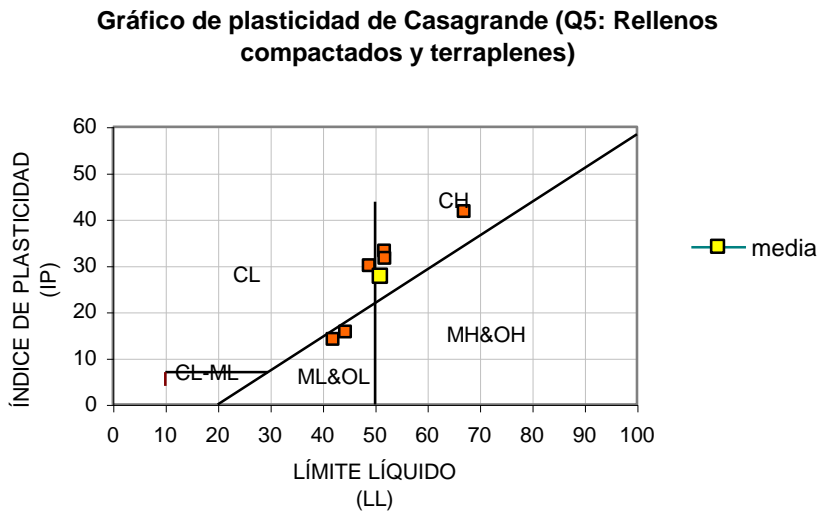


La litología Q₅ cuenta con un elevado porcentaje de finos (porcentaje de suelo que pasa por el tamiz nº 200, 0,08), con una media por encima de 66,892%.



Según la clasificación de Casagrande las muestras ensayadas han dado como resultado 3 veces CH (arcilla de alta plasticidad), 2 veces ML y 1 vez CL.

En cuanto a la clasificación de la AASHTO, las 6 muestras se han clasificado como A-7-6.





Se han realizado 2 ensayos de corte directo CD y 3 triaxiales CU para esta formación, habiéndose obtenido los siguientes resultados:

Corte directo CD: $c' = 0,49 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi' = 20,85^\circ$

Triaxial CU: $c' = 0,127 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi' = 31,233^\circ$



Sondeo	Tipo	Muestra	Profundidad media	Formación	SPT	Identificación												Químico												
						Granulometría						Límites de Atterberg			Clasificación			Humedad	Carbonatos	Sulfatos	Materia Orgánica	Corte directo			Triaxial			Hinchamiento libre	Permeabilidad	
						63 mm	20 mm	5 mm	2 mm	0,4 mm	0,08 mm	L.L.	L.P.	I.P.	USCS/ASTM	HRB/AASHTO	INDICE GRUPO	(%)	(%)	(%)	(%)	Tipo	c (kp/cm²)	φº	Tipo	c (kp/cm²)	φº	(%)	Cm/s	
S 1000+375	SPT-1	1,00 - 1,60	1,3	Q5	37	100	67,2	43,6	35,4	25,8	12,8																			
S 1000+375	MI-2	10,00 - 10,60	10,3	Q5		100	100	100	100	93,6	87,4	44,5	28,9	15,6	ML	A-7-6	16	18,04							CU	0,06	26,3			
S 1000+375	MI-3	13,00 - 13,60	13,3	Q5		100	100	100	99,7	97,5	94,4	67,1	25,5	41,6	CH	A-7-6	45	21,59	44,73						CU	0,18	33,1			1,24E-07
S 1000+375	SPT-2	4,00 - 4,60	4,3	Q5	12	100	88,6	85,2	82,1	74,9	60,4																			
S 1000+375	MI-1	7,20 - 7,80	7,5	Q5		100	100	100	98,77	92,44	78,81	51,9	18,8	33,1	CH	A-7-6	26	19,35	27,93		0,51	CD	0,53	19,3				0,35	1,03E-07	
S 1000+380	SPT-1	3,00 - 3,45	3,225	Q5	26	100	80,3	70,9	32	18,6	13																			
S 1000+380	MI-1	7,00 - 7,60	7,3	Q5		100	100	100	100	99,5	96,1	49	19,1	29,9	CL	A-7-6	31	24,46	54,22	0,01	0,45				CU	0,14	34,3	0		
S 1000+460	MI-1	10,00 - 10,60	10,3	Q5		100	100	100	100	97,8	92,5	52	20,5	31,5	CH	A-7-6	32		55,97	0,03	0,37	CD	0,45	22,4					3,05E-07	
S 1000+460	TP-1	13,00 - 13,30	13,15	Q5		100	100	100	99,3	97,2	93,5	42,1	28,1	14	ML	A-7-6	15												3,12E-08	
S 1000+460	SPT-2	4,00 - 4,30	4,15	Q5	100	100	82,5	70,3	67	59	48,8																			
S 1000+460	SPT-3	7,00 - 7,45	7,225	Q5	21	100	100	85,2	81,1	70,9	58,1																			

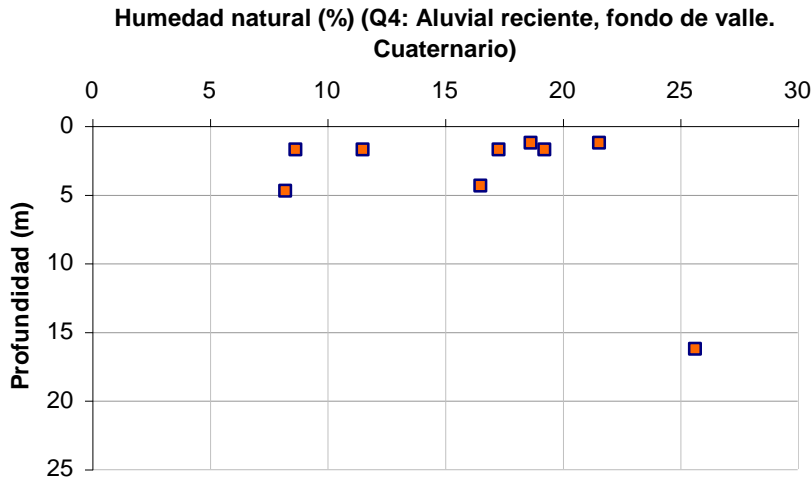
MÍNIMO	100,00	67,20	43,60	32,00	18,60	12,80	42,10	18,80	14,00					15,45	18,04	27,93	0,01	0,37		0,45	19,30		0,06	26,30	0,00	0,00
MÁXIMO	100,00	100,00	100,00	100,00	99,50	96,10	67,10	28,90	41,60					45,01	24,46	55,97	0,03	0,51		0,53	22,40		0,18	34,30	0,35	0,00
MEDIA	100,00	92,60	86,83	81,39	75,20	66,89	51,10	23,48	27,61					27,50	20,86	45,71	0,02	0,44		0,49	20,85		0,12	31,23	0,17	0,00
DESV TÍPICA	0,00	11,39	18,55	25,99	29,39	31,32	8,79	4,57	10,73					11,16	2,81	12,84	0,00	0,07		0,05	2,19		0,06	4,31	0,24	0,00
NÚM. DE VALORES	11	11	11	11	11	11	6	6	6	6	6	6	6	6	4	4	2	3	2	2	2	3	3	3	2	4



3.3. Q4. ALUVIAL RECIENTE, FONDO DE VALLE. CUATERNARIO

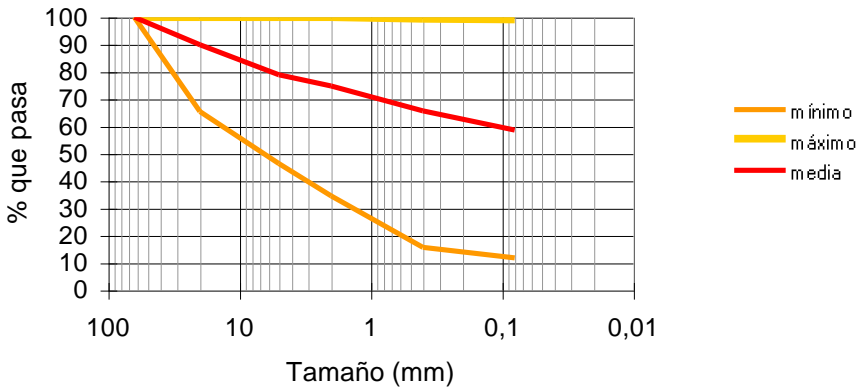
Se engloban en esta unidad los depósitos aluviales de fondo de valle, así como de los arroyos y ríos de menor importancia que recorren el área de estudio. La composición es muy variable, dependiendo del entorno litológico existente en zonas de cabecera y curso alto de la red hidrográfica

La humedad media de la litología Q4 ha sido del 16,40%.



La litología Q4 cuenta con un elevado porcentaje de finos (porcentaje de suelo que pasa por el tamiz nº 200, 0,08), con una media por encima de 58,695%.

Curva granulométrica (Q4: Aluvial reciente, fondo de valle. Cuaternario)

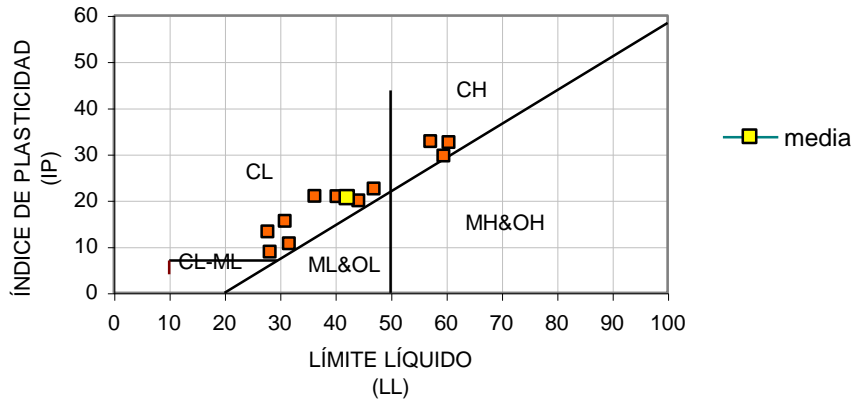


Según la clasificación de Casagrande las muestras ensayadas han dado como resultado 4 veces GC (grava arcillosa), 4 veces CL (arcilla limosa), 2 veces CH (arcilla de alta plasticidad) y 1 vez GP-GC.

En cuanto a la clasificación de la AASHTO, 5 muestras se han clasificado como A-7-6, 2 como A-6, otras 2 como A-2-6, 1 como A-2-7 y otra como A-2-4.

El límite líquido medio (LL) ha sido 42,255 y el índice de plasticidad medio (IP) 20,536, quedando patente la alta plasticidad de esta litología.

Gráfico de plasticidad de Casagrande (Q4: Aluvial reciente, fondo de valle. Cuaternario)



Se han realizado 2 ensayos de corte directo CD, habiéndose obtenido los siguientes resultados:

Corte directo CD: $c' = 0,275 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi' = 27,65^\circ$



Sondeo	Tipo	Muestra	Profundidad media	Formación	SPT	Identificación												Químico			Resistencia								
						Granulometría						Límites de Atterberg			Clasificación			Humedad	Densidad Aparente	Carbonatos	Sulfatos	Materia Orgánica	Compresión simple		Corte directo		Hinchamiento libre		
						63 mm	20 mm	5 mm	2 mm	0,4 mm	0,08 mm	L.L.	L.P.	I.P.	USCS/ASTM	HRB/AASHTO	INDICE GRUPO	(%)	(g/cm³)	(%)	(%)	(%)	(kg/cm²)	% deformación	Tipo	c (kp/cm²)	φº	(%)	
S 1000+375	MI-4	16,00 - 16,60	16,3	Q4		100	65,4	57,2	55,8	48,6	38,8	40,4	19,7	20,7	GC	A-7-6	3	25,67							CD	0,25	26,7	0	
S 1000+375	SPT-7	19,00 - 19,45	19,225	Q4	28	100	86,95	51,76	40,05	25,15	19,06	27,9	14,8	13,1	GC	A-2-6	-2												
S 1005+300	M.I.	1,00 - 1,60	1,3	Q4																									
S 1005+395	M.I.	1,00 - 1,60	1,3	Q4		100	100	100	100	98,35	97,2	60,6	28,2	32,4	CH	A-7-6	37	21,6											
S 1005+445	M.I.	1,50 - 2,10	1,8	Q4		100	100	100	95,7	88,07	82,65	47,1	24,7	22,4	CL	A-7-6	20	19,27	2,06	46,89	0,06	0,37	2,2	6,81					
S 1005+445	SPT	4,20 - 4,65	4,425	Q4	22	100	100	100	99,63	99,39	99,13	57,3	24,7	32,6	CH	A-7-6	37	16,55											
S 1005+445	M.I.	6,00 - 6,54	6,27	Q4																									
S 1010+670	SPT-1	1,14 - 1,59	1,365	Q4	33	100	100	100	100	86,4	75,7	31	15,6	15,4	CL	A-6	10			59,98	0,00	0,09							
S 1011+595	MI-1	1,50 - 2,10	1,8	Q4													17,33							CD	0,3	28,6			
S 1011+595	SPT-1	2,10 - 2,55	2,325	Q4	9	100	100	100	97,5	90,6	71,5	31,8	21,3	10,5	CL	A-6	6			60,7	0,08	0,21							
S 1011+600	SPT-2	3,50 - 3,80	3,65	Q4	100	100	100	79,1	74,9	67,8	57,8								54,99	0,05	0,81								
S1011+605	MI-1	1,50 - 2,10	1,8	Q4		100	70,2	50,7	45,8	35,9	31,5	59,7	30,2	29,5	GC	A-2-7	2	11,55		60,89	0,00	0,37							
S1011+605	MI-2	4,50 - 5,10	4,8	Q4		100	76,1	46,4	34,6	15,7	11,8	36,4	15,6	20,8	GP-GC	A-2-6	-5	8,25											
S 1011+665	MI-1	2,40 - 3,00	2,7	Q4																									
S 1012+160	MI-1	1,00 - 1,60	1,3	Q4		100	100	100	99,8	95,6	92,4	44,3	24,5	19,8	CL	A-7-6	20	18,69		71,15	0,04	0,57					0,2		
S 1012+595	MI-1	1,50 - 2,10	1,8	Q4		100	80,6	62,6	54,7	36,9	26,8	28,3	19,6	8,7	GC	A-2-4	-1	8,69		93,3	0,12	0,1							
					MÍNIMO	9,00	100,00	65,40	46,40	34,60	15,70	11,80	27,90	14,80	8,70			-4,56	8,25	2,05	46,89	0,00	0,09	2,20	6,81		0,25	26,70	0,00
					MÁXIMO	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	99,39	99,13	60,60	30,20	32,60			37,38	25,67	2,05	93,30	0,12	0,81	2,20	6,81		0,30	28,60	0,20
					MEDIA	38,40	100,00	89,93	78,98	74,87	65,70	58,69	42,25	21,71	20,53			11,61	16,40	2,05	63,98	0,05	0,36	2,20	6,81		0,27	27,65	0,10
					DESV TÍPICA	35,58	0,00	13,44	23,34	26,78	31,33	31,91	12,52	5,20	8,32			15,07	5,88		14,83	0,04	0,25				0,03	1,34	0,14
					NÚM. DE VALORES	5	12	12	12	12	12	11	11	11	11	11	11	9	1	7	7	7	1	1	2	2	2	2	

3.4. Q3. COLUVIALES Y CONOS DE DEYECCIÓN. CUATERNARIO

Los depósitos Coluviales, se presentan asociados a la base de los relieves existentes, incluyendo rellenos de fondos de vaguada, pies de monte, conos de deyección, y en general todo tipo de materiales superficiales desplazados de su posición original y que han sufrido un corto transporte, predominantemente por procesos de movilización por gravedad

En el trazado se encuentra presente desde aproximadamente el PK 1012+800 hasta el final de la traza, si bien no se cuenta con ninguna muestra procedente de esta litología procedente de sondeos, ya que su entidad es muy pequeña.

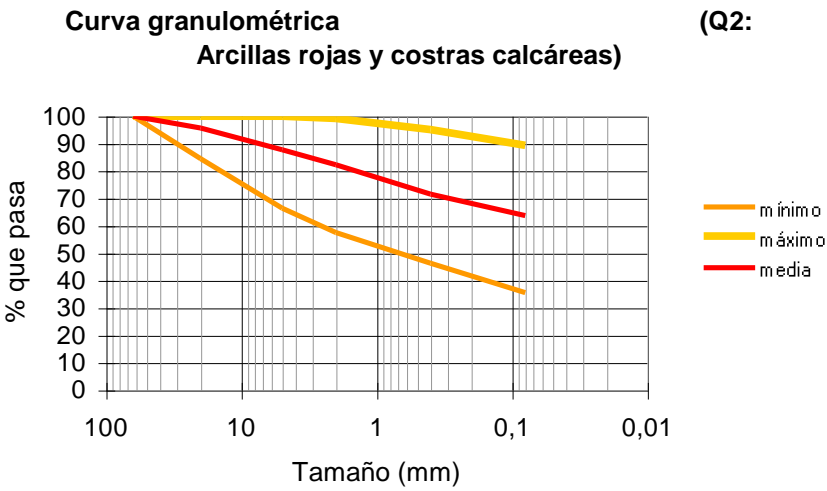
3.5. Q2. GLACIS. CUATERNARIO

Se agrupan en la unidad Q2 los materiales formados por procesos de erosión y depósito de la formación PL1. Se trata de materiales cuaternarios movilizados por transporte mixto coluvio-aluvial, que tapizan importantes extensiones en zonas llanas y laderas de pendiente suave, que en ocasiones resultan difícilmente separables de los coluviones de pie de ladera.

Los glacis más modernos, de cobertera y sobre todo de vertiente están constituidos por materiales muy sueltos de tonos pardo-rojizos o rojos y su naturaleza es esencialmente arenosa o arcillosa, presentando encostramientos dispuestos bien sobre los glacis más antiguos o directamente sobre el sustrato.

La humedad media medida ha sido del 15,177%.

El porcentaje medio de finos en las muestras ensayadas ha sido de 63,66.

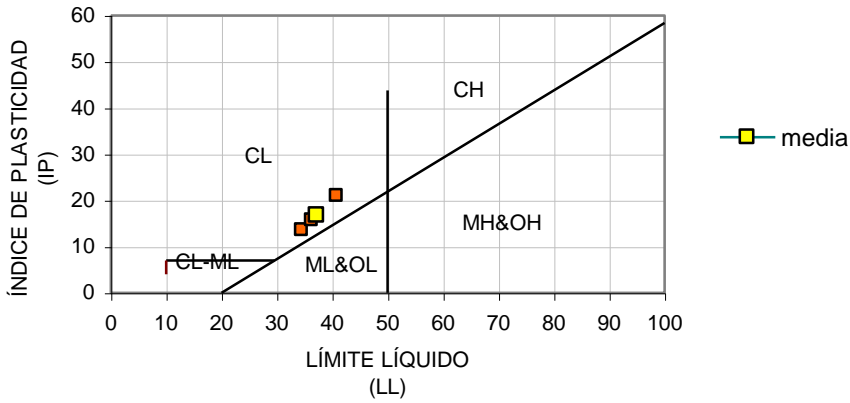


El límite líquido medio (LL) ha sido 37,2 y el índice de plasticidad medio (IP) 16,767, quedando patente la alta plasticidad de esta litología.

Según la clasificación de Casagrande las muestras ensayadas han dado como resultado 3 veces la clasificación CL (arcilla de baja plasticidad).

En cuanto a la clasificación de la AASHTO, 1 muestra se ha clasificado como A-7-6 y 2 como A-6.

Gráfico de plasticidad de Casagrande
(Q2: Arcillas rojas y costras calcáreas)



Se han realizado 2 ensayos de corte directo CD, habiéndose obtenido los siguientes resultados:

Corte directo CD: $c' = 0,81 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi' = 24,75^\circ$



Sondeo	Tipo	Muestra	Formación	SPT	Identificación												Químico			Resistencia							
					Granulometría					Límites de Atterberg			Clasificación			Humedad	Carbonatos	Sulfatos	Materia Orgánica	Compresión simple		Corte directo			Hinchamiento libre	Colapsabilidad	
					63 mm	20 mm	5 mm	2 mm	0,4 mm	0,08 mm	L.L.	L.P.	I.P.	USCS/ASTM	HRB/AASHTO	INDICE GRUPO	(%)	(%)	(%)	(%)	(kg/cm²)	% deformación	Tipo	c (kp/cm²)	φº	(%)	e ₀
S 1005+020	MI-1	1,00 - 1,60	Q2		100	100	100	91,6	76	67	34,5	20,9	13,6	CL	A-6	7	13,8	78,68	0,0157	0,368						0,02	0,22
S 1005+020	SPT-23	3,50 - 3,95	Q2	20	100	84,5	66,4	57,5	46,3	39,2																	
S 1005+020	TP-1	7,60 - 7,80	Q2																			CD	0,98	17,7			
S 1005+060	MI-1	2,40 - 2,85	Q2		100	100	100	98,9	95,1	89,4	36,3	20,6	15,7	CL	A-6	14	15,22				3,97	4,8				0,02	
S 1005+060	MI-2	6,00 - 6,60	Q2		100	100	100	99,2	94	87,1	40,8	19,8	21	CL	A-7-6	19	16,51						CD	0,64	31,8		
S 1006+080	SPT-11	1,60 - 2,05	Q2	58	100	93,8	72,5	64,3	46,4	35,6								0,0102									

MINIMO	100,00	84,50	66,40	57,50	46,30	35,60	34,50	19,80	13,60				7,39	13,80	78,68	0,01	0,36	3,97	4,80		0,64	17,70	0,02	0,22
MAXIMO	100,00	100,00	100,00	99,20	95,10	89,40	40,80	20,90	21,00				18,55	16,51	78,68	0,01	0,36	3,97	4,80		0,98	31,80	0,02	0,22
MEDIA	100,00	95,66	87,78	82,30	71,56	63,66	37,20	20,43	16,76				13,35	15,17	78,68	0,01	0,36	3,97	4,80		0,81	24,75	0,02	0,22
DESV TÍPICA	0,00	6,79	16,87	19,91	24,23	25,53	3,24	0,56	3,81				5,62	1,35		0,00					0,24	9,97	0,00	
NUM. DE VALORES	5	5	5	5	5	5	3	3	3	3	3	3	3	3	1	2	1	1	1	2	2	2	2	1



3.6. Q₁. ALUVIAL ANTIGUO. TERRAZAS. CUATERNARIO

Se trata de materiales de origen aluvial situados a diferentes alturas sobre los cauces actuales de los ríos principales. Con frecuencia los niveles más altos, correspondientes a las terrazas más antiguas, han sido parcialmente desmantelados por la erosión.

Únicamente contamos con dos muestras procedentes de la litología Q1, que han dado como resultado un LL medio de 47,600 y un IP medio de 21,1.

La humedad media ha sido del 20,95%.

El porcentaje medio de finos ha sido de 82,25.

Se han realizado 1 ensayos de corte directo CD, habiéndose obtenido para el mismo los siguientes resultados:

Corte directo CD: $c' = 0,36 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi' = 27,3^\circ$.



Sondeo	Tipo	Muestra	Formación	Identificación												Químico				Resistencia					
				Granulometría						Límites de Atterberg			Clasificación			Humedad	Carbonatos	Sulfatos	Materia Orgánica	Compresión simple		Corte directo		Hinchamiento libre	
				63 mm	20 mm	5 mm	2 mm	0,4 mm	0,08 mm	L.L.	L.P.	I.P.	USCS/ASTM	HRB/AASHTO	INDICE GRUPO	(%)	(%)	(%)	(%)	(kg/cm²)	% deformación	Tipo	c (kp/cm²)	φ°	(%)
S 1002+380	MI-1	1,50 - 2,10	Q1	100	100	100	100	93,8	86,3	47,6	30,3	17,3	ML	A-7-5	17	20,11	27,29	0,0466	1,78	2,39	3				
S 1002+390	MI-1	1,50 - 2,10	Q1	100	100	100	93,4	83	78,2	43,3	22,2	21,1	CL	A-7-6	16	21,79	47,47	0,0083	0,417			CD	0,36	27,3	0,81

MINIMO	100,00	100,00	100,00	93,40	83,00	78,20	43,30	22,20	17,30				16,36	20,11	27,29	0,00	0,41	2,39	3,00		0,36	27,30	0,81
MÁXIMO	100,00	100,00	100,00	100,00	93,80	86,30	47,60	30,30	21,10				17,41	21,79	47,47	0,04	1,78	2,39	3,00		0,36	27,30	0,81
MEDIA	100,00	100,00	100,00	96,70	88,40	82,25	45,45	26,25	19,20				16,89	20,95	37,38	0,02	1,09	2,39	3,00		0,36	27,30	0,81
DESV TÍPICA	0,00	0,00	0,00	4,66	7,63	5,72	3,04	5,72	2,68				0,74	1,18	14,26	0,02	0,96						
NUM. DE VALORES	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1



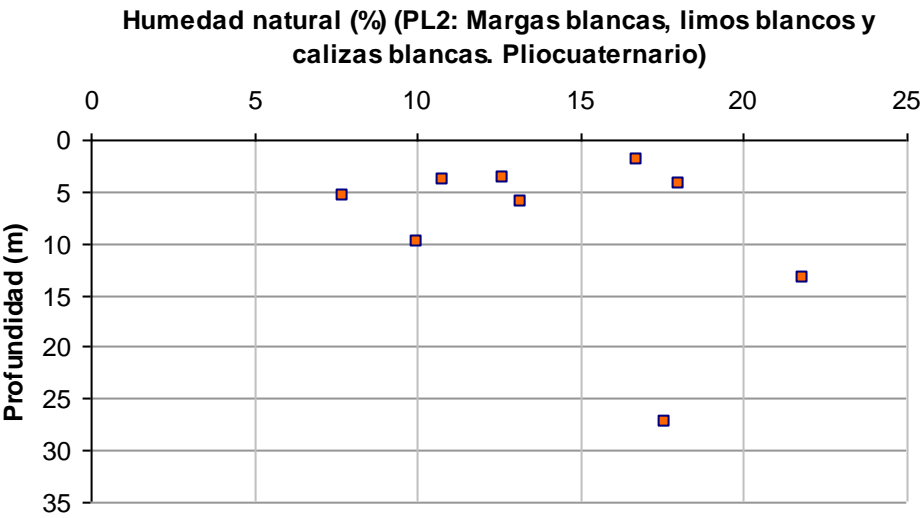
3.7. PL2. ARCILLAS ROJAS, LIMOS, ARENAS Y CONGLOMERADOS.
PLIOCUATERNARIO

El grupo PL2 se refiere básicamente al estudio de arcillas limosas rojas con gravas y costras calcáreas del Pliocuaternario.

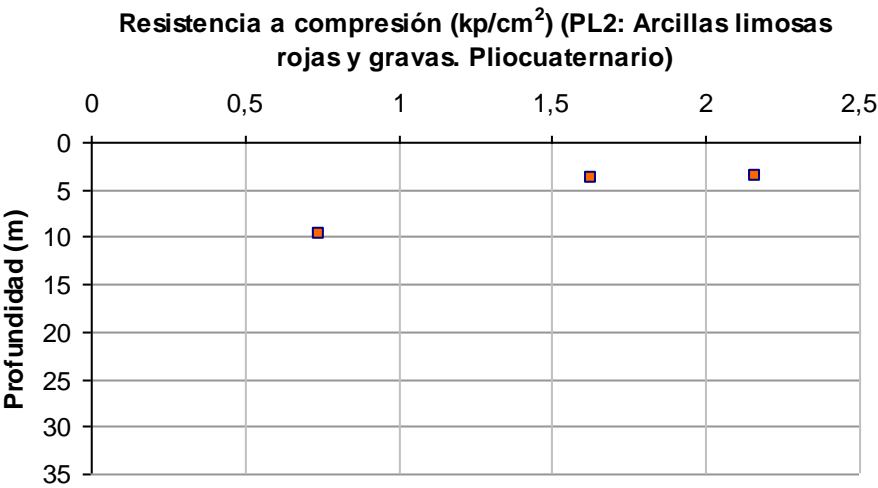
Se integran en esta unidad los materiales de origen aluvial y de glaciares antiguos de edad Plioceno-Cuaternarios, que aparecen representados a lo largo del área de estudio. Está constituida por gravas alternantes con arenas de facies fluvial con intercalaciones de arcillas rojizas. Las gravillas y arenas están constituidas fundamentalmente por detritos (cuarzos, cuarcitas y materiales filíticos). Encima de estas gravas aparecen materiales arcillosos rojizos dominantes intercalados con conglomeráticos de cantos.

Se encuentran manchones de la litología PL2 predominando al comienzo del trazado.

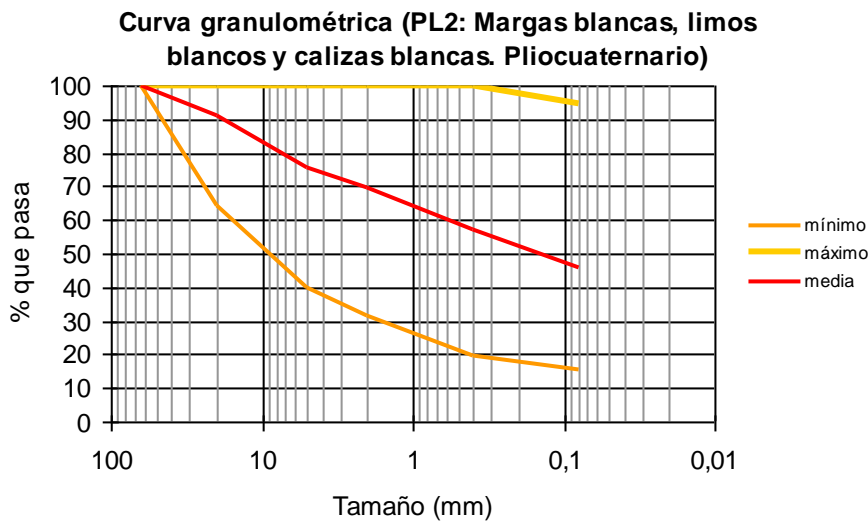
La humedad media ha sido del 17,87%.



Su resistencia a compresión media ha sido de 1,51 kg/cm².



Son arcillas con un elevado porcentaje de finos (porcentaje de suelo que pasa por el tamiz nº 200, 0,08), con una media por encima de 45,919%, si bien menor que el de la litología PL1.

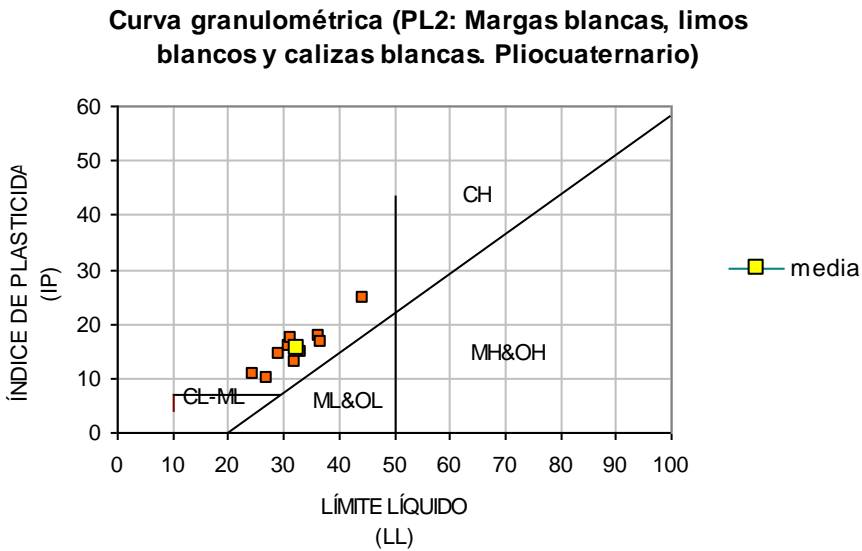




Se comprueba que un material de estas características en su mayoría se puede definir como CL (arcilla de baja plasticidad), según la clasificación de Casagrande, habiendo recibido esta clasificación 6 muestras ensayadas. 3 muestras han sido clasificadas como SC (arena arcillosa), 1 como GC (grava arcillosa) y 1 como CH (arcilla de alta plasticidad).

En cuanto a la clasificación de la AASHTO, 5 muestras se han clasificado como A-6, 3 como A-2-6, 1 como A-7-5, 1 como A-2-4 y 1 como A-7-6.

El límite líquido medio (LL) ha sido 36,491 y el índice de plasticidad medio (IP) 18, quedando patente la alta plasticidad de esta litología.



Se han realizado 2 ensayos de corte directo CD y 2 triaxiales CU para esta formación, habiéndose obtenido los siguientes resultados:

Corte directo CD: $c' = 0,55 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi' = 24,30^\circ$

Triaxial CU: $c' = 0,055 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi' = 33,6^\circ$



Sondeo	Tipo	Muestra	Formación	SPT	Identificación												Químico				Resistencia									
					Granulometría						Límites de Atterberg			Clasificación			Humedad	Carbonatos	Sulfatos	Materia Orgánica	Compresión simple		Corte directo		Triaxial		Hinch. libre			
					63 mm	20 mm	5 mm	2 mm	0,4 mm	0,08 mm	L.L.	L.P.	I.P.	USCS/ASTM	HRB/AASHTO	INDICE GRUPO					(%)	(%)	(%)	(%)	(kg/cm²)	% deformación		Tipo c	(kp/cm²)	φ°
S 1001+505	MI-1	1,70 - 2,30	PL2		100	100	100	100	95,5	85,6	36,5	19	17,5	CL	A-6	15	16,72	56,95	0,0274	0,376							CU	0,1	33,6	
S 1010+670	SPT-5	10,20 - 10,65	PL2	56	100	77,9	44,9	34,9	20,8	15,2																				
S 1011+595	SPT-7	15,00 - 15,45	PL2	41	100	100	71,9	60,5	31,1	22,8	36,8	20,1	16,7	SC	A-2-6	-2			0,034	0,038										
S 1011+595	SPT-2	4,00 - 4,45	PL2	21	100	91,4	60	48,9	33,9	23,6							71,25	0,0131	0,083											
S 1011+595	SPT-3	6,00 - 6,45	PL2	29	100	64	40	31,6	19,9	15,5																				
S 1011+595	MI-2	8,00 - 8,60	PL2																						CU	0,01	33,6			
S 1011+600	SPT-6	15,50 - 15,85	PL2	100	100	96,5	68,5	59,5	45,3	37,5																				
S 1011+600	TP-1	27,20 - 27,50	PL2		100	100	100	100	99,5	72,7	29,2	14,9	14,3	CL	A-6	8	17,6							CD	0,67	19,6				
S 1011+600	SPT-11	29,60 - 30,00	PL2	100	100	96,2	75,2	63,3	45	35																				
S 1011+600	MI-1	9,50 - 10,10	PL2		100	90	74	68,2	47,9	30	27	17,7	10	SC	A-2-4	-1	10	65,95		0,607	0,74	6,4								
S1011+605	SPT-5	14,40 - 14,77	PL2	100	100	90,8	63,1	52,8	32,1	25,3							76,7	0,0043	0,496											
S 1011+640	MI-1	3,30 - 3,90	PL2		100	100	100	100	99,9	94,9	30,9	15,1	15,8	CL	A-6	14	12,6	62,82	0,24	0,035	2,16	5						2,78		
S 1011+640	MI-2	5,80 - 6,10	PL2		100	92,4	90	88,8	81,2	51,5	24,5	13,8	10,7	CL	A-6	2	13,16		0,0207	0,103										
S 1011+665	MI-2	5,40 - 5,60	PL2		100	71,1	54,1	47,5	30,1	20,5	31,3	14,1	17,2	GC	A-2-6	-2	7,71		0,0751	0,385			CD	0,43	29					
S 1011+800	SPT-1	1,50 - 1,95	PL2	18	100	100	100	94,9	90,7	81	33,1	18,5	14,6	CL	A-6	11		64,85	0,0078	0,097										
S 1011+800	MI-1	3,50 - 4,10	PL2		100	87,8	70,4	60,3	41,3	32,2	32,2	19,2	13	SC	A-2-6	0	10,8				1,63	2,3								
S 1012+160	MI-4	13,00 - 13,60	PL2		100	100	100	99,5	98,6	91,4	44,4	19,8	24,6	CL	A-7-6	24	21,81											0,09		
S 1012+160	MI-2	4,00 - 4,60	PL2		100	100	100	99,4	97,6	93,6	75,5	31,9	43,6	CH	A-7-5	49	50,49	33,94	0,073	1,265			CD	0,54	13					

MÍNIMO	18,00	100,00	64,00	40,00	31,60	19,90	15,20	24,50	13,80	10,00				-1,87	7,71	33,94	0,00	0,03	0,74	2,30		0,43	13,00		0,01	33,60	0,09
MÁXIMO	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	99,90	94,90	75,50	31,90	43,60				48,53	50,49	76,70	0,24	1,26	2,16	6,40		0,67	29,00		0,10	33,60	2,78
MEDIA	58,12	100,00	91,65	77,18	71,18	59,43	48,72	36,49	18,55	18,00				10,66	17,87	61,78	0,05	0,34	1,51	4,56		0,54	20,53		0,05	33,60	1,43
DESV TÍPICA	36,63	0,00	10,97	20,77	24,59	31,59	30,37	13,99	5,01	9,34				15,02	12,97	13,77	0,07	0,38	0,71	2,08		0,12	8,04		0,06	0,00	1,90
NÚM. DE VALORES	8	17	17	17	17	17	17	11	11	11	11	11	11	11	9	7	9	10	3	3	3	3	2	2	2	2	

3.8. PL1. MARGAS, LIMOS BLANCOS Y CALIZAS BLANCAS. PLIOCUATERNARIO

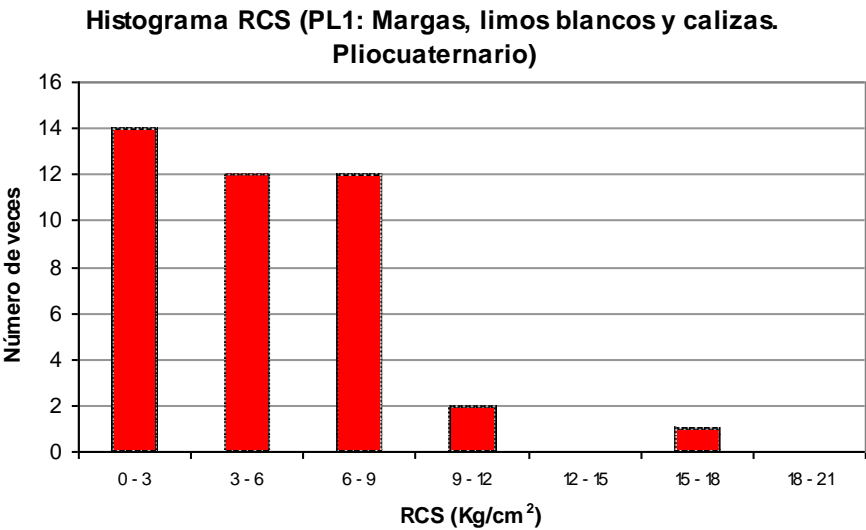
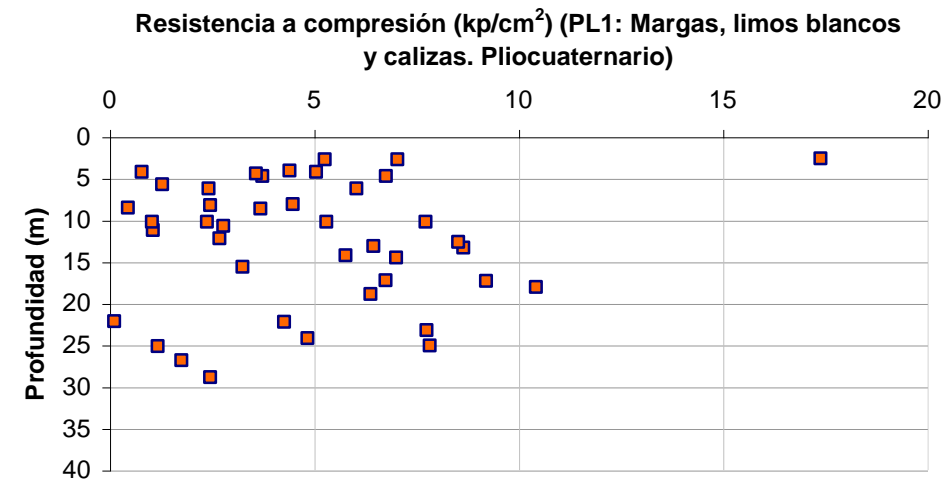
En este grupo, cuyo estudio se refiere básicamente a materiales arcillo-limosos de elevada plasticidad, se incluyen materiales con alto porcentaje de finos (material que pasa por el tamiz nº 200 UNE), conocidos como PL1.

Estos materiales se encuentran muy ampliamente representados a lo largo de todo el área de estudio entre Brácana y Escóznar, así como al noroeste de Huétor-Tájar.

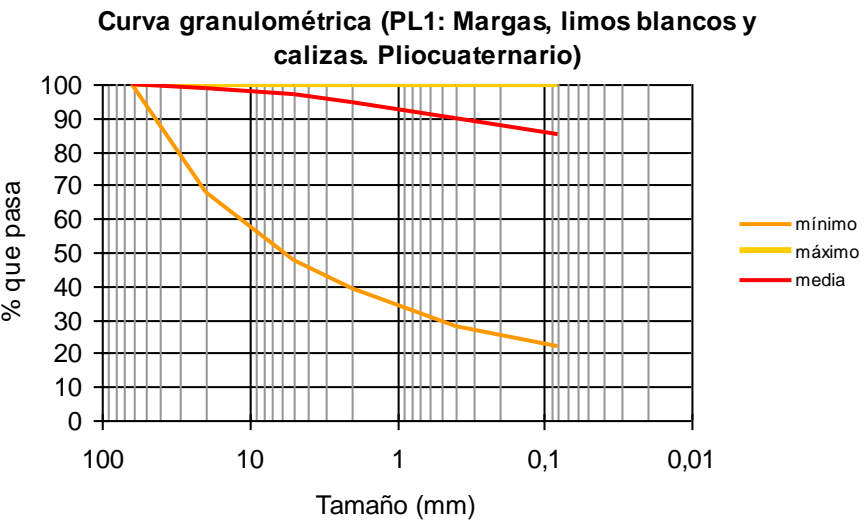
En esta unidad aparecen con frecuencia rocas de precipitación química, margas, margocalizas, cretas y calizas micríticas con gasterópodos, oncolíticas y travertínicas y puntualmente arcillas negras en las que se han citado lignitos, cosa que no hemos podido comprobar.

La secuencia sedimentológica más representativa que aparece en esta unidad es la siguiente: limo o arena laminada gris, calcilutita blanca, marga, margocalizas y caliza a techo.

Su resistencia a compresión oscila entre 0 y 17,4 kg/cm², siendo el valor medio de 4,909 kg/cm².



Son arcillas con un elevado porcentaje de finos (porcentaje de suelo que pasa por el tamiz nº 200, 0,08), con una media por encima de 85,37%.

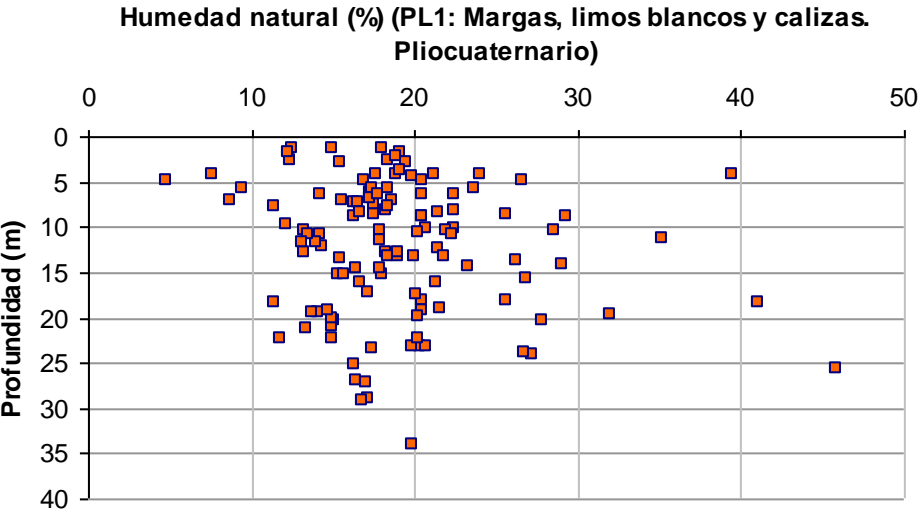
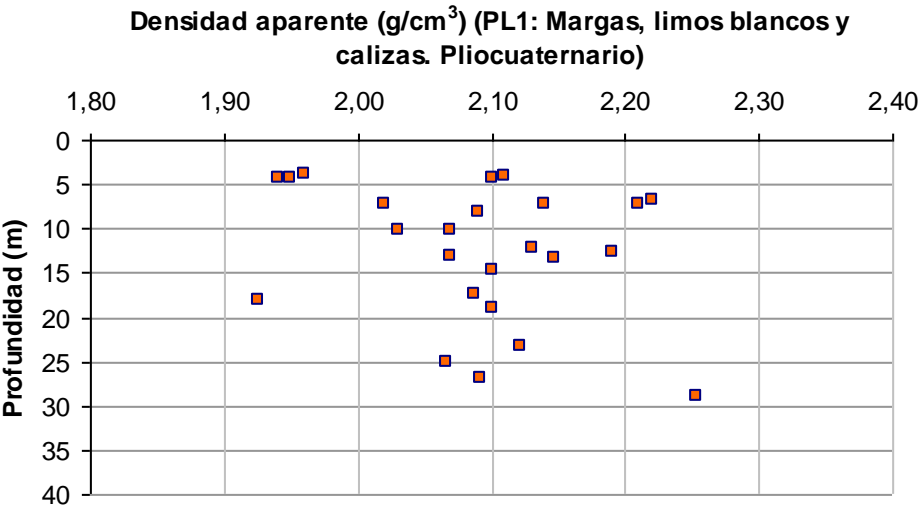
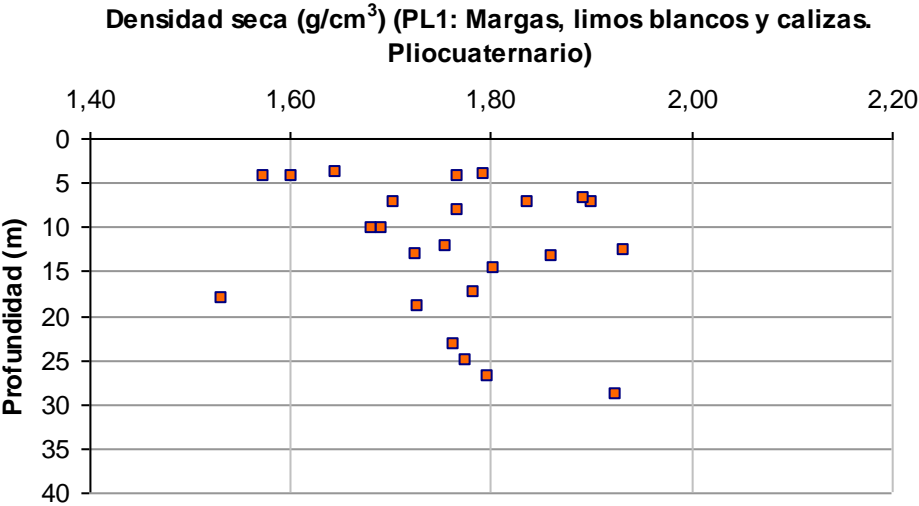


Se comprueba que un material de estas características en su mayoría se puede definir como CL (arcilla de baja plasticidad), según la clasificación de Casagrande, habiendo recibido esta

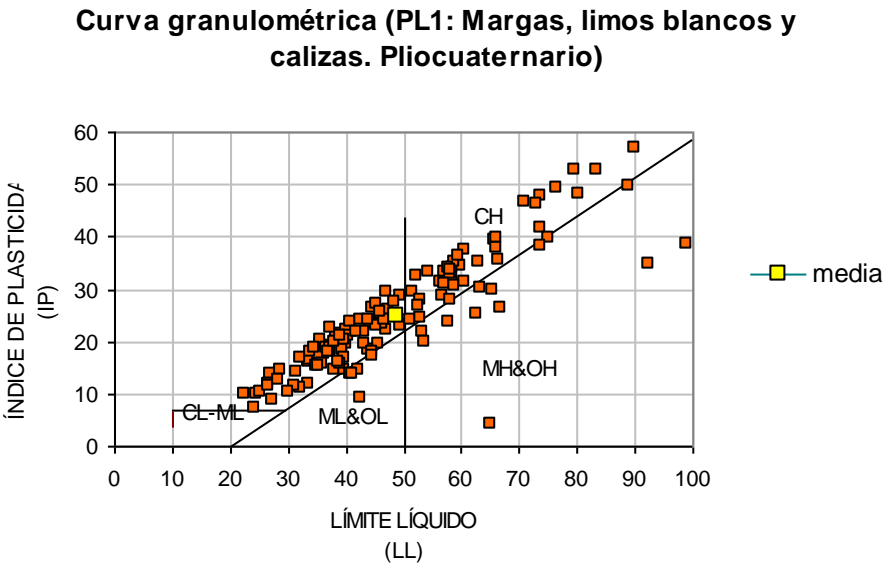
clasificación 68 muestras ensayadas. 39 muestras han recibido la clasificación CH, 14 muestras han recibido la clasificación MH (limo de alta plasticidad), 4 GC (grava arcillosa), 6 ML (limo de baja plasticidad) y 3 la clasificación SC (arena arcillosa).

En cuanto a la clasificación de la AASHTO, 67 muestras se han clasificado como A-7-6, 18 como A-7-5, 41 como A-6, 2 como A-5, 3 como A-4, 2 como A-2-6 y 1 como A-2-4.

La densidad aparente media ha sido de 2,089 g/cm³, y la humedad media del 19,082 %.



El límite líquido medio (LL) ha sido 48,797, y el índice de plasticidad medio (IP) 22,50, quedando patente la alta plasticidad de esta litología.



Se han realizado 17 ensayos de corte directo CD y 15 triaxiales CU para esta formación, habiéndose obtenido los siguientes resultados:

Corte directo CD: $c' = 0,51 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi' = 27,031^\circ$

Triaxial CU: $c' = 0,207 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi' = 29,325^\circ$



Sondeo	Tipo	Muestra	Formación	SPT	Identificación															Químico			Resistencia										Otros													
					Granulometría						Límites de Atterberg			Clasificación			Humedad	□ _{ap}	□ _s	Carbonatos	Sulfatos	Materia Orgánica	Compresión simple		Corte directo		Triaxial		Hinchamiento Lambe		Hinch. libre	Edómetro			Colapsabilidad											
					63 mm	20 mm	5 mm	2 mm	0,4 mm	0,08 mm	L.L.	L.P.	I.P.	USCS	HRB/AASHTO	IG	(%)	(g/cm3)	(g/cm3)	(%)	(%)	(%)	(kg/cm²)	% deformación	Tipo	c (kp/cm²)	φº	Tipo	c (kp/cm²)	φº	Indice	Clasificación	(%)	e ₀	C _s	C _c	C _c	e ₀	I	I _c						
S 1000+375	MI-5	22,00 - 22,43	PL1		100	75,3	55,5	50,5	42,5	36	35,8	16,4	19,4	GC	A-6	2	11,82			15,66	0,0513	0,353	0,13	14,3																						
S 1001+505	MI-3	10,00 - 10,60	PL1		100	100	100	99,9	99,8	97,7	39,4	18,4	21	CL	A-6	21	17,95						5,32	7,8																						
S 1001+505	MI-4	14,00 - 14,60	PL1		100	100	100	99,9	99,6	97,6	57,9	34,3	23,6	MH	A-7-5	29	23,3						5,79	10,9																						
S 1001+505	MI-2	6,00 - 6,60	PL1		100	100	100	99,9	98,7	95,8	56,4	25	31,4	CH	A-7-6	34	20,42			37,67	0,0521	0,051				CD	0,88	16,1							0,81											
S 1002+390	MI-4	11,00 - 11,60	PL1																	0,0699														0,74												
S 1002+390	MI-5	13,50 - 14,05	PL1																	0,0226													0													
S 1002+390	MI-7	19,00 - 19,60	PL1																	0,0364													0,35													
S 1002+390	MI-2	6,00 - 6,60	PL1		100	100	100	99,9	93,7	85,2	36,3	17,3	19	CL	A-6	15	14,18				0,0206	0,487	6,06	6,8																						
S 1002+390	MI-3	8,50 - 9,10	PL1		100	100	100	99,2	98	96,8	57,5	24,7	32,8	CH	A-7-6	36	20,47				0,0552	0,308											3,02													
S 1003+325 = S 19+420	SPT-1	1,60 - 2,05	PL1	14	100	100	99,3	96,3	95,1	88,8	39,8	25,4	14,4	CL	A-6	14	19,15																													
S 1003+325 = S 19+420	SPT-5	13,00 - 13,45	PL1	30	100	100	99,6	99,5	99,2	98,8	47,2	17,8	29,4	CL	A-7-6	31	18,98																													
S 1003+325 = S 19+420	SPT-7	20,00 - 20,45	PL1	29	100	100	99,5	97,6	92,6	90,4	44,3	20,9	23,5	CL	A-7-6	22	27,76																													
S 1003+325 = S 19+420	MI-2	4,00 - 4,60	PL1		100	100	100	99,5	97,7	94,4	56,6	28,1	28,5	CH	A-7-6	31	23,99	1,95	1,57																					0,705	Nulo	Nulo				
S 1003+325 = S 19+420	MI-3	7,00 - 7,40	PL1		100	100	100	100	99,4	98,7	40,1	20,8	19,3	CL	A-7-6	21	16,32	2,21	1,90							CD	0,68	30,65	CU	0,15	32,51															
S 1003+800 = S 19+900	MI-4	10,00 - 10,55	PL1		100	100	100	100	99,9	99,8	65,9	26,6	39,3	CH	A-7-6	46	22,38	2,07	1,69							CD	0,51	27,22																		
S 1003+800 = S 19+900	MI-5	13,00 - 13,38	PL1		100	100	100	100	99,9	99,8	57,7	24,9	32,8	CH	A-7-6	38	19,99	2,07	1,73				6,47	2,65																						
S 1003+800 = S 19+900	MI-2	4,00 - 4,60	PL1		100	100	100	100	99,6	99,1	88,9	39,2	49,7	MH	A-7-5	62	39,52			14,25	0	0,32				CD	0,52	27,04																		
S 1003+800 = S 19+900	MI-3	7,00 - 7,60	PL1		100	100	76,4	72,3	71,3	69,1	33,7	17,7	16	CL	A-6	9	16,5	2,14	1,84									CU	0,51	27,22																
S 1005+020	MI-2	12,00 - 12,29	PL1		100	100	99,8	75,2	39,7	28,7	27,1	13,3	13,8	SC	A-2-6	0	14,34									CD	0,49	33,7																		
S 1005+020	TP-2	13,50 - 13,70	PL1		100	100	100	100	99,8	99,4	73,8	26,1	47,7	CH	A-7-6	56																		3,22												
S 1005+020	TP-5	23,65 - 24,45	PL1		100	100	100	100	98,6	99,3	92,4	57,8	34,6	MH	A-7-5	50	27,15			35,38	0,0412	0,426											2,48													
S 1005+060	MI-3	10,50 - 11,10	PL1		100	100	99,8	94,1	75,2	40	22,5	12,4	10,1	SC	A-6	1	14,27																	0,402												
S 1005+060	SPT-4	13,00 - 13,45	PL1	17	100	100	100	98,7	95,2	94,2	65,4	35,7	29,7	MH	A-7-5	35					0,249																									
S 1005+060	MI-4	15,00 - 15,55	PL1		100	100	100	99,7	99,1	98,8	66	28,2	37,8	CH	A-7-6	44	15,36											CU	0,24	32,2																
S 1005+060	MI-5	19,20 - 19,58	PL1		100	100	100	99,9	94,8	88,9	46,3	21,5	24,8	CL	A-7-6	23	14,09																	0,19												
S 1005+060	MI-6	23,50 - 24,10	PL1		100	100	100	100	99,8	99,7	53,4	31,7	21,7	MH	A-7-5	27	26,71			38,3	0,0288	1,27											2,78													
S 1005+130 = S 21+230	MI-3	10,00 - 10,55	PL1		100	100	94,2	87,9	85,4	85	43,3	21,4	21,9	CL	A-7-6	19	20,67	2,03	1,68				2,4	12,2																						
S 1005+130 = S 21+230	SPT-7	20,00 - 20,45	PL1	56	100	100	100	99,6	98,7	98,5	52,4	19,7	32,6	CH	A-7-6	36	15,09																													
S 1005+130 = S 21+230	MI-2	4,00 - 4,60	PL1		100	100	97,5	94,6	87,9	84,5	39,4	21,2	18,2	CL	A-6	15	18,84	2,10	1,77	50	0	0	5,07	8,28									2,29	Crítico	0,511	0,005	0,089									
S 1005+130 = S 21+230	SPT-3	7,00 - 7,36	PL1	20	100	91,4	60,4	47,3	29,4	23,8	26,5	14,4	12	GC	A-2-6	-1	8,69																													
S 1005+205	MI-1	1,00 - 1,60	PL1		100	100	95,9	93,3	88,5	83,8	53,9	24,4	29,5	CH	A-7-6	27	22,78			5,07	0,0833	1,164				CD	0,96	26,3																		
S 1005+205	TP-1	13,60 - 14,00	PL1		100	100	100	100	99,8	99,6	89,9	33	56,9	CH	A-7-5	69	26,19				0,0041	0,462				CD	0,8	17,8																		
S 1005+205	SPT-7	16,00 - 16,45	PL1	69	100	100	100	99,7	98,6	59,8	25,3	34,5	CH	A-7-6	39					61,83	0,024	0,332																							</	



Sondeo	Tipo	Muestra	Formación	SPT	Identificación															Químico			Resistencia										Otros									
					Granulometría						Límites de Atterberg			Clasificación			Humedad	□ _{ap}	□ _s	Carbonatos	Sulfatos	Materia Orgánica	Compresión simple		Corte directo		Triaxial			Hinchamiento Lambe		Hinch. libre	Edómetro			Colapsabilidad						
					63 mm	20 mm	5 mm	2 mm	0,4 mm	0,08 mm	L.L.	L.P.	I.P.	USCS	HRB/AASHTO	IG	(%)	(g/cm3)	(g/cm3)	(%)	(%)	(%)	(kg/cm²)	% deformación	Tipo	c (kp/cm²)	φ°	Tipo	c (kp/cm²)	φ°	Índice	Clasificación	(%)	E ₀	C _s	C _c	E ₀	I	I _c			
S 1005+300	SPT	1,60 - 2,05	PL1		100	100	100	99,2	95,48	91,9	43,9	27,8	16,1	ML	A-7-6	17	17,44				0,0721	1,217																				
S 1005+300	M.I.	12,00 - 12,60	PL1		100	100	100	99,85	99,6	45,7	26,2	19,5	CL	A-7-6	23	21,48	2,13	1,75	50,71	0,0631	0,599	2,71	17,4																			
S 1005+300	SPT	14,00 - 14,45	PL1	28	100	100	100	99,3	96,78	95,8	66,9	40,5	26,4	MH	A-7-5	34	29,09				0,0367	0,817																				
S 1005+300	SPT	18,00 - 18,45	PL1	60	100	100	100	99,2	96,11	95,3	44	25,8	18,2	CL	A-7-6	20	20,44																									
S 1005+300	T.P.	18,80 - 19,10	PL1		100	100	100	100	99,9	62,5	37,1	25,4	MH	A-7-5	33	21,54	2,10	1,73		0,05		6,4	17,1																			
S 1005+300	SPT	21,00 - 21,42	PL1	100																																						
S 1005+300	T.P.	23,20 - 23,40	PL1		100	100	100	100	99,7	49,4	26,6	22,8	CL	A-7-6	27	20,31	2,12	1,76		0,206		7,77	16,5																			
S 1005+300	T.P.	26,80 - 27,00	PL1		100	100	100	97,1	91,57	89,4	43,2	23,9	19,3	CL	A-7-6	19	16,39	2,09	1,80		0,0572		1,78	11,5																		
S 1005+300	T.P.	28,80 - 29,10	PL1		100	100	100	98,7	88,21	69,5	24,6	14,8	9,8	CL	A-4	4	17,1	2,25	1,92	77,3	0,063	0,49	2,48	17,5																		
S 1005+300	SPT	6,00 - 6,45	PL1	31	100	100	100	99,5	96,47	82,7	35,3	19,8	15,5	CL	A-6	12	17,28				0,1072																					
S 1005+300	M.I.	8,00 - 8,37	PL1		100	100	100	99	94,14	91,3	37,9	23,4	14,5	CL	A-6	14	18,27	2,09	1,77	59,32	0,0614	0,065	4,5	9,1																		
S 1005+350	M.I.	1,50 - 2,10	PL1		100	100	100	99,5	96,7	79,4	27,2	15,1	12,1	CL	A-6	7	13,87	2,14	1,88	69,79	0,0463	0,4	4,15	3,6																		
S 1005+350	M.I.	10,00 - 10,57	PL1		100	100	100	99,7	98,9	98,5	63,3	33,1	30,2	MH	A-7-5	37	21,95			44,86	0,0472	0,381	7,75	12,8																		
S 1005+350	M.I.	15,00 - 15,29	PL1		100	100	100	99,8	99,51	98,1	47,2	24,9	22,3	CL	A-7-6	25	17,98																									
S 1005+350	M.I.	19,00 - 19,25	PL1		100	100	100	99,9	99,44	98,9	58,3	30,4	27,9	MH	A-7-5	34	20,52			39,72	0,0349	0,545																				
S 1005+350	M.I.	23,30 - 23,40	PL1																																							
S 1005+350	M.I.	27,80 - 27,93	PL1																																							
S 1005+350	SPT	33,90 - 34,35	PL1	48	100	100	100	100	99,9	99,5	52,8	28,4	24,4	CH	A-7-6	29	19,83			48,63	0,024	0,291																				
S 1005+350	SPT	4,00 - 4,45	PL1	30	100	100	100	100	95,13	91,1	33,1	18,1	15	CL	A-6	13	18,43																									
S 1005+350	M.I.	6,00 - 6,60	PL1		100	100	100	100	99,89	99,1	41,2	22,4	18,8	CL	A-7-6	21	18,88																									
S 1005+350	SPT	8,00 - 8,45	PL1	21	100	100	100	100	99,75	99	51,3	27,1	24,2	CH	A-7-6	28	22,38																									
S 1005+395	M.I.	14,50 - 14,69	PL1		100	100	100	100	99,93	99,2	49,4	20,6	28,8	CL	A-7-6	32	16,47	2,10	1,80	53,39	0,065	0,112	7,03	16,7																		
S 1005+395	SPT	16,00 - 16,45	PL1	60	100	100	100	100	99,9	99,7	72,9	26,5	46,4	CH	A-7-6	54	21,32																									
S 1005+395	M.I.	18,00 - 18,27	PL1		100	100	100	98,8	99,42	98,8	99,1	60,4	38,7	MH	A-7-5	56	25,66	1,93	1,53	33,15	0,0379	1,376	10,45	5,9																		
S 1005+395	SPT	21,00 - 21,20	PL1	100	100	100	100	99,4	97,33	89,6	44,8	18,6	26,2	CL	A-7-6	24	14,96																									
S 1005+395	T.P.	23,40 - 23,60	PL1		100	100	100	100	99,81	98,5	57	23,8	33,2	CH	A-7-6	37	17,46				0,0081	0,112																				
S 1005+395	SPT	29,00 - 29,45	PL1	72	100	100	100	97,7	90,02	87,2	64,9	24,7	4,2	MH	A-5	13	16,77				0,0391	0,037																				
S 1005+395	M.I.	5,50 - 5,75	PL1		100	100	100	99,4	98,87	93,4	41,9	20,5	21,4	CL	A-7-6	21	11,5	2,18	1,95	52,93	0,0597	0																				
S 1005+395	T.P.	9,60 - 9,84	PL1		100	100	100	98,8	96,38	82,5	33,6	17,3	16,3	CL	A-6	12	12,16			61,83	0,0652	0																				
S 1005+445	M.I.	13,20 - 13,62	PL1		100	100	100	98,45	95,02	94,22	46,3	22,9	23,4	CL	A-7-6	24	15,39	2,15	1,86	58,03	0,0512	0	8,67	10,74																		
S 1005+445	M.I.	17,10 - 17,50	PL1		100	100	100	99,93	99,74	99,62	79,6	26,7	52,9	CH	A-7-6	62	17,1	2,09	1,78	46,89	0,0799	0,112	6,77	4,65																		
S 1005+445	SPT	21,20 - 21,32	PL1	100	100	100	100	97,79	94,7	91,76	45,9	20,6	25,3	CL	A-7-6	25	13,32																									
S 1005+445																																										



Sondeo	Tipo	Muestra	Formación	SPT	Identificación												□ _{ap}	□ _{ls}	Químico			Resistencia						Otros											
					Granulometría						Límites de Atterberg			Clasificación					Humedad	Carbonatos	Sulfatos	Materia Orgánica	Compresión simple		Corte directo		Triaxial		Hinchamiento Lambe		Hinch. libre	Edómetro			Colapsabilidad				
					63 mm	20 mm	5 mm	2 mm	0,4 mm	0,08 mm	L.L.	L.P.	I.P.	USCS	HRB/AASHTO	IG			(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kg/cm²)	% deformación	Tipo	c (kp/cm²)	φº	Tipo	c (kp/cm²)	φº	Índice	Clasificación	(%)	e ₀	C _s	C _c	e ₀
S 1006+080	MI-3	7,20 - 7,80	PL1		100	100	100	100	97,1	94,5	35,9	20,4	15,5	CL	A-6	15	17,49			0,0508							CU	0	35,7										
S 1006+980	MI-1	1,50 - 1,92	PL1		100	100	100	99,8	99	96,1	36,8	18,2	18,6	CL	A-6	18	12,2			66,37	0,013	0,309									0,23					0,16			
S 1006+980	MI-4	10,50 - 10,79	PL1		100	100	100	99,9	99,1	96,5	44,4	24	20,4	CL	A-7-6	22	14,19									CU	0,47	28,5											
S 1006+980	MI-2	4,50 - 5,10	PL1													20,45						6,78	4,5																
S 1006+980	SPT-2	5,10 - 5,55	PL1	25	100	100	100	99,8	87,3	80,4	40,3	18,3	22	CL	A-7-6	17				0,024	0,413																		
S 1009+600	SPT-1	1,60 - 2,05	PL1	21	100	100	70,7	59,3	47,7	40									74,56	0,013	0,407																		
S 1009+600	MI-4	10,50 - 10,90	PL1													20,27									CU	0,39	14,4												
S 1009+600	SPT-4	10,90 - 11,35	PL1	41	100	100	100	100	98,8	93,1	37,4	18,6	18,8	CL	A-6	18			60,08	0,035	0,538									0,19									
S 1009+600	SPT-5	13,80 - 14,25	PL1	41	100	100	100	100	98,8	94,4	40,5	19,4	21,1	CL	A-7-6	21			61,06	0,0658	1,015																		
S 1009+600	SPT-7	19,80 - 20,25	PL1	84	100	100	100	99,9	80,3	67,5	43,9	20	23,9	CL	A-7-6	14																							
S 1009+600	MI-2	3,80 - 4,40	PL1		100	76,4	47,5	39,2	28,1	22,2	24,2	17	7,2	GC	A-2-4	-2	7,55								CD	0,39	39,4								0,06				
S 1009+600	MI-3	7,50 - 7,90	PL1		100	100	84,7	80	72,4	65,6	39,2	23,4	15,8	CL	A-6	9	11,42								CD	0,36	28,8								-0,23				
S 1009+745 = S 25+850	TP-3	12,75 - 13,00	PL1		100	100	98,6	95	90,9	86,2	39,9	19,5	20,4	CL	A-6	18	18,31																						
S 1009+745 = S 25+850	SPT-6	16,00 - 16,45	PL1	30	100	100	93,3	85,3	69,5	60,4	34	16,2	17,9	CL	A-6	8	16,63																						
S 1009+745 = S 25+850	SPT-8	22,00 - 22,45	PL1	81	100	100	98,7	93,4	88,1	83,3	40,9	17,3	23,6	CL	A-7-6	19	14,93																						
S 1009+745 = S 25+850	TP-1	6,70 - 7,00	PL1		100	100	100	99,3	95,7	88,2	37	18,9	18	CL	A-6	16	17,34	2,22	1,89	52	0				CD	0,14	32,95				2,2	Crítico							
S 1009+960 = S 26+060	TP-3	12,70 - 13,00	PL1		100	100	100	99,8	99,6	99	51,7	22,2	29,5	CH	A-7-6	33	18,97																						
S 1009+960 = S 26+060	TP-5	19,20 - 19,50	PL1		100	100	99	98,3	96,2	79,3	26,5	14,9	11,6	CL	A-6	7	13,75																						
S 1009+960 = S 26+060	MI-2	4,00 - 4,30	PL1		100	100	100	99,7	97,7	93,1	35,3	20,2	15,1	CL	A-6	14	17,64	2,11	1,79				4,42	1,72															
S 1010+670	SPT-3	5,00 - 5,14	PL1	100	100	89,3	58,5	48,5	28,8	21,8																													
S 1011+595	MI-5	25,00 - 25,45	PL1																			1,2	5,1																
S 1011+595	SPT-12	25,45 - 25,85	PL1	100	100	93,8	75,6	70,5	58,6	42,3	28,6	14	14,6	SC	A-6	2				0,0232	0,049																		
S 1011+595	SPT-13	27,30 - 27,75	PL1	77	100	91,5	73,9	67,4	53,4	39,7																													
S 1011+595	TP-1	29,00 - 29,30	PL1																																				
S 1011+595	SPT-4	8,60 - 9,05	PL1	14	100	100	100	93,6	88,4	74,4	41,3	27,4	13,9	ML	A-7-6	10	20,46				53,7	0,0154	0,043																
S1011+605	SPT-6	18,40 - 18,85	PL1	35	100	100	98	95,9	93,2	82	28,4	15,8	12,6	CL	A-6	8				70,42	0,0184	0,073																	
S1011+605	MI-4	20,40 - 20,65	PL1																						CU	0,38	30,3												
S1011+605	SPT-7	20,65 - 21,10	PL1	100	100	100	100	100	97,1	92,7	37,9	18,2	19,7	CL	A-6	18				0,0123	0,421																		
S1011+605	MI-5	24,00 - 24,55	PL1																			4,86	12,4																
S1011+605	SPT-8	24,55 - 25,00	PL1	56	100	100	100	99,5	96,7	92,2	34,6	15,8	18,8	CL	A-6	17				58,9	0,0034	0,551																	
S1011+605	MI-6	27,00 - 27,42	PL1		100	100	100	99,6	90	39	18,1	20,9	CL	A-6	19	17,02				63	0,0453	0,489			CD	0,58	24,2												
S 1011+610	MI-4	19,00 - 19,60	PL1		100	100	100	99,3	97,4	93,8	42,6	33,5	9,1	ML	A-5	12	14,73																						
S 1011+610	MI-5	22,00 - 22,60	PL1		100	100	100	99,1	94,1	46,1	20,5	25,6	CL	A-7-6	26	20,24				53,5	0,0439	0,83	4,29	14,4															
S 1011+610	MI-6	25,00 - 26,05	PL1		100	100	100	99,9	98,8	92,2				CL	A-4	-8	45,8			92,95	0,0014	0,694			CD	0,02	38,7				0,54								
S 1011+610	MI-7	27,50 - 28,10	PL1																		1,661											1,027							
S 1011+640	MI-4	10,50 - 11,10	PL1		100	100	100	99,9	99,3	97,7	44,7	27,5	17,2	ML	A-7-6	20	22,26			52,57			2,8	12,8															
S 1011+640	MI-5	13,00 - 13,45	PL1		100	100	100	99,9	99,4	58	24,4	33,6	CH	A-7-6	39	18,39										CU	0,11	34,2											
S 1011+640	MI-6	15,40 - 16,00	PL1		100	100	100	99,8	99,1	53,5	33,7	19,8	MH	A-7-5	25	26,86						3,27	12,6																
S 1011+640	MI-7	18,00 - 18,60	PL1		100	100	100	99,9	98,9	96,7	73,8	35,6	38,2	MH	A-7-5	46	41,04				0,0343	0,466				CU	0	30,5			0,64								



Sondeo	Tipo	Muestra	Formación	SPT	Identificación														Químico			Resistencia						Otros													
					Granulometría						Límites de Atterberg			Clasificación			Humedad	□ _{ap}	□ _s	Carbonatos	Sulfatos	Materia Orgánica	Compresión simple		Corte directo		Triaxial			Hinchamiento Lambe		Hinch. libre	Edómetro			Colapsabilidad					
					63 mm	20 mm	5 mm	2 mm	0,4 mm	0,08 mm	L.L.	L.P.	I.P.	USCS	HRB/AASHTO	IG	(%)	(g/cm3)	(g/cm3)	(%)	(%)	(%)	(kg/cm²)	% deformación	Tipo	c (kp/cm²)	φ°	Tipo	c (kp/cm²)	φ°	Indice	Clasificación	(%)	e ₀	c _s	c _c	e ₀	I	I _c		
S 1011+640	MI-3	8,00 - 8,60	PL1		100	100	100	99,8	84	70,5	32,2	22,1	11,1	CL	A-6	6	16,66			61,21	0,1177	0,779			CD	0,54	18,4								0,36						
S 1011+665	MI-3	8,00 - 8,60	PL1		100	100	100	100	99,2	92,7	42	20,4	21,6	CL	A-7-6	21	21,48			51,82	0,0555	0,351	2,48	16										0,2							
S 1011+800	MI-4	11,00 - 11,60	PL1		100	100	100	100	99,7	99,1	83,5	30,6	52,9	CH	A-7-5	63	35,18					0,711	1,08	4,4										0,38							
S 1011+800	MI-2	6,00 - 6,60	PL1		100	100	100	100	99,5	97,4	48,4	20,8	27,6	CL	A-7-6	30	22,4				0,0535	0,373											0,64								
S 1011+800	MI-3	8,50 - 9,10	PL1		100	67,7	52,9	47,9	42,3	35,8	31,2	19,8	11,4	GC	A-6	0	29,35																								
S 1012+160	MI-3	10,00 - 10,60	PL1		100	100	100	99,9	99	96,4	63,1	28,1	35	CH	A-7-6	40	28,56			52,19	0,2028	0,481	1,06	15,1																	
S 1012+595	MI-4	11,60 - 11,89	PL1		100	100	100	91,8	72,9	65,2	30,1	19,7	10,4	CL	A-6	5	13,07																								
S 1012+595	MI-5	14,30 - 14,90	PL1		100	100	100	100	98,9	95,6	52,9	25	27,9	CH	A-7-6	30	17,86			69,67	0,1324	0,295											0,68								
S 1012+595	MI-2	4,50 - 5,10	PL1		100	100	100	100	99,7	95,1	38,8	22,7	16,1	CL	A-6	17	4,77			77,3	0,1214	0,086			CD	0,61	31						0,63								
S 1012+620	MI-1	1,80 - 2,40	PL1		100	100	100	100	98,7	97,1	57,2	26,1	31,1	CH	A-7-6	35	18,89			73,07	0,0014	0,388											1,97								
S 1012+620	MI-3	18,00 - 18,60	PL1		100	100	100	100	98,8	95,3	59,6	23,4	36,2	CH	A-7-6	39	11,44			62,53	0,0487	0,463																			
S 1012+620	MI-2	6,00 - 6,60	PL1		100	72,2	62,4	60,3	56,1	52,3	52,6	26	26,6	CH	A-7-6	11	17,71				0,0157		2,44	3,4																	

MÍNIMO	13,00	100,00	67,70	47,50	39,20	28,10	21,80	22,50	12,40	4,20				-8,00	4,77	1,92	1,53	5,07	0,00	0,00	0,13	1,20		0,02	14,30		0,00	14,40	2,20		0,00	0,40	0,00	0,08	-0,26		
MÁXIMO	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	99,90	99,10	60,40	56,90				68,71	45,80	2,25	1,95	92,95	0,20	1,66	17,41	17,50		0,96	39,40		0,51	35,70	2,29		3,22	1,02	0,00	0,08	0,70		
MEDIA	53,92	100,00	99,01	96,86	94,98	90,18	85,47	48,39	23,57	24,57				24,07	18,95	2,09	1,77	55,35	0,04	0,41	4,89	9,40		0,53	26,99		0,22	29,27	2,23		1,15	0,60	0,00	0,08	0,17		
DESV TÍPICA	29,22	0,00	4,67	9,79	11,76	15,45	17,83	15,33	7,11	10,47				15,00	6,02	0,08	0,11	16,68	0,04	0,34	3,30	5,19		0,24	7,18		0,18	5,75	0,05		0,95	0,24			0,41		
NÚM. DE VALORES	40	145	145	145	145	145	145	141	141	141	142	142	142	127	26	26	55	82	75	42	42	18	18	18	16	16	16	3	3	46	5	1	1	6	2	2	



Calicata	Formación	Identificación					Químico			Otros				
		Granulometría		Límites de Atterberg		Clasif.	Carbonatos	Sulfatos	Materia Orgánica	Proctor Modificado		100% proctor	Colapso	
		<2mm	<0,074mm	L.L.	I.P.	Atterberg	(%)	(mg/Kg)	(%)	Densidad maxima	Humedad óptima		Índice colapso	Potencial colapso
C-1000+100	PL2	95,8	81,5	33,3	17,5	CL	54,9	NO	0,55					
C-1001+505	PL2	42,4	20	26,9	13,2	SC	59,7	NO	0,42					
C-1002+390	PL1	91,3	78	28,9	15,6	CL	47	399	0,87					
C-1003+160	Q4	71,4	60,7	34,8	18	CL	49,8	1057	1,74					
C-1003+400	PL1	51,1	33,6	28,3	9,2	SC	66,5	716	0,86	1,76	15	35	0,04217	0,04167
C-1003+700	PL1	100	81,3	26,1	13,3	CL	63,7	NO	0,38	1,91	12,5	6	0,05587	0,055
C-1003+960	PL1	78,3	74,9	49,9	32,5	CL	48,8	453	0,54	1,77	17,2	6,1	No colapsa	No colapsa
C-1004+300	PL1	100	99,2	38,2	21,2	CL	50,1	865	0,27					
C-1004+870	PL1													
C-1005+750	Q2	100	90,9	37,4	20,6	CL	52,2	187	0,09	1,82	13,5	5,5	No colapsa	No colapsa
C-1005+820	Q2													
C-1006+390	Q2	51,2	38,9	32,4	16,7	SC	36,2	NO	0,65					
C-1007+005	Q2	98,1	93,9	30,3	14,4	CL	38,8	NO	1,07					
C-1007+400	Q2	98,4	96,2	31,5	16,1	CL	54,2	NO	0,43					
C-1008+000	Q2	79,7	65,3	27,1	6,2	ML-CL	75,6	1310	0,3					
C-1008+775	PL1	93,7	86,8	33,7	17,4	CL	54,5	562	0,29					
C-1009+200	PL1	100	86,6	23,4	10	CL	70	591	0,47	1,92	9,8	11,5	0,1333	0,13
C-1009+400	PL1	100	93,6	35,3	20,8	CL	55,3	NO	0,38	1,86	11,6	5,5	0,11205	0,10233
C-1009+600	PL1	94,5	90	35,4	19,1	CL	46,1	NO	0,43	1,8	14,5	3,2	0,10252	0,1
C-1009+750	PL1	80,6	62,3	26	11,6	CL	60,9	NO	0,17	1,92	10,5	12	0,14895	0,145
C-1009+970	PL1	100	94,5	39,1	24,5	CL	50,3	NO	0,2	1,82	14,7	6,5	0,14887	0,145
C-1010+200	Q2	56,3	33,5	26,5	11,1	SC	73,6	NO	0,52	2,08	7,6	41	0,03521	0,035
C-1010+670	PL1	83	69,3	28,7	13,6	CL	69	NO	0,47					
C-1010+820	PL1	83,8	72,2	32,8	15,3	CL	43,6	NO	0,65					
C-1011+050	Q4	33,2	14,8	26,6	12,8	SC	72,3	1077	0,85					
C-1011+615	Q4	34,2	10,4	21,7	6,9	GW-GM	66,6	NO	0,63					
C-1011+735	Q4	98,4	81,2	33,5	19,3	CL	56,2	1214	0,52					
C-1011+750	Q4	92,3	65,5	21,6	9,3	CL	69,7	1036	0,34					
C-1012+900	Q3	61,8	50,5	32,9	13,9	CL-SC	70,8	1231	0,42					
C-1013+200	Q3													
C-1013+400	Q3	87,3	73,6	33,8	16,6	CL	64,1	NO	0,42					
C-1013+700	Q3	66,8	53,1	31,8	13,5	CL	72,9	1240	0,26					



4. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE CÁLCULO

Una vez realizada la caracterización geotécnica de las diferentes formaciones se han estudiado los parámetros resistentes analizando los resultados de laboratorio, su rango de variación, los valores anómalos y la experiencia adquirida en terrenos similares. Como consecuencia del análisis se han adoptado los siguientes parámetros de cálculo desde un punto de vista conservador.



LITOLOGÍAS	LÍMITES DE ATTERBERG		Densidad seca (g/cm³)	Densidad aparente (g/cm³)	Humedad (%)	Sulfatos (%)	Materia orgánica (%)	RCS		C' (kg/cm²)	φ'	Hinchamiento libre (%)	Edómetro (e₀)
	LL	IP						(kg/cm²)	Deformación (%)				
Q₆. Rellenos antrópicos no compactados													
Q₅. Rellenos antrópicos estructurales	51,10	27,61			20,86	0,025	0,45			0,18	22	0,175	
Q₄. Aluvial reciente, fondo de valle. Cuaternario	42,25	20,53		2,05	16,40	0,054	0,37	2,20	6,81	0,27	27,65	0,1	
Q₃. Coluviales y conos de deyección. Cuaternario													
Q₂. Glacis. Cuaternario	37,20	20,43			15,17	0,013	0,37	3,97	4,80	0,8	24,75	0,020	
Q₁. Aluvial antiguo. Terrazas. Cuaternario	45,45	19,20			20,95	0,027	1,09	2,39	3	0,32	27,30	0,81	
PL₂. Arcillas rojas, Limos, Arenas y Conglomerados. Pliocuaternario	36,49	18			17,87	0,055	0,35	1,51	4,56	0,25	26	1,43	
PL₁. Margas, limos blancos y calizas blancas. Pliocuaternario	48,39	24,57	1,77	2,09	18,95	0,046	0,41	4,89	9,40	0,30	27	1,15	0,60



5. HIDROGEOLOGÍA, NIVEL FREÁTICO

En los sondeos realizados para el reconocimiento geotécnico, se instaló tubería piezométrica de PVC para la medida de los niveles freáticos.

Las cuestiones derivadas de la situación hidrogeológica de la zona de la traza están abordadas en el apartado de hidrogeología del anejo de geología.

Se realizaron medidas obteniéndose los resultados que se detallan a continuación:

Sondeo	Profundidad Nivel Piezométrico (m)					Profundidad total sondeo	Terminación (aproximada)	
	06/10/2005	07/10/2005	18/11/2005	10/12/2005	26/01/2006		Diámetro tapadera (mm)	Diám. tubo piezom. (mm)
S-1000+375	-	-	17,99	-	-	26,35	88	60
S-1000+380	-	-	2,57	-	-	16,05	88	45
S-1000+460	-	-	17,9	-	-	25,00	88	60
S-1001+505	-	-	SECO	-	-	25,45	-	75
S-1002+390	-	-	5,37	-	-	15,45	88	60
S-1002+380	-	-	6,32	-	-	20,05	120	75
S-1003+325	10,65	-	10,74	-	-	20,45	80	70
S-1003+800	8,43	-	8,56	-	-	15,00	-	55
S-1005+020	-	-	11,02	-	-	30,45	88	70
S-1005+060	-	-	9,55	-	-	30,45	120	75
S-1005+130	-	-	6,14	-	-	20,45	75	60
S-1005+205	-	-	4,67	-	-	30,45	88	75
S-1005+300	-	-	3,77	-	-	30,08	88	75
S-1005+350	-	-	2,08	-	-	34,35	88	75
S-1005+395	-	-	1,96	-	-	29,45	88	70
S-1005+445	-	-	2,31	-	-	29,85	88	60
S-1005+495	-	-	2,47	-	-	29,95	95	55

Sondeo	Profundidad Nivel Piezométrico (m)					Profundidad total sondeo	Terminación (aproximada)	
	06/10/2005	07/10/2005	18/11/2005	10/12/2005	26/01/2006		Diámetro tapadera (mm)	Diám. tubo piezom. (mm)
S-1005+540	-	-	5,66	-	-	30,00	95	65
S-1005+590	-	-	-	13,78	-	30,00	84	55
S-1005+635	-	-	-	17,32	-	30,75	84	60
S-1005+675	-	-	-	22,09	-	30,00	84	70
S-1005+800	-	15,55	SECO	-	-	20,00	80	55
S-1005+850	-	16,68	PERDIDO	-	-	19,80	-	-
S-1006+055	-	-	-	14,60	-	15,87	88	70
S-1006+080	-	-	-	14,25	-	15,27	88	70
S-1006+980	-	-	-	SECO	-	11,24	88	70
S-1009+600	-	SECO	-	12,55	-	20,05	84	55
S-1009+745	-	20,88	-	21,30	-	25,05	84	55
S-1009+960	-	SECO	-	SECO	-	19,94	84	55
S-1010+670	-	-	-	-	-	15,09	-	-
S-1011+595	-	-	-	19,56	PERDIDO	29,95	88	65
S-1011+600	-	-	-	17,02	10,5	30,00	88	65
S-1011+605	-	-	-	CEGADO	CEGADO	31,01	-	75
S-1011+610	-	-	-	13,18	11,4	31,05	88	70
S-1011+640	-	-	-	6,22	4,13	30,00	88	60
S-1011+665	-	-	-	8,11	7,47	29,90	95	55
S-1011+800	-	-	-	6,77	6,58	19,55	88	55
S-1012+160	-	-	-	7,92	-	19,75	88	88
S-1012+595	-	-	-	15,48	15,46	25,05	115	70
S-1012+620	-	-	-	15,38	15,42	25,41	115	75

Del análisis de la piezometría de los sondeos perforados para el presente Proyecto Constructivo, se deduce que el período de medidas es demasiado corto (verano – otoño 2005) como para poder sacar conclusiones absolutas respecto de la tendencia de los acuíferos. Se deducen los siguientes hechos:



- Los niveles piezométricos medidos corresponden en general al acuífero regional constituido por el pliocuaternario.
- La superficie piezométrica reproduce la morfología de la superficie topografía, suavizada.
- Hay un nivel de base al comienzo de la traza (en torno al PK 1000+300) definido por la cota del cauce del Arroyo Mairena o Tocón. Se sitúa en torno a la cota 527.
- Hay otro nivel de base definido hacia el final de la traza por los cauces del Arroyo Charcón, en torno a la cota 562.
- En la zona del viaducto de La Loma o del Arroyo Brácana la superficie piezométrica está en torno a la cota 576, por lo que la cimentación profunda proyectada estará afectada por él.
- En la zona central (falso túnel de Illora) la superficie piezométrica se sitúa casi al nivel de la rasante, por lo que es posible que la parte baja de la excavación del falso túnel tenga algo de aporte de agua.

Respecto de la cimentación del viaducto de la Loma o Arroyo Brácana, la mayor parte de las pilas van cimentadas con pilotes, por lo que la incidencia del agua es mínima. Únicamente habrán de tomarse en obra las precauciones habituales, tal como tener previsto el uso de lodos bentoníticos por el terreno saturado exigiese su utilización durante la perforación.

La cimentación por zapatas en el resto de las pilas y estribos no se verá interferida por la presencia de agua de saturación en el terreno, exceptuando quizás la Pila 3, prevista a 3 m de profundidad. Aunque el nivel piezométrico allí esta en torno a los 5,5 m, dado que la época en la que se realizaron las medidas coincidió con una extrema sequía, ha de preverse que si se realiza en una época más lluviosa, pueda en algún momento aflorar agua en el fondo de excavación, por lo que en obra se deberán tener previstos medios de achique.

Con respecto a la cimentación del falso túnel de Íllora, los niveles piezométricos se sitúan ligeramente por debajo hasta media altura de los hastiales. Sin embargo, dada la naturaleza arcilloso margosa de la unidad PL1 en la que se excava, es previsible que la aportación de agua a la excavación sea mínima.

No obstante además de los aspectos aquí seguidos en el anejo de Geología se incluye un estudio detallado de la hidrogeología de la zona.



6. AGRESIVIDAD

En el análisis de las muestras de suelo tomadas en los sondeos realizados, tanto del Proyecto Básico como del Constructivo del tramo de alta velocidad entre Tocón y Valderrubio se han obtenido los siguientes resultados:

Sondeo	P.K.	Tipo	Muestra	Contenido Sulfatos (%)
S 1000+375	1000+375	MI-5	22,00 - 22,43	0,0513
S 1000+380	1000+380	MI-1	7,00 - 7,60	0,0185
S 1000+460	1000+460	MI-1	10,00 - 10,60	0,0316
S 1001+505	1001+506	MI-1	1,70 - 2,30	0,0274
		MI-2	6,00 - 6,60	0,0521
S 1002+380	1002+380	MI-1	1,50 - 2,10	0,0466
		MI-2	6,00 - 6,60	0,0233
		SPT-4	10,00 - 10,45	21,2105
		SPT-5	12,60 - 13,02	21,3202
		SPT-10	15,00 - 15,45	0,00639
		MI-1	1,50 - 2,10	0,0083
		MI-2	6,00 - 6,60	0,0206
		MI-3	8,50 - 9,10	0,0552
S 1002+390	1002+390	MI-4	11,00 - 11,60	0,0699
		MI-5	13,50 - 14,05	0,0226
		MI-7	19,00 - 19,60	0,0364
S 1003+800 = S 19+900	1003+800	MI-2	4,00 - 4,60	0
S 1005+020	1005+021	MI-1	1,00 - 1,60	0,0157
		TP-5	23,65 - 24,45	0,0412
		MI-6	23,50 - 24,10	0,0288
S 1005+130 = S 21+230	1005+130	MI-2	4,00 - 4,60	0
S 1005+205	1005+205	MI-1	1,00 - 1,60	0,0833
		SPT-2	3,50 - 3,95	0,0294

Sondeo	P.K.	Tipo	Muestra	Contenido Sulfatos (%)
		SPT-3	8,00 - 8,45	0,0134
		TP-1	13,60 - 14,00	0,0041
		SPT-7	16,00 - 16,45	0,024
S 1005+300	1005+300	SPT	1,60 - 2,05	0,0721
		SPT	6,00 - 6,45	0,1072
		M.I.	8,00 - 8,37	0,0614
		M.I.	12,00 - 12,60	0,0631
		SPT	14,00 - 14,45	0,0367
		T.P.	18,80 - 19,10	0,05
		T.P.	23,20 - 23,40	0,206
		T.P.	26,80 - 27,00	0,0572
S 1005+350	1005+350	T.P.	28,80 - 29,10	0,063
		M.I.	1,50 - 2,10	0,0463
		M.I.	10,00 - 10,57	0,0472
		M.I.	19,00 - 19,25	0,0349
S 1005+395	1005+395	SPT	33,90 - 34,35	0,024
		M.I.	5,50 - 5,75	0,0597
		T.P.	9,60 - 9,84	0,0652
		M.I.	14,50 - 14,69	0,065
		M.I.	18,00 - 18,27	0,0379
S 1005+445	1005+445	T.P.	23,40 - 23,60	0,0081
		SPT	29,00 - 29,45	0,0391
		M.I.	1,50 - 2,10	0,0651
		M.I.	13,20 - 13,62	0,0512
S 1005+495	1005+495	M.I.	17,10 - 17,50	0,0799
		M.I.	25,00 - 25,27	0,1299
		MI-2	5,50 - 6,10	0,0213
S 1005+540	1005+540	SPT-6	15,30 - 15,75	0,0638
		SPT-10	22,00 - 22,45	0,0939
		MI-1	2,40 - 3,00	0,0026
		MI-2	5,40 - 6,00	0,0295
		MI-4	11,40 - 11,85	0,0363



Sondeo	P.K.	Tipo	Muestra	Contenido Sulfatos (%)
		MI-7	20,00 - 20,30	0,0621
S 1005+590	1005+590	MI-1	1,00 - 1,60	0,0213
		TP-5	23,00 - 23,30	0,0645
S 1005+635	1005+635	M-1	1,00 - 1,60	0,0489
		MI-2	2,50 - 3,10	0,0439
		MI-3	4,50 - 5,10	0,004
		SPT-8	18,50 - 18,95	0,059
S 1005+675	1005+675	MI-1	2,40 - 3,00	0,0753
		MI-2	5,40 - 6,00	0,03
S 1005+800 = S 21+900	1005+800	TP-1	3,70-4,00	0
S 1005+850 = S 21+970	1005+850	MI-2	4,00 - 4,60	0
S 1006+055	1006+055	MI-2	4,50 - 5,10	0,0328
S 1006+080	1006+080	SPT-1	1,60 - 2,05	0,0102
		MI-2	4,20 - 4,80	0,0219
		MI-3	7,20 - 7,80	0,0508
S 1006+980	1006+980	MI-1	1,50 - 1,92	0,013
		SPT-2	5,10 - 5,55	0,024
S 1009+600	1009+601	SPT-1	1,60 - 2,05	0,013
		SPT-4	10,90 - 11,35	0,035
		SPT-5	13,80 - 14,25	0,0658
S 1009+745 = S 25+850	1009+745	TP-1	6,70 - 7,00	0
S 1010+670	1010+671	SPT-1	1,14 - 1,59	0,0082
S 1011+595	1011+595	SPT-1	2,10 - 2,55	0,083
		SPT-2	4,00 - 4,45	0,0131
		SPT-4	8,60 - 9,05	0,0154
		SPT-7	15,00 - 15,45	0,034
		SPT-12	25,45 - 25,85	0,0232
S 1011+600	1011+601	SPT-2	3,50 - 3,80	0,0503
		MI-1	9,50 - 10,10	
S-1011+605	1011+606	MI-1	1,50 - 2,10	0,0041
		SPT-5	14,40 - 14,77	0,0043
		SPT-6	18,40 - 18,85	0,0184

Sondeo	P.K.	Tipo	Muestra	Contenido Sulfatos (%)
		SPT-7	20,65 - 21,10	0,0123
		SPT-8	24,55 - 25,00	0,0034
		MI-6	27,00 - 27,42	0,0453
S 1011+595	1011+595	MI-5	22,00 - 22,60	0,0439
		MI-6	25,00 - 26,05	0,0014
S 1011+640	1011+640	MI-1	3,30 - 3,90	0,24
		MI-2	5,80 - 6,10	0,0207
		MI-3	8,00 - 8,60	0,1177
		MI-4	10,50 - 11,10	
S 1011+665	1011+665	MI-7	18,00 - 18,60	0,0343
S 1011+665	1011+665	MI-2	5,40 - 5,60	0,0751
		MI-3	8,00 - 8,60	0,0555
S 1011+800	1011+800	SPT-1	1,50 - 1,95	0,0078
		MI-2	6,00 - 6,60	0,0535
S 1012+160	1012+160	MI-1	1,00 - 1,60	0,0431
		MI-2	4,00 - 4,60	0,073
		MI-3	10,00 - 10,60	0,2028
S 1012+595	1012+595	MI-1	1,50 - 2,10	0,1227
		MI-2	4,50 - 5,10	0,1214
		MI-5	14,30 - 14,90	0,1324
S 1012+620	1012+620	MI-1	1,80 - 2,40	0,0014
		MI-2	6,00 - 6,60	0,0157
		MI-3	18,00 - 18,60	0,0487

En la tabla anterior se observan muy bajos contenidos de sulfatos en las muestras, excepto en las correspondientes a los sondeos 1002+380. Ello se explica porque en dicho sondeo se ha cortado el sustrato triásico, debido a la existencia de una falla del pk 1002+385, que ha levantado el bloque occidental. Es el único punto del trazado donde esto ocurre y donde podría existir riesgo de ataque al hormigón, pero dado que en ese tramo discurre en terraplén y que el Trásico está siempre a más de 10 m de profundidad, se descarta tal posibilidad.



Como puede verse, se han ensayado 109 muestras de suelo para sulfatos. Dado que todas menos dos han dado contenido nulos o muy bajo, no se consideró necesario realizar análisis de aguas en los sondeos, por la siguiente razón: el terreno es muy poco permeable y el agua de los sondeos en muchos casos es el agua de perforación, por lo que no procede analizarla. En los sondeos que se achicaron o que estaban secos, la recuperación de niveles fue muy lenta, o han permanecido secos, agotándose el plazo disponible para tomar muestras fiables durante la redacción del proyecto.

Del estudio de los resultados mostrados y aplicando la norma de hormigón EHE a los materiales sobre los cuales se desarrollará el proyecto, la mayoría de las muestras no resulta ser agresiva para el hormigón al ser el contenido en ion sulfato SO42- inferior al 0,30%, exceptuando dos muestras del sondeo S 1002+380 entre 10 y 13 metros de profundidad, que arrojan unos porcentajes del 21%, **por lo que no será obligatoria la utilización de cemento sulforresistente para la construcción de elementos estructurales de hormigón a excepción del paso superior PPkk 1002+400 en el que su uso será recomendable.**



7. SISMICIDAD

Tal como figura en el Anejo 7 (Sismicidad), el proyecto se refiere a una Construcción de Importancia Especial. Y al ser el sureste de España una zona de notable sismicidad, se obtiene una aceleración sísmica de cálculo

$$a_c = 0,282g$$

8. GEOTECNIA DE LAS OBRAS DE TIERRA

8.1. RELLENOS

8.1.1. Introducción

Las características geotécnicas de los materiales constituyentes de los rellenos de plataforma de ferrocarril, se pueden considerar homogéneas, puesto que sólo se emplearán para este cometido aquellos materiales que cumplan las condiciones del PGP 2004, además, a lo largo de todo el trazado la inclinación de los taludes de los terraplenes de la plataforma del ferrocarril es constante. Por todo ello, un relleno se distingue de otro atendiendo a dos aspectos fundamentales:

- Altura máxima.
- Inclinación y características del terreno sobre el que se apoyo.

Se ha elaborado un estudio sobre la estabilidad de todos los rellenos significativos. Para realizar este análisis de los rellenos proyectados se ha tenido en cuenta la estratigrafía detectada en los sondeos ejecutados, así como los parámetros geotécnicos de cálculo adoptados en el presente estudio.

Los rellenos pertenecientes a terraplenes de acceso a estructuras se estudia en el apartado correspondiente a su estructura como parte constitutiva de la carga. No obstante se ha creído conveniente agrupar los rellenos en el apéndice 6 donde se estudia su estabilidad.

8.1.2. Recomendaciones a seguir en rellenos

Rellenos

1. El talud mínimo en los rellenos debe ser el 2H:1V. Taludes más tendidos podrán proyectarse cuando los materiales para rellenos, aunque admisibles, sean más desfavorables, o cuando se pretenda, previo cálculo justificativo, contrarrestar la baja resistencia al corte del cimientto.
- Taludes menos tendidos que el 2H:1V deberán ser objeto de análisis específico, teniendo en cuenta el tipo de material para el relleno, en caso de déficit importante de tierras y siempre que el cimiento sea de buena calidad.
2. Salvo por consideraciones de estabilidad o deformabilidad, no se dispondrán bermas en los taludes, y en esos casos se aplicará las mismas exigencias que en las bermas de taludes de desmontes.
3. Siempre que el relleno apoye sobre una ladera con inclinación superior a 5H:1V se diseñará el escalonado y medidas de drenaje de la superficie de contacto. Las banquetas tendrán un ancho aproximado de 3 metros, con desniveles entre 1 y 2,5 metros y taludes entre 1H:1V y 1H:5V.
4. Siempre que se prevea la utilización de materiales que cumplan las condiciones de pedraplén o de todo-uno, se definirá y valorará la ejecución de un tramo de ensayo previo de compactación, a fin de determinar el procedimiento de ejecución y de control más adecuado.



5. Cuando el cimientto del relleno deba ser permeable o drenante, se proyectará con material de pedraplén, interponiendo entre cimientto y núcleo una “zona de transición” en las condiciones que fija el Pliego.
6. Caracterización geotécnica de los materiales atravesados por la traza. La caracterización geotécnica debe venir siempre relacionada con la tabla de resultados de los ensayos de laboratorio, teniendo en cuenta los siguientes criterios: a) la tabla incluirá también, diferenciándolos, los ensayos y resultados obtenidos en el Estudio geológico-geotécnico previo entregado por el Ministerio de Fomento, b) se seleccionarán aquellos ensayos que tengan relación más directa con la utilización prevista del material, agrupándolos según litologías o grupos de materiales. Como conclusión, y después de depurar los resultados no representativos, deberán indicarse para cada uno de los materiales o litologías los valores característicos que se vayan a adoptar para el estudio de los diferentes problemas concretos: densidad seca natural y Proctor, deformabilidad, resistencia al corte, etc.
7. Rellenos sobre suelos blandos. Al tratar de los rellenos en cada proyecto, siempre se presentará un análisis específico de aquellos que estén situados sobre suelos blandos, normalmente materiales compresibles situados bajo el nivel freático e identificados mediante ensayos convencionales de densidad, humedad, resistencia a compresión, golpeo estándar, etc. Se evaluarán los asientos durante la construcción y diferidos y se analizará la necesidad de drenaje en la superficie de apoyo.
8. En cada caso de apoyo sobre suelos blandos, los diferentes tratamientos posibles: sustitución en más de 2 metros de espesor, drenes de columnas de grava o prefabricados hincados, precargas, etc. serán objeto de un análisis técnico-económico y de plazos comparativo del que resulte la propuesta más favorable.
9. Estabilidad de taludes en los rellenos. Al analizar la estabilidad del talud adoptado, no basta con considerar los parámetros M, c del material del relleno, para comprobar el

coeficiente de seguridad, sino que debe tenerse en cuenta la presencia de materiales más flojos en el cimientto, y analizar posibles superficies de deslizamiento a través del mismo.

10. Expansividad de suelos. Los materiales excavados en la traza, que presenten plasticidad elevada $LL > 50 - 60$ y densidades secas bajas, inferiores a $1,5 - 1,6 \text{ T/m}^3$, deben considerarse como potencialmente expansivos y es preciso que el proyecto incluya datos de ensayos que cuantifiquen esta propiedad (Lambe, hinchamiento libre, presión de hinchamiento, etc).
11. Coeficientes de paso o esponjamiento. Es obligado tenerlos en cuenta al presentar las tablas resumen del movimiento de tierras del proyecto. Deberá distinguirse adecuadamente los coeficientes de conversión de desmonte a terraplén o a pedraplén y de desmonte a vertedero. Para ello, se comparará siempre la densidad seca del terreno en su estado natural con la densidad del mismo material compactado en rellenos. En el caso de transporte a vertedero se supondrá una compactación por vertido del 75- 80% de la especificada para los rellenos.
12. Compensación de tierras. Al elaborar el Diagrama de Masas, a fin de analizar el balance global de tierras y las distancias de transporte, es necesario tener en cuenta el posible efecto de discontinuidad que pueda venir originado por la presencia de viaductos y túneles en el proyecto. Para clarificar su influencia, de acuerdo con el Plan de Obra, deberá representarse su posición en el Diagrama de Masas.
13. Estabilidad de taludes de desmontes en suelos. Es recomendable, en los desmontes de mayor altura, hacer el análisis de la cohesión mínima necesaria para garantizar un coeficiente de seguridad adecuado (p.e. 1,5).

También deberán realizarse análisis de sensibilidad respecto a posiciones plausibles del nivel freático. En general debe evitarse confiar la estabilidad de los taludes a anclajes o estructuras de contención.



En aquellos casos en los que se superpongan materiales permeables (calizas, areniscas, etc) a otros poco permeables (margas, arcillas), se proyectarán y presupuestarán las medidas necesarias (bermas, drenes californianos, escolleras).

14. Cunetones de plataforma. Es necesario tener en cuenta que la tabla de dimensiones propuesta por Ritchie (cunetones Ritchie) sólo es aplicable a taludes más verticales que el 1:1. Puesto que en los desmontes en formaciones de carácter margoso o similares se adopta a menudo este talud o más tendido, siendo previsibles derrubios y arrastres, no deben proyectarse cunetas trapeciales profundas, difíciles de limpiar, siendo preferibles las cunetas en V o bien las de base trapecial ancha y profundidad reducida, con revestimiento de hormigón. Estas cunetas deberían dimensionarse a partir del volumen de derrubios esperable, con periodos de limpieza no superiores a 2 años.

Asimismo, en los casos en los que proceda aplicar cunetones de tipo Ritchie, no se dispondrá una cuneta trapecial revestida en el centro del cunetón.

15. Planos de Secciones tipo. Las secciones tipo de la plataforma deben ir siempre acompañadas de unas tablas que definan los datos sujetos a tramificación por PK: espesores de la capa de forma, taludes de los desmontes, profundidad de saneos del terreno natural, escalonamientos de laderas en el asiento de los rellenos, dimensiones variables del cunetón de desmontes (alternativamente, indicación de los planos de drenaje donde se definen), y cualquier otro dato o dimensión variable a lo largo del trazado.

Capa de Forma

16. El espesor de la capa de forma debe tramificarse a lo largo de la traza en función de la calidad del material soporte, ya sea coronación de terraplén o fondo de desmonte (después del saneo en su caso):

Espesor 0: Material soporte con menos del 5%, o excepcionalmente, hasta el 15% de finos no plásticos

Espesor 40 cm: Material soporte con un máximo de 15% de finos plásticos, con LL inferior a 40

Espesor 60 cm Material soporte con un máximo de 40% de finos plásticos, con LL inferior a 40

La transición de espesores, en la unión de dos tramos de distinto espesor de capa de forma, se realizará dentro del tramo de menos espesor, siguiendo una rampa del 2% en el asiento de la capa.

8.1.3. Recomendaciones a seguir en cuñas de transición

- En los terraplenes de la línea de Alta Velocidad contiguos a un estribo de estructura es necesario diseñar una zona de transición de rigidez, a fin de reducir el riesgo de asientos diferenciales. Esto se consigue ejecutando las capas de terraplén al aproximarse a la estructura, en longitud decreciente a medida que sube el terraplén (formando “cuña”), con un material granular de las condiciones fijadas en el Pliego, ya sea tratado con cemento (MT) o sin tratar (MG), según los casos que se definen en los esquemas adjuntos.
- Las cuñas de transición deben diseñarse con carácter individualizado para cada puente y viaducto de ferrocarril, y cada Paso Inferior y Obra de Drenaje transversal, teniendo en cuenta el perfil real del terreno adyacente al estribo.
- Los esquemas adjuntos definen los criterios a seguir para definir las cuñas de transición en las diferentes situaciones tipo y para los dos casos posibles de la ejecución:
 - Caso I) cuña adosada a la estructura, construida antes del terraplén adyacente (este es el caso más recomendable, siempre que se pueda).
 - Caso II) cuña construida con posterioridad al terraplén adyacente que habrá quedado a una cierta distancia de la estructura (es el caso menos habitual y exige escalonar el talud provisional del terraplén ya ejecutado).



- El Caso II debe aplicarse siempre que se prevea la necesidad, en terrenos blandos, de consolidar el terreno natural (mediante precarga, drenes verticales, etc) bajo el terraplén adyacente al estribo de la estructura. La cimentación de este último normalmente irá pilotada y puede ejecutarse antes de alcanzarse la consolidación del terreno, pero la cuña debe construirse después del tratamiento del terreno, eliminando el terraplén ya asentado en las inmediaciones del estribo. Debe preverse esta circunstancia en Pliego, Planos y Presupuesto.
- Las situaciones tipo consideradas son las siguientes, designando por H la altura del relleno desde el tablero o losa superior de la obra de fábrica hasta la cara inferior del sub-balasto:

Caso I (pág. 5, 6 y 7)

- Estructura enterrada, con $H > 2,0$ m. La cuña se ejecuta con material MG a ambos lados de la estructura, así como sobre su losa superior con un espesor de 80 cm, en la forma representada (talud 3/2) en la figura.
- Estructura enterrada, con $0,50 < H < 2,0$ m. La cuña está constituida, como en el caso anterior, por material MG a ambos lados de la estructura, pero se rellena con el mismo material hasta la cota de apoyo de la capa de forma, según la figura.
- Estructura enterrada, con $H < 0,50$ m. La cuña está constituida por material MG (talud 3/2) más material MT tratado con cemento (talud 1/1) a ambos lados de la estructura y sobre la losa superior hasta el apoyo de la capa de forma, según la figura.
- Estructura a rasante (cota sobre el tablero insuficiente para capa de forma+subbalasto+balasto). En este caso, el proyectista debe ajustar la cota de la estructura a fin de que sobre el tablero se coloque sólo balasto, en espesor mínimo de 40 cm y máximo de 50 cm. La cuña está constituida por material MG (talud 3/2) más material MT tratado con cemento (talud 1/1) a ambos lados de la estructura, en la forma representada en la figura.

Obras esviadas.

Tanto en obras de fábrica enterradas como en estructuras a rasante, se adopta para la cuña de transición la disposición en planta representada en el esquema tipo de la página 6.

Caso II (pág 8, 9 y 10)

Las situaciones similares a las consideradas para el Caso I vienen detalladas en las correspondientes figuras.

- Con carácter general, en los trasdoses de los muros y estribos contra los cuales se adosa el material de la cuña de transición, debe disponerse siempre una membrana o napa drenante, con un tubo poroso de recogida y evacuación de filtraciones en la base. Se exceptúa el caso de las obras de drenaje.
- La medición correspondiente a las cuñas de transición (Relleno especial y Relleno especial tratado con cemento en cuñas de transición) deben incorporarse al Capítulo de Obras de Tierra, acompañando como medición auxiliar de estas unidades la medición de ambos tipos de relleno que corresponde a cada estructura.

Obras tubulares y abovedadas

Las figuras detalladas en los Casos I y II para estructuras de cara superior plana (marcos, pórticos y tableros) son aplicables a las obras tubulares (diámetro mínimo de 1,80 metros) y abovedadas de cualquier dimensión, sin más que considerar que las acotaciones transversales del MG y MT se tomarán a partir del eje longitudinal de la obra (generatriz superior).

En el caso de los tubos, además de la cuña de transición así definida, debe añadirse en el diseño el relleno, a ejecutar con hormigón HM-20, entre la solera y la superficie inferior del medio tubo hasta la cota central del mismo.



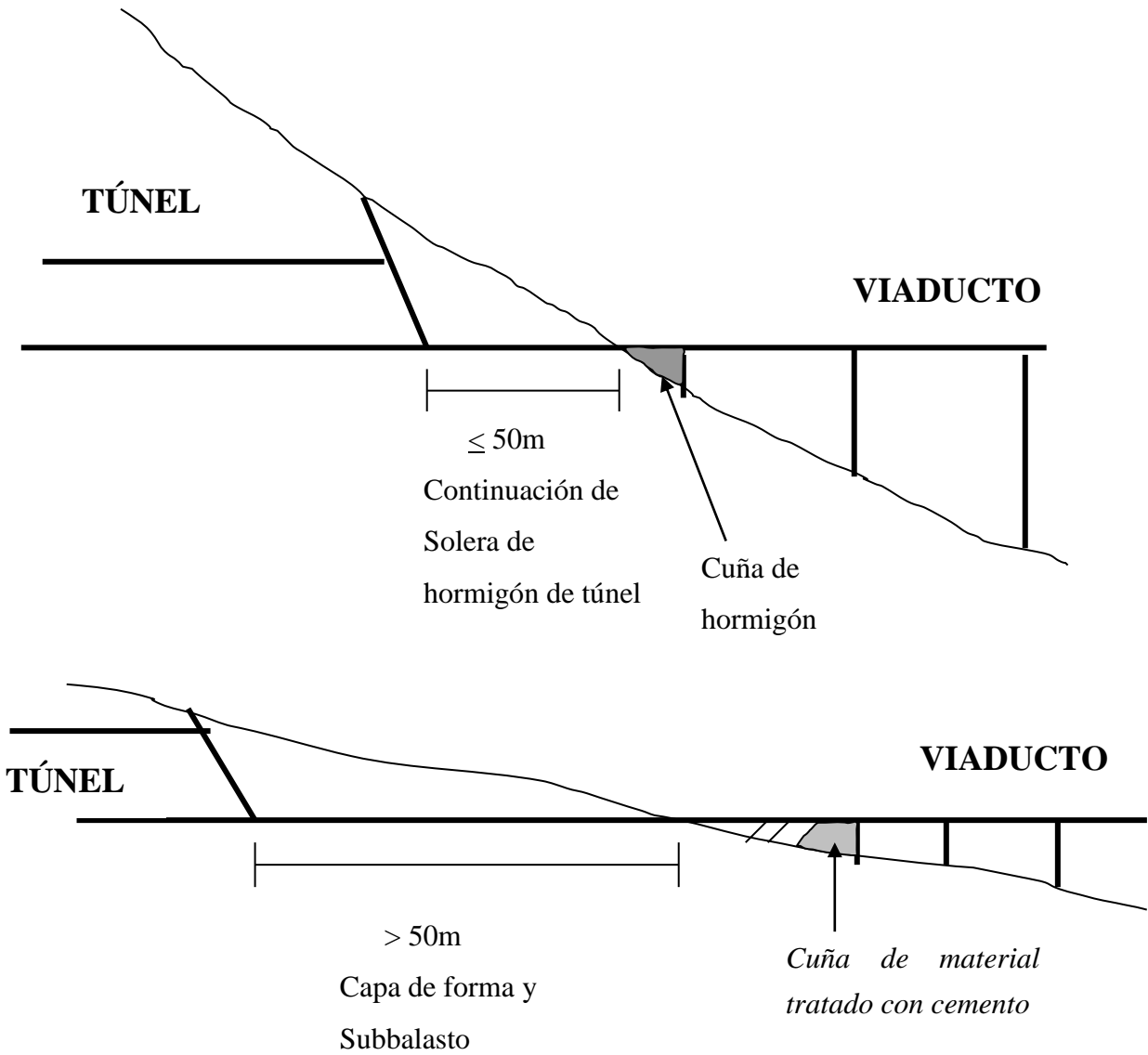
Secuencia túnel – viaducto (esquema en la página 4)

En los proyectos en los que se produce una secuencia túnel - viaducto, la sección tipo a adoptar entre la plataforma sobre solera de hormigón en el túnel (incluido el túnel artificial) y el tablero de hormigón en el viaducto debe resolverse en función de la separación existente entre ambos.

En laderas escarpadas, cuando la separación sea reducida, del orden de 50 metros, debería continuarse a lo largo de la misma con la sección propia de túnel, balasto sobre losa de hormigón, hasta el tablero del viaducto. En esa distancia, será preciso realizar la transición de la doble pendiente transversal del 2% hacia el centro (túnel) a la doble pendiente del 2% hacia fuera (viaducto). El pequeño relleno que pueda resultar junto al estribo del viaducto deberá realizarse con un hormigón pobre, sin necesidad de prever una cuña de transición de las características habituales.

En laderas más tendidas, cuando la separación sea de mayor longitud y el relleno junto al estribo también más considerable, la sección adoptada debería ser la de capa de forma y sub-balasto, previendo además la correspondiente cuña de transición en la zona de terraplén contra el trasdós del estribo del viaducto.

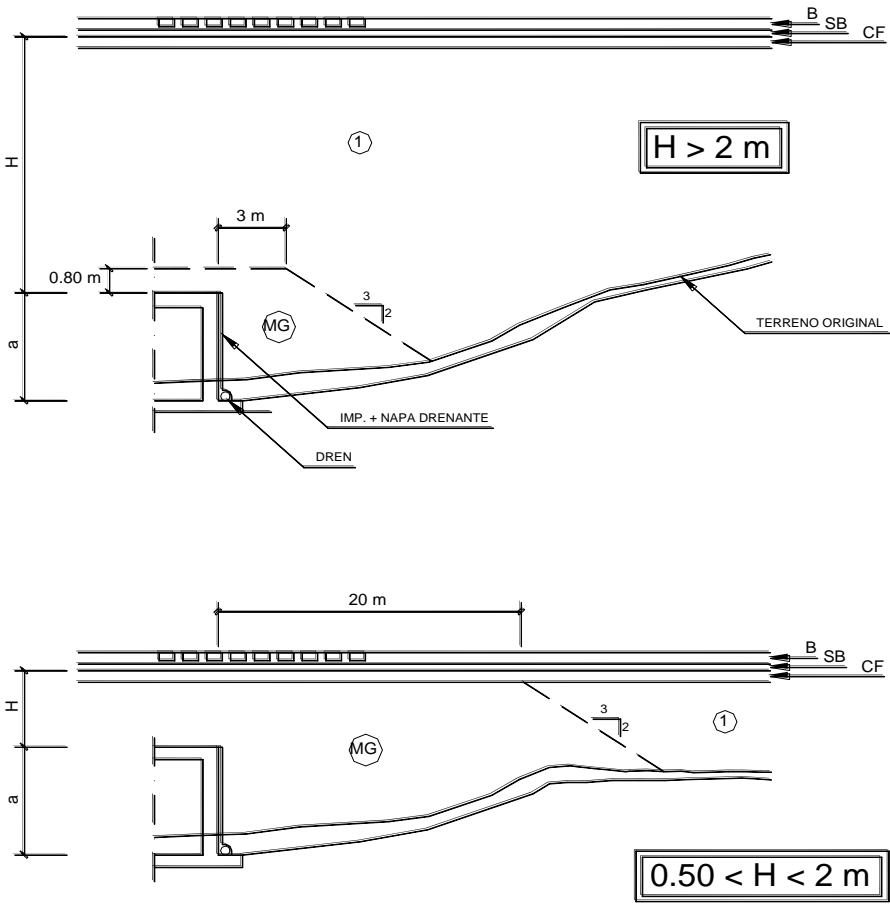
ESQUEMA TÚNEL - VIADUCTO



TRANSICIONES TERRAPLÉN-OBRA DE FÁBRICA

CASO I (NORMAL): EJECUCIÓN DE LA OBRA DE FÁBRICA CON ANTERIORIDAD AL TERRAPLÉN ADYACENTE.

OBRAS DE FÁBRICA ENTERRADAS
(DRENAJE TRANSVERSAL, PASOS INFERIORES)



MATERIALES:

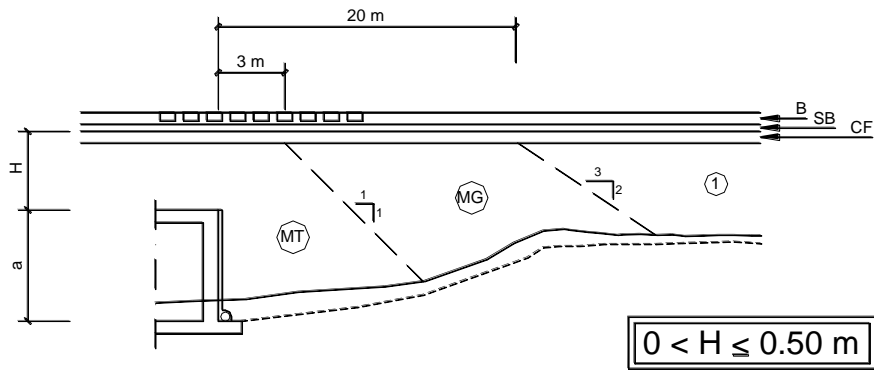
LAS LINEAS DE TRAZOS NO INDICAN UN TALUD REAL A EJECUTAR, SI NO QUE DEFINEN, A LA ALTURA DE CADA TONGADA DEL RELLENO GENERAL EL LIMITE APROXIMADO DE LOS DISTINTOS TIPOS DE MATERIAL: 1 (MATERIAL PARA NUCLEO Y CORONACIÓN), MG (MATERIAL GRANULAR) Y MT (MG MEZCLADO CON CEMENTO).



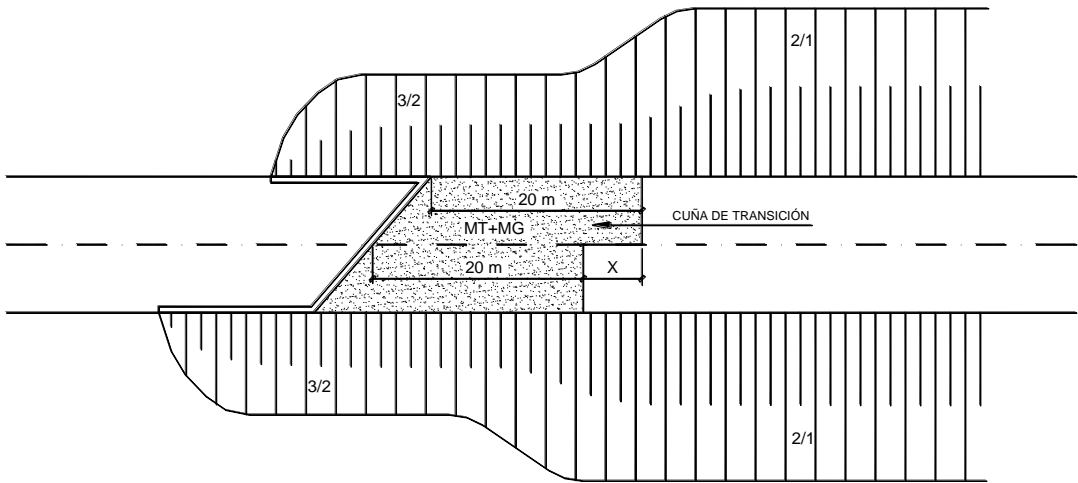
TRANSICIONES TERRAPLÉN-OBRA DE FÁBRICA

CASO I (NORMAL): EJECUCIÓN DE LA OBRA DE FÁBRICA CON ANTERIORIDAD AL TERRAPLÉN ADYACENTE.

OBRAS DE FÁBRICA ENTERRADAS
(DRENAJE TRANSVERSAL, PASOS INFERIORES)



CASO DE PLANTA CON ES VIAJE



NOTA:
SI X < 5.00 m. UNIFICAR EL LÍMITE DE LA CUÑA A TODO EL ANCHO DE LA PLATAFORMA.

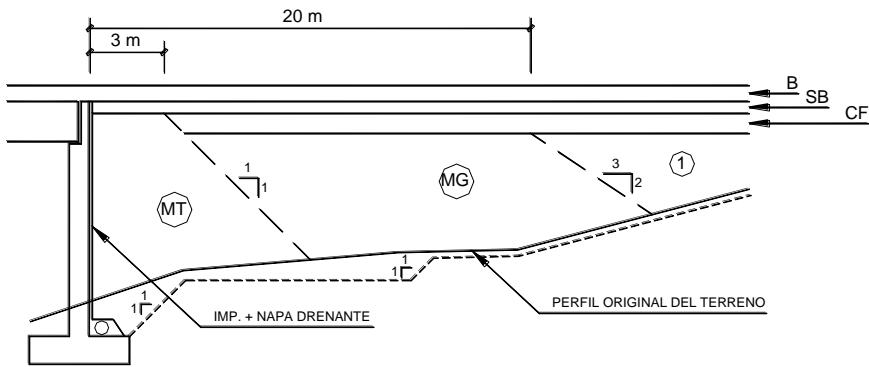
TRANSICIONES TERRAPLÉN-OBRA DE FÁBRICA

CASO I (NORMAL): EJECUCIÓN DE LA OBRA DE FÁBRICA CON ANTERIORIDAD AL TERRAPLÉN ADYACENTE.

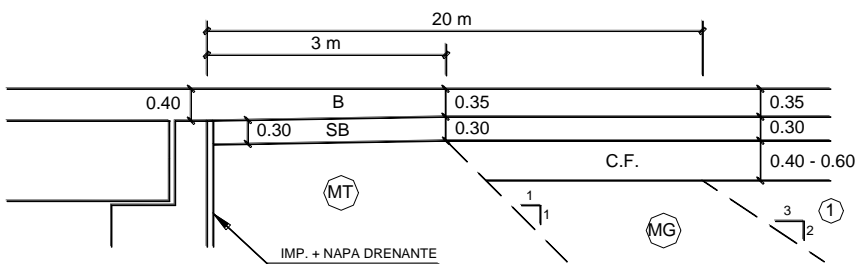
ESTRUCTURAS A RASANTE
(VIADUCTOS, PUENTES, PASOS INFERIORES)

NOTA:
SIEMPRE QUE SE PRESENTE ESTE CASO, EL PROYECTISTA DEBERÁ PROCURAR QUE SOBRE EL TABLERO ENTRE SOLAMENTE EL BALASTO EN ESPESOR MÍNIMO DE 0.40 m. Y MÁXIMO DE 0.50 m.

ESTRIBOS



DETALLE

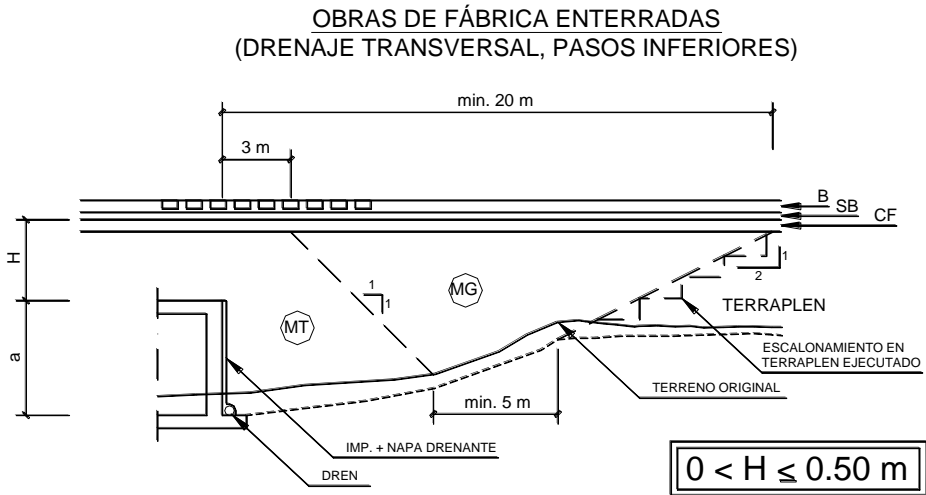


MATERIALES:
LAS LINEAS DE TRAZOS NO INDICAN UN TALUD REAL A EJECUTAR, SI NO QUE DEFINEN, A LA ALTURA DE CADA TONGADA DEL RELLENO GENERAL EL LÍMITE APROXIMADO DE LOS DISTINTOS TIPOS DE MATERIAL: 1 (MATERIAL PARA NÚCLEO Y CORONACIÓN), MG (MATERIAL GRANULAR) Y MT (MG MEZCLADO CON CEMENTO).

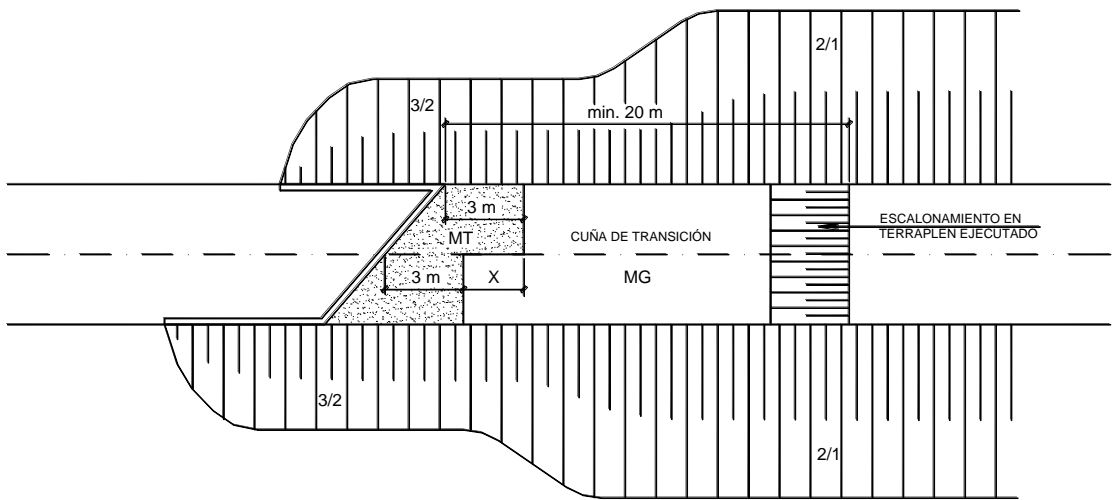


TRANSICIONES TERRAPLÉN-OBRA DE FÁBRICA

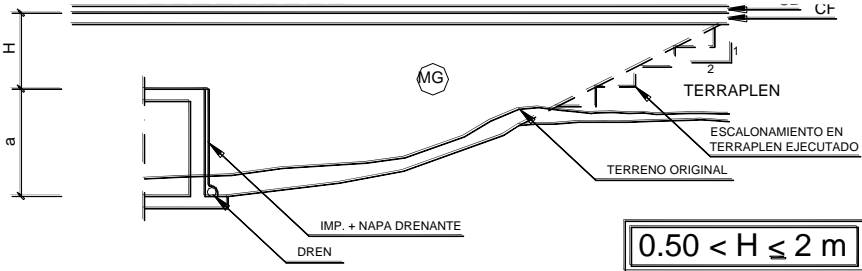
CASO II (EXCEPCIONAL): EJECUCIÓN DE LA OBRA DE FÁBRICA CON POSTERIORIDAD AL TERRAPLÉN ADYACENTE.



CASO DE PLANTA CON ESIVAJE



NOTA:
SI $X < 5.00 \text{ m}$, UNIFICAR EL LÍMITE DE LA CUÑA A TODO EL ANCHO DE LA PLATAFORMA.



MATERIALES:

LAS LINEAS DE TRAZOS NO INDICAN UN TALUD REAL A EJECUTAR, SI NO QUE DEFINEN, A LA ALTURA DE CADA TONGADA DEL RELLENO GENERAL EL LIMITE APROXIMADO DE LOS DISTINTOS TIPOS DE MATERIAL: 1 (MATERIAL PARA NUCLEO Y CORONACIÓN), MG (MATERIAL GRANULAR) Y MT (MG MEZCLADO CON CEMENTO).

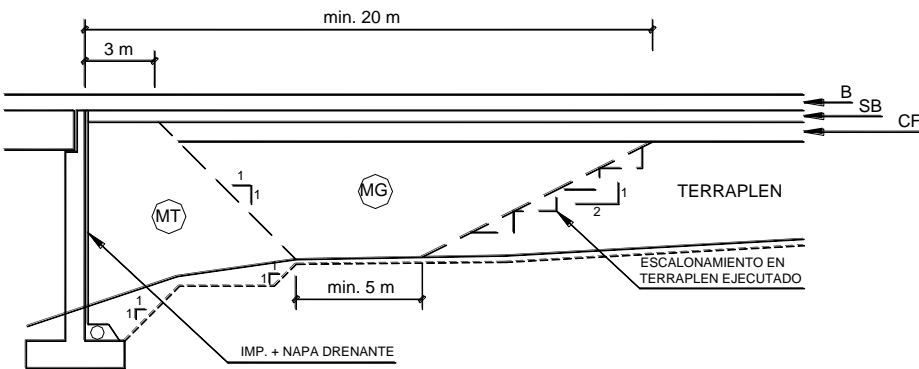
TRANSICIONES TERRAPLÉN-OBRA DE FÁBRICA

CASO II (EXCEPCIONAL): EJECUCIÓN DE LA OBRA DE FÁBRICA CON POSTERIORIDAD AL TERRAPLÉN ADYACENTE.

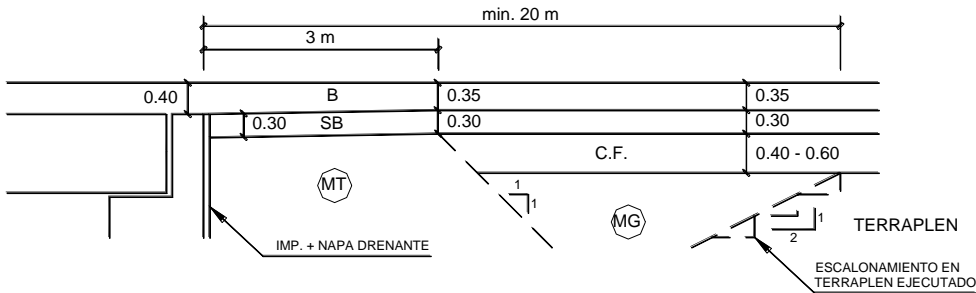
ESTRUCTURAS A RASANTE
(VIADUCTOS, PUENTES, PASOS INFERIORES)

NOTA:
SIEMPRE QUE SE PRESENTE ESTE CASO, EL PROYECTISTA DEBERÁ PROCURAR QUE SOBRE EL TABLERO ENTRE SOLAMENTE EL BALASTO EN ESPESOR MÍNIMO DE 0.40 m. y MÁXIMO DE 0.50 m.

ESTRIBOS



DETALLE



MATERIALES:

LAS LINEAS DE TRAZOS NO INDICAN UN TALUD REAL A EJECUTAR, SI NO QUE DEFINEN, A LA ALTURA DE CADA TONGADA DEL RELLENO GENERAL EL LIMITE APROXIMADO DE LOS DISTINTOS TIPOS DE MATERIAL: 1 (MATERIAL PARA NUCLEO Y CORONACIÓN), MG (MATERIAL GRANULAR) Y MT (MG MEZCLADO CON CEMENTO).



8.1.4. Metodología de cálculo

8.1.4.1. Evaluación de asientos

Los asientos que se producen en un relleno durante su construcción no tienen consecuencias sobre la vía, siendo los asientos postconstructivos los que pueden afectarla.

Si no se producen presiones intersticiales durante la construcción, los asientos iniciales serán sensiblemente más elevados que los postconstructivos.

La evaluación de los asientos postconstructivos de un relleno es un aspecto poco resuelto en la actualidad, aunque es de alguna forma acotable, utilizando materiales "adecuados" y métodos correctos de puesta en obra y compactación. Estos aspectos condicionarán el comportamiento futuro del relleno.

Los aspectos más importantes determinantes de la evolución de los asientos postconstructivos serían:

- Geometría del relleno (altura, taludes exteriores, disposición a media ladera,...).
- Tipo de material (roca de origen, resistencia a compresión simple, tamaño y forma de las partículas, plasticidad,...).
- Puesta en obra y condiciones de compactación del material (proceso de extracción, extendido, densidad y humedad de compactación, espesor de tongada,...).
- Comportamiento reológico del material.

J.L. Sherard (1963), indicó que los asientos postconstructivos en presas de materiales sueltos con buenas condiciones de ejecución y calidad de los materiales (tanto térreos como de escollera), suelen ser del orden del 0,1 al 0,4 % de la altura. Esta cuantificación ha sido extrapolada frecuentemente al campo de los rellenos en obras lineales.

Sowers (1965) recopila datos reales de varias presas respecto de la evolución de asientos con el tiempo de los que deduce que los asientos postconstructivos al cabo de 10 años oscilan entre el 0,25 y el 1 % de su altura.

En este sentido, J.A. Jiménez Salas (1976) indica que, de forma general, los asientos postconstructivos esperables son del orden del 0,1 al 0,3 % de la altura total del terraplén, en rellenos de tierra compactados.

Según A. Soriano (1994), el asiento diferido es proporcional a la altura del relleno y normalmente es del orden del 0,1 al 0,3 % de la altura en rellenos bien compactados.

V. Escario (1981), en su documento relativo al estado del arte en terraplenes y pedraplenes, propone estimar los asientos postconstructivos mediante la expresión:

d = a H log (t/tc)

siendo:

- d: Asiento postconstructivo
- a: Parámetro que puede oscilar, según múltiples experiencias, entre 0,002 y 0,007.
- H: Altura del relleno
- tc: Tiempo transcurrido del inicio al final de la construcción.

Suele aceptarse (Wilkins y otros, 1973) que a partir de un momento dado, que puede estar en torno a los 10 años de vida del terraplén, comienzan a producirse fenómenos más complejos e incluso la paralización a efectos prácticos de los asientos, sobre todo si se trata de materiales de buena calidad y bien compactados.

El criterio seguido para la evaluación de asientos en el presente proyecto ha sido el siguiente:



- Calcular los asientos de los terraplenes más altos y más desfavorables desde el punto de vista geotécnico.
- Comprobar que los asuntos calculados son admisibles.
- Para el resto de los terraplenes el asiento será mucho menor por lo tanto totalmente admisible.

8.1.4.2. Cálculos de estabilidad

- Acciones sísmicas

Para tener en cuenta los efectos sísmicos, el programa permite introducir una fuerza horizontal en cada rebanada proporcional al peso de la misma. El parámetro de cálculo introducido en el análisis es el coeficiente de proporcionalidad de la aceleración sísmica de cálculo según la norma sismorresistente NCSR-02.

Según esa norma, la aceleración sísmica de cálculo (a_c) se define como el producto

$$a_c = s \cdot \rho \cdot a_b$$

donde:

- a_b es la aceleración sísmica básica
- ρ es un coeficiente adimensional de riesgo
- s Coeficiente de amplificación del terreno

De acuerdo con el Anejo de Sismicidad resulta:

$$\rho = 1,3 \text{ (Construcciones de especial importancia)}$$

$$a_b = 0,19 \text{ g}$$

$$s = 1,1429$$

Por lo tanto $a_c = 0,282 \text{ g}$

- Acciones gravitatorias

Se han considerado como sobrecargas el balasto existente en la vía como la acción del paso del ferrocarril.

BALASTO: Sobrecarga uniforme de 1 t/m aplicada en una anchura de 10 m (vía doble).

TRÁFICO: Sobrecarga uniforme de 3 t/m aplicada en una anchura de 2,5 m (para una de las vías).

8.1.4.3. Coeficientes de seguridad mínimos adoptados

Para el establecimiento de los factores de seguridad adoptados en los cálculos de estabilidad se han seguido las indicaciones de la ROM 0.5-94.

Los coeficientes de seguridad mínimos adoptados para el cálculo de estabilidad de los taludes y para cada una de las siguientes situaciones han sido los siguientes:

factor de seguridad (sin sismo)	factor de seguridad (con sismo)	factor de seguridad temporal (falso túnel)
1,5	1,15	1,3



8.1.4.4. Taludes adoptados

El estudio de estabilidad para la definición de los taludes de relleno se ha realizado de acuerdo con las recomendaciones del ADIF que recomienda un talud mínimo de 2H : 1V.

8.1.4.5. Criterio de saneo adoptado

Se ha decidido sanear y sustituir con material tolerable o adecuado el terreno que habiendo de servir como superficie base de relleno tenga un resultado de golpeo en el ensayo SPT igual o inferior a 12.

8.1.4.6. Parámetros geotécnicos adoptados

Los parámetros adoptados para el cálculo de estabilidad para los terraplenes han sido los siguientes:

Relleno (terraplén)	Valor
Densidad aparente	0,019 MPa
Módulo de Young (E)	35 MPa
Coeficiente de Poisson (v)	0,2
Ángulo de rozamiento ϕ'	32°
Cohesión c'	0,04 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	32°
Cohesión c' (residual)	0,04 MPa
Tipo de material	Plástico

Los parámetros geotécnicos adoptados figuran en el estudio particularizado para cada uno de los rellenos. Otros parámetros han sido deducidos a partir de valores como el resultado de las medias para cada formación de ensayo de penetración estándar.

Entre estos parámetros destaca el módulo de deformación:

$$E_{ed} = 1/ m_v = E / [(1-v -2 v^2) / (1-v)]$$

donde:

E = módulo de deformación

v = coeficiente de Poisson (0,2 – 0,4)

$$E_{ed} = 1/ m_v = \alpha \, q_c$$

donde:

$\alpha = 3-10$ (arcillas y limos normalmente consolidados de plasticidad intermedia a baja y $q_c < 7.0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$)

$\alpha = 2-6$ (arcillas y limos normalmente consolidados de plasticidad intermedia a baja y $q_c > 7.0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$)

$\alpha = 3-7.5$ (limos normalmente consolidados)

q_c = resistencia al cono del penetrómetro estático

Una de las correlaciones existentes entre la resistencia al cono del penetrómetro estático y el SPT para limos y arcillas blandas es:

$$q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 2 \, N$$

Por tanto a partir de los diferentes valores de N_{SPT} deducidos de cada una de las litologías se deducirá el valor de E:



	N _{SPT}	q _c	α	E _{ed} = α.q _c	ν	E (MPa)
Q2	39	78	4	312	0,25	26,00
Q4	38,4	76,8	6	460,8	0,25	38,40
Q5	39,2	78,4	5	392	0,2	35,28
PL1	54	108	7	756	0,3	56,16
PL2	58	116	6	696	0,28	54,44

8.1.5. Estudio particularizado para cada relleno

8.1.5.1. Programa informático utilizado

El programa PHASE2 6.0

Es una herramienta informática de la empresa canadiense Rockscience, preparada bajo la dirección del profesor HOEK, que desarrolla modelos bidimensionales de elementos finitos con posibilidad de reproducir comportamientos plásticos.

El método permite obtener las tensiones y las deformaciones que se producen alrededor de cualquier excavación subterránea o superficial, permitiendo el resolver una gama amplia de problemas de ingeniería civil y de minería.

Se puede analizar el fallo progresivo y la interacción terreno-apoyo así como una gran variedad de otros tipos de problemas, incorporando un ambiente gráfico integrado, en base de CAD, para entrada de datos y para la visualización de los resultados.

El programa incorpora la generación automática de la malla, de las coacciones y de los sostenimientos lo que permiten una eficiente labor de definición de los problemas a resolver. El intérprete gráfico de datos, por otra parte, provee un extenso conjunto de herramienta para la presentación y análisis de los resultados.

Las características más importantes en lo que se refiere a las tipologías y características de los elementos y del mallado que permite el programa son:

- Elementos triangulares o cuadrangulares
- Tensión plana o Axilsimétrica
- Número ilimitado de elementos
- Creación de superficies libres
- Generación automática de mallas de tipo graduada, uniforme o radial
- Elementos junta
- Bulones y elementos placa para modelizar el sostenimiento o soporte. Distintos estados iniciales de carga (tensión de campo gravitatoria o constante y/o fuerzas de masa)

En lo que se refiere a las facilidades o prestaciones del modelado destacan las siguientes características:

- Entrada y edición gráfica de datos (intersección automática de cortes en los límites, validación de la geometría, etc.)
- Hasta un máximo de 50 fases o etapas
- Hasta 10 materiales distintos
- Distintas condiciones de borde (esfuerzo, desplazamientos, etc.).

Los elementos del sostenimiento que el programa incorpora permiten la modelización de bulones con anclaje repartido y por punta, así como sistemas de cables, al margen de los elementos tipo placa para la modelización de los sostenimientos.

Las características de comportamiento tenso-deformacional de los elementos cubren una amplia gama destacando:



- En los elementos tipo junta se admite el comportamiento lineal tipo Mohr-Coulomb, o el no lineal o de Barton-Bandis
- En los elementos convencionales se admiten comportamientos elásticos o plásticos, gobernados por leyes de resistencia de tipo lineal, bilineal o no lineal (Mohr-Coulomb, Hoek-Brown, etc.), con distintos comportamientos post-rotura, así como la posibilidad de considerar distintas condiciones de isotropía transversal y ortotrópica.
- Los elementos de sostenimiento introducen como elementos tipo viga con propiedades elásticas isotrópicas, con posible comportamiento plástico, los cuales son modelizados bajo dos posibles formulaciones:
- Timoshenko, la cual permite efectos de deformación transversal.
- Bernouilli, la cual desarrolla la formulación clásica de Euler-Bernouilli, la cual no toma en consideración los esfuerzos transversales de corte.

Los cálculos de los sostenimientos en plasticidad se hace por el método de las capas.

Como principales novedades la versión 6.0 incluye:

- Análisis de filtración de aguas subterráneas por el método de los elementos finitos
- Cálculo de estabilidad de taludes por el método SSR (método Shear Strength Reduction)
- Otras novedades relativas a las propiedades de los materiales, modelos de sostenimiento, gunitado, bulones, juntas, etc.

8.1.5.2. Terraplén del Tocón

Descripción

El terraplén del Tocón, ya existente, está situado entre el PK 1000+000 y 1000+540, siendo la altura máxima alcanzada de 15,3 m (PK 1000+340), que es la mayor que alcanza un relleno en el Proyecto Constructivo, y pertenece a la línea de ferrocarril ya existente. Su construcción se realizó en dos etapas, siendo la última (2003), un ensanchamiento de la plataforma mediante el adosado de un espaldón en el talud derecho.

Se han encontrado pequeñas fisuras en la coronación del terraplén, que podrían dar lugar a futuros deslizamientos, que afectan únicamente al espaldón adosado en el talud derecho.

Reconocimientos utilizados

A lo largo del relleno se han realizado tres sondeos (S – 1000+375, S – 1000+380 y S – 1000+460), una calicata (C 1000+100) y siete penetraciones dinámicas (PD 1000+100, PD 1000+280, PD 1000+285, PD 1000+340, PD 1000+345, PD 1000+480 y PD 1000+485).

Estratigrafía / litología

Se compone el terraplén de los conocidos como rellenos antrópicos estructurales, clasificados como Q5 en la caracterización de materiales.

Por debajo se encuentra una capa de 5 m aproximadamente de gravas gruesas arcillosas o arenosas (Q4), y bajo esta la capa de PL1 (arcilla margosa con lentejones de arenas y gravas).

Parámetros adoptados

Los parámetros adoptados para cada una de las litologías han sido los siguientes:



<i>Rellenos antrópicos estructurales (terraplén) (Q5)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,02 MN/m ³
Módulo de Young (E)	35,28 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,2
Ángulo de rozamiento ϕ'	22°
Cohesión c'	0,018 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	22°
Cohesión c' (residual)	0,018 MPa
Tipo de material	Plástico

<i>Grava gruesa arcillosa o arenosa (Q4)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,0205 MN/m ³
Módulo de Young (E)	38,4 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,25
Ángulo de rozamiento ϕ'	27,65°
Cohesión c'	0,027 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	27,65°
Cohesión c' (residual)	0,027 MPa
Tipo de material	Plástico

<i>Arcilla margosa con lentejones de arenas y conglomerados. Pliocuaternario(PL1)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,0209 MN/m ³
Módulo de Young (E)	56,16 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,3
Ángulo de rozamiento ϕ'	27°
Cohesión c'	0,03 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	27°
Cohesión c' (residual)	0,03 MPa
Tipo de material	Plástico

Resultados

Los cálculos se han considerado para los casos sin sismo y con sismo ($a_c = 0,282\text{ g}$), comprobando que en ambos casos se supera el factor de seguridad necesario (1,5 para el caso sin sismo y 1,15 para el caso con sismo).

Los resultados han sido para el terraplén del Tocón (PK 1000+375):

- FS = 1,66 (caso sin sismo)
- FS = 1,04 (caso con sismo)

Los resultados han sido para el terraplén del Tocón (PK 1000+460):

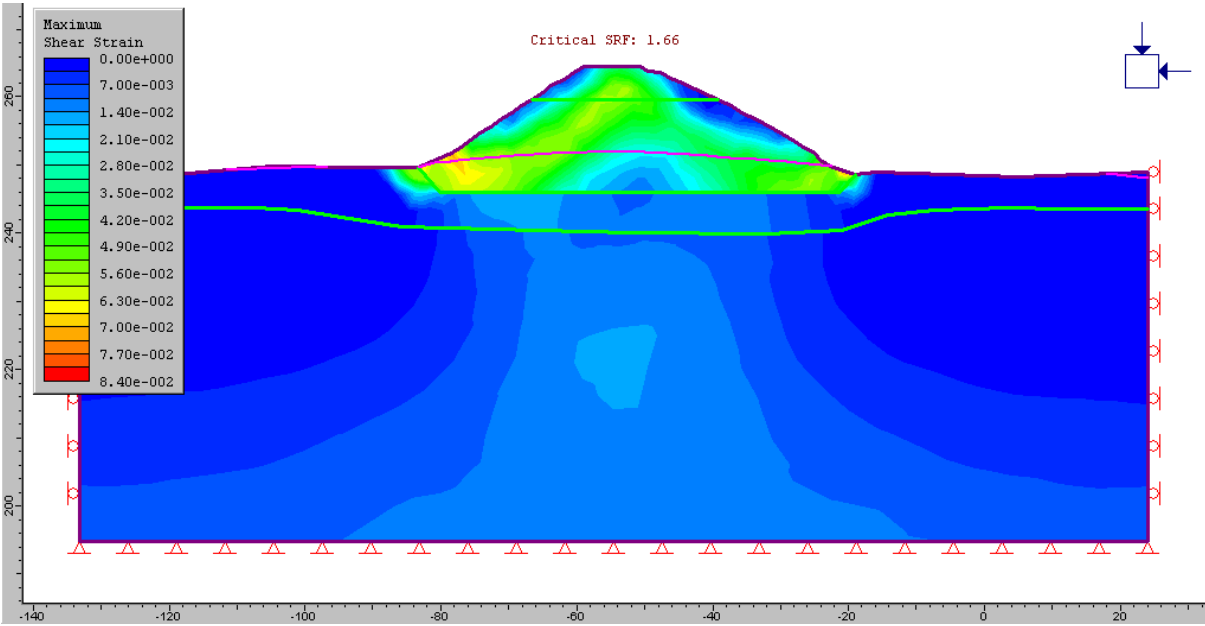
- FS = 2 (caso sin sismo)
- FS = 1,16 (caso con sismo)

Se ha considerado la presencia de agua con saturación al límite para todos los casos, quedando por del lado de la seguridad y suponiendo mayor saturación que la que ofrecen los

sondeos.

El nivel freático queda marcado en los gráficos por la línea morada.

Se han

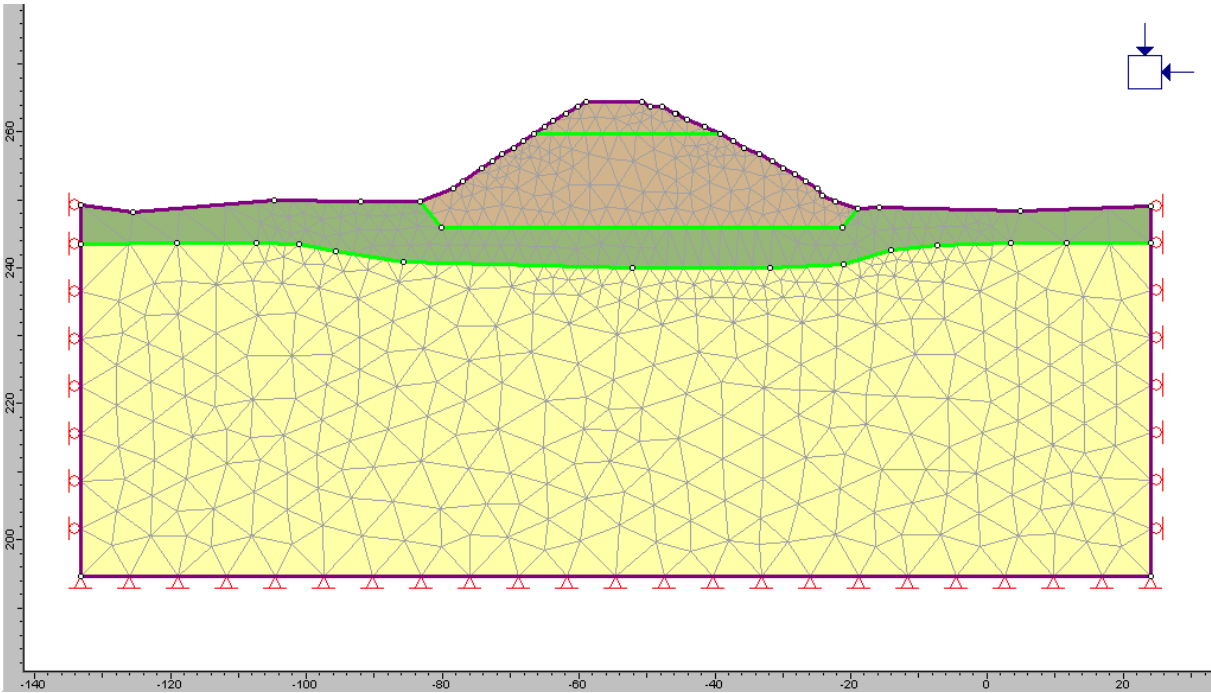




realizado para el terraplén del Tocón los estudios de estabilidad mediante el programa PHASE2 6.0 que figuran a continuación. Se han tomado para el cálculo dos secciones, las situadas a cada lado del paso de agua localizado en el PK 1000+420.

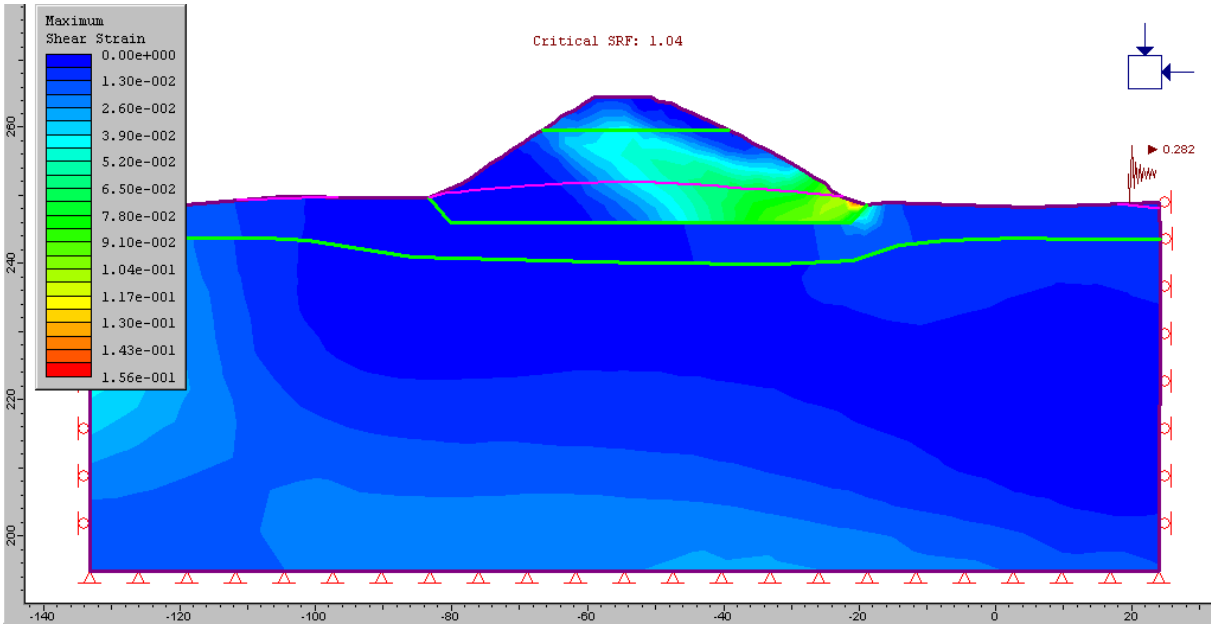
Cálculo de estabilidad del terraplén

A continuación se muestran los cálculos de estabilidad para el terraplén (sin inyecciones). Debido a que no se alcanza el mínimo factor de estabilidad deseado en el primer caso (1,04, siendo lo deseable 1,15), se recomienda la inyección con lechada del presente talud, que se estudiará al final del presente apartado.

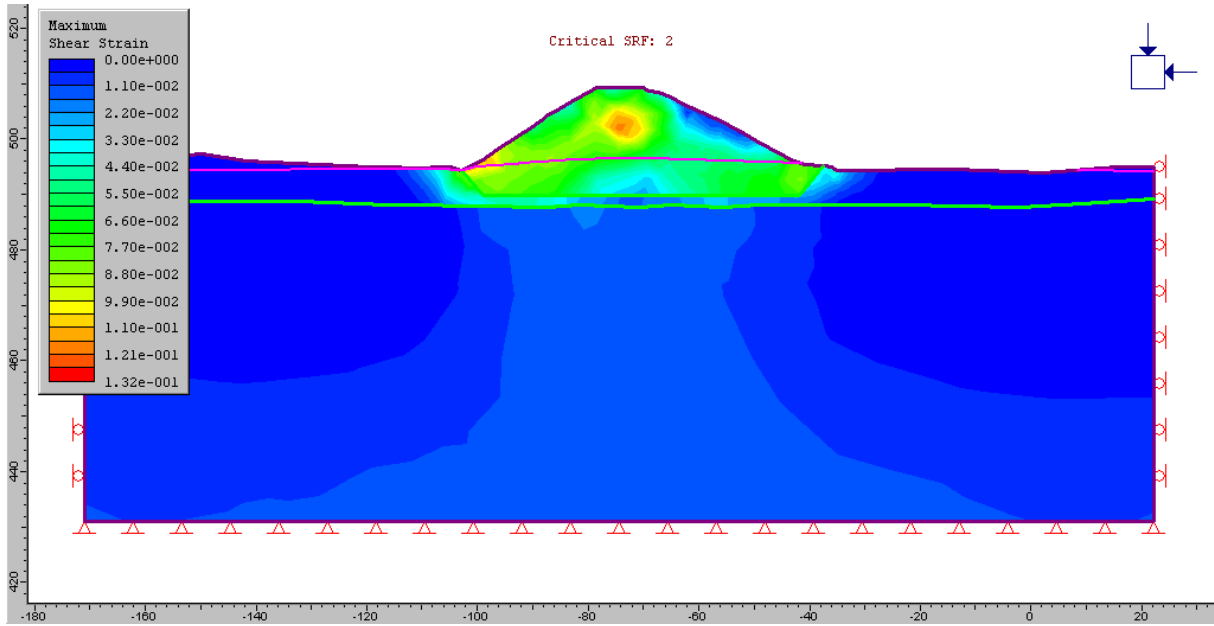


TERRAPLÉN DEL TOCÓN (malla) PK 1000+375

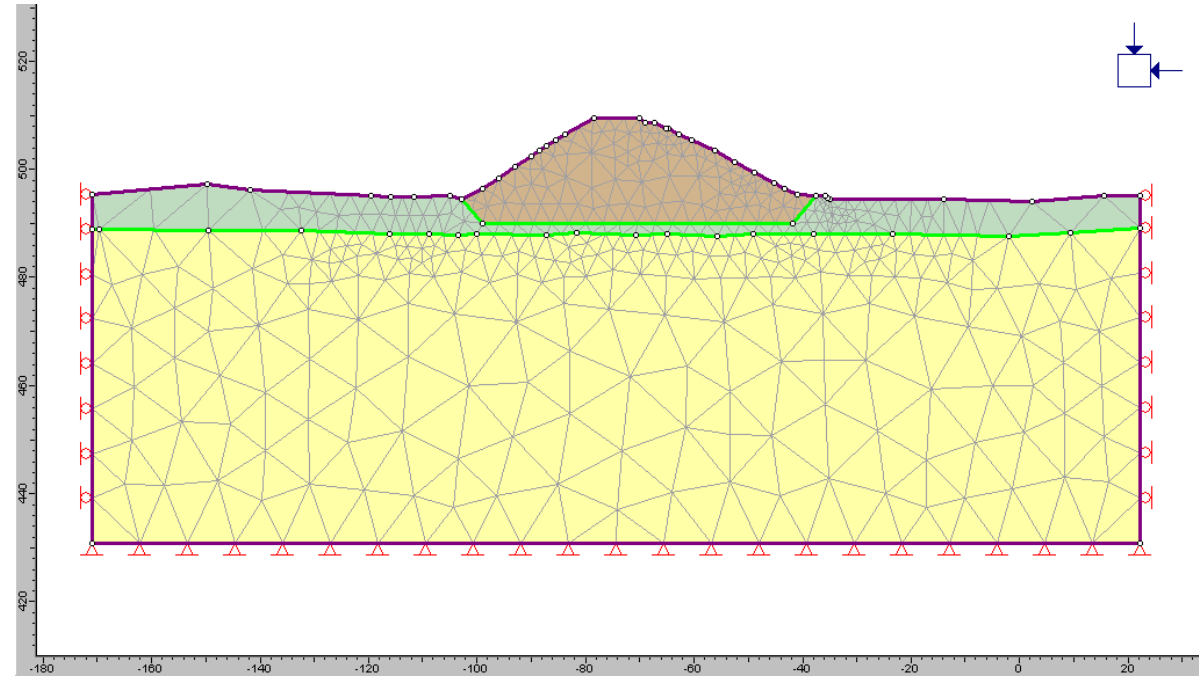
TERRAPLÉN DEL TOCÓN (sin sismo) PK 1000+375



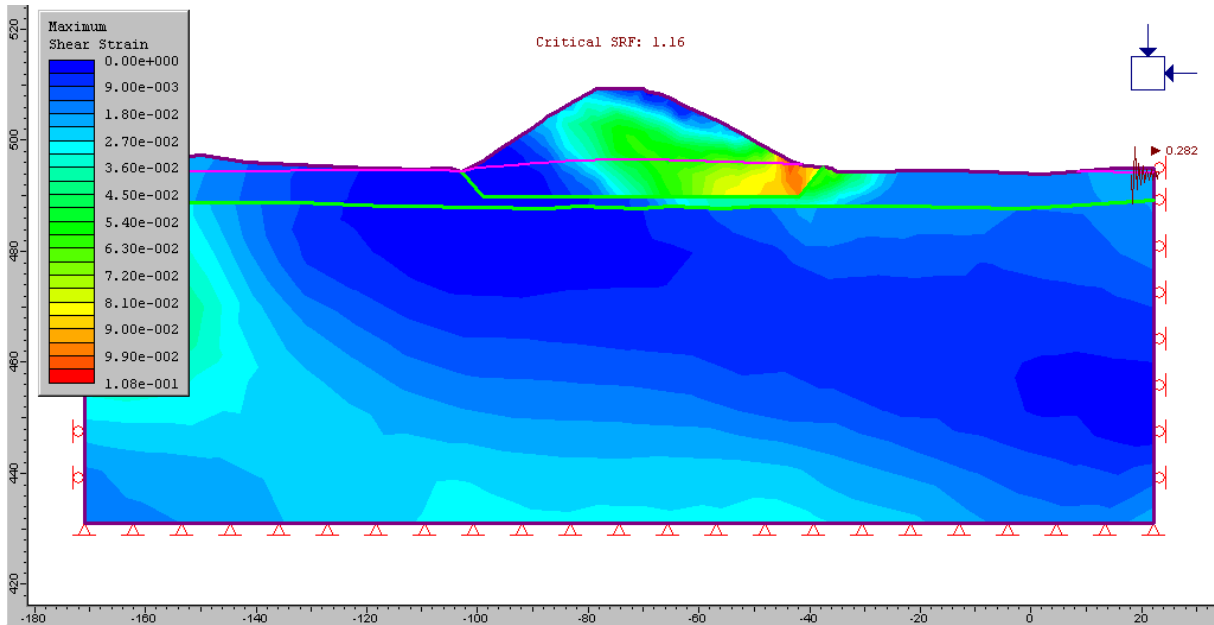
TERRAPLÉN DEL TOCÓN (con coeficiente de aceleración sísmica $a_c = 0,282$) PK 1000+375



TERRAPLÉN DEL TOCÓN (sin sismo) PK 1000+460



TERRAPLÉN DEL TOCÓN (malla) PK 1000+460



TERRAPLÉN DEL TOCÓN (con coeficiente de aceleración sísmica $a_c = 0,282$) PK 1000+460

Recomendaciones constructivas

La inclinación del talud existente es aproximadamente de 2H : 1V.

Debido al recrecido del terraplén, realizado anteriormente en su lado derecho, habiendo encontrado en dicha parte derecha relleno pequeñas fisuras que podrían dar lugar a posteriores deslizamientos, y con el fin de aumentar la compacidad del cuerpo del terraplén se recomienda la ejecución de inyecciones de impregnación realizadas desde el mismo lateral derecho de la coronación del terraplén.

Con las inyecciones previstas se pretende mejorar tanto la resistencia del relleno como su deformabilidad. Además se consigue reducir la permeabilidad del terreno tratado, lo cual evita futuras infiltraciones de agua dentro del terraplén.

Las inyecciones de impregnación se basan en el relleno de huecos y figuras del terreno aumentando así su compacidad. El radio de acción efectiva de estas inyecciones oscila entre 1 y 3 m. No obstante, como es imprescindible el mantenimiento del tráfico durante su ejecución se considera inviable la realización de una malla regular cuadrada desde la coronación del terraplén.

Teniendo en cuenta que la tipología de las zonas a tratar es similar y asumiendo como premisa el mantenimiento del tráfico se ha diseñado dos secciones tipo de inyecciones igual para todos los terraplenes que deberá repetirse cada 1,5 m e intercaladas entre sí.

De esta forma queda asegurada la inyección de todo el cuerpo del terraplén de la misma manera y se facilita el método constructivo.

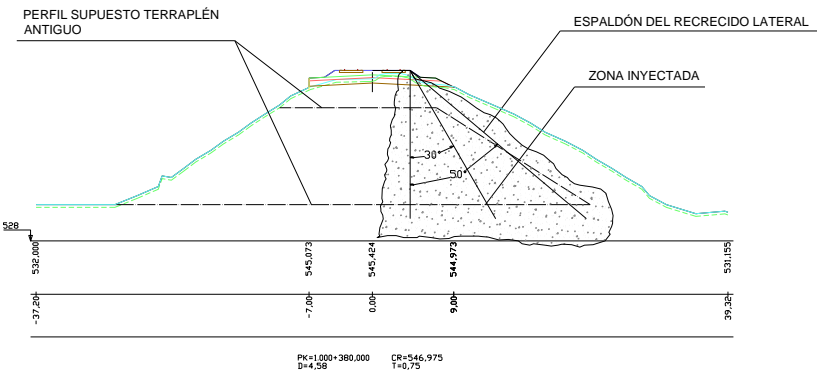
Esquema de inyección:

Los taladros para inyecciones seguirán la distribución que se muestra a continuación:

- ■ Taladro vertical

- ● Taladro 30º inclinado respecto a la vertical
- ○ Taladro 50º inclinado respecto a la vertical

Se ha considerado una separación entre taladros de 1,5 m.





Las profundidades de las inyecciones llegarán por debajo del cimientto del terraplén.

Se ha considerado una relación de 0,26 Tn de materia seca inyectada por metro lineal de perforación.

Al tratarse de inyecciones de impregnación las presiones de trabajo deberán ser bajas, menores de 1 MPa.

En la ejecución de las inyecciones podrán emplearse desde lanzas de mano con métodos de final de entubado, inyección con etapas ascendentes o descendentes o tubos manguitos según el diseño predeterminado.

La zona a tratar es la siguiente:

PK inicial	PK final	Longitud de vía inyectada (m)	Longitud de perforación (m)	Tn materia seca inyectada
1000+000	1000+540	540	5.465	1.463

Para la obtención de las mediciones se ha considerado lo siguiente:

- Se ha considerado una altura media de relleno de 11,275 m.
- Se han considerado inyecciones cada metro y medio de 12,275, 14,17 y 19,1 m.
- El volumen de huecos estimado es de un 10%.
- Se ha supuesto una dosificación media de 750 kg de cemento por m³ de mezcla inyectada. (Relación 1 : 1 en peso de agua / cemento).
- La perforación se realizará con entubación simultánea según comportamiento del taladro.

8.1.5.3. Terraplén del Charcón

Descripción

El terraplén del Charcón está situado entre el PK 1011+669 y PK 1012+485, y el 1012+635 – 1012+960, habiendo decidido situar finalmente entre el PK 1012+485 y el PK 1012+635 el viaducto del Tesorillo para preservar los yacimientos arqueológicos del mismo nombre, siendo la altura máxima alcanzada de 10,4 m. en el PK 1011+780.

Reconocimientos utilizados

A lo largo del relleno se han realizado cuatro sondeos (S – 1011+800, S – 1012+160, S – 1012+595 y S-1012+620), cuatro calicatas (C 1011+735, C 1011+750 y 1012+900) y siete penetraciones dinámicas (PD 1011+750, PD 1011+780, PD 1012+140, PD 1012+160, PD 1012+500, PD 1012+630 y PD 1012+900).

Estratigrafía / litología

Se compone el terraplén de los conocidos como rellenos antrópicos estructurales, clasificados como Q5 en la caracterización de materiales.

Bajo el mismo se encuentra una capa de 2 – 3 m de rellenos antrópicos (Q5), formados por escombros y restos de pavimento asfáltico, y bajo esta una capa con un grosor que oscila entre los 2 y los 10 m de aluvial reciente, fondo de valle (Q4).

Bajo el estrato Q4 se encuentra una capa de PL2 (arcillas limosas rojas y gravas), de espesor oscilante entre 5 y 10 m, y por debajo el estrato PL1 de margas, limos blancos y calizas.

Parámetros adoptados

Los parámetros adoptados para cada una de las litologías han sido los siguientes:



<i>Rellenos antrópicos (terraplén)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,019 MN/m ³
Módulo de Young (E)	35 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,2
Ángulo de rozamiento ϕ'	32°
Cohesión c'	0,04 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	32°
Cohesión c' (residual)	0,04 MPa
Tipo de material	Plástico

<i>Rellenos antrópicos estructurales (terraplén) (Q5)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,02 MN/m ³
Módulo de Young (E)	35,28 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,2
Ángulo de rozamiento ϕ'	22°
Cohesión c'	0,018 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	22°
Cohesión c' (residual)	0,018 MPa
Tipo de material	Plástico

<i>Aluvial reciente. Fondo de valle. Cuaternario (Q4)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,0205 MN/m ³
Módulo de Young (E)	38,4 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,25
Ángulo de rozamiento ϕ'	27,65°
Cohesión c'	0,027 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	27,65°
Cohesión c' (residual)	0,027 MPa
Tipo de material	Plástico

<i>Arcillas limosas rojas y gravas. Pliocuaternalio.(PL2)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,02 MN/m ³
Módulo de Young (E)	54,44 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,28
Ángulo de rozamiento ϕ'	26°
Cohesión c'	0,025 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	26°
Cohesión c' (residual)	0,025 MPa
Tipo de material	Plástico

<i>Margas, limos blancos y calizas. Pliocuaternalio(PL1)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,0209 MN/m ³
Módulo de Young (E)	56,16 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,3
Ángulo de rozamiento ϕ'	27°
Cohesión c'	0,03 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	27°
Cohesión c' (residual)	0,03 MPa
Tipo de material	Plástico

Resultados

Se ha considerado la presencia de agua para todos los casos.

Los cálculos se han considerado para los casos sin sismo y con sismo (a_c = 0,282 g), comprobando que en ambos casos se supera el factor de seguridad necesario (1,5 para el caso sin sismo y 1,15 para el caso con sismo).

Los resultados han sido los siguientes:

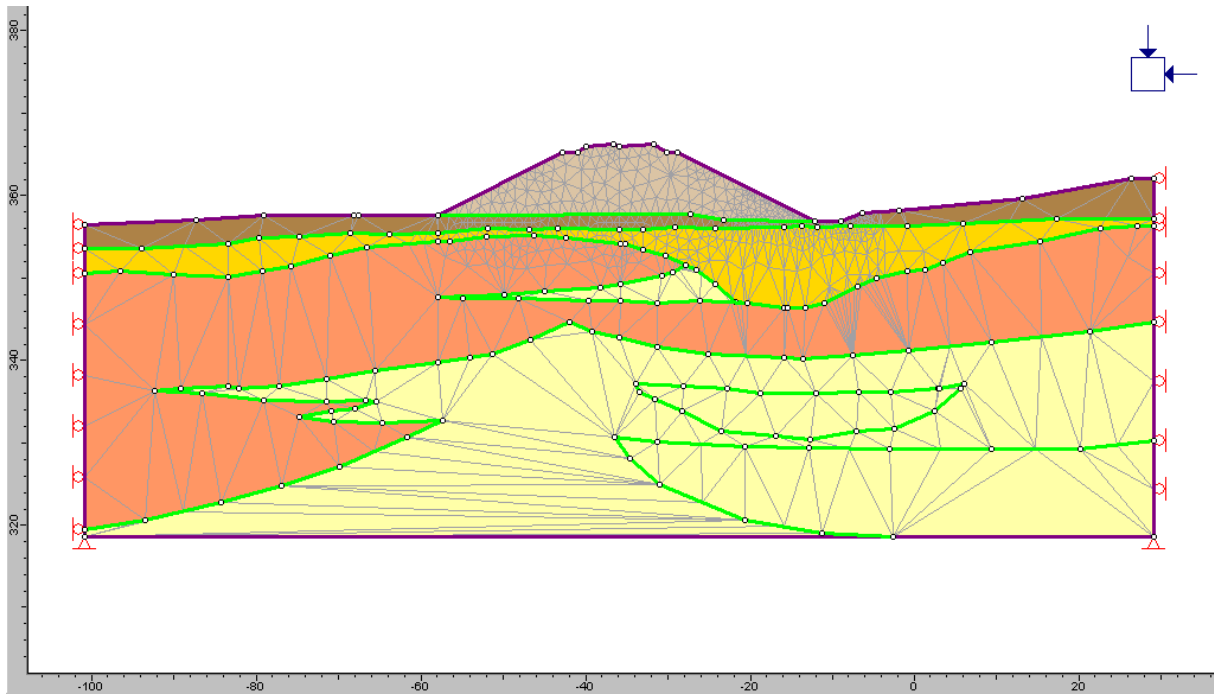
- FS = 2,66 (caso sin sismo)
- FS = 1,35 (caso con sismo)



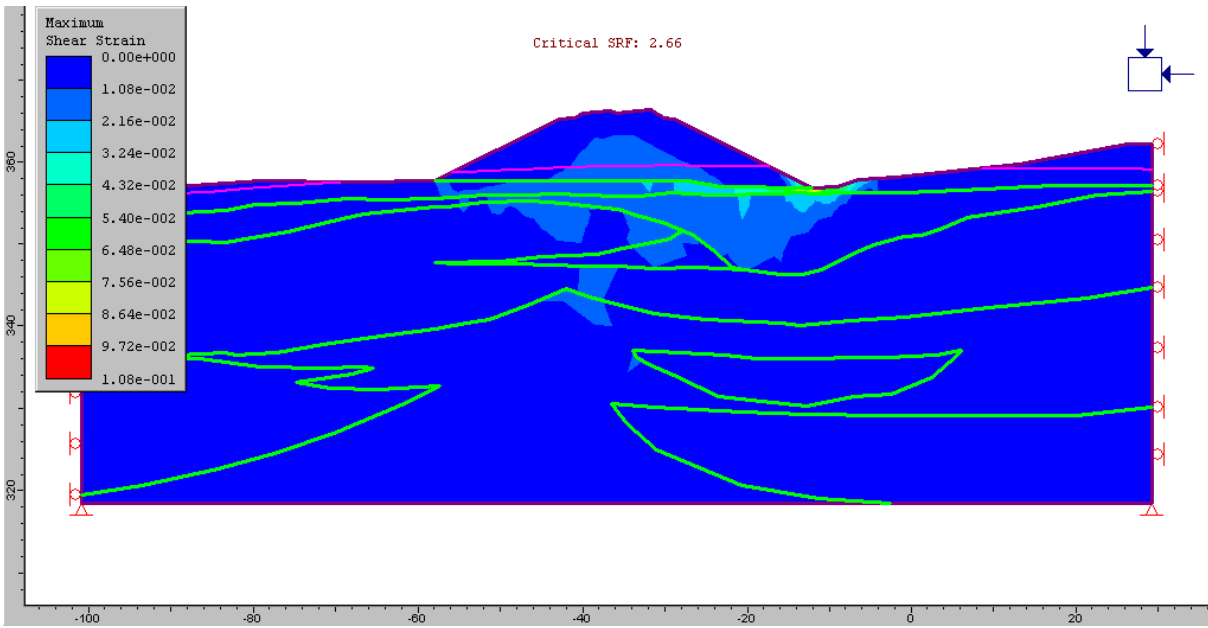
Se ha considerado la presencia de agua con saturación al límite para todos los casos, quedando por del lado de la seguridad y suponiendo mayor saturación que la que ofrecen los sondeos. El nivel freático queda marcado en los gráficos por la línea morada.

Recomendaciones constructivas

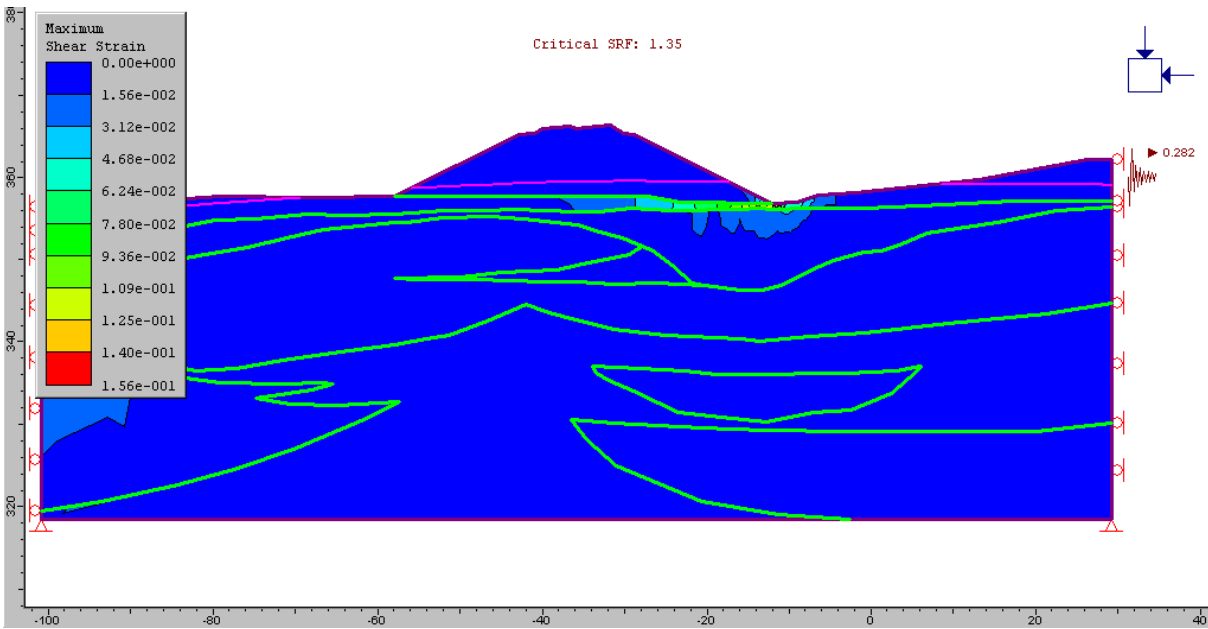
La inclinación del talud recomendada es 2H : 1V.



TERRAPLÉN DEL CHARCÓN (malla) PK 1011+780



TERRAPLÉN DEL CHARCÓN (sin sismo) PK 1011+780



TERRAPLÉN DEL CHARCÓN (con coeficiente de aceleración sísmica $a_c = 0,282$) PK 1011+780



8.1.6. Condiciones del proceso de ejecución

a) Preparación de la superficie de asiento del relleno

En primer lugar se procederá a la preparación de la superficie de asiento del relleno. Si el relleno se construye sobre terreno natural, se efectuará en primer lugar el desbroce del citado relleno, retirando la capa vegetal y el terreno poco compacto si lo hubiera. En rellenos de mediana y gran altura se puede eximir la eliminación de esta capa de tierra vegetal.

Tras el desbroce, se procederá a la extracción del material que se considere adecuado para construir el cimientto apropiado, en la extensión y profundidad necesarias.

A continuación se compactará con las condiciones exigidas para el cimientto del relleno, siempre que estas operaciones no empeoren la calidad del terreno de apoyo en su estado natural.

En los casos de terrenos difíciles se extenderán materiales granulares gruesos o geotextiles que permitan o faciliten la puesta en obra de las primeras tongadas de relleno.

En las zonas de ensanche o recrecimiento de antiguos rellenos se prepararán los mismos, a fin de conseguir su unión con el nuevo relleno. Si el material del antiguo relleno cuya remoción sea necesaria es del mismo tipo que el nuevo y cumple las condiciones exigidas se mezclará con el del nuevo relleno para su compactación simultánea.

Cuando el relleno haya de asentarse sobre un terreno en el que exista agua superficial, se conducirá el agua fuera del área donde vaya a construirse antes de comenzar su ejecución mediante obras accesorias.

Las transiciones de desmonte a relleno, tanto transversal como longitudinal se realizarán de la forma más suave posible, excavando el terreno de apoyo hasta conseguir una pendiente no mayor de 2H :1V.

Los trabajos de desbroce, escarificado y escalonado de las pendientes dejan la superficie fácilmente erosionable por los agentes atmosféricos, por lo que se deberá reducir al máximo el tiempo de exposición, salvo que se recurra a protecciones de la superficie.

b) Excavación, carga y transporte del material

Antes de iniciarse la excavación de los materiales pétreos a utilizar en los rellenos, se eliminará la montera de suelo vegetal que recubra la zona a excavar, así como las zonas de terreno inadecuado que aparezcan durante la excavación.

La carga de los productos de excavación y su transporte al lugar de empleo se llevará a cabo de forma que se evite la segregación del material.

c) Espesor de las tongadas

Una vez preparada la base de apoyo, se construye el terreno, empleando los materiales que se han definido anteriormente, los cuales serán extendidos en tongadas sucesivas, de espesor uniforme y sensiblemente paralelas a la explanada. El espesor de estas tongadas será el adecuado para que con los medios disponibles, se obtenga en todo su espesor el grado de compactación exigido. Se recomienda, a priori, un espesor de tongada de 30 ó 40 cm.

d) Extensión de las tongadas

El material de cada tongada se descargará en obra sobre la parte ya extendida de dicha tongada y cerca de su frente de avance. Desde esta posición será empujado hasta el frente de la tongada y extendido a continuación mediante maquinaria adecuada, realizando la operación de forma que se corrijan las posibles segregaciones del material.

Los rellenos sobre capas de escasa capacidad portante se iniciarán vertiendo las primeras capas con el espesor mínimo para soportar las cargas que produzcan los equipos de movimiento y compactación de tierras, o bien se estudiará la adopción de otras medidas como la colocación de materiales granulares gruesos o geotextiles.



Durante la ejecución de las obras, la superficie de las tongadas deberá tener la pendiente transversal necesaria para asegurar la evacuación de las aguas sin peligro de erosión y evitar la concentración de vertidos. Deberá preverse la construcción de caballones en los bordes de las tongadas y de bajantes provisionales extensibles que controlen las aguas de escorrentía provenientes de la superficie expuesta del relleno.

Los equipos de transporte de material y extensión del mismo deberán operar sobre todo el ancho de cada capa.

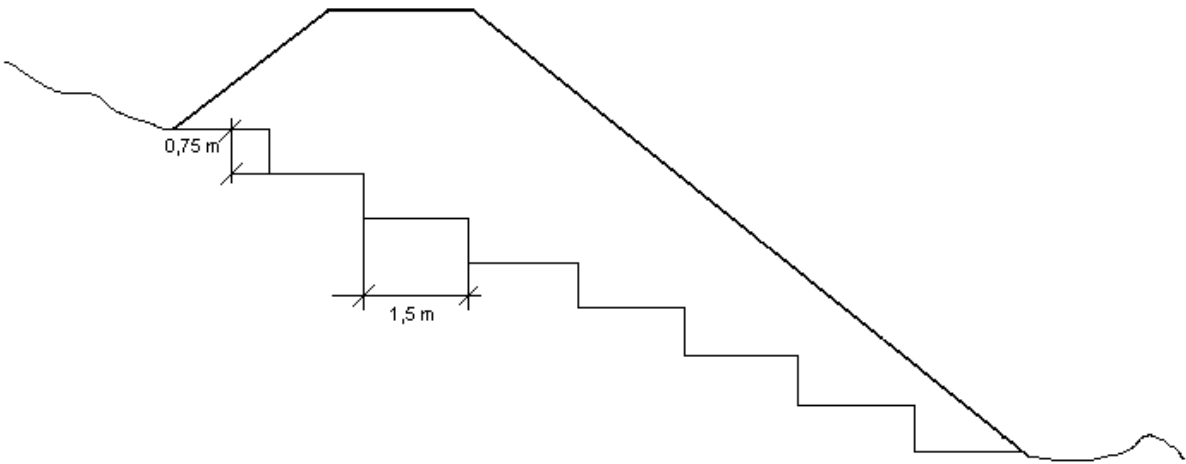
e) Compactación

El método de compactación elegido deberá garantizar la obtención de las compacidades mínimas necesarias. Con este objeto deberá elegirse adecuadamente para cada zona del relleno, la granulometría del material, la humedad adecuada, el espesor de tongada, el tipo de maquinaria de compactación y el número de pasadas del equipo.

8.1.7. Criterios complementarios de diseño

a) Terraplenes a media ladera

En el caso de ser un terraplén zonado a media ladera, se puede proceder a escalonar la base del terraplén con el fin de aumentar la estabilidad del mismo. La anchura y pendiente de las banquetas originadas deberán ser tales que la maquinaria pueda trabajar con facilidad sobre ellas. Se recomienda para el escalonado una altura máxima de 0,75 m y una anchura de 1,5 m.



Si bien son prácticamente inexistentes, en los taludes más inclinados se sugiere la colocación de un manto drenante de 2 m de espesor que abarque toda la superficie del relleno, para evitar la posible socavación del cimiento por el agua. En general y especialmente en las medias laderas donde se prevea la presencia de agua en la zona de contacto con el terreno se deberán ejecutar en planta y profundidad las obras necesarias para mantener drenado dicho contacto.

Los taludes del terraplén podrán ir apoyados sobre tacones de escollera gruesa, bien encajada en el terreno natural y penetrando en el mismo al menos 2,5 m. En el núcleo del terraplén se procurará utilizar el material de mejor calidad para la zona superior.

b) Columnas de grava

En caso de que el relleno tenga que asentar sobre zona especialmente blanda o de escasa capacidad portante, se recomienda la adopción de medidas singulares tales como la ejecución de columnas de grava de profundidad adecuada, que incrementarán notablemente la estabilidad del terreno y reducirán los posibles asientos.

Las columnas de grava constituyen un método de mejora de terrenos cohesivos blandos mediante la rigidización que produce la introducción de columnas de grava en los orificios



creados por el vibrador o equipo de pilotaje convencional según sea el método de ejecución escogido.

Los objetivos del tratamiento con columnas de grava son:

- Aumento de la capacidad portante del suelo, aunque prácticamente no afecta a las zonas entre los puntos del tratamiento.
- Reducción de asentos.
- Acelerar el proceso de consolidación. Constituyen drenes verticales.
- Aumentar la estabilidad al deslizamiento de un terraplén.

c) *Drenes de arena verticales*

Introduciendo una serie de drenes de arena verticales en lechos de suelo blando relativamente profundos, antes de colocar una carga sobre él, la consolidación del suelo se puede acelerar grandemente debido al acortamiento del camino de drenaje. Las ventajas que tiene son las siguientes:

Al aumentar la velocidad con que el suelo gana resistencia por disipación de las presiones intersticiales producidas por la carga se permite un ritmo de trabajo mucho más rápido.

Conseguir que los asentos ocurran con mucha mayor rapidez. En el caso de terraplenes se puede conseguir que una gran parte de los asentos se produzcan durante la construcción.

La inestabilidad de terraplenes o depósitos situados sobre suelos blandos es debida a veces a la transmisión horizontal de presiones intersticiales (muchas veces a través de capas finas de limo o arena).

8.1.8. Profundidad de saneo

A la vista de los golpes de los ensayos de penetración dinámica se ha decidido como profundidad de saneo del terreno la que se muestra en el cuadro siguiente, por tramos:

Terraplén	Tramo	Subtramo	Saneo (m)
Terraplén del arroyo de la Laguna	1001+740 - 1002+200	1001+740 - 1002+200	tierra vegetal
Terraplén previo al Viaducto de la Loma	1004+360 - 1004+973	1004+360 - 1004+973	tierra vegetal
Terraplén T4	1005+990 - 1009+040	10015+990 -1008+000	tierra vegetal
		1008+000 -1008+500	3
		1008+500 -1009+040	tierra vegetal
Terraplén de Íllora	1010+300 - 1011+615	1010+300 - 1010+900	tierra vegetal
		1010+900 - 1011+150	2
		1011+150 - 1011+500	tierra vegetal
		1011+500 - 1011+615	3
Terraplén del Charcón	1011+665 -1012+485	1011+665 - 1012+485	3
	1012+635 a 1012+960	1012+635 - 1012+960	1



8.1.9. Cuadro resumen de rellenos

Relleno	PK inicio – PK final	PK de la sección de estudio	H _{max} (m)	Inclinación del talud	Factor de seguridad sin sismo	Factor de seguridad con sismo (a _c = 0,282)	Sondeos próximos	Profundidad de saneo del terreno / tratamientos del terreno
Terraplén del Tocón	1000+000 – 1000+540	1000+375	15,3	2H : 1V	1,66	1,04	S – 1000+375, S – 1000+380 y S – 1000+460	Inyección de impregnación del relleno (a 0º, 30º y 50º) cada 1,5 m
Terraplén del Tocón	1000+000 – 1000+540	1000+460	15,3	2H : 1V	2	1,16	S – 1000+375, S – 1000+380 y S – 1000+460	Inyección de impregnación del relleno (a 0º, 30º y 50º) cada 1,5 m
Terraplén del Arroyo de la Laguna	1001+740 – 1002+200		3,70 (PK 1002+060)	2H : 1V				
Terraplén del Arroyo de Brácana	1004+340 – 1004+973		7,5	2H : 1V			S – 1005+020 S – 1005+060	
Terraplén T4	1005+990 – 1009+040		9,36 (PK 1008+320)	2H : 1V			S – 1006+055, S – 1006+080 y S – 1006+980	
Terraplén de Íllora	1010+300 – 1011+619		8,54 (PK 1011+640)	2H : 1V			S – 1010+670, S – 1011+595 y S – 1011+600	
Terraplén del Charcón	1011+669 – 1012+485 y 1012+635 – 1012+960	1011+600	10,4	2H : 1V	2,66	1,35	S – 1011+800, S – 1012+160, S – 1012+595 y 1012+620)	
Terraplén del PS -1001+500		1001+500	9	3H : 2V			S – 1001+505	2
Terraplén del PS -1002+400		1002+400	11	3H : 2V	2,7	1,43	S – 1002+380, S – 1002+390	Tierra vegetal
Terraplén del PS -1003+300		1003+300	7	3H : 2V			S – 1003+325	Tierra vegetal
Terraplén del PS -1005+800		1005+800	3	3H : 2V			S – 1005+800, S – 1005+850	Tierra vegetal
Terraplén del PS -1006+100		1006+100	13,5	3H : 2V	2,44	1,41	S – 1006+080	Tierra vegetal



Relleno	PK inicio – PK final	PK de la sección de estudio	H _{max} (m)	Inclinación del talud	Factor de seguridad sin sismo	Factor de seguridad con sismo (a _c = 0,282)	Sondeos próximos	Profundidad de saneo del terreno / tratamientos del terreno
Terraplén del PS -1007+000		1007+000	10	3H : 2V			S – 1006+980	Tierra vegetal

(*) Se incluyen los terraplenes de los pasos superiores, cuyos cálculos de estabilidad están en el apartado 9.6 (pasos superiores).



8.2. DESMONTES

8.2.1. Introducción

Los desmontes definitivos del tramo en estudio tienen una altura máxima de 14 m, siendo necesario un estudio pormenorizado de cada uno que determine el talud que garantice la inclinación adecuada, la excavabilidad o ripabilidad del terreno que hay que retirar y la posible reutilización del material.

En principio se exponen las recomendaciones a seguir en desmontes y terraplenes, así como los criterios de excavabilidad o ripabilidad, que se muestran a continuación.

Será necesario exponer el factor de seguridad adoptado para el cálculo de estabilidad de cada desmonte significativo, sin o con riesgo de sismo y para el caso de talud permanente o provisional.

Asimismo será adecuada la exposición de medidas auxiliares que contribuyan a aumentar la estabilidad del talud, como drenes californianos, que colaboran en el drenaje, o muros de escollera, que aseguran mayor estabilidad reduciendo la inclinación de la pendiente del talud.

8.2.2. Recomendaciones a seguir en desmontes y terraplenes

Desmontes

1. Los taludes de los desmontes deben fijarse teniendo en cuenta las recomendaciones del Estudio Geotécnico, los resultados de estaciones geomecánicas adicionales, el inventario de taludes próximos en formaciones similares, etc. En principio, se puede llegar en roca hasta el 1H:1,5V y en suelos hasta el 1H:1V, siempre que ello no obligue a medidas de refuerzo complementarias (anclajes, bulones, etc). La cabeza del talud, en general 1 metro de altura, se tenderá al 2H:1V.

- 2. En principio no se dispondrán bermas, salvo en contactos de materiales de diferente litología que puedan ser conflictivos (p.e. materiales carbonatados sobre materiales arcillosos). En estos casos, las bermas tendrán ancho suficiente, del orden de 4 metros, y posibilidad de acceso para maquinaria de conservación, y se definirán en planos medidas de drenaje y evacuación de las filtraciones.
- 3. Al pie de los taludes en roca con riesgo de desprendimientos se dispondrán cunetones Ritchie, dimensionados según la Ficha UIC 719/94. En su lugar, cuando se trate de taludes en materiales de degradación progresiva, se dispondrá una berma de anchura suficiente entre la cuneta de plataforma y el pie del talud, para la limpieza de derrubios y arrastres.
- 4. La línea de separación entre materiales excavables con medios mecánicos, por sí solos o con la ayuda de explosivos, y los que requieren voladura, debe expresarse mediante una cota virtual de separación en los perfiles transversales.
- 5. El material de fondo de desmontes debe cumplir las mismas especificaciones que el Pliego señala para el de coronación de terraplenes. En caso contrario, se deberá prever un saneo en 1 metro de espesor y el relleno posterior con material que cumpla dichas especificaciones.

La limitación del 40% de finos no es aplicable a los fondos de desmonte en roca excavable con medios mecánicos, siempre que en este último caso esté garantizado el módulo de deformación mínimo fijado en el Pliego para la coronación de los terraplenes. En caso contrario, también sería necesario el saneo antes citado.

8.2.3. Excavabilidad

En este apartado se estudia la excavabilidad del material existente. Bajo el término excavabilidad se engloba las siguientes posibilidades:

- Excavable o Ripable: Excavación mediante medios mecánicos



- Excavable con ayuda de voladura: Excavación mediante combinación de medios mecánicos y explosivos
- Voladura: Excavación mediante el empleo de explosivos

Para establecer la excavabilidad de cada una de las unidades litológicas diferenciadas en la zona de estudio se ha empleado el cuadro general de ripabilidad basado en la velocidad de las ondas sísmicas (Ingeniería geológica, Luis I. González de Vallejo):

Velocidad sísmica (m/s)	Excavabilidad
> 1.500	Rocas excavables con mototraíllas, excavadoras o tractores. No precisan voladura.
1.500 – 2.000	Ripado fácil. Excavación de estratos sin volar, algo difícil para excavadoras o tractores con riper.
2.000 – 2.500	Ripado algo costoso. Voladuras ligeras (grandes longitudes de retacado, bajos consumos específicos).
2.500 – 3.000	Se precisan voladuras ligeras. Prevoladuras.
> 3.000	Voladuras importantes (esquemas de perforación cerrados, pequeñas longitudes de retacado, altos consumos específicos).

Dada la naturaleza de las litologías de los diferentes desmontes, se puede considerar como excavable el 100% de los mismos, debido a la inexistencia de niveles rocosos a lo largo del trazado.

8.2.4. Cálculo de estabilidad de desmontes

El estudio de los desmontes se ha realizado a partir de la información obtenida tanto de los levantamientos de afloramientos, como de los datos aportados por los sondeos ejecutados en los mismos.

Para el análisis de estabilidad de los taludes se ha considerado, inicialmente, que la misma viene condicionada, normalmente, por las características del terreno, pues las roturas de los taludes podrán ser de tipo general.

Para el análisis de estabilidad del terreno se utilizará el criterio de Mohr – Coulomb.

La presencia de agua cobrará especial importancia en el estudio de estabilidad de los taludes formados, debido a la naturaleza de los suelos existentes en el área de proyecto.

A partir de los resultados de este estudio se han adoptado los taludes de proyecto, teniendo en cuenta también otros criterios de carácter ingenieril, como son la posible evolución de los materiales o la representatividad de los datos manejados (hay que pensar que éstos en muchos casos es necesario extrapolarlos desde puntos alejados a la situación del desmonte), etc.

8.2.5. Metodología de cálculo

8.2.5.1. Coeficientes de seguridad adoptados

Para el establecimiento de los factores de seguridad mínimos adoptados en los cálculos de estabilidad se han seguido las indicaciones de la ROM 0.5-94.

Los coeficientes de seguridad mínimos adoptados para el cálculo de estabilidad de los taludes y para cada una de las siguientes situaciones han sido los siguientes:

Factor de seguridad (sin sismo)	factor de seguridad (con sismo)	factor de seguridad temporal (falso túnel)
1,5	1,15	1,3



8.2.5.2. Taludes adoptados

Los taludes adoptados figuran en el estudio particularizado de cada desmonte y en el cuadro resumen de desmontes.

8.2.5.3. Parámetros geotécnicos adoptados

Los parámetros geotécnicos de cada una de las litologías se muestran en el estudio particularizado para cada desmonte.

8.2.5.4. Análisis de estabilidad

Programa informático utilizado

El programa PHASE2 6.0

Es una herramienta informática de la empresa canadiense Rockscience, preparada bajo la dirección del profesor HOEK, que desarrolla modelos bidimensionales de elementos finitos con posibilidad de reproducir comportamientos plásticos.

El método permite obtener las tensiones y las deformaciones que se producen alrededor de cualquier excavación subterránea o superficial, permitiendo el resolver una gama amplia de problemas de ingeniería civil y de minería.

Se puede analizar el fallo progresivo y la interacción terreno-apoyo así como una gran variedad de otros tipos de problemas, incorporando un ambiente gráfico integrado, en base de CAD, para entrada de datos y para la visualización de los resultados.

El programa incorpora la generación automática de la malla, de las coacciones y de los sostenimientos lo que permiten una eficiente labor de definición de los problemas a resolver. El intérprete gráfico de datos, por otra parte, provee un extenso conjunto de herramienta para la presentación y análisis de los resultados.

Las características más importantes en lo que se refiere a las tipologías y características de los elementos y del mallado que permite el programa son:

- Elementos triangulares o cuadrangulares
- Tensión plana o Axilsimétrica
- Número ilimitado de elementos
- Creación de superficies libres
- Generación automática de mallas de tipo graduada, uniforme o radial
- Elementos junta
- Bulones y elementos placa para modelizar el sostenimiento o soporte. Distintos estados iniciales de carga (tensión de campo gravitatoria o constante y/o fuerzas de masa)

En lo que se refiere a las facilidades o prestaciones del modelado destacan las siguientes características:

- Entrada y edición gráfica de datos (intersección automática de cortes en los límites, validación de la geometría, etc.)
- Hasta un máximo de 50 fases o etapas
- Hasta 10 materiales distintos
- Distintas condiciones de borde (esfuerzo, desplazamientos, etc.).

Los elementos del sostenimiento que el programa incorpora permiten la modelización de bulones con anclaje repartido y por punta, así como sistemas de cables, al margen de los elementos tipo placa para la modelización de los sostenimientos.



Las características de comportamiento tenso-deformacional de los elementos cubren una amplia gama destacando:

- En los elementos tipo junta se admite el comportamiento lineal tipo Mohr-Coulomb, o el no lineal o de Barton-Bandis
- En los elementos convencionales se admiten comportamientos elásticos o plásticos, gobernados por leyes de resistencia de tipo lineal, bilineal o no lineal (Mohr-Coulomb, Hoek-Brown, etc.), con distintos comportamientos post-rotura, así como la posibilidad de considerar distintas condiciones de isotropía transversal y ortotrópica.

Los elementos de sostenimiento introducen como elementos tipo viga con propiedades elásticas isotrópicas, con posible comportamiento plástico, los cuales son modelizados bajo dos posibles formulaciones:

- Timoshenko, la cual permite efectos de deformación transversal.
- Bernouilli, la cual desarrolla la formulación clásica de Euler-Bernouilli, la cual no toma en consideración los esfuerzos transversales de corte.

Los cálculos de los sostenimientos en plasticidad se hace por el método de las capas.

Como principales novedades la versión 6.0 incluye:

- Análisis de filtración de aguas subterráneas por el método de los elementos finitos
- Cálculo de estabilidad de taludes por el método SSR (método Shear Strength Reduction)
- Otras novedades relativas a las propiedades de los materiales, modelos de sostenimiento, gunitado, bulones, juntas, etc.

Nivel freático

El nivel freático está marcado en cada una de las figuras con una línea morada, siendo tratado en el programa mediante un análisis de filtración de aguas subterráneas por el método de los elementos finitos.

8.2.6. Estudio particularizado de cada desmonte

8.2.6.1. Desmonte de Brácana

Descripción

Este desmonte, ya existente, comienza en el PK 1003+120 y termina en el 1004+360, según los perfiles transversales de la traza, contando con una longitud de 1.240 m.

La altura máxima alcanzada es de 11,03 m en el PK 1003+780.

Según figura en el Anejo de Geología, se observan algunos deslizamientos, sobre todo en el talud derecho.

Reconocimientos utilizados

A lo largo de este desmonte se han realizado dos sondeos (S – 1003+325 y S – 1003+800), cinco calicatas (C 1003+160, C 1003+400, C 1003+700, C 1003+960 y C 1004+300) y once penetraciones dinámicas (PD 1003+120, PD 1003+160, PD 1003+295, PD 1003+300, PD 1003+400, PD 1003+440, PD 1003+650, PD 1003+700, PD 1003+800, PD 1003+960, PD 1004+300).

Estratigrafía / Litología

De acuerdo con el perfil geológico geotécnico analizado el terreno de apoyo del paso superior está compuesto prácticamente en su totalidad por arcilla algo margosa, con indicios de grava fina y arena (PL1). Entre 3 y 5 m de profundidad se encuentra una fina costra calcárea de 30



cm de espesor. Los resultados de golpes en ensayos SPT son 18 a 2 m, 23 a 5 m, 33 a 8, 43 a 11 y 45 a 13 metros de profundidad.

Parámetros adoptados

Los parámetros adoptados para cada una de las litologías han sido los siguientes:

<i>Margas, limos blancos y calizas. Pliocuatnario(PLI)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,0209 MN/m ³
Módulo de Young (E)	56,16 MPa
Coefficiente de Poisson (v)	0,3
Ángulo de rozamiento ϕ'	27°
Cohesión c'	0,03 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	27°
Cohesión c' (residual)	0,03 MPa
Tipo de material	Plástico

<i>Costra calcárea(PLI)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,0209 MN/m ³
Módulo de Young (E)	56,16 MPa
Coefficiente de Poisson (v)	0,2
Ángulo de rozamiento ϕ'	35°
Cohesión c'	0,05 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	35°
Cohesión c' (residual)	0,05 MPa
Tipo de material	Plástico

<i>Escollera (muro)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,024 MN/m ³
Módulo de Young (E)	2000 MPa
Coefficiente de Poisson (v)	0,05
Ángulo de rozamiento ϕ'	45°

Cohesión c'	0,01 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	45°
Cohesión c' (residual)	0,01 MPa
Tipo de material	Plástico

Resultados

Se han realizado para el desmonte de Brácana los estudios de estabilidad mediante el programa PHASE2 6.0 que figuran a continuación:

Se ha considerado la presencia de agua para todos los casos.

Los cálculos se han considerado para los casos sin sismo y con sismo ($a_c = 0,282 \text{ g}$), comprobando que en ambos casos se supera el factor de seguridad necesario (1,5 para el caso sin sismo y 1,15 para el caso con sismo).

Los resultados han sido los siguientes:

- FS = 2,41 (caso sin sismo)

- FS = 1,33 (caso con sismo)

Se ha considerado la presencia de agua con saturación al límite de la altura del talud para todos los casos, quedando del lado de la seguridad y suponiendo mayor saturación que la que ofrecen los sondeos. El nivel freático queda marcado en los gráficos por la línea morada.

Recomendaciones constructivas

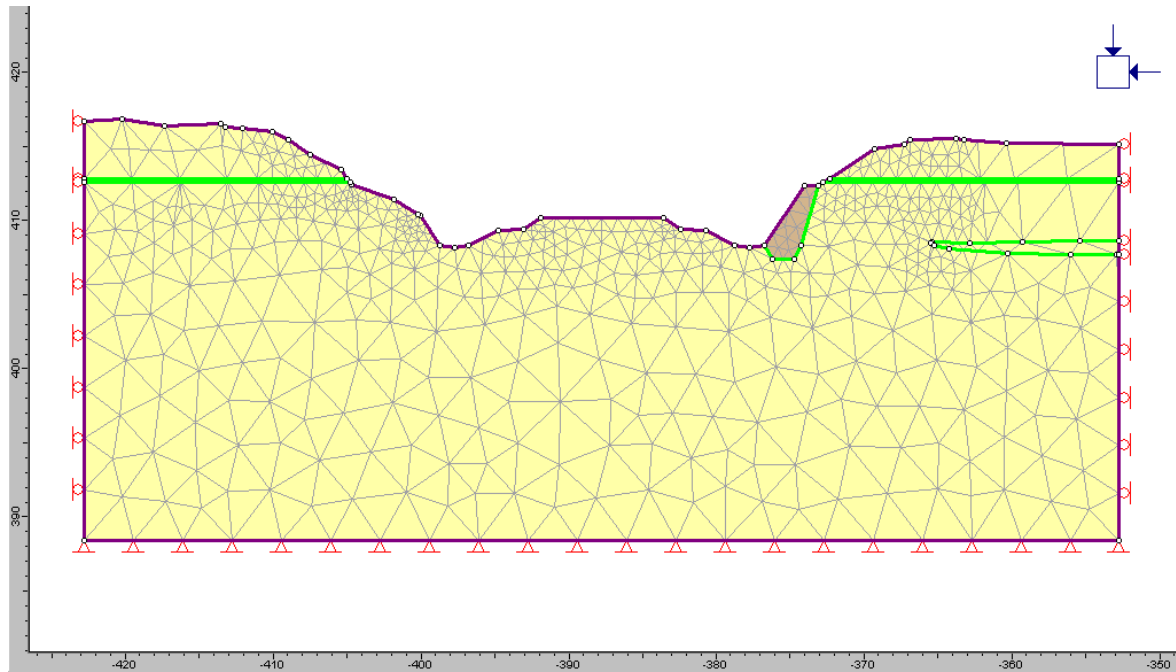
Dado que, como se ha dicho, este desmonte muestra actualmente signos de inestabilidad, la inclinación del talud recomendada para los taludes de más de 4 m de altura es, en primer lugar, un muro de escollera 2H : 3V de cuatro metros de altura con un metro más de cimiento, continuando con una inclinación de talud 3H : 2V.

Para los taludes de menos de cuatro metros, no se ha considerado la colocación del muro de escollera. También se incluyen en los cálculos estabilidad, a continuación de los anteriores.

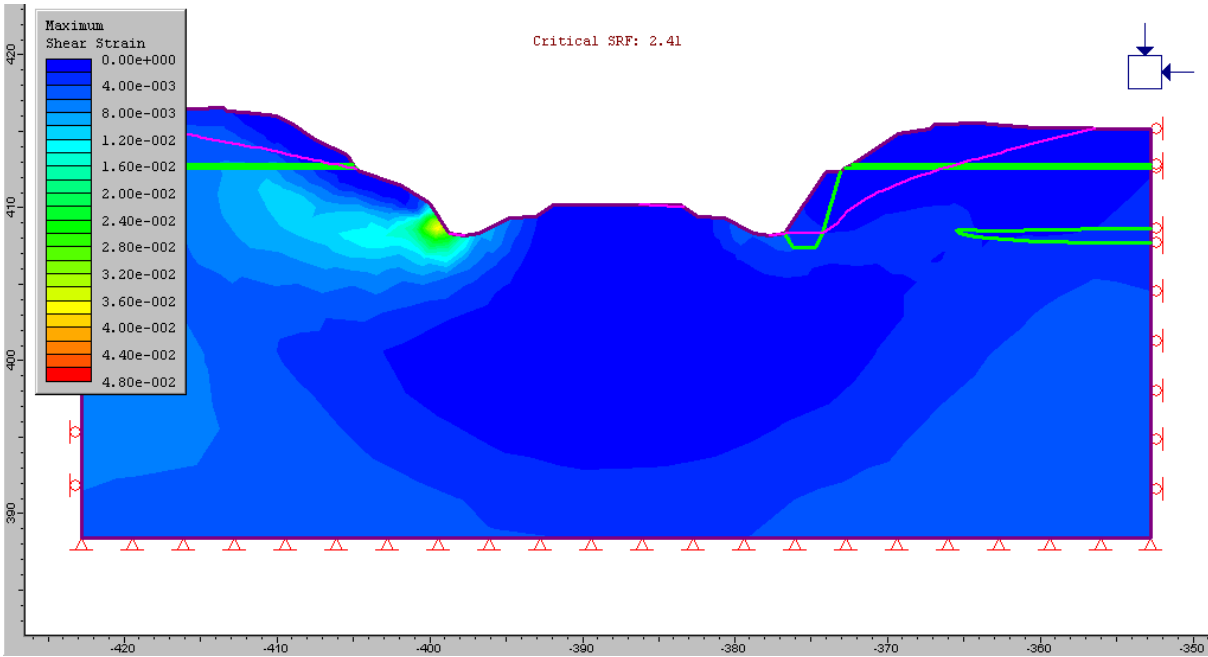


La presencia del muro de escollera en un talud de altura moderada como el de Brácana se explica porque en puntos del talud de la línea antigua de ferrocarril se observaron desprendimientos en taludes de escasa altura (PK 1003+330, PK 1003+750 o PK 1003+800).

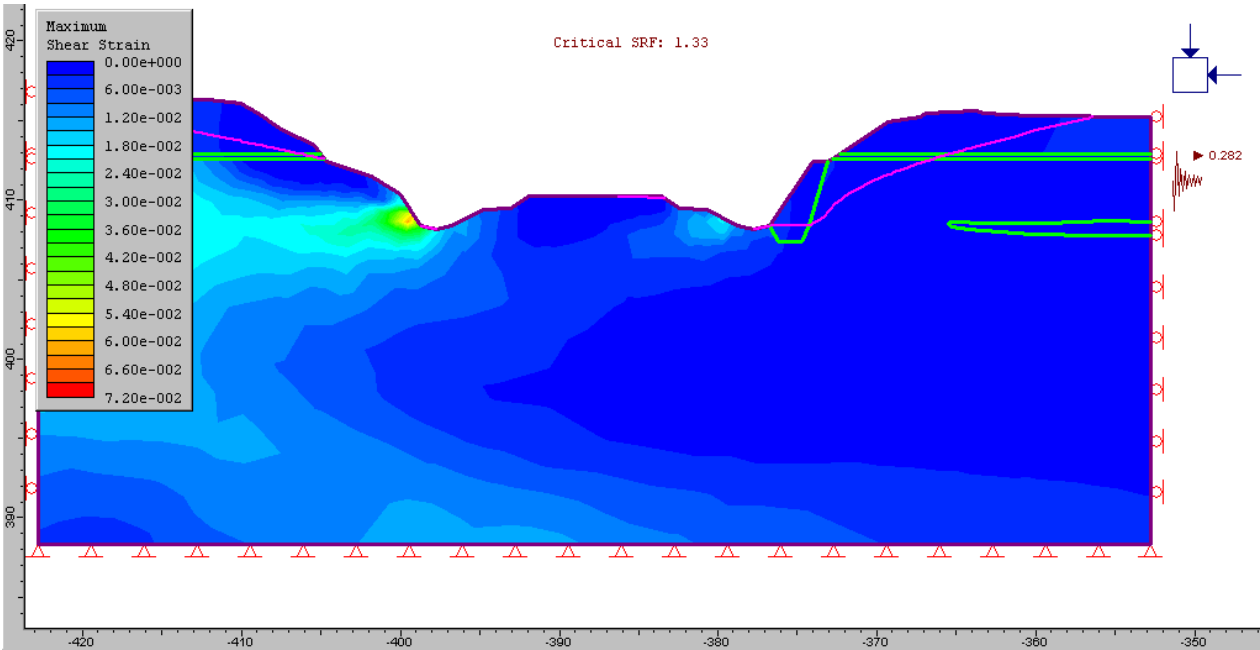
El muro de escollera hará posible una mayor inclinación del talud y una menor afección a los terrenos colindantes, lo que cobrará especial importancia en las expropiaciones de los mismos.



DESMONTE DE BRÁCANA (malla) PK 1003+800



DESMONTE DE BRACANA (sin sismo) PK 1003+800



DESMONTE DE BRACANA (con coeficiente de aceleración sísmica $a_c = 0,282$)
PK 1003+800



8.2.6.2. Desmonte de La Loma

Descripción

El desmonte de La Loma comienza en el PK 1005+723, a continuación del viaducto del mismo nombre, y termina en el PK 1005+990, según los perfiles transversales de la traza, contando con una longitud de 267 m.

La altura máxima alcanzada es de 11,20 m en el PK 1005+760.

Reconocimientos utilizados

A lo largo de los tres desmontes se han realizado dos sondeos (S – 1005+800 y S – 1005+850), dos calicatas (C 1005+750 y C 1005+820) y dos penetraciones dinámicas (PD 1005+800 y PD 1005+845).

Estratigrafía / Litología

De acuerdo con el perfil geológico geotécnico analizado el terreno de apoyo del paso superior está compuesto por materiales de la unidad Q2, arcillas rojas y costras calcáreas, y materiales de la formación PL1, arcilla algo margosa, con indicios de grava fina y arena. Los resultados de golpes en ensayos SPT no son muy altos, no subiendo en ningún caso de 37 golpes (a 8 m de profundidad).

Parámetros adoptados

Los parámetros adoptados para cada una de las litologías han sido los siguientes:

<i>Margas, limos blancos y calizas. Pliocuaternario(PL1)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,0209 MN/m ³
Módulo de Young (E)	56,16 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,3
Ángulo de rozamiento ϕ'	27°
Cohesión c'	0,03 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	27°
Cohesión c' (residual)	0,03 MPa
Tipo de material	Plástico

<i>Costra calcárea (PL1)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,0209 MN/m ³
Módulo de Young (E)	56,16 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,2
Ángulo de rozamiento ϕ'	35°
Cohesión c'	0,05 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	35°
Cohesión c' (residual)	0,05 MPa
Tipo de material	Plástico

<i>Glacis (Q2)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,02 MN/m ³
Módulo de Young (E)	26 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,25
Ángulo de rozamiento ϕ'	24,75°
Cohesión c'	0,032 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	24,75°
Cohesión c' (residual)	0,032 MPa
Tipo de material	Plástico

<i>Escollera (muro)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,024 MN/m ³
Módulo de Young (E)	2000 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,05
Ángulo de rozamiento ϕ'	45°
Cohesión c'	0,01MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	45°
Cohesión c' (residual)	0,01MPa
Tipo de material	Plástico

Resultados

Se han realizado para el desmonte de La Loma los siguientes estudios de estabilidad.

Los cálculos se han considerado para los casos sin sismo y con sismo ($a_c = 0,282 \text{ g}$), comprobando que en ambos casos se supera el factor de seguridad necesario (1,5 para el caso sin sismo y 1,15 para el caso con sismo).

Los resultados han sido los siguientes:

- FS = 2,34 (caso sin sismo)
- FS = 1,34 (caso con sismo)

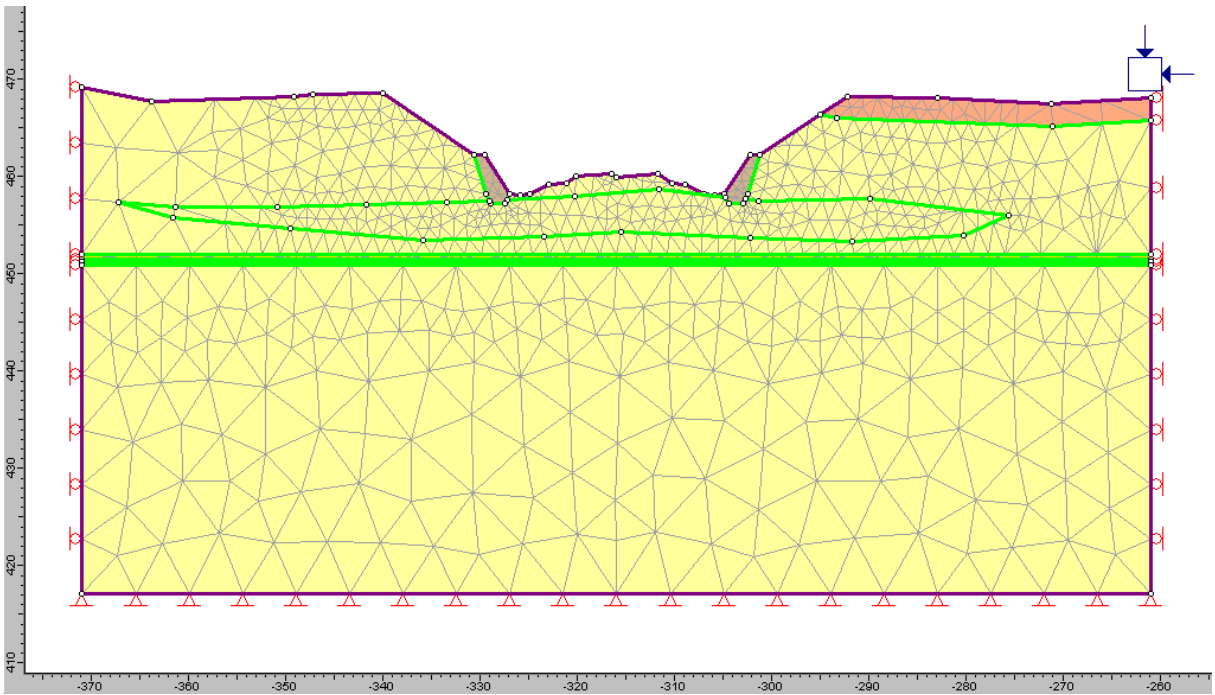
Se ha considerado la presencia de agua con saturación al límite para todos los casos, quedando por del lado de la seguridad y suponiendo mayor saturación que la que ofrecen los sondeos. El nivel freático queda marcado en los gráficos por la línea morada.

Recomendaciones constructivas

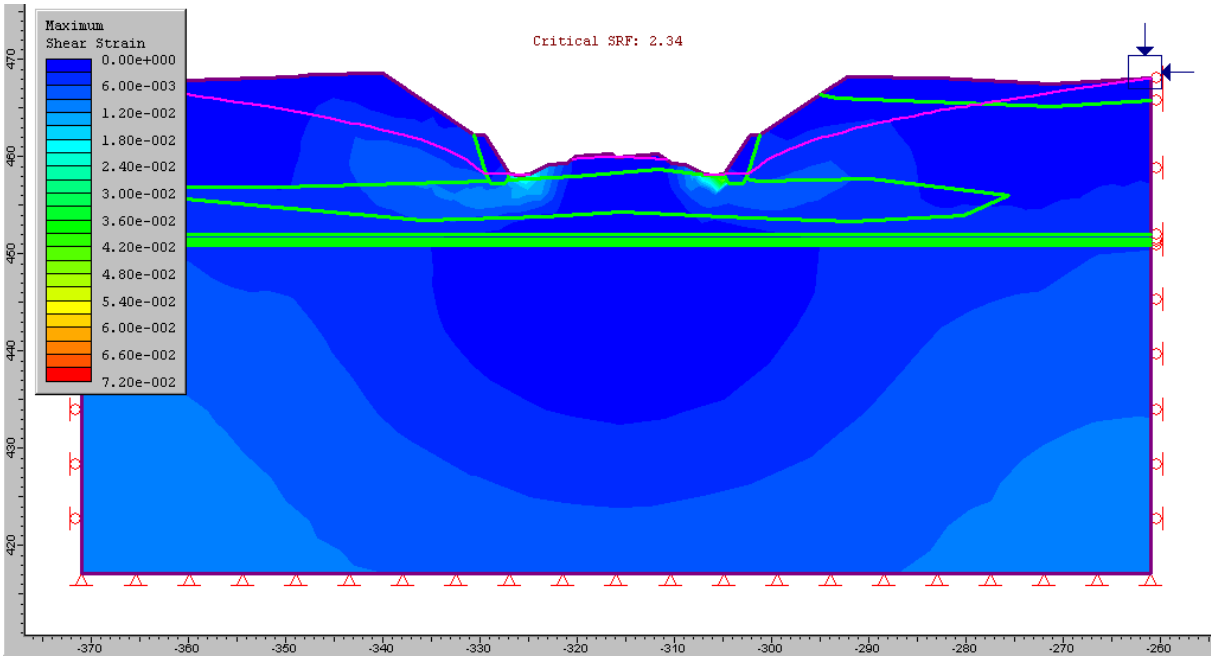
La inclinación del talud recomendada es: en primer lugar, un muro de escollera 2H : 3V de cuatro metros de altura con un metro más de cimient, continuando con una inclinación de talud 3H : 2V.

La presencia del muro de escollera en un talud de altura moderada como el de La Loma se explica porque se trata de un punto con una amplia cuenca visual, y así se minimiza su anchura, y por tanto, el impacto visual.

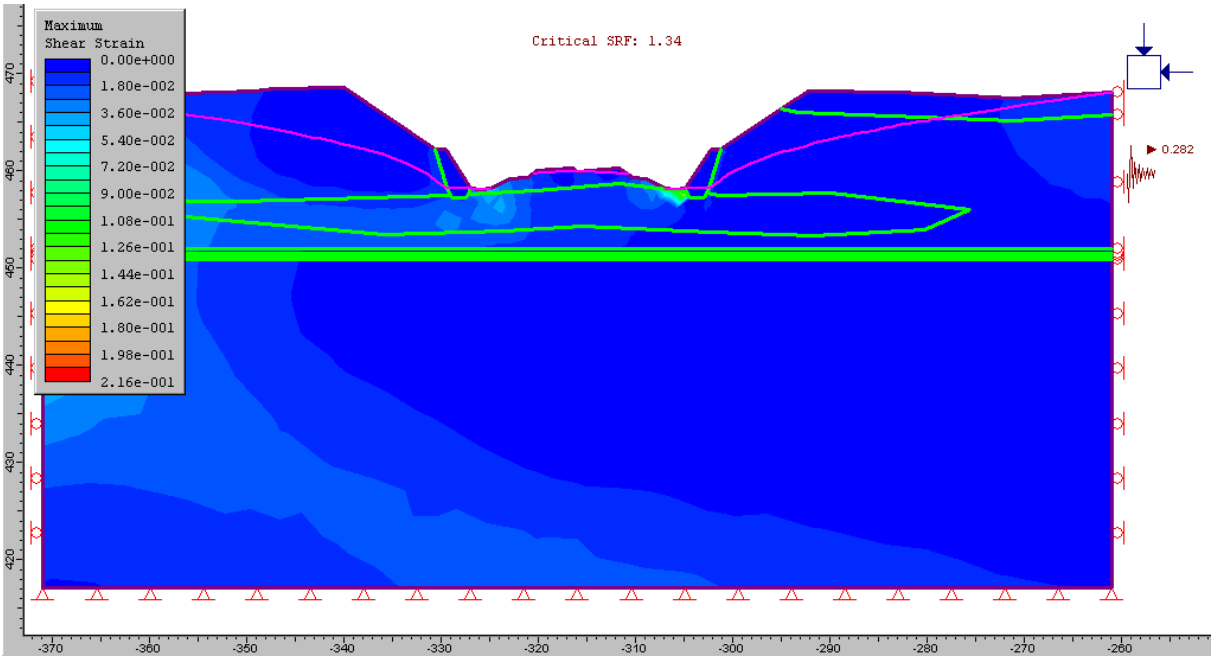
Como para el caso anterior, el muro de escollera hará posible una mayor inclinación del talud y una menor afección a los terrenos colindantes, lo que cobrará especial importancia en las expropiaciones de los mismos.



DESMONTE DE LA LOMA (malla) PK 1005+800



DESMONTE DE LA LOMA (con muro de escollera) PK 1005+800



DESMONTE DE LA LOMA (con coeficiente de aceleración sísmica $a_c = 0,282$ y muro de escollera) PK 1005+800

8.2.6.3. Desmontes de Íllora (primer tramo)

Descripción

Los desmontes de Íllora comienzan en el PK 1009+040 y terminan en el PK 1010+300, siendo el tramo central, entre los PK 1009+460 y 1010+110 el desmonte previo a la construcción del falso túnel de Íllora.

Cada uno de los tres tramos se estudiará separadamente, debido a que los factores de seguridad necesarios no serán los mismos, por ser en el primer y tercer caso los taludes permanentes y en el segundo provisional para la construcción del falso túnel.

Reconocimientos utilizados

A lo largo de los tres desmontes se han realizado tres sondeos (S – 1009+600, S – 1009+745 y S 1009+960), seis calicatas (C 1009+200, C 1009+400, C 1009+600, C 1009+750, C 1009+970 y C 1010+200) y seis penetraciones dinámicas (PD 1009+200, PD 1009+400, PD 1009+600, PD 1009+750, PD 1009+970 y PD 1010+200).

Estratigrafía / Litología

La primera capa de entre 3 y 6 m de espesor está compuesta de limos con arcillas e indicios de arena y grava. Por debajo se haya una capa de arcilla limosa y margosa con lentejones de arenas y gravas. Ambos estratos corresponden a la formación PL1. Los ensayos SPTs han dado un resultado de 22, 35, 37, 41 y 41, según se profundiza, y según el sondeo S – 1009+600.

Parámetros adoptados

Los parámetros adoptados para la única litología existente han sido los siguientes:



<i>Arcillas margosas y limos con arenas y gravas. Pliocuaternario(PL1)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,0209 MN/m ³
Módulo de Young (E)	56,16 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3
Ángulo de rozamiento ϕ'	28,8°
Cohesión c'	0,037 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	28,8°
Cohesión c' (residual)	0,037 MPa
Tipo de material	Plástico

Resultados

Los cálculos se han considerado para los casos sin sismo y con sismo ($a_c = 0,282\text{ g}$), comprobando que en ambos casos se supera el factor de seguridad necesario (1,5 para el caso sin sismo y 1,15 para el caso con sismo).

Los resultados han sido los siguientes:

- FS = 3,58 (caso sin sismo)
- FS = 1,73 (caso con sismo)

Se ha considerado la presencia de agua con saturación al límite para todos los casos, estando el nivel freático marcado en los gráficos por la línea morada.

Recomendaciones constructivas

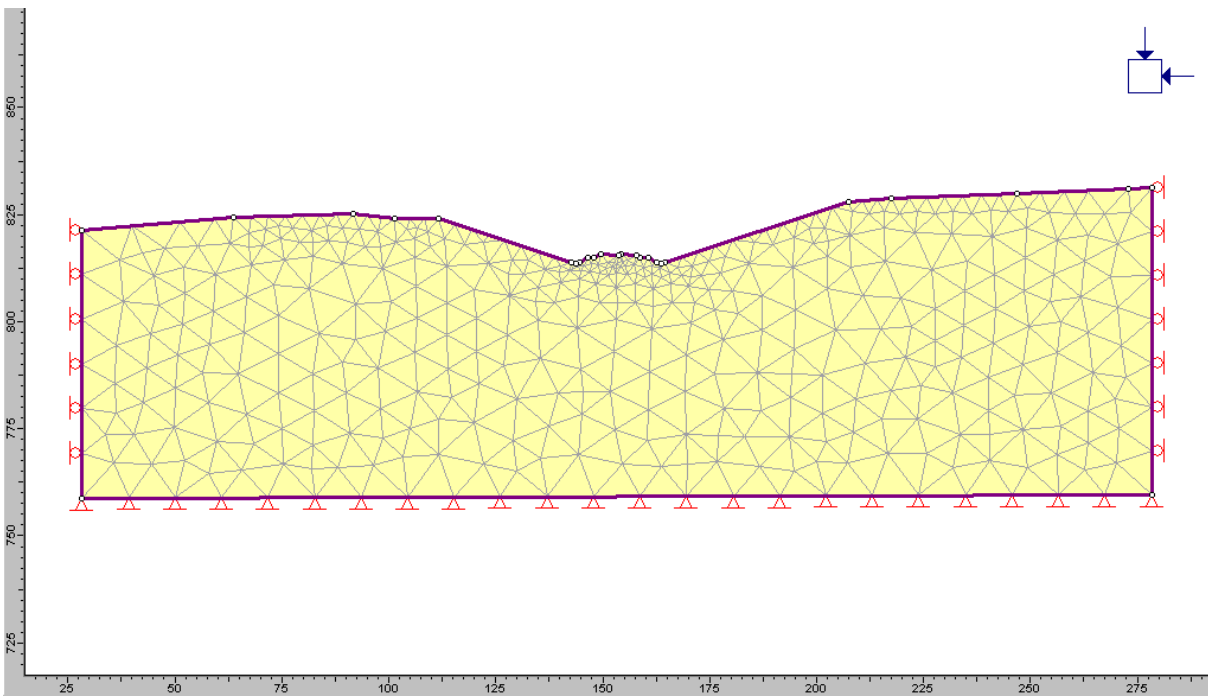
Para el talud del primer subtramo se ha considerado una inclinación de 3H : 1V. Debido a la gran altura alcanzada por el mismo y a la gran aceleración sísmica presente en la zona, la mayor dentro del mapa peninsular, por lo que en este caso, el criterio del proyectista es que el coeficiente de seguridad debe ser amplio.

Se han realizado para los tres desmontes de Íllora los estudios de estabilidad mediante el programa PHASE2 6.0 que figuran a continuación.

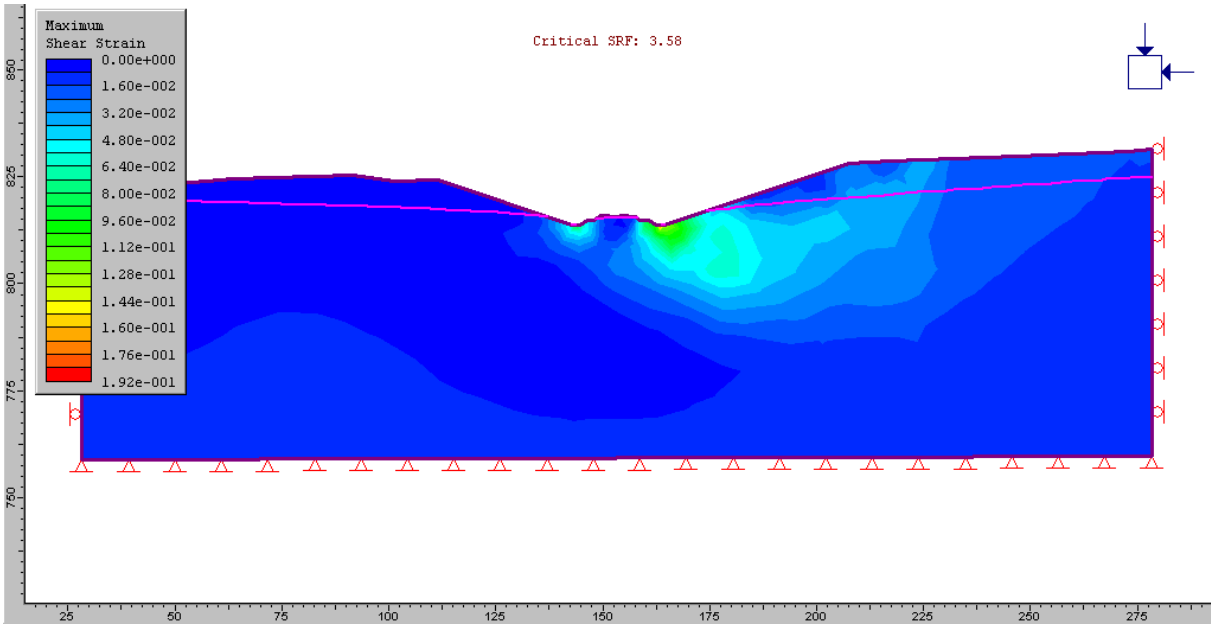
Los parámetros de suelo considerados figuran en las figuras siguientes.

Se ha considerado la presencia de agua con saturación a dos tercios de la altura para todos los casos, quedando por del lado de la seguridad y suponiendo mayor saturación que la que ofrecen los sondeos. El nivel freático queda marcado en los gráficos por la línea morada.

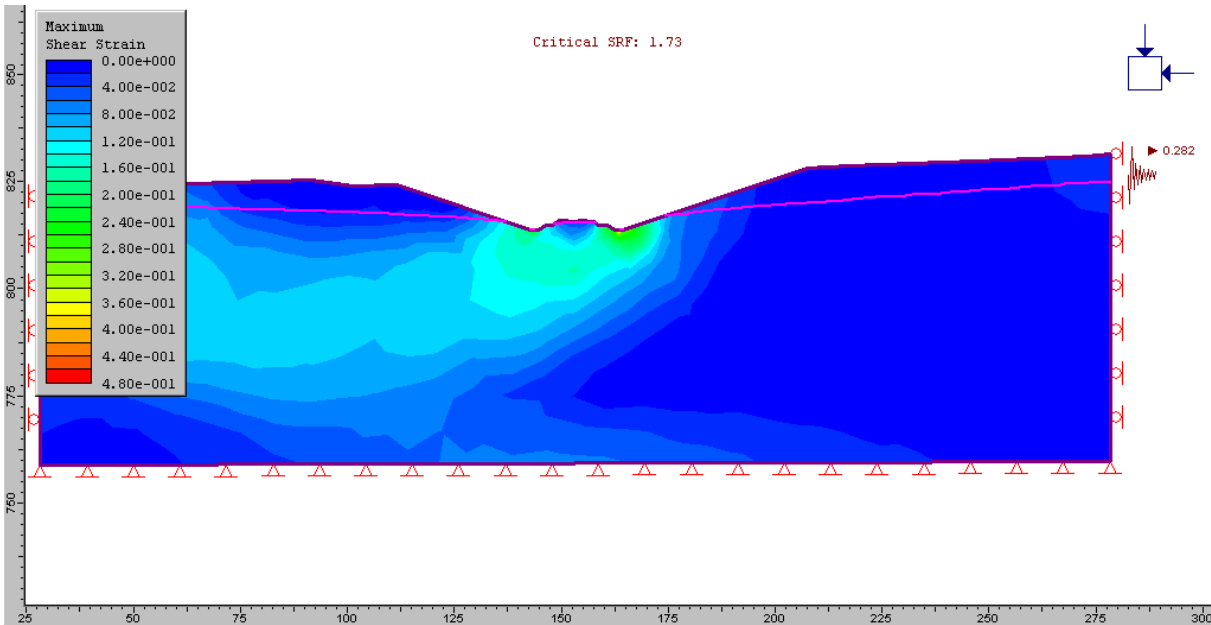
La longitud del primer subtramo (PK 1009+040 – PK 1009+460) es de 420 m y su altura máxima de 17 m, que se alcanza en el PK 1009+460.



DESMONTE DE ILLORA (1) (malla) PK 1009+440



DESMONTE DE ILLORA (1) 3H : 1V PK 1009+440



DESMONTE DE ILLORA (1) (con coeficiente de aceleración sísmica $a_c = 0.282$) 3H :
1V PK 1009+440

8.2.6.4. Desmontes de Íllora (segundo tramo)

Descripción

Los desmontes de Íllora comienzan en el PK 1009+040 y terminan en el PK 1010+300, siendo el tramo central, entre los PK 1009+460 y 1010+110 el desmonte previo a la construcción del falso túnel de Íllora.

La longitud del segundo subtramo (PK 1009+460 – PK – 1010+110) es de 650 m y su altura máxima de 22,7 m, que se alcanza en el PK 1009+740.

Cada uno de los tres tramos se estudiará separadamente, debido a que los factores de seguridad necesarios no serán los mismos, por ser en el primer y tercer caso los taludes permanentes y en el segundo provisional para la construcción del falso túnel.

Reconocimientos utilizados

A lo largo de los tres desmontes se han realizado tres sondeos (S – 1009+600, S – 1009+745 y S 1009+960), seis calicatas (C 1009+200, C 1009+400, C 1009+600, C 1009+750, C 1009+970 y C 1010+200) y seis penetraciones dinámicas (PD 1009+200, PD 1009+400, PD 1009+600, PD 1009+750, PD 1009+970 y PD 1010+200).

Estratigrafía / Litología

La primera capa de entre 3 y 6 m de espesor está compuesta de limos con arcillas e indicios de arena y grava. Por debajo se haya una capa de arcilla limosa y margosa con lentejones de arenas y gravas. Ambos estratos corresponden a la formación PL1. El primer ensayo SPT da un resultado de 66 golpes, y los cuatro inferiores, resultado de rechazo.



Parámetros adoptados

Los parámetros adoptados para cada una de las litologías han sido los siguientes:

<i>Arcillas margosas y limos con arenas y gravas. Pliocuaternario(PL1)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,0209 MN/m ³
Módulo de Young (E)	56,16 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3
Ángulo de rozamiento ϕ'	28,8°
Cohesión c'	0,037 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	28,8°
Cohesión c' (residual)	0,037 MPa
Tipo de material	Plástico

<i>Limos con arcillas e indicios a algo de arenas y gravas. Pliocuaternario(PL1)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,0209 MN/m ³
Módulo de Young (E)	56,16 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3
Ángulo de rozamiento ϕ'	32°
Cohesión c'	0,032 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	32°
Cohesión c' (residual)	0,032 MPa
Tipo de material	Plástico

Resultados

Los cálculos se han considerado para los casos sin sismo y con sismo ($a_c = 0,282\text{ g}$), comprobando que en ambos casos se supera el factor de seguridad necesario (1,3 para el caso provisional sin sismo y 1,15 para el caso provisional con sismo).

Los resultados han sido los siguientes:

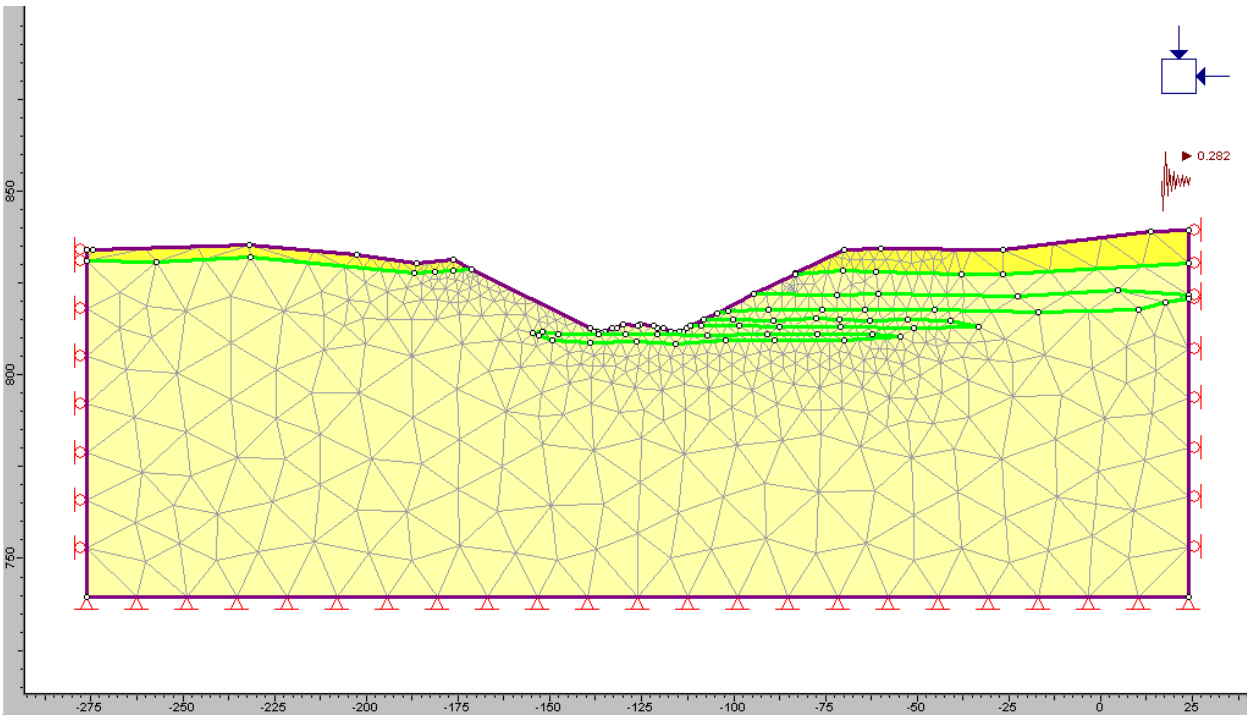
- FS = 1,76 (caso sin sismo)

- FS = 1,18 (caso con sismo)

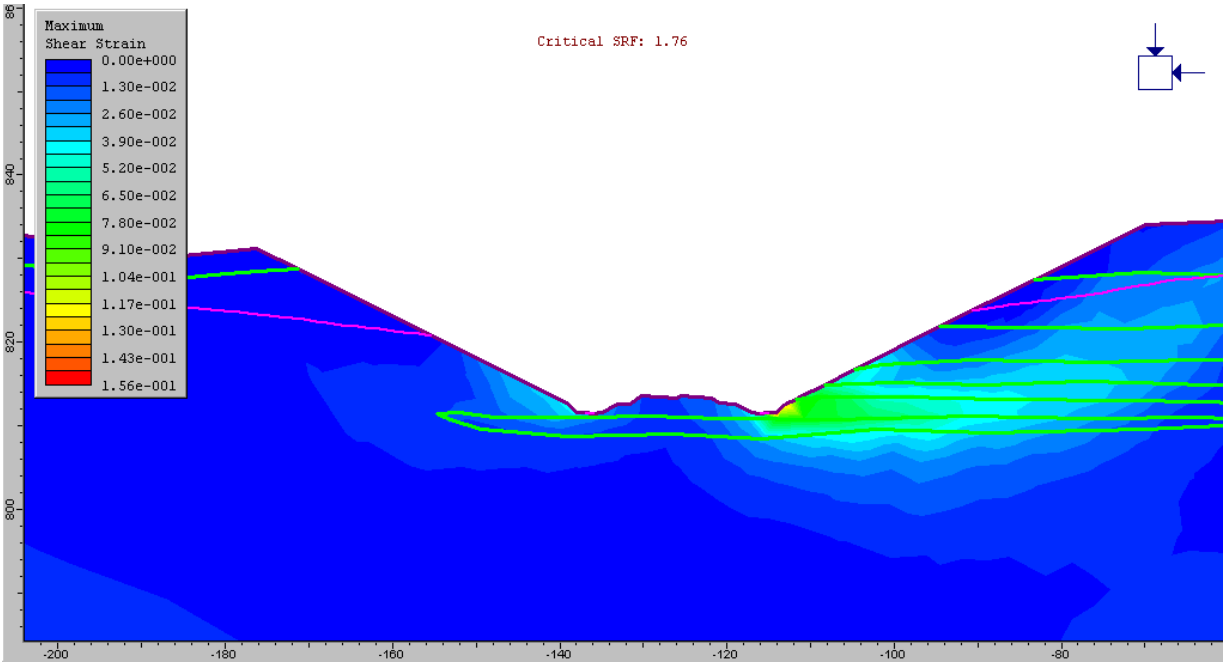
Se ha considerado la presencia de agua con saturación al límite de la altura del talud para todos los casos, quedando por del lado de la seguridad y suponiendo mayor saturación que la que ofrecen los sondeos. El nivel freático queda marcado en los gráficos por la línea morada.

Recomendaciones constructivas

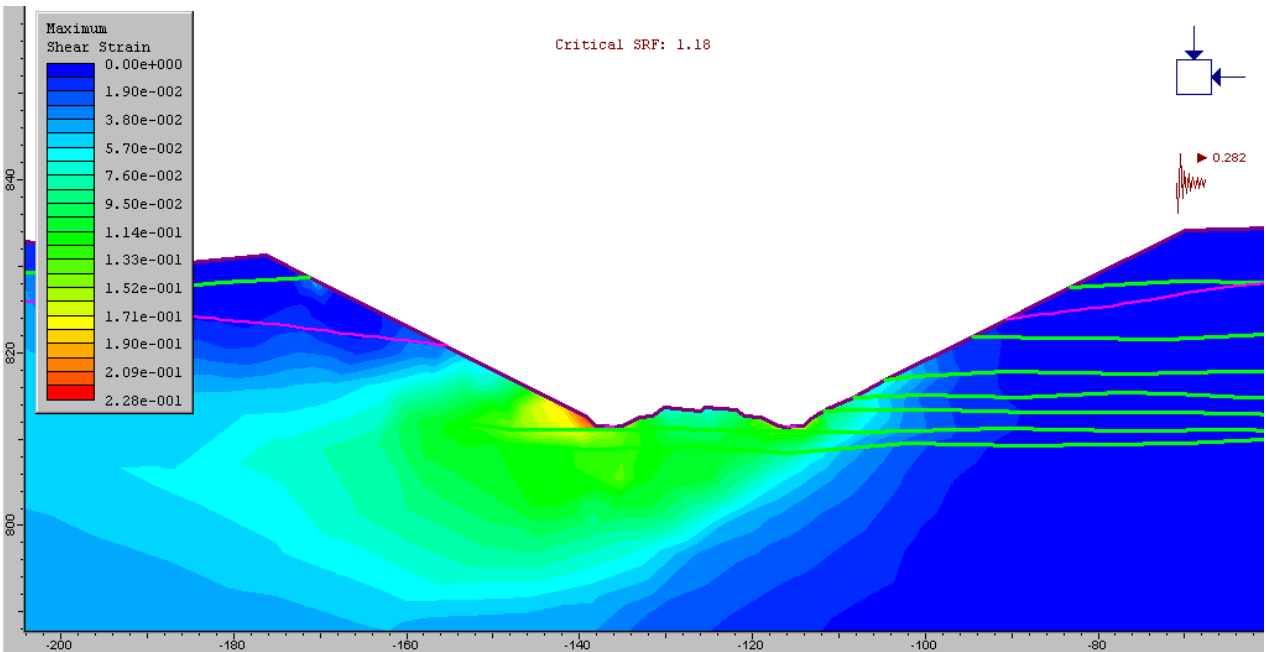
Para el talud del segundo subtramo se ha considerado una inclinación de 2H : 1V, empezando en los cuatro primeros metros de altura con un talud 1H : 1V, con el fin de dejar un sobreebanco para la construcción de la zapata, disminuyendo asimismo el volumen de excavación necesario.



DESMONTE DE ILLORA (2) (malla) PK 1009+740



DESMONTE DE ILLORA (2) PK 1009+740



DESMONTE DE ILLORA (2) (con coeficiente de aceleración sísmica $a_c = 0.282$) PK 1009+740

8.2.6.5. Desmontes de Íllora (tercer tramo)

Descripción

Los desmontes de Íllora comienzan en el PK 1009+040 y terminan en el PK 1010+300, siendo el tramo central, entre los PK 1009+460 y 1010+110 el desmonte previo a la construcción del falso túnel de Íllora.

La longitud del tercer subtramo (PK 1010+110 – PK 1010+300) es de 190 m y su altura máxima de 13 m, que se alcanza en el PK 1010+110.

Cada uno de los tres tramos se estudiará separadamente, debido a que los factores de seguridad necesarios no serán los mismos, por ser en el primer y tercer caso los taludes permanentes y en el segundo provisional para la construcción del falso túnel.

Reconocimientos utilizados

A lo largo de los tres desmontes se han realizado tres sondeos (S – 1009+600, S – 1009+745 y S 1009+960), seis calicatas (C 1009+200, C 1009+400, C 1009+600, C 1009+750, C 1009+970 y C 1010+200) y seis penetraciones dinámicas (PD 1009+200, PD 1009+400, PD 1009+600, PD 1009+750, PD 1009+970 y PD 1010+200).

Estratigrafía / Litología

La primera capa de 3 m de espesor está compuesta de arcillas limosas rojas y gravas, pertenecientes a la formación Q2. Por debajo se haya una capa de arcilla margosa con lentejones de arenas y gravas pertenecientes a la formación PL1.



Parámetros adoptados

Los parámetros adoptados para cada una de las litologías han sido los siguientes:

<i>Arcilla margosa con lentejones de gravas y arenas. Pliocuaternario(PL1)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,0209 MN/m ³
Módulo de Young (E)	56,16 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3
Ángulo de rozamiento ϕ'	27°
Cohesión c'	0,03 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	27°
Cohesión c' (residual)	0,03 MPa
Tipo de material	Plástico

<i>Glacis (Q2)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,02 MN/m ³
Módulo de Young (E)	26 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,25
Ángulo de rozamiento ϕ'	24,75°
Cohesión c'	0,032 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	24,75°
Cohesión c' (residual)	0,032 MPa
Tipo de material	Plástico

Resultados

Los cálculos se han considerado para los casos sin sismo y con sismo ($a_c = 0,282\text{ g}$), comprobando que en ambos casos se supera el factor de seguridad necesario (1,5 para el caso sin sismo y 1,15 para el caso con sismo).

Los resultados han sido los siguientes:

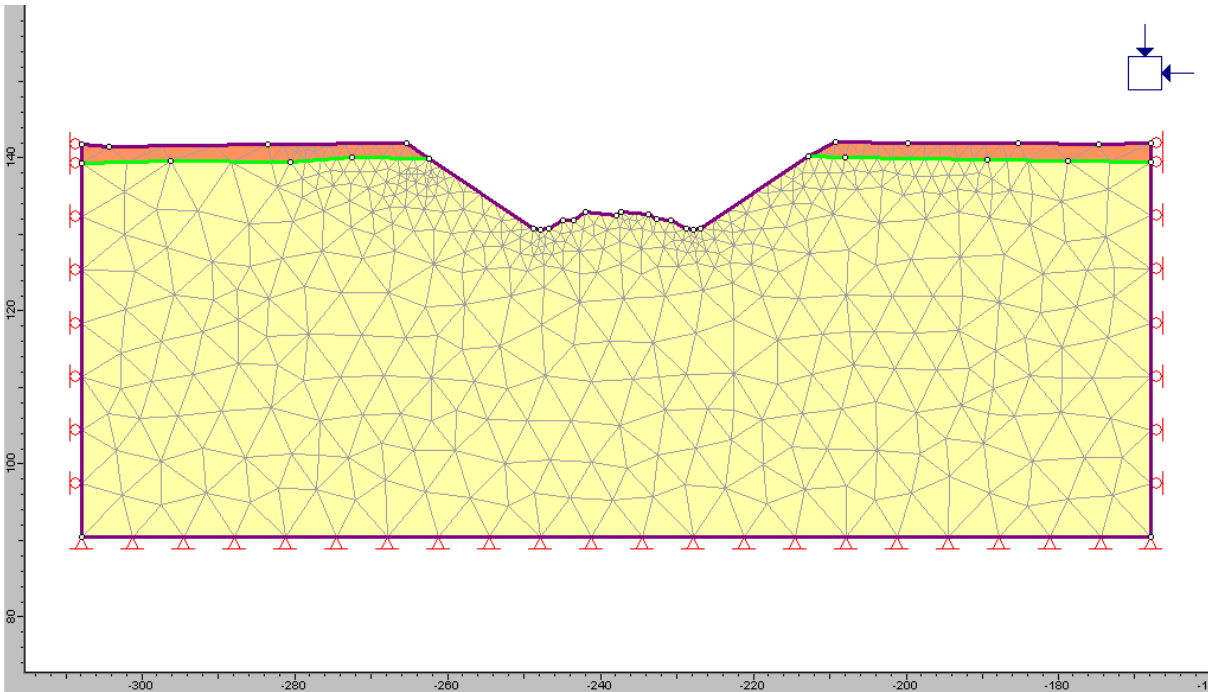
- FS = 2,28 (caso sin sismo)

- FS = 1,31 (caso con sismo)

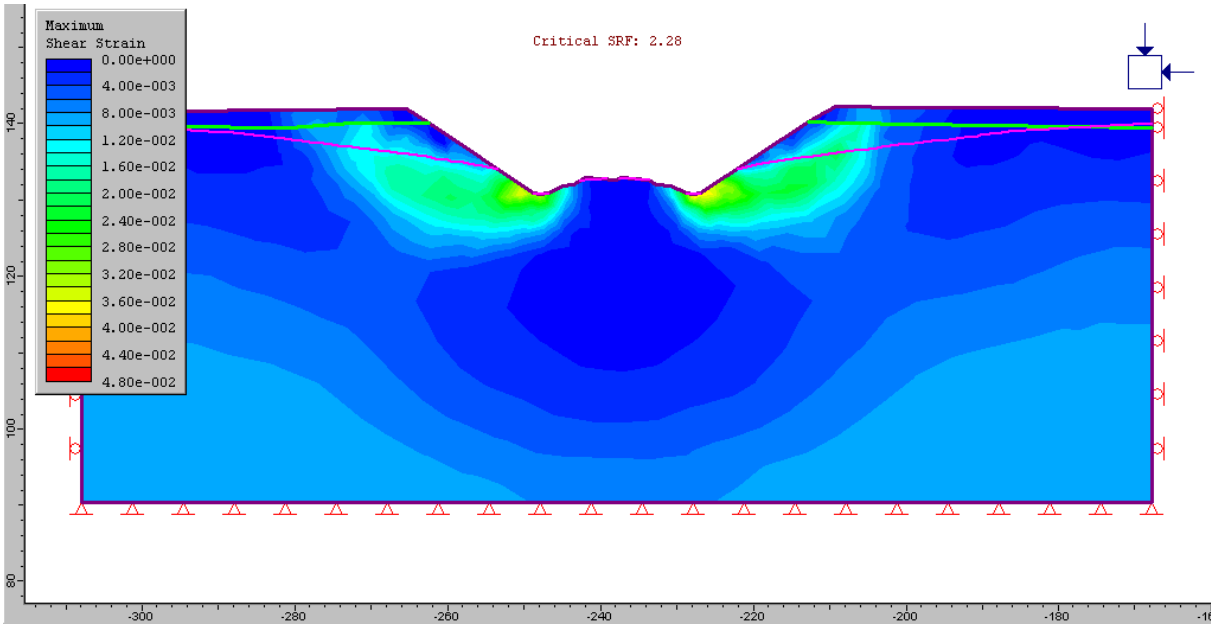
Se ha considerado la presencia de agua con saturación a dos tercios de la altura del talud para todos los casos, quedando por del lado de la seguridad y suponiendo mayor saturación que la que ofrecen los sondeos. El nivel freático queda marcado en los gráficos por la línea morada.

Recomendaciones constructivas

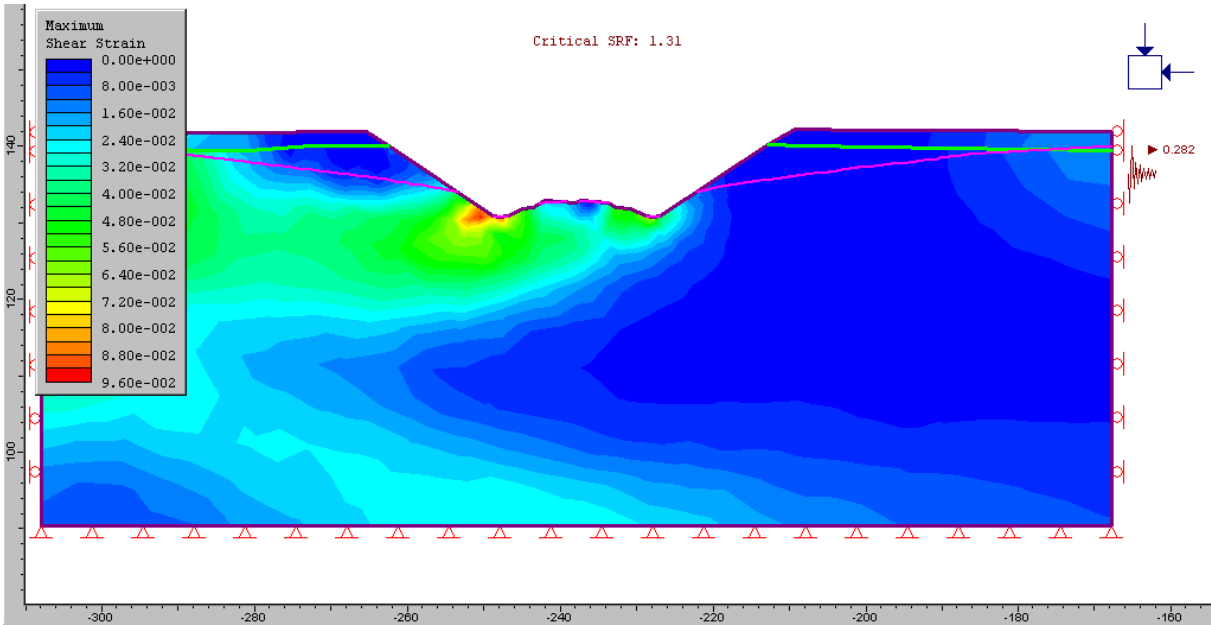
Para el talud del tercer subtramo se ha considerado una inclinación de 3H : 2V.



DESMONTE DE ILLORA (3) (malla) PK 1010+100



DESMONTE DE ILLORA (3) 3H : 2V PK 1010+100



DESMONTE DE ILLORA (3) (con coeficiente de aceleración sísmica $a_c = 0.282$) 3H :
2V PK 1010+100



8.2.7. Cuadro resumen desmontes

DESMONTE	H _{max} (m)	PK origen – PK final	TIPO DE DESMONTE	TALUD RECOMENDADO	F.S. (SIN SISMO)	F.S. (CON SISMO)	F.S. TEMPORAL (FALSO TÚNEL)	EXCAVABILIDAD	ESPESOR DE LA CAPA DE FORMA	OBSERVACIONES
Desmonte de Brácana	12 (izq.) 7 (der.)	1003+120 – 1004+360	Permanente	Escollera: 2H : 3V (hasta 4 m de altura) en taludes de H>4m Terreno: 3H :2V	2,41	1,33		100%	0.60	Muro de escollera de 5 m de altura (con 1 m de cimiento) y 2 m de anchura en la base
Desmonte de La Loma	9,5	1005+723 – 1005+990	Permanente	Escollera: 2H : 3V (hasta 4 m de altura) Terreno: 3H :2V	2,34	1,34		100%	0.60	Muro de escollera de 5 m de altura (con 1 m de cimiento) y 2 m de anchura en la base
Desmonte de Íllora (1)	17	1009+040 – 1009+445	Permanente	3H : 1V	3,78	1,73		100%	0.60	
Desmonte de Íllora (2)	23	1009+445 – 1010+090	Provisional (falso túnel)	1H : 1V (hasta 4 m de altura) después 2H : 1V			1,75	100%	0.60	
Desmonte de Íllora (3)	11	1010+090 – 1010+300	Permanente	3H : 2V	2,28	1,31		100%	0.60	
Resto (< 7 m de Hmax)	< 7 m		-	3H : 2V				100%	0.60	



8.3. PLATAFORMA Y CAPA DE FORMA

8.3.1. Introducción

La disposición o no de capa de forma así como su espesor depende del tipo de suelo existente en la subrasante, así como del tipo de plataforma elegida por el proyectista.

Para la definición de la capa a disponer se han seguido las recomendaciones de la UIC en su ficha 719.94 y las especificaciones del ADIF según el siguiente cuadro:

CLASE DE CALIDAD DEL SUELO	PLATAFORMA	CAPA DE FORMA A REALIZAR PARA OBTENER DICHA PLATAFORMA	
		CALIDAD	ESPESOR MÍNIMO
QS1	P1	QS1	0,00
	P2	QS2	0,60
	P2	QS3	0,40
	P3	QS3	0,60
QS2	P2	QS2	0,00
	P3	QS3	0,40
QS3	P3	QS3	0,00

La clasificación francesa define los suelos:

- QS0 como suelos orgánicos
- QS1 como suelos que contienen más de un 40% de finos, o de un 15 a un 40% de finos.
- QS2 como suelos que contienen de un 5 a un 15% de finos.

- QS3, suelos que contienen menos de un 5% de finos.

8.3.2. Explanada en fondo de desmonte

En la mayoría de fondos de excavación los materiales presentes son arcillas de elevada plasticidad. Su potencial expansividad ha sido comprobada en los numerosos ensayos de laboratorio realizados.

En la guitarra que se adjunta en los perfiles geotécnicos se ha incluido un apartado en el que se define el tipo de explanada resultante, además del saneo recomendado para cada desmonte.

El contenido medio de finos para la formación PL2 de arcillas rojas, limos, arenas y conglomerados es de un 85,4 %, y el de la formación PL1 de margas, limos blancos y calizas blancas de un 48,7%,. El contenido medio de finos para el resto de las formaciones, mucho menos presentes a lo largo del trazado es igualmente elevado y siempre por encima del 40%, por lo que es inmediato suponer que en todos los casos, salvo contadas excepciones, el terreno bajo el que se asentará la plataforma es de tipo QS0 - QS1.

Siendo a priori la campaña geotécnica lo suficientemente extensa para un conocimiento general de la zona, y habiendo realizado cuantos ensayos se han estimado oportunos, se considerará la posibilidad, empezada la obra, de realizar una campaña geotécnica complementaria que permita eliminar cualquier incertidumbre relativa a la cimentación de cualquier pila de viaducto o paso superior, o a la estabilidad de cualquier relleno o talud de desmonte.

Seguidamente se muestra la tramificación de desmontes, así como el tipo de explanada y el espesor de la capa de forma, que para todos los casos es siempre de 0,60 m.



DESMONTE	PK origen – PK final	TIPO DE EXPLANADA	ESPESOR DE LA CAPA DE FORMA (m)
Desmonte del Tocón	1000+540 – 1001+740	QS0 – QS1	0,60
Desmonte de Brácana	1003+120 – 1004+360	QS0 – QS1	0,60
Desmonte de La Loma	1005+723 – 1005+990	QS0 – QS1	0,60
Desmonte de Íllora (1)	1009+040 – 1009+460	QS0 – QS1	0,60
Desmonte de Íllora (2)	1009+460 – 1010+110	QS0 – QS1	0,60
Desmonte de Íllora (3)	1010+110 – 1010+300	QS0 – QS1	0,60
Desmonte final	1012+900 – 1014+082	QS0 – QS1	0,60

8.3.3. Explanada en terraplén

Dado que el suelo soporte de la plataforma es la coronación del terraplén que se ejecutará con suelo seleccionado y en la debida compactación y control de obra la definición de la explanada de coronación del terraplén siempre será QS3.

8.3.4. Capa de forma

Como consecuencia se ha adoptado 0,60 m como espesor de capa de forma a lo largo de toda la longitud del trazado. El espesor adoptado es el máximo para conseguir la plataforma P3. Para ello se han tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

- Línea de alta velocidad
- Facilidad de ejecución
- Existencia de terrenos arcillosos y potencialmente expansivos

9. GEOTECNIA DE LAS ESTRUCTURAS

9.1. INTRODUCCIÓN

A partir de los datos disponibles de la geología y geotecnia del corredor se ha realizado un estudio de los condicionantes de cimentación del conjunto de las estructuras que aparecen a lo largo de la traza.

El estudio ha consistido en la realización de una campaña de trabajos de campo y laboratorio en los emplazamientos de cada una de las estructuras. De su análisis e interpretación se establecen los criterios de cimentación que deberán cumplir los apoyos de cada una de las mismas, indicándose el tipo de cimentación, la tensión admisible del terreno de apoyo y la cota a la que puede cimentarse la estructura para dicha tensión admisible.

9.2. RECOMENDACIONES SEGUIDAS EN GEOTECNIA DE ESTRUCTURAS

Aspectos generales

1. Para cada una de las estructuras (Viaductos, P.S., P.I.) debe confeccionarse un perfil geotécnico en que esté representada la estructura y la estratigrafía del terreno. En dicho perfil deben ir representados los reconocimientos efectuados para investigar el emplazamiento, incluyendo los datos más relevantes (golpeos, resistencia a compresión, etc.) utilizados para el dimensionamiento de la cimentación. Se recomienda incluir en el perfil el esquema de la solución de cimentación recomendada (para que quede de manifiesto el estrato sobre el que apoyarán las zapatas o pilotes) así como las posibles excavaciones necesarias.



2. Independientemente de que pueda existir un apartado general en el cual se expongan los criterios para la definición de las cimentaciones superficiales o profundas, se deberá redactar un pequeño estudio individualizado para cada estructura en el cual, además del perfil geotécnico, habrá de incluirse:

- enumeración de los reconocimientos empleados para el análisis de la cimentación
- breve descripción de la estratigrafía y características del terreno
- justificación de la tipología adoptada.
- criterios para el dimensionamiento (tensiones admisibles) y estimación de asientos.

Recomendaciones constructivas.

3. El dimensionamiento propiamente dicho resulta más adecuado incluirlo en el Anejo de Estructuras. En el caso de que se considere necesario efectuar una estimación de cargas (p.ej.: para poder determinar el posible diámetro del pilote) o dimensiones (p.ej: para estimar cargas de hundimiento o asientos en zapatas), el Proyectista deberá contrastar que las magnitudes empleadas no difieren de modo significativo de las empleadas en otros documentos del Proyecto (Anejo de Estructuras, Planos).

Cimentaciones directas

4. Para cada estructura (pilas y estribos) el Anejo deberá concretar los datos fundamentales:

- cota de cimentación y/o material sobre el que apoyarán las zapatas.
- tensión admisible.

Para elaborar estos datos se tendrán en consideración las condiciones específicas de implantación de la estructura (p.ej.: en los P.S. puede ser importante la posición de la rasante de la vía principal, según vaya en terraplén o en desmonte).

5. Se deberá analizar, y establecer valores concretos sobre el resguardo de las cimentaciones (en general, de los estribos) apoyados cerca de taludes o en laderas.
6. En zapatas situadas cerca de infraestructuras existentes, debe estudiarse la viabilidad de las excavaciones, ya que las limitaciones en las posibles afecciones pueden condicionar la tipología.
7. Se hará figurar en los planos de pilas y estribos la tensión admisible a que se han dimensionado las zapatas, y debe comprobarse que dicho valor (y, lógicamente, el empleado por el proyectista de la estructura) coincide con el estudiado en el Anejo Geotécnico. Asimismo, estos valores deben coincidir con los que figuren en el Perfil Geotécnico General.
8. Al valorar las obras deben tenerse en cuenta las condiciones reales de construcción (p.ej.: en zapatas muy profundas puede resultar necesario adoptar taludes de excavación alejados de la vertical, en algún caso puede requerirse el empleo de gunita o bulones en taludes para zapatas situadas en laderas muy inclinadas, etc).

Cimentaciones profundas

9. Al igual que en las zapatas, deberán definirse de modo expreso las resistencias por punta y fuste que habrán de considerarse en el dimensionamiento, así como los coeficientes de seguridad aplicables.

Para cada uno de los apoyos de la estructura se indicará la cota estimada hasta la que deben llegar los pilotes (determinándose la misma en base a la penetración mínima en el estrato resistente, longitud de fuste necesaria para alcanzar la capacidad de carga requerida, etc.).

En relación con este aspecto, como mínimo es conveniente que el informe geotécnico realice algún tipo de comprobación general del pilotaje para confirmar que el estudio no conduce a dimensiones desproporcionadas (sobre todo, una longitud muy grande, que



supere la máxima profundidad alcanzada con los reconocimientos) o la infrautilización de la capacidad estructural de los pilotes.

En cualquier caso, resulta preferible que en el Anejo Geotécnico se incluya el dato de capacidad portante admisible para una longitud (o profundidad de la punta) del pilote.

10. En el estudio deberán incluirse las previsiones de ejecución: necesidad de entubación, posible empleo de trépano, etc.
11. Si en el estudio, en lugar de la cota de la punta, se establece la longitud de los pilotes, deberá especificarse si ésta se refiere a la superficie del terreno o debe contarse desde la cara inferior del encepado. Estas consideraciones habrán de tenerse en cuenta al elaborar los planos y realizar las mediciones (debido al gran canto de los encepados y el elevado precio de los pilotes, cualquier discrepancia tiene una incidencia importante en el presupuesto).

La medición de los pilotes debe realizarse desde la cara inferior del encepado.

12. En aquellos casos en los que puedan resultar necesarias medidas singulares para ejecutar los encepados (p.ej.: tablestacas para excavar en zonas inundadas, islas artificiales para emplazar la maquinaria) conviene disponer en el presupuesto las partidas necesarias para estas operaciones.

En el caso de estructuras cimentadas sobre terrenos yesíferos y, en general, siempre que exista el riesgo de la presencia de cavidades, la previsión del Pliego en cuanto a la realización de una perforación de cinco metros bajo la punta de los pilotes debe aplicarse a la totalidad de los proyectados o al menos a una muestra representativa dentro de cada encepado.

En los demás casos, sin embargo, el criterio no tiene que ser tan exhaustivo y la perforación puede limitarse a algunos pilotes distribuidos a lo largo del perfil de la estructura.

13. La medición de la auscultación sónica debe realizarse por diagráfia: un pilote con cuatro tubos llevará seis diagráfias.

Pasos Inferiores

14. En los P.I. (y obras de drenaje) con tipología de cajón cerrado, carece de significado el incluir un valor de tensión admisible (que, además, puede inducir a interpretaciones erróneas en obra). Por el contrario, debe incluirse el valor recomendado para el módulo de reacción que debe emplearse en el dimensionamiento de la losa inferior, en especial para luces iguales o superiores a los 4 metros.
15. Debe verificarse que la cota de apoyo de la losa y las medidas de acondicionamiento del cimiento (posibles saneos y sustituciones) guardan la debida correspondencia con las recomendaciones establecidas para el terraplén adyacente.

Drenaje de estribos y muros

16. La solución adoptada (doble geotextil con elemento separador entre ambos, lo que en general se viene designando como “napa drenante”) debe ser la misma en todas las estructuras y muros.

Recomendaciones complementarias

17. Cimentaciones directas. En los cálculos de la tensión admisible (carga de hundimiento y/o asientos) deben emplearse dimensiones de zapata similares a los que realmente se definan en los planos de la estructura.
- Cuando la cota obtenida suponga excavar bajo el nivel freático en materiales permeables, deberá estudiarse la alternativa de cimentación profunda, aun cuando no sea estrictamente necesaria desde el punto de vista de tensiones admisibles. En este caso será conveniente, siempre que sea posible, elevar la cota de los encepados de modo que se eviten las excavaciones bajo el nivel freático.

18. Pasos Superiores en desmontes. En las cimentaciones directas de estribos de Pasos Superiores ubicados en desmontes deben incluirse valores concretos sobre los resguardos necesarios a mantener respecto a los taludes proyectados.
19. Cimentaciones profundas. Los criterios de diseño (estimación de las resistencias por fuste y punta) y la justificación de los parámetros geotécnicos adoptados deben citarse en la Memoria, además de justificarse en el Anejo de Geotecnia. A partir de estos datos deberá hacerse la estimación de la longitud necesaria para hacer trabajar el pilote a su tope estructural (salvo si existen problemas de asiento), en función de los diámetros habituales: 1,00 – 1,25 – 1,50 – 2,00 metros. Si se obtuviera, a partir del diámetro elegido, una longitud superior a la profundidad de los sondeos realizados, se señalará esta circunstancia en el Proyecto, indicando que se deberá completar la información.
20. Planos de cimentaciones de estructuras. En los planos de definición geométrica de pilas y estribos de las estructuras, junto con las cotas absolutas de sus cimentaciones deben figurar también las cotas del terreno natural tenidas en cuenta en el Anejo de Geotecnia. Es preferible fijar cotas absolutas en lugar de profundidades relativas, a fin de evitar errores de interpretación en obra.

Asimismo debe reflejarse la tensión en el terreno considerada para el dimensionamiento de la cimentación directa y, en el caso de cimentación profunda, las cargas máximas en los pilotes, su longitud estimada y la longitud de empotramiento en el substrato.

9.3. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

9.3.1. Tensión admisible en materiales granulares o roca muy alterada

En terrenos arenosos, la carga admisible se determinará en función del asiento admisible (S) y del número de penetración estándar (N), mediante las siguientes expresiones debidas a Terzaghi y Peck:

$$Q_{adm} = \frac{N \cdot S}{12} \left[\frac{B + 0.3}{B} \right]^2 \quad B > 1.20$$

$$Q_{adm} = \frac{N \cdot S}{8} \quad B \leq 1.20$$

donde:

- N = Número de golpes del SPT o del ensayo de penetración dinámica en la zona de influencia de la cimentación.
- S = Asiento máximo en pulgadas.
- B = Ancho de zapata en metros.
- Qadm = Carga admisible en kg/cm².

9.3.2. Cimentación superficial en terrenos cohesivos

La tensión admisible del terreno se encuentra limitada por la carga que produce el hundimiento de la cimentación, y por la que ocasiona el máximo asiento admisible para la estructura cimentada. Esta condición suele ser más exigente.

Para el cálculo de la carga de hundimiento se suele utilizar, y así se propone, la expresión de Brinch - Hansen, dada por:

$$q_{hund} = c \cdot N_c \cdot \xi_c + q \cdot N_q \cdot \xi_q + \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \frac{1}{2}$$

donde:

- q_{hund} = carga de hundimiento
- c = cohesión
- q = sobrecarga sobre el nivel de cimentación
- (= peso específico del suelo
- B = Ancho de la zapata



ξ_c, ξ_q, ξ_r = coeficientes adimensionales que dependen de la forma de la zapata

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga, obtenidos en función del ángulo de rozamiento interno.

Se denomina carga admisible, q_{adm} , al valor que resulta de dividir la carga de hundimiento, q_{hund} , por un coeficiente de seguridad F , según la expresión:

$$q_{adm} = q_{hund} / F$$

En los cálculos realizados, el valor de F se ha tomado igual a 3.

Los parámetros que aparecen en la fórmula anterior, tienen las siguientes expresiones:

$$N_q = e^{\Pi \tan \phi} \tan^2 (\Pi/4 + \phi/2)$$

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

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

$$\xi_c = 1 + (B / L) (N_q / N_c)$$

$$\xi_q = 1 + (B / L) \tan \phi$$

$$\xi_\gamma = 1 - 0.4 (B / L)$$

siendo:

ϕ = ángulo de rozamiento interno del terreno

B = ancho de la zapata

L = longitud de la zapata

En terrenos de baja permeabilidad (arcillosos), la carga de hundimiento puede expresarse en función de la resistencia al corte sin drenaje $s_u = q_u/2$, siendo la expresión de Brinch-Hansen, para la condición de sin drenaje ($\phi' = 0$), la dada por

$$q_{hund} = 5,14 \cdot s_u + q$$

9.3.3. Cimentación profunda

La carga de hundimiento de un pilote aislado viene definida por la siguiente expresión:

$$Q_{hund} = r_p A_p + \sum r_f A_f$$

donde:

r_p = Resistencia unitaria por punta

A_p = Área de la punta

r_f = Resistencia unitaria por fuste $< 1 \text{ Kg/cm}^2$

A_f = Área del fuste

La carga admisible del pilote resulta de dividir la carga de hundimiento por el coeficiente de seguridad.

$$Q_{adm} = \frac{Q_{hund}}{FS}$$

En los cálculos realizados se ha adoptado $FS = 3$.

Tope estructural

Actualmente, no existe norma alguna para fijar el tope estructural de pilotes. Teniendo en cuenta que éstas se comportan estructuralmente como pilares y los fuertes controles de calidad



que se imponen, teóricamente se podría adoptar el tope de la resistencia del hormigón. No obstante, de cara a la seguridad, se adopta el tope de 6 Mpa.

La carga admisible a considerar para el cálculo de la cimentación será la menor de los dos valores siguientes:

- Carga admisible de un pilote aislado.
- Tope estructural del pilote.

Resistencia por punta:

Cuando se conozcan las características resistentes del terreno en términos del modelo de Mohr – Coulomb, se podrá utilizar la siguiente expresión para el cálculo de la capacidad resistente por punta:

$$q_p = N_q^* \cdot \sigma'_{vo} + N_c^* \cdot c$$

donde:

q_p = carga de hundimiento unitaria por punta

σ' = Presión vertical efectiva al nivel de la punta del pilote

N_q, N_c = Factores de capacidad de carga para cimentaciones profundas

c = cohesión

$$N_q^* = 1,5 \frac{(1 + \sin(\phi))}{(1 - \sin(\phi))} e^{\pi \cdot \tan(\phi)} f_D$$

$$N_c^* = \frac{(N_q^* - 1)}{\tan(\phi)}$$

donde:

$$\phi = \square \text{ ángulo de rozamiento interno}$$

Los valores de (c' , ϕ') a utilizar en esta expresión deben representar la resistencia del terreno en el entorno de la punta (zonas activa y pasiva).

Esta aproximación se considera adecuada para profundidades de la punta inferiores o iguales a 20 diámetros ($z_{\text{punta}} > 20 D$) se utilizará como valor de σ'_{vo} la presión vertical efectiva a una profundidad igual a veinte diámetros.

El factor f_D tiene en cuenta el efecto del diámetro del pilote en el coeficiente de capacidad de carga, y puede estimarse mediante la expresión:

$$f_D = 1 - \frac{1}{3} D \geq \frac{2}{3}$$

Para comprobar las situaciones de corto plazo, en las que se supone que $\phi_{\text{cálculo}} = 0$, el valor de N_c^* dado por las expresiones anteriores, debe tomarse igual a:

$$N_c^* (\phi_{\text{cálculo}} = 0) = 9 f_D$$

Siendo f_D el parámetro anteriormente referido para tener en cuenta el efecto del diámetro del pilote.

Resistencia por fuste:

La resistencia unitaria por fuste puede tomarse igual a:

$$\tau_f = c + K_0 \tan(\delta) \sigma'_v \leq 90 \text{ kPa}$$



donde:

τ_f = resistencia unitaria por fuste al nivel considerado

c = cohesión al nivel considerado

K_o = coeficiente de empuje al reposo

δ = ángulo de fricción del contacto pilote - terreno

σ'_v = presión vertical efectiva al nivel considerado

Cuando no se disponga de información fehaciente, acerca de los valores de K_o y/o del ángulo δ se puede suponer:

$$K_o \operatorname{tg}(\delta) = 0,3$$

$$\delta = \frac{1}{3} \varnothing$$

Para el caso de pilotes cuyo fuste esté en contacto con suelos arcillosos saturados, y para el análisis concreto de situaciones de corto plazo, se utilizará el valor:

$$\tau_f = \frac{s_u P_0}{(p_0 + s_u)} \leq 70 \text{ kPa}$$

donde:

s_u = resistencia al corte sin drenaje al nivel considerado

p_o = presión de referencia, que se toma igual a 100 kPa, ($p_o = 100 \text{ kPa}$).

9.3.4. Asientos con capa de arcilla

Si suponemos como arcillosa una capa de arcilla a determinada profundidad, es posible determinar el asiento mediante la fórmula siguiente:

$$s = \frac{h}{(1 - e_0)} \cdot C_c \log_{10} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'_0}{\sigma'_0} \right), \text{ en la que}$$

h Espesor del estrato de arcilla

e_0 Índice de huecos inicial

C_c Índice de compresión

ω Humedad

σ'_0 (t/m²) Tensión efectiva en el centro de la capa de cálculo

$\Delta \sigma'_0$ (t/m²) Variación de la tensión inicial en el centro de la capa de cálculo debido a la sobrecarga aplicada

γ_{ap1} (t/m²) Densidad aparente de la capa de arcillas

γ_{ap2} (t/m²) Densidad aparente de la capa por encima de las arcillas



9.3.5. Asientos según el método de Burland – Burbridge

Según Burland y Burbridge (1985) el asiento más probable de una cimentación en suelos arenosos está relacionado con su resistencia a la penetración dinámica mediante la expresión:

$S_i = f_l f_s q' B^{0,7} I_c$

S_i : asiento medio al final de la construcción, en mm.

q' : tensión efectiva bruta aplicada en la base de la cimentación (en KN/m²)

B : ancho de la zapata o losa (en m)

I_c : índice de compresibilidad, definido en función del valor medio del ensayo SPT en una zona determinada de influencia bajo la zapata o losa, Z_i .

Las expresiones de los coeficientes se pueden resumir de la siguiente forma:

f_s : es un coeficiente para tener en cuenta la forma de la zapata, su expresión viene dada por:

$f_s = ((1,25 L / B) / ((L / B) + 0,25))^2$

f_l es un factor de corrección para tener en cuenta la existencia de una capa mínima por debajo de la zapata a profundidad $H_s \leq Z_i$, donde Z_i es la profundidad de influencia bajo la zapata; su expresión es:

$f_l = (H_s / Z_i) (2 - (H_s / Z_i))$

Para terreno sobreconsolidado o para una cimentación situada en el fondo de una excavación a cuya profundidad la máxima tensión efectiva vertical haya sido σ'_{v0} el valor de q' a introducir en la ecuación del asiento será:

$q' - 2 / 3 \sigma'_{v0}$ cuando $\sigma'_{v0} \leq q'$

$q' / 3$ cuando $\sigma'_{v0} > q'$

El índice de compresibilidad se rige por la expresión:

$I_c = 1,7 / N_{me}^{1,4}$, donde N_{med} es la media aritmética de los golpes N_{SPT} a lo largo de la zona de influencia.

Como reglas complementarias cabe señalar:

El golpeo N_{SPT} no se corrige por el efecto de la profundidad.

En el caso de que el terreno esté compuesto por arenas finas y arenas limosas bajo el nivel freático se puede emplear la corrección de Terzaghi:

$N_{SPT} (corregido) = 15 + 0,5 (N_{SPT} (medido) - 15)$

Para gravas y gravas arenosas se obtienen mejores predicciones empleando:

$N_{SPT} (corregido) = 1,25 * N_{SPT}$

Finalmente, los citados autores señalan que, aun tratándose de suelos granulares, se tiene constancia de la producción de asientos diferidos en el tiempo. Para tener en cuenta este efecto proponen emplear la expresión:

$S_t = f_t S_i$

donde:

$f_t = 1,5$ para cargas estáticas y para un periodo de 30 años.

$f_t = 2,5$ para cargas cíclicas y para un periodo de 30 años.

9.3.6. Estimación de asientos en pilotes (ROM 0.5-94)

El método de cálculo seguido es el recogido en el ROM 0.5-94, según el cual el asiento del grupo de pilotes es el correspondiente a la carga permanente transmitida al grupo de pilotes actuando en una superficie $B_1 \cdot L_1$, a una profundidad $z = 1 \cdot \alpha$, siendo:

$B_1 = B_{\text{grupo}} + (1-\alpha) \cdot I$

$L_1 = L_{\text{grupo}} + (1-\alpha) \cdot I$

l es la longitud del pilote dentro del terreno.

α es un parámetro variable en función del tipo de transmisión de cargas al terreno y que vale entre 0,5 para pilotes flotantes y 1 para pilotes que trabajan principalmente por la punta.

El asiento total será: $s = \frac{B \cdot q}{E} (1-\nu^2) \cdot I$ (método elástico de Schmertmann)

B es el ancho de la zona cargada (en caso de cimentación pilotada el ancho virtual), q la carga, E el módulo de deformación e I un factor de influencia, función de las dimensiones y la profundidad.

9.3.7. Cálculo del módulo de balasto vertical

Para el cálculo del módulo de balasto se procederá del siguiente modo:

En una cimentación de ancho B el módulo de balasto (k) viene definido por:

$k = \frac{q}{s}$

q = Carga actuante sobre la cimentación.

s = Asiento producido debido a q.

El valor del coeficiente de balasto, no es una constante para un suelo dado. Depende de varios factores tales como la longitud (L) y el ancho (B) de la cimentación, así como la profundidad de empotramiento de la misma.

El valor del módulo de balasto disminuye con el ancho de la cimentación.

Para suelos arenosos, y una zapata cuadrada de ancho B el módulo de balasto viene definido por:

$K_{(B \times B)} = K_{30} \left[\frac{B + 0.3}{2B} \right]^2$ (Terzaghi, 1955)

donde:

B= Ancho de la cimentación.

K₃₀= Módulo de balasto correspondiente a una placa de carga de 30 cm.

Para una zapata rectangular de dimensiones B x L el módulo de balasto (k) viene definido por:

$K = \frac{K_{(B \times B)} \times \left[1 + \frac{B}{2L} \right]}{1.5}$ (Terzaghi, 1955)

K_(B x B)= Módulo de balasto correspondiente a una zapata cuadrada de dimensiones BxB.

En el caso de una zapata corrida donde (B/L) es muy pequeño, el módulo de balasto es aproximadamente 0,67 K_(B x B).

En suelos arenosos, el módulo de deformación aumenta con la profundidad. Como el asiento de una cimentación depende del módulo de deformación, esto significa que el módulo de balasto aumenta con la profundidad de cimentación.



Para suelos arenosos, el valor K_{30} se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$K_{30} \text{ (MN / m}^3\text{)} = 1,8 \times N_{\text{SPT}}$$

N_{SPT} = número del ensayo SPT.

9.3.8. Cálculo del módulo de balasto horizontal

La teoría que se acepta en estas recomendaciones es la conocida con los nombres de “modelo de Winkler”, de la “viga elástica”, teoría del “coeficiente de balasto” o del “módulo de reacción”.

Según esta teoría la variación de la presión horizontal, o presión horizontal que se opone al movimiento del pilote, P_h , es proporcional al desplazamiento horizontal del mismo, δ , esto es:

$$P_h = K_s \cdot \delta$$

Donde la constante de proporcionalidad K_s es el conocido “módulo de reacción del terreno” o “módulo de balasto”.

El módulo de balasto K_s tiene dimensiones de fuerza dividida por longitud al cubo.

El módulo de balasto horizontal K_s se puede estimar por varios procedimientos:

- a) Mediante pruebas de carga horizontal debidamente interpretadas.
- b) Mediante información local debidamente contrastada.
- c) En función del resultado de ensayos presiométricos o dilatómétricos realizados en sondeo.

Según este procedimiento el módulo de balasto horizontal sería:

$$K_s = \alpha \cdot E_p / D$$

donde:

E_e = módulo presiométrico

D = diámetro del pilote (no puede ser inferior a 30 cm)

α = factor adimensional que depende del tipo de terreno y oscila entre 1,5 para arcillas y 3 para suelos granulares.

d) Mediante las siguientes correlaciones basadas en la experiencia general.

En arenas se supone que el módulo de balasto depende no sólo de la profundidad “z” sino también del diámetro del pilote D :

$$K_s = n_h \cdot z / D$$

El valor de la constante de proporcionalidad “ n_h ” se puede tomar de la siguiente tabla:

VALORES DE n_h en MN /m ³		
Compacidad de las arenas	Situación respecto al nivel freático	
	Por encima	Por debajo
Floja	2	1,2
Media	5	3
Compacta	10	6
Densa	20	12

En arcillas puede suponerse que el módulo de balasto es proporcional a su resistencia al corte sin drenaje s_u , e inversamente proporcional al diámetro del pilote, D , a cuyo análisis se piensa aplicar el coeficiente de balasto.

$$K_s = 50 \text{ a } 100 \text{ veces } (s_u / D)$$



El planteamiento de la ecuación de la viga elástica apoyada sobre un módulo winkleriano tiene solución cuasi-analítica cuando el módulo de balasto es, o bien constante con la profundidad o bien varía linealmente con la misma.

En el primer caso la solución se ha obtenido en forma adimensional introduciendo una unidad de longitud conocida como “longitud elástica del pilote” que aquí se denominará con la letra T y que viene definida como:

$$T = \left(\frac{EI}{DK_s} \right)^{\frac{1}{4}}$$

En el segundo caso la solución es similar, también en términos adimensionales, pero con una longitud elástica T definida por:

$$T = \left(\frac{EI}{n_h} \right)^{\frac{1}{5}}$$

Las soluciones exactas de este problema están bien difundidas mediante ábacos y curvas. En estas recomendaciones se considera suficientemente preciso utilizar la solución aproximada que se describe a continuación.

La parte del pilote dentro del terreno puede ser sustituida, a efectos del cálculo de esfuerzos y movimientos, al nivel del terreno, pro una varilla rígida de longitud “L” y sujeta a su base mediante un resorte vertical, otro horizontal y otro de giro.

La línea del terreno, debe fijarse con prudencia, a efectos del cálculo de movimientos horizontales o de esfuerzos en el pilote. Se despreciará la colaboración de zonas que sean especialmente blandas o deformables en comparación con el terreno inmediato inferior.

9.4. CÁLCULO DEL MÓDULO DE BALASTO HORIZONTAL PARA LOS PILOTES

Según la metodología detallada en el punto 9.3.6 se puede proceder al cálculo del módulo de balasto horizontal para la formación PL1, que es la habitual en la zona de la traza, siendo su naturaleza arcillosa (se ha obtenido una clasificación según la AASHTO de arcilla de baja plasticidad “CL”), se obtiene los siguientes valores para los parámetros que se muestran a continuación:

- D = 1,25 y 1,50 m
- δ = 1,5 (arcillas)
- Ep (módulo presiométrico)

Ep (MPa)	δ	D (m)	Kh (MN/m³)
17,5	1,5	1,25	21
17,5	1,5	1,5	17,5

Se han realizado 2 ensayos presiométricos para el proyecto, con dos resultados de módulo presiométrico para la formación PL1, iguales a Ep = 21,445 MPa y Ep = 14,396 MPa. Se ha adoptado finalmente un valor medio igual a 17,5 Mpa.



9.5. VIADUCTO DE LA LOMA O DEL ARROYO DE BRÁCANA

Descripción

El viaducto de la Loma es una estructura hiperestática proyectada para salvar una gran vaguada creada por el arroyo de Brácana. La longitud del viaducto es de 734 m desde el PK 1004+973 al PK 1005+707.

Tiene una altura máxima del orden de 27 m, sobre el cauce del arroyo. Está formada por 13 vanos centrales de 48 m de luz más dos extremos de 40 y 30 m. El vano contiguo al de 30 m es de 40 m, haciendo un total de 16 vanos.

Debido a la existencia del Arroyo de Brácana que pasa bajo el Viaducto, se hace necesario recurrir a cimentación profunda para las pilas próximas al mismo, desde la pila P-4 a la P-11, para evitar la socavación de las cimentaciones por la corriente de agua, así como debido al terreno aluvial, no apto para cimentar sobre él directamente. Se ha determinado cimentación superficial para el resto, desde la pila P-1 hasta la P-3, y desde la P-12 a la P-15, así como para los dos estribos E-1 y E-2.

Estribo E-1:

Reconocimientos utilizados

No hay reconocimientos en torno al estribo E-1, por lo que el perfil geológico del terreno será lo que sirva de base para el conocimiento del terreno.

Análisis de la cimentación

Para el estribo E-1 se recomienda una cimentación superficial por zapatas, por considerarse que la cimentación en arcillas PL1 (Margas, limos blancos y calizas. Pliocuaternario.) cuenta con suficiente capacidad portante, a la vista de los resultados de los ensayos realizados para la misma litología.

Finalmente se cimentará a una profundidad de 6 m, con el fin de salvar el estrato de arcillas rojas y costras calcáreas (Q2).

El sustrato de cimentación pertenece a la formación PL1 (Margas, limos blancos y calizas. Pliocuaternario).

La carga de hundimiento se ha calculado mediante la fórmula de Brinch-Hansen para la condición sin drenaje, dada por la expresión siguiente, expuesta asimismo en el punto 9.3.1:

$q_{adm} = q_{hund} / FS$, tomando como factor de seguridad $FS = 3$

$q_{hund} = 5,14 \cdot s_u + q$, siendo

q_{hund} : carga de hundimiento

s_u : cohesión sin drenaje

q : carga del suelo sobre la base de la cimentación

La cohesión sin drenaje se puede determinar como la mitad de la compresión simple realizada en los ensayos de laboratorio.

Siendo la profundidad de cimentación 6 m, y tomando como resistencia a compresión simple la obtenida de los ensayos realizados en dicha formación, con valores de 4,89 kg/cm² se determina que la carga admisible es de 4,61 kg/cm².

Finalmente se adoptará para el cálculo una tensión admisible de 3 kg/cm², cimentando a una profundidad de 6 m.

Pila P-1:

Reconocimientos utilizados

En las proximidades de la pila P-1 se ha realizado el sondeo S – 1005+020.



Estratigrafía / Litología

En el sondeo S – 1005+020 se han encontrado las siguientes formaciones:

- De 0 a 0,30 m: suelo vegetal: arcilla marrón oscuro con grava, arena y abundante materia orgánica y restos vegetales.
- De 0,30 a 8,9 m: formación Q2: Arcilla y limos arcillosos rojizos con grava y arena y ocasionalmente abundantes nódulos de carbonato.
- De 8,9 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Asimismo dentro de esta formación PL1 se han cortado los siguientes niveles:

- De 8,90 a 10 m, de 10,60 a 13,20, de 15 a 15,60 m, de 18,40 a 20 m, y de 26 a 27,50 m: arcilla limosa beige marrón con grava o bastante grava.
- De 21,40 a 26 m: arcilla margosa gris oscuro – negra, con poco o nada de grava – arena, plástica y cohesiva, ocasionalmente con restos fósiles.

Análisis de la cimentación

Para la pila P-1 se ha recomendado cimentación superficial por zapatas, por considerarse que en la formación (Q2) arcillas rojas y costras calcáreas, a partir de esa profundidad los valores de los golpes de los ensayos SPT aumentan de manera considerable.

Finalmente se cimentará a una profundidad de 6 m, perteneciendo el sustrato de cimentación, a la formación Q2 (Arcillas rojas y costras calcáreas). Se adopta como resistencia de compresión simple del apoyo 3,97 kg/cm² característico de esta formación.

La carga de hundimiento se ha calculado mediante la fórmula de Brinch-Hansen para la condición sin drenaje, dada por la expresión expuesta en el punto 9.3.1.

La cohesión sin drenaje se puede determinar como la mitad de la compresión simple realizada en los ensayos de laboratorio.

En estas condiciones resulta una carga admisible $q_{adm} = 3,8 \text{ kg/cm}^2$

Finalmente se adoptará para el cálculo una tensión admisible de 3 kg/cm², cimentando a una profundidad de 6 m, con el fin de salvar el manchón de arcillas limosas rojas y gravas (PL2).

Pila P-2:

Reconocimientos utilizados

Cerca de la pila P-2 se ha realizado el sondeo S – 1005+060.

Estratigrafía / Litología

En el sondeo S – 1005+060 se han encontrado las siguientes formaciones:

- De 0 a 0,30 m: suelo vegetal: arcilla marrón oscuro con grava, arena y abundante materia orgánica y restos vegetales.
- De 0,30 a 11 m: formación Q2: limos y limos arcillosos rojizos con grava y arena y ocasionalmente abundantes nódulos de carbonato.
- De 11 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Asimismo dentro de esta formación PL1 se han cortado los siguientes niveles:

- De 17 a 17,60 m, y de 24,20 a 25,60 m: arcilla limosa beige marrón con grava o bastante grava.
- De 21,80 a 24,20 m: arcilla margosa gris oscuro – negra, con poco o nada de grava – arena, plástica y cohesiva, ocasionalmente con restos fósiles.



Análisis de la cimentación

Para esta pila se ha recomendado cimentación superficial por zapatas, por considerarse que la cimentación en arcillas Q2 (Glacis. Cuaternario) cuenta con suficiente capacidad portante, al igual que en los casos anteriores y a la vista de los resultados de los ensayos realizados para la misma litología.

Finalmente se cimentará a una profundidad de 4 m, por considerar que a esa profundidad el estrato de Q2 tiene suficiente capacidad portante.

La carga de hundimiento se ha calculado mediante la fórmula de Brinch-Hansen para la condición sin drenaje, dada por la expresión expuesta en el punto 9.3.2.

La cohesión sin drenaje se puede determinar como la mitad de la compresión simple realizada en los ensayos de laboratorio.

Siendo la profundidad de cimentación 4 m, y tomando como resistencia a compresión simple la calculada para la formación Q2, de 3,97 kg/cm² se determina que la carga admisible es de 3,66 kg/cm².

Finalmente se adoptará para el cálculo una tensión admisible de 3 kg/cm², cimentando a una profundidad de 4 m.

Pila P-3:

Reconocimientos utilizados

En las proximidades de la pila P-3 se ha realizado el sondeo S – 1005+130 y el ensayo de penetración dinámica PD – 1005+110.

Estratigrafía / Litología

En el sondeo S – 1005+130 se han encontrado las siguientes formaciones:

- De 0 a 0,60 m: suelo vegetal: arcilla marrón oscuro con grava, arena y abundante materia orgánica y restos vegetales.
- De 0,60 a 12,5 m: formación Q2: limos y limos arcillosos rojizos con grava y arena y ocasionalmente abundantes nódulos de carbonato.
- De 12,5 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Asimismo dentro de esta formación PL1 se han cortado el siguiente nivel:

- De 6,50 a 7,50 m: arcilla limosa beige marrón con grava o bastante grava.

Análisis de la cimentación

Para esta pila se ha recomendado cimentación superficial por zapatas, por considerarse que la cimentación en arcillas Q2 (Glacis, Cuaternario) cuenta con suficiente capacidad portante, al igual que en los casos anteriores y a la vista de los resultados de los ensayos realizados para la misma litología.

Se cimentará a una profundidad de 3 m.

El sustrato de cimentación pertenece a la formación Q2 (Glacis, Cuaternario)

La carga de hundimiento se ha calculado mediante la fórmula de Brinch-Hansen para la condición sin drenaje, dada por la expresión expuesta en el punto 9.3.2.

La cohesión sin drenaje se puede determinar como la mitad de la compresión simple realizada en los ensayos de laboratorio.

Siendo la profundidad de cimentación 3 m, y tomando como resistencia a compresión simple la calculada para la formación Q2, de 4 kg/cm² se determina que la carga admisible es de 3,62 kg/cm².



Finalmente se adoptará para el cálculo una tensión admisible de 3 kg/cm², cimentando a una profundidad de 3 m.

Pila P-4:

Reconocimientos utilizados

Próximamente a la pila P-4 se ha realizado el sondeo S – 1005+130 y el ensayo de penetración dinámica PD – 1005+155.

Estratigrafía / Litología

En el sondeo S – 1005+130 se han encontrado las siguientes formaciones:

- De 0 a 0,60 m: suelo vegetal: arcilla marrón oscuro con grava, arena y abundante materia orgánica y restos vegetales.
- De 0,60 a 2 m: formación Q2: Arcillas rojizas con nódulos de carbonato.
- De 2 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Asimismo dentro de esta formación PL1 se han cortado el siguiente nivel:

- De 6,50 a 7,50 m: arcilla limosa beige marrón con grava o bastante grava.

Análisis de la cimentación

Para esta pila se recomienda una cimentación profunda mediante pilotes, por situarse la misma en las proximidades del arroyo de Brácana, para contener la socavación de las pilas y debido al espesor del estrato aluvial.

Para el cálculo de las resistencias de los pilotes por punta y por fuste se ha utilizado el método de Mohr – Coulomb, descrito anteriormente.

Los resultados obtenidos mediante el método de Mohr – Coulomb han sido los siguientes (los parámetros utilizados figuran en cada uno de los cuadros):

RESISTENCIA POR PUNTA Y CARGA ADMISIBLE TOTAL

TENSIÓN ADMISIBLE (PUNTA) q _p (t/m ²)	477,70	527,20	576,69
CARGA DE HUNDIMIENTO (PUNTA) (Q _p (t))	1215,60	1341,55	1467,51
CARGA ADMISIBLE (PUNTA) (t)	405,20	447,18	489,17
CARGA ADMISIBLE TOTAL (t)	701,11	830,64	929,00
TENSIÓN ADMISIBLE DEL PILOTE (t/m ²)	275,52	326,42	365,07

h (punta del pilote) (m)	24	27	30
h (profundidad del nivel freático) (m)	1	1	1
γ' (t/m ³) (densidad del suelo)	2	2	2
γ _d (t/m ³) (densidad seca)	1,8	1,8	1,8
D (m) (diámetro pilote)	1,8	1,8	1,8
c' (t/m ²)	3	3	3
Φ' (º)	27	27	27
FS (factor de seguridad)	3	3	3

σ' _{vo}	30,750	34,500	38,250
N _c	23,942	23,942	23,942
N _q	13,199	13,199	13,199
f _D	0,667	0,667	0,667



RESISTENCIA POR FUSTE Y CARGA ADMISIBLE TOTAL

	Bajo NF	Sobre NF	Bajo NF	Sobre NF	Bajo NF	Sobre NF
TENSIÓN ADMISIBLE (FUSTE) τ_f (t/m ²)	4,42	3,09	5,08	3,59	5,24	3,59
CARGA DE HUNDIMIENTO (FUSTE) (Q _f (t))	574,37	17,45	746,64	20,28	859,38	20,28
CARGA ADMISIBLE (FUSTE) (t)	295,91		383,46		439,83	
CARGA ADMISIBLE TOTAL (t)	701,11		830,64		929,00	
TENSIÓN ADMISIBLE DEL PILOTE (t/m ²)	275,52		326,42		365,07	

h (profundidad del pilote) (m)	24	24	27	27	30	30
h (profundidad del nivel freático) (m)	1	1	1	1	1	1
γ' (t/m ³) (densidad del suelo)	2	2	2	2	2	2
γ_d (t/m ³) (densidad seca)	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
c' (t/m ²)	3	3	3	3	3	3
K _o (coeficiente de empuje al reposo)	0,546	0,546	0,546	0,546	0,546	0,546
δ (°) (° fricción pilote - terreno)	9,000	9,000	9,000	9,000	9,000	9,000
FS (factor de seguridad)	2	2	2	2	2	2

σ'_v	16,375	1	18,25	1	20,125	1
γ_{sat} (t/m ³) (densidad saturada)	2,25		2,25		2,25	
q_u^* (t/m ²)						
*(q_u : RCS sólo para suelo arcilloso saturado)						

Pila P-5:

Reconocimientos utilizados

En las proximidades de la pila P-5 se ha realizado el sondeo S – 1005+205.

Estratigrafía / Litología

En el sondeo S – 1005+205 se han encontrado las siguientes formaciones:

- De 0 a 0,60 m: suelo vegetal: arcilla marrón oscuro con grava, arena y abundante materia orgánica y restos vegetales.
- De 0,60 a 5,10 m: formación Q4 (aluvial): arcilla limosa marrón con grava fina, arena y restos de materia orgánica.
- De 5,10 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Asimismo dentro de esta formación PL1 se han cortado los siguientes niveles:

- De 5,10 a 5,40 m, de 7, 10 a 8 m y de 25,40 a 26 m: arcilla limosa beige marrón con grava o bastante grava.
- De 6,50 a 7,20, de 12,80 a 14 m y de 23 a 25,40: arcilla margosa gris oscuro – negra, con poco o nada de grava – arena, plástica y cohesiva, ocasionalmente con restos fósiles.

Análisis de la cimentación

Al igual que en el caso anterior, para la pila P-5 se ha recomendado cimentación profunda por pilotes, por situarse la misma en las proximidades del arroyo de Brácana, para contener la socavación de las pilas y debido al espesor del estrato aluvial.

Para el cálculo de las resistencias de los pilotes por punta y por fuste se ha utilizado el método de Mohr – Coulomb, descrito anteriormente.

Los resultados son los mismos que en el caso anterior.



Pila P-6:

Análisis de la cimentación

Al igual que en el caso anterior, para la pila P-6 se ha recomendado cimentación profunda por pilotes, por situarse la misma en las proximidades del arroyo de Brácana, para contener la socavación de las pilas y debido al espesor del estrato aluvial.

Para el cálculo de las resistencias de los pilotes por punta y por fuste se ha utilizado el método de Mohr – Coulomb, descrito anteriormente.

Los resultados son los mismos que para el caso de la pila P-4.

Pila P-7:

Reconocimientos utilizados

En las proximidades de la pila P-7 se ha realizado el sondeo S – 1005+300.

Estratigrafía / Litología

En el sondeo S – 1005+300 se han encontrado las siguientes formaciones:

- De 0 a 0,60 m: suelo vegetal: arcilla marrón oscuro con grava, arena y abundante materia orgánica y restos vegetales.
- De 0,60 a 6,15 m: formación Q4 (aluvial): arcilla limosa marrón con grava fina, arena y restos de materia orgánica.
- De 6,15 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Asimismo dentro de esta formación PL1 se han cortado los siguientes niveles:

- De 14,50 a 15,50 m, de 16,50 a 17,50 m , de 24,50 a 25,50 m y de 28,40 a 29,40 m: arcilla limosa beige marrón con grava o bastante grava.
- De 13,20 a 14,50, y de 15,50 a 16,50 m y de 27,60 a 28,30 : arcilla margosa gris oscura – negra, con poco o nada de grava – arena, plástica y cohesiva, ocasionalmente con restos fósiles.

Análisis de la cimentación

Al igual que en el caso anterior, para la pila P-7 se ha recomendado cimentación profunda por pilotes, por situarse la misma en las proximidades del arroyo de Brácana, para contener la socavación de las pilas y debido al espesor del estrato aluvial.

Para el cálculo de las resistencias de los pilotes por punta y por fuste se ha utilizado el método de Mohr – Coulomb, descrito anteriormente.

Los resultados son los mismos que para el caso de la pila P-4.

Pila P-8:

Reconocimientos utilizados

En las proximidades de la pila P-8 se ha realizado el sondeo S – 1005+350.

Estratigrafía / Litología

En el sondeo S – 1005+350 se han encontrado las siguientes formaciones:

- De 0 a 0,60 m: suelo vegetal: arcilla marrón oscuro con grava, arena y abundante materia orgánica y restos vegetales.
- De 0,60 a 6,85 m: formación Q4 (aluvial): arcilla limosa marrón con grava fina, arena y restos de materia orgánica



- De 6,85 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Asimismo dentro de esta formación PL1 se han cortado los siguientes niveles:

- De 30 a 30,80 m: arcilla limosa beige marrón con grava o bastante grava.
- De 15 a 17,20 y de 28 a 30 m: arcilla margosa gris oscura – negra, con poco o nada de grava – arena, plástica y cohesiva, ocasionalmente con restos fósiles.

Análisis de la cimentación

Como en el caso anterior, para la pila P-8 se ha recomendado cimentación profunda por pilotes, por situarse la misma en las proximidades del arroyo de Brácana, para contener la socavación de las pilas y debido al espesor del estrato aluvial.

Para el cálculo de las resistencias de los pilotes por punta y por fuste se ha utilizado el método de Mohr – Coulomb, descrito anteriormente.

Los resultados son los mismos que para el caso de la pila P-4.

Pila P-9:

Reconocimientos utilizados

En las proximidades de la pila P-9 se ha realizado el sondeo S – 1005+395.

Estratigrafía / Litología

En el sondeo S – 1005+395 se han encontrado las siguientes formaciones:

- De 0 a 0,30 m: suelo vegetal: arcilla marrón oscuro con grava, arena y abundante materia orgánica y restos vegetales.

- De 0,30 a 6,40 m: formación Q4 (aluvial): arcilla limosa marrón con grava fina, arena y restos de materia orgánica.

- De 6,40 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Asimismo dentro de esta formación PL1 se han cortado los siguientes niveles:

- De 18,20 a 19,20 m y de 28,50 a 29,50 m: arcilla limosa beige marrón con grava o bastante grava.
- De 14 a 18,20 m y de 22,20 a 23,20 m : arcilla margosa gris oscuro – negra, con poco o nada de grava – arena, plástica y cohesiva, ocasionalmente con restos fósiles.

Análisis de la cimentación

Al igual que en el caso anterior, para la pila P-9 se ha recomendado cimentación profunda por pilotes, por situarse la misma en las proximidades del arroyo de Brácana, para contener la socavación de las pilas y debido al espesor del estrato aluvial.

Para el cálculo de las resistencias de los pilotes por punta y por fuste se ha utilizado el método de Mohr – Coulomb, descrito anteriormente.



RESISTENCIA POR PUNTA Y CARGA ADMISIBLE TOTAL

TENSIÓN ADMISIBLE (PUNTA) q_p (t/m ²)	329,21	378,71	428,20
CARGA DE HUNDIMIENTO (PUNTA) (Q_p (t))	404,00	464,74	525,48
CARGA ADMISIBLE (PUNTA) (t)	134,67	154,91	175,16
CARGA ADMISIBLE TOTAL (t)	248,75	297,56	348,27
TENSIÓN ADMISIBLE DEL PILOTE (t/m ²)	202,70	242,47	283,80

h (punta del pilote) (m)	15	18	21
h (profundidad del nivel freático) (m)	1	1	1
γ' (t/m ³) (densidad del suelo)	2	2	2
γ_d (t/m ³) (densidad seca)	1,8	1,8	1,8
D (m) (diámetro pilote)	1,25	1,25	1,25
c' (t/m ²)	3	3	3
N' (°)	27	27	27
FS (factor de seguridad)	3	3	3

σ'_{vo}	19,500	23,250	27,000
N_c	23,942	23,942	23,942
N_q	13,199	13,199	13,199
f_D	0,667	0,667	0,667

RESISTENCIA POR FUSTE Y CARGA ADMIIISIBLE TOTAL

	Bajo NF	Sobre NF	Bajo NF	Sobre NF	Bajo NF	Sobre NF
TENSIÓN ADMISIBLE (FUSTE) τ_f (t/m ²)	3,93	3,09	4,09	3,09	4,25	3,09
CARGA DE HUNDIMIENTO (FUSTE) (Q_f (t))	216,04	12,12	273,16	12,12	334,10	12,12
CARGA ADMISIBLE (FUSTE) (t)	114,08		142,64		173,11	
CARGA ADMISIBLE TOTAL (t)	248,75		297,56		348,27	
TENSIÓN ADMISIBLE DEL PILOTE (t/m ²)	202,70		242,47		283,80	

h (profundidad del pilote) (m)	15	15	18	18	21	21
h (profundidad del nivel freático) (m)	1	1	1	1	1	1
γ' (t/m ³) (densidad del suelo)	2	2	2	2	2	2
γ_d (t/m ³) (densidad seca)	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
c' (t/m ²)	3	3	3	3	3	3
K_o (coeficiente de empuje al reposo)	0,546	0,546	0,546	0,546	0,546	0,546
δ (°) (° fricción pilote - terreno)	9,000	9,000	9,000	9,000	9,000	9,000
FS (factor de seguridad)	2	2	2	2	2	2

σ'_v	10,75	1	12,625	1	14,5	1
γ_{sat} (t/m ³) (densidad saturada)	2,25		2,25		2,25	
q_u^* (t/m ²)						
*(q_u . RCS sólo para suelo arcilloso saturado)						

Pila P-10:

Reconocimientos utilizados

En las proximidades de la pila P-10 se ha realizado el sondeo S – 1005+445.

Estratigrafía / Litología

En el sondeo S – 1005+445 se han encontrado las siguientes formaciones:



- De 0 a 0,60 m: suelo vegetal: arcilla marrón oscuro con grava, arena y abundante materia orgánica y restos vegetales.
- De 0,60 a 6,50 m: formación Q4 (aluvial): arcilla limosa marrón con grava fina, arena y restos de materia orgánica.
- De 6,50 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Asimismo dentro de esta formación PL1 se han cortado los siguientes niveles:

- De 4 a 4,50 m y de 6,50 a 7,10 m: arcilla limosa beige marrón con grava o bastante grava.
- De 15,40 a 16 m : arcilla margosa gris oscura – negra, con poco o nada de grava – arena, plástica y cohesiva, ocasionalmente con restos fósiles.

Análisis de la cimentación

Al igual que en el caso anterior, para la pila P-10 se ha recomendado cimentación profunda por pilotes, por situarse la misma en las proximidades del arroyo de Brácana, para contener la socavación de las pilas y debido al espesor del estrato aluvial.

Para el cálculo de las resistencias de los pilotes por punta y por fuste se ha utilizado el método de Mohr – Coulomb, descrito anteriormente.

Los resultados son los mismos que para el caso de la pila P-9.

Pila P-11:

Reconocimientos utilizados

Próximamente a la pila P-11 se ha realizado el sondeo S – 1005+495.

Estratigrafía / Litología

En el sondeo S – 1005+495 se han encontrado las siguientes formaciones:

- De 0 a 0,60 m: suelo vegetal: arcilla marrón oscuro con grava, arena y abundante materia orgánica y restos vegetales.
- De 0,60 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Asimismo dentro de esta formación PL1 se ha cortado el siguiente nivel:

- De 6 a 7 m: arcilla limosa beige marrón con grava o bastante grava.

Análisis de la cimentación

Al igual que en el caso anterior, para la pila P-11 se ha recomendado cimentación profunda por pilotes, por situarse la misma en las proximidades del arroyo de Brácana, para contener la socavación de las pilas y debido al espesor del estrato aluvial.

Para el cálculo de las resistencias de los pilotes por punta y por fuste se ha utilizado el método de Mohr – Coulomb, descrito anteriormente.

Los resultados son los mismos que para el caso de la pila P-4.

Pila P-12:

Reconocimientos utilizados

Próximamente a la pila P-12 se ha realizado el sondeo S – 1005+540 .

Estratigrafía / Litología

En el sondeo S – 1005+540 se han encontrado las siguientes formaciones:



- De 0 a 0,60 m: suelo vegetal: arcilla marrón oscuro con grava, arena y abundante materia orgánica y restos vegetales.
- De 0,60 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Asimismo en esta formación se encuentran los siguientes niveles:

- De 6,10 a 6,80 m: arcilla limosa beige marrón con grava o bastante grava.

Análisis de la cimentación

Para esta pila se ha recomendado cimentación superficial por zapatas, por considerarse que la cimentación en arcillas PL1 (Margas, limos blancos y calizas. Pliocuatnario) cuenta con suficiente capacidad portante, al igual que en los casos anteriores y a la vista de los resultados de los ensayos realizados para la misma litología.

La carga de hundimiento se ha calculado mediante la fórmula de Brinch-Hansen para la condición sin drenaje, dada por la siguiente expresión, quedando de esta forma del lado de la seguridad:

$q_{adm} = q_{hund} / FS$, tomando como factor de seguridad $FS = 3$

$q_{hund} = 5,14 \cdot s_u + q$, siendo

q_{hund} : carga de hundimiento

s_u : cohesión sin drenaje

q : carga del suelo sobre la base de la cimentación

La cohesión sin drenaje se puede determinar como la mitad de la compresión simple realizada en los ensayos de laboratorio.

Siendo la profundidad de cimentación 3 m, y tomando como resistencia a compresión simple la calculada para la formación PL1, de 4 kg/cm² se determina que la carga admisible es de 3,62 kg/cm².

Finalmente se adoptará para el cálculo una tensión admisible de 3 kg/cm², cimentando a una profundidad de 3 m.

Pila P-13:

Reconocimientos utilizados

Cerca de la pila P-13 se ha realizado el sondeo S-1005+590.

Estratigrafía / Litología

En el sondeo S – 1005+590 se han encontrado las siguientes formaciones:

- De 0 a 0,60 m: suelo vegetal: arcilla marrón oscuro con grava, arena y abundante materia orgánica y restos vegetales.
- De 0,60 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Asimismo en esta formación se encuentran los siguientes niveles:

De 3,50 a 5 , de 16 a 17 y de 19 a 20 m: arcilla limosa beige marrón con grava o bastante grava.

Análisis de la cimentación

Para esta pila se ha recomendado cimentación superficial por zapatas, por considerarse que la cimentación en arcillas PL1 (Margas, limos blancos y calizas. Pliocuatnario) cuenta con suficiente capacidad portante, al igual que en los casos anteriores y a la vista de los resultados de los ensayos realizados para la misma litología.



Se cimentará a una profundidad de 3 m.

El sustrato de cimentación pertenece a la formación PL1 (Margas, limos blancos y calizas. Pliocuaternario).

La carga de hundimiento se ha calculado mediante la fórmula de Brinch-Hansen para la condición sin drenaje, dada por la expresión expuesta en el punto 9.3.2.

La cohesión sin drenaje se puede determinar como la mitad de la compresión simple realizada en los ensayos de laboratorio.

Siendo la profundidad de cimentación 3 m, y tomando como resistencia a compresión simple la calculada para la formación PL1, de 4 kg/cm² se determina que la carga admisible es de 3,62 kg/cm².

Finalmente se adoptará para el cálculo una tensión admisible de 3 kg/cm², cimentando a una profundidad de 3 m.

Pila P-14:

Reconocimientos utilizados

En las proximidades de la pila P-14 se ha realizado el sondeo S-1005+635.

Estratigrafía / Litología

En el sondeo S – 1005+635 se han encontrado las siguientes formaciones:

- De 0 a 0,60 m: suelo vegetal: arcilla marrón oscuro con grava, arena y abundante materia orgánica y restos vegetales.
- De 0,60 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Asimismo en esta formación se encuentran los siguientes niveles:

- De 22 a 22,8 m: arcilla limosa beige marrón con grava o bastante grava.

Análisis de la cimentación

Para esta pila se ha recomendado cimentación superficial por zapatas, por considerarse que la cimentación en arcillas PL1 (Margas, limos blancos y calizas. Pliocuaternario) cuenta con suficiente capacidad portante, al igual que en los casos anteriores y a la vista de los resultados de los ensayos realizados para la misma litología.

Se cimentará a una profundidad de 3 m.

El sustrato de cimentación pertenece a la formación PL1 (Margas, limos blancos y calizas. Pliocuaternario).

La carga de hundimiento se ha calculado mediante la fórmula de Brinch-Hansen para la condición sin drenaje, dada por la expresión expuesta en el punto 9.3.2.

La cohesión sin drenaje se puede determinar como la mitad de la compresión simple realizada en los ensayos de laboratorio.

Siendo la profundidad de cimentación 3 m, y tomando como resistencia a compresión simple la calculada para la formación PL1, de 4 kg/cm² se determina que la carga admisible es de 3,62 kg/cm².

Finalmente se adoptará para el cálculo una tensión admisible de 3 kg/cm², cimentando a una profundidad de 3 m.

Pila P-15:

Reconocimientos utilizados

En las proximidades de la pila P-15 se ha realizado el sondeo S-1005+675.



Análisis de la cimentación

Para esta pila se ha recomendado cimentación superficial por zapatas, por considerarse que la cimentación en arcillas PL1 (Margas, limos blancos y calizas. Pliocuaternario) cuenta con suficiente capacidad portante, al igual que en los casos anteriores y a la vista de los resultados de los ensayos realizados para la misma litología.

Se cimentará a una profundidad de 3 m.

El sustrato de cimentación pertenece a la formación PL1 (Margas, limos blancos y calizas. Pliocuaternario).

La carga de hundimiento se ha calculado mediante la fórmula de Brinch-Hansen para la condición sin drenaje, dada por la expresión expuesta en el punto 9.3.2.

La cohesión sin drenaje se puede determinar como la mitad de la compresión simple realizada en los ensayos de laboratorio.

Siendo la profundidad de cimentación 3 m, y tomando como resistencia a compresión simple la calculada para la formación PL1, de 4 kg/cm² se determina que la carga admisible es de 3,62 kg/cm².

Finalmente se adoptará para el cálculo una tensión admisible de 3 kg/cm², cimentando a una profundidad de 3 m.

Estribo E-2:

Reconocimientos utilizados

No hay reconocimientos en torno al estribo E-1, por lo que el perfil geológico del terreno será lo que sirva de base para el conocimiento del terreno.

Análisis de la cimentación

Para este estribo se ha recomendado cimentación superficial por zapatas, por considerarse que la cimentación en arcillas PL1 (Margas, limos blancos y calizas. Pliocuaternario) cuenta con suficiente capacidad portante, a la vista de los resultados de los ensayos realizados para la misma litología.

Se cimentará a una profundidad de 5 m.

El sustrato de cimentación pertenece a la formación PL1 (Margas, limos blancos y calizas. Pliocuaternario).

La carga de hundimiento se ha calculado mediante la fórmula de Brinch-Hansen para la condición sin drenaje, dada por la expresión expuesta en el punto 9.3.2.

La cohesión sin drenaje se puede determinar como la mitad de la compresión simple realizada en los ensayos de laboratorio.

Siendo la profundidad de cimentación 5 m, y tomando como resistencia a compresión simple la calculada para la formación PL1, de 4 kg/cm² se determina que la carga admisible es de 3,76 kg/cm².

Finalmente se adoptará para el cálculo una tensión admisible de 3 kg/cm², cimentando a una profundidad de 5 m.

9.5.1. Cálculo de asientos diferenciales en Viaducto de la Loma

A continuación se procederá a calcular el asiento diferencial entre aquellos apoyos en los que se considera más posibilidad de diferencia de asientos por distinta tipología de cimentación de sus pilas. En este caso, esto sucede entre las pilas 10 y la 9, y entre las pilas 11 y 12.

La carga axial permanente calculada para las pilas, incluyendo los momentos de carácter permanente, es de 400 t / m² por pilote (se ha considerado el tope estructural).

Como valor de α se ha adoptado 0,60.

Asiento total Pila 10:

$$z = 1 \cdot \alpha = 30 \cdot 0,6 = 18 \text{ m}$$

$$B_1 = B_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) \cdot l = 12,60 + 30 \cdot 0,40 = 24,60 \text{ m}$$

$$L_1 = L_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) \cdot l = 12,60 + 30 \cdot 0,40 = 24,60 \text{ m}$$

Por tanto la superficie equivalente a considerar es de $24,60 \cdot 24,60 = 605,16 \text{ m}^2$.

$$400 \text{ t/m}^2 \cdot 1,80^2 \cdot \pi / 4 \cdot 8 \text{ pilotes por encepado} = 8.143 \text{ toneladas}$$

A la superficie equivalente se le aplica una tensión de $8.143 \text{ t} / 605,16 = 13,45 \text{ t/m}^2 = 1,3 \text{ kp/cm}^2$

$$\text{El asiento total será: } s = \frac{B \cdot q}{E} (1 - \nu^2) \cdot I$$

Donde B es el ancho de la zona cargada, q la carga, E el módulo de deformación e I un factor de influencia, función de las dimensiones y la profundidad.

$$s = \frac{2.460 \cdot 1,3}{561,6} (1 - 0,3^2) \cdot 1,12 = 5,58 \text{ cm}$$

Asiento total Pila 9:

$$z = 1 \cdot \alpha = 30 \cdot 0,6 = 18 \text{ m}$$

$$B_1 = B_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) \cdot l = 12,60 + 30 \cdot 0,40 = 24,60 \text{ m}$$

$$L_1 = L_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) \cdot l = 17,10 + 30 \cdot 0,40 = 29,10 \text{ m}$$

Por tanto la superficie equivalente a considerar es de $24,60 \cdot 29,10 = 715,86 \text{ m}^2$.

$$400 \text{ t/m}^2 \cdot 1,80^2 \cdot \pi / 4 \cdot 10 \text{ pilotes por encepado} = 10.179 \text{ toneladas}$$

A la superficie equivalente se le aplica una tensión de $10.179 \text{ t} / 715,86 = 14 \text{ t/m}^2 = 1,4 \text{ kp/cm}^2$

$$\text{El asiento total será } s = \frac{B \cdot q}{E} (1 - \nu^2) \cdot I$$

Donde B es el ancho de la zona cargada, q la carga, E el módulo de deformación e I un factor de influencia, función de las dimensiones y la profundidad (1,26 para zapata rectangular de razón 1,3):

$$s = \frac{2.460 \cdot 1,4}{561,6} (1 - 0,3^2) \cdot 1,26 = 7,03 \text{ cm}$$

Asiento total Pila 10 - Pila 9

El asiento diferencial será: $7,03 - 5,58 = 1,45 \text{ cm}$ en 48 m, que es un asiento diferencial admisible.

Asiento total Pila 12

$$\text{El asiento total será: } s = \frac{B \cdot q}{E} (1 - \nu^2) \cdot I$$



Donde B es el ancho de la zona cargada (zapata de ancho 15 m), q la carga, de 3 kg/cm², E el módulo de deformación e I un factor de influencia, función de las dimensiones y la profundidad (1,12 para zapata cuadrada):

$$s = \frac{1500 \cdot 3}{561,6} (1 - 0,3^{\frac{1}{2}}) \cdot 1,12 = 8,16 \text{ cm}$$

Asiento total Pila 11

$$z = 1 \cdot \alpha = 30 \cdot 0,6 = 18 \text{ m}$$

$$B_1 = B_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) \cdot l = 12,60 + 30 \cdot 0,40 = 24,60 \text{ m}$$

$$L_1 = L_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) \cdot l = 12,60 + 30 \cdot 0,40 = 24,60 \text{ m}$$

Por tanto la superficie equivalente a considerar es de 24,60· 24,60 = 605,16 m².

$$400 \text{ t/m}^2 \cdot 1,80^2 \cdot \pi / 4 \cdot 8 \text{ pilotes por encepado} = 8.143 \text{ toneladas}$$

A la superficie equivalente se le aplica una tensión de 8.143 t / 605,16 = 13,45 t / m² = 1,3 kp/cm²

El asiento total será $s = \frac{B \cdot q}{E} (1 - \nu^2) \cdot I$

Donde B es el ancho de la zona cargada, q la carga, E el módulo de deformación e I un factor de influencia, función de las dimensiones y la profundidad.

$$s = \frac{2.460 \cdot 1,3}{561,6} (1 - 0,3^2) \cdot 1,12 = 5,58 \text{ cm}$$

Asiento total Pila 12 - Pila 11

El asiento diferencial será: 8,16 – 5,58 = 2,58 cm en 48 m entre 2 pilas, que es un asiento diferencial admisible.

Teniendo en cuenta que la mayor parte de los asientos producidos en cada pila se producirán durante la construcción del viaducto, se deberá tener en cuenta que el asiento diferencial real finamente producido será mucho menor.

9.6. VIADUCTO SOBRE EL ARROYO CHARCÓN

9.6.1. Descripción de la estructura

El Viaducto sobre el Arroyo Charcón consiste en una estructura de losa postensada de 14 m de ancho de tablero y 1,90 m de canto, compuesta de dos vanos de luces de 25+25 m. Se sitúa entre el PK 1011+619 y el PK 1011+669 del trazado proyectado, y cuenta con una altura máxima de 14 m sobre el cauce del río.

La altura de los rellenos a la altura de los estribos es de 9,5 y 8,75 m aproximadamente.

La altura de la pila central hasta la superficie del terreno es de 14 m.

9.6.2. Investigaciones realizadas

Proyecto Constructivo

RECONOCIMIENTO	PK	PROFUNDIDAD (m)
S - 1011+595	1011+595	29,95
S - 1011+600	1011+600	30,00
S - 1011+605	1011+605	31,01
S - 1011+610	1011+610	31,05
S - 1011+640	1011+650	30,00



RECONOCIMIENTO	PK	PROFUNDIDAD (m)
PD - 1011+580 = PD 27+680	1011+580	14,29
PD - 1011+615	1011+615	7,80
PD - 1011+650 = PD 27+740	1011+650	13,31
C – 1011+615	1011+615	3,00

9.6.3. Naturaleza del terreno

De acuerdo con el perfil geológico geotécnico analizado el terreno de apoyo del paso superior está compuesto por una capa superior de espesor variable entre 2 y 5 m de aluvial reciente compuesto por arcilla marrón rojiza con bastante limo (Q4), bajo la que asienta un estrato de 3 a 6 metros de espesor de arcillas limosas rojas con indicios de gravas y arena (PL2).

La capa inferior es de arcilla algo margosa, con indicios de grava fina y arena (PL1). Los resultados de golpes en ensayos SPT son inicialmente bajos, aumentando a 30 – 40 golpes con la profundidad.

9.6.4. Recomendaciones de cimentación

El viaducto cuenta con dos estribos y una pila intermedia entre los dos vanos de 25 m.

Se recomienda cimentación profunda tanto para los estribos, debido al espesor de la capa aluvial bajo el Arroyo Charcón, de entre 2 y 5 m de profundidad como para la pila central, debido al mismo motivo, además de para evitar su posible socavación por la corriente de agua.

Los resultados obtenidos para el cálculo de la resistencia por punta y fuste de los pilotes mediante el método de Mohr – Coulomb han sido los siguientes (los parámetros utilizados figuran en cada uno de los cuadros):

RESISTENCIA POR PUNTA Y CARGA ADMISIBLE TOTAL

TENSIÓN ADMISIBLE (PUNTA) q_p (t/m ²)	351,08	433,57	516,07
CARGA DE HUNDIMIENTO (PUNTA) (Q_p (t))	430,84	532,08	633,31
CARGA ADMISIBLE (PUNTA) (t)	143,61	177,36	211,10
CARGA ADMISIBLE TOTAL (t)	274,14	362,09	455,35
TENSIÓN ADMISIBLE DEL PILOTE (t/m ²)	223,39	295,06	371,05

h (punta del pilote) (m)	15	20	25
h (profundidad del nivel freático) (m)	2	2	2
γ' (t/m ³) (densidad del suelo)	2	2	2
γ_d (t/m ³) (densidad seca)	1,8	1,8	1,8
D (m) (diámetro pilote)	1,25	1,25	1,25
c' (t/m ²)	3,5	3,5	3,5
N' (°)	27	27	27
FS (factor de seguridad)	3	3	3

Φ'_{vo}	20,250	26,500	32,750
N _c	23,942	23,942	23,942
N _q	13,199	13,199	13,199
f _p	0,667	0,667	0,667



RESISTENCIA POR FUSTE Y CARGA ADMISIBLE TOTAL

	Bajo NF	Sobre NF	Bajo NF	Sobre NF	Bajo NF	Sobre NF
TENSIÓN ADMISIBLE (FUSTE) τ_f (t/m ²)	4,55	3,67	4,82	3,67	5,09	3,67
CARGA DE HUNDIMIENTO (FUSTE) (Q _f (t))	232,21	28,85	340,62	28,85	459,65	28,85
CARGA ADMISIBLE (FUSTE) (t)	130,53		184,73		244,25	
CARGA ADMISIBLE TOTAL (t)	274,14		362,09		455,35	
TENSIÓN ADMISIBLE DEL PILOTE (t/m ²)	223,39		295,06		371,05	

h (profundidad del pilote) (m)	15	15	20	20	25	25
h (profundidad del nivel freático) (m)	2	2	2	2	2	2
γ' (t/m ³) (densidad del suelo)	2	2	2	2	2	2
γ_d (t/m ³) (densidad seca)	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
c' (t/m ²)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
K _o (coeficiente de empuje al reposo)	0,546	0,546	0,546	0,546	0,546	0,546
δ (°) (° fricción pilote - terreno)	9,000	9,000	9,000	9,000	9,000	9,000
FS (factor de seguridad)	2	2	2	2	2	2

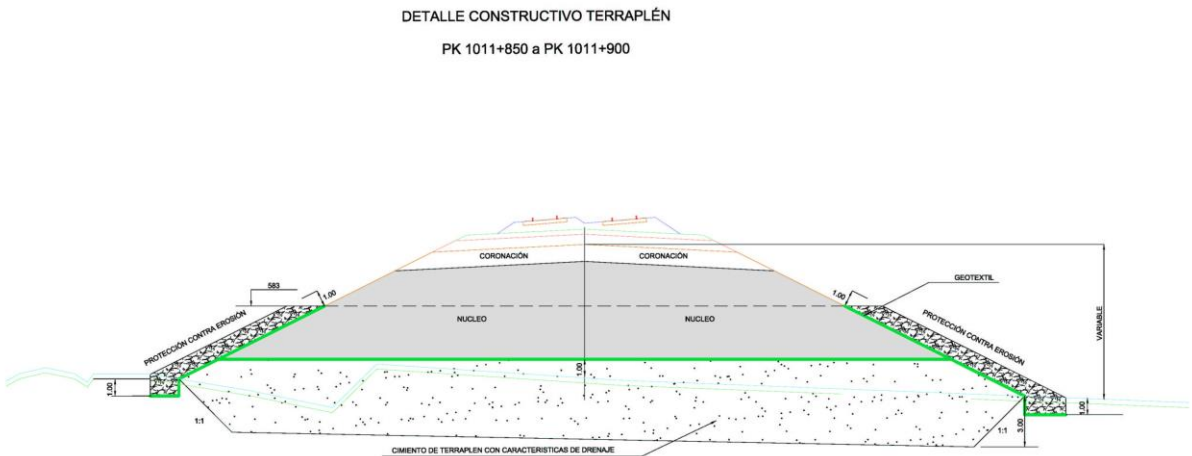
σ'_v	12,125	2	15,25	2	18,375	2
γ_{sat} (t/m ³) (densidad saturada)	2,25		2,25		2,25	
q _u * (t/m ²)						
*(q _u : RCS sólo para suelo arcilloso saturado)						

Asiento y capacidad portante del relleno

El relleno del puente sobre el arroyo Charcón cuenta con una altura máxima de 9,5 m. Se recomienda sanear los tres primeros metros de tierra vegetal y de aluvial reciente y depósito de fondo de valle (Q4), por tener golpes bajos, por debajo de 12 en el ensayo de penetración estándar SPT, con lo que asentará sobre la formación de arcillas limosas rojas y gravas (PL2) con una altura máxima de 12 m (los 9 iniciales más el saneo de 3 m).

Debido a las **importantes crecidas del arroyo Charcón** , que podrían socavar el cimiento y parte del espaldón de los rellenos del puente, **se construirá un cimiento drenante de**

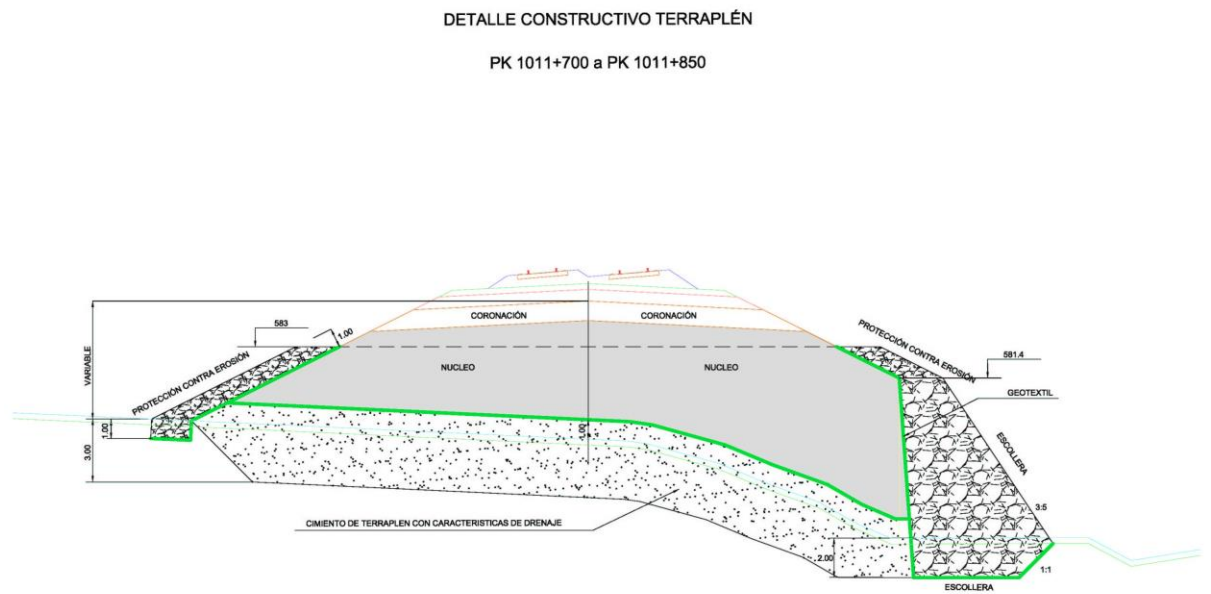
escollera de 4 m de altura para el relleno más expuesto a la avenida del arroyo Charcón, 3 m por debajo de la cota del terreno más 1 m sobre el mismo, así como **revestir con protección contra la erosión el talud, desde el PK 1011+590 hasta el PK 1011+900**, hasta la cota 583, que se ha determinado teniendo en cuenta la máxima avenida, tal como se puede ver en el croquis siguiente:



Entre los **PPKK 1011+500 a 1011+580** se recomienda la ejecución de una protección contra erosión en el espaldón izquierdo del terraplén con un cimiento con características de drenaje de 4m. Un vez pasado el paso inferior, entre los **PPKK 1011+580 a 1011+619** y ya en el otro extremo del puente del Charcón, desde el **PPKK 1011+669 a 1011+700** está prevista la ejecución de un enchado de piedra con el fin de proteger los estribos y taludes de la avenidas, así como del cimiento con características de drenaje citado con anterioridad.

Se recomendará proceder de la misma manera entre los **PPKK 1011+700 a 1011+900**, con una protección contre erosión en ambos espaldones y un cimiento con características de drenaje de 4m, añadiendo un muro de escollera en el espaldón derecho con una longitud de 150 m, desde el **PK 1011+700 hasta el 1011+850**, para contener la avenida máxima de agua

y evitar la socavación del terraplén, ya que el arroyo en su discurrir, forma un meandro en dicho punto.



Bajo el relleno asienta sobre una capa de 3 – 6 m de espesor, perteneciente a la formación PL2 (arcillas limosas rojas y gravas). Si se supone como arcillosa dicha formación, con su techo a una profundidad de 2 m y con las siguientes características geotécnicas es posible determinar el asiento mediante la fórmula siguiente

$$s = \frac{h}{(1 - e_0)} \cdot C_c \log_{10} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'_0}{\sigma'_0} \right), \text{ en la que}$$

- h Espesor del estrato de arcilla (6 m)
- e_0 Índice de huecos inicial (0,30)

- C_c Índice de compresión (en este caso $C_c = 0,99 \cdot \omega^{1,315}$)
- ω Humedad (0,14)
- σ'_0 (t/m²) Tensión efectiva en el centro de la capa de cálculo
- $\Delta \sigma'_0$ (t/m²) Variación de la tensión inicial en el centro de la capa de cálculo debido a la sobrecarga aplicada (20 t / m²)
- γ_{ap1} (t/m²) Densidad aparente de la capa de arcillas (2 t /m²)
- γ_{ap2} (t/m²) Densidad aparente de la capa por encima de las arcillas (2 t /m²)

El resultado obtenido para el asiento debido a estas arcillas es de **0,183 m**.

No se considera significativo el asiento final del relleno porque en su mayor parte se producirá durante la construcción del mismo.

9.6.5. Cálculo de asientos diferenciales

A continuación se procederá a calcular el asiento diferencial entre aquellos apoyos en los que se considera más posibilidad de diferencia de asientos por distinta tipología de cimentacion de sus pilas. Se ha seguido la metodología de cálculo de asientos del punto 9.3.6.

La carga axial permanente calculada para las pilas, incluyendo los momentos de carácter permanente, es de 400 t / m² por pilote (se ha considerado el tope estructural).

Como valor de α se ha adoptado 0,60.

Asiento total Estribo 1:

$$z = 1 \cdot \alpha = 25 \cdot 0,6 = 15 \text{ m}$$

$$B_1 = B_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) \cdot 1 = 8,50 + 25 \cdot 0,40 = 18,50 \text{ m}$$

$$L_1 = L_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) \cdot 1 = 15,10 + 25 \cdot 0,40 = 25,10 \text{ m}$$

Por tanto la superficie equivalente a considerar es de $18,50 \cdot 25,10 = 464,35 \text{ m}^2$.

$$400 \text{ t/m}^2 \cdot 1,25^2 \cdot \frac{\pi}{4} / 15 \text{ pilotes por encepado} = 7.363 \text{ toneladas}$$

A la superficie equivalente se le aplica una tensión de $7.363 \text{ t} / 464,35 = 15,85 \text{ t/m}^2 = 1,58 \text{ kp/cm}^2$

El asiento total será: $s = \frac{B \cdot q}{E} (1 - \nu^2) \cdot I$

Donde B es el ancho de la zona cargada, q la carga, E el módulo de deformación e I un factor de influencia, función de las dimensiones y la profundidad (1,26 para zapata rectangular de razón 1,3):

$$s = \frac{1.850 \cdot 1,58}{561,6} (1 - 0,3^2) \cdot 1,26 = 5,96 \text{ cm}$$

Asiento total Pila intermedia:

$$z = 1 \cdot \alpha = 25 \cdot 0,6 = 15 \text{ m}$$

$$B_1 = B_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) \cdot 1 = 8,50 + 25 \cdot 0,40 = 18,50 \text{ m}$$

$$L_1 = L_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) \cdot 1 = 8,50 + 25 \cdot 0,40 = 18,50 \text{ m}$$

Por tanto la superficie equivalente a considerar es de $18,50 \cdot 18,50 = 342,25 \text{ m}^2$.

$$400 \text{ t/m}^2 \cdot 1,25^2 \cdot \frac{\pi}{4} / 9 \text{ pilotes por encepado} = 4.418 \text{ toneladas}$$

A la superficie equivalente se le aplica una tensión de $4,418 \text{ t} / 342,25 \text{ m}^2 = 12,90 \text{ t/m}^2 = 1,29 \text{ kp / cm}^2$

El asiento total será $s = \frac{B \cdot q}{E} (1 - \nu^2) \cdot I$

Donde B es el ancho de la zona cargada, q la carga, E el módulo de deformación e I un factor de influencia, función de las dimensiones y la profundidad

$$s = \frac{1.850 \cdot 1,29}{561,6} (1 - 0,3^2) \cdot 1,12 = 4,33 \text{ cm}$$

Asiento total Estribo 1 - Pila intermedia

El asiento diferencial será: $5,96 - 4,33 = 1,45 \text{ cm}$, que es un asiento diferencial admisible.

Teniendo en cuenta que la mayor parte de los asientos producidos en cada pila se producirán durante la construcción del viaducto, se deberá tener en cuenta que el asiento diferencial real finamente producido será mucho menor.

9.7. VIADUCTO TESORILLO

9.7.1. Descripción

El viaducto del Tesorillo es una estructura hiperestática proyectada para salvar el yacimiento arqueológico del mismo nombre, situado entre el PK 1012+500 y 1012+800. La longitud del viaducto es de 150 m desde el PK 1012+485 al PK 1012+635.

Tiene una altura máxima del orden de 5 m, con una sección transversal de 14 m sobre el yacimiento citado. Está formada por cuatro pilas y dos estribos, cimentados mediante pilotes



con sus correspondientes encepados, debido a la escasa consistencia del terreno observada en la campaña de investigación realizada para determinar el tipo de cimentación.

Estribo E-1:

Reconocimientos utilizados

Por problemas de acceso a la zona, no hay reconocimientos en torno al estribo E-1, por lo que el perfil geológico del terreno extrapolado de otras investigaciones cercanas (PD-1012+500) sirve de base para el conocimiento del terreno

Estratigrafía y Litología

Según el perfil geológico, el sustrato está formado por:

- De 0 a 5 m de profundidad: formación Q4 (aluvial): arcilla limosa marrón con grava fina, arena y restos de materia orgánica.
- De 5 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Análisis de la cimentación

Para el estribo E-1 se recomienda una cimentación profunda mediante pilotes a la poca resistencia de la formación PL1 en esta zona, con golpes muy bajos en los ensayos de penetración dinámica cercanos.

Se ha considerado una profundidad de nivel freático de 1 m.

Para el cálculo de las resistencias de los pilotes por punta y por fuste se ha utilizado el método de Mohr – Coulomb, descrito anteriormente, considerándose 2 diámetros posibles de pilotes (1,50 m y 1,80 m) y una longitud de los mismos de 25 m.

Los resultados obtenidos mediante el método de Mohr – Coulomb han sido los siguientes (los parámetros utilizados figuran en cada uno de los cuadros).

Estribo E-1. Diámetro igual a 1,50 m:

	Q4	PL1
Profundidad del pilote (m)	25	25
Diámetro del pilote (m)	1,5	1,5
Rango de profundidad (p. mín. - p. máx.) (m)	0 - 5	5 - 100
Profundidad máxima (m)	5	100
Profundidad del nivel freático (m)	1	1
γ' (t/m ³) (densidad del nivel considerado del suelo)	2,05	2,09
γ_d (t/m ³) (densidad seca)	1,78	1,81
c' (t/m ²)	2,7	3
ϕ' (°)	27,65	27
FS (factor de seguridad para el fuste)	2,5	2,5
FS (factor de seguridad para la punta)	2,5	2,5



	NIVEL 1	NIVEL 2
RESISTENCIA UNITARIA POR FUSTE τ_f (t/m ²)		
"" (por encima NF) (t/m ²)	2,789	
"" (por debajo NF) (t/m ²)	3,128	
""(teniendo en cuenta la prof. pilote) (t/m ²)		4,984
RESISTENCIA UNITARIA POR PUNTA q_p (t/m ²)		637,961
CARGA DE HUNDIMIENTO POR NIVELES (FUSTE) (Q_f (t))	72,113	469,734
CARGA DE HUNDIMIENTO TOTAL (FUSTE) (Q_f (t))		541,848
CARGA ADMISIBLE (FUSTE) (t)		216,739
CARGA DE HUNDIMIENTO TOTAL (PUNTA) (Q_p (t))		1127,370
CARGA ADMISIBLE (PUNTA) (t)		450,948
CARGA ADMISIBLE TOTAL (t)		667,687
TENSIÓN ADMISIBLE DEL PILOTE (t/m ²)		377,834

Estribo E-1. Diámetro igual a 1,80 m:

	Q4	PL1
Profundidad del pilote (m)	25	25
Diámetro del pilote (m)	1,8	1,8
Rango de profundidad (p. mín. - p. máx.) (m)	0 - 5	5 - 100
Profundidad máxima (m)	5	100
Profundidad del nivel freático (m)	1	1
γ' (t/m ³) (densidad del nivel considerado del suelo)	2,05	2,09
γ_d (t/m ³) (densidad seca)	1,78	1,81
c' (t/m ²)	2,7	3
ϕ' (°)	27,65	27
FS (factor de seguridad para el fuste)	2,5	2,5
FS (factor de seguridad para la punta)	2,5	2,5

	NIVEL 1	NIVEL 2
RESISTENCIA UNITARIA POR FUSTE τ_f (t/m ²)		
"" (por encima NF) (t/m ²)	2,789	
"" (por debajo NF) (t/m ²)	3,128	
""(teniendo en cuenta la prof. pilote) (t/m ²)		4,984
RESISTENCIA UNITARIA POR PUNTA q_p (t/m ²)		637,961
CARGA DE HUNDIMIENTO POR NIVELES (FUSTE) (Q_f (t))	86,536	563,681
CARGA DE HUNDIMIENTO TOTAL (FUSTE) (Q_f (t))		650,217
CARGA ADMISIBLE (FUSTE) (t)		260,087
CARGA DE HUNDIMIENTO TOTAL (PUNTA) (Q_p (t))		1623,412
CARGA ADMISIBLE (PUNTA) (t)		649,365
CARGA ADMISIBLE TOTAL (t)		909,452
TENSIÓN ADMISIBLE DEL PILOTE (t/m ²)		357,392

9.7.2. Pila P-1:

Reconocimientos utilizados

Por problemas de acceso a la zona, no hay reconocimientos en torno a la pila P-1 (situada en el PK 1012+515), por lo que el perfil geológico del terreno sirve de base para el conocimiento del terreno.

Estratigrafía y Litología

Según el perfil geológico, el sustrato está formado por:

- De 0 a 4 m de profundidad: formación Q4 (aluvial): arcilla limosa marrón con grava fina, arena y restos de materia orgánica.



- De 4 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Análisis de la cimentación

Para la pila P-1 se recomienda una cimentación profunda mediante pilotes debido a la baja calidad geotécnica del sustrato. Se ha considerado un profundidad de pilotes de 25 m y dos posibles diámetros (1,50 m y 1,80 m).

Se ha considerado una profundidad de nivel freático de 1 m.

Para el cálculo de las resistencias de los pilotes por punta y por fuste se ha utilizado el método de Mohr – Coulomb, descrito anteriormente.

Los resultados obtenidos mediante el método de Mohr – Coulomb han sido los siguientes (los parámetros utilizados figuran en cada uno de los cuadros):

Pila P-1. Diámetro igual a 1,50 m:

	Q4	PL1
Profundidad del pilote (m)	25	25
Diámetro del pilote (m)	1,5	1,5
Rango de profundidad (p. mín. - p. máx.) (m)	0 - 4	4 - 100
Profundidad máxima (m)	4	100
Profundidad del nivel freático (m)	1	1
γ' (t/m ³) (densidad del nivel considerado del suelo)	2,05	2,09
γ_s (t/m ³) (densidad seca)	1,78	1,81
c' (t/m ²)	2,7	3
ϕ' (°)	27,65	27
FS (factor de seguridad para el fuste)	2,5	2,5
FS (factor de seguridad para la punta)	2,5	2,5

	Q4	PL1
RESISTENCIA UNITARIA POR FUSTE τ_f (t/m ²)		
"" (por encima NF) (t/m ²)	2,789	
"" (por debajo NF) (t/m ²)	3,066	
""(teniendo en cuenta la prof. pilote) (t/m ²)		4,925
RESISTENCIA UNITARIA POR PUNTA q_p (t/m ²)		639,073

CARGA DE HUNDIMIENTO POR NIVELES (FUSTE) (Q_f (t))	56,487	487,390
CARGA DE HUNDIMIENTO TOTAL (FUSTE) (Q_f (t))		543,876
CARGA ADMISIBLE (FUSTE) (t)		217,550

CARGA DE HUNDIMIENTO TOTAL (PUNTA) (Q_p (t))		1129,335
CARGA ADMISIBLE (PUNTA) (t)		451,734

CARGA ADMISIBLE TOTAL (t)		669,284
TENSIÓN ADMISIBLE DEL PILOTE (t/m ²)		378,737



Pila P-1. Diámetro igual a 1,80 m:

Profundidad del pilote (m)
Diámetro del pilote (m)
Rango de profundidad (p. mín. - p. máx.) (m)
Profundidad máxima (m)
Profundidad del nivel freático (m)
γ' (t/m ³) (densidad del nivel considerado del suelo)
γ_d (t/m ³) (densidad seca)
c' (t/m ²)
ϕ' (º)
FS (factor de seguridad para el fuste)
FS (factor de seguridad para la punta)

Q4	PL1
25	25
1,8	1,8
0 - 4	4 - 100
4	100
1	1
2,05	2,09
1,78	1,81
2,7	3
27,65	27
2,5	2,5
2,5	2,5

RESISTENCIA UNITARIA POR FUSTE τ_f (t/m ²)
"" (por encima NF) (t/m ²)
"" (por debajo NF) (t/m ²)
""(teniendo en cuenta la prof. pilote) (t/m ²)
RESISTENCIA UNITARIA POR PUNTA q_p (t/m ²)

Q4	PL1
2,789	
3,066	
	4,925
	639,073

CARGA DE HUNDIMIENTO POR NIVELES (FUSTE) (Q_f (t))
CARGA DE HUNDIMIENTO TOTAL (FUSTE) (Q_f (t))
CARGA ADMISIBLE (FUSTE) (t)

67,784	584,868
	652,651
	261,061

CARGA DE HUNDIMIENTO TOTAL (PUNTA) (Q_p (t))
CARGA ADMISIBLE (PUNTA) (t)

	1626,242
	650,497
	911,557
	358,219

CARGA ADMISIBLE TOTAL (t)
TENSIÓN ADMISIBLE DEL PILOTE (t/m ²)

9.7.3. Pila P-2:

Reconocimientos utilizados

Los reconocimientos efectuados en esta pila son los ensayos de penetración dinámica PD-1012+544 y PD-1012+546.

Estratigrafía y Litología

Se han encontrado las siguientes formaciones:

- De 0 a 3-4 m de profundidad: formación Q4 (aluvial): arcilla limosa marrón con grava fina, arena y restos de materia orgánica.
- De 3-4 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con escasas arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Análisis de la cimentación

Para la pila P-1 se recomienda una cimentación profunda mediante pilotes debido a la baja calidad del sustrato. Se han considerado dos posibles diámetros (1,50 y 1,80 m) y una longitud de 25 m.

Se ha considerado una profundidad de nivel freático de 1 m.

Para el cálculo de las resistencias de los pilotes por punta y por fuste se ha utilizado el método de Mohr – Coulomb, descrito anteriormente.

Los resultados obtenidos mediante el método de Mohr – Coulomb han sido los siguientes (los parámetros utilizados figuran en cada uno de los cuadros).



Pila P-2. Diámetro igual a 1,50 m:

Profundidad del pilote (m)
Diámetro del pilote (m)
Rango de profundidad (p. mín. - p. máx.) (m)
Profundidad máxima (m)
Profundidad del nivel freático (m)
γ' (t/m ³) (densidad del nivel considerado del suelo)
γ_d (t/m ³) (densidad seca)
c' (t/m ²)
ϕ' (º)
FS (factor de seguridad para el fuste)
FS (factor de seguridad para la punta)

Q4	PL1
25	25
1,5	1,5
0 - 2	2 - 100
2	100
1	1
2,05	2,09
1,78	1,81
2,7	3
27,65	27
2,5	2,5
2,5	2,5

RESISTENCIA UNITARIA POR FUSTE τ_f (t/m ²)
"" (por encima NF) (t/m ²)
"" (por debajo NF) (t/m ²)
""(teniendo en cuenta la prof. pilote) (t/m ²)
RESISTENCIA UNITARIA POR PUNTA q_p (t/m ²)

Q4	PL1
2,789	
2,941	
	4,807
	641,296

CARGA DE HUNDIMIENTO POR NIVELES (FUSTE) (Q_f (t))
CARGA DE HUNDIMIENTO TOTAL (FUSTE) (Q_f (t))
CARGA ADMISIBLE (FUSTE) (t)

27,002	521,034
	548,036
	219,214

CARGA DE HUNDIMIENTO TOTAL (PUNTA) (Q_p (t))
CARGA ADMISIBLE (PUNTA) (t)

	1133,264
	453,306

CARGA ADMISIBLE TOTAL (t)
TENSIÓN ADMISIBLE DEL PILOTE (t/m ²)

	672,520
	380,568

Pila P-2. Diámetro igual a 1,80 m:

Profundidad del pilote (m)
Diámetro del pilote (m)
Rango de profundidad (p. mín. - p. máx.) (m)
Profundidad máxima (m)
Profundidad del nivel freático (m)
γ' (t/m ³) (densidad del nivel considerado del suelo)
γ_d (t/m ³) (densidad seca)
c' (t/m ²)
ϕ' (º)
FS (factor de seguridad para el fuste)
FS (factor de seguridad para la punta)

Q4	PL1
25	25
1,8	1,8
0 - 2	2 - 100
2	100
1	1
2,05	2,09
1,78	1,81
2,7	3
27,65	27
2,5	2,5
2,5	2,5

RESISTENCIA UNITARIA POR FUSTE τ_f (t/m ²)
"" (por encima NF) (t/m ²)
"" (por debajo NF) (t/m ²)
""(teniendo en cuenta la prof. pilote) (t/m ²)
RESISTENCIA UNITARIA POR PUNTA q_p (t/m ²)

Q4	PL1
2,789	
2,941	
	4,807
	641,296

CARGA DE HUNDIMIENTO POR NIVELES (FUSTE) (Q_f (t))
CARGA DE HUNDIMIENTO TOTAL (FUSTE) (Q_f (t))
CARGA ADMISIBLE (FUSTE) (t)

32,402	625,241
	657,643
	263,057

CARGA DE HUNDIMIENTO TOTAL (PUNTA) (Q_p (t))
CARGA ADMISIBLE (PUNTA) (t)

	1631,900
	652,760

CARGA ADMISIBLE TOTAL (t)
TENSIÓN ADMISIBLE DEL PILOTE (t/m ²)

	915,817
	359,893



9.7.4. Pila P-3:

Reconocimientos utilizados

En el entorno de la pila P-3 (situada en el PK 1012+575) se han realizado los ensayos de penetración dinámica PD-1012+574 y PD-1012+576, mediante los cuales se han precisado el perfil geotécnico correspondiente al viaducto del Tesorillo.

Estratigrafía y Litología

Se han encontrado las siguientes formaciones:

- De 0 a 2 m de profundidad: formación Q4 (aluvial): arcilla limosa marrón con grava fina, arena y restos de materia orgánica.
- De 2 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Análisis de la cimentación

Para la pila P-3 se recomienda una cimentación profunda mediante pilotes debido a la mala calidad del sustrato bajo el aluvial. Se ha considerado un profundidad de pilotes de 25 m y dos posibles diámetros (1,50 m y 1,80 m).

Se ha considerado una profundidad de nivel freático de 1 m.

Para el cálculo de las resistencias de los pilotes por punta y por fuste se ha utilizado el método de Mohr – Coulomb, descrito anteriormente.

Los resultados obtenidos mediante el método de Mohr – Coulomb han sido los mismos que los obtenidos para la pila P-2.

9.7.5. Pila P-4:

Reconocimientos utilizados

En el entorno de la pila P-4 (situada en el PK 1012+605) se han realizado los ensayos de penetración dinámica PD-1012+604 y PD-1012+606, mediante los cuales se han precisado el perfil geotécnico correspondiente al del viaducto del Tesorillo.

Estratigrafía y Litología

Se han encontrado las siguientes formaciones:

- De 0 a 2 m de profundidad: formación Q4 (aluvial): arcilla limosa marrón con grava fina, arena y restos de materia orgánica.
- De 2 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Análisis de la cimentación

Para la pila P-4 se recomienda una cimentación profunda mediante pilotes debido a la mala calidad del sustrato bajo el aluvial. Se ha considerado un profundidad de pilotes de 25 m y dos posibles diámetros (1,50 m y 1,80 m).

Como en los casos anteriores se ha considerado una profundidad de nivel freático de 1 m.

Para el cálculo de las resistencias de los pilotes por punta y por fuste se ha utilizado el método de Mohr – Coulomb, descrito anteriormente.

Los resultados obtenidos mediante el método de Mohr – Coulomb han sido los mismos que los obtenidos para la pila P-2.



9.7.6. Estribo E-2:

Reconocimientos utilizados

En el entorno del estribo E-2 (situado en el PK 1012+635) se han realizado los ensayos de penetración dinámica PD-1012+634 y PD-1012+636, mediante los cuales se ha precisado el perfil geotécnico correspondiente del viaducto del Tesorillo.

Estratigrafía y Litología

Tras la observación del perfil geotécnico se han encontrado las siguientes formaciones:

- De 0 a 2-3 m de profundidad: formación Q4 (aluvial): arcilla limosa marrón con grava fina, arena y restos de materia orgánica.
- De 2-3 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Análisis de la cimentación

Para el estribo E-2 se recomienda una cimentación profunda mediante pilotes debido a la mala calidad del sustrato bajo el aluvial. Se ha considerado un profundidad de pilotes de 25 m y dos posibles diámetros (1,50 m y 1,80 m).

Al igual que para los casos anteriores se ha considerado una profundidad de nivel freático de 1 m.

Para el cálculo de las resistencias de los pilotes por punta y por fuste se ha utilizado el método de Mohr – Coulomb, descrito anteriormente.

Los resultados obtenidos mediante el método de Mohr – Coulomb han sido los mismos que los obtenidos para la pila P-2.

9.8. PASOS SUPERIORES

9.8.1. P.S. – 1001+500

9.8.1.1. Descripción de la estructura

El Paso Superior P.S. – 1001+500, perteneciente a la carretera A – 335, consiste en una estructura de tablero de ancho 12 m. Está compuesto de tres vanos de luces 12+24+12, siendo la longitud total de 48 m y dos filas de tres pilas intermedias de 0,80 m de diámetro. La estructura se localiza en el PK 1001+500 del trazado proyectado.

9.8.1.2. Investigaciones realizadas

Proyecto Constructivo

RECONOCIMIENTO	PK	PROFUNDIDAD (m)
S – 1001+505	1001+505	25,45
PD – 1001+505	1001+505	13,20
C – 1001+505	1001+505	3,10

9.8.1.3. Naturaleza del terreno

De acuerdo con el perfil geológico geotécnico analizado el terreno de apoyo del paso superior está compuesto por una capa superior de unos 2 metros de profundidad de aluvial reciente compuesto por arcilla marrón rojiza con bastante limo (Q4), bajo la que asientan 5 metros de arcillas limosas rojas con indicios de gravas y arena (PL2). La capa inferior es de arcilla algo margosa, con indicios de grava fina y arena (PL1). Los resultados de golpes en ensayos SPT son inicialmente bajos, aumentando a 45 golpes a 8 m de profundidad.



9.8.1.4. Recomendaciones de cimentación

Asiento y capacidad portante del relleno

El relleno del paso superior PS – 1001+500 cuenta con una altura máxima de 9 m. Se recomienda sanear los dos primeros metros de tierra vegetal y de aluvial reciente y depósito de fondo de valle (Q4), con lo que asentará sobre la formación de arcillas limosas rojas y gravas (PL2) con una altura máxima de 11 m (los 9 iniciales más el saneo de 2 m).

Bajo el relleno asienta sobre una capa de 3 – 4 m de espesor, perteneciente a la formación PL2 (arcillas limosas rojas y gravas). Si suponemos como arcillosa dicha formación, con su techo a una profundidad de 2 m y con las siguientes características geotécnicas es posible determinar el asiento mediante la fórmula siguiente:

$$s = \frac{h}{(1 - e_0)} \cdot C_c \log_{10} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'_0}{\sigma'_0} \right), \text{ en la que}$$

h	Espesor del estrato de arcilla (4 m)
e_0	Índice de huecos inicial (0,30)
C_c	Índice de compresión (en este caso $C_c = 0,99 \cdot \omega^{1,315}$)
ω	Humedad (0,14)
σ'_0 (t/m ²)	Tensión efectiva en el centro de la capa de cálculo
$\Delta \sigma'_0$ (t/m ²)	Variación de la tensión inicial en el centro de la capa de cálculo debido a la sobrecarga aplicada (20 t / m ²)
γ_{ap1} (t/m ²)	Densidad aparente de la capa de arcillas (2 t /m ²)
γ_{ap2} (t/m ²)	Densidad aparente de la capa por encima de las arcillas (2 t /m ²)

El resultado obtenido para el asiento debido a estas arcillas es de **0,146 m**.

No se considera significativo el asiento final del relleno porque en su mayor parte se producirá durante la construcción del mismo.

Cálculo de estabilidad de los taludes de los terraplenes de paso

Se ha realizado asimismo un cálculo con el programa PHASE2 6.0, que proporciona el factor de estabilidad del relleno y sus movimientos, que se muestra a continuación, y que demuestra que la estabilidad del talud para una inclinación 3H : 2V está garantizada.

Se ha añadido asimismo en el cálculo un acceso peatonal (camino de enlace) para facilitar el acceso de los peatones. La sección elegida para el cálculo es la más desfavorable, estando situado el camino a 4 metros sobre la cota del suelo.

Los parámetros adoptados para cada una de las litologías han sido los siguientes:

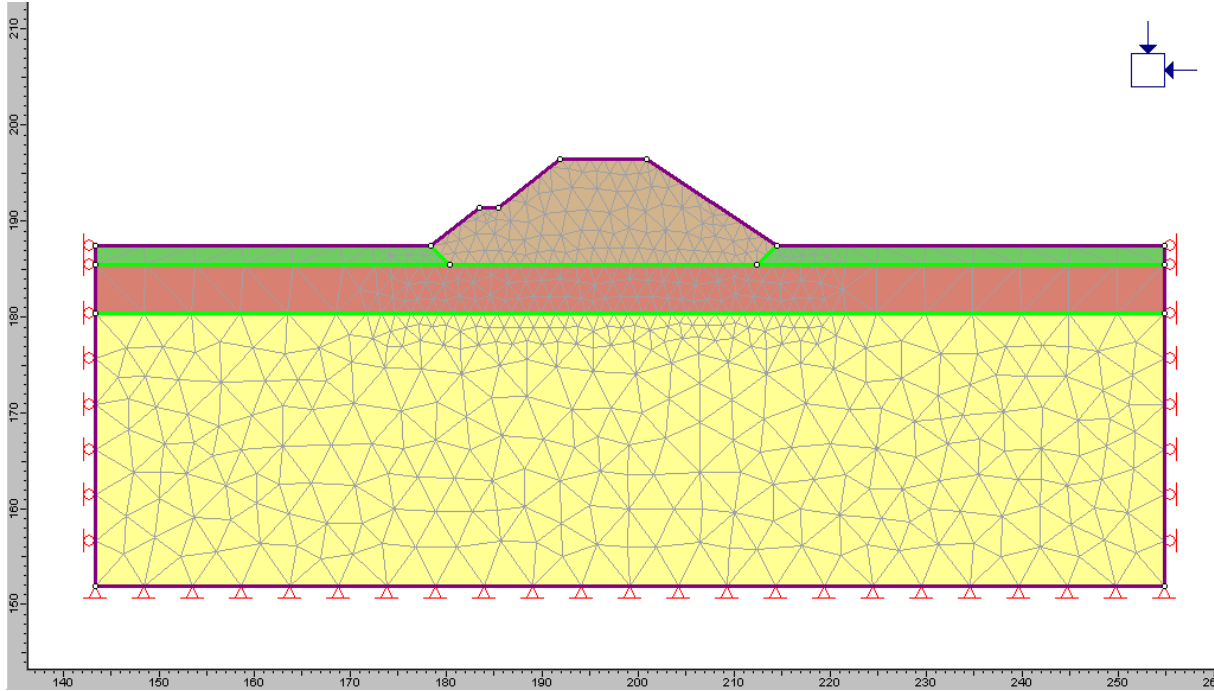
<i>Terraplén</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,02 MPa
Módulo de Young (E)	40 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,25
Ángulo de rozamiento φ'	30°
Cohesión c'	0,035 MPa
Ángulo de rozamiento φ' (residual)	30°
Cohesión c' (residual)	0,035 MPa
Tipo de material	Plástico



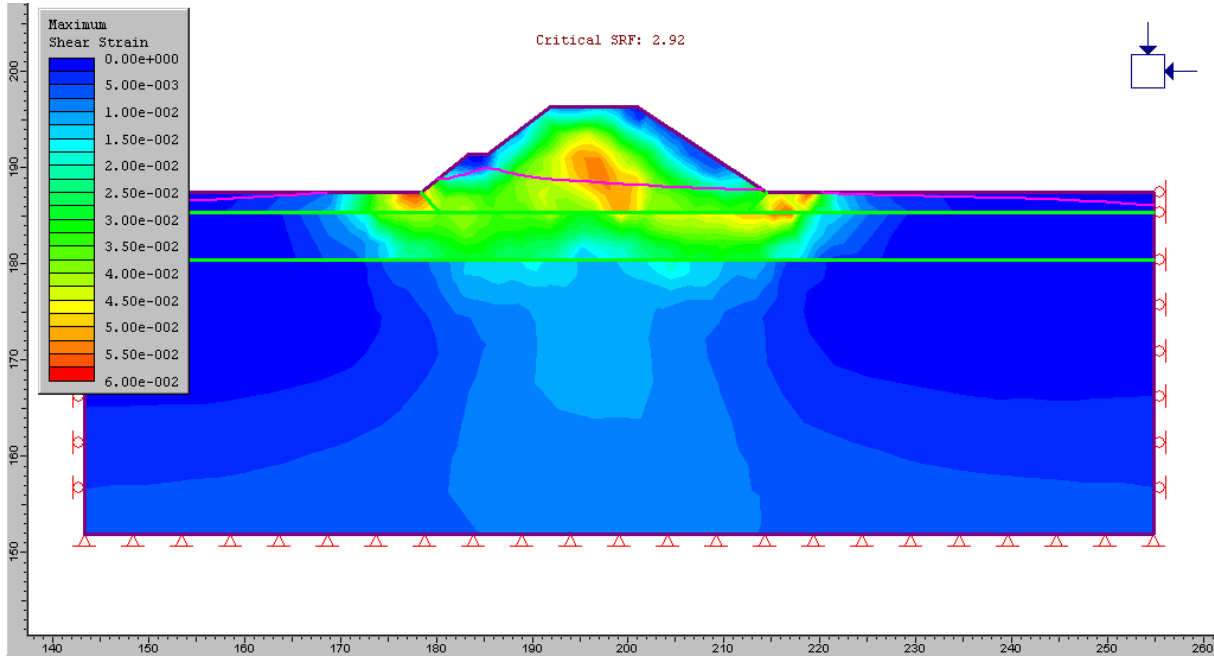
<i>Grava gruesa arcillosa o arenosa (Q4)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,0205 MPa
Módulo de Young (E)	38,4 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,25
Ángulo de rozamiento ϕ'	27,65°
Cohesión c'	0,027 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	27,65°
Cohesión c' (residual)	0,027 MPa
Tipo de material	Plástico

<i>Arcillas limosas rojas y gravas. Pliocuaternario.(PL2)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,02 MPa
Módulo de Young (E)	54,44 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,28
Ángulo de rozamiento ϕ'	26°
Cohesión c'	0,025 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	26°
Cohesión c' (residual)	0,025 MPa
Tipo de material	Plástico

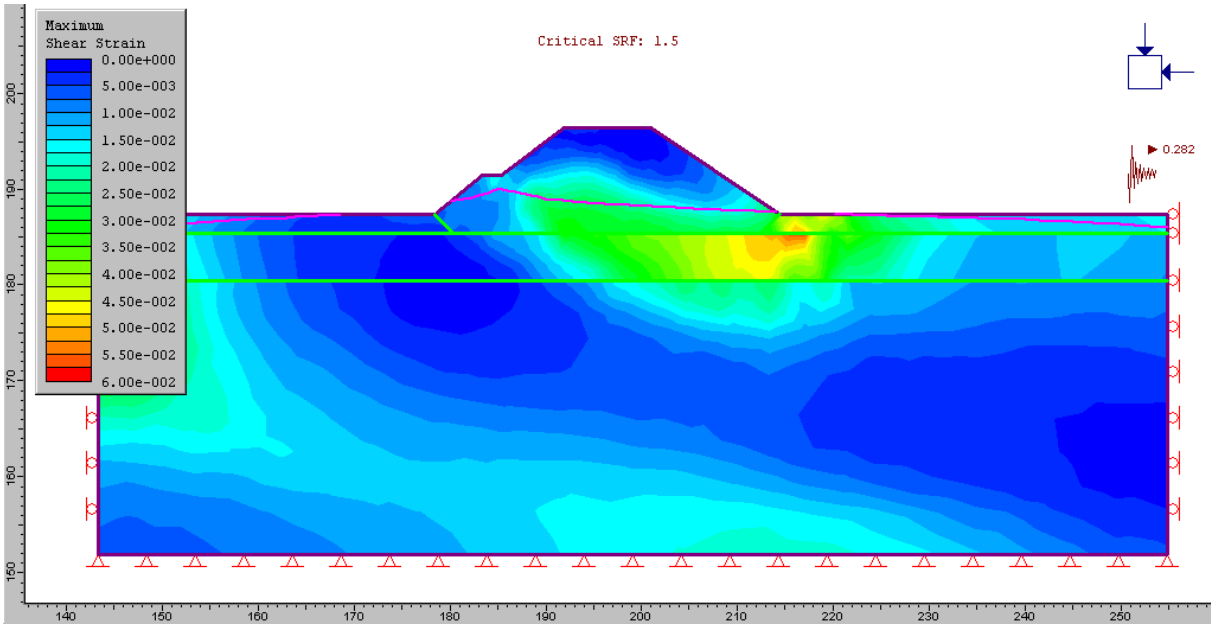
<i>Margas, limos blancos y calizas. PL1</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,0209 MPa
Módulo de Young (E)	56,16 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3
Ángulo de rozamiento ϕ'	27,3°
Cohesión c'	0,03 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	27,3°
Cohesión c' (residual)	0,03 MPa
Tipo de material	Plástico



TERRAPLÉN PS 1001+500 (malla)



TERRAPLÉN PS 1001+500 (Coeficiente de estabilidad al deslizamiento)



TERRAPLÉN PS 1001+500 (Coeficiente de aceleración sísmica $a_c = 0,282$)

Estribos

Los estribos se situarán en la parte superior del relleno con una tensión admisible limitada donde el material está más alterado por lo que la cota de cimentación de apoyo de la zapata será de 2 m.

Para el cálculo de la carga admisible del terreno se han seguido las indicaciones de Terzaghi. Se han adoptado los siguientes parámetros de cálculo:

$$N_{SPT} = 20$$

$$S = 1'' = 2,54 \text{ cm}$$

$$B = 3 - 5 \text{ m}$$

En estas condiciones para el caso más desfavorable resulta una carga admisible $q_{adm} = 2 \text{ kg / cm}^2$.

La cimentación para los estribos es directa sobre el terraplén.

Pilas intermedias

El paso superior cuenta con dos estribos y dos hileras de tres pilas intermedias entre los tres vanos de 12, 24 y 12 m.

Para garantizar la estabilidad de la cimentación de las pilas intermedias, y dado el espesor de las capas del cuaternario, 2 metros de aluvial Q4 y 5 m de PL2, se ha adoptado para las mismas una cimentación profunda, mediante pilotes de 25 m de longitud, 21 de longitud efectiva y 1,25 m de diámetro.

Los resultados obtenidos para el cálculo de la resistencia por punta y fuste de los pilotes mediante el método de Mohr – Coulomb han sido los siguientes (los parámetros utilizados figuran en cada uno de los cuadros siguientes).

Se añaden pilotes de menor longitud (15 y 18 m) a los finalmente elegidos de 21 m por si fueran suficientes para garantizar la estabilidad del paso superior.



RESISTENCIA POR FUSTE Y CARGA ADMISIBLE TOTAL

	Bajo NF	Sobre NF	Bajo NF	Sobre NF	Bajo NF	Sobre NF
TENSIÓN ADMISIBLE (FUSTE) τ_f (t/m ²)	4,43	3,59	4,59	3,59	4,75	3,59
CARGA DE HUNDIMIENTO (FUSTE) (Q _f (t))	243,53	14,08	306,54	14,08	373,37	14,08
CARGA ADMISIBLE (FUSTE) (t)	128,81		160,31		193,73	
CARGA ADMISIBLE TOTAL (t)	268,37		320,12		373,79	
TENSIÓN ADMISIBLE DEL PILOTE (t/m ²)	218,69		260,86		304,59	

h (profundidad del pilote) (m)	15	15	18	18	21	21
h (profundidad del nivel freático) (m)	1	1	1	1	1	1
γ' (t/m ³) (densidad del suelo)	2	2	2	2	2	2
γ_d (t/m ³) (densidad seca)	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
c' (t/m ²)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
K _o (coeficiente de empuje al reposo)	0,546	0,546	0,546	0,546	0,546	0,546
δ (°) (° fricción pilote - terreno)	9,000	9,000	9,000	9,000	9,000	9,000
FS (factor de seguridad)	2	2	2	2	2	2

σ'_v	10,75	1	12,625	1	14,5	1
γ_{sat} (t/m ³) (densidad saturada)	2,25		2,25		2,25	
q_u^* (t/m ²)						
*(q _u : RCS sólo para suelo arcilloso saturado)						

RESISTENCIA POR PUNTA Y CARGA ADMISIBLE TOTAL

TENSIÓN ADMISIBLE (PUNTA) q _p (t/m ²)	341,18	390,68	440,17
CARGA DE HUNDIMIENTO (PUNTA) (Q _p (t))	418,69	479,43	540,18
CARGA ADMISIBLE (PUNTA) (t)	139,56	159,81	180,06
CARGA ADMISIBLE TOTAL (t)	268,37	320,12	373,79
TENSIÓN ADMISIBLE DEL PILOTE (t/m ²)	218,69	260,86	304,59

h (punta del pilote) (m)	15	18	21
h (profundidad del nivel freático) (m)	1	1	1
γ' (t/m ³) (densidad del suelo)	2	2	2
γ_d (t/m ³) (densidad seca)	1,8	1,8	1,8
D (m) (diámetro pilote)	1,25	1,25	1,25
c' (t/m ²)	3,5	3,5	3,5
Φ' (°)	27	27	27
FS (factor de seguridad)	3	3	3

σ'_{vo}	19,500	23,250	27,000
N _c	23,942	23,942	23,942
N _q	13,199	13,199	13,199
f _D	0,667	0,667	0,667

9.8.2. P.S. – 1002+400

9.8.2.1. Descripción de la estructura

El Paso Superior P.S. – 1002+400 se encuentra en la Vereda de la Colailla y con un tablero de 6 m de ancho, está compuesto de tres vanos de vigas de luces 15+18+15, siendo la longitud total de 48 m y dos filas de dos pilas intermedias de 1 m de diámetro. La estructura se localiza en el PK 1002+400 del trazado proyectado.



9.8.2.2. Investigaciones realizadas

Proyecto Constructivo

RECONOCIMIENTO	PK	PROFUNDIDAD (m)
S – 1002+380	1002+380	15,45
S – 1002+390	1002+400	20,45
PD – 1002+300	1002+300	9,80
C – 1002+390	1002+395	3,40

9.8.2.3. Naturaleza del terreno

De acuerdo con el perfil geológico geotécnico analizado el terreno de apoyo del paso superior está compuesto por una capa inicial de 3 m de conglomerados, arenas y arcillas (Q1). La capa inferior es de arcilla algo margosa, con indicios de grava fina y arena (PL1). A 4m de profundidad se encuentran arcillas rojizas con vetas violáceas y grises, lo que se ha interpretado como Triás. Los ensayos químicos realizados sobre muestras de estos últimos materiales, han arrojado unos valores de contenido en sulfatos del 21% a 10m y a 12,6m de profundidad, por lo que se recomienda la utilización de cemento sulforresistente. Los resultados de golpes en ensayos SPT no son muy altos (26 golpes a 3 m de profundidad), bajando a más profundidad a 17-20 golpes y aumentando a 59 golpes a los 12-13 m, que es el mayor resultado obtenido.

9.8.2.4. Recomendaciones de cimentación

Asiento y capacidad portante del relleno

El relleno del paso superior PS – 1002+400 cuenta con una altura máxima de 11 m. Se recomienda sanear la parte correspondiente a la tierra vegetal, y asentar el relleno directamente sobre la formación de conglomerados, arenas y arcillas fluviales (Q1), debido a

que los golpes del ensayo SPT en el sondeo S – 1002+390 dan resultados aceptables para esa formación (23 golpes a 2,2 m).

Se va a proceder al cálculo del asiento para la tensión admisible producida por el relleno de 11 m de espesor (2,20 kg/cm²) mediante la fórmula de Burland – Burbridge expuesta en el apartado 9.3.5.

Para el caso que se estudia se ha obtenido el siguiente resultado:

ASIENTO EN ARENAS O GRAVAS (Burland y Burbidge)		
		Relleno de 30 x 50 m y 11 m de altura
	Dimensiones (m)	30 x 50
	DATOS	
B	Ancho cimentación (m)	30,0
L	Largo de la cimentación (m)	50,0
H_s	Espesor de la capa granular bajo la cimentación	75,0
Z_i	Espesor de la zona de influencia de la cimentación	75,0
R₃	Parámetro de tiempo-asiento	0,3
R_t	Parámetro de tiempo-asiento	0,2
t	Tiempo (años) (t >= 3)	30,0
N	Golpeo medio SPT en la zona de influencia de la cimentación	23
q	Carga aplicada (KN/m ²)	220
d	Densidad terreno (t/m ³)	2,0
D	Profundidad cimentación (m)	0,5
	COEFICIENTES	
F_s	Factor de corrección de forma	1,181
F_l	Factor de corrección de espesor de capa	1,000
F_t	Factor de corrección de tiempo (S _t / S _i)	1,500
I_c	Índice de compresibilidad	2,1E-02
q_o	Tensión inicial (KN / m ²)	10
	RESULTADO	
S	Asiento (mm)	86,7



No se considera significativo el asiento final del relleno porque en su mayor parte se producirá durante la construcción del mismo.

Cálculo de estabilidad del talud

Se ha realizado asimismo un cálculo con el programa PHASE2 6.0, que proporciona el factor de estabilidad del relleno y sus movimientos, que se muestra a continuación, y que demuestra que la estabilidad del talud para una inclinación 3H : 2V está garantizada.

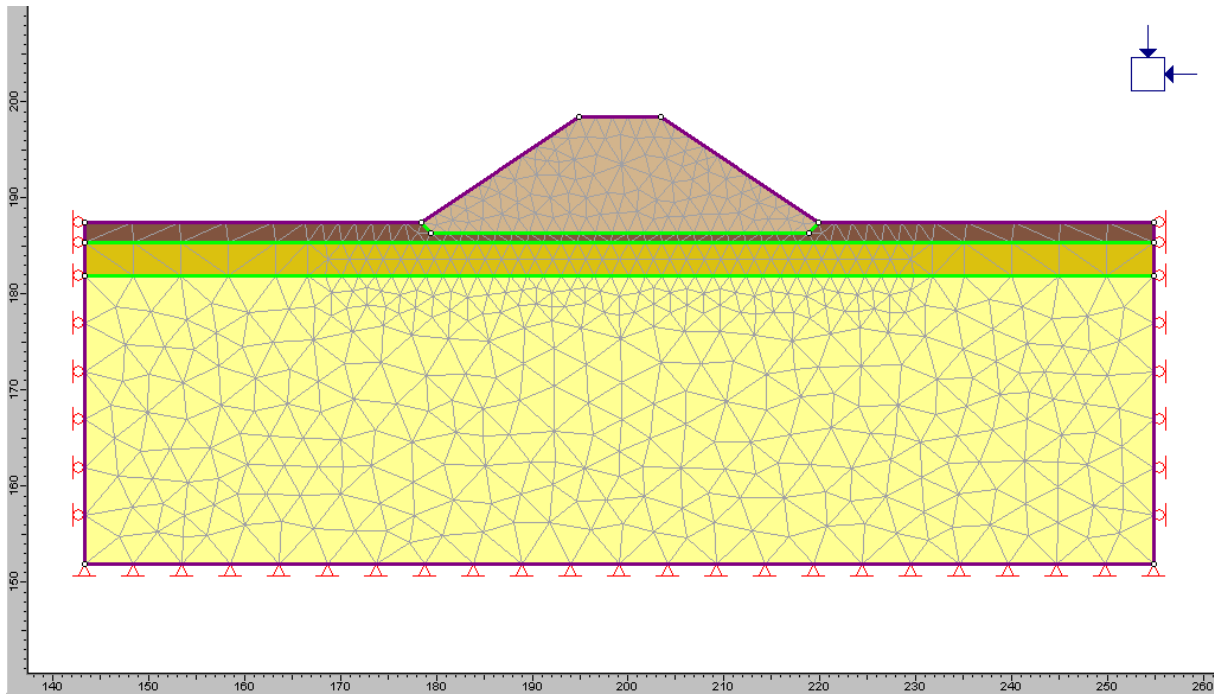
Los parámetros adoptados para cada una de las litologías han sido los siguientes:

<i>Terraplén</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,02 MPa
Módulo de Young (E)	40 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,25
Ángulo de rozamiento ϕ'	30°
Cohesión c'	0,035 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	30°
Cohesión c' (residual)	0,035 MPa
Tipo de material	Plástico

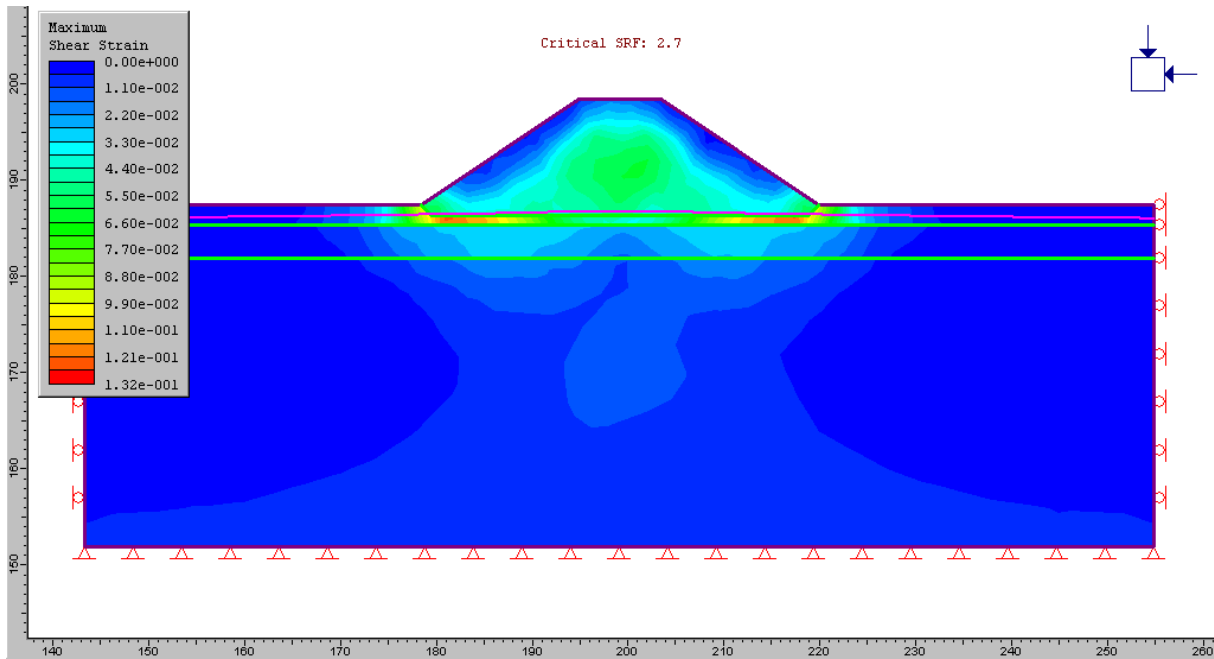
<i>Rellenos antrópicos estructurales. Q5</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,02 MPa
Módulo de Young (E)	35,3 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,2
Ángulo de rozamiento ϕ'	22°
Cohesión c'	0,018 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	22°
Cohesión c' (residual)	0,018 MPa
Tipo de material	Plástico

<i>Aluvial antiguo. Terrazas. Q1</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,02 MPa
Módulo de Young (E)	40 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,25
Ángulo de rozamiento ϕ'	27,3°
Cohesión c'	0,032 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	27,3°
Cohesión c' (residual)	0,032 MPa
Tipo de material	Plástico

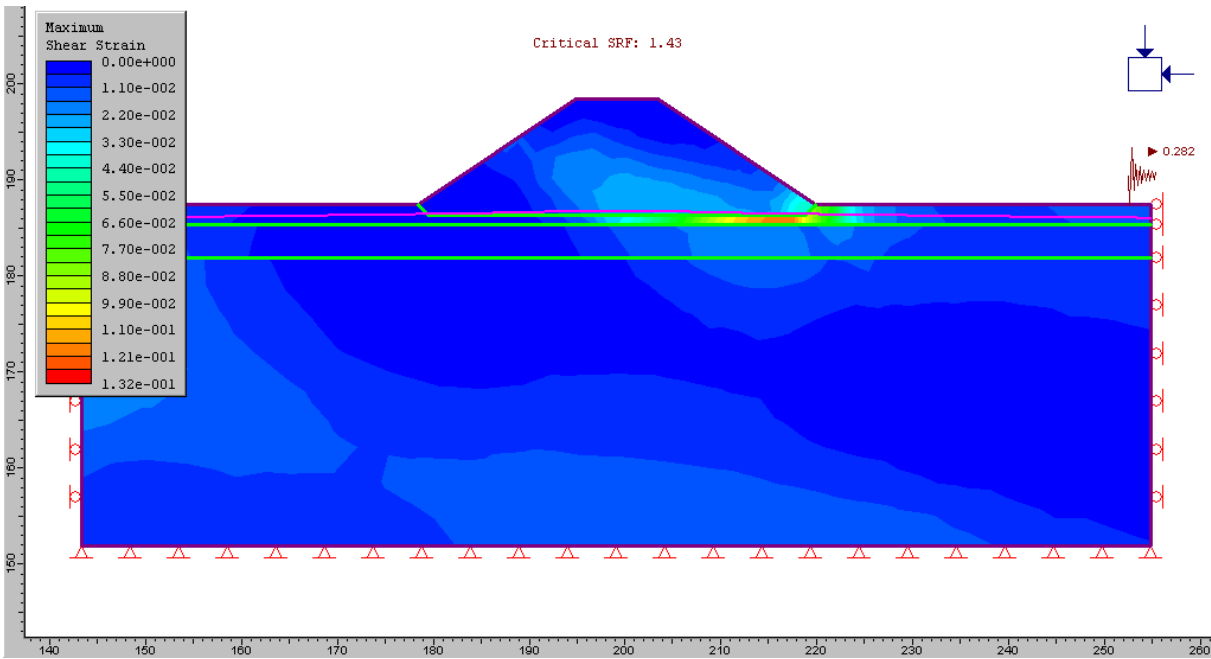
<i>Margas, limos blancos y calizas. PL1</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,0209 MPa
Módulo de Young (E)	56,16 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,3
Ángulo de rozamiento ϕ'	27,3°
Cohesión c'	0,03 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	27,3°
Cohesión c' (residual)	0,03 MPa
Tipo de material	Plástico



TERRAPLÉN PS 1002+400 (malla)



TERRAPLÉN PS 1002+400 (Coeficiente de estabilidad al deslizamiento)



TERRAPLÉN PS 1002+400 (Coeficiente de aceleración sísmica $a_c = 0,282$)

Estribos

Los estribos se situarán en la parte superior del relleno con una tensión admisible limitada donde el material está más alterado por lo que la cota de cimentación de apoyo de la zapata será de 2 m.

Para el cálculo de la carga admisible del terreno se han seguido las indicaciones de Terzaghi. Se han adoptado los siguientes parámetros de cálculo:

$N_{SPT} = 20$

$S = 1'' = 2,54 \text{ cm}$

$B = 3 - 5 \text{ m}$

En estas condiciones para el caso más desfavorable resulta una carga admisible $q_{adm} = 2 \text{ kg / cm}^2$.



Pilas intermedias

En los sondeos que siguen se muestran los ensayos SPT realizados en los sondeos S – 1002+380 y S – 1002+390, que se utilizarán para calcular la tensión admisible de las zapatas de las pilas intermedias:

Sondeo	Profundidad	N _{SPT}
S – 1002+380	1,5 – 2,1	26
S – 1002+380	3,8 – 4,25	17
S – 1002+380	7,9 – 8,5	20
S – 1002+390	2 – 2,6	23
S – 1002+390	4 – 4,6	28
S – 1002+390	6,6 – 7,2	34

Para el cálculo de la tensión admisible se ha considerado como valor de cálculo se ha adoptado N_{SPT} = 30, que es el valor intermedio de los mostrados anteriormente. Se ha considerado para cada pila una zapata cuadrada de 3,2 m de lado, y un asiento admisible de 1 pulgada (2,54 cm):

N _{SPT}	S (cm)	B (m) (ancho de zapata)	Q _{adm} (kg/cm²)
30	2,54	3,2	2,99

9.8.2.5. Cálculo del módulo de balasto vertical

Para el cálculo del módulo de balasto se procederá según lo explicado en el apartado 9.3.6.

Suponiendo un golpeo N_{SPT} = 30 para el caso siguiente se ha obtenido los resultados que siguen a continuación:

N _{SPT} (golpes)	B (m)	L (m)
30	3,2	3,2

K ₃₀ (MN/m³)	K _{BXB} (MN/m³)	K _{BXL} (MN/m³)
54	16,150	16,150

9.8.3. P.S. – 1003+300

9.8.3.1. Descripción de la estructura

El Paso Superior P.S. – 1003+300 consiste en una estructura de vigas de luces 15+18+15, siendo la longitud total de 48 m, dos filas de dos pilas intermedias de 0,80 m de diámetro y el ancho del tablero de 8,40 m. La estructura se localiza en el PK 1003+300 del trazado proyectado.

9.8.3.2. Investigaciones realizadas

Proyecto Constructivo

RECONOCIMIENTO	PK	PROFUNDIDAD (m)
S – 1003+325	1003+325	20,45
PD – 1003+295	1003+295	2,80
PD – 1003+300	1003+300	4,40



9.8.3.3. Naturaleza del terreno

De acuerdo con el perfil geológico geotécnico analizado el terreno de apoyo del paso superior está compuesto prácticamente en su totalidad por margas, limos blancos y calizas (PL1). Los resultados de golpes en ensayos SPT son bajos, no subiendo en ningún caso de 37 golpes (a 8 m de profundidad).

9.8.3.4. Recomendaciones de cimentación

Asiento y capacidad portante del relleno

El relleno del paso superior PS – 1003+300 cuenta con una altura máxima de 7 m. Se recomienda sanear la parte correspondiente a la tierra vegetal, y asentar el relleno directamente sobre la formación de margas, limos blancos y calizas (PL1), debido a que los golpes del ensayo SPT en el sondeo S – 1002+390 dan resultados aceptables para esa formación (25 golpes a 5 m de profundidad).

Se va a proceder al cálculo del asiento para la tensión admisible producida por el relleno de 7 m de espesor (1,40 kg/cm²) mediante la fórmula de Burland – Burbridge.

Para el caso que se estudia se ha obtenido el siguiente resultado:

ASIENTO EN ARENAS O GRAVAS (Burland y Burbidge)		
		Relleno de 30 x 50 m y 11 m de altura
	Dimensiones (m)	20 x 30
	DATOS	
B	Ancho cimentación (m)	20,0
L	Largo de la cimentación (m)	30,0
Hs	Espesor de la capa granular bajo la cimentación	45,0
Zi	Espesor de la zona de influencia de la cimentación	45,0
R3	Parámetro de tiempo-asiento	0,3
Rt	Parámetro de tiempo-asiento	0,2
t	Tiempo (años) (t >= 3)	30,0
N	Golpeo medio SPT en la zona de influencia de la cimentación	25
q	Carga aplicada (KN/m²)	140
d	Densidad terreno (t/m³)	2,0
D	Profundidad cimentación (m)	0,5
	COEFICIENTES	
Fs	Factor de corrección de forma	1,148
Ft	Factor de corrección de espesor de capa	1,000
Ft	Factor de corrección de tiempo (St/ Si)	1,500
Ic	Índice de compresibilidad	0,019
qo	Tensión inicial (KN / m²)	10
	RESULTADO	
S	Asiento (mm)	35,3

No se considera significativo el asiento final del relleno.



Estribos

Hipótesis de cimentación superficial sobre el terraplén compactado

La cimentación de los estribos se puede situar en la parte superior del relleno con una tensión admisible limitada donde el material está más alterado por lo que la cota de cimentación de apoyo de la zapata será de 1,5 m.

Para el cálculo de la carga admisible del terreno se han seguido las indicaciones de Terzaghi. Se han adoptado los siguientes parámetros de cálculo:

$N_{SPT} = 20$

$S = 1'' = 2,54\text{ cm}$

$B = 3 - 5\text{ m}$

En estas condiciones para el caso más desfavorable resulta una carga admisible $q_{adm} = 2\text{ kg / cm}^2$, correspondiente a la carga admisible de terraplén compactado.

Hipótesis de cimentación superficial sobre el terreno natural

Para los estribos se considera asimismo la hipótesis de cimentación superficial sobre el terreno natural, en zapata corrida de dimensiones 4,4 x 9,4 m, a 2 m de profundidad sobre la cota del terreno.

Se muestran los golpes N_{SPT} obtenidos en el sondeo S – 1003+325. Desde 2 m de profundidad se encuentran valores desde 25 a 37 golpes:

Sondeo	Profundidad	N_{SPT}
S – 1003+325	1,6 – 2,2	14
S – 1003+325	4,6 – 5,2	25
S – 1003+325	7,4 – 8	37

Con el fin de obtener un resultado de golpeo N_{SPT} que haga posible calcular la tensión admisible a la que cimentar el marco de este paso inferior, también se expone la relación obtenida entre los datos obtenidos en el ensayo de penetración dinámica DPSH PD - 1003+300, el resultado del ensayo Borros y el valor N_{SPT} a la profundidad correspondiente mediante las siguientes fórmulas:

$N = 25 \cdot \log(N_B) - 15,16 \pm 1,16.$

$N_{borros} = 1,22 \cdot N_{dpsh}$

$N_{dpsh} = 0,82 \cdot N_{borros}$

Profundidad (m)	Resultado DPSH	Resultado Borros	N_{SPT}
0,2		0	0
0,4	35	43	24
0,6	23	28	20
0,8	40	49	26
1	46	56	27
1,2	45	55	27
1,4	50	61	28
1,6	56	68	30
1,8	58	71	30
2	21	26	19
2,2	20	24	18



Profundidad (m)	Resultado DPSH	Resultado Borros	N _{SPT}
2,4	26	32	21
2,6	28	34	22
2,8	30	37	23
3	32	39	23
3,2	31	38	23
3,4	37	45	25
3,6	40	49	26
3,8	51	62	29
4	59	72	30
4,2	72	88	32
4,4	100	122	36

Desde 1 m de profundidad se encuentran golpes N_{SPT} de 27, y como valor de cálculo se ha adoptado N_{spt} = 30, dado que se considera que la formación sobre la que asentarán las zapatas tiene capacidad portante suficiente bajo la profundidad de 2 m, que será la profundidad de cimentación.

Se recomienda por tanto para los estribos de este paso inferior una tensión admisible de cimentación aproximada de 3 Kg/cm², correspondiente aproximadamente a la de un terraplén compactado.

Pilas intermedias

En el sondeo que sigue (el S – 1003+325) se muestran los ensayos SPT realizados, que se utilizarán para calcular la tensión admisible de las zapatas de las pilas intermedias:

Sondeo	Profundidad	N _{SPT}
S – 1003+325	1,6 – 2,2	14
S – 1003+325	4,6 – 5,2	25
S – 1003+325	7,4 – 8	37

Suponiendo una profundidad de cimentación mínima de 2 m se adopta como valor de cálculo N_{SPT} = 30, que es el valor medio en la zona de influencia de la cimentación. Se ha considerado para cada pila una zapata cuadrada de 3,2 m de lado, y un asiento admisible de 1 pulgada (2,54 cm):

N _{SPT}	S (cm)	B (m) (ancho de zapata)	Q _{adm} (kg/cm ²)
30	2,54	3,2	2,99

9.8.3.5. Cálculo del módulo de balasto vertical

Para el cálculo del módulo de balasto se procederá según lo explicado en el apartado 9.3.6.

Suponiendo un golpeo N_{SPT} = 30 **para la pila intermedia** se han obtenido los resultados que siguen a continuación:

N _{SPT} (golpes)	B (m)	L (m)
30	3,2	3,2

K ₃₀ (MN/m ³)	K _{BXB} (MN/m ³)	K _{BXL} (MN/m ³)
54	16,150	16,150

Suponiendo asimismo un golpeo N_{SPT} = 30 **para los estribos en cimentación superficial** sobre cota de terreno natural se han obtenido los resultados que siguen a continuación:



N _{SPT} (golpes)	B (m)	L (m)
30	4,4	9,4

K ₃₀ (MN/m³)	K _{BXB} (MN/m³)	K _{BXL} (MN/m³)
54	15,404	12,673

9.8.4. P.S. – 1005+800

9.8.4.1. Descripción de la estructura

El Paso Superior P.S. – 1005+800 consiste en una estructura de losa postensada de luces 15+18+15, y dos pilas intermedias de 1,10 m de diámetro, con tablero de 8,40 m de ancho. La estructura se localiza en el PK 1005+800 del trazado proyectado.

9.8.4.2. Investigaciones realizadas

Proyecto Constructivo

RECONOCIMIENTO	PK	PROFUNDIDAD (m)
S – 1005+800	5+800	20
S – 1005+850	5+850	19,80
C – 1005+750	5+750	3,30
C – 1005+820	5+820	1,80
PD – 1005+800	5+800	10,80
PD – 1005+845	5+845	13,60

9.8.4.3. Naturaleza del terreno

De acuerdo con el perfil geológico geotécnico analizado el terreno de apoyo del paso superior está compuesto por una capa superior de arcillas rojas y costras calcáreas de unos 2,5 m de espesor, pertenecientes a la unidad Q2 y margas, limos blancos y calizas lacustres pertenecientes a la unidad. Los resultados de golpes en ensayos SPT son bajos, no subiendo en ningún caso de 37 golpes (a 8 m de profundidad).

9.8.4.4. Recomendaciones de cimentación

Asiento y capacidad portante del relleno

El relleno del paso superior PS – 1005+800 cuenta con una altura máxima de 3 m. Se recomienda sanear la parte correspondiente a la tierra vegetal, y asentar el relleno directamente sobre la formación Q2.

Debido a la escasa entidad del relleno y a que se asentará sobre la formación estudiada previamente no se realizará en este caso estudio de asientos.

Estribos

Los estribos se situarán en la parte superior del relleno con una tensión admisible limitada donde el material está más alterado por lo que la cota de cimentación de apoyo de la zapata será de 2 m.

Para el cálculo de la carga admisible del terreno se han seguido las indicaciones de Terzaghi. Se han adoptado los siguientes parámetros de cálculo:

$N_{SPT} = 20$

$S = 1'' = 2,54 \text{ cm}$

$B = 3 - 5 \text{ m}$



En estas condiciones para el caso más desfavorable resulta una carga admisible:

$q_{adm} = 2 \text{ kg / cm}^2$.

Hipótesis de cimentación superficial sobre el terreno natural

Para los estribos se considera asimismo la hipótesis de cimentación superficial sobre el terreno natural, en zapata corrida de dimensiones 3,15 x 10,43 m, a 2 m de profundidad sobre la cota del terreno.

Se muestran los golpes N_{SPT} obtenidos en el sondeo S – 1005+800. Desde 2 m de profundidad se encuentran los siguientes golpes:

Sondeo	Profundidad	N_{SPT}
S – 1005+800	1,6 – 2,2	24
S – 1005+800	4 – 4,6	9
S – 1005+800	7,1 – 7,7	71

Como valor de cálculo se ha adoptado $N_{spt} = 20$, dada la heterogeneidad de los golpes obtenidos en los ensayos realizados en el sondeo S – 1005+800.

Se recomienda por tanto para los estribos de este paso inferior una tensión admisible de cimentación aproximada de 2 Kg/cm², calculada mediante las fórmulas de Terzaghi, como se muestra a continuación:

N_{SPT}	S (cm)	B (m)	$Q_{adm} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
20	2,54	3	2,02
20	2,54	4	1,93
20	2,54	5	1,87

Pilas intermedias

El paso superior cuenta con dos pilas intermedias entre los tres vanos de 15, 18 y 15 m.

Para garantizar la estabilidad de la cimentación de las pilas intermedias, y dado el espesor de las capas del cuaternario, de 3 metros de depósitos de glaciares Q2, se ha adoptado para las mismas una cimentación profunda, mediante pilotes de 21 m de longitud y 1,25 m de diámetro.

Los resultados obtenidos para el cálculo de la resistencia por punta y fuste de los pilotes mediante el método de Mohr – Coulomb han sido los mismos que para el PS 1001+500.

Se añaden pilotes de menor longitud (15 y 18 m) por si fueran necesarios para garantizar la estabilidad del paso superior.

9.8.5. P.S. – 1006+100

9.8.5.1. Descripción de la estructura

El Paso Superior P.S. – 1006+100 consiste en una estructura de losa postensada de 8,40 m de ancho, siendo las luces de 15+18+15 m y el diámetro de las dos pilas intermedias de 1,10 m. La estructura se localiza en el PK 1006+100 del trazado proyectado.

9.8.5.2. Investigaciones realizadas

Proyecto Constructivo

RECONOCIMIENTO	PK	PROFUNDIDAD (m)
S – 1006+055	1006+055	15,87
S – 1006+080	1006+080	15,27
PD – 1006+060	1006+060	7,00
C-OB 3-2	1006+055	3,80



9.8.5.3. Naturaleza del terreno

De acuerdo con el perfil geológico geotécnico analizado el terreno de apoyo del paso superior se compone de 3 m de arcillas rojas y costras calcáreas (glacis cuaternario, Q2), y por debajo una capa de arcilla algo calcárea con algo de grava en indicios de arena (PL1). Los ensayos de penetración SPT dan resultados de 58 golpes para la primera capa a 2 m de profundidad y 20 – 25 golpes para la formación PL1.

9.8.5.4. Recomendaciones de cimentación

Asiento y capacidad portante del relleno

El relleno del paso superior PS – 1006+100 cuenta con una altura máxima de 13,5 m. Se recomienda sanear la parte correspondiente a la tierra vegetal, y asentar el relleno directamente sobre la formación de 3 m de arcillas rojas y costras calcáreas (glacis cuaternario, Q2), debido a que los golpes del ensayo SPT en el sondeo S – 1006+080 han dado resultados muy aceptables para esa formación debido a la naturaleza areno – gravosa de la arcilla (58 golpes a 1,5 m de profundidad), mucho mayores que los de la formación subyacente PL1.

Se va a proceder al cálculo del asiento para la tensión admisible producida por el relleno de 13,5 m de espesor (2,7 kg/cm²) mediante la fórmula de Burland – Burbridge.

Para el caso que se estudia se ha obtenido el siguiente resultado:

ASIENTO EN ARENAS O GRAVAS (Burland y Burbidge)		
		Relleno de 30 x 50 m y 11 m de altura
	Dimensiones (m)	40 x 50
	DATOS	
B	Ancho cimentación (m)	40,0
L	Largo de la cimentación (m)	50,0
Hs	Espesor de la capa granular bajo la cimentación	60,0
Zi	Espesor de la zona de influencia de la cimentación	60,0
R3	Parámetro de tiempo-asiento	0,3
Rt	Parámetro de tiempo-asiento	0,2
t	Tiempo (años) (t >= 3)	30,0
N	Golpeo medio SPT en la zona de influencia de la cimentación	30
q	Carga aplicada (KN/m²)	270
d	Densidad terreno (t/m³)	2,0
D	Profundidad cimentación (m)	0,5
	COEFICIENTES	
Fs	Factor de corrección de forma	1,085
Ft	Factor de corrección de espesor de capa	1,000
Ft	Factor de corrección de tiempo (St/ Si)	1,500
Ic	Índice de compresibilidad	0,015
qo	Tensión inicial (KN / m²)	10
	RESULTADO	
S	Asiento (mm)	82,9

No se considera significativo el asiento final del relleno porque en su mayor parte se producirá durante la construcción del mismo.



Cálculo de estabilidad del talud

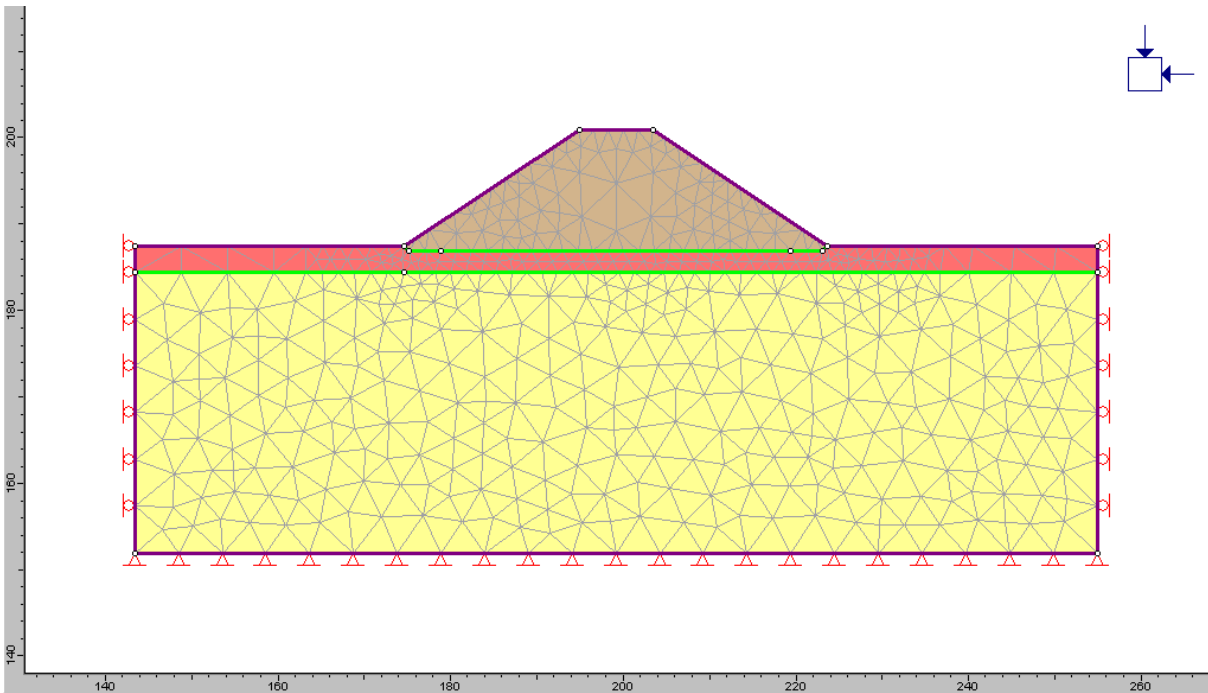
Se ha realizado asimismo un cálculo con el programa PHASE2 6.0, que proporciona el factor de estabilidad del relleno y sus movimientos, que se muestra a continuación, y que demuestra que la estabilidad del talud para una inclinación 3H : 2V está garantizada.

Los parámetros adoptados para cada una de las litologías han sido los siguientes:

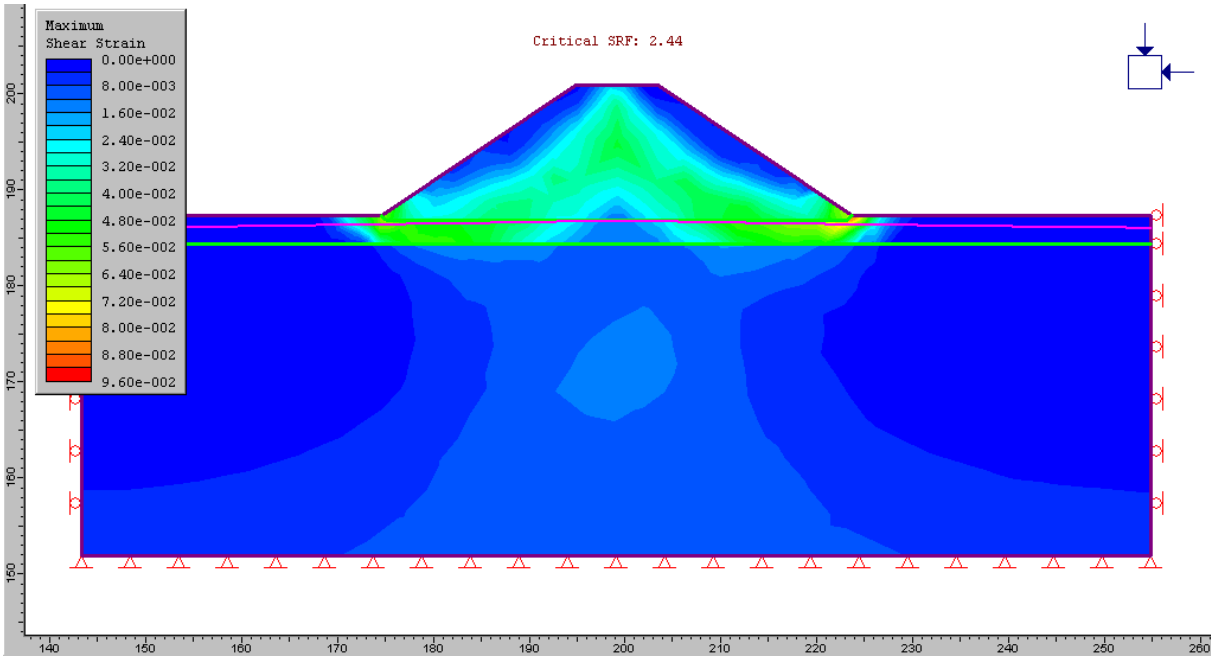
<i>Terraplén</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,02 MN/m ³
Módulo de Young (E)	40 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,25
Ángulo de rozamiento ϕ'	30°
Cohesión c'	0,035 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	30°
Cohesión c' (residual)	0,035 MPa
Tipo de material	Plástico

<i>Glacis. Q2</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,02 MN/m ³
Módulo de Young (E)	26 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,25
Ángulo de rozamiento ϕ'	24,75°
Cohesión c'	0,035 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	24,75°
Cohesión c' (residual)	0,035 MPa
Tipo de material	Plástico

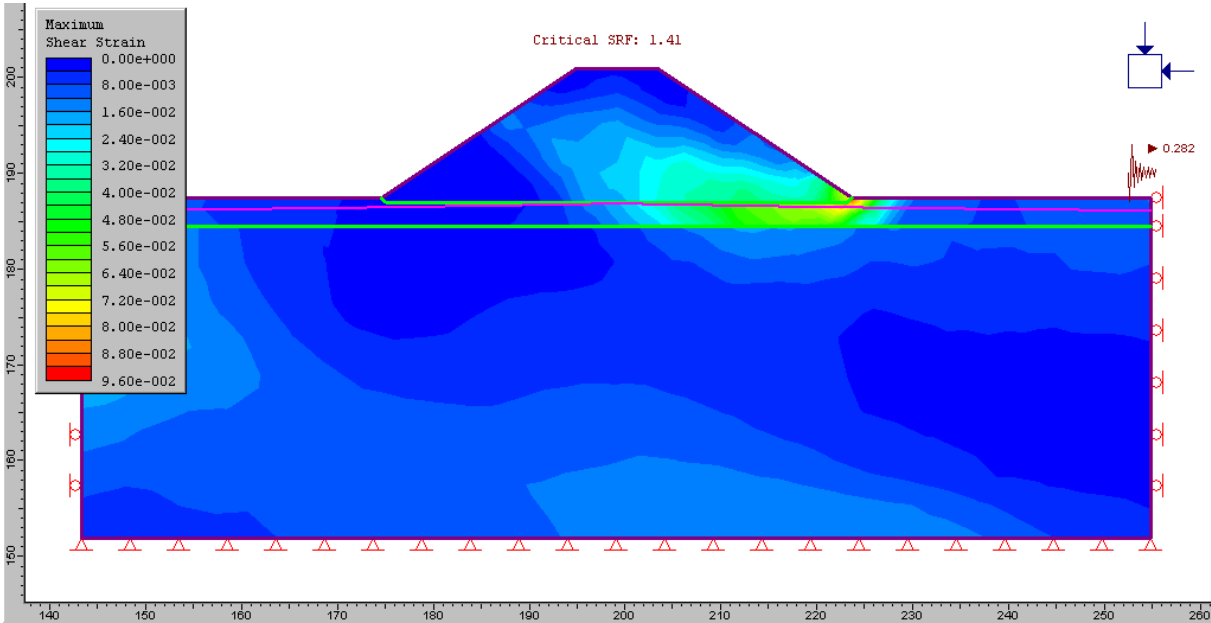
<i>Margas, limos blancos y calizas. PL1</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,0209 MN/m ³
Módulo de Young (E)	56,16 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3
Ángulo de rozamiento ϕ'	27,3°
Cohesión c'	0,03 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	27,3°
Cohesión c' (residual)	0,03 MPa
Tipo de material	Plástico



TERRAPLÉN PS 1006+100 (malla)



TERRAPLÉN PS 1006+100 (Coeficiente de estabilidad al deslizamiento)



TERRAPLÉN PS 1006+100 (Coeficiente de aceleración sísmica $a_c = 0,282$)

Estribos

Hipótesis de zapatas apoyadas sobre la superficie del terraplén

Los estribos se situarán en la parte superior del relleno con una tensión admisible limitada donde el material está más alterado por lo que la cota de cimentación de apoyo de la zapata será de 2 m.

Para el cálculo de la carga admisible del terreno se han seguido las indicaciones de Terzaghi. Se han adoptado los siguientes parámetros de cálculo:

$$N_{SPT} = 20$$

$$S = 1'' = 2,54 \text{ cm}$$

$$B = 3 - 5 \text{ m}$$

En estas condiciones para el caso más desfavorable resulta una carga admisible $q_{adm} = 2 \text{ kg / cm}^2$.

Hipótesis de pilotes (cimentación profunda)

Se considera asimismo la hipótesis de cimentación profunda por pilotes para los estribos.

Los resultados obtenidos para el cálculo de la resistencia por punta y fuste de los pilotes mediante el método de Mohr – Coulomb han sido los siguientes (los parámetros utilizados figuran en cada uno de los cuadros siguientes):

Se añaden pilotes de distinta longitud (15 y 20 m) a los finalmente elegidos de 25 m por si fueran suficientes para garantizar la estabilidad del paso superior PS 1006+100.



RESISTENCIA POR FUSTE Y CARGA ADMISIBLE TOTAL

	Bajo NF	Sobre NF	Bajo NF	Sobre NF	Bajo NF	Sobre NF
TENSIÓN ADMISIBLE (FUSTE) τ_f (t/m ²)	4,55	3,67	4,82	3,67	5,09	3,67
CARGA DE HUNDIMIENTO (FUSTE) (Q _f (t))	278,65	34,62	408,75	34,62	551,58	34,62
CARGA ADMISIBLE (FUSTE) (t)	156,63		221,68		293,10	
CARGA ADMISIBLE TOTAL (t)	363,44		477,08		597,09	
TENSIÓN ADMISIBLE DEL PILOTE (t/m ²)	205,66		269,97		337,88	

h (profundidad del pilote) (m)	15	15	20	20	25	25
h (profundidad del nivel freático) (m)	2	2	2	2	2	2
γ' (t/m ³) (densidad del suelo)	2	2	2	2	2	2
γ_d (t/m ³) (densidad seca)	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
c' (t/m ²)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
K _o (coeficiente de empuje al reposo)	0,546	0,546	0,546	0,546	0,546	0,546
δ (°) (° fricción pilote - terreno)	9,000	9,000	9,000	9,000	9,000	9,000
FS (factor de seguridad)	2	2	2	2	2	2

σ'_v	12,125	2	15,25	2	18,375	2
γ_{sat} (t/m ³) (densidad saturada)	2,25		2,25		2,25	
q _u * (t/m ²)						
*(q _u : RCS sólo para suelo arcilloso saturado)						

RESISTENCIA POR PUNTA Y CARGA ADMISIBLE TOTAL

TENSIÓN ADMISIBLE (PUNTA) q _p (t/m ²)	351,08	433,57	516,07
CARGA DE HUNDIMIENTO (PUNTA) (Q _p (t))	620,41	766,19	911,97
CARGA ADMISIBLE (PUNTA) (t)	206,80	255,40	303,99
CARGA ADMISIBLE TOTAL (t)	363,44	477,08	597,09
TENSIÓN ADMISIBLE DEL PILOTE (t/m ²)	205,66	269,97	337,88

h (punta del pilote) (m)	15	20	25
h (profundidad del nivel freático) (m)	2	2	2
γ' (t/m ³) (densidad del suelo)	2	2	2
γ_d (t/m ³) (densidad seca)	1,8	1,8	1,8
D (m) (diámetro pilote)	1,5	1,5	1,5
c' (t/m ²)	3,5	3,5	3,5
N' (°)	27	27	27
FS (factor de seguridad)	3	3	3

σ'_{vo}	20,250	26,500	32,750
N _c	23,942	23,942	23,942
N _q	13,199	13,199	13,199
f _D	0,667	0,667	0,667

Pilas intermedias

El paso superior cuenta con dos estribos y dos pilas intermedias entre los tres vanos de 15, 18 y 15 m.

Como puede observarse en los planos geológicos y en el perfil dicho pilar está situado en la plana aluvial del arroyo Charcón, en una zona susceptible de ser inundada por la corriente de agua en época de lluvias, por lo que se recomienda cimentación profunda para este caso.



Para garantizar la estabilidad de la cimentación de las pilas intermedias se ha adoptado para las mismas una cimentación profunda, mediante pilotes de 21 m de longitud y 1,25 m de diámetro.

Los resultados obtenidos para el cálculo de la resistencia por punta y fuste de los pilotes mediante el método de Mohr – Coulomb han sido los mismos que los del PS 1001+500.

Se añaden pilotes de menor longitud (15 y 18 m) a los finalmente elegidos de 21 m por si fueran suficientes para garantizar la estabilidad del paso superior.

9.8.6. P.S. – 1007+000

9.8.6.1. Descripción de la estructura

El Paso Superior P.S. – 1007+000 consiste en una estructura de losa postensada de 8,40 m de espesor de tablero, compuesta de tres vanos de luces de 15+18+15 m y con dos pilas intermedias de 1,10 m de diámetro. La estructura se sitúa en el PK 1007+000 del trazado proyectado.

9.8.6.2. Investigaciones realizadas

Proyecto Constructivo

RECONOCIMIENTO	PK	PROFUNDIDAD (m)
S – 1006+980	1006+970	11,24
PD – 1007+005	1006+060	9,00
C – 1007+005	1006+080	3,40

9.8.6.3. Naturaleza del terreno

De acuerdo con el perfil geológico geotécnico analizado el terreno de apoyo del paso superior está compuesto prácticamente en su totalidad por arcilla algo margosa, con indicios de grava fina y arena (PL1). Los resultados de golpes en ensayos SPT medios, aumentando con la profundidad, de 25 – 28 golpes a 47 a 11 m. También se encuentra cerca y en la superficie un manchón de arcillas rojas y costras calcáreas Q2 de no más de 3 m de espesor.

9.8.6.4. Recomendaciones de cimentación

Asiento y capacidad portante del relleno

El relleno del paso superior PS – 1007+000 cuenta con una altura máxima de 10 m. Se recomienda sanear la parte correspondiente a la tierra vegetal, y asentar el relleno directamente sobre la formación de margas, limos blancos y calizas (PL1), debido a que los golpes del ensayo SPT en el sondeo S – 1006+980 dan resultados aceptables para esa formación (28, 25 y 34 golpes).

Se va a proceder al cálculo del asiento para la tensión admisible producida por el relleno de 10 m de espesor (2 kg/cm²) mediante la fórmula de Burland – Burbridge.

Para el caso que se estudia se ha obtenido el siguiente resultado:

ASIENTO EN ARENAS O GRAVAS (Burland y Burbidge)		
		Relleno de 30 x 50 m y 11 m de altura
	Dimensiones (m)	30 x 40
	DATOS	
B	Ancho cimentación (m)	30,0
L	Largo de la cimentación (m)	40,0
Hs	Espesor de la capa granular bajo la cimentación	60,0
Zi	Espesor de la zona de influencia de la cimentación	60,0

ASIENTO EN ARENAS O GRAVAS (Burland y Burbidge)		
R ₃	Parámetro de tiempo-asiento	0,3
R _t	Parámetro de tiempo-asiento	0,2
t	Tiempo (años) (t >= 3)	30,0
N	Golpeo medio SPT en la zona de influencia de la cimentación	28
q	Carga aplicada (KN/m²)	200
d	Densidad terreno (t/m³)	2,0
D	Profundidad cimentación (m)	0,5
COEFICIENTES		
F _s	Factor de corrección de forma	1,108
F _l	Factor de corrección de espesor de capa	1,000
F _t	Factor de corrección de tiempo (S _t / S _i)	1,500
I _c	Índice de compresibilidad	1,6E-02
q _o	Tensión inicial (KN / m²)	10
RESULTADO		
S	Asiento (mm)	56

No se considera significativo el asiento final del relleno.

Estribos

Hipótesis de zapatas sobre el terraplén compactado

Los estribos se situarán en la parte superior del relleno con una tensión admisible limitada donde el material está más alterado por lo que la cota de cimentación de apoyo de la zapata será de 1,5 m.

Para el cálculo de la carga admisible del terreno se han seguido las indicaciones de Terzaghi. Se han adoptado los siguientes parámetros de cálculo:

N_{SPT} = 20

S = 1” = 2,54 cm

B = 3 - 5 m

En estas condiciones para el caso más desfavorable resulta una carga admisible q_{adm} = 2 kg / cm².

Hipótesis de pilotes (cimentación profunda)

Se considera asimismo la hipótesis de cimentación profunda por pilotes para los estribos.

Los resultados obtenidos para el cálculo de la resistencia por punta y fuste de los pilotes mediante el método de Mohr – Coulomb han sido los mismos que los mostrados en el punto 9.8.2.4. para el PS 1002+400.

Se añaden pilotes de mayor longitud (18 y 21 m) por si fueran necesarios para garantizar la estabilidad del paso superior.

Pilas intermedias

El paso superior cuenta con dos pilas que pueden ser cimentados mediante pilotes sobre el terreno natural.

Los resultados obtenidos para el cálculo de la resistencia por punta y fuste de los pilotes mediante el método de Mohr – Coulomb han sido los mismos que los mostrados en el punto 9.6.2 para el PS 1001+500.

Se añaden pilotes de menor longitud (15 y 18 m) a los finalmente elegidos de 21 m por si fueran suficientes para garantizar la estabilidad del paso superior.



9.8.7. Tabla resumen de pasos superiores

Paso superior	PK	Vía	Vanos	Ancho del tablero	Tipo de cimentación y tensión de cálculo en estribos	Tipo de cimentación y tensión de cálculo en pilas intermedias	H _{max} del relleno (m)	Profundidad de saneo del relleno del paso superior / Sustrato de apoyo de cimentación
PS 1001+500	1001+500	Carretera A – 335	12+24+12	12	2 Kg/cm ² (zapatas sobre terraplén compactado)	1,25 m / 21 m (pilotes)	9	2 / PL2. Arcillas rojas, Limos, arenas y conglomerados. Pliocuaternario.
PS 1002+400	1002+400	Vereda de la Colailla	15+18+15	6	2 Kg/cm ² (zapatas sobre terraplén compactado)	3,2 x 3,2 (a 2 m de profundidad, zapatas)	11	Tierra vegetal / Q1. Aluvial antiguo. Terrazas. Cuaternario.
PS 1003+300	1003+300	Camino de servicio	15+18+15	8,40	- 2 Kg/cm ² (zapatas sobre terraplén compactado) - 3 Kg/cm ² (zapatas sobre terreno natural, a 2 m de profundidad)	3,2 x 3,2 (a 2 m de profundidad, zapatas)	7	Tierra vegetal / PL1. Margas, limos blancos y calizas blancas. Pliocuaternario
PS 1005+800	1005+800	Camino	15+18+15	8,40	- 2 Kg/cm ² (zapatas sobre terraplén compactado) - 2 Kg/cm ² (zapatas sobre terreno natural, a 2 m de profundidad)	1,25 m / 20 m (pilotes)	3	Tierra vegetal / Q2. Glacis. Cuaternario.
PS 1006+100	1006+100	Cañada Real de Peñaflo	15+18+15	8,40	1,50 m / 25 m (pilotes)	1,25 m / 20 m (pilotes)	13,5	Tierra vegetal / Q2. Glacis. Cuaternario
PS 1007+000	1007+000	Camino	15+18+15	8,40	1,50 m / 25 m (pilotes)	1,25 m / 20 m (pilotes)	10	Tierra vegetal / PL1. Margas, limos blancos y calizas blancas. Pliocuaternario



9.9. PASOS INFERIORES

9.9.1. P.I. – 1006,4

9.9.1.1. Descripción de la estructura

La estructura es un paso inferior bajo la traza de ferrocarril proyectada que en ese punto discurre en terraplén con una altura de unos 7 m. Consiste en un marco continuo de gálibo horizontal de 8 m y gálibo vertical mínimo de 5,30 m. Tiene una longitud aproximada de 16 m y se localiza en el PK 1006+400 del trazado proyectado.

9.9.1.2. Investigaciones realizadas

Proyecto Constructivo

RECONOCIMIENTO	PK	PROFUNDIDAD (m)
PD – 1006+390	1006+400	3,6
C – 1006+390	1006+400	2,4

9.9.1.3. Naturaleza del terreno

De acuerdo con el perfil geológico geotécnico analizado el terreno de apoyo del paso inferior se compone de 4 m de arcillas rojas y costras calcáreas (aluvial cuaternario, Q2), y por debajo una capa de arcilla algo calcárea con algo de grava en indicios de arena (PL1). Los ensayos de penetración SPT dan resultados de 58 golpes para la primera capa a 2 m de profundidad y 20 – 25 golpes para la formación PL1, para el sondeo S – 1006+080.

9.9.1.4. Recomendaciones de cimentación

Con el fin de obtener un resultado de golpeo N_{SPT} que haga posible calcular la tensión admisible a la que cimentar el marco de este paso inferior, a continuación se expone la relación obtenida entre los datos obtenidos en el ensayo de penetración dinámica DPSH PD - 1006+390 , el resultado del ensayo Borros y el valor N_{SPT} a la profundidad correspondiente mediante la siguiente fórmula de Dhalberg (1.974), que relaciona los resultados de estos valores, y la siguiente fórmula, que relaciona el golpeo de los ensayos de penetración dinámica Borros y los DPSH.

$$N = 25 \cdot \log (N_B) - 15,16 \pm 1,16.$$

$$N_{borros} = 1,22 \cdot N_{dpsh}$$

$$N_{dpsh} = 0,82 \cdot N_{borros}$$

Profundidad (m)	Resultado DPSH	Resultado Borros	N_{SPT}
0,2		0	0
0,4	23	28	20
0,6	24	29	20
0,8	20	24	18
1	30	37	23
1,2	50	61	28
1,4	39	48	26
1,6	32	39	23
1,8	26	32	21
2	18	22	17
2,2	15	18	15
2,4	25	31	21



Profundidad (m)	Resultado DPSH	Resultado Borros	N _{SPT}
2,6	22	27	19
2,8	57	70	30
3	60	73	30
3,2	73	89	32
3,4	87	106	34
3,6	100	122	36

Se adopta finalmente como N de cálculo un valor $N_{SPT} = 20$, representativo del terreno bajo la cimentación, que hace posible calcular, mediante las fórmulas de Terzaghi y Peck la tensión admisible para el marco en estudio.

Las tensiones admisibles calculadas para 8 m de ancho de losa son las de la columna de la derecha:

N _{SPT}	S (cm)	B (m)	Q _{adm} (kg/cm ²)
20	2,54	8	1,79

Se recomienda por tanto para este paso inferior un rango de tensión admisible de cimentación aproximada de $1,8 - 2 \text{ Kg/cm}^2$.

9.9.1.5. Cálculo del módulo de balasto vertical

Para el cálculo del módulo de balasto se procederá según se expone en la metodología de cálculo:

Suponiendo un golpeo $N_{SPT} = 20$ para el caso siguiente se ha obtenido los resultados que siguen a continuación:

N _{SPT} (golpes)	B (m)	L (m)
20	5,3	16

K ₃₀ (MN/m ³)	K _{BXB} (MN/m ³)	K _{BXL} (MN/m ³)
36	10,048	7,808

Finalmente se decide adoptar un valor $K_{BXL} = 7,8 \text{ MN / m}^3$.

9.9.2. P.I. – 1008,3

9.9.2.1. Descripción de la estructura

La estructura es un paso inferior bajo la traza de ferrocarril proyectado que en ese punto discurre en terraplén con una altura de unos 8 m. Consiste en un marco continuo de gálibo horizontal de 8 m y gálibo vertical mínimo de 5,30 m. Tiene una longitud aproximada de 17,50 m y se localiza en el PK 1008+300 del trazado proyectado.

9.9.2.2. Investigaciones realizadas

Proyecto Constructivo

RECONOCIMIENTO	PK	PROFUNDIDAD (m)
PD – 1008+300	1008+300	9,8

9.9.2.3. Naturaleza del terreno

De acuerdo con el perfil geológico geotécnico analizado el terreno de apoyo del paso inferior se compone de una capa de arcilla algo calcárea con algo de grava en indicios de arena (PL1).



9.9.2.4. Recomendaciones de cimentación

Con el fin de obtener un resultado de golpeo N_{SPT} que haga posible calcular la tensión admisible a la que cimentar el marco de este paso inferior, a continuación se expone la relación obtenida entre los datos obtenidos en el ensayo de penetración dinámica DPSH PD - 1008+300, el resultado del ensayo Borros y el valor N_{SPT} a la profundidad correspondiente mediante las fórmulas expuestas en el apartado anterior.

Profundidad (m)	Resultado DPSH	Resultado Borros	N_{SPT}
0,2		0	0
0,4	10	12	11
0,6	9	11	10
0,8	10	12	11
1	12	15	13
1,2	10	12	11
1,4	13	16	14
1,6	14	17	14
1,8	10	12	11
2	8	10	10
2,2	9	11	10
2,4	10	12	11
2,6	11	13	12
2,8	12	15	13
3	11	13	12
3,2	15	18	15
3,4	17	21	17
3,6	16	20	16

A 0,30 m de profundidad se cuenta con un valor $N_{SPT} = 11$ que hace posible calcular, mediante las fórmulas de Terzaghi y Peck la tensión admisible para el marco en estudio.

La tensión admisible que resultará de dicho valor será mínima. Por tanto se recomienda retirar los 3 m iniciales de espesor de terreno y sustituir con material tolerable o adecuado.

Se recomienda por tanto para este paso inferior una tensión admisible de cimentación aproximada de $1,8 - 2 \text{ Kg/cm}^2$, correspondiente aproximadamente a la de un terraplén compactado.

9.9.2.5. Cálculo del módulo de balasto vertical

Para el cálculo del módulo de balasto se procederá como en el apartado anterior:

Suponiendo un golpeo $N_{SPT} = 20$ para el caso siguiente se ha obtenido los resultados que siguen a continuación:

N_{SPT} (golpes)	B (m)	L (m)
20	5,3	16

K_{30} (MN/m ³)	K_{BxB} (MN/m ³)	K_{BxL} (MN/m ³)
36	10,048	7,713

Finalmente se decide adoptar un valor $K_{BxL} = 7,8 \text{ MN} / \text{m}^3$.

9.9.3. P.I. – 1010,7

9.9.3.1. Descripción de la estructura

La estructura es un paso inferior bajo la traza de ferrocarril proyectado que en ese punto discurre en terraplén con una altura de unos 8 m. Consiste en un marco continuo de gálibo horizontal de 8 m y gálibo vertical mínimo de 5,30 m. Tiene una longitud aproximada de 18,40 m y se localiza en el PK 1010+700 del trazado proyectado.



9.9.3.2. Investigaciones realizadas

Proyecto Constructivo

RECONOCIMIENTO	PK	PROFUNDIDAD (m)
S – 1010+670	1010+670	15
PD – 1010+670	1010+670	7
C – 1010+670	1010+670	3,2

9.9.3.3. Naturaleza del terreno

De acuerdo con el perfil geológico geotécnico analizado el terreno de apoyo del paso inferior está compuesto por una capa superior de espesor de 2 m de aluvial reciente compuesto por arcilla marrón rojiza con bastante limo (Q4). La capa inferior es de arcilla algo margosa, con indicios de grava fina y arena (PL1).

9.9.3.4. Recomendaciones de cimentación

Con el fin de obtener un resultado de golpeo N_{SPT} que haga posible calcular la tensión admisible a la que cimentar el marco de este paso inferior, a continuación se expone la relación obtenida entre los datos obtenidos en el ensayo de penetración dinámica DPSH PD - 1010+670, el resultado del ensayo Borros y el valor N_{SPT} a la profundidad correspondiente mediante las fórmulas expuestas en el apartado 9.9.1.4.

Profundidad (m)	Resultado DPSH	Resultado Borros	N_{SPT}
0,2		0	0
0,4	21	26	19
0,6	20	24	18
0,8	18	22	17
1	20	24	18
1,2	19	23	18
1,4	22	27	19
1,6	27	33	22
1,8	29	35	22
2	30	37	23
2,2	36	44	25
2,4	34	41	24
2,6	32	39	23
2,8	31	38	23
3	40	49	26
3,2	45	55	27
3,4	40	49	26
3,6	42	51	26
3,8	45	55	27
4	47	57	28
4,2	46	56	27
4,4	50	61	28
4,6	59	72	30
4,8	60	73	30
5	63	77	31

La tensión admisible que resultará de los valores de los metros iniciales será pequeña. Por tanto se recomienda como para el caso anterior retirar los 3 m iniciales de espesor de terreno y sustituir con material tolerable o adecuado.



Se recomienda por tanto para este paso inferior un rango de tensión admisible de cimentación aproximada de 1,8 – 2 Kg/cm², correspondiente aproximadamente a la de un terraplén compactado.

9.9.3.5. Cálculo del módulo de balasto vertical

Para el cálculo del módulo de balasto se procederá según lo explicado en el apartado 9.3.6.

Suponiendo un golpeo N_{SPT} = 20 (propio de terraplén compactado) para el caso siguiente se ha obtenido los resultados que siguen a continuación:

N _{SPT} (golpes)	B (m)	L (m)
20	5,3	18,4

K ₃₀ (MN/m ³)	K _{BXB} (MN/m ³)	K _{BXL} (MN/m ³)
36	10,048	7,663

Finalmente se decide adoptar un valor K_{BXL} = 7,8 MN / m³.

9.9.4. P.I. – 1011,6

9.9.4.1. Descripción de la estructura

La estructura es un paso inferior bajo la traza de ferrocarril proyectado que en ese punto discurre en terraplén con una altura máxima de unos 9,5 m.

Consiste en un marco continuo de gálibo horizontal de 11 m y gálibo vertical mínimo de 5,30 m. Tiene una longitud aproximada de 16,50 m y se localiza en el PK 1011+600 del trazado proyectado.

9.9.4.2. Investigaciones realizadas

Proyecto Constructivo

RECONOCIMIENTO	PK	PROFUNDIDAD (m)
S - 1011+595	1011+595	29,95
S - 1011+600	1011+600	30,00
S - 1011+605	1011+605	31,01
S - 1011+610	1011+610	31,05
S - 1011+640	1011+640	30,00
PD - 1011+580	1011+580	14,29
PD - 1011+615	1011+615	7,80
PD - 1011+650	1011+650	13,31
C – 1011+615	1011+615	3,00

9.9.4.3. Naturaleza del terreno

De acuerdo con el perfil geológico geotécnico analizado el terreno de apoyo del paso inferior está compuesto por una capa superior de espesor variable entre 2 y 5 m de aluvial reciente compuesto por arcilla marrón rojiza con bastante limo (Q4), bajo la que asienta un estrato de 5 metros de espesor de arcillas limosas rojas con indicios de gravas y arena (PL2).



La capa inferior es de arcilla algo margosa, con indicios de grava fina y arena (PL1). Los resultados de golpes en ensayos SPT son inicialmente bajos, aumentando a 30 – 40 golpes con la profundidad.

9.9.4.4. Recomendaciones de cimentación

Con el fin de obtener un resultado de golpeo N_{SPT} que haga posible calcular la tensión admisible a la que cimentar el marco de este paso inferior, a continuación se expone la relación obtenida entre los datos obtenidos en el ensayo de penetración dinámica DPSH PD - 1011+580, el resultado del ensayo Borros y el valor N_{SPT} a la profundidad correspondiente mediante las fórmulas expuestas en el apartado 9.8.3.4.

Se ha utilizado únicamente el ensayo de penetración dinámica PD – 1011+580 por estar relativamente cerca del paso inferior y por estar del lado de la seguridad, ya que es el que proporciona resultados inferiores de compacidad del suelo.

Profundidad (m)	Resultado DPSH	Resultado Borros	N_{SPT}
0,2	6	7	7
0,4	7	9	9
0,6	11	13	12
0,8	12	15	13
1	12	15	13
1,2	12	15	13
1,4	8	10	10
1,6	8	10	10
1,8	7	9	9
2	7	9	9
2,2	6	7	7

Profundidad (m)	Resultado DPSH	Resultado Borros	N_{SPT}
2,4	8	10	10
2,6	6	7	7
2,8	7	9	9
3	6	7	7
3,2	7	9	9
3,4	6	7	7
3,6	8	10	10
3,8	10	12	11
4	7	9	9
4,2	11	13	12
4,4	15	18	15
4,6	15	18	15
4,8	10	12	11
5	24	29	20
5,2	45	55	27
5,4	58	71	30
5,6	41	50	26
5,8	32	39	23
6	29	35	22
6,2	38	46	25

La tensión admisible que resultará de los valores de los metros iniciales será pequeña. Por tanto se recomienda como para el caso anterior retirar los 4 m iniciales de espesor de terreno y sustituir con material tolerable o adecuado.

Se recomienda por tanto para este paso inferior una tensión admisible de cimentación aproximada de 2 Kg/cm^2 , correspondiente aproximadamente a la de un terraplén compactado.



9.9.4.5. Cálculo del módulo de balasto vertical

Para el cálculo del módulo de balasto se procederá según lo explicado en el apartado 9.3.6.

Suponiendo un golpeo $N_{SPT} = 20$ (propio de terraplén compactado) para el caso siguiente se ha obtenido los resultados que siguen a continuación:

N_{SPT} (golpes)	B (m)	L (m)
20	5,3	18,4

K_{30} (MN/m³)	K_{BxB} (MN/m³)	K_{BXL} (MN/m³)
36	10,048	7,663

Finalmente se decide adoptar un valor $K_{BXL} = 7,8 \text{ MN} / \text{m}^3$.

9.9.5. P.I. – 1012,2

9.9.5.1. Descripción de la estructura

La estructura es un paso inferior bajo la traza de ferrocarril proyectado que en ese punto discurre en terraplén con una altura de unos 7,2 m. Consiste en un marco continuo de gálibo horizontal de 8 m y gálibo vertical mínimo de 5,30 m. Tiene una longitud aproximada de 15,60 m y se localiza en el PK 1012+200 del trazado proyectado.

9.9.5.2. Investigaciones realizadas

Proyecto Constructivo

RECONOCIMIENTO	PK	PROFUNDIDAD (m)
S – 1012+160	1012+160	19,75
PD – 1012+140	1012+140	17,66

9.9.5.3. Naturaleza del terreno

De acuerdo con el perfil geológico geotécnico analizado el terreno de apoyo del paso inferior está compuesto por una capa superior de espesor de 4 m de aluvial reciente compuesto por arcilla marrón rojiza con bastante limo (Q4). La capa inferior es de arcilla algo margosa, con indicios de grava fina y arena (PL1). A 13 m de profundidad se encuentra una capa de 4 m de arcillas limosas rojas con indicios de gravas y arena (PL2), por debajo de la cual se encuentra de nuevo la capa de PL1. Los golpesos en ensayos SPT dan 14 golpes a 2 m de profundidad, 21 a 7 m, 15 a 14 m y 39 a 19,5 m.

9.9.5.4. Recomendaciones de cimentación

Con el fin de obtener un resultado de golpeo N_{SPT} que haga posible calcular la tensión admisible a la que cimentar el marco de este paso inferior, a continuación se expone la relación obtenida entre los datos obtenidos en el ensayo de penetración dinámica DPSH PD - 1012+140 , el resultado del ensayo Borros y el valor N_{SPT} a la profundidad correspondiente mediante las fórmulas expuestas en el apartado 9.9.1.4.



9.9.5.5. Cálculo del módulo de balasto vertical

Para el cálculo del módulo de balasto se procederá según lo explicado en el apartado 9.3.6.

Suponiendo un golpeo $N_{SPT} = 20$ (propio de terraplén compactado) para el caso siguiente se ha obtenido los resultados que siguen a continuación:

N_{SPT} (golpes)	B (m)	L (m)
20	5,3	15,6

K_{30} (MN/m ³)	K_{BxB} (MN/m ³)	K_{BXL} (MN/m ³)
36	10,048	7,836

Finalmente se decide adoptar un valor $K_{BXL} = 7,8 \text{ MN} / \text{m}^3$.

Profundidad (m)	Resultado DPSH	Resultado Borros	N_{SPT}
0,2	4	5	5
0,4	7	9	9
0,6	6	7	7
0,8	6	7	7
1	7	9	9
1,2	7	9	9
1,4	9	11	10
1,6	9	11	10
1,8	8	10	10
2	7	9	9
2,2	7	9	9
2,4	8	10	10
2,6	8	10	10
2,8	7	9	9
3	7	9	9
3,2	8	10	10
3,4	6	7	7
3,6	6	7	7
3,8	5	6	6
4	6	7	7
4,2	6	7	7
4,4	23	28	20

La tensión admisible que resultará de los valores de los metros iniciales será mínima. Por tanto se recomienda como para el caso anterior retirar los 4 m iniciales de espesor de terreno y sustituir con material tolerable o adecuado.

Se recomienda por tanto para este paso inferior una tensión admisible de cimentación aproximada de 2 Kg/cm^2 , correspondiente aproximadamente a la de un terraplén compactado.



9.9.6. Tabla resumen de pasos inferiores

Paso Inferior	PK	Vía	Longitud	Gálibo horizontal / Gálibo vertical	Tensión de cálculo para el marco	Módulo de balasto	Asientos Esperables	Profundidad de saneo de terreno / unidad sobre la que apoya el PI (sin tener en cuenta el saneo)
PI 1006+400	1006+400	Camino	16	8 / 5,30	1,8 – 2 Kg/cm ²	7,8 MN/m ³	< 1’	0 / Q ₂ . Glacis. Cuaternario
PI 1008+300	1008+300	Camino	17,50	8 / 5,30	1,8 – 2 Kg/cm ²	7,8 MN/m ³	< 1’	3 / PL1.Margas, limos blancos y calizas blancas. Pliocuatnario
PI 1010+700	1010+700	Camino	18,40	8 / 5,30	1,8 – 2 Kg/cm ²	7,8 MN/m ³	< 1’	3 / Q ₄ . Aluvial reciente, fondo de valle. Cuaternario
PI 1011+600	1011+600	Carretera GR-NO-11	16,50	11 / 5,30	1,8 – 2 Kg/cm ²	7,8 MN/m ³	< 1’	4 / Q ₄ . Aluvial reciente, fondo de valle. Cuaternario
PI 1012+200	1012+200	Camino	15,60	8 / 5,30	1,8 – 2 Kg/cm ²	7,8 MN/m ³	< 1’	4 / Q ₄ . Aluvial reciente, fondo de valle. Cuaternario



9.10. FALSO TÚNEL DE ÍLLORA

Se proyecta el falso túnel de Íllora entre el PK 1009+445 y 1010+090 del trazado, realizando una cimentación superficial mediante zapatas.

En los siguientes apartados se indican las recomendaciones geotécnicas para su cimentación.

9.10.1. Investigaciones realizadas

A lo largo del tramo previo al falso túnel, en el tramo propiamente y en el posterior se han realizado las siguientes prospecciones:

Se han realizado tres sondeos (S – 1009+600, S – 1009+745 y S 1009+960), seis calicatas (C 1009+200, C 1009+400, C 1009+600, C 1009+750, C 1009+970 y C 1010+200) y 6 penetraciones dinámicas (PD 1009+200, PD 1009+400, PD 1009+600, PD 1009+750, PD 1009+970 y PD 1010+200).

RECONOCIMIENTO	PK	PROFUNDIDAD (m)
S – 1009+600	1009+600	20,05
S – 1009+745	1009+745	25,05
S – 1009+960	1009+960	19,94
C 1009+200	1009+200	3,20
C 1009+400	1009+400	3,30
C 1009+600	1009+600	3,70
C 1009+750	1009+750	2,60
C 1009+970	1009+970	3,30
C 1010+200	1010+200	2,60
PD 1009+200	1009+200	10,40
PD 1009+400	1009+400	9,00
PD 1009+600	1009+600	7,40
PD 1009+750	1009+750	14,40
PD 1009+970	1009+970	15,80
PD 1010+200	1010+200	6,00

9.10.2. Estratigrafía / Litología

La primera capa de entre 3 y 6 m de espesor está compuesta de limos con arcillas e indicios de arena y grava. Por debajo se haya una capa de arcilla limosa y margosa con lentejones de arenas y gravas. Ambos estratos corresponden a la formación PL1. El primer ensayo SPT da un resultado de 66 golpes, y los cuatro inferiores, resultado de rechazo.

El falso túnel cuenta con una cobertera máxima desde rasante aproximada de 20 m. en el punto 1009+770, de 12 m en el comienzo, en el PK 1009+440 y de 13 m en el final, en el PK 1010+100, por lo que la cimentación del mismo se va a realizar por completo sobre la formación de limos con arcillas e indicios a algo de arenas y gravas del pliocuaternario (PL1).

9.10.3. Parámetros adoptados

Los parámetros adoptados para cada una de las litologías han sido los siguientes:

Arcillas margosas y limos con arenas y gravas. Pliocuaternario (PL1)	Valor
Densidad aparente	0,0209 MN/m ³
Módulo de Young (E)	56,16 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3
Ángulo de rozamiento ϕ'	28,8°
Cohesión c'	0,037 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	28,8°
Cohesión c' (residual)	0,037 MPa
Tipo de material	Plástico



<i>Limos con arcillas e indicios a algo de arenas y gravas. Pliocuaternario (PLI)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,0209 MN/m ³
Módulo de Young (E)	56,16 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3
Ángulo de rozamiento ϕ'	32°
Cohesión c'	0,032 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	32°
Cohesión c' (residual)	0,032 MPa
Tipo de material	Plástico

9.10.4. Análisis de la cimentación

La profundidad a la que queda la rasante en cada uno de los sondeos realizados es la siguiente:

- S – 1009+600: 17 m
- S – 1009+745: 19 m
- S – 1009+960: 17,5 m

Sondeo	Profundidad	N _{SPT}
S – 1009+600	13,80 – 14,25	41
S – 1009+600	16,80 – 17,25	45
S – 1009+600	19,80 – 20,25	81
S – 1009+745	16 – 16,45	30
S – 1009+745	19 – 19,45	R
S – 1009+745	22 – 22,45	81
S – 1009+960	13 – 13,45	R
S – 1009+960	16 – 16,45	R
S – 1009+960	19,40 – 19,85	R

A esta profundidad se encuentra terreno muy consistente, con resultado de rechazo en la mayoría de los casos, siendo el mínimo valor de ensayo SPT a la altura de la rasante igual a 45. Como valor de cálculo se adopta N_{SPT} = 40 con carácter conservador.

N _{SPT}	S (cm)	B (m) (ancho de zapata)	Q _{adm} (kg/cm ²)
40	2,54	1,5	4,80
40	2,54	2	4,41
40	2,54	3	4,03
40	2,54	4	3,85
40	2,54	5	3,75

9.10.4.1. Cálculo del módulo de balasto vertical

Para el cálculo del módulo de balasto se procederá según lo explicado en el apartado 9.3.6.

Suponiendo un golpeo N_{SPT} = 40 para el caso siguiente se ha obtenido los resultados que siguen a continuación: (los resultados obtenidos son los resaltados en negrita)

N _{SPT} (golpes)	B (m)	L (m)
40	1,5	150
40	2	200
40	3	300
40	4	400
40	5	500

K ₃₀ (MN/m ³)	K _{BXB} (MN/m ³)	K _{BXL} (MN/m ³)
72	25,920	17,366
72	23,805	15,949
72	21,780	14,593
72	20,801	13,937
72	20,225	13,551



9.10.5. Recomendaciones constructivas

Se recomienda una cimentación superficial mediante zapatas tal y como se analiza en el apartado anterior.

Además, se ha comprobado que el terreno de apoyo de la cimentación presenta posible riesgo de hinchamiento, por lo que se recomienda realizar un saneo y posterior relleno de hormigón pobre de 0,6 m de espesor para el apoyo de las zapatas, que tendrá un sobreancho de 0,5 m respecto al borde exterior de la zapata.

Los objetivos de esta capa de relleno de hormigón pobre son los siguientes:

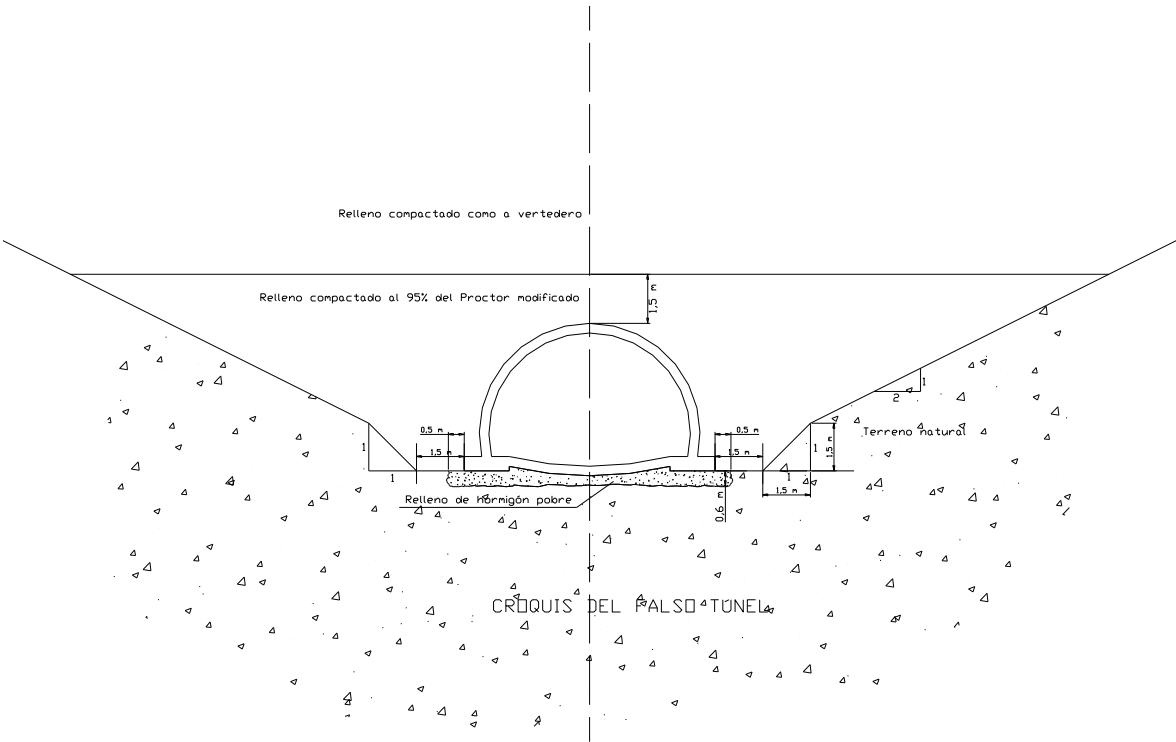
- Independizar la cimentación de los terrenos expansivos.
- Servir de sobrecarga en caso de hinchamiento del terreno inferior.
- Evitar la infiltración de agua de los materiales potencialmente expansivos.

En caso de proyectarse una contrabóveda se recomienda la ejecución del drenaje longitudinal por encima de la misma.

En cuanto al posterior relleno de tierras del falso túnel se seguirán las siguientes recomendaciones:

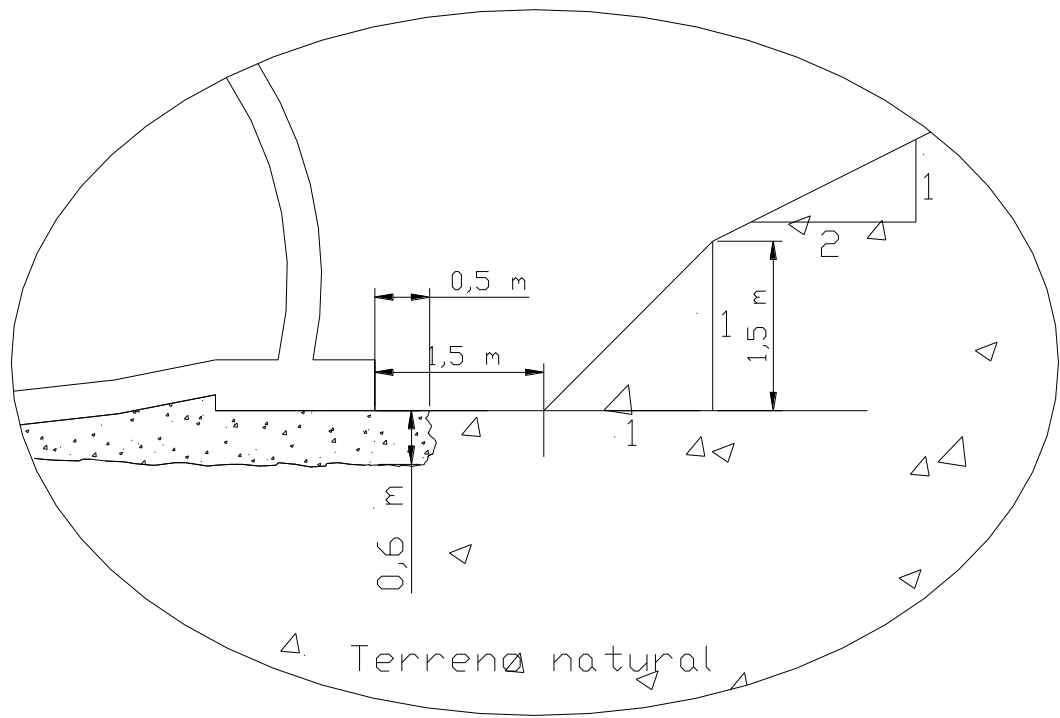
- Hasta una altura de 1,5 m por encima de la clave del falso túnel se realizará un relleno debidamente compactado y puesto en obra de acuerdo con las recomendaciones del ADIF.
- Por encima de la cota anterior: podrá disponerse en obra propia de un material destinado a vertedero acondicionándolo con el terreno natural y siguiendo las recomendaciones del ADIF.

En cuanto a los taludes provisionales, se dispondrá en el primer metro y medio de altura de un talud 1H : 1V con el fin de dejar un sobreancho de un metro y medio para la construcción de la zapata, disminuyendo asimismo el volumen de excavación necesario, como se muestra en la siguiente figura:

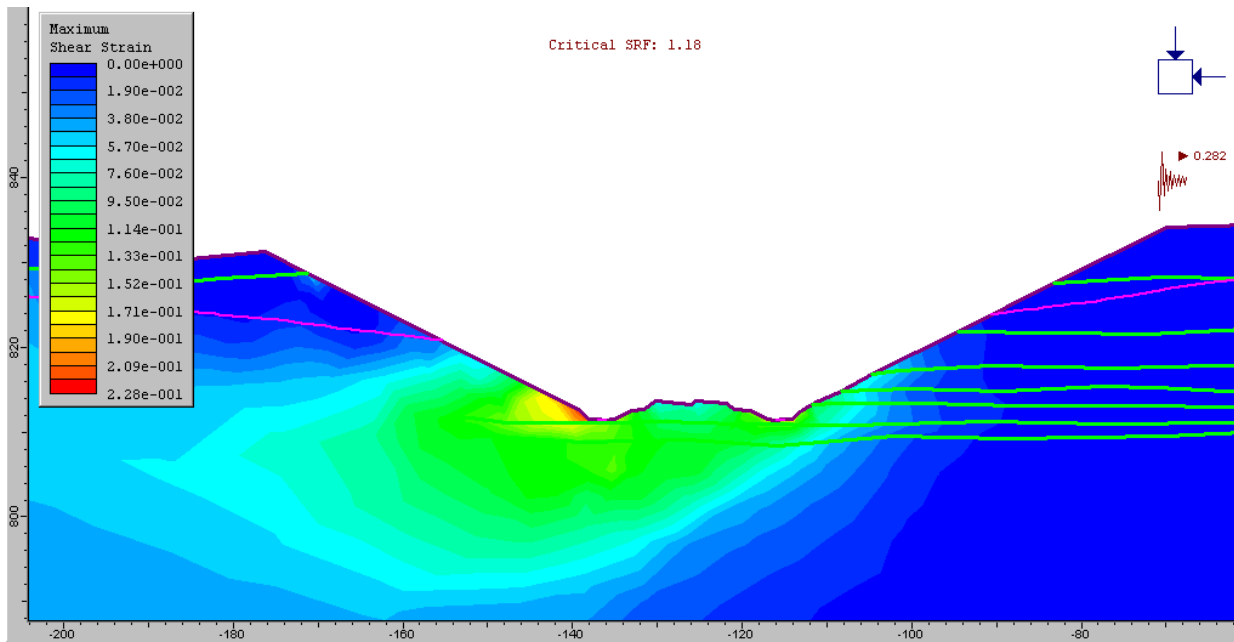
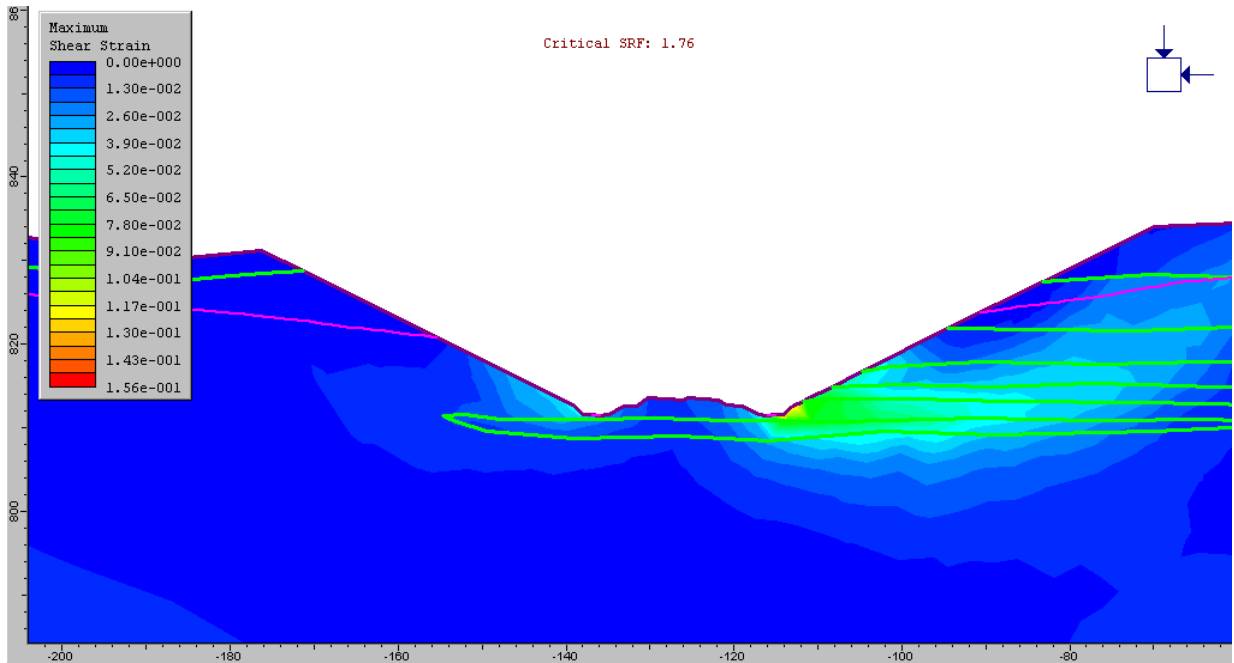




Seguidamente se muestra el sobrecancho de un metro para la construcción de la zapata:



A continuación se añade el cálculo de estabilidad del terraplén mediante el programa Phase2 6.0, ya mostrado en el apartado 8.2.6.4, en las opciones sin y con sismo ($a_c = 0,282$). Los factores de seguridad obtenidos para cada uno de los casos, 1,76 y 1,18, superan los recomendados en el apartado 8.2.5.1 para estabilidad de desmontes, que son 1,5 y 1,15 respectivamente, y los parámetros son los mismos que en el apartado 8.2.6.4.





9.11. MURO DE REACCIÓN DEL DRENAJE DEL TERRAPLÉN DE TOCÓN

Se realizará una hinca de 8 tubos de drenaje de 2500 mm de diámetro interior en el terraplén del Tocón con microtuneladora. Para tal fin se requiere la construcción de un muro de reacción provisional de hormigón delante de un terraplén de tierras que sirva como apoyo para la hinca de los tubos.

Las dimensiones del muro son de 44,20 m de largo por 3 metros de ancho.

Reconocimientos utilizados

En las proximidades del muro de reacción se ha realizado el sondeo S – 1000+460 y las penetraciones dinámicas PD – 100+480 y PD 1000+485.

Estratigrafía / Litología

En el sondeo S – 1005+020 se han encontrado las siguientes formaciones:

- De 0 a 2-3 m: aluvial reciente y depósito de fondo de valle (Q4). Arenas limosas con cantos.
- De 2-3 m en adelante: formación PL1: arcillas y limos margosos gris beige, con arenas gravas y nódulos carbonatados o niveles margocalizos.

Análisis de la cimentación

Para el muro de reacción se recomienda cimentación superficial, con una profundidad de cimentación de 1 m, apoyándose sobre la formación Q4, debido a su carácter provisional.

Se adopta finalmente como N de cálculo un valor $N_{SPT} = 19$, valor dado en el S – 1000+460, que hace posible calcular, mediante las fórmulas de Terzaghi y Peck la tensión admisible para el marco en estudio.

La tensión admisible calculada para 3 m de ancho de muro, longitud indefinida (equivalente a una longitud de 44 m) y para un asiento de 1' es la de la columna de la derecha:

N_{SPT}	S (cm)	B (m)	Q_{adm} (kg/cm ²)
19	2,54	3	1,92

Se recomienda por tanto para este muro un rango de tensión admisible de cimentación aproximada de 1,9 – 2 Kg/cm².



10. TALUDES TEMPORALES EN SITUACIONES PROVISIONALES

En el presente apartado se realiza un cálculo de estabilidad para el talud provisional que quedará la zona de situaciones provisional de vía, al realizar el rebaje de la rasante. La plataforma del presente Proyecto Constructivo queda por debajo de la plataforma de la vía antigua.

Se prevé la excavación de parte del terraplén en dos fases. En primer lugar se excavará la parte derecha del terraplén, manteniendo un talud provisional, para el que se ha considerado una inclinación de talud 1H : 1V con una diferencia máxima de cotas de 2,847 m para el PK 1002+520, para después escavar el lado izquierdo.

Se ha tomado una diferencia de cotas máxima de talud provisional de 4,1 m para tener en cuenta la excavación necesaria para la capa de balasto, subbalasto y la capa de forma.

Parámetros adoptados

Los parámetros geotécnicos adoptados son los mismos que los tomados para cálculo de estabilidad del terraplén de Tocón, del apartado del cálculo de estabilidad de taludes para rellenos.

Se compone el terraplén de los conocidos como rellenos antrópicos estructurales, clasificados como Q5 en la caracterización de materiales.

Los parámetros adoptados han sido los siguientes:

<i>Rellenos antrópicos estructurales (terraplén) (Q5)</i>	<i>Valor</i>
Densidad aparente	0,02 MN/m ³
Módulo de Young (E)	35,28 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,2
Ángulo de rozamiento ϕ'	22°
Cohesión c'	0,018 MPa
Ángulo de rozamiento ϕ' (residual)	22°
Cohesión c' (residual)	0,018 MPa
Tipo de material	Plástico

Resultados

Los cálculos se han considerado para el caso sin sismo, debido a la provisionalidad del terraplén, comprobando que se supera el factor de seguridad necesario (1,3 para el caso sin sismo y temporal).

El resultado ha sido para el terraplén del Tocón (PK 1002+520):

- FS = 3,15 (caso sin sismo)

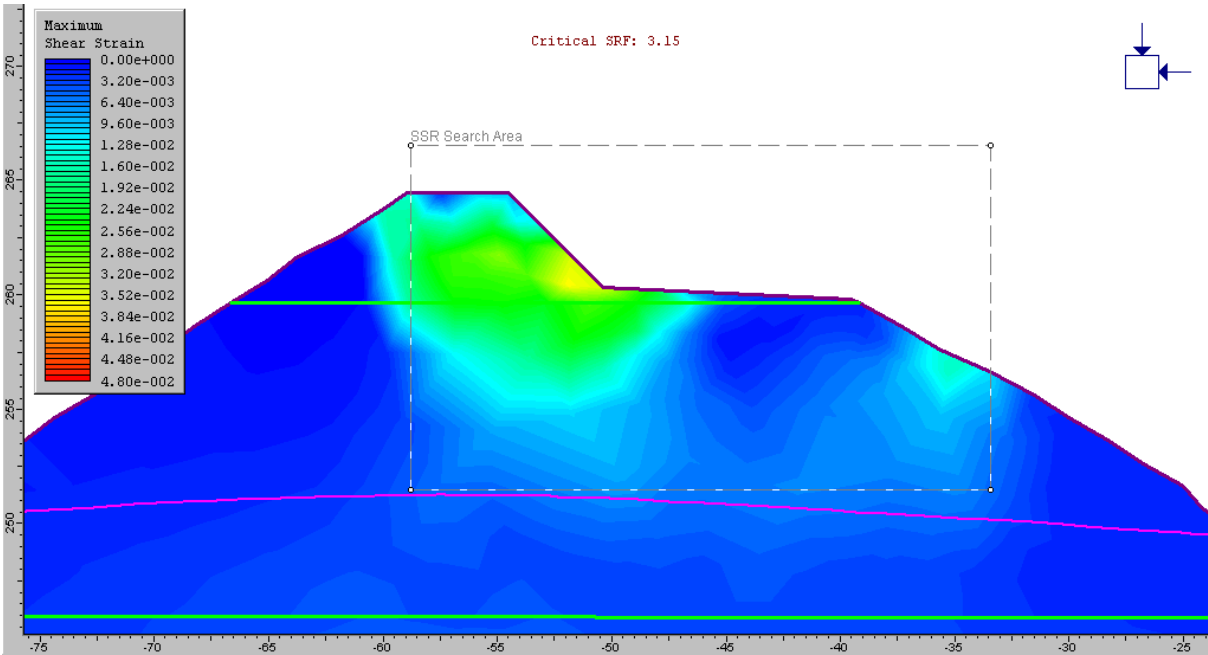
No se ha considerado la presencia de agua debido a la diferencia de cotas de excavación del relleno existente con respecto a la cota del terreno.

Se ha realizado el estudio de estabilidad mediante el programa PHASE2 6.0 que figura a continuación.

Se han tomado para el cálculo la sección correspondiente al PK 1002+520.

Cálculo de estabilidad del terraplén

A continuación se muestran el cálculos de estabilidad para el terraplén:



11. RESUMEN Y CONCLUSIONES

El presente Anejo de Geotecnia recoge los trabajos de campo, los ensayos de laboratorio y el estudio geotécnico correspondiente al “Proyecto Constructivo de la Línea de Alta Velocidad entre Bobadilla y Granada. Tramo Tocón – Valderrubio”, que cuenta con una longitud de 14,1 km.

Para la redacción del Proyecto Constructivo ha sido necesario realizar una amplia campaña de trabajos de campo y ensayos para la adecuada definición y valoración de las soluciones que hay que desarrollar. La importancia de esta campaña es especialmente alta, debido a las importantes longitudes que suponen los viaductos y túneles respecto a la longitud total del trazado.

El material encontrado a lo largo de la traza es en su mayoría margas, limos blancos y calizas del Pliocuatnario (Formación PL1), que son básicamente materiales arcillo – limosos de elevada plasticidad, se incluyen materiales con alto porcentaje de finos. Estos materiales se encuentran muy ampliamente representados a lo largo de todo el área de estudio entre Brácana y Escóznar, así como al noroeste de Huétor-Tájar.

Asimismo se encuentra a lo largo de la traza la formación PL2, que incluye básicamente arcillas rojas, limos, arenas y gravas del Pliocuatnario, que son materiales de origen aluvial y de glaciis antiguos, de edad Plioceno-Cuatnario.

Como aluviales del Cuatnario existen terrazas y aluvial antiguo (Q1), glaciis (Q2), coluviales (Q3) y aluvial reciente y fondo de valle (Q4), mucho menos representados y de escaso interés geotécnico.

También existen pequeñas zonas de rellenos antrópicos y estructurales (Q5 y Q6).

Del estudio de los resultados mostrados de análisis de contenido en sulfato para muestras de suelo y aplicando la norma de hormigón EHE a los materiales sobre los cuales se desarrolla el



proyecto ninguna de las muestras resulta ser agresiva para el hormigón al ser el contenido en ion sulfato SO_4^{2-} inferior al 0,30%.

El proyecto se sitúa en una zona de especial importancia sísmica, por lo que este aspecto se ha tenido en cuenta especialmente a la hora de dimensionar las estructuras y los taludes de los desmontes. El valor de la aceleración sísmica de cálculo es de $a_c = 0,282 \text{ g}$.

En todos los desmontes y rellenos se cumplen con los límites de seguridad exigidos para tratar de asegurar la estabilidad de cada uno de los taludes.

Los rellenos de más importancia son los siguientes:

- El terraplén del Tocón, está situado entre el PK 1000+000 y 1000+540, siendo la altura máxima alcanzada de 15,3 m (PK 1000+340), que es la mayor que alcanza un relleno en el Proyecto Constructivo, y pertenece a la línea de ferrocarril ya existente. Su construcción se realizó en dos etapas, siendo la última (2003), un ensanchamiento de la plataforma mediante el adosado de un espaldón en el talud derecho. La inclinación del talud es 2H : 1V. En este terraplén, ya existente, se han observado algunos síntomas leves de inestabilidad, sobre todo en su parte más moderna, por lo que se han proyectado inyecciones de impregnación de lechada y/o mortero de cemento, para reforzarlo y asegurar su estabilidad, dado que además se aumenta la capacidad del drenaje existente mediante la hincas de 8 tubos nuevos.
- El terraplén del Charcón consta de dos tramos separados por el Viaducto del Tesorillo. Va del PK 1011+669 al PK 1012+960, con la interrupción citada. Dado que en parte está situado en una zona llana próxima al cauce del Arroyo Charcón, posiblemente inundable en avenidas extraordinarias, así como sobre terreno con baja capacidad portante en otras zonas, se han previsto una serie de medidas, según los tramos: cimientado con características de drenaje, cimientado con características de refuerzo, protección contra erosión mediante escollera, “rip-rap” y encachado de piedra.

Los desmontes de mayor importancia son los que siguen a continuación:

- El desmonte de Brácana, que comienza en el PK 1003+120 y termina en el 1004+360, según los perfiles transversales de la traza, contando con una longitud de 1.240 m. La altura máxima alcanzada es de 11,03 m en el PK 1003+780. La inclinación del talud es 2H : 1V. Se observan algunos deslizamientos en el desmonte actualmente existente, por lo que su tratamiento será un retaluzado y la construcción de un rapié de escollera en los tramos donde alcanza mayor altura, con talud 2H:3V.
- El desmonte de La Loma comienza en el PK 1005+723, a continuación del viaducto del mismo nombre, y termina en el PK 1005+990, según los perfiles transversales de la traza, contando con una longitud de 267 m, y cuya máxima altura alcanzada es de 11,20 m en el PK 1005+760. La inclinación el talud es 3H : 2V en el terreno, y 2H : 3V en el muro de escollera hasta una altura de 4 m. Se ha proyectado también rapié de escollera en este caso, ya que el desmonte se sitúa en un punto con una amplia cuenca visual y de esta manera, se disminuye su anchura considerablemente, y por tanto, el impacto ambiental.
- Los desmontes de Íllora, anterior y posterior al falso túnel, comienzan en el PK 1009+040 y terminan en el PK 1010+300, siendo el tramo central, entre los PK 1009+460 y 1010+110 el desmonte provisional del falso túnel. La inclinación del talud es 3H : 1V en el primer tramo, 2H : 1V en el segundo tramo (el del falso túnel) y 3H –2V en el tercero.

Se proyecta el falso túnel de Íllora entre el PK 1009+445 y 1010+090 del trazado, realizando una cimentación superficial mediante zapatas. El relleno se realizará compactando hasta 2 m por encima de clave, y vertiendo desde esta cota hacia arriba.

En el tramo de estudio existen tres viaductos, el de la Loma, el Charcón y el del Tesorillo:

- El viaducto de la Loma es una estructura de 734 m desde el PK 1004+973 al PK 1005+707, con una altura máxima de 27 m sobre el cauce del arroyo. Está formada por 16 vanos de entre 30 y 48 m con cimentación profunda para las pilas desde la P-4 a la P-11, determinando cimentación superficial para el resto.
- El Viaducto sobre el Arroyo Charcón discurre entre los PK 1011+619 y 1011+669, alcanzando una altura máxima de 14 m sobre el cauce del río .Consiste en una estructura



de losa postensada, compuesta de dos vanos de luces de 25+25 m. Se ha determinado cimentación profunda tanto para los estribos como para la pila central.

- El viaducto del Tesorillo es una estructura hiperestática proyectada para salvar el yacimiento arqueológico del mismo nombre, situado entre el PK 1012+500 y 1012+800. La longitud del viaducto es de 150 m desde el PK 1012+485 al PK 1012+635. Tiene una altura máxima del orden de 5 m, con una sección transversal de 14 m sobre el yacimiento citado. Está formada por cuatro pilas y dos estribos, para los cuales se ha determinado cimentación profunda.

En el tramo de estudio hay 7 pasos superiores y 5 inferiores.

La cimentación y situación de los pasos superiores es la siguiente:

Paso superior y PK de situación	Tipo de cimentación y tensión de cálculo en estribos	Tipo de cimentación y tensión de cálculo en pilas intermedias
PS 1001+500	2 Kg/cm ² (zapatas sobre terraplén compactado)	1,25 m / 20 m (pilotes)
PS 1002+400	2 Kg/cm ² (zapatas sobre terraplén compactado)	3,2 x 3,2 (a 2 m de profundidad, zapatas)
PS 1003+300	- 2 Kg/cm ² (zapatas sobre terraplén compactado) - 3 Kg/cm ² (zapatas sobre terreno natural, a 2 m de profundidad)	3,2 x 3,2 (a 2 m de profundidad, zapatas)
PS 1005+800	- 2 Kg/cm ² (zapatas sobre terraplén compactado) - 2 Kg/cm ² (zapatas sobre terreno natural, a 2 m de profundidad)	1,25 m / 20 m (pilotes)

Paso superior y PK de situación	Tipo de cimentación y tensión de cálculo en estribos	Tipo de cimentación y tensión de cálculo en pilas intermedias
PS 1006+100	1,50 m / 25 m (pilotes)	1,25 m / 20 m (pilotes)
PS 1007+000	1,50 m / 25 m (pilotes)	1,25 m / 20 m (pilotes)

Los pasos superiores están cimentados en su pila central principalmente mediante pilotes, recurriendo a las zapatas sobre el terraplén para los estribos.

Los pasos inferiores se sitúan como se exponen a continuación:

Paso inferior	PK	Longitud (m)
P.I. 1006,4	1006+400	16,00
P.I. 1008,3	1008+300	17,50
P.I. 1010,7	1010+700	18,40
P.I. 1011,6	1011+600	16,50
P.I. 1012,2	1012+200	15,60

Se ha recurrido a la estructura marco como solución para todos los pasos inferiores.

Se ha adoptado 0,60 m como espesor de capa de forma a lo largo de toda la longitud del trazado. El espesor adoptado es el máximo para conseguir la plataforma P3. Para ello se han tenido en cuenta las siguientes consideraciones:



- Línea de alta velocidad
- Facilidad de ejecución
- Existencia de terrenos arcillosos, que aconsejan una capa de forma generosamente diseñada, dado que en algún caso muestran ligera expansividad potencial.

Respecto del Viaducto del Tesorillo, su cimentación se ha estudiado mediante ensayos de penetración dinámica. No obstante y dado que se proyectó en la fase final, al descubrirse el yacimiento arqueológico, no fue posible hacer sondeos, al estar los terrenos cultivados y aún no recolectados, por lo que se ha previsto y presupuestado una campaña de sondeos, a realizar en fase de obra. Dicha campaña incluirá un sondeo por pila y en los dos estribos, de unos 30 m de longitud, así como ensayos de laboratorio: granulometría, densidad aparente y humedad natural, límites de Atterberg, materia orgánica, sulfatos, compresión simple y corte directo de suelos y análisis químico de aguas.



II. FIGURAS



1. Planta de situación de reconocimientos geotécnicos (ortofoto 1:2000)



2. Planta geológico – geotécnica 1:2000



3. Perfil longitudinal



4. Perfiles geológico – geotécnicos transversales



5. Detalles constructivos



III. APÉNDICES



1. Columnas y fotografías de sondeos



2. Registro y fotografías de calicatas mecánicas



3. Gráficos de los ensayos de penetración dinámica



4. Ensayos de laboratorio



Ensayos de sondeos. UTE. Georail



Ensayos de sondeos. Vorsevi



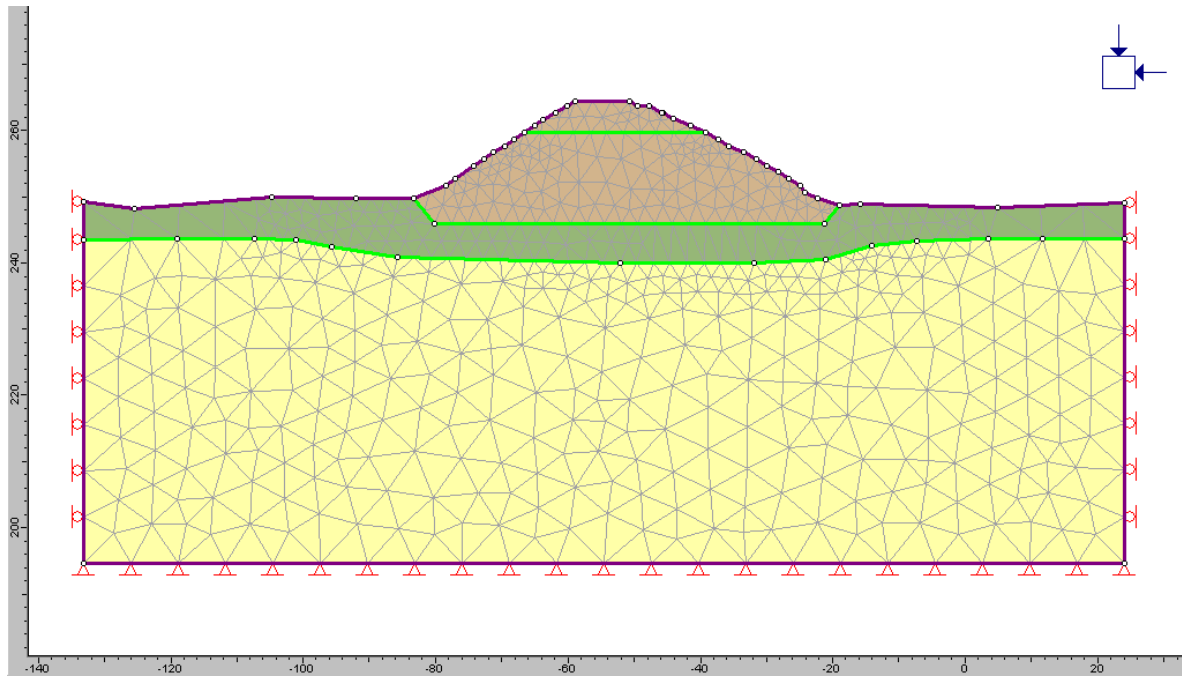
Ensayos de calicatas



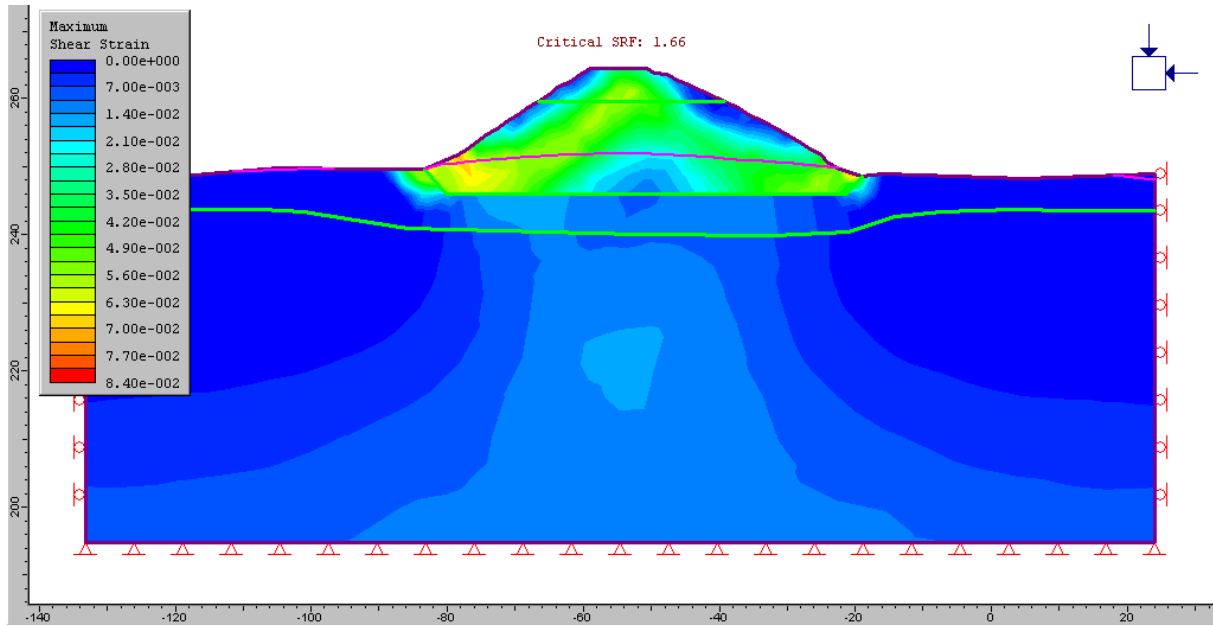
5. Inventario de taludes



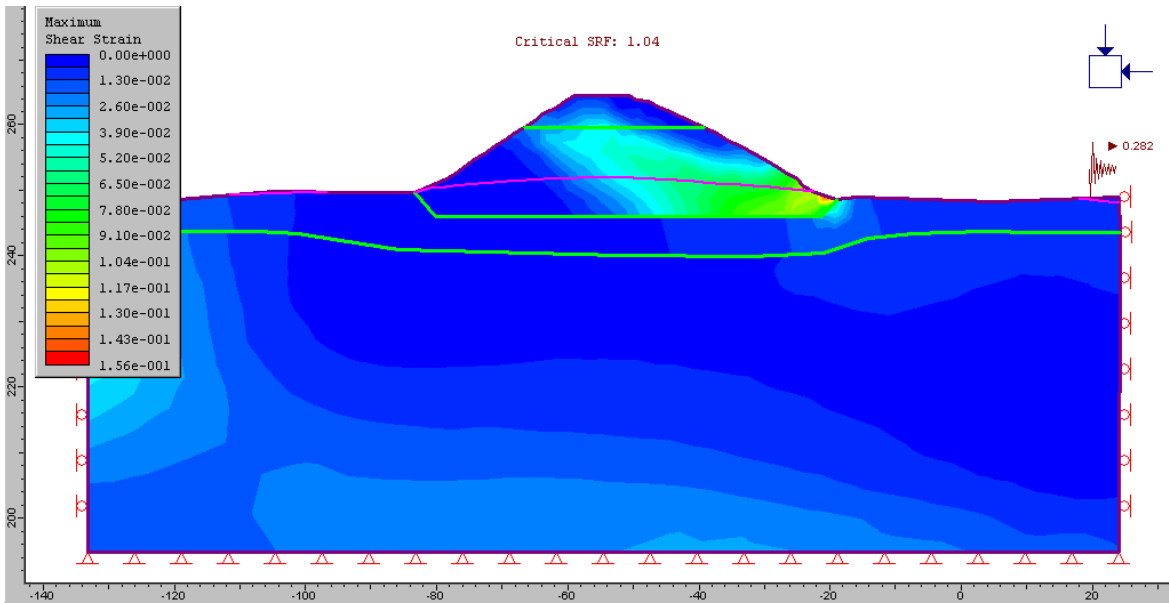
6. Cálculo de estabilidad de taludes



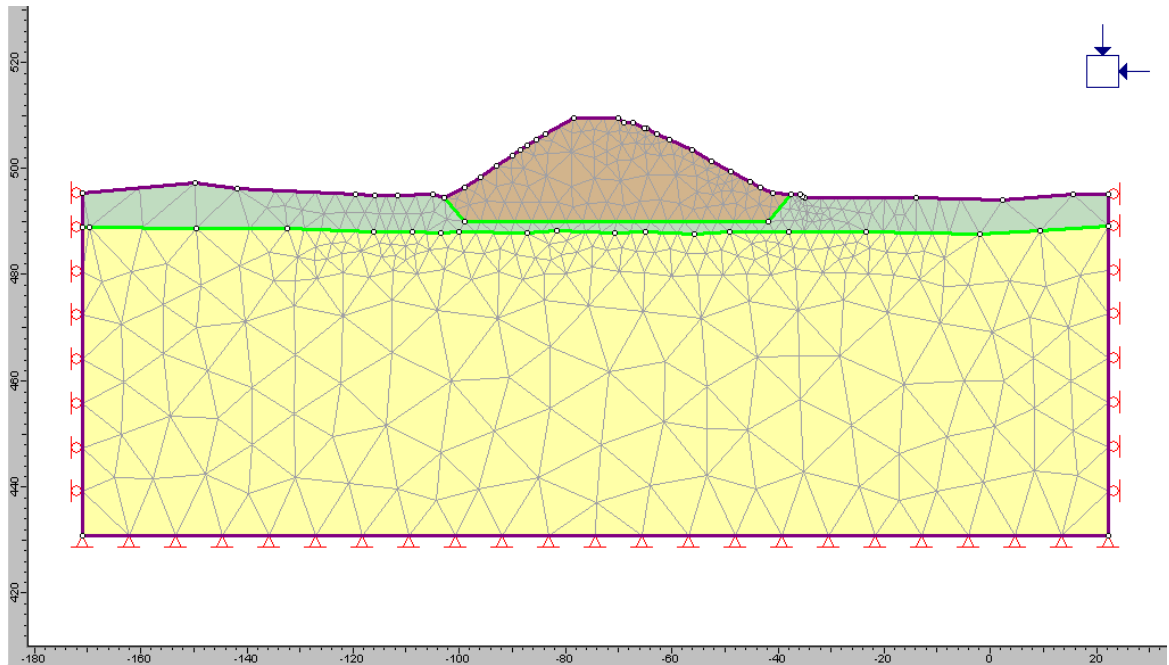
TERRAPLÉN DEL TOCÓN (malla) PK 1000+375



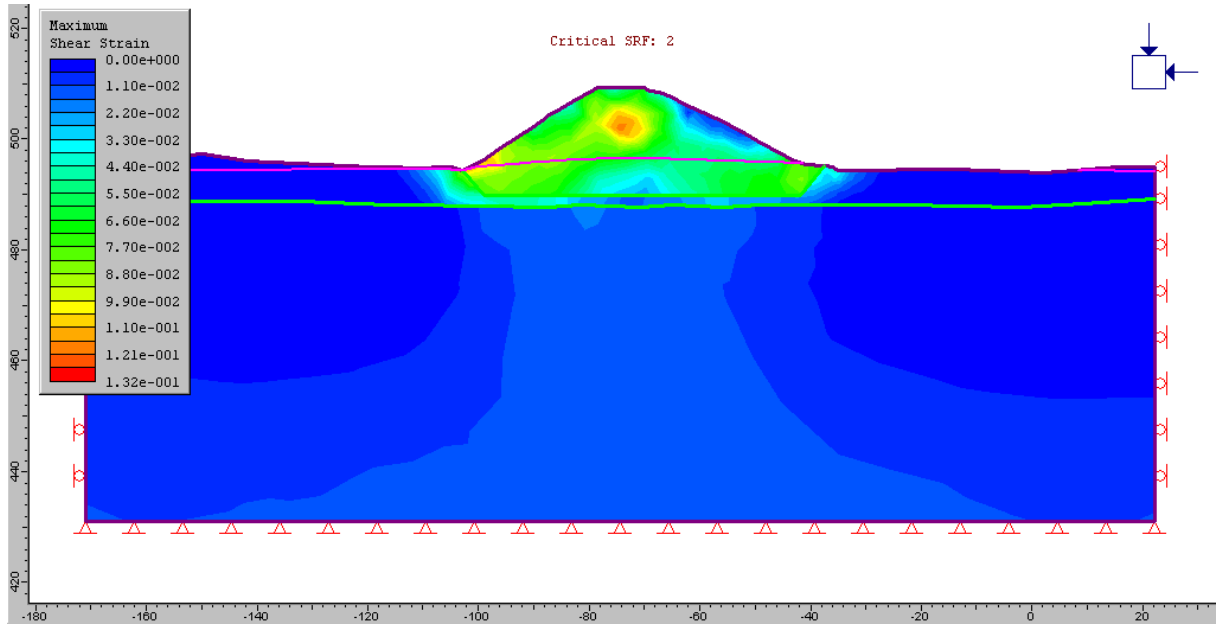
TERRAPLÉN DEL TOCÓN (sin sismo) PK 1000+375



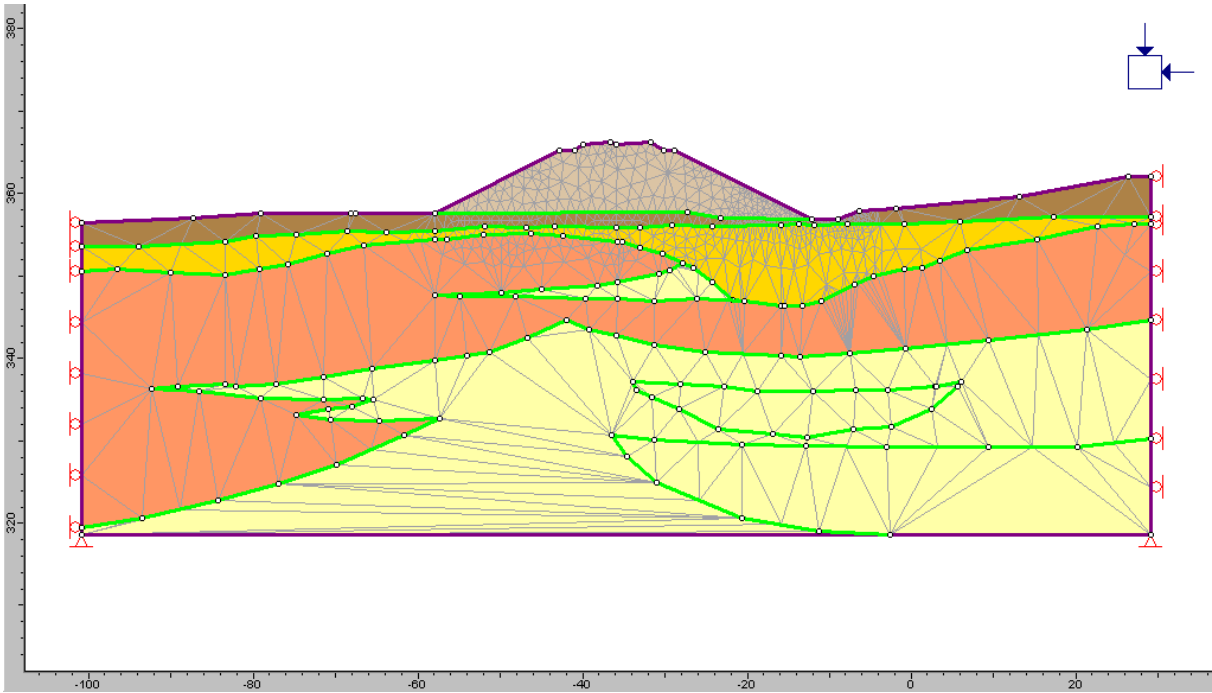
TERRAPLÉN DEL TOCÓN (con coeficiente de aceleración sísmica $a_c = 0,282$) PK 1000+375



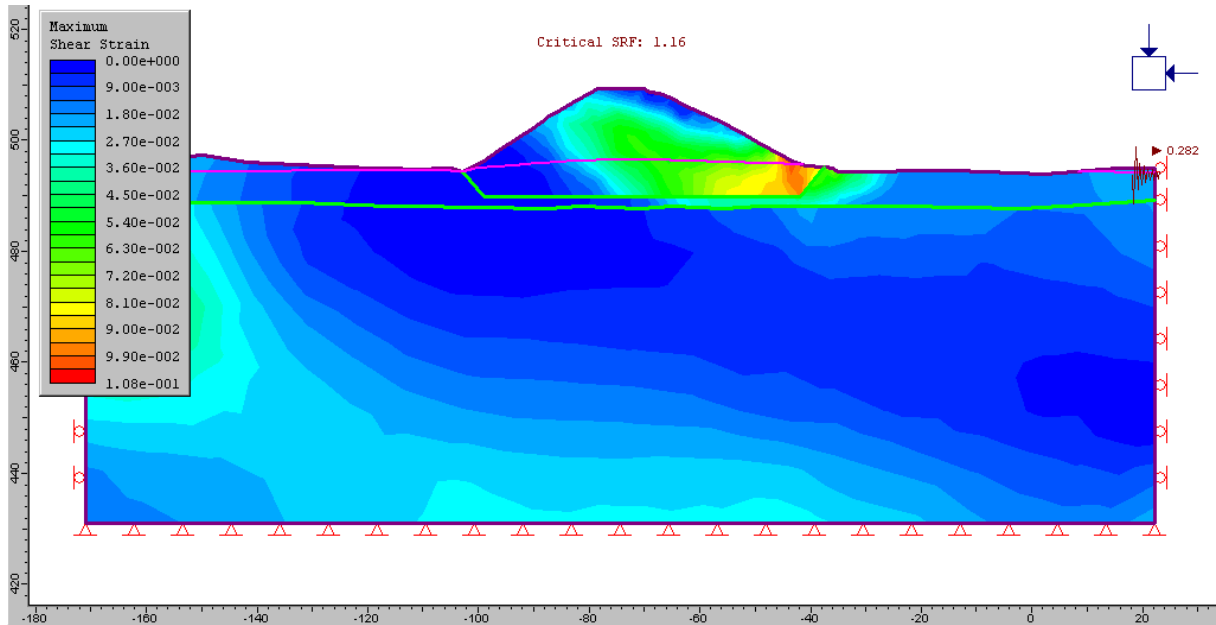
TERRAPLÉN DEL TOCÓN (malla) PK 1000+460



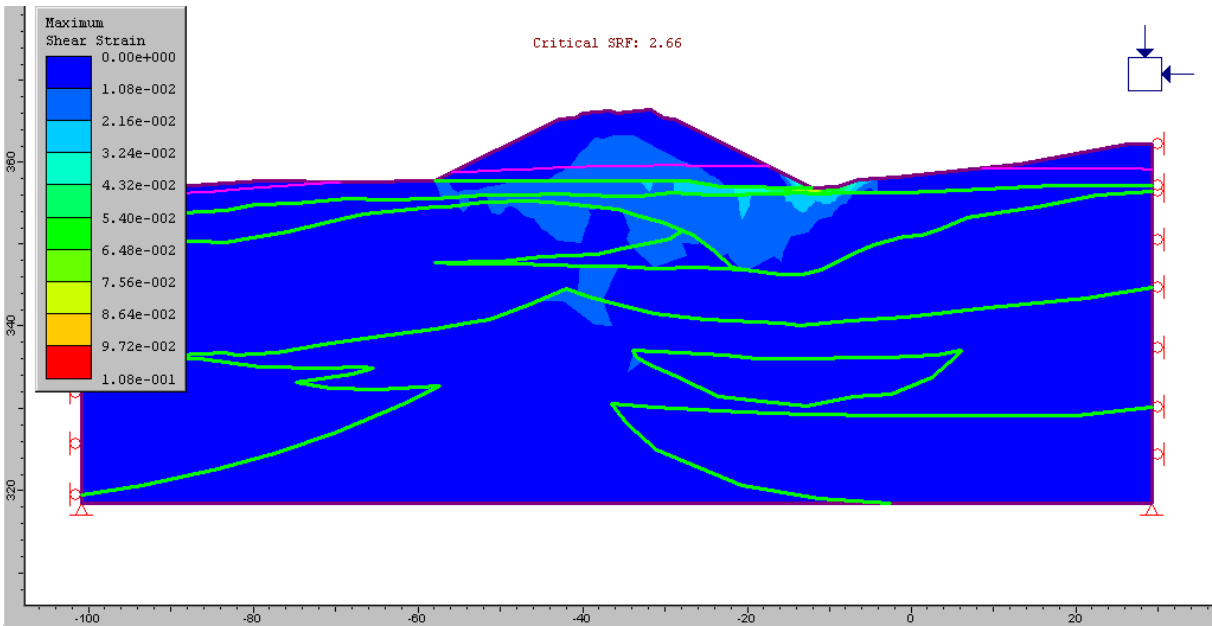
TERRAPLÉN DEL TOCÓN (sin sismo) PK 1000+460



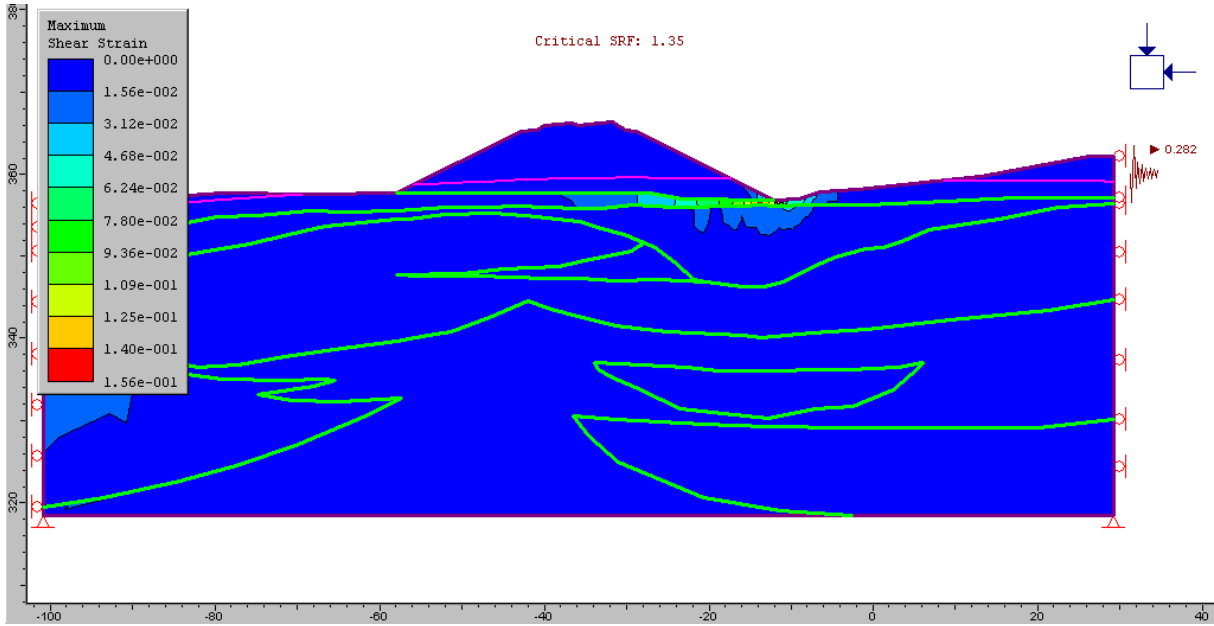
TERRAPLÉN DEL CHARCÓN (malla) PK 1011+780



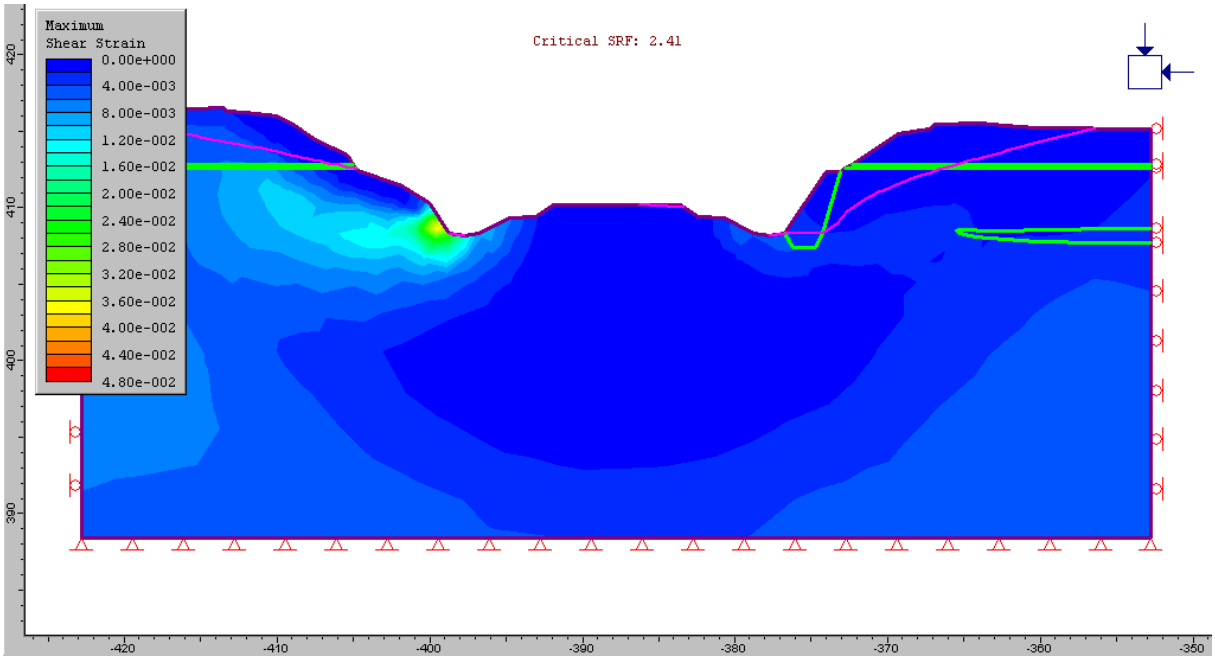
TERRAPLÉN DEL TOCÓN (con coeficiente de aceleración sísmica $a_c = 0,282$) PK 1000+460



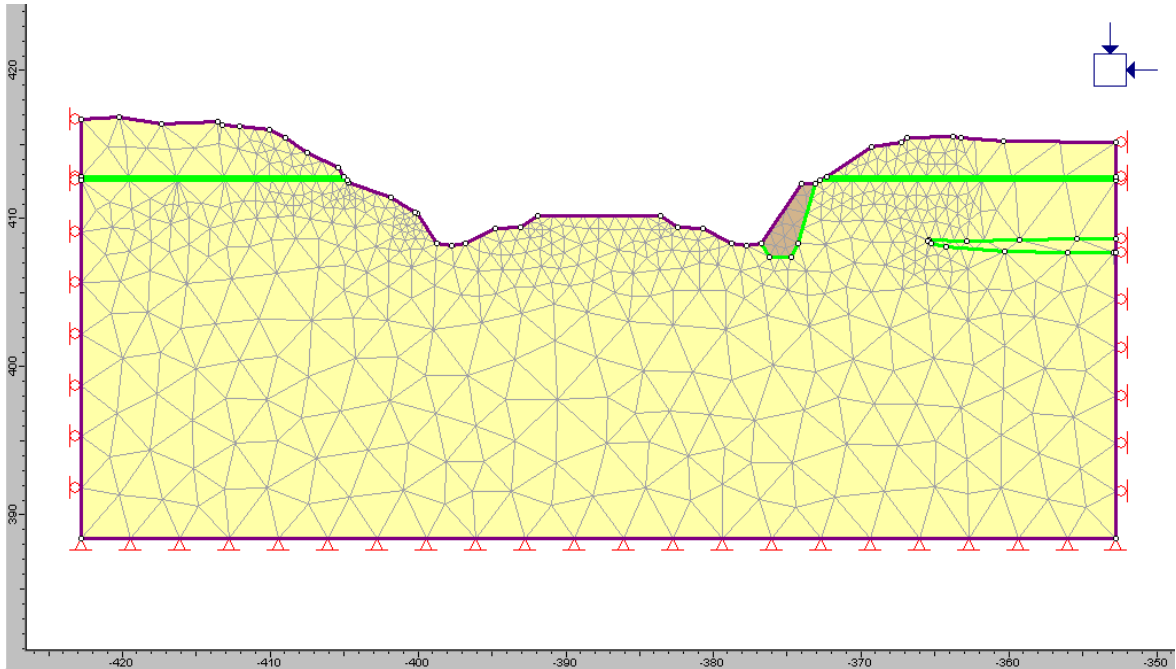
TERRAPLÉN DEL CHARCÓN (sin sismo) PK 1011+780



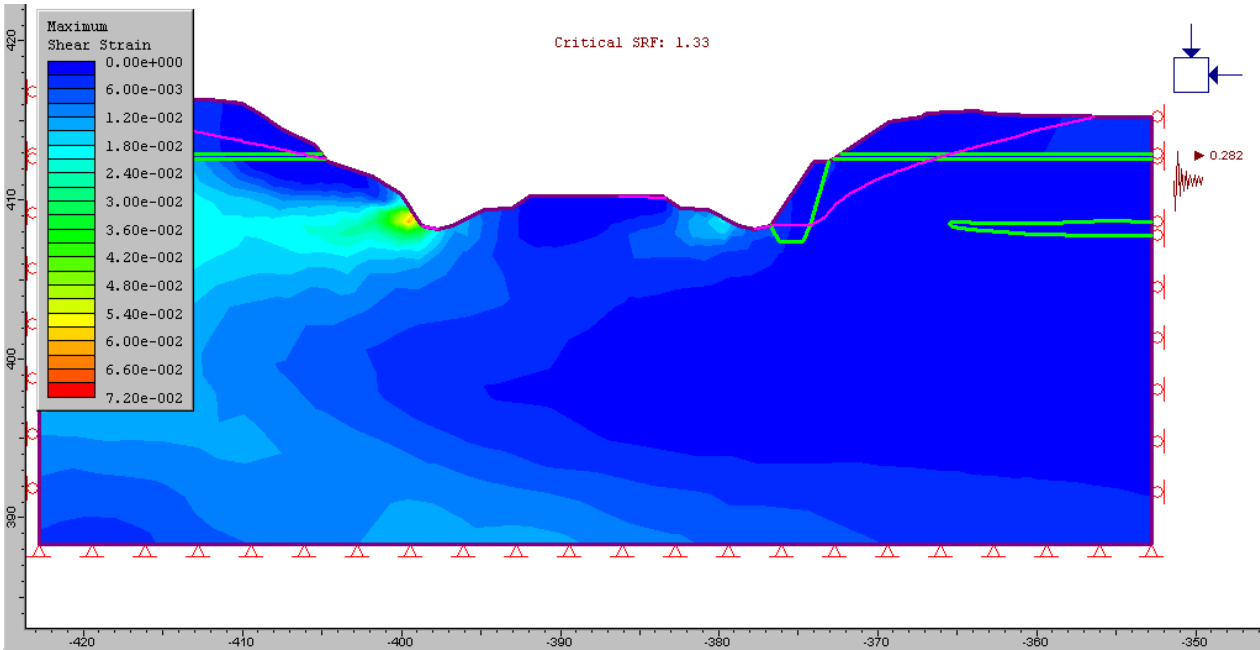
TERRAPLÉN DEL CHARCÓN (con coeficiente de aceleración sísmica $a_c = 0,282$) PK 1011+780



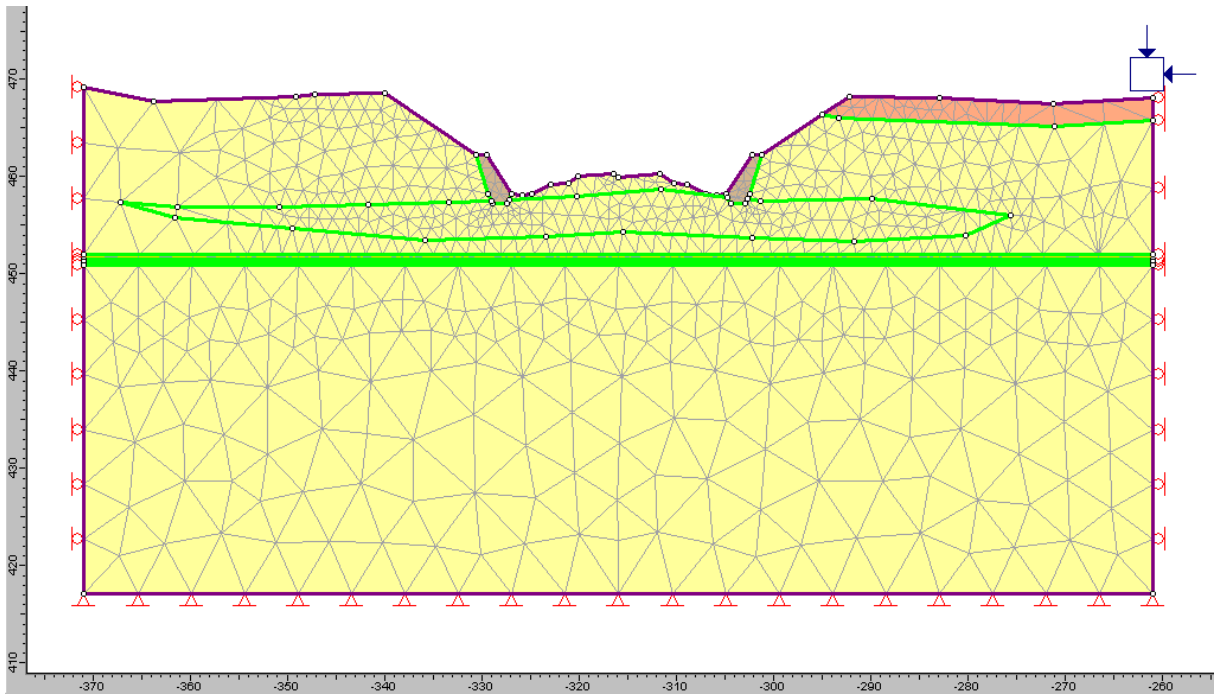
DESMONTE DE BRACANA (sin sismo) PK 1003+800



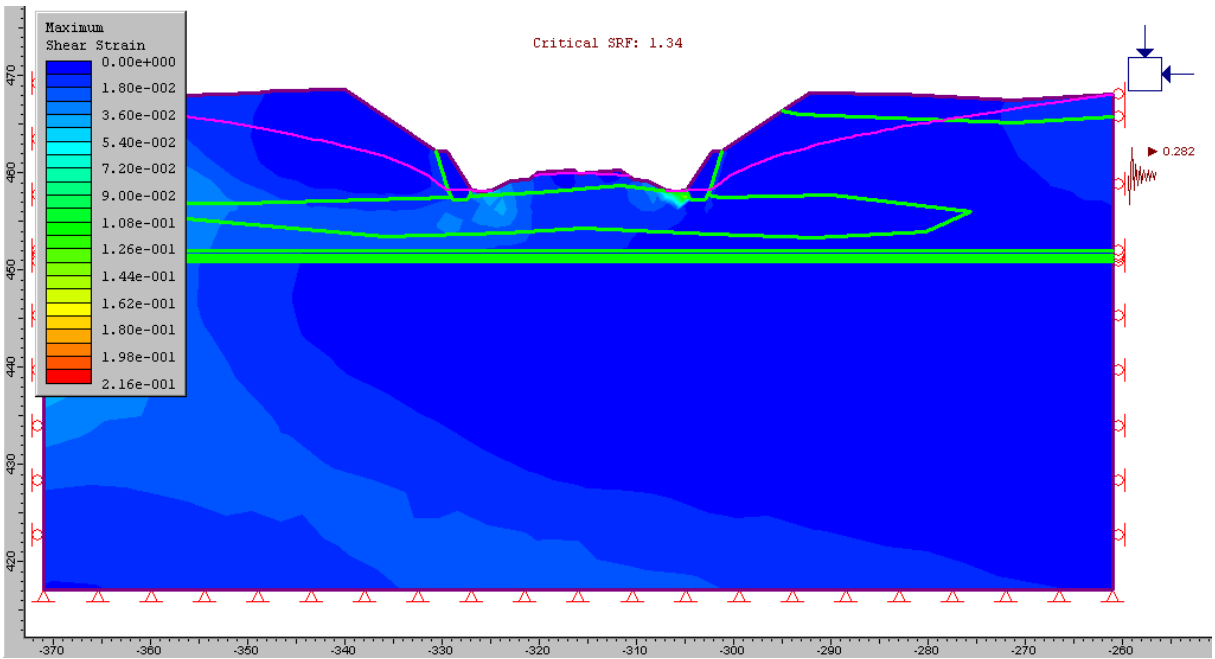
DESMONTE DE BRÁCANA (malla) PK 1003+800



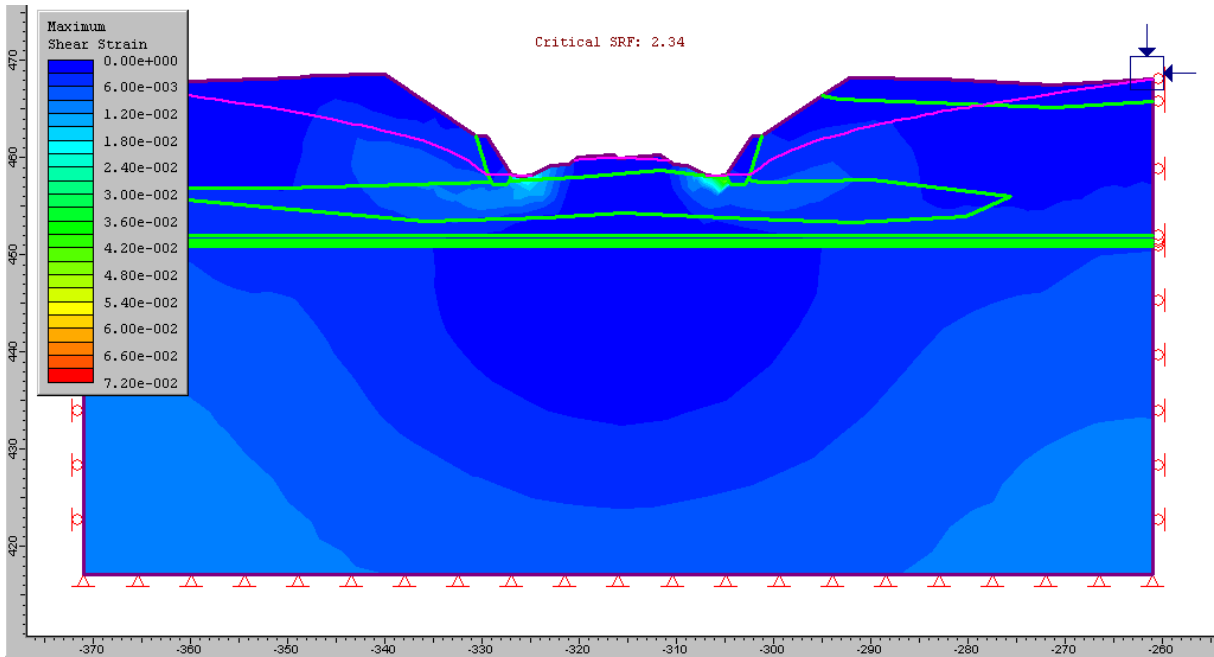
DESMONTE DE BRACANA (con coeficiente de aceleración sísmica $a_c = 0,282$) PK 1003+800



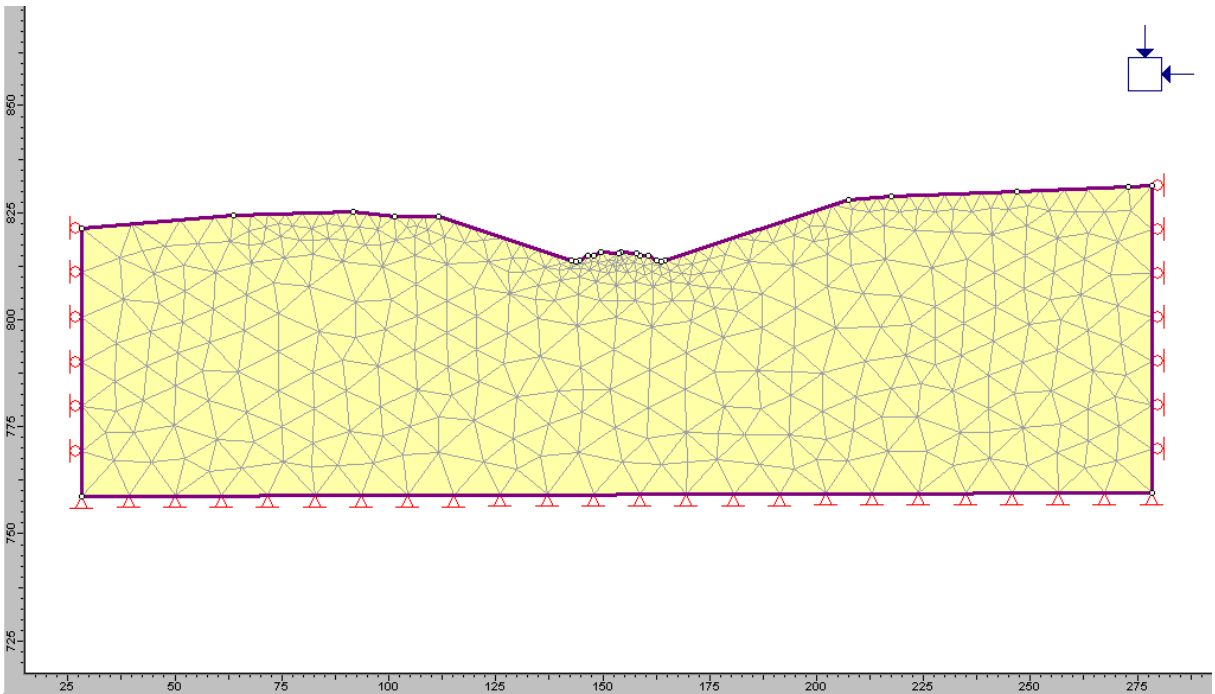
DESMONTE DE LA LOMA (malla) PK 1005+800



DESMONTE DE LA LOMA (con coeficiente de aceleración sísmica $a_c = 0,282$ y muro de escollera) PK 1005+800



DESMONTE DE LA LOMA (con muro de escollera) PK 1005+800



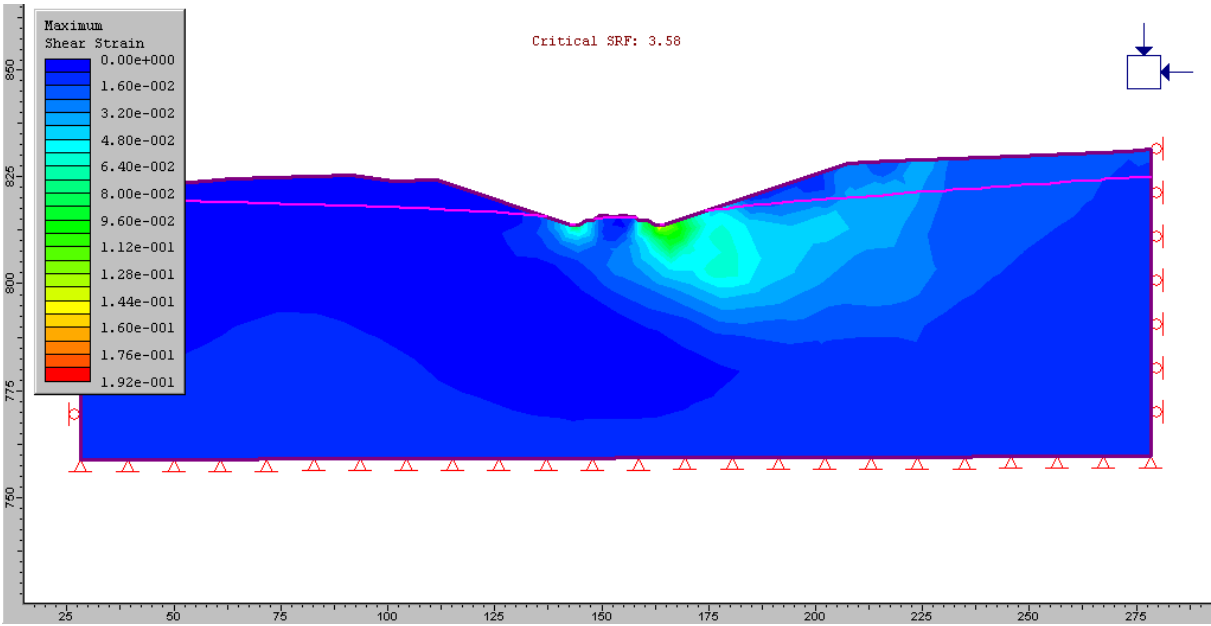
DESMONTE DE ILLORA (1) (malla) PK 1009+440



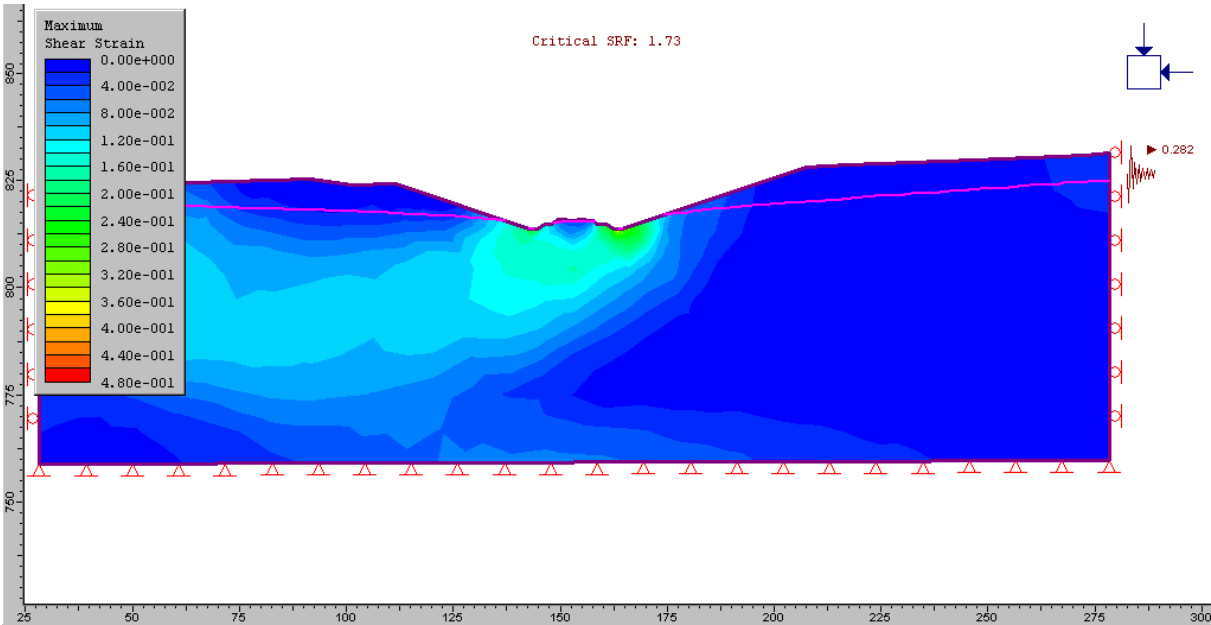
MINISTERIO
DE FOMENTO

SECRETARÍA DE ESTADO DE
INFRAESTRUCTURAS Y PLANIFICACIÓN
SECRETARÍA GENERAL
DE INFRAESTRUCTURAS
DIRECCIÓN GENERAL
DE FERROCARRILES

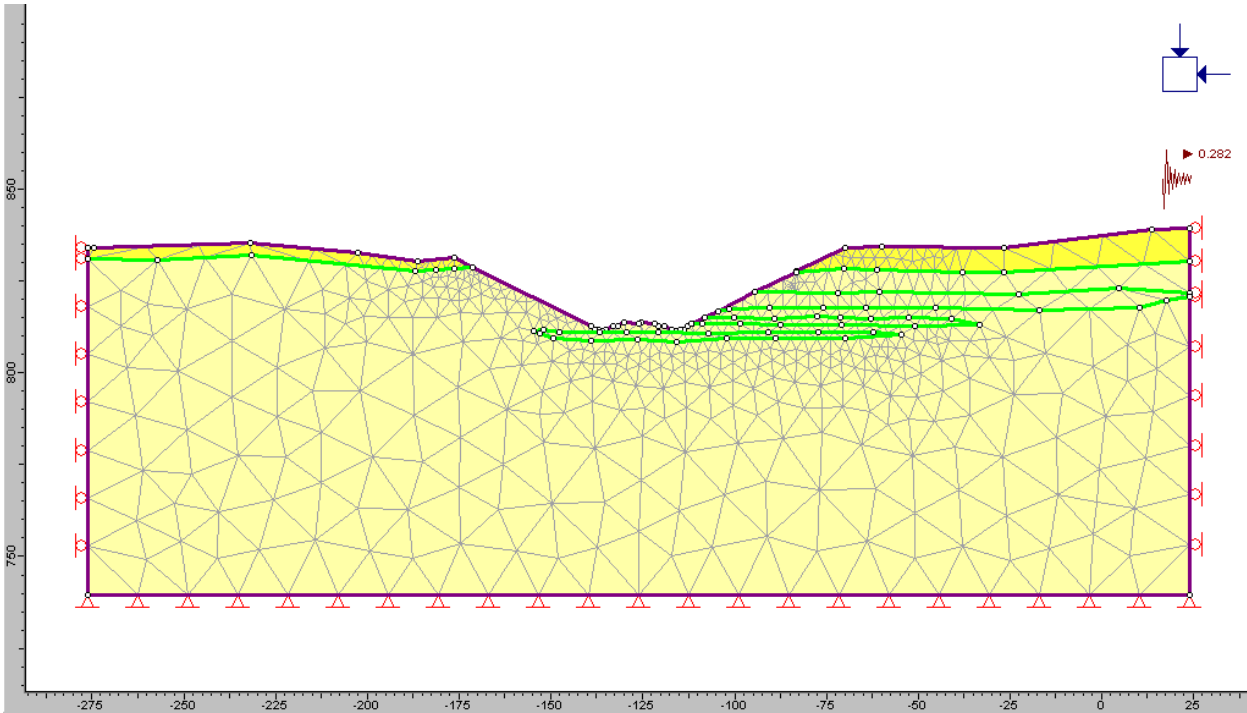
ANEJO Nº 6. GEOTECNIA



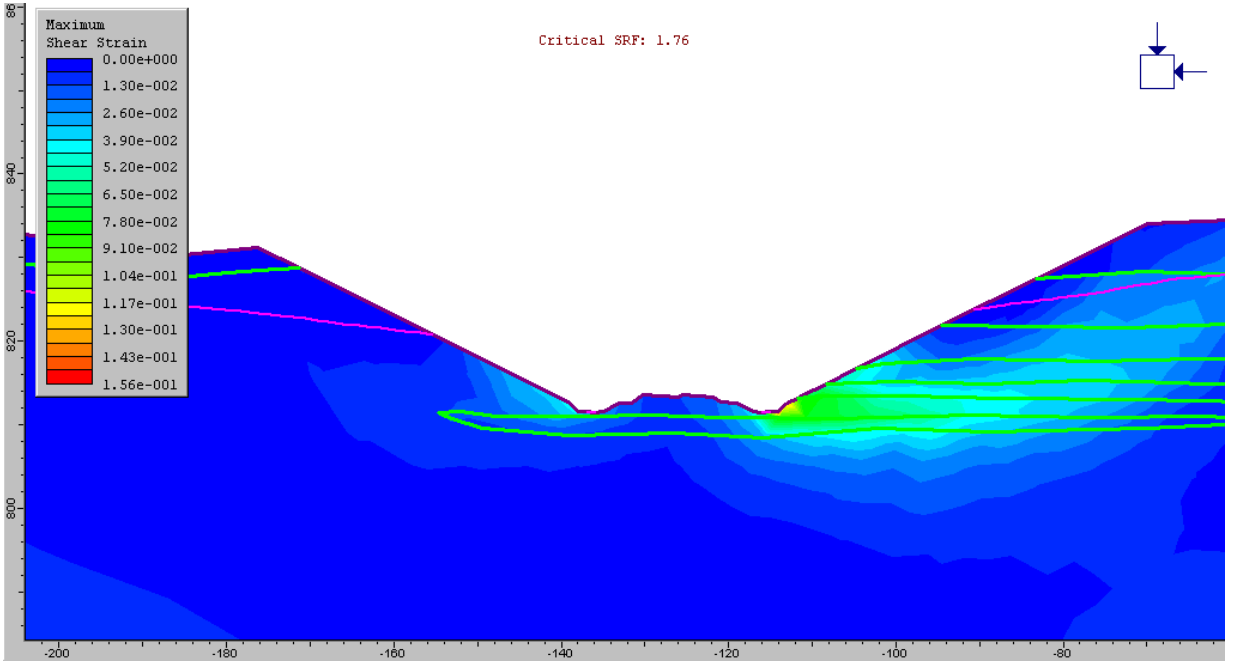
DESMONTE DE ILLORA (1) 3H : 1V PK 1009+440



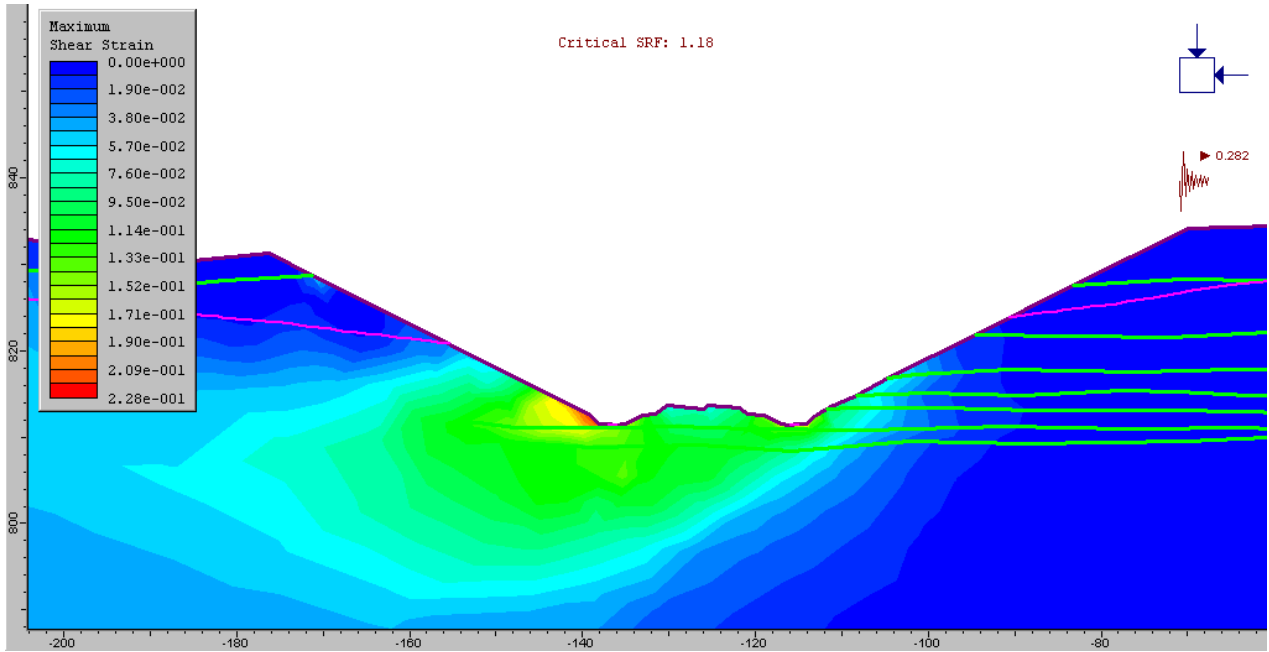
DESMONTE DE ILLORA (1) (con coeficiente de aceleración sísmica $a_c = 0.282$) 3H :
1V PK 1009+440



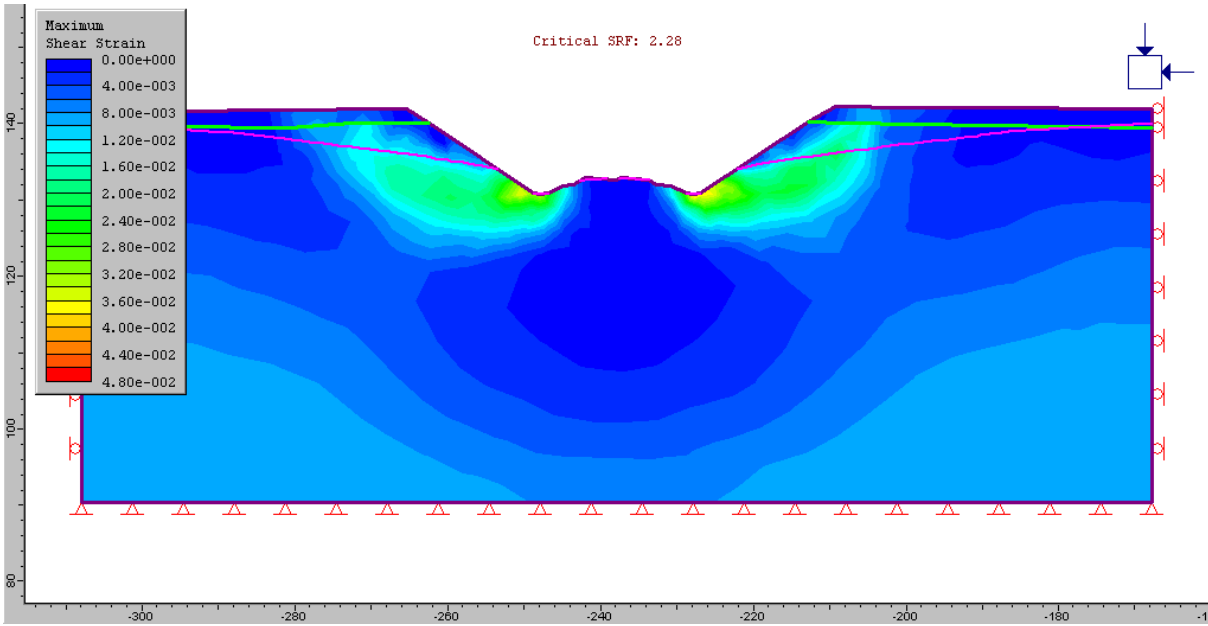
DESMONTE DE ILLORA (2) (malla) PK 1009+740



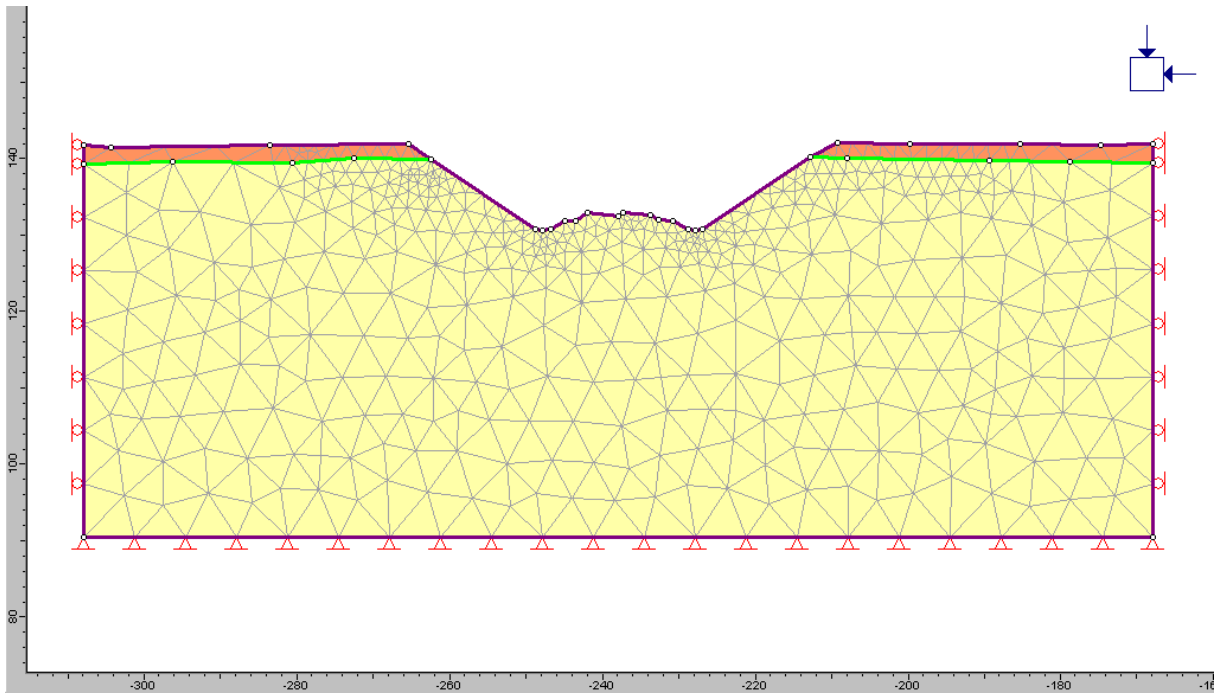
DESMONTE DE ILLORA (2) PK 1009+740



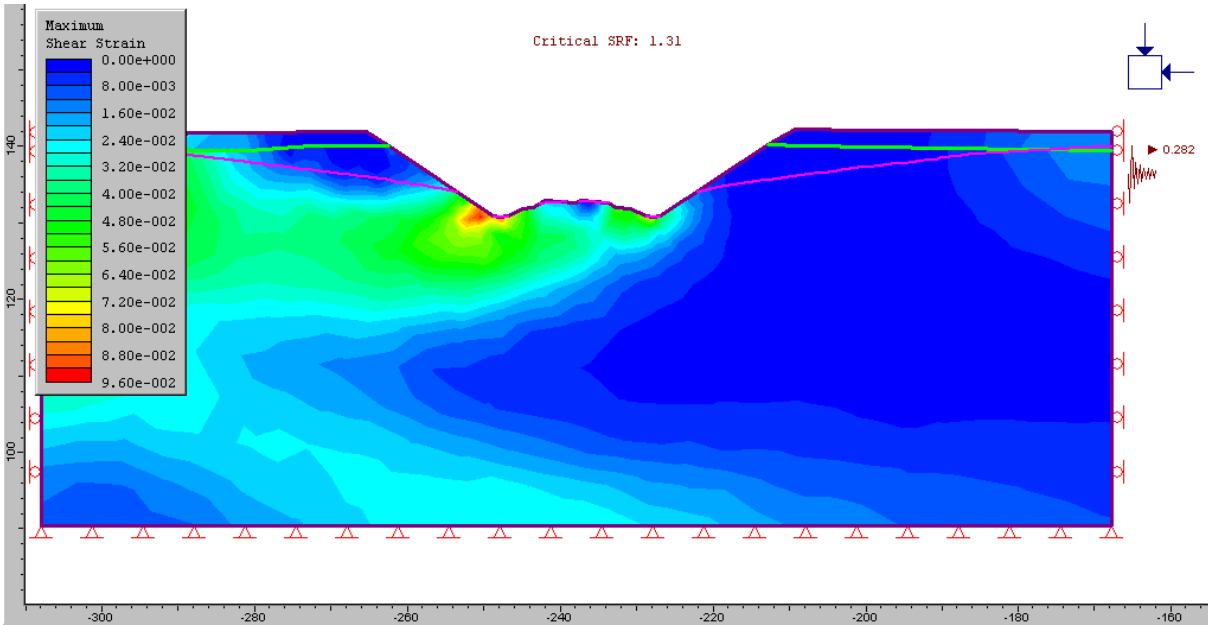
DESMONTE DE ILLORA (2) (con coeficiente de aceleración sísmica $a_c = 0.282$) PK 1009+740



DESMONTE DE ILLORA (3) 3H : 2V PK 1010+100



DESMONTE DE ILLORA (3) (malla) PK 1010+100



DESMONTE DE ILLORA (3) (con coeficiente de aceleración sísmica $a_c = 0.282$) 3H : 2V PK 1010+100