

ESTUDIO DE MEJORA DE TRAZADO DE LA CARRETERA A-1515 ENTRE EL ENLACE A-23 Y EL MUNICIPIO DE RUBIELOS DE MORA (TERUEL) ESTUDIO GOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

Anejo I: Estudio geológico y geotécnico

Trabajo final de grado

Titulación: Grado en Ingeniería Civil

Curso: 2016/17

Fecha: Valencia, junio 2017

Autor: Ignacio Rubio Villalba

Tutor: María Elvira Garrido de la Torre



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN3

1.1. Objeto del Trabajo Final de Grado3

1.2. Antecedentes3

1.3. Justificación del proyecto3

1.4. Situación geográfica3

1.5. Metodología de trabajo4

2. MARCO GEOLÓGICO5

2.1. Geomorfología5

2.2. Geología General6

2.2.1. Historia Geológica del entorno de la A-15157

2.3. Litoestatigrafía local7

2.3.1. Unidades Jurásicas8

2.3.2. Unidades Cretácicas8

2.3.3. Unidades Terciarias8

2.3.4. Unidades Cuaternarias9

2.4. Geología Local10

2.4.1. Lugar de interés geológico12

2.5. Riesgos Geológicos13

2.5.1. Riesgo sísmico13

2.5.2. Riesgo de inestabilidad en taludes13

2.5.3. Riesgo de inundación14

3. CAMPAÑA GEOTÉCNICA15

3.1. Planificación de la campaña geotécnica15

4. MARCO GEOTÉCNICO16

4.1. Inventario de puntos singulares17

4.2. Características geomecánicas25

4.3. Explanadas27

4.4. Comprobaciones Geotécnicas28

4.4.1. Hundimiento. Tensiones admisibles28

4.4.2. Deslizamiento30

4.4.3. Vuelco30

4.4.4. Asientos30

4.4.5. Estabilidad de las excavaciones31

4.4.6. Excavabilidad y aprovechamiento de materiales33

5. RESUMEN Y CONCLUSIONES35

APÉNDICES

0-Trazados38

1-Clasificación de suelos según PG-339

2-Cálculo cimentaciones directa sobre roca41

3-Cimentaciones directas sobre suelo47

4-Cálculo estabilidad de taludes.58

5-Estabilidad frente a desprendimientos66

6-Ensayos de laboratorio68





1. INTRODUCCIÓN

1.1. Objeto del Trabajo Final de Grado

El presente trabajo tiene un doble objeto, por un lado académico, ya que constituye el Trabajo de Final de Grado mediante el cual se finalizan los estudios de Grado en ingeniería civil y por otro, conocer y justificar la geología y la geotecnia presente en el área de estudio de las diversas alternativas del nuevo trazado del tramo de carretera A-1515 entre el enlace con la A-23 y el municipio de Rubielos de Mora.

Este trabajo consistirá en analizar la geología del corredor correspondiente al trazado actual de la A-1515 con objeto de obtener una idea general de la estratigrafía que condicionará el proyecto. Una vez conocida la naturaleza del terreno se procederá a su estudio desde el punto de vista geotécnico con el fin de obtener las soluciones más adecuadas a las cimentaciones de estructuras, estabilidad de taludes y cualquier otro problema de índole geotécnica que se detecte durante la elaboración del mismo

1.2. Antecedentes

La carretera objeto de estudio del presente documento es la A-1515, concretamente desde la glorieta de enlace con la A-23 (Autovía Mudéjar) hasta el municipio de Rubielos de Mora (Teruel). Se trata de una carretera convencional que cuenta con único carril por cada sentido de circulación.

Rubielos de Mora es un municipio de la Comunidad Autónoma de Aragón situado en el sureste de la provincia de Teruel, en la comarca de Gúdar-Javalambre.

La carretera A-1515 discurre íntegramente dentro del territorio de la Comunidad Autónoma de Aragón y, por tanto, constituye uno de los elementos de la Red Autonómica Aragonesa. Se trata de un elemento vertebrador del territorio aragonés, puesto que permite conectar una vía de titularidad estatal (A-23) con vías de menor rango, como son las vías urbanas del municipio de Rubielos de Mora. El objetivo principal de la carretera es canalizar el tráfico de largo recorrido y el de tránsito a través de la Comunidad Autónoma de Aragón.

Actualmente presenta una IMD de 2906 vehículos/día, de los cuales un 0,42% son vehículos pesados (13 vehículos/día). Cabe destacar que la distribución anual del tráfico presenta una particularidad: la A-1515 es una de las vías principales de acceso a las pistas de esquí de Valdelinares desde la de la Comunidad Valenciana. Por tanto, el tráfico aumentará notablemente en los meses de invierno.

1.3. Justificación del proyecto

El presente Trabajo Final de Grado Estudio de mejora de trazado de la carretera A-1515 entre el enlace A-23 y el municipio de Rubielos de Mora (Teruel) consiste en definir un nuevo diseño para la carretera A-1515 que permita eliminar o mitigar los problemas relativos en cuanto a la seguridad vial y al incumplimiento de la normativa.

Las características orográficas de la zona han dificultado que el trazado de la carretera actual reúna las condiciones necesarias para que el usuario pueda conducir de una forma cómoda y segura. Unos de los principales motivos son la existencia de curvas excesivamente cerradas y la falta de coordinación entre elementos sucesivos en planta. Ambos factores pueden llevar asociados, a parte del incumplimiento de la normativa vigente de trazado, graves problemas en cuanto a seguridad vial.

Es por todo esto que en el siguiente estudio se propone, justifica y define la realización de un rediseño a la A-1515. Para ello, se plantean dos alternativas claramente diferenciadas. La Alternativa 1 se separa de la actual carretera desviándose hacia el Norte y la Alternativa 2 hacia el Sur.

En el kilómetro 4.5 desde el enlace con la A-23, la carretera actual cruza con el río Mijares. Por tanto, ambas alternativas propuestas contienen el cálculo y diseño de dos puentes y, por tanto, es necesario un estudio hidrológico e hidráulico para conocer las posibles socavaciones en las pilas de los puentes. Además, debido a los nuevos trazados de la carretera, se realiza un estudio de la geotecnia de la zona con el objetivo de conocer los taludes naturales.

1.4. Situación geográfica

Rubielos de Mora es un municipio perteneciente a la comarca Gúdar-Javalambre, en la provincia de Teruel, cuyo término municipal es de una superficie igual a 63,72 km² y tiene aproximadamente 658 habitantes.

Las coordenadas UTM de inicio y final del tramo de carretera objeto de estudio son, respectivamente, 692.552; 4.443.739 y 697.850; 4.451.868. La longitud total de la obra es de aproximadamente 12 kilómetros.

Se trata de una zona principalmente montañosa que presenta un relieve bastante accidentado.

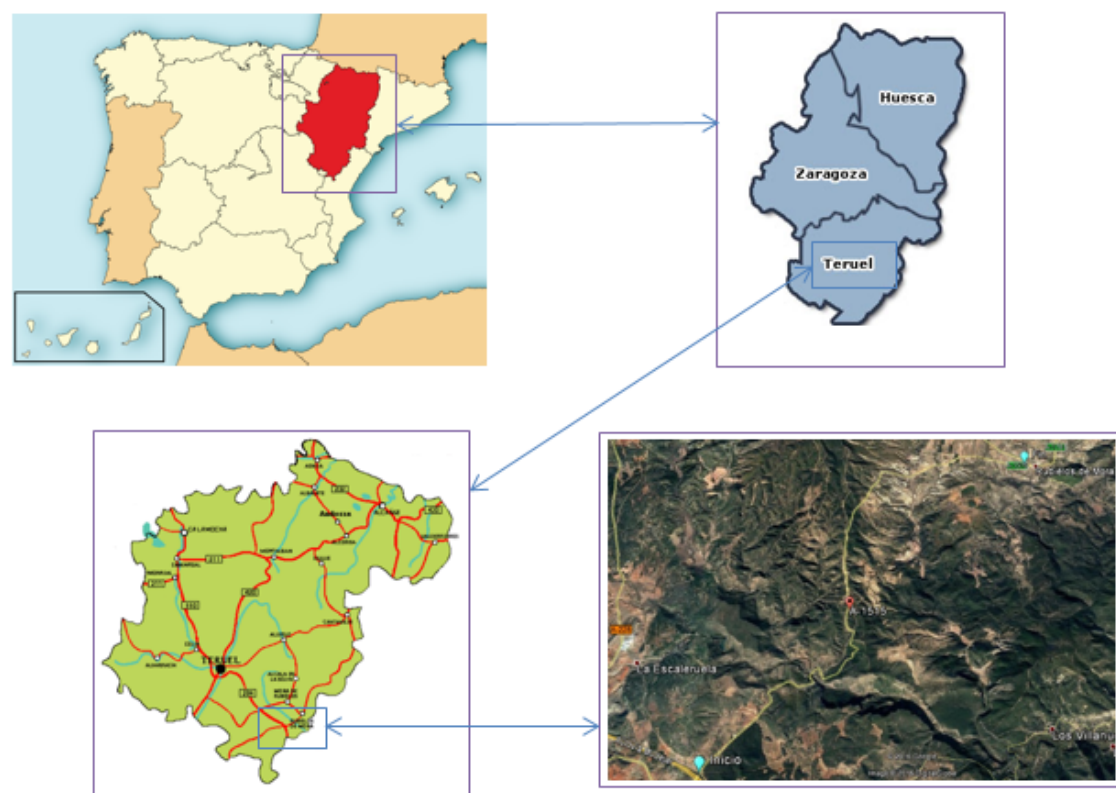


Fig. 1 Localización de la zona de estudio

- Por último, se ha procedido a redactar el estudio. Primeramente, se han redactado los aspectos teóricos en los que el resto de componentes del trabajo apenas intervenían para después basándose en esta información y en la aportada por el resto de componentes del trabajo multidisciplinar realizar los apartados de cálculo para encontrar las soluciones desde el punto de vista geotécnico a las situaciones que requiriesen un tratamiento del terreno.

1.5. Metodología de trabajo

La elaboración de este documento ha requerido varias etapas de trabajo:

- La primera ha consistido en un exhaustivo trabajo de gabinete en el que se ha realizado una recopilación y un análisis de la información geológica y geotécnica disponible de toda la zona sobre la que pudiesen discurrir las diversas alternativas estudiadas. Tras su obtención, esta se ha ordenado de forma coherente en función de su utilidad en el proceso de elaboración de este trabajo.
- El siguiente paso llevado a cabo ha sido la obtención de la información geológica de fuentes de internet con la que se ha procedido a realizar la planificación de la visita de campo. Durante la visita de campo se han visitado los puntos singulares del proyecto como se relata en apartados sucesivos y se han tomado muestras de los materiales más relevantes para ensayar en laboratorio.
- Una vez realizada la visita, contrastada la información localizada en internet y realizada una recopilación de datos más extensa del terreno, la siguiente fase ha consistido en la realización en laboratorio de ensayos básicos sobre las muestras recogidas en la fase de trabajo de campo.

2. MARCO GEOLÓGICO

2.1. Geomorfología

El terreno de estudio se encuentra en una zona montañosa con grandes desniveles ya que la cota más baja sobre la que discurriría el nuevo trazado de la carretera A-1515 es próxima a los 800 m.s.n.m y la más alta es de unos 1000 m.s.n.m.

A lo largo del corredor analizado en este trabajo se encuentran una serie de accidentes geográficos que condicionan el diseño de la carretera. Al inicio del trazado actual de la carretera, el terreno es prácticamente llano con una pendiente suave encontrándose rodeado de terrenos dedicados a labores agrícolas.

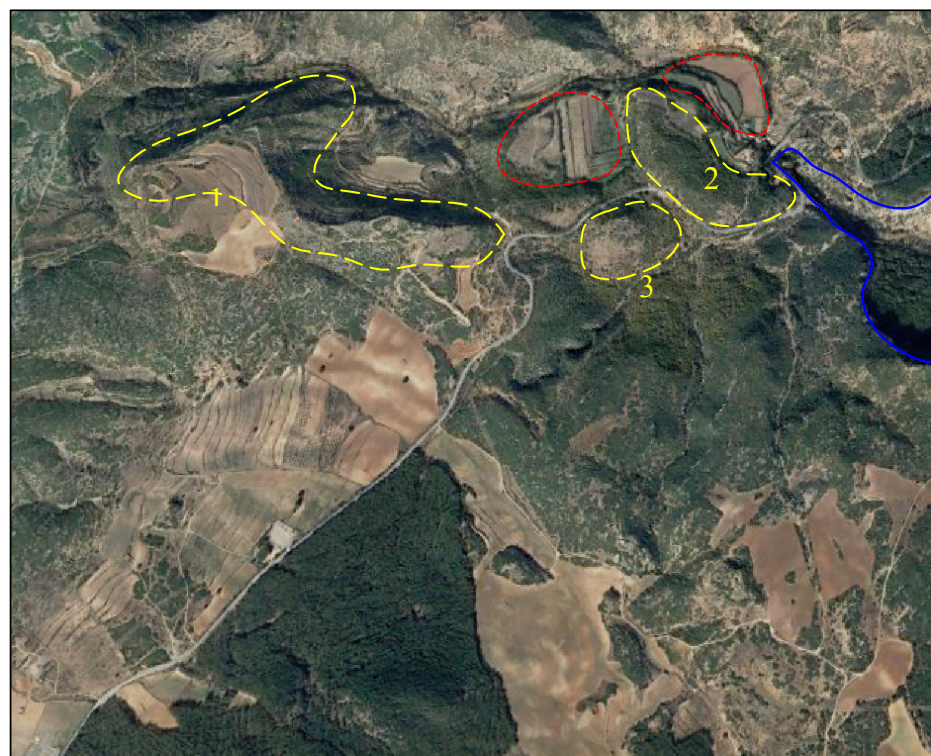


Fig. 2 Vista aérea de la zona de estudio con señalización de los accidentes geográficos más relevantes (Fuente: Google Earth)

Más adelante, aproximadamente en el PK 2+000, empieza una zona más escarpada con desniveles más pronunciados. Primeramente, se localiza una pequeña elevación, señalada en la figura anterior como la número 1, donde el desnivel varía según el lado de la montaña siendo de unos 30 metros hacia el suroeste y de más de 100 metros hacia el noreste donde discurre al cauce del río Mijares estando el punto más alto a 904 m.s.n.m. Seguidamente en el PK 2+600 se encuentran otros dos pequeños montículos. Uno de ellos, el señalado como número 2 en la figura anterior y situado al noreste de este punto, provoca un desnivel de más de 40 metros entre la cima y unos campos de cultivo

localizados a los pies de la montaña y el cauce del río, que se encuentra a unos 6 metros por debajo de los campos estando el punto más alto de la montaña a 855 m.s.n.m.. El otro montículo, situado al sur y señalado en la figura 1 con el número 3, de mayor altura, genera un desnivel de 80 metros con respecto a los campos de cultivo y su cota más alta está a 885 m.s.n.m..



Fig. 3 Fotografía montaña 1

Al este de esta última elevación se localiza el cauce del río encajado entre unas paredes de rocas erosionadas por el paso del río a través de ellas tal y como se puede observar en la figura 3. Este tramo del cauce del río Mijare de especial interés, se sitúa en la figura 1 mediante el trazado de color azul. Estas paredes, prácticamente verticales, llegan a tener hasta 70 metros de altura lo que da lugar a un fuerte desnivel.



Fig. 4 Fotografía de paredes verticales en el cauce del río mijares

Hacia el norte a partir del PK 4+100 se localizan dos cadenas de montañas que generan un pequeño valle donde las pendientes son similares a las de los pequeños montículos descritos anteriormente. El mayor desnivel entre la cima de las montañas y el valle es de unos 90 metros variando en función del punto del valle dado que conforme se avanza hacia el norte, el fondo del valle aumenta de cota hasta prácticamente unirse con la cima de las dos cadenas de montañas.



Fig. 5 Vista aérea zona de estudio con señalización de los accidentes geográficos más relevantes. (Fuente: Google Earth)

Es en este punto de unión empieza en dirección norte, una zona de pequeñas colinas donde se dan desniveles de unos 70 metros con pendientes poco pronunciadas hasta que el trazado da un giro en dirección este donde nos encontramos de nuevo con una superficie con pocos desniveles y principalmente formada por campos de cultivo hasta que el trazado entra en el municipio de Rubielos de Mora.

2.2. Geología General

La Península Ibérica tiene una larga historia geológica que parte desde los tiempos precámbricos hasta la actualidad. Esto ha dado lugar a una geología muy compleja con una gran variedad de rocas debido a los diferentes procesos que han sufrido a lo largo del tiempo, permitiendo que en la actualidad se disponga de una geografía muy variada en todo el territorio peninsular.

Geologicamente la península se puede dividir en cinco grandes unidades geológicas, el Macizo Ibérico, la Cordillera Pirenaica, la Cordillera Bética, las Cordilleras Ibérica y Costero-Catalana y las Cuencas Cenozoicas.

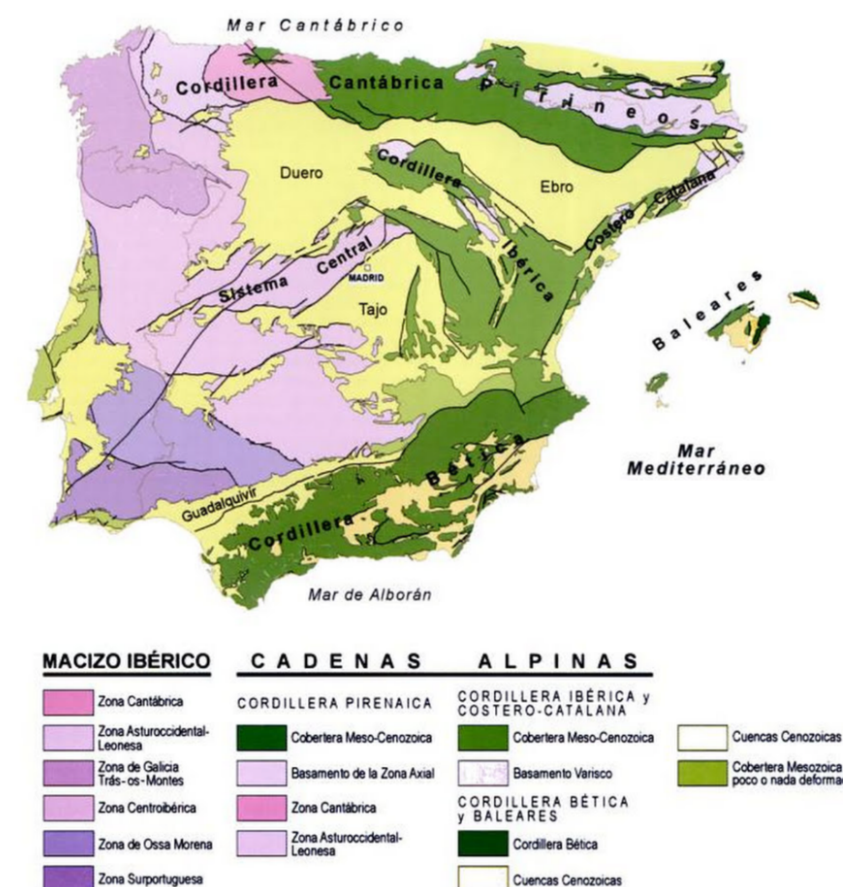


Fig. 6 Principales unidades geológicas de España peninsular, Portugal y Baleares (Fuente: Vera, J.A. (2004) Geología de España. Madrid: Sociedad geológica de España; Instituto Geológico y Minero de España.)

Dada la localización de la zona de estudio, este documento se centrará en las características de la Cordillera Ibérica la cual se encuentra delimitada por las Cuencas Terciarias del Ebro, del Tajo y del Duero. Esta unidad geológica tiene una anchura de unos 200 Km y una longitud de aproximadamente 400 Km en dirección NO-SE, partiendo desde la Meseta Ibérica y llegando hasta el mar Mediterráneo. Concretamente se estudiará la Rama Aragonesa de la Cordillera Ibérica, que es en la subdivisión en la que se encuentra la zona a estudiar.

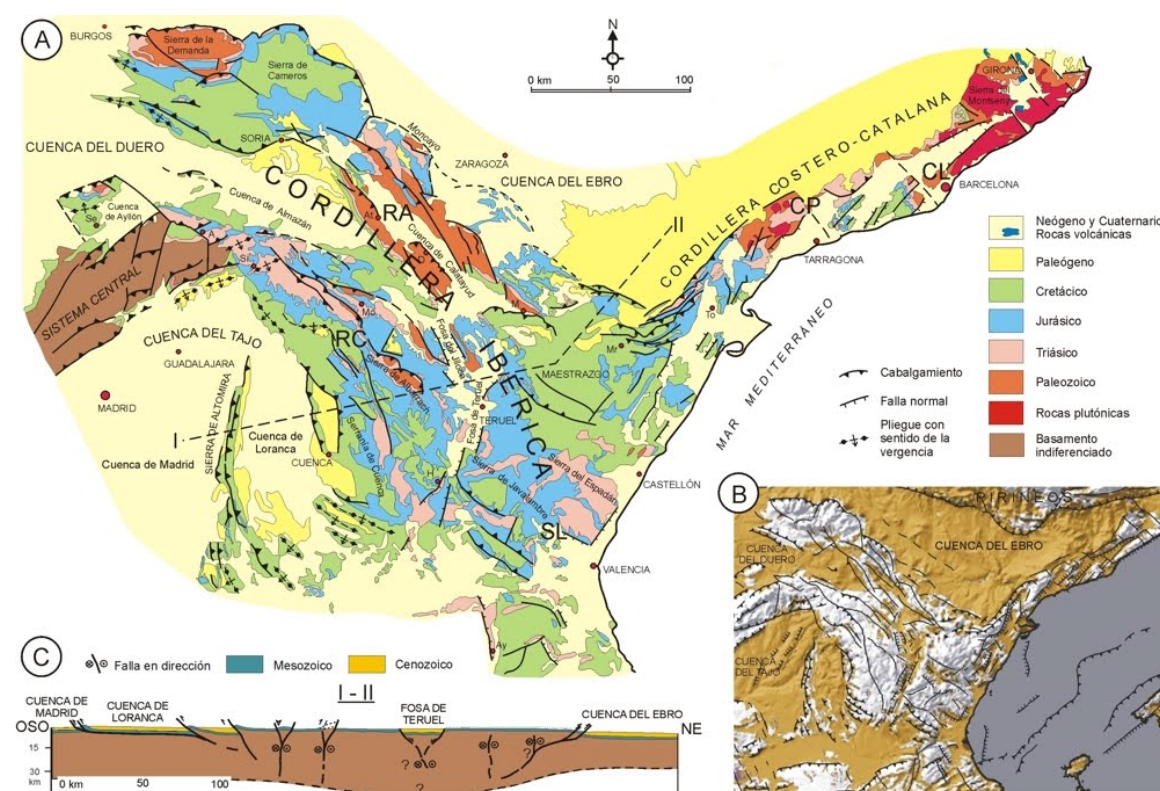


Fig. 7 Esquema geológico de las Cadenas Ibéricas y sus subdivisiones (Fuente: Vera, J.A. (2004) Geología de España. Madrid: Sociedad geológica de España; Instituto Geológico y Minero de España.)

A lo largo de la extensión de esta unidad geológica podemos encontrar materiales de diversos tipos datados en un periodo comprendido entre el Precámbrico superior hasta el Paleógeno continental. Consta de un basamento varisco, que aflora en gran parte de la unidad, de un estrato intermedio constituido por sedimentos del Pérmico y Triásico inferior-medio y un estrato superior formado por sedimentos del Triásico superior de facies Keuper, del Jurásico y del Cretácico.

2.2.1. Historia Geológica del entorno de la A-1515

En el área en la que se ha realizado el estudio los materiales más antiguos que afloran a la superficie pertenecen al Paleozoico, aunque estos tienen una presencia mínima. Esta formación se corresponde a depósitos marinos que han sido intensamente plegados durante el ciclo orogénico herciniano. Una vez emergida esta formación, se vio sometida a una intensa erosión que condicionó la distribución de la serie conglomerática y areniscas del Buntsandstein. Esta serie se inicia con depósitos de abanicos aluviales y terminan con facies de estuarios y fluviodeltaicas, reelaboradas por corrientes litorales y de marea, que culminan con afiches de llanuras de mareas.

Tras esta etapa la cuenca se encuentra prácticamente nivelada y la acción de las mareas provoca en el Muschelkalk la acumulación de una serie de depósitos calcáreo-dolomíticos, lo que indica un medio marino en calma y poco profundo y que avanza hasta unas condiciones de confinamiento que preceden a la acumulación de materiales arcillosos y evaporíticos del Keuper.

Los tiempos jurásicos, comienzan al finalizar la anterior etapa y en estos se genera un mar epicontinental en el que se dan dos grandes ciclos sedimentarios que generan una plataforma de materiales carbonatados.

El inicio del Cretácico se empieza con los sedimentos detríticos tras los cuales se instala un régimen lacustre o lagunar en el cual se depositan los dos términos del complejo Wealdense, el carbonato y después el detrítico. Posteriormente se genera un medio marino en la zona en el cual se produce el depósito de calizas masivas y bioclásticas.

En el Terciario se producen movimientos orogénicos importantes, de los cuales no se pueden datar los primeros momentos y la fase mayor. Esta fase, posterior al Cretácico y anterior al Mioceno Inferior, es la que genera las principales estructuras que se pueden observar en la actualidad.

Seguidamente, las aguas se retiran definitivamente dejando el territorio emergido sometido a una intensa erosión. Localmente y fosilizando un relieve aún muy acentuado, durante el Mioceno Inferior se deposita una primera etapa detrítica, a la que suceden depósitos carbonatados de agua dulce. Es durante este período y el siguiente en el que se dan movimientos de pequeña amplitud que pueden ser los responsables de la fracturación transversal de las estructuras del Mioceno Inferior y de su substrato Mesozoico o, por el contrario, se pueden deber al rechazo de algunas fallas.

En el siguiente periodo, el Mioceno superior, la erosión intensa actúa sobre las zonas bajas de la capa detrítica del Potiense. Es entonces cuando comienza a desarrollarse sobre todo el país la superficie de explanación Fini-potiense. Durante el transcurso del cuaternario, movimientos verticales de conjunto determinan el hundimiento progresivo de los cursos de agua y la disección, y hasta la desaparición de esta superficie.

Finalmente, la morfología actual se debe a las excavaciones de los ríos y a la erosión cuaternaria reciente.

2.3. Litoestatigrafía local

Para el estudio previo de la geología se ha trazado un corredor en el cual están contenidas las diversas alternativas del estudio. En este corredor se encuentran las formaciones geológicas de las que a continuación se describen las características litológicas.

De estas formaciones geológicas el Mapa Geológico de España, que proporciona el Instituto Geológico y Minero de España, proporciona sus características a las cuales se



especifican a continuación en base a lo expuesto en el Mapa Geológico. Tras la visita de campo se ha podido corroborar que estas coincidían con las que realmente se dan en la zona de estudio.

En el caso de este estudio, la zona afectada por el trazado se encuentra representada en las hojas geológicas 591 y 614, Mora de Rubielos y Manzanera respectivamente del IGME. De estas hojas se pueden extraer los materiales localizados en la zona estudiada que en nuestro caso son:

- Arcillas, areniscas y calizas (purbeck). Portalandiense. (15 Hoja 614)
- Margas, lumaquelas y calizas. Barremiense-Aptiense basal. (19 Hoja 614)
- Arenisca y arcillas rojas. Neocomiense-Barremiense Inferior (Wealdiense). (18 Hoja 614)
- Conglomerados, arcillas y brecha. Pontiense-Plioceno. (28 Hoja 614) y Conglomerados, areniscas y lutitas rojas localmente amarillentas. Mioceno superior-Plioceno. (22 Hoja 591)
- Conglomerados y calizas travertínicas. Mioceno Inferior. (27 Hoja 614)
- Margas, arcillas laminadas. Serie bituminosa. Aragoniense. (20 Hoja 591)
- Lutitas versicolores, calizas, arenas y lignitos (19 Hoja 591)
- Gravas arenas y lutitas. Glacis (27 Hoja 591)
- Gravas, arenas y puntitas. Aluvial (29 Hoja 591)
- Travertinos recientes (30 Hoja 614)
- Aluviones recientes (33 Hoja 614)

Conocidos todas estas unidades geológicas, tras la visita de campo se ha podido corroborar que estas coincidían con las que realmente se dan en la zona de estudio.

2.3.1. Unidades Jurásicas

Arcillas, areniscas y calizas (purbeck). Portalandiense. (15 Hoja 614)

Material situado al noroeste del primer tramo de curvas del trazado actual principalmente en la zona en la que se encuentra el río mijares. este se separa del material 27 mediante una falla.

Esta unidad tiene un espesor estimado de entre 150 y 200 metros y en la zona en la que puede afectar al trazado comprende intercalaciones detríticas cuya importancia aumenta hacia la parte superior, lo que hace que la acumulación de material detrítico (arcillas cuarzo-micáceas grises, malvas o rojizas, areniscas blancas o rojas) aumente conforme se asciende en el material. En la base la serie tiene un alto contenido de calizas (calizas muy organógenas, calizas litográficas, polilíticas o graneladas).

2.3.2. Unidades Cretácicas

Margas, lumaquelas y calizas. Barremiense-Aptiense basal. (19 Hoja 614)

Material situado al este del cruce del río Mijares con el trazado actual de la carretera, el cual no discurre en ningún momento por este, y que ocupa una pequeña extensión del terreno.

Esta unidad está formada por 70 m de margas grises, cuarzo-micáceas en la base, donde se intercalan con pequeños bancos de areniscas que aumentan paulatinamente hasta generarse bancos regulares de calizas areniscas y en bancos nodulosos de lumaquelas con Ostreas. A esto, se le suman 50 metros de calizas en gruesos bancos formando escarpe, graneladas u órgano-detríticas. En el techo se encuentran algunos centímetros con Orbitolindos.

Arenisca y arcillas rojas. Neocomiense-Barremiense Inferior (Wealdiense). (18 Hoja 614)

Material situado al este del cruce del río Mijares con el trazado actual de la carretera, el cual no discurre en ningún momento por este, y que ocupa una pequeña extensión del terreno.

Esta unidad es una serie del Wealdiense, la detrítica más espesa, la cual se encuentra en la parte superior con un espesor de unos 150 metros. Es un material principalmente de color rojo y está formado por arcillas cuarzo-micáceas de color vinoso o verdoso y de bancos de areniscas blancas, con estratificación entrecruzada y a veces lenticulares.

2.3.3. Unidades Terciarias

Conglomerados, arcillas y brecha. Pontiense-Plioceno. (28 Hoja 614) y Conglomerados, areniscas y lutitas rojas localmente amarillentas. Mioceno superior-Plioceno. (22 Hoja 591)

Material situado en el primer tramo de la carretera actual y entre los kilómetros 6 y 12 del trazado actual en una franja suficiente ancha para cubrir cualquier restitución del trazado.

Esta unidad se encuentra en dos hojas geológicas del IGME definidas con diferente nomenclatura y con composición de materiales. Esto se debe al predominio de unos materiales sobre otros en función de la zona. Sin embargo, si los dos conjuntos se tratan como uno único, este está compuesto por conglomerados poligénicos, por areniscas, arenas amarillas blancas y entrecruzadas, y arcilla a menudo arenosa, de color rojizo violáceo o negro. Además, de desarrollarse localmente travestidos friables de color amarillo o calizas travertínicas grises en bancos compactos. Siendo el espesor del conjunto tiene un espesor que varía según su localización desde unos pocos metros hasta los 150 metros.

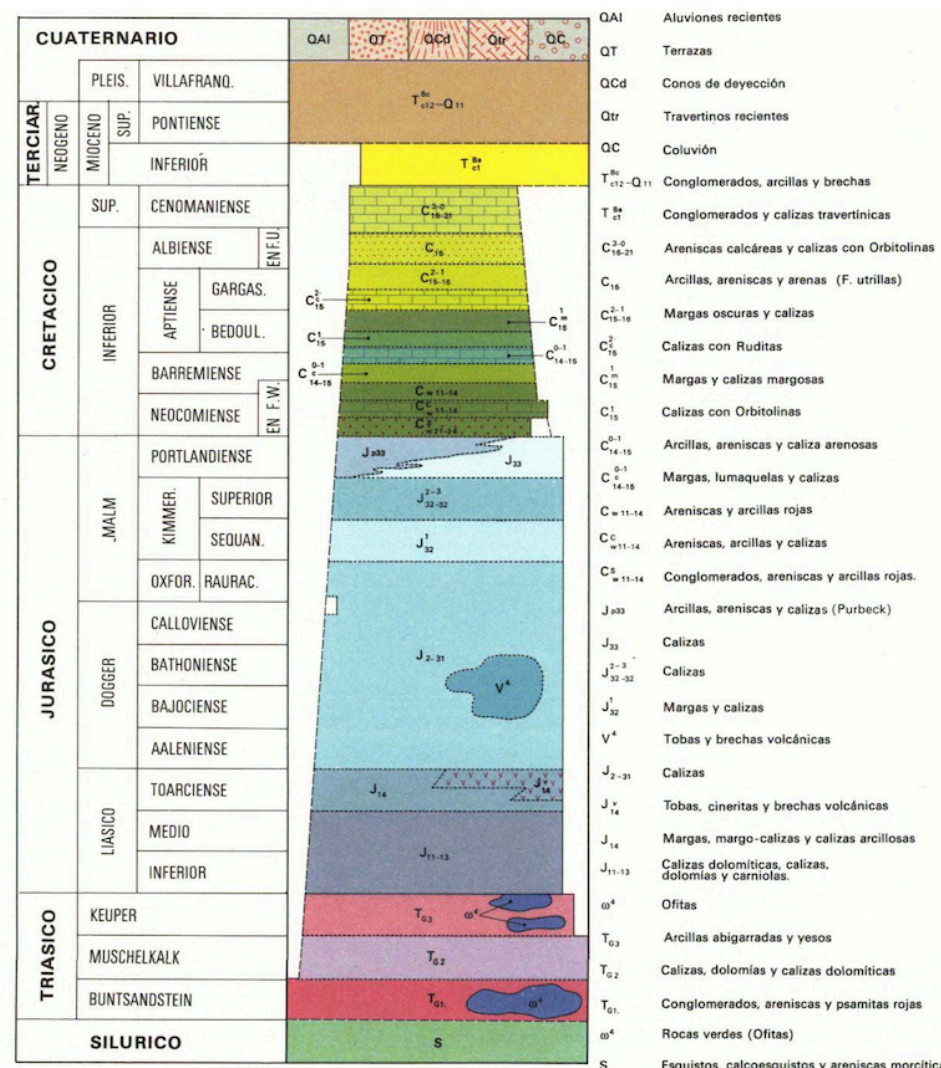


Fig. 8 Niveles estratigráficos Hoja 614. (Fuente: IGME)

Conglomerados y calizas travertínicas. Mioceno Inferior. (27 Hoja 614)

Material situado en el primer tramo de curvas del trazado actual de la carretera que se extiende más allá del cruce con el río Mijares. Este se combina con otros materiales en la misma zona (30 y 33) aunque es el que mayor extensión ocupa, y se separa con el material 15 mediante una falla.

Esta unidad tiene su espesor máximo en la zona del actual trazado donde se compone de dos términos, uno inferior de 50 a 60 metros de espesor de conglomerados poligénicos groseros (gruesos cantos redondeados de calizas mesozoicas unidos por un cemento arenoso), y un superior de 30 a 50 metros de espesor de calizas travertínicas compactas, en gruesos bancos con fractura beige, con petina gris o herrumbre idéntica a la de algunas calizas jurásicas.

Margas, arcillas laminadas. Serie bituminosa. Aragoniense. (20 Hoja 591)

Material situado a partir del kilómetro 12 aproximadamente del trazado actual, que se intercala con este en algunos tramos hasta Rubielos de Mora y se distribuye por extensiones de terreno cercanas al trazado de la carretera.

Esta unidad de unos 100 metros de potencia está constituida por lutitas y margas de colores blancos, verdosos y pardos, con intercalaciones de pelitas laminadas grises y niveles bituminosos.

Lutitas versicolores, calizas, arenas y lignitos (19 Hoja 591)

Material situado en los alrededores de la curva que se encuentra antes de llegar al kilómetro 12 del trazado actual.

Esta unidad está formada en la parte inferior por 20 metros de calizas en bancos delgados con abundantes intercalaciones de arcillas y margas grises y más raramente lignitos. La parte superior, de 70 metros de potencia, está formada por lutitas grises, pardas y rojizas con intercalaciones de areniscas grises y amarillentas y calizas más o menos arenosas.

2.3.4. Unidades Cuaternarias**Gravas arenas y lutitas. Glacis (27 Hoja 591)**

Material situado a partir del kilómetro 12 del trazado actual y hasta Rubielos de Mora a ambos lados de la carretera.

Esta unidad está formada por varios metros de gravas, arenas y lutitas, normalmente con las lutitas en la parte superior de la secuencia.

Gravas, arenas y puntitas. Aluvial (29 Hoja 591)

Material situado a lo largo de los cursos fluviales que atraviesan el trazado actual en sus últimos kilómetros antes de atravesar Rubielos de Mora.

Esta unidad está formada por todos los depósitos aluviales subactuales y recientes correspondientes a los cursos fluviales de la hoja.

Travertinos recientes (30 Hoja 614)

Material situado en pequeñas extensiones en los alrededores del cruce de la carretera actual con el río, por el cual transcurre parte del trazado actual, encontrándose la mayor concentración en el inicio del puente del trazado.



Esta unidad está compuesta por montones friables y porosos de caliza concrecionada, en ocasiones rica en gasterópods más o menos incrustados. Se encuentra varios metros por encima del lecho del río Mijares.

Aluviones recientes (33 Hoja 614)

Material situado en pequeñas extensiones en el lecho del río Mijares siendo de importancia la extensión situada en los alrededores del cruce de la carretera actual con el río, la cual es salvada por el actual puente.

Esta unidad está compuesta por depósitos subactuales y actuales de cantos o gravas en su mayoría calcáreas, de arenas silicosas y de limos.

2.4. Geología Local

Las alternativas planteadas desde el inicio del trabajo transcurren por los mismos materiales todos ellos pertenecientes al terciario y al cuaternario. Estos ya se han descrito en el anterior apartado conforme a lo especificado por el IGME y a lo observado en la visita de campo.

Al comienzo, nos encontramos con el conjunto 27 de la hoja 614, el cual se corresponde con unas Calizas travertínicas. Estas afloran a la superficie en una gran extensión y se puede observar parte del espesor, de aproximadamente 70 metros, en los márgenes del río mijares donde el curso fluvial ha erosionado el estrato dejándolo expuesto.

Otro conjunto que nos encontramos es el 22 en la hoja 591 y 28 en la hoja 614, el cual está compuesto por diversos materiales de características y composición diversa. Uno de ellos, son los conglomerados compuestos principalmente por cantos de caliza y una matriz arcillo-limosa rojiza. Este material aflora intermitentemente a lo largo del trazado siendo más comunes los afloramientos de areniscas y de arcillas. Las primeras de un color rojizo, afloran principalmente en las zonas próximas al cauce del río Mijares, y las segundas, también de color rojizo, adquieren mayor presencia conforme el trazado avanza hacia el norte siendo estos dos materiales sobre los que apoya mayor longitud del nuevo.

Entre los dos conjuntos anteriores, a la altura del cauce del río, nos encontramos con el conjunto 33 de la hoja 614, compuesto por materiales sedimentarios, tales como gravas limos y arenas, que se han ido acumulando en el meandro que se da en este punto por la acción del flujo del río.

Finalmente, en una pequeña zona del nuevo trazado aflora el conjunto 20 de la hoja 591, que en la zona afectada por la nueva carretera está compuesto por una serie de margas muy meteorizadas que han dado lugar a un suelo.

Para conocer las características del terreno y obtener los datos necesarios para el diseño de la carretera y las estructuras se realizó una visita de campo en la que se tomaron muestras del terreno y datos de los distintos materiales.

En esta visita se realizaron tres estaciones de trabajo de campo con el fin reconocer tres zonas críticas que se ven afectadas por el diseño del nuevo trazado. En estas tres zonas se cogieron cuatro muestras de terreno de algunos de los materiales que se encontraban en ellas para ser estudiadas posteriormente en el laboratorio y obtener los datos necesarios para el nuevo diseño.

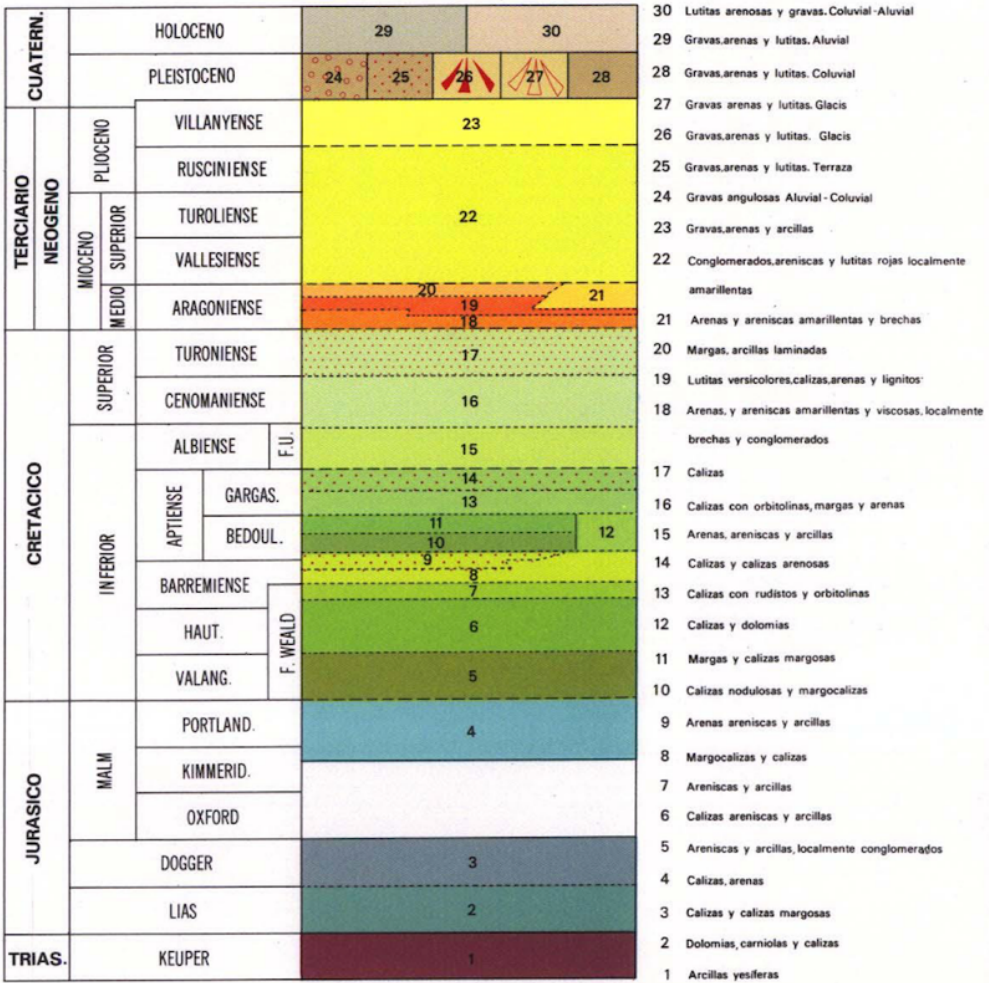


Fig. 9 Niveles estratigráficos Hoja 591. (Fuente: IGME)

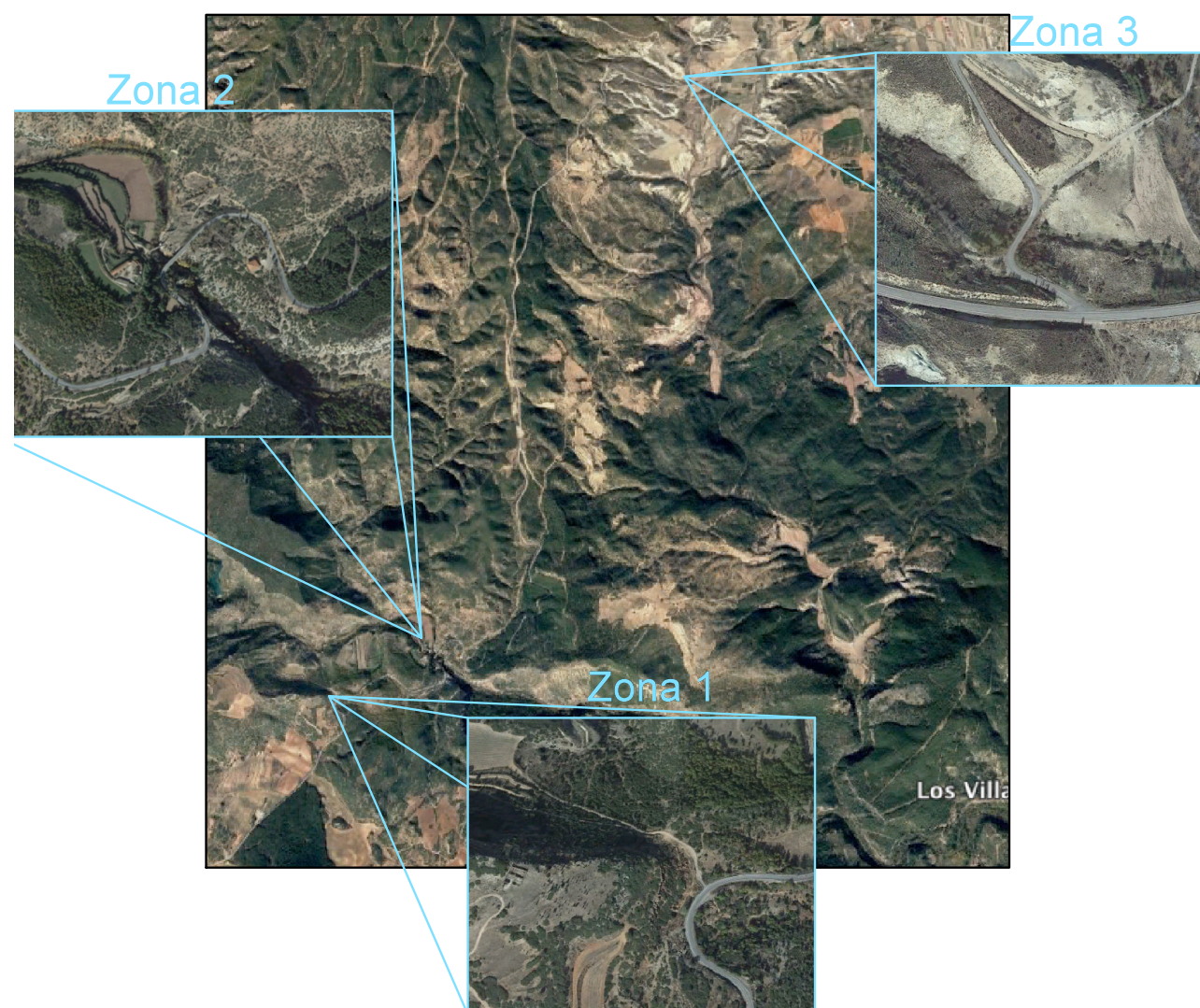


Fig. 10 Ortofoto de las zonas de estudio de materiales

ZONA 1

En esta estación situada en el PK 2+150 del trazado actual, se pudo observar el contacto entre los materiales 27 de la hoja 614 y el 22 en la hoja 591 y 28 en la hoja 614. De ambos materiales se recogió una muestra, la M1, conglomerado y la M2, caliza. En ambas muestras se midió la resistencia a compresión mediante el uso de un esclerómetro y se pudo observar que los estratos de los dos materiales son cuasi horizontales. Además, de la muestra M2 se pudo medir las dimensiones de los bloques formados por las discontinuidades de la roca, que son de dimensiones variables, aunque todos ellos de tamaños considerables de hasta 1x1,5x1,5 m (Fig.10)., datos necesarios para analizar las trayectorias de los posibles desprendimientos de roca (ver apto.4 de este documento).



Fig. 11 Bloque de caliza desprendido

ZONA 2

La siguiente parada localizada en el PK 3+700 del trazado actual, se realizó en la zona 2 donde se sitúa el paso sobre el río del nuevo trazado y donde posiblemente se cimentarán las estructuras de paso sobre el cauce del río Mijares. En esta zona se pudo tomar una muestra, M3, del material 22 en la hoja 591 y 28 en la hoja 614 que en este caso se corresponde a una arenisca. Este material como se pudo comprobar en distintas laderas de la zona permite taludes prácticamente verticales de hasta 11 metros de altura (Fig.11). Además, también se pudo observar otro contacto entre los mismos materiales de la zona 1 y corroborar que el espesor del estrato de las calizas en esa zona es de unos 70 metros ya que las paredes formadas en la garganta del río Mijares, aguas abajo del trazado actual, están formadas por este material, lo que a su vez nos permite saber que los taludes que se ejecuten en este material pueden realizarse verticales. Además, en esta zona se localiza también el material 33 de la hoja 614 pero por la dificultad del acceso no se pudo tomar una muestra para su posterior análisis en el laboratorio.



Fig. 12 Fotografía de talud natural de arenisca en la zona 2

ZONA 3

La última parada, alrededor del PK 11+250 del trazado actual en la zona 3, permitió recoger la muestra denominada M4, correspondiente al material 20 de la hoja 591 que se corresponde con unas margas muy meteorizadas (Fig. 11) En este caso el talud natural no superaba los 5 metros y era bastante tendido.

Además, durante el trayecto de la visita, se pudieron observar las arcillas pertenecientes al conjunto 22 en la hoja 591 y 28 de la hoja 614 las cuales presentaban taludes con una gran pendiente de y una altura de hasta 5 metros. Es importante destacar que estas, en la zona que afectan al trazado de la carretera se alternan con los conglomerados cuyas características pertenecen a la muestra M1.



Fig. 13 Fotografía talud de arcilla (Fuente: Google Earth)



Fig. 14 Fotografía del talud de las margas de la zona 3 (Fuente: Google Earth)

2.4.1. Lugar de interés geológico

En la zona de estudio se encuentra un lugar de interés geológico las actuaciones en el cual están reguladas por el DECRETO 274/2015, de 29 de septiembre, del Gobierno de Aragón, por el que se crea el Catálogo de Lugares de Interés Geológico de Aragón y se establece su régimen de protección. Dada su protección en el estudio de alternativas no se podrá discurrir ninguna de las alternativas por ese lugar.

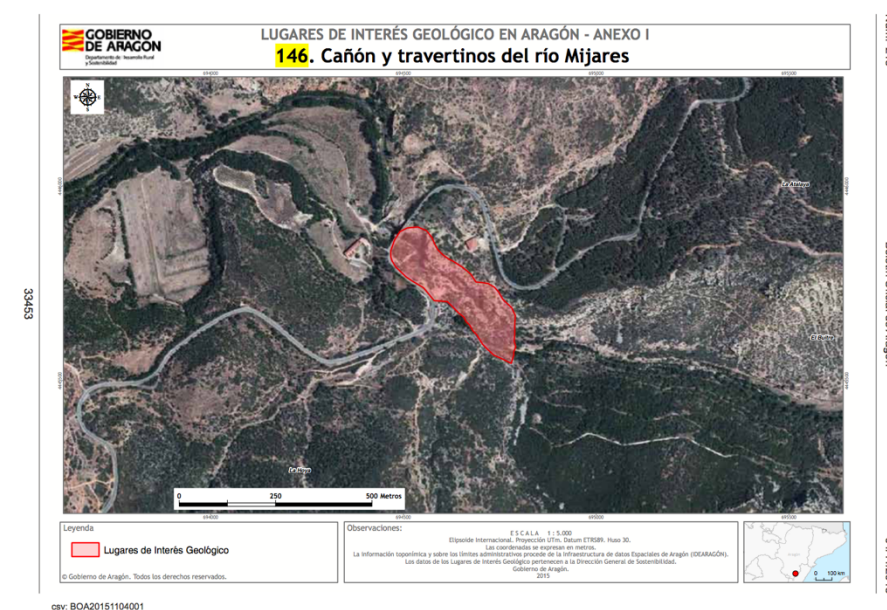


Fig. 15 Localización LIG (Fuente: DECRETO 274/2015, de 29 de septiembre, del Gobierno de Aragón, por el que se crea el Catálogo de Lugares de Interés Geológico de Aragón y se establece su régimen de protección.)

2.5. Riesgos Geológicos

2.5.1. Riesgo sísmico

El riesgo sísmico en una zona es la probabilidad de que las consecuencias a causa de un sismo alcancen un cierto valor en esta. No obstante, en la NCSE-02 se especifica la peligrosidad sísmica que es la probabilidad de que un sismo alcance una cierta magnitud en un periodo de tiempo determinado.

La peligrosidad sísmica según la NCSE-02 en un punto del territorio nacional se define mediante la aceleración básica, que es un valor característico de la aceleración horizontal del terreno. Esta se expresa en relación a la gravedad y al coeficiente de contribución, el cual tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados. Sus valores para los distintos puntos del territorio los podemos encontrar en el Mapa de peligrosidad Sísmica.

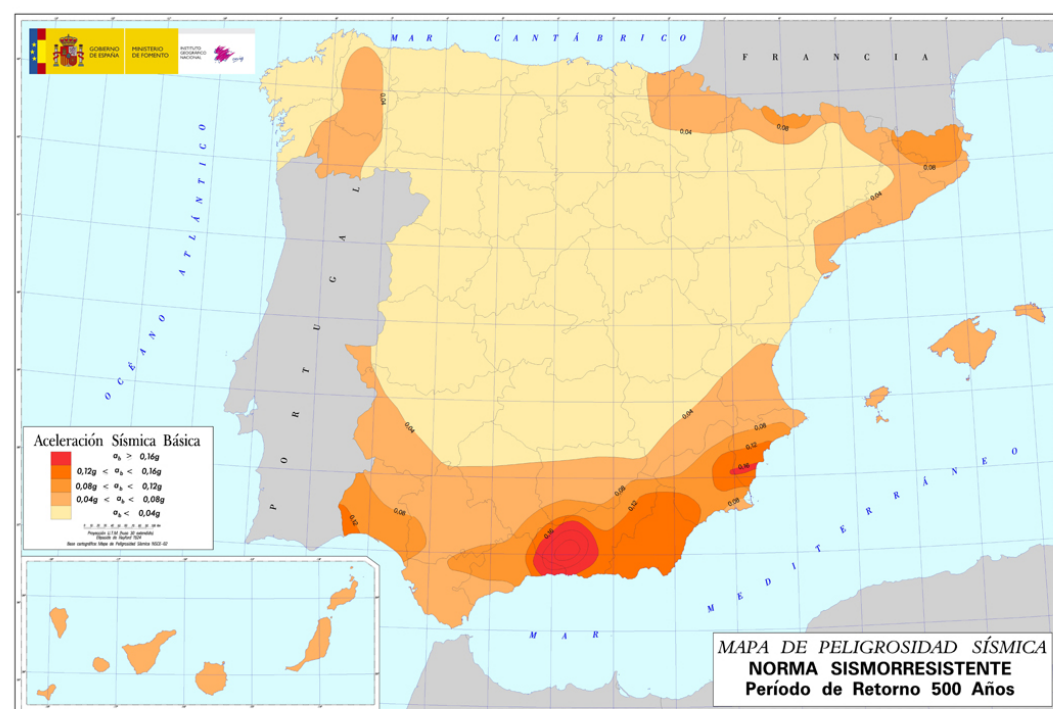


Fig. 16 Mapa de Peligrosidad Sísmica. (Fuente: NCSE-02)

Dada la ubicación de la zona de estudio y de acuerdo con la zonación de la Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación” publicada en el B.O.E no244, y denominada NCSE-02, se considera toda la zona estudio con una aceleración sísmica básica (a_b) inferior a 0.04g donde g es la aceleración de la gravedad, ya que esta

pertenece a los términos municipales de Rubielos de Mora, Mora de Rubielos, San Agustín y Albentosa, todos ellos localizados en la provincia de Teruel. No es por tanto de obligatoria aplicación la NCSE-02.

Sismicidad histórica

Para el estudio de la sismicidad en la zona por la que discurre la nueva carretera se ha delimitado un área comprendida entre las longitudes 0° y -2° y entre las latitudes 39,5° y 41,5°.

Una vez delimitada el área a estudiar, mediante el catálogo de terremotos del Instituto Geográfico Nacional se ha obtenido el número terremotos que se han dado en un periodo de tiempo de 30 años, desde 1987 hasta la actualidad que ha sido de 636, contemplándose en la siguiente tabla los de mayor magnitud, superior a 3,5.

Evento	Fecha	Latitud	Longitud	Prof. (Km)	Mag.	Tipo Mag.	Localización
16488	03/08/1996	40.4183	-1.4083	4.00	3.5	2	NE ALBARRACÍN.TE
16491	03/08/1996	40.4200	-1.4133	2.00	4.0	2	NE ALBARRACÍN.TE
106725	25/07/1998	40.4671	-1.6964	11.00	3.6	2	NE GRIEGOS.TE
410794	26/08/2003	40.3830	-1.2146	10.57	3.5	mb	NW TERUEL.TE
639479	10/03/200	40.0247	-1.2509	10.10	4.3	Mw	E CASAS BAJAS.V
1055002	08/04/2011	41.1839	-1.0821	10.88	4.1	mbLg	S HERRERA DE LOS NAVARROS.Z

Tabla 1 Seísmos zona de estudio

2.5.2. Riesgo de inestabilidad en taludes

Según el tipo de material por el que discurre el trazado los fenómenos relacionados con los movimientos de ladera varían:

movimientos de ladera varían.

- Desprendimientos de grandes bloques entre el PK 1+350 y 4+800 en el material calizo cuyo tamaño es muy variable siendo posible que los bloques alcancen la calzada al desprenderse.

- Desprendimientos de pequeños bloques y/o cantos. En el caso de los conglomerados dado que se observa una alternancia entre estos y capas de arcillas rojizas (más deleznales y potencialmente erosionables por los agentes medioambientales). La diferencia de resistencia entre materiales produce fenómenos de erosión diferencial que se observan en el trazado actual de la A-1515 entre los PK 4+800 y 10+400. Esta puede darse de dos maneras, en una, la erosión puede provocar la caída de pequeños bloques y/o cantos desprendidos al erosionarse el estrato sobre el que cimientan los conglomerados mientras que de la otra manera los desprendimientos que se pueden dar son de menor importancia ya que únicamente se desprenden los clastos de la matriz.



Fig. 17 Erosión diferencial producida en los conglomerados. PK 8+900 Fuente: (Google Earth)

- Otro fenómeno relacionado con la erosión, principalmente con la erosión producida por el flujo de agua de lluvia, es el de los acarcavamientos que se produce en los taludes del material formado por margas miocenas y por arcillas, lo que produce el transporte de sedimentos y como consecuencia un debilitamiento del talud excavado.



Fig. 18 Cárcavas en las margas miocenas. PK 10+600 (Fuente: Google Earth)

2.5.3. Riesgo de inundación

En el área de estudio, se pueden encontrar algunas zonas susceptibles de sufrir una inundación. Desde el punto de vista geotécnico solo una zona es relevante, se trata del área localizada aguas arriba de la estructura de paso del actual trazado de la A-1515 sobre el cauce del río Mijares. Esta zona normalmente se encuentra seca, tras el estudio hidrológico que constituirá el anejo IV del documento general de este trabajo multidisciplinar, se pudo comprobar que para un periodo de retorno de 100 años la inundación que se producía era de una magnitud a tener en cuenta ya que la lámina de agua se elevaba hasta los 10 metros sobre el lecho del río. Dada esta situación, en los cálculos a realizar para las cimentaciones deberemos tener en cuenta la situación más desfavorable, teniendo en cuenta que se puede producir dicha inundación.



3. CAMPAÑA GEOTÉCNICA

Los datos necesarios para la elaboración precisa del anejo geotécnico necesitan de la planificación y ejecución de una campaña geotecnia adecuada al emplazamiento real y las necesidades concretas de la obra.

Teniendo en cuenta que este es un trabajo académico sin recursos económicos se ha sustituido este trabajo por una cuidadosa recopilación de información que ha permitido inferir los datos necesarios en cada caso sin perjuicio de que en este punto se exponga cual debería haber sido la campaña geotécnica necesaria según las recomendaciones de buena práctica actuales recogidas en la Guía de Cimentaciones para obras de Carreteras.

3.1. Planificación de la campaña geotécnica

Para la planificación de la campaña geotécnica primeramente se ha recabado la información previa que se ha expuesto en los apartados anteriores. Una vez obtenida y contrastada mediante la visita de campo, se ha procedido a elaborar la campaña de trabajos que deberían realizarse en el caso de la ejecución real de este proyecto y no meramente académico como es el caso de este estudio.

En el desarrollo conceptual de este trabajo el equipo multidisciplinar que lo compone ha decidido establecer dos posibles alternativas al trazado denominadas alternativa 1 y alternativa 2.

Una vez obtenida la información y conocidos las dos posibles alternativas que se podrán realizar para el tramo 2, tramo en el cual se desarrolla el estudio para un nuevo trazado y cuya localización esta especificada en el apartado 4 de este documento, se ha procedido a la realización de la campaña de reconocimiento geotécnico de ambas alterativas.

Con los datos obtenidos de los distintos tipos de terreno, se ha procedido a clasificar los reconocimientos para cada uno de ellos. En este caso el trazado discurre por 4 tipos de terrenos que se clasifican en la tabla siguiente según la clasificación de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera.

Terreno	Condiciones de cimentación	Variabilidad del terreno	Clase de Reconocimiento
Caliza	Favorables	Normal	Reducido
Conglomerado	Normal	Normal	Normal
Arenisca	Normal	Normal	Normal
Aluviones	Normal	Normal	Normal

Tabla 2 Intensidad del reconocimiento en función del terreno

Reconocimiento reducido en Caliza

Para la alternativa 1 en el tramo que discurre sobre caliza solo sería necesario la realización de dos sondeos mecánicos en la sección de mayor altura, en alguna de las secciones transversales que alcanza una altura superior a los 10 metros.

En el caso de la alternativa 2, la cual discurre principalmente sobre la caliza serían necesarios 2 sondeos mecánicos en alguna de las secciones transversales de más de 10 metros de altura y 3 sondeos para las cimentaciones del puente, uno en cada estribo y otro en la pila de más altura.

En ambos casos los sondeos que se realizasen para conocer el terreno sobre el que apoya el terraplén, deberían tener una profundidad igual a la longitud mínima de entre, la profundidad a la que se encuentre un terreno suficientemente resistente para garantizar la estabilidad, y la profundidad a la que se encuentre roca suficientemente sana. Y en el caso, de los sondeos realizados para conocer las características del terreno de apoyo de las cimentaciones de la estructura, la profundidad debería ser $1,5 \cdot B$ (donde B es el ancho de la zapata).

Reconocimiento normal en Conglomerado

En el caso de la alternativa 1 se deberían realizar 3 sondeos cada 100 metros de carretera que apoye sobre los conglomerados, pero dado que aflora en superficie el número total de sondeos se puede reducir hasta dos tercios y la diferencia sustituirla por estaciones geomecánicas, por lo que el reconocimiento debe constar de 10 sondeos mecánicos y 5 estaciones geomecánicas.

En la alternativa 2 dado que únicamente 100 metros del trazado transcurren sobre este material únicamente se realizaría una estación geomecánica.

En ambos casos los sondeos deberán tener una profundidad igual a la longitud mínima de entre, la profundidad a la que se encuentre un terreno suficientemente resistente para garantizar la estabilidad, y la profundidad a la que se encuentre roca suficientemente sana.

Reconocimiento normal en Arenisca

En la alternativa 1, la única que discurre por este tipo de material, serán necesarios 3 sondeos cada 100 metros, los cuales se pueden reducir a dos tercios, por lo que serían necesarios 8 sondeos y 4 estaciones geomecánicas que sustituyen a los sondeos no realizados. Estos sondeos deberán tener una profundidad igual a la longitud mínima de entre, la profundidad a la que se encuentre un terreno suficientemente resistente para garantizar la estabilidad, y la profundidad a la que se encuentre roca suficientemente sana. Además, a estos se les sumarían los sondeos necesarios para las cimentaciones del puente que serían 1 o 2 por cada apoyo en función de la longitud de la zapata y que tendrían una profundidad de $1,5 \cdot B$ (donde B es el ancho de la zapata).

Reconocimiento normal en Aluviones

Dado que sobre los aluviones únicamente solo se cimentarían las pilas del puente el número de sondeos mecánicos a realizar sería de 1 o 2 por apoyo en función de la longitud de la zapata, siendo necesario la realización ensayos y de tomas de muestras con la cuchara SPT con un espaciamiento entre ensayos regular, cada metro si es posible, pero nunca con un espaciamiento mayor a 3 metros.

Para ambas alternativas, y tanto para el caso de las rocas como de los aluviones, de los sondeos realizados, se exigirían como mínimo 3 muestras representativas del terreno, de las cuales dos de ellas deben someterse a ensayos de laboratorio para obtener la mineralogía y los pesos específicos. Además, de todas las muestras inalteradas que se tomen, se debería obtener la densidad y la humedad natural. También, junto a los anteriores parámetros, será necesario realizar dos ensayos de resistencia y deformabilidad con los que se completarían los ensayos en laboratorio.

En resumen:

ALTERNATIVA 1:

- 12 SONDEOS*
- 9 ESTACIONES GEOMECÁNICAS
- 3 MUESTRAS
- 14 OTROS ENSAYOS

ALTERNATIVA 2:

- 5 SONDEOS
- 1 ESTACIONES GEOMECÁNICAS
- 3 MUESTRAS
- 14 OTROS ENSAYOS

*A estos sondeos habrá que sumarle los trabajos específicos en las estructuras que se definirán en función de la tipología de estructura elegida, del número de apoyos de la misma y de sus dimensiones.

4. MARCO GEOTÉCNICO

En el conjunto del trabajo, tras el estudio de la orografía de la zona, se han propuesto dos posibles alternativas para la mejora del trazado de la carretera A-1515. Estas dos alternativas desarrolladas en el estudio se han denominado ALTERNATIVA 1, a la que salva el río Mijares al nordeste del trazado actual, y ALTERNATIVA 2 a la que cruza el río mijares al suroeste del trazado actual.

Una vez definidas estas alternativas se ha realizado un inventario de puntos de singular importancia en lo que al marco geotécnico se refiere y que requerirán un estudio específico en este trabajo.

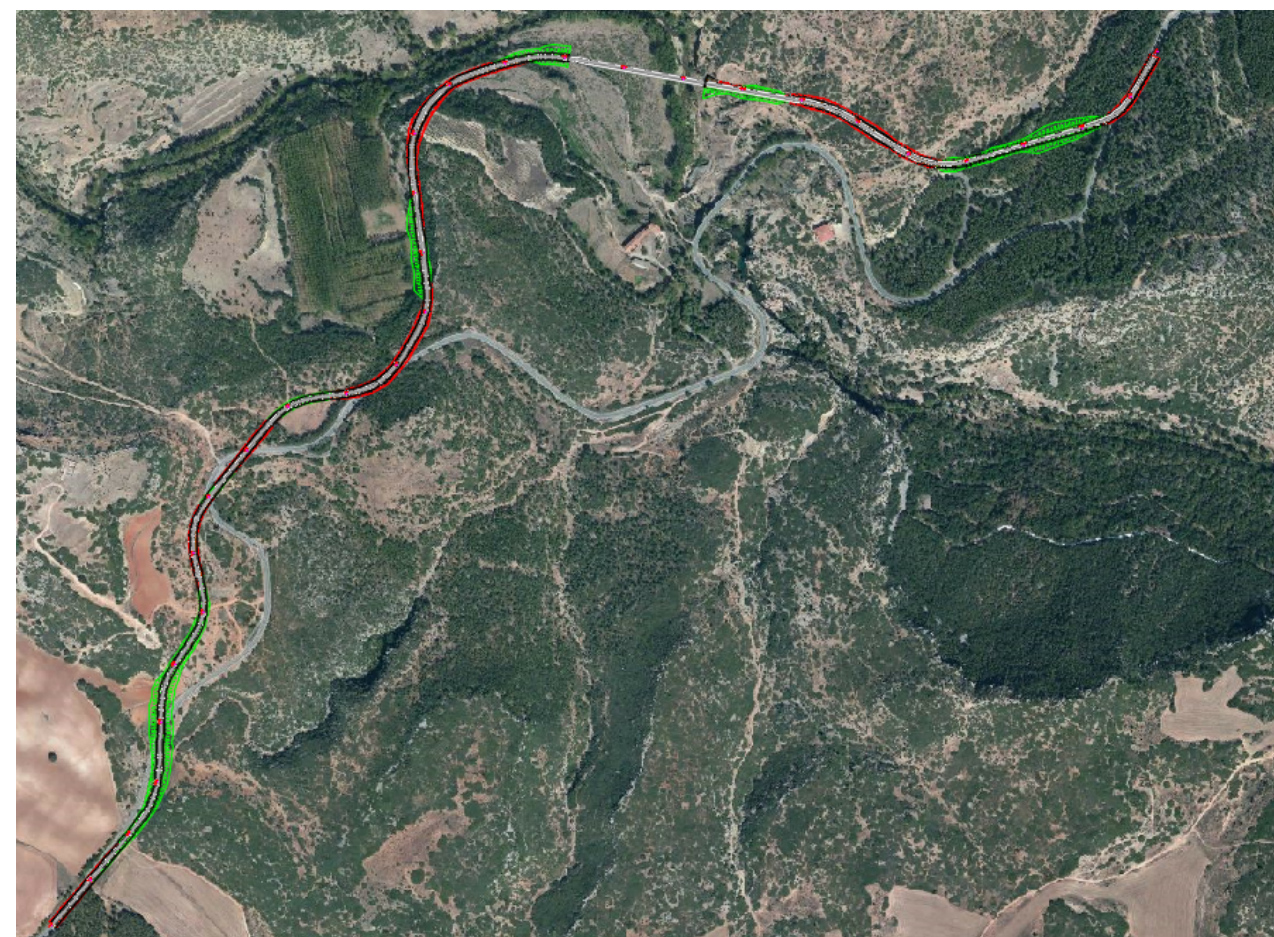


Fig. 19 Trazado alternativa 1

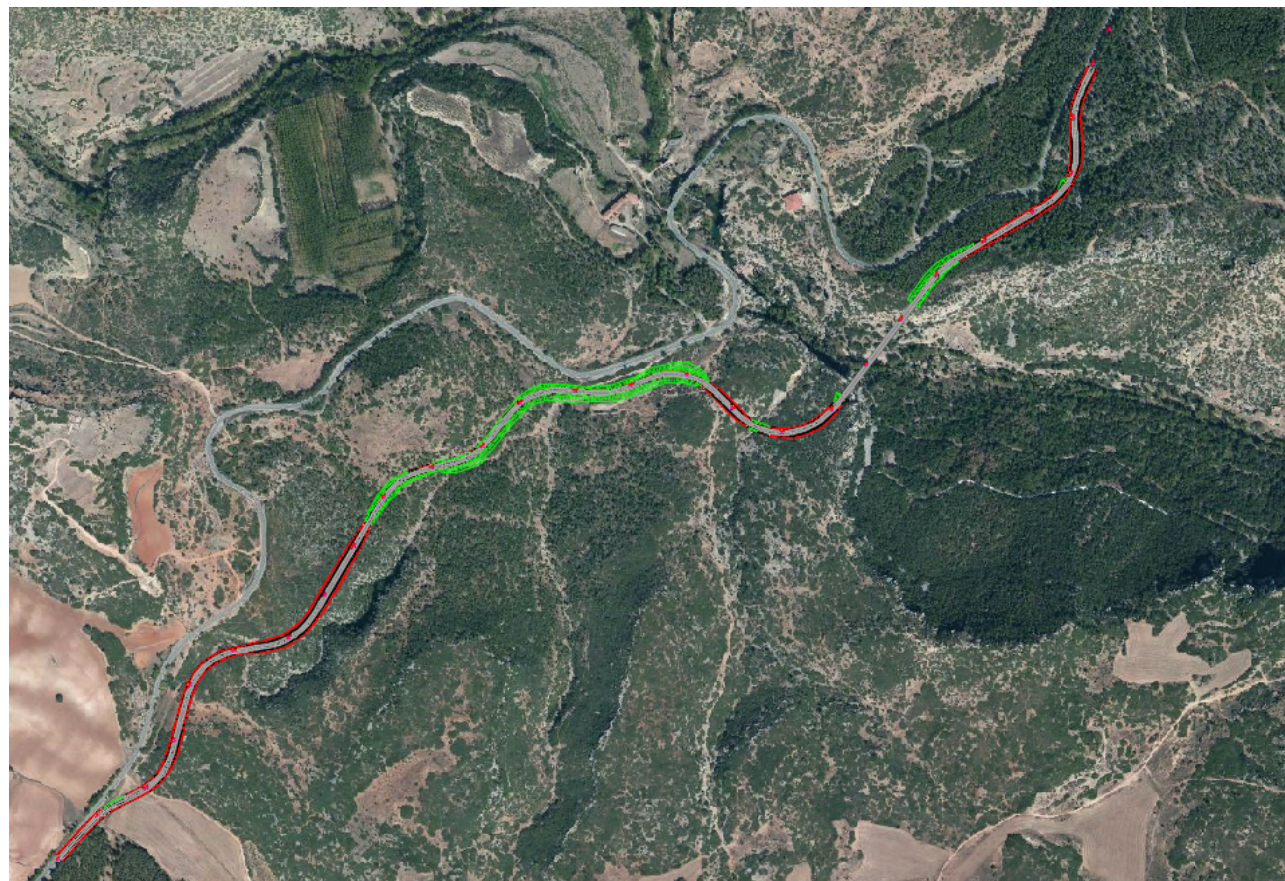


Fig. 20 Trazado alternativa 2

4.1. Inventario de puntos singulares

En este inventario se han incluido los puntos del trazado en los cuales se produce un cambio del material sobre los que apoya la carretera por lo que las características del terreno de apoyo también varían, aquellos en los que el talud de excavación previsto tiene mayor altura y aquellos en los que el terraplén diseñado es de mayor altura.

A continuación, se muestran los cuatro perfiles de tres tramos de la carretera sobre los que se señalan los puntos nombrados anteriormente referenciados al punto kilométrico del trazado actual:

Tramo1: discurre del PK 0+000 al PK 1+304, únicamente hay un perfil longitudinal dado que, en este solo se ha realizado una restitución del trazado para adaptarlo a la normativa actual.

Tramo 2: parte del PK 1+304, se han realizado dos perfiles dado que para este tramo se han estudiado dos alternativas de nuevo trazado. En el caso de tratarse de la alternativa 1

el final del tramo se localiza en el PK 4+290 y en el caso de la alternativa 2 el final de tramo se localiza en el PK 3+966.

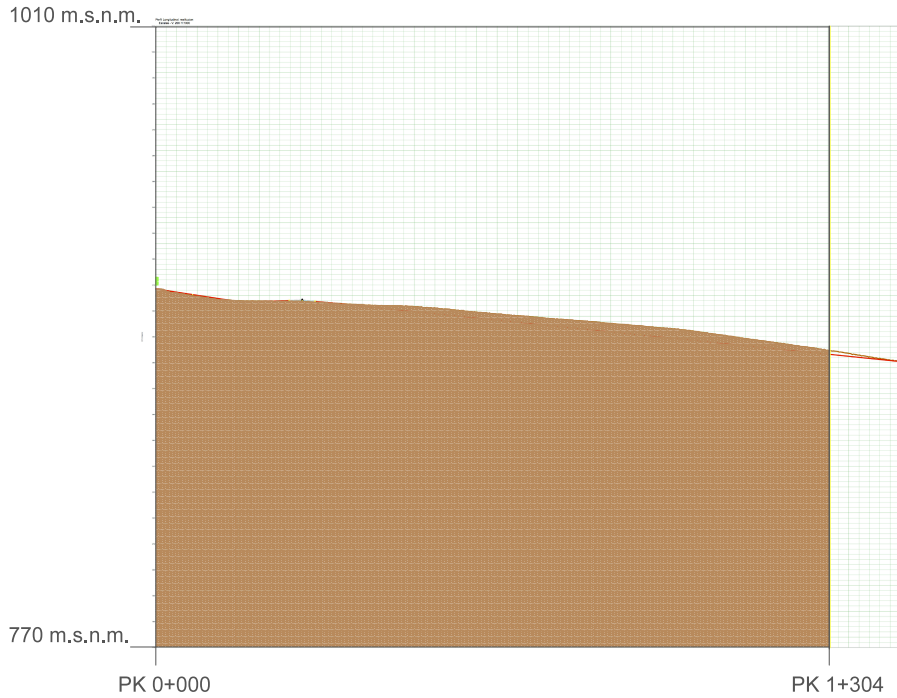
Tramo de 3: como en el primer tramo se ha hecho una restitución del trazado actual, hay un único perfil longitudinal. Este último tramo empieza en el PK 4+290 y finaliza en el PK 12+260, si le precede la alternativa 1 y empieza en el PK 3+966 y finaliza en el PK 11+956 si le precede la alternativa 2.

De cada uno de los tramos se han realizado dos perfiles. El primero de ellos corresponde a la litología propia del terreno a lo largo de trazado y en el segundo donde se localizan los desmontes y terraplenes de mayor altura al tiempo que se enumeran las comprobaciones técnicas de índole geotécnica que se prevé será necesario realizar.

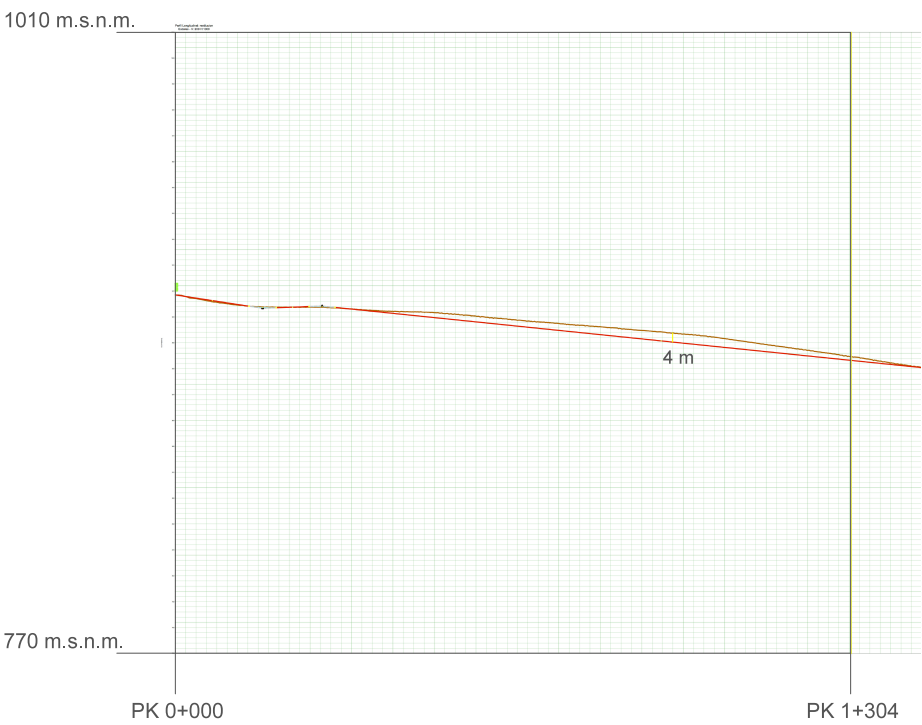
Como se puede observar en las siguientes imágenes, en los tramos 1 y 3, dado que se trata de una restitución los movimientos de tierra son mínimos ya que el nuevo trazado apenas se desvía del trazado ya existente. Al contrario, sucede en las dos alternativas de nuevo trazado donde los movimientos de tierra son los normales en una carretera de nueva construcción y son mucho mayores que en los tramos de la restitución.



RESTITUCIÓN DEL TRAMO 1-LITOLOGÍA



RESTITUCIÓN DEL TRAMO 1-MOVIMIENTO DE TIERRAS

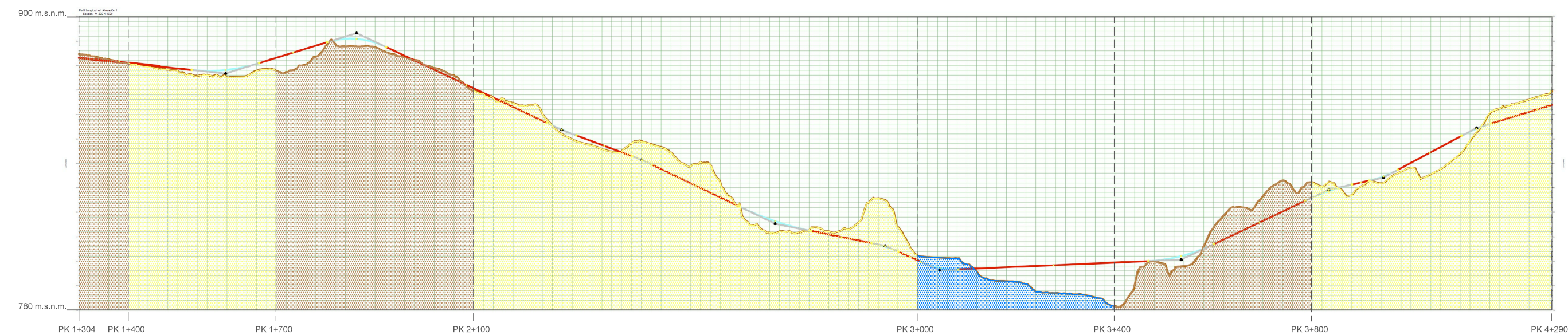


PK	Litología	Densidad aparente (t/m ³)	Resistencia a compresión simple		RQD
			UCS (MPa)	E (GPa)	
0+000-1+304	Conglomerado	2,57	19,375	26,9	100

PK inicio	0+000
PK final	1+304
Actuación	Relleno
Altura máxima	4 m
Comprobaciones geotécnicas	Hundimiento y asiento



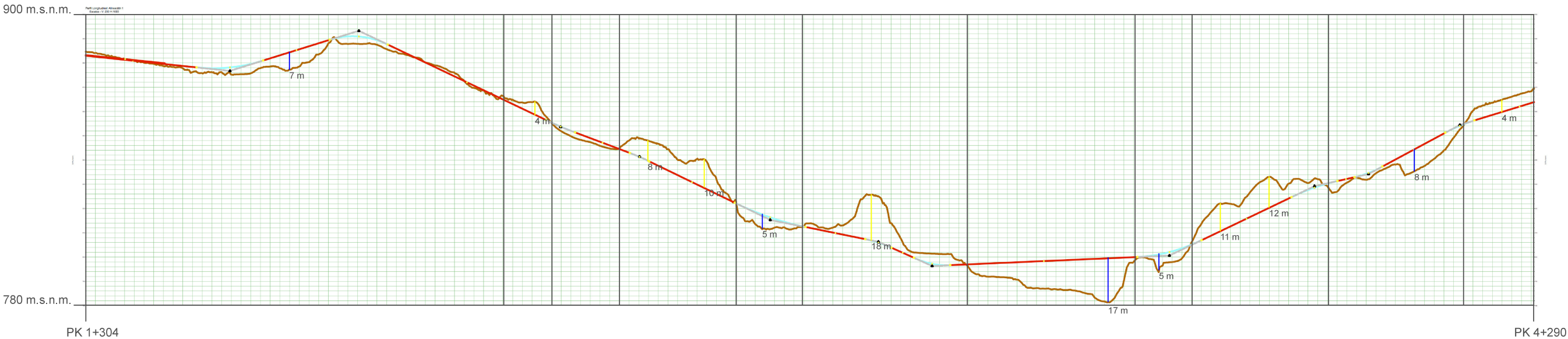
ALTERNATIVA 1 TRAMO 2-LITOLOGÍA



PK	Litología	Densidad aparente (t/m³)	Humedad natural (%)	LL	LP	IP	Resistencia a compresión simple		RQD	Cohesión efectiva (KN/m²)	Ángulo de rozamiento efectivo(º)	Granulometría			% M.O.	% SO ₃
							UCS (MPa)	E (GPa)				% Pasa 0.08 mm	% Pasa 2 mm	% Pasa 5 mm		
1+304-1+400	Conglomerado	2,57	-	-	-	-	19,375	26,9	100	-	-	-	-	-	-	-
1+400-1+700	Caliza	2,65	-	-	-	-	62,25	73,8	100	-	-	-	-	-	-	-
1+700-2+100	Conglomerado	2,57	-	-	-	-	19,375	26,9	100	-	-	-	-	-	-	-
2+100-3+000	Caliza	2,65	-	-	-	-	62,25	73,8	100	-	-	-	-	-	-	-
3+000-3+400	Aluvión	2,23	9	35	20,5	14,5	-	0,027	-	0,5	30	30	60	85	0,05	0,015
3+400-3+800	Arenisca	2,47	-	-	-	-	13,05	21,5	100	-	-	-	-	-	-	-
3+800-4+304	Caliza	2,65	-	-	-	-	62,25	73,8	100	-	-	-	-	-	-	-



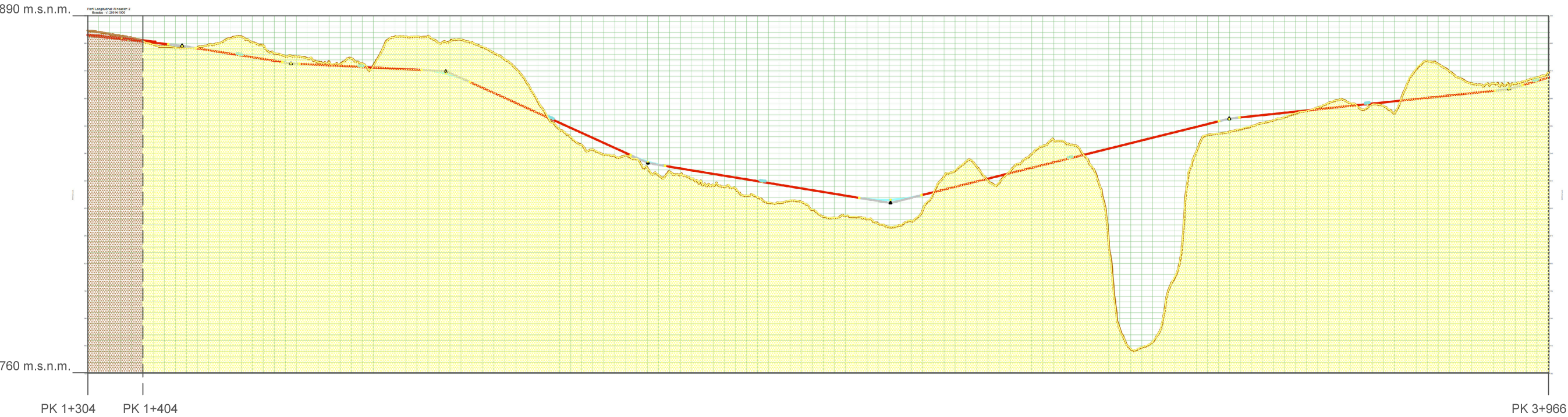
ALTERNATIVA 1 TRAMO 2-MOVIMIENTO DE TIERRAS



PK inicio	1+304	2+160	2+260	2+400	2+640	2+780	3+120	3+470	3+590	3+860	4+140
PK final	2+160	2+260	2+400	2+640	2+780	3+120	3+470	3+590	3+860	4+140	4+290
Actuación	Relleno	Desmonte	Relleno	Desmonte	Relleno	Desmonte	Viaducto	Relleno	Desmonte	Relleno	Desmonte
Altura máxima	7m	4m	2m	10m	5m	18m	17m	5m	12m	8m	4m
Comprobaciones geotécnicas	Hundimiento y asiento	Estabilidad de laderas y desprend. de rocas	Hundimiento y asiento	Estabilidad de laderas y desprend. de rocas	Hundimiento y asiento	Estabilidad de laderas y desprend. de rocas	Hundimiento y asiento	Hundimiento y asiento	Estabilidad de laderas y desprend. de rocas	Hundimiento y asiento	Estabilidad de laderas y desprend. de rocas



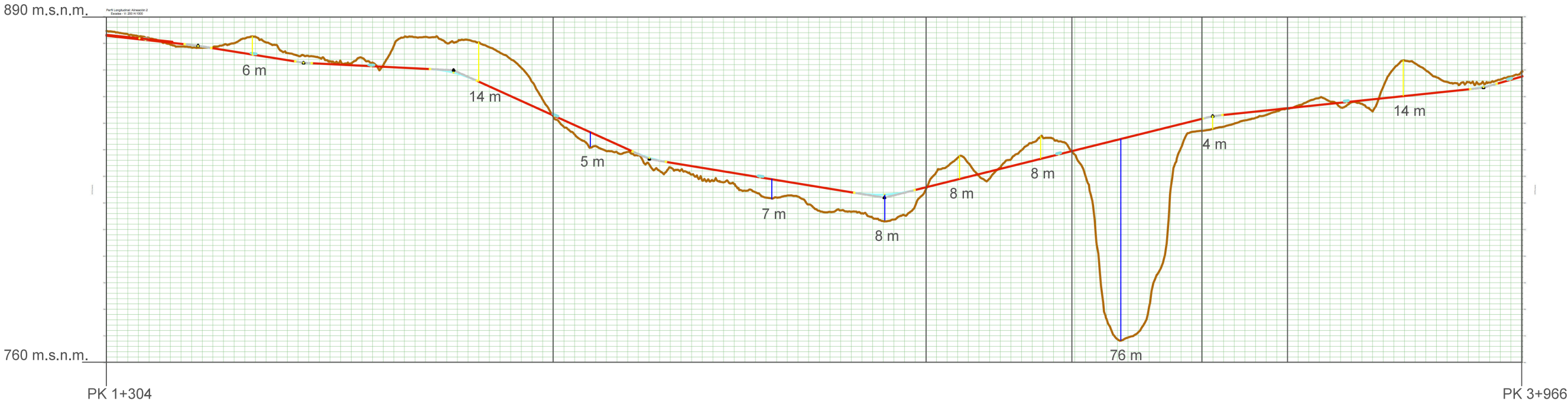
ALTERNATIVA 2 DEL TRAMO 2-LITOLOGÍA



PK	Litología	Densidad aparente (t/m³)	Humedad natural (%)	LL	LP	IP	Resistencia a compresión simple		RQD	Cohesión efectiva (KN/m²)	Ángulo de rozamiento efectivo(º)	Granulometría			% M.O.	% SO ₃
							UCS (MPa)	E (GPa)				% Pasa 0.08 mm	% Pasa 2 mm	% Pasa 5 mm		
1+304-1+404	Conglomerado	2,57	-	-	-	-	19,375	26,9	100	-	-	-	-	-	-	-
1+404-3+966	Caliza	2,65	-	-	-	-	62,25	73,8	100	-	-	-	-	-	-	-



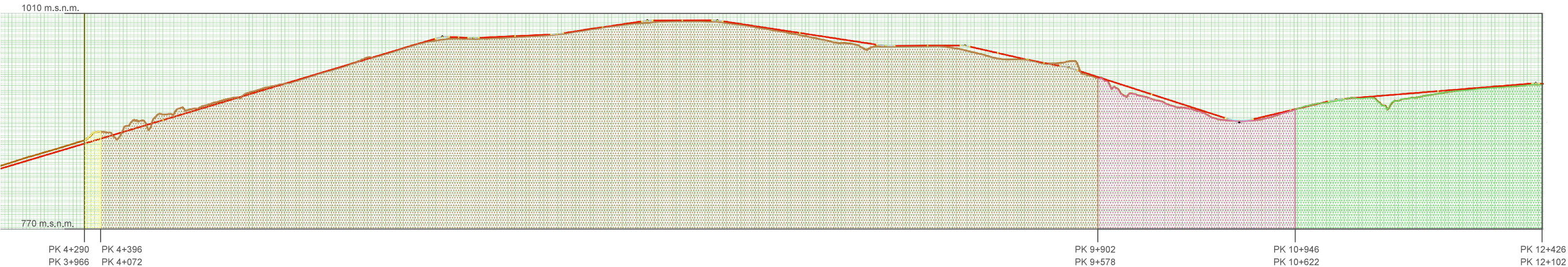
ALTERNATIVA 2 TRAMO 2- MOVIMIENTO DE TIERRAS



PK inicio	1+304	2+142	2+850	3+120	3+360	3+540
PK final	2+142	2+850	3+120	3+360	3+540	3+996
Actuación	Desmonte	Relleno	Desmonte	Viaducto	Relleno	Desmonte
Altura máxima	14m	8m	8m	76m	4m	14m
Comprobaciones geotécnicas	Estabilidad de laderas y desprendimiento de rocas	Hundimiento y asiento	Estabilidad de laderas y desprendimiento de rocas	Hundimiento y asiento	Hundimiento y asiento	Estabilidad de laderas y desprendimiento de rocas



RESTITUCIÓN TRAMO 3-LITOLOGÍA

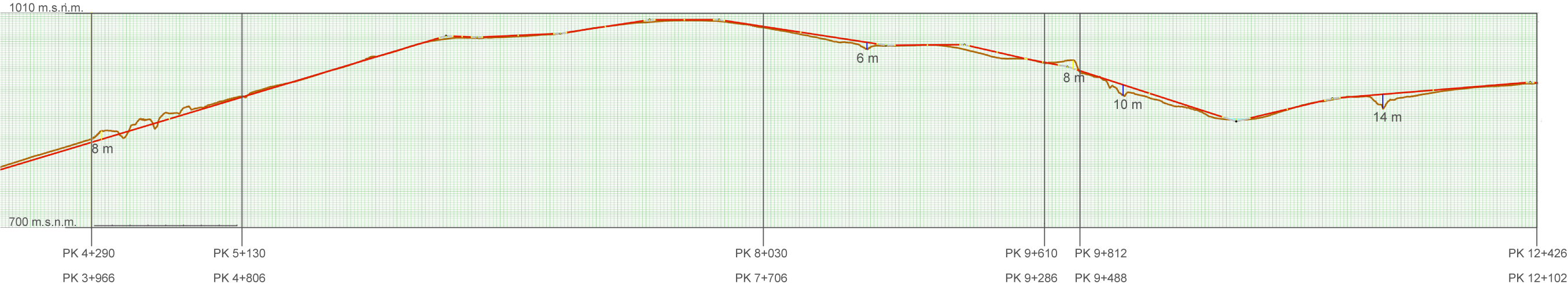


PK Alt.1	PK Alt.2	Litología	Densidad aparente (t/m³)	Humedad natural (%)	LL	LP	IP	Resistencia a compresión simple		RQD	Cohesión efectiva (KN/m²)	Ángulo de rozamiento efectivo(°)	Granulometría			% M.O.	% SO ₃
								UCS (MPa)	E (GPa)				% Pasa 0.08 mm	% Pasa 2 mm	% Pasa 5 mm		
4+290 4+396	3+966 4+072	Caliza	2,65	-	-	-	-	62,25	73,8	100	-	-	-	-	-	-	-
4+396 9+902	4+072 9+578	Conglomerado	2,57	-	-	-	-	19,375	26,9	100	-	-	-	-	-	-	-
		Arcillas	2,29	15	38	19	19	-	0,0056	-	62,6	28	82	100	100	0	0
9+902 10+946	9+578 10+622	Margas	2,22	27,1	53,1	22	31,1	-	0,0069	-	10	33	95	97	97,3	0,8	0,015
10+946 12+946	10+622 12+102	Glacis	2,16	8	37	12	25	-	0,0025	-	9,8	30	40	70	90	0,06	0,01

NOTA: En el tramo comprendido entre los PK 4+396 al PK 9+902 cuando precede la alternativa 1 se produce una alternancia de estratos horizontales de arcillas y conglomerados.



RESTITUCIÓN TRAMO 3- MOVIMIENTO DE TIERRAS



PK inicio Alt.1	4+290	5+130	8+030	9+610	9+812
PK final Alt.1	5+130	8+030	9+610	9+812	12+426
PK inicio Alt.2	3+966	4+806	7+706	9+286	9+488
PK inicio Alt.2	4+806	7+706	9+286	9+488	12+102
Actuación	Desmonte	Relleno	Desmonte	Viaducto	Relleno
Altura máxima	8 m	-	6 m	8 m	14 m
Comprobaciones geotécnicas	Estabilidad de laderas y desprendimiento de rocas	No es necesaria comprobación	Hundimiento y asiento	Estabilidad de laderas y desprendimiento de rocas	Hundimiento y asiento

NOTA: En el segundo intervalo no será necesaria ninguna comprobación dado que el nuevo trazado discurre por el mismo emplazamiento que el actual.



4.2. Características geomecánicas

Las características geomecánicas de los materiales afectados por el nuevo trazado se han obtenido mediante diversos ensayos realizados en el laboratorio a las muestras que se recogieron durante la visita de campo. Debido a un problema a la hora de extraer la probeta de la muestra M3, para este material se ha obtenido una resistencia a partir de otros resultados a muestras con similares características.

Muestra 1: Conglomerado

En la tabla 3 se muestran las características del material obtenidas tras los diversos ensayos realizados en el laboratorio.

DENSIDAD APARENTE	2,57 t/m ³
DENSIDAD SECA	2,52 t/m ³
ABSORCIÓN	2,5 %
POROSIDAD EFICAZ	6,2 %
COEFICIENTE DE POISSON	0,32
MÓDULO ELASTICIDAD	26,9 GPa
RQD	100%
RESISTENCIA A COMPRESIÓN	19,375 MPa

Tabla 3

Muestra 2: Caliza

En la tabla 4 se muestran las características del material obtenidas tras los diversos ensayos realizados en el laboratorio.

DENSIDAD APARENTE	2,65 t/m ³
DENSIDAD SECA	2,64 t/m ³
ABSORCIÓN	0,6 %
POROSIDAD EFICAZ	1,5 %
COEFICIENTE DE POISSON	0,27
MÓDULO ELASTICIDAD	73,8 GPa
RQD	100%
RESISTENCIA A COMPRESIÓN	62,25 MPa

Tabla 4

Muestra 3: Arenisca

En la tabla 5 se muestran las características del material obtenidas a través de ensayos de laboratorio y de datos de materiales similares de otros ensayos dado que no ha sido posible realizar todos los ensayos necesarios para obtener todos los datos.

DENSIDAD APARENTE	2,47 t/m ³
DENSIDAD SECA	2,40 t/m ³
ABSORCIÓN	3,3 %
POROSIDAD EFICAZ	7,8 %
COEFICIENTE DE POISSON	0,32
MÓDULO ELASTICIDAD	21,5 GPa
RQD	100%
RESISTENCIA A COMPRESIÓN	13,05 MPa

Tabla 5

Muestra 4: Marga

En la tabla 6 se muestran las características del material obtenidas a través de ensayos de laboratorio y de datos de materiales similares de otros ensayos dado que no ha sido posible realizar todos los ensayos necesarios para obtener todos los datos.

PASA 5 MM	97,3 %
PASA 2MM	97 %
FINOS (PASA 0.08 MM)	95 %
LÍMITE LÍQUIDO	53,1 %
INDICE DE PLASTICIDAD	22
HUMEDAD NATURAL	27,1%
CLASIFICACIÓN CASA GRANDE	MH
γ_d PESO ESPECÍFICO SECO	17,17 KN/m ³
COHESIÓN EFECTIVA	10 KN/m ²
ÁNGULO DE ROZAMIENTO	33°
MÓDULO ELASTICIDAD	0,0069 GPa
COEFICIENTE DE POISSON	0,5 corto plazo/ 0,3 largo plazo
MATERIA ORGÁNICA % EN MASA	0.8%
SO ₃ % EN MASA	0,015%

Tabla 6



Arcillas

En la tabla 7 se muestran las características del material obtenidas a través de datos de materiales similares de otros ensayos dado que no ha sido posible obtener muestra de este material y realizar los ensayos correspondientes.

PASA 5 mm	100%
PASA 2 mm	100%
FINOS (PASA 0.08 mm)	82%
LÍMITE LÍQUIDO	38%
INDICE DE PLASTICIDAD	19
HUMEDAD NATURAL	15%
CLASIFICACIÓN SUCS	CL
γ_d PESO ESPECÍFICO SECO	19,5 KN/m ³
COHESIÓN EFECTIVA	62,6 KN /m ²
ÁNGULO DE ROZAMIENTO	28°
MÓDULO ELASTICIDAD	0,0056 GPa
COEFICIENTE DE POISSON	0,5 corto plazo/ 0,3 largo plazo
MATERIA ORGÁNICA % EN MASA	Despreciable
SO ₃ % EN MASA	Despreciable
HINCHAMIENTO	0,4%
COLAPSO	0,8%

Tabla 7

Aluviones

En la tabla 8 se muestran las características del material obtenidas a través de datos de materiales similares de otros ensayos dado que no ha sido posible obtener muestra de este material y realizar los ensayos correspondientes.

PASA 5 mm	85%
PASA 2 mm	60%
FINOS (PASA 0.08 mm)	30%
LÍMITE LÍQUIDO	35%
INDICE DE PLASTICIDAD	14,5
HUMEDAD NATURAL	9%

CLASIFICACIÓN SUCS	SC
γ_d PESO ESPECÍFICO SECO	20,11 KN/m ³
COHESIÓN EFECTIVA	0 KN/m ²
ÁNGULO DE ROZAMIENTO	30°
MÓDULO ELASTICIDAD	0,06 GPa
COEFICIENTE DE POISSON	0,5 corto plazo/ 0,3 largo plazo
MATERIA ORGÁNICA % EN MASA	0,05%
SO ₃ % EN MASA	0,015%

Tabla 8

Glacis

En la tabla 9 se muestran las características del material obtenidas a través de datos de materiales similares de otros ensayos dado que no ha sido posible obtener muestra de este material y realizar los ensayos correspondientes.

PASA 5 mm	90%
PASA 2 mm	70%
FINOS (PASA 0.08 mm)	40%
LÍMITE LÍQUIDO	37%
INDICE DE PLASTICIDAD	12
HUMEDAD NATURAL	8%
CLASIFICACIÓN SUCS	SM
γ_d PESO ESPECÍFICO SECO	19,62 KN/m ³
COHESIÓN EFECTIVA	9,8 KN/m ²
ÁNGULO DE ROZAMIENTO	30°
MÓDULO ELASTICIDAD	0,03 GPa
COEFICIENTE DE POISSON	0,5 corto plazo/ 0,3 largo plazo
MATERIA ORGÁNICA % EN MASA	0,06%
SO ₃ % EN MASA	0,01%
HINCHAMIENTO	1%
COLAPSO	0,6%

Tabla 9



4.3. Explanadas

En este caso se trata de caracterizar las explanadas resultantes del terreno natural en los distintos tramos de carretera se deberán seleccionar en función del tipo de material sobre el que discurra el nuevo trazado de la carretera y de las características de este, en función de lo indicado en la Norma 6.1-IC Secciones de Firme de la Instrucción de Carreteras (BOE del 12 de Diciembre de 2003).

Categoría explanada

Las explanadas según la normativa para firmes se pueden clasificar en tres categorías según el valor del módulo de compresibilidad del segundo ciclo de carga del ensayo de placa de carga.

Dado que este trabajo se trata de un estudio teórico y no se disponen de medios para realizar estos ensayos se han extraído valores de materiales similares de la bibliografía disponible en el departamento de Ingeniería del Terreno (DIT) de la UPV para los módulos de compresibilidad de los materiales sobre los que apoya el firme.

Tipo de suelo	Módulo E_{V1} (MPa)	Módulo E_{V2} (MPa)	Relación Módulos, $K < 2,2$
Arcillas	29,3	61,5	2,1
Arenas	63	125	2,0
Margas	350	650	1,9

Tabla 10 Módulos de compresibilidad (Fuente: Bibliografía del departamento de geotecnia de la Universidad Politécnica de Valencia)

Dados estos valores y lo establecido en la normativa se puede establecer la categoría de las explanadas en el caso de realizarse con el terreno natural. Para los diversos suelos son las que se establecen en la siguiente tabla además de establecer una categoría E3 para todas las rocas sobre las que discurre el trazado de la carretera.

Tipo de suelo	Módulo E_{V2} (MPa)	Categoría explanada
Marga	650	E3 ($E_{V2} \geq 300$)
Arcillas	61,5	E1 ($E_{V2} \geq 60$)
Glacis	125	E2 ($E_{V2} \geq 120$)
Aluviones	125	E2 ($E_{V2} \geq 120$)

Tabla 11 Categoría de explanada en función del suelo

Por otro lado, si se realiza una explanada por encima del terreno natural, este debe estar clasificado según las especificaciones del PG-3, el cual clasifica los suelos en, seleccionados, adecuados, tolerables, marginales e inadecuados.

Tipo de suelo	Clasificación del suelo
Marga	Marginal
Arcillas	Tolerable
Glacis	Tolerable
Aluviones	Adecuado

Tabla 12 Clasificación de suelos según PG-3

Ya clasificados los suelos y obtenida la categoría de la explanada según la Norma 6.1. IC Secciones de firme, las posibles explanadas que se pueden realizar son las que se encuentran especificadas en la figura 21. La elección de esta explanada dependerá del paquete de firmes seleccionado el cual dependerá de la categoría de tráfico pesado que se prevea para el año de puesta en servicio de la carretera.

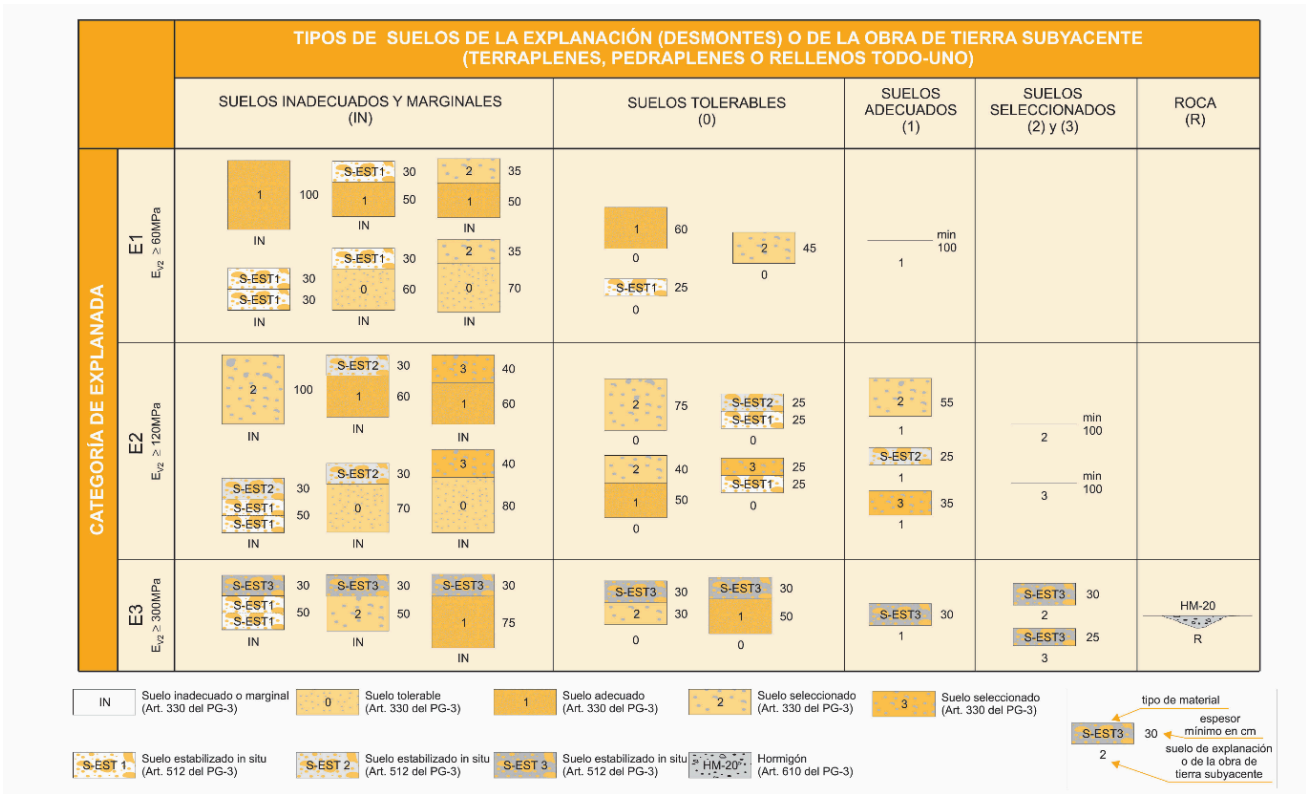


Fig. 21 Formación de la explanada

En el caso de las cimentaciones de las pilas 1 y 10 las cargas se transmiten a través de dos pilas por lo que se han sumado y trasladado las cargas al punto medio de las dos pilas. De este modo, se calcula una cimentación combinada para ambas pilas ya que dada la proximidad entre las pilas no es posible el cálculo de dos zapatas independientes que acabarían por solapar los bulbos de presiones dando lugar a un efecto mayor que el de la zapata combinada.

Para las cimentaciones de los arcos de esta estructura, el apoyo frontal y dorsal, al igual que en las pilas se han sumado y trasladado las cargas al punto medio de los dos apoyos. En este caso dado que se había preestablecido unas dimensiones de la cimentación, en el anejo de cálculo estructural, se ha comprobado que cumplían la condición de hundimiento, para ser modificadas en el caso de no cumplirse dicha condición.

Para acabar, en los estribos únicamente se ha comprobado que con las cargas recibidas y transmitidas por la zapata diseñada estas son soportados por el terreno.

Tras los cálculos realizados las dimensiones para cada una de las cimentaciones son los expresados en la tabla 14 que se adjunta a continuación.

Cimentación	B (m)	L (m)	Canto (m)
Pila 1	6	9	1,125
Pila 10	6	9	1,125
Apoyo dorsal	8,15	11,5	-
Apoyo frontal	7,89	11,5	-
Estribo 1	6	12	-
Estribo 2	6	12	-

Tabla 14 Alternativa2: Dimensiones zapatas

Cimentaciones superficiales sobre suelo

Para el cálculo de las tensiones admisibles en suelos, siguiendo las directrices de la se utiliza la fórmula de Brinch-Hansen, la cual se basa en la teoría de la plasticidad. Esta expresión a diferencia de la expresión usada en rocas nos proporciona la carga de hundimiento e introduce los efectos de la forma y la profundidad de la cimentación y la inclinación de las cargas que se transmiten a la cimentación.

$$q_h = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot B' \cdot \gamma^*$$

Para la aplicación de esta fórmula, el peso específico utilizado para el suelo dependerá de la profundidad del nivel freático con respecto al plano de cimentación por lo que para este estudio se tomará el valor que recomienda la GCOC.

Alternativa 1

Únicamente se tienen apoyos en suelo en la estructura diseñada en esta alternativa entre los PK 1+907 Y 2+138. Y, en este caso, el único tipo de suelo afectado corresponde a los aluviones. Dado el emplazamiento de los apoyos de esta estructura se estudiarán dos situaciones de carga distintas. dan dos distintos uno que se podría considerar como condiciones normales y otro extremo. La primera se da para un nivel supuesto de la lámina de agua del cauce de un metro, en el cual no se produce socavación alguna, se corresponde con las condiciones habituales de carga. Y el segundo se da para un nivel de la lámina de agua para la máxima avenida con periodo de retorno de 100 años y con la socavación máxima que es de 3,4 metros.

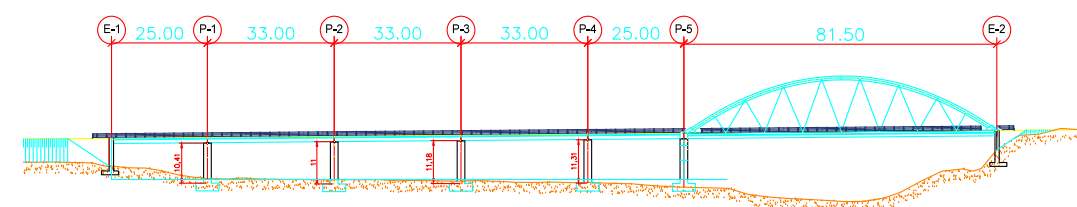


Fig. 23 Estructura alternativa 1

Debido a la posibilidad de que se produzca dicha socavación, el plano de cimentación se sitúa 5,9 metros por debajo de la superficie del terreno, en la cota 781,33 m.s.n.m de tal manera que sobre el plano de cimentación siempre quede como mínimo 2,5 metros de terreno.

En ambos casos, el plano de cimentación se encuentra por debajo del nivel freático por lo que el peso específico utilizado en la fórmula de Brinch-Hansen será el peso específico sumergido del suelo.

Dado que las cargas transmitidas proporcionadas por los encargados del cálculo de las estructuras son las obtenidas para la combinación de esfuerzos característica, el coeficiente de seguridad utilizado para la comprobación de hundimiento será 2,6 en condiciones habituales y 2,2 para la situación extrema que es el que establece la Guía de cimentaciones en obras de carretera.

Una vez establecidos todos los condicionantes ya nombrados, el resultado obtenido para cada una de las cimentaciones de las pilas del puente de la alternativa 1 son los que se expresan en la tabla 15.



Cimentación	B (m)	L (m)	Canto (m)
Pila 1	6,5	7	1,25
Pila 2	6	7	1,25
Pila 3	6	7	1,25
Pila 4	6	6,5	1,125
Pila 5	9	12	1,875
Estribo 1	6,5	13	2

Tabla 15 Alternativa 1: Dimensiones de las zapatas

4.4.2. Deslizamiento

La comprobación frente a deslizamiento solo será necesaria para las cimentaciones de la estructura de la alternativa 1 ya que en la alternativa 2 las cimentaciones se han diseñado empotradas en la roca tal como se ha comentado anteriormente.

En la solución de la alternativa 1 donde sí se comprueba el deslizamiento se seguirá el método propuesto por la GCOC. Este utiliza la siguiente expresión para establecer el coeficiente de seguridad que se da en cada caso.

$$F_d = \frac{V' \cdot tg(\varphi_c) + B' \cdot L' \cdot c_c + R}{H}$$

En esta expresión V' es la resultante de las fuerzas verticales y H la resultante de las fuerzas horizontales por lo que será en la dirección de esta última donde se compruebe si se da deslizamiento. En los casos estudiados R será 0 ya que no existe ningún otro esfuerzo que contribuya a evitar el deslizamiento. Finalmente, los otros dos términos $tg(\varphi_c)$ y c_c dependerán del terreno siendo el primero igual 0,462 y el segundo 0 por ser el suelo arena.

Al igual que en la comprobación de hundimiento, se estudiarán los dos mismos casos siendo los coeficientes de seguridad establecidos, 1,3 en el caso de condiciones normales y 1,1 para el caso extremo.

Establecidos dichos coeficientes de seguridad y realizados los cálculos pertinentes se ha comprobado que se cumplen las condiciones de seguridad exigidas.

4.4.3. Vuelco

Como en el caso anterior la comprobación de vuelco únicamente será necesario realizarla para los apoyos de la estructura de la alternativa 1. Este utiliza la siguiente expresión para establecer el coeficiente de seguridad que se da en cada caso.

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}}$$

En esta expresión se compran los momentos estabilizadores y los desestabilizadores, siendo los primeros los de sentido contrario a los transmitidos por la pila y los segundos los momentos del mismo signo que los transmitidos por la pila. Estos se comprueban en el punto más alejado de la pila, es decir, en el borde inferior de la zapata.

Tomando como sistema de referencia el mismo utilizado en el anejo de cálculo estructural de este proyecto, se ha comprobado que existen momentos que pueden ocasionar vuelco en dos de los ejes.

Al igual que en las dos comprobaciones anteriores se estudiarán los dos mismos casos siendo los coeficientes de seguridad establecidos, 1,8 en el caso de condiciones normales y 1,5 para el caso extremo. Establecidos dichos coeficientes de seguridad y realizados los cálculos pertinentes se ha comprobado que se cumplen las condiciones de seguridad exigidas.

4.4.4. Asientos

Asientos en roca

Los asientos que se puedan producir en los terrenos rocos no será necesario calcularlos dado que se cumplen las siguientes tres condiciones que se especifican en la Guía de cimentaciones de obras de carreteras.

- La comprobación de la seguridad frente al hundimiento se haya realizado por alguno de los procedimientos que se indican en 4.5.1, 4.5.2 ó 4.5.3. de la Guía de cimentaciones. (En este estudio se han calculado mediante el procedimiento indicado en el punto 4.5.1.).
- El área de apoyo de la cimentación sea inferior a 100 m^2 .
- Que no existan en profundidad suelos más blandos (de módulo de deformación menor) que los que controlan la capacidad portante, esto es, los comprendidos en una profundidad igual a $1,5 B^*$ bajo el plano de cimentación.

Asientos en suelos

El cálculo de los posibles asientos que se puedan producir en los distintos suelos sobre los que puede ir cimentada alguna de las estructuras se realiza mediante la teoría de la Elasticidad. Esta teoría proporciona soluciones de asientos en el semiespacio de Boussinesq y para áreas de la cimentación circulares, cuadradas y rectangulares, el asiento bajo el centro se obtiene mediante la siguiente expresión tomada de la GCOC:



$$s = \frac{V \cdot (1 - \nu^2)}{1,25 \cdot E \cdot \sqrt{B' \cdot L'}}$$

Estos asientos solo se deberán calcular únicamente en las pilas de la alternativa 1 y el estribo 1 de esta ya que son los únicos elementos que apoyan sobre suelo.

El criterio adoptado en este caso es el de asiento máximo de 35 mm y asiento diferencial entre pilas contiguas no mayor a 25 mm. Además, dado que el segundo estribo apoya sobre roca el asiento en este se considerará nulo.

Con unas primeras dimensiones establecidas para las bases de las cimentaciones, se han comprobado los asientos que se producían en cada una de ellas siendo estos demasiado elevados, por lo que se ha determinado que la mayor restricción para establecer las dimensiones de las zapatas eran los asientos. Conocido este último dato, se han dado unas nuevas dimensiones a las zapatas para cumplir con los asientos para proceder de nuevo a la comprobación de los requisitos de los puntos anteriores.

A pasear de lo mencionado en el anterior párrafo, la cimentación de la pila 5, dadas las grandes cargas que transmiten al terreno no cumple las restricciones por asientos. Para solucionar este problema caben dos posibilidades: cimentación indirecta mediante pilotes o emplear algún método de mejora del terreno.

La primera solución se ha descartado puesto que el coste de desplazamiento de maquinaria y ejecución de pilotaje de una sola pila es demasiado elevado por lo que se ha propuesto la ejecución de un cajón indio con sistema de mejora de terreno. Esta solución en este caso en particular, consiste en la sustitución de 3 metros del terreno natural por 3 metros de escollera recebada con hormigón en masa. Esta sustitución se realiza por debajo del plano de cimentación el cual se encuentra 5 metros bajo la superficie del terreno natural por lo que sería necesario una excavación de 8 metros de profundidad con sostenimiento del terreno mediante tablestacas para evitar la inundación de la excavación y el deslizamiento del talud.

Tras esta modificación y realizados los cálculos pertinentes, los resultados de los asientos totales y diferenciales son los que se expresan en la siguiente tabla.

Cimentación	Asiento máximo	Asiento diferencial elemento anterior	Asiento diferencial elemento posterior
Estribo 1	8,5	-	24,5
Pila 1	33mm	24,5	1mm
Pila 2	34mm	1mm	0mm
Pila 3	34mm	0mm	0mm
Pila 4	34mm	0mm	16,4mm

Pila 5	17,6mm	16,4mm	17,6mm
Estribo 2	0	17,6mm	-

Tabla 16 Estimación de asientos máximos y asientos diferenciales en los apoyos de las pilas.

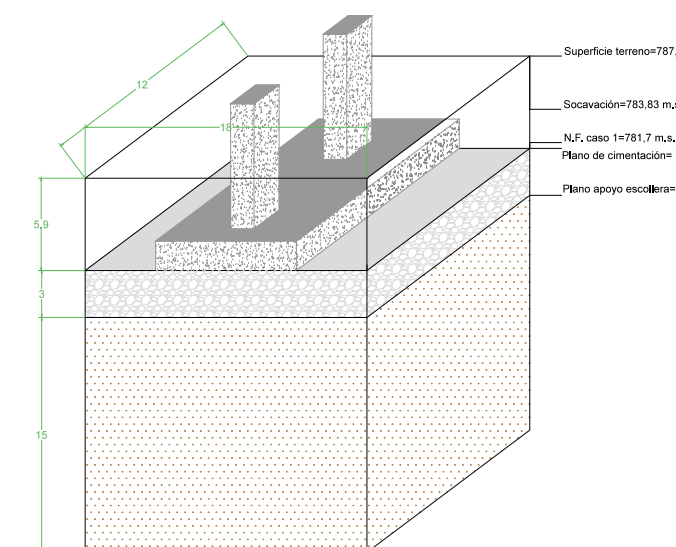


Fig. 24 Cimentación pila 5 y cotas de los planos de interés. (Fuente: Elaboración propia)

4.4.5. Estabilidad de las excavaciones

Para el estudio de la estabilidad de las excavaciones en talud, en primer lugar, se ha abordado la estabilidad global analizando la altura e inclinación del talud que produce la rotura del terreno. para lo que, se ha utilizado aplicación Slide v.7 de la casa comercial RockScience, con la licencia propiedad del Departamento de Ingeniería del terreno de la UPV.

En segundo lugar, para conocer los posibles desprendimientos con el objetivo de averiguar si es necesario establecer alguna medida de sostenimiento para retener el material desprendido, se ha utilizado el programa RocFall, v.5 de la misma casa comercial y cuya licencia también pertenece al DIT.

En lo que se refiere a la aplicación que permite estudiar la estabilidad global, este programa ofrece diversos métodos de cálculo, pero únicamente se han utilizado dos, el de Bishop simplificado y el de Janbu, para ambos se ofrece un resultado de los cuales se debería escoger el qué más del lado de la seguridad se queda, aunque ambos se exponen en este documento.

Los métodos utilizados son los llamados “métodos de equilibrio límite”, los que más se usan en la práctica para el cálculo de estabilidad de taludes. Estos métodos se basan en las leyes de la estática con el objetivo de obtener el estado de equilibrio de un volumen de terreno que puede ser inestable.

Tras la caracterización del terreno, la definición de la geometría de los taludes y ejecutado el programa, el resultado obtenido para los coeficientes de seguridad en los casos más extremos son los expuestos en la tabla 17. Además, para los casos de menor coeficiente de seguridad para los tres materiales sobre los que se ha estudiado la estabilidad de los taludes el contenido que el programa Slide proporciona como resultado las siguientes imágenes, donde se pueden ver los distintos planos de deslizamiento y el coeficiente de seguridad asignado a cada uno de ellos según la escala de colores que acompaña a cada imagen, siendo el plano remarcado el de menor coeficiente de seguridad.

Denominación	PK	Coeficiente de seguridad	
		Bishop Simplificado	Janbu Simplificado
Talud 1 Alt.1	2+564	26,980	28,496
Talud 2 Alt.1	2+924	14,576	15,605
Talud 3 Alt.1	3+644	4,786	4,969
Talud 4 Alt.1	3+744	4,463	4,781
Talud 5 Alt.1	4+224	26,631	27,964
Talud 1 Alt.2	1+984	19,402	20,747
Talud 2 Alt.2	3+744	14,244	16,003
Talud 1 tramo 3 restitución	Alt.1 9+772 Alt2. 9+448	1,821	1,938

Tabla 17 Coeficientes de seguridad frente a deslizamiento (Fuente: Programa Slide)

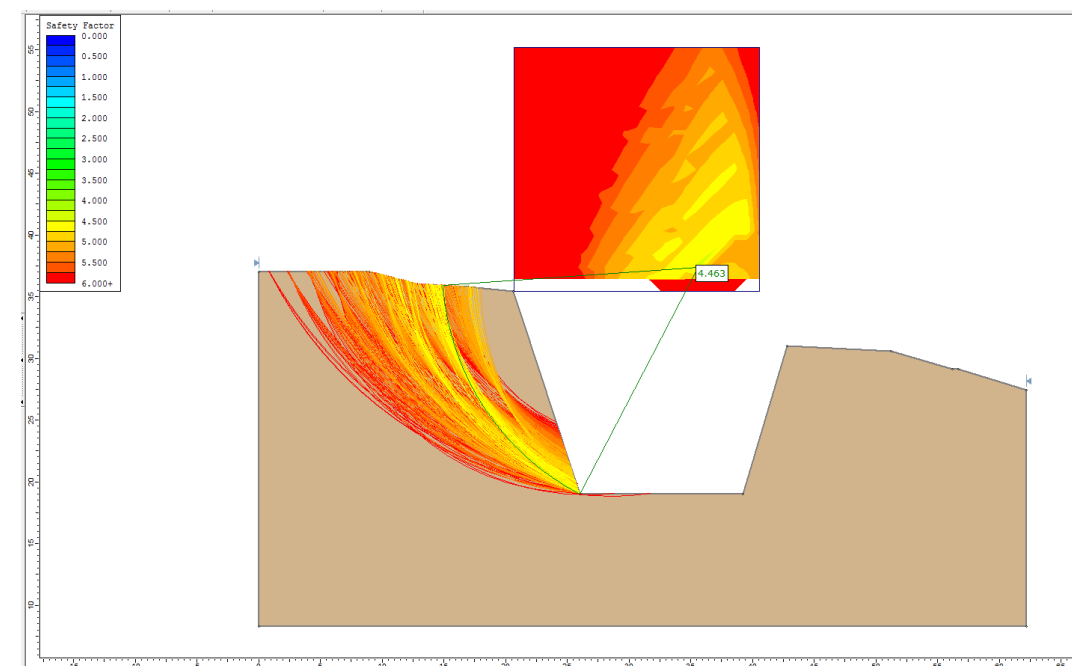


Fig. 25 Coeficiente de seguridad método Bishop Simplificado en arenisca (Fuente: Programa Slide)

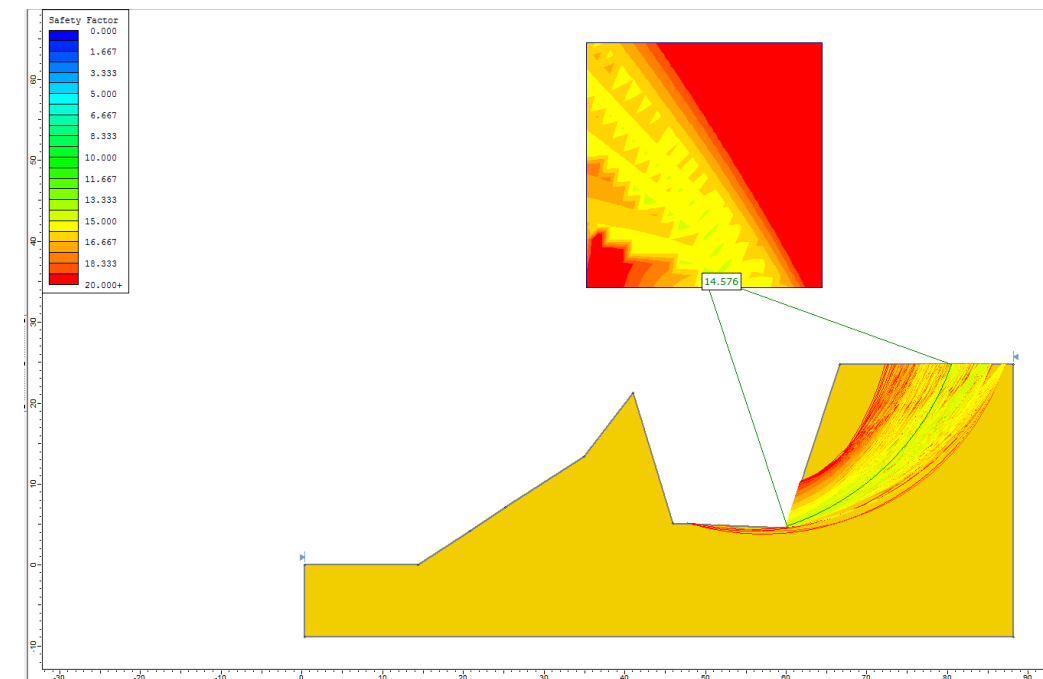


Fig. 26 Coeficiente de seguridad método Bishop Simplificado en caliza (Fuente: Programa Slide)

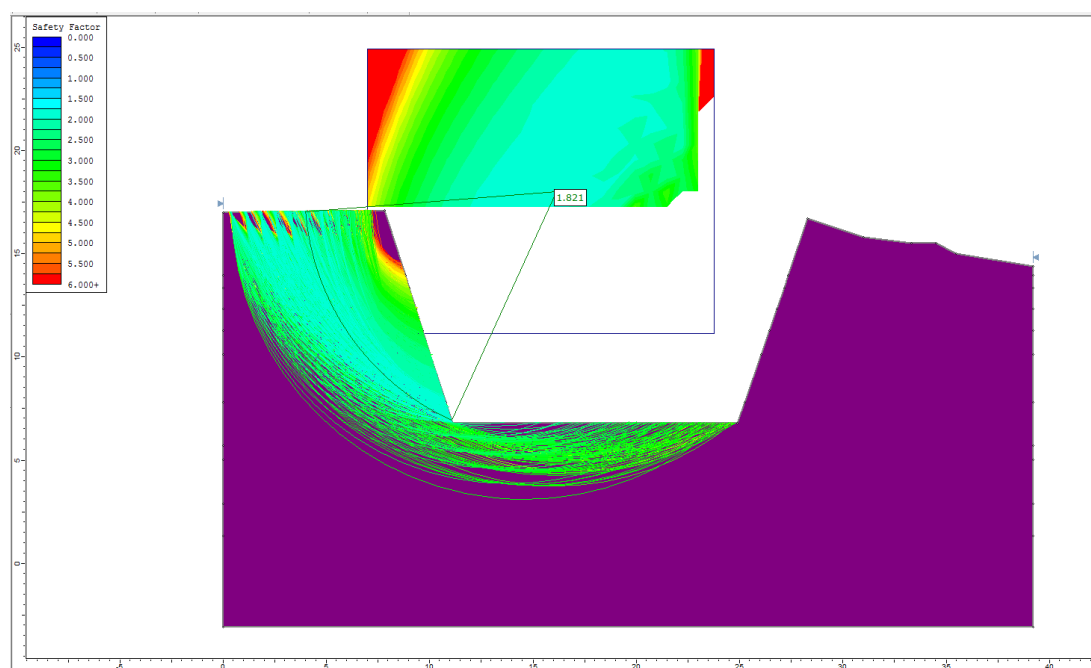


Fig. 27 Coeficiente de seguridad método Bishop Simplificado en caliza (Fuente: Programa Slide)

Tras el análisis de los distintos taludes se puede asegurar que se mantienen estables con la inclinación dada ,3/1 (Vertical/Horizontal) con coeficientes de seguridad frente a deslizamiento de ladera muy elevados, superiores al 1,5 que se establece como mínimo para taludes de nueva construcción. Por lo que no sería necesario tomar ninguna medida de sostenimiento adicional para evitar deslizamientos de ladera.

En lo referente a desprendimiento de bloques, para el cálculo de las trayectorias de los posibles desprendimientos se ha utilizado el programa Rocfall que se basa en los métodos de masas discretas. En este se han realizado diversas hipótesis en las que se ha variado la altura a la cual se produce el desprendimiento y las características del bloque desprendido las cuales dependen del material que se estudia, ya que según lo observado en la visita de campo el tamaño de los posibles bloques desprendidos varía.

Al igual que con el programa Slide, se ha definido la geometría de los taludes y las características del material, en este caso los coeficientes de restitución normal y tangencial y el ángulo de fricción. Seguidamente se han establecido el peso de los bloques desprendidos y la altura a partir de la cual se desprenden los bloques.

Definidos todos los parámetros anteriores se ha ejecutado el programa para las diversas hipótesis planteadas obteniendo como resultado las distintas trayectorias que se podían dar para cada bloque. De estas trayectorias se ha extraído la distancia máxima que se aleja un bloque del talud para dimensionar las cunetas o en el caso que corresponda tomar medidas para solucionar los problemas producidos por lo desprendimientos, y los valores obtenidos son los que se expresan en la siguiente tabla.

Talud	PK	Material	Distancia máxima (m)
2 alternativa 2	3+774	Caliza	1,1
1 restitución tramo 3	9+772 alt.1 / 9+448 alt.2	Conglomerado	6,3
4 alternativa 1	3+744	Arenisca	11,5

Tabla 18 Distancia máxima en horizontal recorrida por los bloques desprendidos

Con estos datos las medidas a tomar varían en función del talud. En el caso del talud 2 de la alternativa 2, PK 3+774, no sería necesario ningún tipo de sostenimiento ni tratamiento del material dado que, si se produce algún desprendimiento, el bloque quedará dentro de la cuneta.

En los otros dos taludes dado que la distancia recorrida por los bloques es muy elevada y estos invadirían la calzada sería necesario tomar una medida de protección para que no se produjesen los desprendimientos. Por ello y dado el tamaño de los bloques que se pueden desprender, principalmente bloques pequeños de entre 5 y 0,5 kilogramos, que son los que se pudieron ver durante la visita de campo, el método de sostenimiento de los bloques sería una malla metálica en ambos taludes y todos aquellos del mismo material y altura superior a 3 metros.

4.4.6. Excavabilidad y aprovechamiento de materiales

Excavabilidad del suelo

En el caso que se está estudiando se encuentran diversos tipos de suelo, pero dado que se tratan de materiales de naturaleza granular tienen una alta excavabilidad por lo que se podrían excavar mediante medios y maquinaria convencionales.

Excavabilidad de la roca

La excavabilidad en roca depende de diversos factores y existen diversas formas de clasificarla, pero dados los datos disponibles de las diversas rocas que se encuentran a lo largo del trazado se ha elegido el método de Franklin y la clasificación en función de la velocidad de las ondas P a través de la roca, obtenida en los ensayos de laboratorio realizados por el autor de este documento.

El primer método, clasifica la excavabilidad en función del espaciado entre las discontinuidades del macizo rocoso y de la resistencia a compresión simple de la roca o bien del índice de carga puntual, pero dado que se carece de este último, en este estudio se realizará en función de la resistencia a compresión simple.

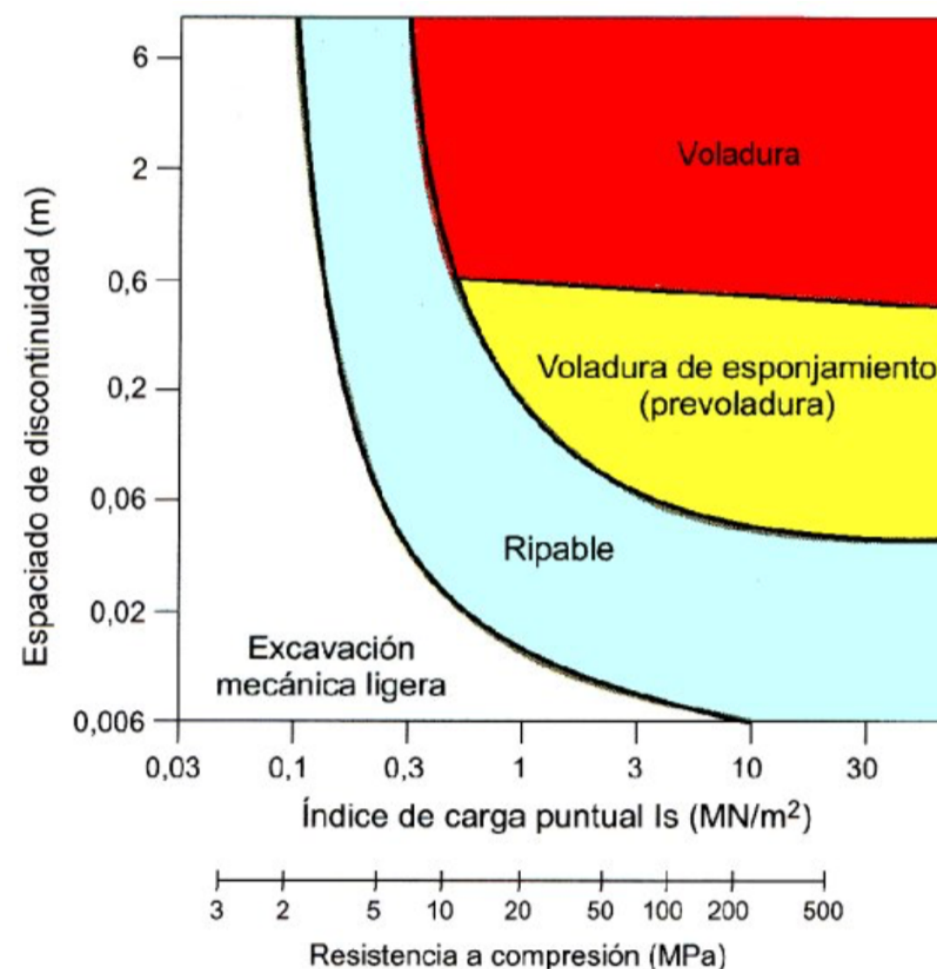


Fig. 28 Clasificación de rocas para su excavabilidad (Franklin 1974). (Fuente: Ingeniería Geológica de los autores: Luis I. González de Vallejo, Mercedes Ferrer, Luis Ortuño y Carlos Oteo)

La clasificación de los cuatro materiales de roca en función de la excavabilidad según la figura 19 en la que se representa el método de Franklin sería la que contiene la siguiente tabla.

Terreno	Resistencia a compresión (MPa)	Espaciado de discontinuidades (m)	Clasificación
Caliza	62,25	1,5	Voladura
Conglomerado	19,375	3	Voladura
Arenisca	13,05	>6	Voladura

Tabla 19 Procedimientos de excavabilidad en roca por el método de Franklin

La clasificación mediante la velocidad de las ondas P depende del tipo de maquinaria y fabricante de la misma. En este caso se ha realizado una clasificación como ejemplo para el caso de una D10R de Caterpillar, que sería una máquina de potencia media del catálogo proporcionado por el fabricante. No obstante, en el caso de realizarse la obra sería necesario conocer la maquinaria de la que se dispone para realizar los trabajos y realizar la clasificación en función de esta.

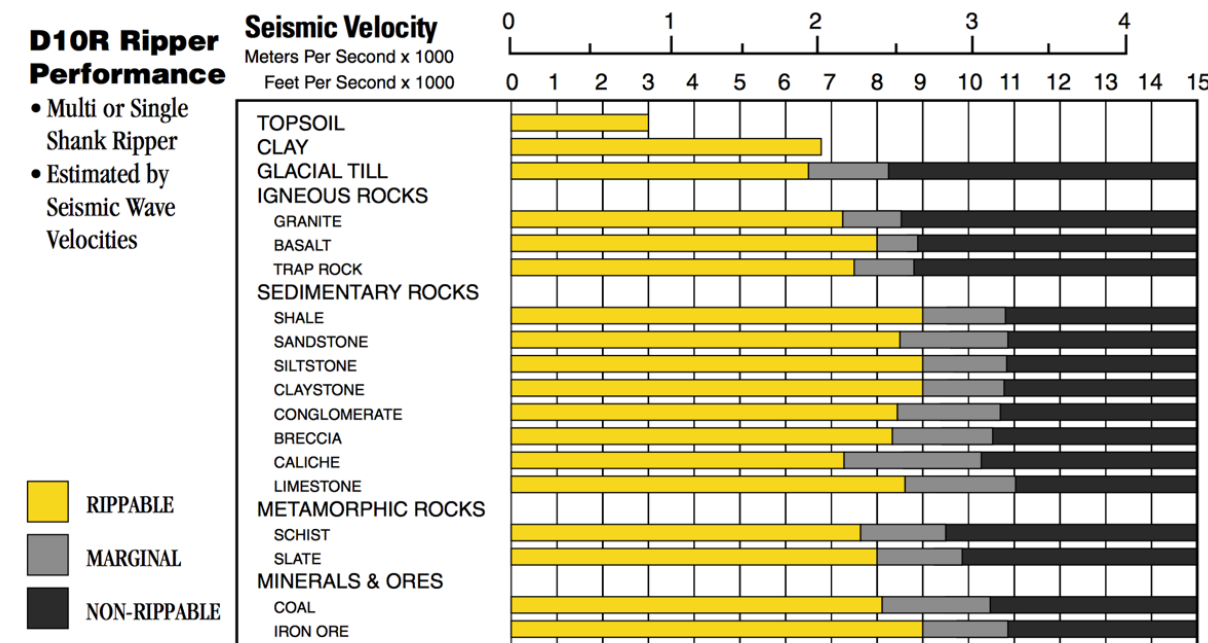


Fig. 29 Clasificación del terreno rocoso en función de la excavabilidad basándose en la velocidad de ondas P. (Fuente: Handbook of ripping, Caterpillar)

Terreno	Velocidad ondas p (m/s)	Clasificación
Caliza	5949	No ripable
Conglomerado	3871	No ripable
Arenisca	No se dispone de este dato	-

Tabla 20 Procedimientos de excavabilidad en según la velocidad de las ondas P.

De la comparación de ambos métodos se puede extraer que, tanto para la excavación en la caliza como en los conglomerados, son necesarios procedimientos de excavación no convencionales como la voladura o en caso de ser un pequeño desmonte una retroexcavadora con martillo hidráulico. Pero como se ha dicho antes los métodos empleados dependerán de los medios disponibles para la ejecución de la obra.



Aprovechamiento de los materiales

El aprovechamiento de los materiales extraídos durante la excavación de los desmontes no es aprovechable, debido a que en su mayor parte se trata de rocas, las cuales necesitarían un procesamiento para poder ser usadas, y en el caso de los suelos, la cantidad de material que se pueda extraer es muy pequeña por lo que tampoco se podría aprovechar para la ejecución de los terraplenes. Por lo tanto, los materiales extraídos deberían ser trasladados al vertedero autorizado que se especifique en el proyecto.

5. RESUMEN Y CONCLUSIONES

Este trabajo ha consistido en estudiar la geología y la geotecnia de la zona afectada por el trazado del tramo de la carretera la A-1515 estudiado que se quiere mejorar mediante una restitución del trazado actual y la propuesta de dos alternativas en uno de los tramos.

La metodología de trabajo empleada ha consistido en:

- Exhaustivo trabajo de gabinete en el que se ha realizado una recopilación y un análisis de la información geológica y geotécnica disponible.
- Obtención de la información geológica de fuentes de internet con la que se ha procedido a realizar la planificación de la visita de campo.
- Visita de campo con objeto de completar la información anterior y tomar muestras de los materiales más relevantes para ensayar en laboratorio.
- Realización en laboratorio de ensayos básicos sobre las muestras recogidas en la fase de trabajo de campo.
- Por último, se ha procedido a redactar este documento. Con el análisis de los datos recabados se ha pretendido encontrar las soluciones desde el punto de vista geotécnico a las situaciones que requiriesen un tratamiento del terreno.

En el estudio geológico se han determinado los materiales sobre los que apoyan las diversas alternativas del nuevo trazado de la carretera.

Básicamente los materiales afectados por el actual trazado y las alternativas contempladas son:

Caliza: roca de gran resistencia con discontinuidades separadas entre 1 y 1,5 metros la cual permite taludes prácticamente verticales presente en ambas alternativas, discurriendo prácticamente la totalidad de la alternativa 2 por este material.

Areniscas: roca de una resistencia menor a la caliza con discontinuidades no visibles a simple vista. Permite taludes prácticamente verticales y solo afecta a un pequeño tramo de la alternativa 1.

Alternancia de Conglomerados y arcillas: se da una alternancia de estratos horizontales de esta roca y este suelo a lo largo de una gran parte del trazado de la alternativa 1 en la restitución del tramo 3.

Aluviones: suelo de muy baja resistencia en el cual los asentamientos producidos son de gran importancia. Solo se da en la alternativa 1 y sobre él apoya la estructura y un pequeño tramo del trazado.

Glacis: suelo muy similar a los aluviones de muy baja resistencia sobre el que únicamente apoyan algunas de las pequeñas modificaciones de la restitución del tramo 3.

Marga: es una roca meteorizada que se considera suelo y de muy baja calidad sobre la que apoya algunas pequeñas modificaciones de la restitución del tramo 3.



Estos materiales se han caracterizado mediante los ensayos de laboratorio pertinentes y recursos bibliográficos para completar la información que no se ha podido recabar en los ensayos. Junto a estos datos, se han estudiado los riesgos geológicos de la zona obteniendo que solo una zona se ve afectada por posibles inundaciones y que el riesgo de sismos es reducido.

Se han elaborado perfiles sectorizados del trazado con los problemas de índole geotécnica que pueden darse en ellos y la localización del punto kilométrico de mayor riesgo.

Los casos concretos analizados son:

ALTERNATIVA 1

Estructura entre PK 1+907 y PK 2+138: se ha resuelto la cimentación de los apoyos mediante cimentación directa en roca. Se ha realizado la comprobación de capacidad portante y se ha verificado que cumple.

Estabilidad de taludes de excavación: se ha previsto taludes con inclinación 1H/3V y se han comprobado los taludes de mayor riesgo correspondientes a los localizados en los PK+2564, PK 2+924, PK 3+644, PK 3+744 y PK 4+224. La altura máxima es de 18 m y, en todos los casos se verifica la estabilidad

Estabilidad frente a desprendimientos: se ha comprobado en el talud de mayor riesgo correspondiente al PK 3+744 formado por arenisca y de altura máxima 16,4 m. Al comprobarse varias alturas de desprendimiento se verifica que los desprendimientos afectarán a la calzada en todos aquellos taludes de este material de altura superior a 3 metros en los cuales habrá que colocar una malla metálica.

ALTERNATIVA 2

Estructura entre PK 1+907 Y 2+138: se ha resuelto la cimentación de los apoyos mediante cimentación directa.

Para el apoyo sobre roca. Se ha realizado la comprobación de capacidad portante y se ha verificado que cumple.

Para el apoyo sobre suelos. Se ha realizado la comprobación de hundimiento, deslizamiento, vuelco y asientos máximos de las pilas más relevantes y en todos los casos cumple las exigencias de la GCOC. Es de destacar la cimentación de la pila 5 donde se ha resuelto cajón indio con sistema de mejora de terreno. Esta solución en este caso en particular, consiste en la sustitución de 3 metros del terreno natural por 3 metros de escollera recebada con hormigón en masa por debajo del plano de cimentación

Estabilidad de taludes de excavación: se ha previsto taludes con inclinación 1H/3V se han comprobado los taludes de mayor riesgo correspondientes a los PK 3+744. La altura máxima es de 20,2 m y, en todos los casos se verifica la estabilidad

Estabilidad frente a desprendimientos: se ha comprobado en talud de mayor riesgo correspondientes a los PK 3+744 formado por caliza y de altura máxima 20,2 m y, en

todos los casos se verifica que los desprendimientos no afectarán a la calzada por lo que no será necesario tomar ninguna medida de sostenimiento.

RESTITUCIÓN TRAMO 3

En este tramo se genera un talud en el PK 9+772 de la alternativa 1 de 10,3 metros de altura que está formado por una alternancia de estratos verticales de arcillas y conglomerados y dado el riesgo de que los desprendimientos invadan la calzada se propone el uso de una malla para evitarlos.

Con respecto al aprovechamiento de los materiales y a su excavabilidad, se ha podido determinar que estos se deberán ser trasladados a vertedero, ya que no es posible su uso en la construcción de los terraplenes, y que para ser excavados será necesario el uso de explosivos o de maquinaria con gran potencia en el caso de las zonas excavadas en roca caliza y conglomerados.

Valencia 8 de junio de 2017

Fdo: Ignacio Rubio Villalba



APENDICES

0-Trazados..... 38

1-Clasificación de suelos según PG-3..... 39

2-Cálculo cimentaciones directa sobre roca 41

3-Cimentaciones directas sobre suelo..... 47

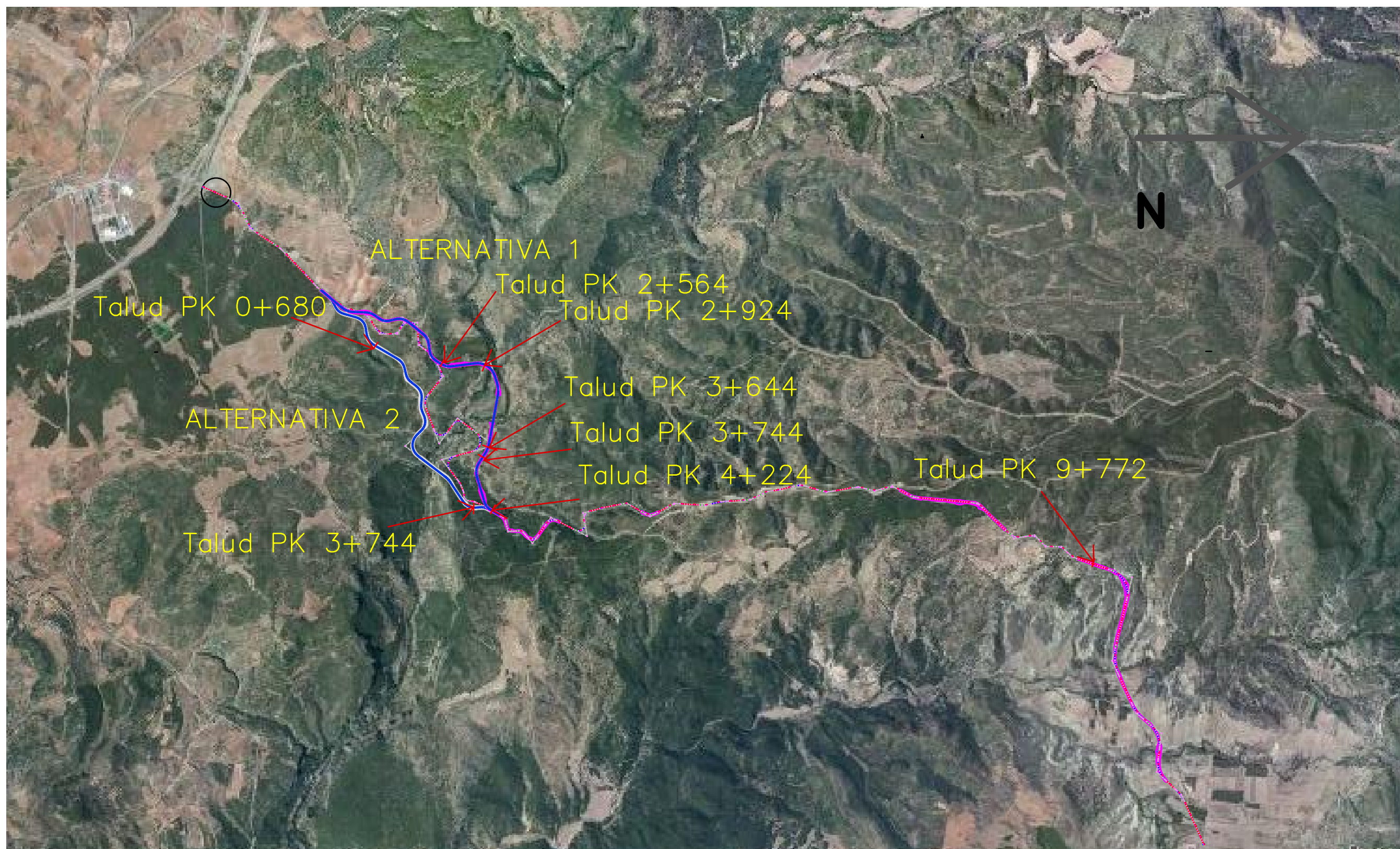
4-Cálculo estabilidad de taludes. 58

5-Estabilidad frente a desprendimientos 66

6-Ensayos de laboratorio 68



0-Trazados





1-Clasificación de suelos según PG-3

En este apéndice se clasifican los suelos naturales detectados a lo largo de la traza según los requisitos exigidos por el PG-3. A saber:

Suelos seleccionados

Se considerarán como tales aquellos que cumplen las siguientes condiciones:

- Contenido en materia orgánica inferior al cero con dos por ciento ($MO < 0,2\%$), según UNE 103204.
- Contenido en sales solubles en agua, incluido el yeso, inferior al cero con dos por ciento ($SS < 0,2\%$), según NLT 114.
- Tamaño máximo no superior a cien milímetros ($D_{max} \leq 100 \text{ mm}$).
- Cernido por el tamiz 0,40 UNE menor o igual que el quince por ciento ($\# 0,40 < 15\%$) o que en caso contrario cumpla todas y cada una de las condiciones siguientes:
- Cernido por el tamiz 2 UNE, menor del ochenta por ciento ($\# 2 < 80\%$).
- Cernido por el tamiz 0,40 UNE, menor del setenta y cinco por ciento ($\# 0,40 < 75\%$).
- Cernido por el tamiz 0,080 UNE inferior al veinticinco por ciento ($\# 0,080 < 25\%$).
- Límite líquido menor de treinta ($LL < 30$), según UNE 103103.
- Índice de plasticidad menor de diez ($IP < 10$), según UNE 103103 y UNE 103104.

Suelos adecuados

Se considerarán como tales los que no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados cumplan las condiciones siguientes:

- Contenido en materia orgánica inferior al uno por ciento ($MO < 1\%$), según UNE 103204.
- Contenido en sales solubles, incluido el yeso, inferior al cero con dos por ciento ($SS < 0,2\%$), según NLT 114.
- Tamaño máximo no superior a los cien milímetros ($D \leq 100 \text{ mm}$).
- Cernido por el tamiz 2 UNE, menor del ochenta por ciento ($\# 2 < 80\%$).
- Cernido por el tamiz 0,080 UNE inferior al treinta y cinco por ciento ($\# 0,080 < 35\%$).
- Límite líquido inferior a cuarenta ($LL < 40$), según UNE 103103.

- Si el líquido es superior a treinta ($LL > 30$) el índice de plasticidad será superior a cuatro ($IP > 4$), según UNE 103103 y UNE 103104.

Suelos Tolerables

Se considerarán como tales los que no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados ni adecuados, cumplen las condiciones siguientes:

- Contenido en materia orgánica inferior al dos por ciento ($MO < 2\%$), según UNE 103204.
- Contenido en yeso inferior al cinco por ciento ($\text{yeso} < 5\%$), según NLT 115.
- Contenido en otras sales solubles distintas del yeso inferior al uno por ciento ($SS < 1\%$), según NLT 114.
- Límite líquido inferior a sesenta y cinco ($LL < 65$), según UNE 103103.
- Si el límite líquido es superior a cuarenta ($LL > 40$) el índice de plasticidad será mayor del setenta y tres por ciento del valor que resulta de restar veinte al límite líquido ($IP > 0,73 (LL-20)$).
- Asiento en ensayo de colapso inferior al uno por ciento (1%), según NLT 254, para muestra remoldeada según el ensayo Próctor normal UNE 103500, y presión de ensayo de dos décimas de megapascal ($0,2 \text{ MPa}$).
- Hinchamiento libre según UNE 103601 inferior al tres por ciento (3%), para muestra remoldeada según el ensayo Próctor normal UNE 103500.

Suelos marginales

Se considerarán como tales los que no pudiendo ser clasificados como suelos seleccionados, ni adecuados, ni tampoco como suelos tolerables, por el incumplimiento de alguna de las condiciones indicadas para éstos, cumplan las siguientes condiciones:

- Contenido en materia orgánica inferior al cinco por ciento ($MO < 5\%$), según UNE 103204.
- Hinchamiento libre según UNE 103601 inferior al cinco por ciento (5%), para muestra remoldeada según el ensayo Próctor normal UNE 103500.
- Si el límite líquido es superior a noventa ($LL > 90$) el índice de plasticidad será inferior al setenta y tres por ciento del valor que resulta de restar veinte al límite líquido ($IP < 0,73 (LL-20)$).

Suelos inadecuados

Se considerarán suelos inadecuados:

- Los que no se puedan incluir en las categorías anteriores.
- Las turbas y otros suelos que contengan materiales perecederos u orgánicos tales como tocones, ramas, etc.



- Los que puedan resultar insalubres para las actividades que sobre los mismos se desarrollen.

Según estas indicaciones y en base a los resultados de los ensayos de laboratorio realizados y de otros datos deducidos de la información recopilada se llega a la conclusión que la clasificación de los distintos suelos que se encontrarán a lo largo de la traza son:

ALUVIONES PK 3+000 a 3+400 ALTERNATIVA 1		
Parámetros	Valores del material	Valores límite
MO	0,05%	<1%
SS	0,015%	<0,2%
D _{max}	90 mm	≤100mm
% pasa por # 2mm	60%	<80%
% pasa por # 0,08 mm	30%	<35%
Límite líquido	35%	<40%
Índice de plasticidad	14,5	>4
Suelo Adecuado		

ARCILLAS PK 4+396 a 9+902 ALTERNATIVA 1		
Parámetros	Valores del material	Valores límite
MO	0%	<1%
SS	0%	<0,2%
Límite líquido	38%	<65%
Asiento en colapso	0,8%	<1%
Hinchamiento	0,4%	<3%
Suelo Tolerable		

GLACIS PK 10+946 a 12+426 ALTERNATIVA 1		
Parámetros	Valores del material	Valores límite
MO	0,06%	<1%
SS	0,01%	<0,2%
Límite líquido	37%	<65%
Asiento en colapso	0,6%	<1%
Hinchamiento	1%	<3%
Suelo Tolerable		

La **Marga** encontrada entre los PK 9+902 a 10+946 al no cumplir las condiciones que se exigen a los suelos seleccionados, adecuados y tolerables, pero tener un contenido en materia orgánica inferior al 5% y un hinchamiento libre inferior al 5% se considera un suelo marginal.

2-Cálculo cimentaciones directa sobre roca

Para el cálculo de las tensiones admisibles de las distintas rocas que se dan a lo largo del trazado de la carretera, se ha utilizado la siguiente expresión:

$$P_{v adm} = p_0 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\frac{q_u}{p_0}}$$

Donde:

$P_{v adm}$ = Presión admisible.

p_0 = Presión de referencia. Deberá tomarse un valor de 1 MPa

q_u = Resistencia a compresión simple de la roca sana.

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ = Parámetros adimensionales que dependen del tipo de roca, de su grado de alteración y del espaciamiento de las litoclasas.

Esta expresión es válida dado que el terreno sobre el plano de cimentación a una profundidad de $1,5 \cdot B$, se considera homogéneo con los datos de los que se dispone obtenidos del estudio geológico y la visita de campo.

Influencia del tipo de roca, α_1

Este parámetro indica la tendencia de la roca en función del material a contener en su interior planos de debilidad no detectados en otros ensayos realizados.

Para su obtención se puede hacer de dos formas, mediante el ensayo a tracción simple del material para obtener la relación entre la resistencia a compresión y la resistencia a tracción a través de la siguiente expresión:

$$\alpha_1 = \sqrt{\frac{10 \cdot q_t}{q_u}}$$

Donde:

q_t = Resistencia a tracción simple.

q_u = Resistencia a compresión simple.

O mediante la tabla siguiente donde se especifica el valor de α_1 en función del tipo de material. Este segundo método, será el empleado en este estudio dada la falta de recursos para realizar los ensayos de resistencia a tracción de los diversos materiales.

GRUPO N.º	NOMBRE GENÉRICO	EJEMPLOS	α_1
1	Rocas carbonatadas con estructura bien desarrollada	- Calizas, dolomías y mármoles puros - Calcarenitias de baja porosidad	1,0
2	Rocas ígneas y rocas metamórficas (*)	- Granitos, cuarcitas - Andesitas, riolitas - Pizarras, esquistos y gneises (esquistosidad subhorizontal)	0,8
3	Rocas sedimentarias (**) y algunas metamórficas	- Calizas margosas, argilitas, limolitas, areniscas y conglomerados - Pizarras y esquistos (esquistosidad verticalizada) - Yesos	0,6
4	Rocas poco soldadas	- Areniscas, limolitas y conglomerados poco cementados - Margas	0,4

Tabla 21 Valores de α_1 . (Fuente: Guía de cimentaciones en obra de carretera)

En el caso de este estudio todos los materiales se encuentran recogidos en la tabla anterior, pero si no fuese así sería necesario consultar la Guía de cimentaciones de carreteras para conocer las excepciones.

Influencia del grado de meteorización, α_2

Este parámetro indica el grado de alteración que sufre el material sobre el que se va a cimentar siendo necesario tomar el mayor grado de alteración que se dé hasta alcanzar una profundidad de $1,5B$ por debajo del plano de cimentación.

Los valores para este parámetro según el grado de meteorización especificados en la Guía de cimentaciones en obra de carretera son los siguientes:

- Grado de meteorización I (Roca sana o fresca): $\alpha_2=1$
- Grado de meteorización II (Roca ligeramente meteorizada): $\alpha_2=0,7$
- Grado de meteorización III (Roca moderadamente meteorizada): $\alpha_2=0,6$
- Cuando el grado de meteorización sea igual o superior al IV, deberá estarse a lo especificado al respecto en el epígrafe 4.5.3 de la citada guía (cálculo como en suelos).

Influencia del espaciamiento entre litoclasas, α_3

Este parámetro se basa en el valor del RQD y en el censo de litoclasas que se aprecien en los afloramientos de este material en la superficie. Al igual que el anterior parámetro estos valores se deben tomar para el volumen que se encuentre a una profundidad de 1,5B por debajo del plano de cimentación.

La obtención de este parámetro atendiendo a lo especificado en la Guía de cimentaciones de obra de carretera se realizará mediante la siguiente expresión:

$$\alpha_3 = \min(\alpha_{3a}, \alpha_{3b}) \quad \alpha_{3a} = \sqrt{\frac{s}{1m}} \quad \alpha_{3b} = \sqrt{\frac{RQD(\%)}{100}}$$

Donde:

s = Espaciamiento entre las litoclasas expresado en m. Se utilizará el correspondiente a la familia de diaclasas que conduzca a un valor menor.

1m = Valor que se utiliza para hacer adimensional la expresión correspondiente.

RQD = Valor del parámetro «Rock Quality Designation», expresado en tanto por ciento.

Tensiones admisibles

Conocido el significado de los parámetros y las características geomecánicas de las distintas rocas ya se está en disposición de calcular la tensión admisible de estas según las especificaciones de la nombrada normativa.

CALIZAS.

Material compacto que presenta discontinuidades separadas entre 1 y 1,5 metros por lo que se pudo apreciar a simple vista.

$\alpha_1 \Rightarrow$ Al tratarse de una roca caliza el valor de este parámetro según la tabla 21 es **1**.

$\alpha_2 \Rightarrow$ El grado de meteorización de esta roca es 1 al no evidenciarse ninguna alteración grave tras la extracción de los testigos y solo observarse alteración en las superficies expuestas a la acción del ambiente externo. Es por esto que el valor del parámetro es **1**.

$\alpha_3 \Rightarrow$ Dado que el RQD de esta roca es 100% y que no se tiene información con respecto a las litoclasas, este parámetro es **1**.

Con estos valores y siguiendo lo expuesto en la guía, la tensión admisible será:

$$P_{v adm} = p_0 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\frac{q_u}{p_0}} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \sqrt{\frac{62,25}{1}} = 7,89 \text{ MPa}$$

ARENISCAS.

Material compacto que no presenta apenas discontinuidades a simple vista.

$\alpha_1 \Rightarrow$ Al tratarse de una arenisca el valor de este parámetro según la tabla 21 puede ser 0,4 o 0,6 en función del grado de cementación de la roca. En este caso se tomará un valor intermedio, por lo que el parámetro es **0,5**.

$\alpha_2 \Rightarrow$ El grado de meteorización de esta roca es 1 ya que en la muestra ensaya se pudo observar que el interior de esta no estaba alterado y solo en la superficie expuesta a las condiciones externas se daba alguna muestra de alteración. Es por esto que el valor del parámetro es **1**.

$\alpha_3 \Rightarrow$ Dado que el RQD de esta roca es 100% y que no se tiene información con respecto a las litoclasas, este parámetro es **1**.

Con estos valores y siguiendo lo expuesto en la guía, la tensión admisible será:

$$P_{v adm} = p_0 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\frac{q_u}{p_0}} = 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \sqrt{\frac{13,05}{1}} = 1,81 \text{ MPa}$$

CONGLOMERADO.

Material con una matriz y cantos que dan lugar a un material poco uniforme pero compacto dada la ausencia de oquedades entre bolos y matriz. A simple vista parece presentar discontinuidades.

$\alpha_1 \Rightarrow$ Al tratarse de un conglomerado el valor de este parámetro según la tabla 21 puede ser 0,4 o 0,6 en función del grado de cementación de la roca. En este caso se tomará un valor intermedio, por lo que el parámetro es **0,5**.

$\alpha_2 \Rightarrow$ El grado de meteorización de esta roca es 1 ya que en la muestra ensaya se pudo observar que el interior de esta no estaba alterado y solo en la superficie expuesta a las condiciones externas se daba alguna muestra de alteración. Es por esto que el valor del parámetro es **1**.

$\alpha_3 \Rightarrow$ Dado que el RQD de esta roca es 100% y que no se tiene información con respecto a las litoclasas, este parámetro es **1**.

Con estos valores y siguiendo lo expuesto en la guía, la tensión admisible será:

$$P_{v adm} = p_0 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\frac{q_u}{p_0}} = 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \sqrt{\frac{19,375}{1}} = 2,2 \text{ MPa}$$

Conocida la capacidad portante de las distintas rocas, a continuación, se determinará si las dimensiones previstas verifican la condición geotécnica de hundimiento en los apoyos de las estructuras diseñadas.

**ESTRUCTURA ALTERNATIVA 2**

Todos los apoyos se producen sobre roca caliza, por tanto, la capacidad portante de está limitará la máxima tensión admisible.

Pilas 1A y 1B

Las cargas expresadas en la siguiente tabla son las transmitidas al terreno de forma individual por cada una de las pilas.

Cargas A		Cargas B	
V	-5080,96 KN	V	-3852,99 KN
H ₁	1641,4 KN	H ₁	1659,37 KN
H ₂	323,34 KN	H ₂	-316,54 KN
M ₂	15098,62 KNm	M ₂	15211,84 KNm
M ₁	-2562,62 KNm	M ₁	2505,19 KNm

Las cargas que se transmiten por ambas pilas se suman y se traslada al punto medio entre las dos pilas dando como resultado unas cargas totales iguales a las expresadas en la siguiente tabla.

Cargas totales	
V	-8933,95 KN
H ₁	330,77 KN
H ₂	6,8 KN
M ₂	30310,46 KNm
M ₁	-2820,36 KNm

Dado que la zapata va a ir empotrada solo será necesario comprobar que la superficie de la zapata es suficiente para transmitir las cargas al terreno sin que se supere la tensión admisible de este. Para ello se proponen las dimensiones de la zapata siguientes:

$$B=6 \text{ m}$$

$$L=9 \text{ m}$$

Como condición de buena práctica que asegure la rigidez de la estructura, estas deben cumplir la siguiente relación:

$$\frac{L}{B} = \frac{9}{6} = 1,5 \leq 1,5$$

Con estas medidas, se comprueba que se cumple la condición de hundimiento

$$p_v = \frac{V}{B \cdot L} \leq P_{v adm}$$

$$\frac{8933,95}{9 \cdot 6} = 165,44 \text{ KN/m}^2 \leq 7890 \text{ KN/m}^2$$

Una vez comprobado que cumple la condición de hundimiento, se determina el canto de la zapata el cual es función del vuelo máximo que en este caso es de 2,25 metros, por lo que el canto será igual a:

$$v_{max} \leq 2h \rightarrow 2,25 \leq 2h$$

$$h = \frac{2,25}{2} = 1,125 \text{ m}$$

Pilas 10A y 10B

Las cargas expresadas en la siguiente tabla son las transmitidas al terreno de forma individual por cada una de las pilas.

Cargas A		Cargas B	
V	-4854,32 KN	V	-3793,93 KN
H ₁	-1307,45 KN	H ₁	-1584,94 KN
H ₂	324,32 KN	H ₂	-353,91 KN
M ₂	-15266,55 KNm	M ₂	-13081,85 KNm
M ₁	2883,31 KNm	M ₁	2967,24 KNm

Las cargas que se transmiten por ambas pilas se suman y se traslada al punto medio entre las dos pilas dando como resultado unas cargas totales iguales a las expresadas en la siguiente tabla.



Cargas totales	
V	-8648,25 KN
H ₁	-2892,39 KN
H ₂	-29,59 KN
M ₂	-28348,4 KNm
M ₁	3464,67 KNm

Dado que la zapata va a ir empotrada solo será necesario comprobar que la superficie de la zapata es suficiente para transmitir las cargas al terreno sin que se supere la tensión admisible de este. Para ello se proponen las dimensiones de la zapata siguientes:

$$B=6 \text{ m} \quad L=9 \text{ m}$$

Como condición de buena práctica que asegure la rigidez de la estructura, estas deben cumplir la siguiente relación:

$$\frac{L}{B} = \frac{9}{6} = 1,5 \leq 1,5$$

Con estas medidas, se comprueba que se cumple la condición de hundimiento

$$p_v = \frac{V}{B \cdot L} \leq P_{v \text{ adm}}$$

$$\frac{8933,95}{9 \cdot 6} = 165,44 \text{ KN/m}^2 \leq 7890 \text{ KN/m}^2$$

Una vez comprobado que cumple la condición de hundimiento, se determina el canto de la zapata el cual es función del vuelo máximo que en este caso es de 2,25 metros, por lo que el canto será igual a:

$$v_{\max} \leq 2h \rightarrow 2,25 \leq 2h$$

$$h = \frac{2,25}{2} = 1,125 \text{ m}$$

Apoyo dorsal A y B

Las cargas expresadas en la siguiente tabla son las transmitidas al terreno de forma individual por cada una de las pilas.

Cargas A		Cargas B	
V	-22261,64 KN	V	-20474,21 KN
H ₁	-15756,71 KN	H ₁	-14594,38 KN
H ₂	510,61 KN	H ₂	-506,41 KN
M ₂	-7700,71 KNm	M ₂	7643,28 KNm
M ₁	0 KNm	M ₁	0 KNm

Las cargas que se transmiten por ambas pilas se suman y se traslada al punto medio entre las dos pilas dando como resultado unas cargas totales iguales a las expresadas en la siguiente tabla.

Cargas totales	
V	-42735,85 KN
H ₁	-30351,09 KN
H ₂	4,2 KN
M ₂	-57,43 KNm
M ₁	-4021,72 KNm

Dado que en este caso las dimensiones vienen dadas por los miembros encargados del diseño y cálculo de las estructuras, se procede a comprobar que estas dimensiones propuestas cumplen los requisitos de rigidez y que la superficie de la zapata es suficiente para transmitir las cargas al terreno sin que se supere la tensión admisible de este

Dimensiones de la cimentación:

$$B= 8,15 \text{ m} \quad L= 11,5 \text{ m}$$

Como condición de buena práctica que asegure la rigidez de la estructura, estas deben cumplir la siguiente relación:

$$\frac{L}{B} = \frac{11,5}{8,15} = 1,41 \leq 1,5$$



Una comprobada la rigidez, se comprueba que las tensiones transmitidas al terreno son menores que la tensión admisible del terreno.

$$\frac{42735,85}{8,15 \cdot 11,5} = 455,97 \text{ KN/m}^2 \leq 7890 \text{ KN/m}^2$$

Apoyo frontal A y B

Las cargas expresadas en la siguiente tabla son las transmitidas al terreno de forma individual por cada una de las pilas.

Cargas A		Cargas B	
V	-21380,66 KN	V	-19764,72 KN
H ₁	15759,27 KN	H ₁	14558,91 KN
H ₂	509,86 KN	H ₂	-500,3 KN
M ₂	-7621,65 KNm	M ₂	7418,15 KNm
M ₁	0 KNm	M ₁	0 KNm

Las cargas que se transmiten por ambas pilas se suman y se traslada al punto medio entre las dos pilas dando como resultado unas cargas totales iguales a las expresadas en la siguiente tabla.

Cargas totales	
V	-41145,38 KN
H ₁	30318,18 KN
H ₂	9,56 KN
M ₂	-203,5 KNm
M ₁	-3635,87 KNm

Dado que en este caso las dimensiones vienen dadas por los miembros encargados del diseño y cálculo de las estructuras, se procede a comprobar que estás dimensiones propuestas cumplen los requisitos de rigidez y que la superficie de la zapata es suficiente para transmitir las cargas al terreno sin que se supere la tensión admisible de este.

Dimensiones de la cimentación:

$$B = 7,89 \text{ m}$$

$$L = 11,5 \text{ m}$$

Con estas dimensiones, ya dadas, se comprueba la relación L/B

$$\frac{L}{B} = \frac{11,5}{7,89} = 1,46 \leq 1,5$$

Una comprobada la rigidez, se comprueba que las tensiones transmitidas al terreno son menores que la tensión admisible del terreno.

$$\frac{41131,92}{7,89 \cdot 11,5} = 453,32 \text{ KN/m}^2 \leq 7890 \text{ KN/m}^2$$

Estribo 1

Las cargas que transmite el estribo al terreno son las que se expresan en la siguiente tabla.

Cargas totales	
V	-3106,17 KN
H ₁	186,34 KN
H ₂	-25,14 KN
M ₁	3950,25 KNm

Dado que en este caso las dimensiones vienen dadas por los miembros encargados del diseño y cálculo de las estructuras, se procede a comprobar que estás dimensiones propuestas cumplen los requisitos de rigidez y que la superficie de la zapata es suficiente para transmitir las cargas al terreno sin que se supere la tensión admisible de este.

Dimensiones de la cimentación:

$$B = 6,5 \text{ m}$$

$$L = 13 \text{ m}$$

Comprobación de hundimiento

$$\frac{3106,17}{13 \cdot 6,5} = 36,76 \text{ KN/m}^2 \leq 7890 \text{ KN/m}^2$$



Dado que en este caso las dimensiones vienen dadas por los miembros encargados del diseño y cálculo de las estructuras, se procede a comprobar que estás dimensiones propuestas de la superficie de la zapata es suficiente para transmitir las cargas al terreno sin que se supere la tensión admisible de este.

Cargas totales	
V	-2934,02 KN
H ₁	-272,09 KN
H ₂	-32,51 KN
M ₁	3193,6 KNm

Dado que en este caso las dimensiones vienen dadas por los miembros encargados del diseño y cálculo de las estructuras, se procede a comprobar que estás dimensiones propuestas cumplen los requisitos de rigidez y que la superficie de la zapata es suficiente para transmitir las cargas al terreno sin que se supere la tensión admisible de este.

Dimensiones de la cimentación:

B= 6.5m L= 13 m

Comprobación de hundimiento

$$\frac{2934,02}{13 \cdot 6,5} = 34,72 \text{ KN/m}^2 \leq 7890 \text{ KN/m}^2$$

Estructura alternativa 2

Estribo 1

Las cargas que transmite el estribo al terreno son las que se expresan en la siguiente tabla.

Cargas totales	
V	-28056,08 KN
H ₁	524,32 KN
H ₂	635,78 KN
M ₁	5579,88 KNm

Dimensiones de la cimentación:

B= 7,8m L= 14,3 m

Comprobación de hundimiento

$$\frac{28056,08}{14,3 \cdot 7,8} = 251,53 \text{ KN/m}^2 \leq 1810 \text{ KN/m}^2$$

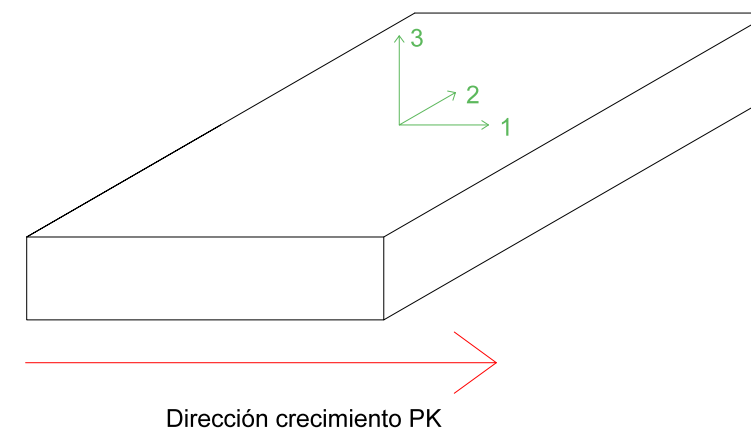


Fig. 30 Croquis ejes

3-Cimentaciones directas sobre suelo

Para el cálculo de la carga admisible en suelos se utiliza la expresión de Brinch-Hansen, en ella se expresan mediante diversos factores los efectos de la forma y la profundidad de la cimentación, así como de la inclinación de las cargas que se transmiten a la cimentación.

$$q_h = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot B' \cdot \gamma^*$$

Donde:

c= Cohesión de cálculo

γ^* =Peso específico

B'= Anchura equivalente del cimientto

q'=Sobrecarga actuante al nivel del plano de cimentación, en el entorno del cimientto

q_h=Presión vertical de hundimiento

Factores de capacidad de carga

Para $\varphi \neq 0$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg(\varphi)$$

$$N_\gamma \approx 1,5 * (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi)$$

Para $\varphi = 0$

$$N_c = \pi + 2$$

$$N_\gamma = 0$$

$$N_q = 1$$

Factores de forma

Para $\varphi \neq 0$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan(\varphi)$$

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

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$$

Para $\varphi = 0$

$$s_q = 1$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$$

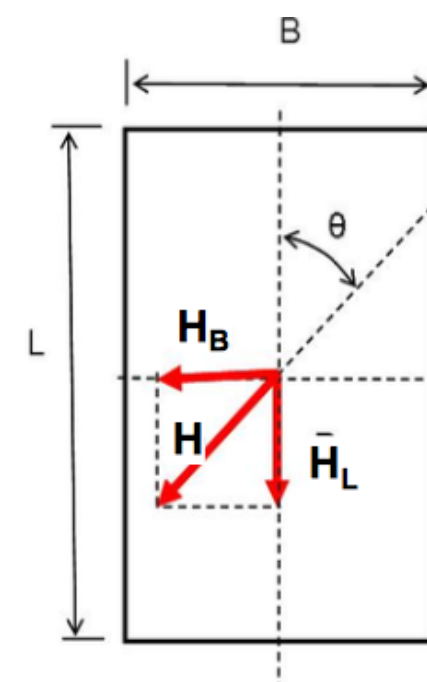


Fig. 31 Dimensiones zapata y parámetros de la fuerza (Fuente: Apuntes asignatura de Diseño geotécnico)

Factores de inclinación

Para $\varphi \neq 0$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V' + c \cdot B' \cdot L' \cdot \tan^{-1}(\varphi)}\right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\varphi)}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V' + c \cdot B' \cdot L' \cdot \tan^{-1}(\varphi)}\right)^{m+1}$$

Donde m:

$$m = m_L \cdot \cos^2(\theta) + m_B \sin^2(\theta)$$

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

Para $\varphi = 0$

$$i_q = 1$$

$$i_c = 1 - \frac{V}{c \cdot B' \cdot L' \cdot N_c}$$

i_γ = no es de aplicación, pues $N_\gamma = 0$

Factores de forma

-Para $1 \geq D/B$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan(\varphi)}$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \left(\frac{D}{B'}\right)$$

Si $\varphi = 0$

$$d_c = 1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B'}$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1$$

-Para $1 < D/B$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan(\varphi)}$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \arctg\left(\frac{D}{B'}\right)$$

Si $\varphi = 0$

$$d_c = 1 + 0,4 \cdot \arctg\left(\frac{D}{B'}\right)$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_q = 1$$

Peso específico γ^*

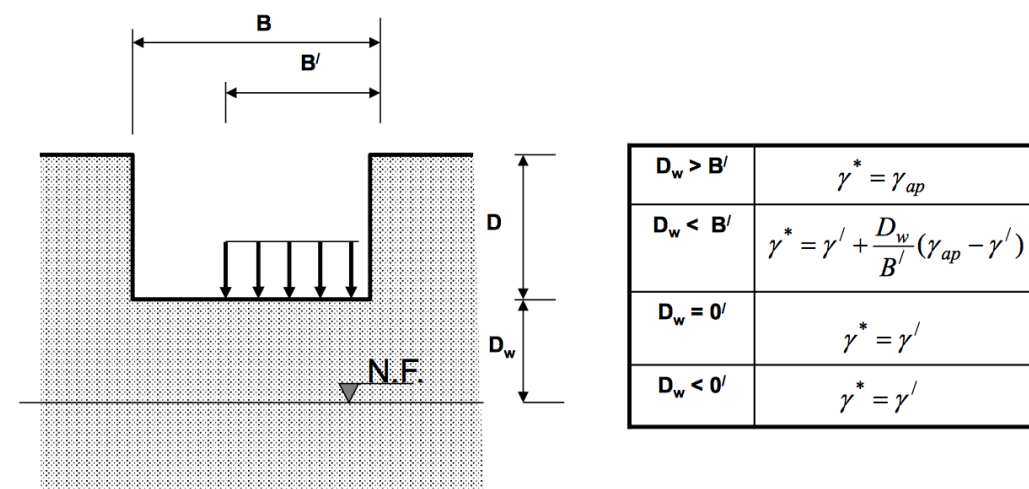


Fig. 32 Valor del peso específico en función de la profundidad del nivel freático (Fuente: Apuntes de la asignatura de Diseño geotécnico)

**Estructura alternativa 1**

Cotas:

-Cota lámina de agua T100= 792,74 m.s.n.m.

-Cota cauce = 781,2 m.s.n.m.

-Cota superficie del terreno= 787,23 m.s.n.m.

-Cota N.F 1 metro de calado= 781,7 m.s.n.m.

-Cota plano de cimentación= 781,33

-Socavación=3,4 m

-Profundidad excavación=5,9

Pila 1**A) HUNDIMIENTO**

Cargas totales	
V	-14440,41KN
H ₁	573,72 KN
H ₂	878,41 KN
M ₂	6710,76 KNm
M ₁	7358,04 KNm

$$q_h' = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot B' \cdot \gamma^*$$

Las excentricidades en este caso son:

$$e_1 = \frac{M_2}{V} = 0,46 \text{ m} \quad e_2 = \frac{M_1}{V} = 0,51 \text{ m}$$

Conocidas las excentricidades se propone un valor de L' y otro de B' que permitan que el centro de gravedad de la superficie equivalente este contenido en esta y se comprueba que la superficie es suficientemente grande para que el suelo soporte la carga transmitida.

$$B'=5,5 \quad L'=6$$

Para esta comprobación se estudiarán dos casos extremos, uno en el cual se produce la avenida de periodo de retorno 100 años, con la cual se produce la máxima socavación, en cuyo caso el coeficiente de seguridad es 1,1, y el caso en el cual el nivel freático es el equivalente a un calado de 1 metro en el río.

Caso 1

$$q_h' = 3614,45 = \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow q_{adm} = q_h' + u = 3883,44 - 11,41 \cdot 9,8 = 3502,52 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_t = \frac{V}{B' \cdot L'} = 437,59 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{q_{adm}}{q_t} = 8 \geq 2,2$$

Caso 2

$$q_h' = 2618,98 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow q_{adm} = q_h' + u = 1066,78 - 0,37 \cdot 9,81 = 2615,35 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_t = \frac{V}{B' \cdot L'} = 437,59 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{q_{adm}}{q_t} = 5,98 = 2,6$$

Dado que en ambos casos se cumplen los coeficientes de seguridad, las dimensiones de la zapata serán:

$$B = B^* + 2 \cdot e_1 = 6,42 \approx 6,5 \text{ m}$$

$$L = L^* + 2 \cdot e_2 = 7,02 \approx 7 \text{ m}$$

Y se comprueba que se cumple la condición de rigidez:

$$\frac{L}{B} = \frac{7}{6,5} = 1,08 \leq 1,5$$



Una vez comprobado que cumple la condición de hundimiento, se determina el canto de la zapata el cual es función del vuelo máximo que en este caso es de 2,5 metros, por lo que el canto será igual a:

$$v_{\max} \leq 2h \rightarrow 2,5 \leq 2h$$

$$h = \frac{2,5}{2} = 1,25\text{m}$$

B) DESLIZAMIENTO

$$F_d = \frac{V' \cdot \operatorname{tg}(\varphi_c) + B' \cdot L' \cdot c_c + R}{H}$$

Caso 1

$$V' = 1,25 \cdot 7 \cdot 6,5 \cdot 25 + (1,25 \cdot 7 \cdot 6,5 - 1,25 \cdot 2 \cdot 1,5) \cdot 12,11 - 2,5 \cdot 9,81 \cdot 7 \cdot 6,5 + 14440,41 = 15378,81\text{KN}$$

$$H = 1049,17\text{ KN}$$

$$C_c = 0$$

$$\operatorname{tg}(\varphi_c) = \operatorname{tg}(\varphi) \cdot 0,8 = 0,462$$

$$R = 0$$

$$F_d = 6,77 \geq 1,1$$

Caso 2

$$V' = 1,25 \cdot 7,5 \cdot 6 \cdot 25 + (4,65 \cdot 7 \cdot 6,5 - 4,65 \cdot 2 \cdot 1,5) \cdot 12,11 - 0,37 \cdot 9,81 \cdot 7 \cdot 6,5 + 14440,41 = 18048,41\text{KN}$$

$$H = 1049,17\text{ KN}$$

$$C_c = 0$$

$$\operatorname{tg}(\varphi_c) = \operatorname{tg}(\varphi) \cdot 0,8 = 0,462$$

$$R = 0$$

$$F_d = 17,2 \geq 1,3$$

C) VUELCO

Caso 1

Plano 2-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 3,5 + H_2 \cdot 1,25}{M_1} = 7,46 \geq 1,5$$

Plano 1-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 3,25}{M_2 + H_1 \cdot 1,25} = 6,73 \geq 1,5$$

Caso 2

Plano 2-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 3,5 + H_2 \cdot 1,25}{M_1} = 8,73 \geq 1,8$$

Plano 1-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 3,25}{M_2 + H_1 \cdot 1,25} = 7,9 \geq 1,8$$

D) ASIENTOS

$$s = \frac{V \cdot (1 - \nu^2)}{1,25 \cdot E \cdot \sqrt{B' \cdot L'}} = 0,033\text{m} = 33\text{mm}$$

Donde:

$$E = 54000\text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0,3$$

**Pila 2****A) HUNDIMIENTO**

Cargas totales	
V	-14955,83 KN
H ₁	-274,24 KN
H ₂	-428,54 KN
M ₂	-3397,57 KNm
M ₁	6198,10 KNm

$$q_h' = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot B' \cdot \gamma^*$$

Las excentricidades en este caso son:

$$e_1 = \frac{M_2}{V} = 0,23 \text{ m} \quad e_2 = \frac{M_1}{V} = 0,41 \text{ m}$$

Conocidas las excentricidades se propone un valor de L' y otro de B' que permitan que el centro de gravedad de la superficie equivalente este contenido en esta y se comprueba que la superficie es suficientemente grande para que el suelo soporte la carga transmitida.

$$B'=5,5 \quad L'=6$$

Para esta comprobación se estudiarán dos casos extremos, uno en el cual se produce la avenida de periodo de retorno 100 años, con la cual se produce la máxima socavación, en cuyo caso el coeficiente de seguridad es 1,1, y el caso en el cual el nivel freático es el equivalente a un calado de 1 metro en el río.

Caso 1

$$q_h' = 3850,94 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow q_{adm} = q_h' + u = 3850,94 - 11,41 \cdot 9,81 = 3739 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_t = \frac{V}{B' \cdot L'} = 453,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{q_{adm}}{q_t} = 8,25 \geq 2,2$$

Caso 2

$$q_h' = 2793,54 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow q_{adm} = q_h' + u = 2793,54 - 0,37 \cdot 9,81 = 2789,91 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_t = \frac{V}{B' \cdot L'} = 453,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{q_{adm}}{q_t} = 6,15 \geq 2,6$$

Dado que en ambos casos se cumplen los coeficientes de seguridad, las dimensiones de la zapata serán:

$$B = B^* + 2 \cdot e_1 = 5,96 \approx 6 \text{ m}$$

$$L = L^* + 2 \cdot e_2 = 6,82 \approx 7 \text{ m}$$

Y se comprueba que se cumple la condición de rigidez:

$$\frac{L}{B} = \frac{7}{6} = 1,17 \leq 1,5$$

Una vez comprobado que cumple la condición de hundimiento, se determina el canto de la zapata el cual es función del vuelo máximo que en este caso es de 2,5 metros, por lo que el canto será igual a:

$$v_{max} \leq 2h \rightarrow 2,5 \leq 2h$$

$$h = \frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ m}$$

B) DESLIZAMIENTO

$$F_d = \frac{V' \cdot tg(\varphi_c) + B' \cdot L' \cdot c_c + R}{H}$$

Caso 1

$$V' = 6 \cdot 7 \cdot 1,25 \cdot 25 + (1,25 \cdot 6 \cdot 7 - 1,25 \cdot 2 \cdot 1,5) \cdot 12,11 - 2,5 \cdot 9,81 \cdot 6 \cdot 7 + 14955,83 = 15828,64 \text{ KN}$$

$$H = 508,78 \text{ KN}$$

$$C_c = 0$$

$$tg(\varphi_c) = tg(\varphi) \cdot 0,8 = 0,462$$

$$R = 0$$

$$F_d = 14,37 \geq 1,1$$

Caso 2

$$V' = 1,25 \cdot 6 \cdot 7 \cdot 25 + (4,65 \cdot 6 \cdot 7 - 4,65 \cdot 2 \cdot 1,5) \cdot 12,11 - 0,37 \cdot 9,81 \cdot 6 \cdot 7 + 14955,83 = 18312,03 \text{ KN}$$

$$H = 508,78 \text{ KN}$$

$$C_c = 0$$

$$\text{tg}(\varphi_c) = \text{tg}(\varphi) \cdot 0,8 = 0,462$$

$$R = 0$$

$$F_d = 16,63 \geq 1,3$$

C) VUELCOCaso 1

Plano 2-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 3,5 + H_2 \cdot 1,25}{M_1} = 8,46 \geq 1,5$$

Plano 1-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 3}{M_2 + H_1 \cdot 1,25} = 12,7 \geq 1,5$$

Caso 2

Plano 2-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 3,5 + H_2 \cdot 1,25}{M_1} = 10,43 \geq 1,8$$

Plano 1-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 3}{M_2 + H_1 \cdot 1,25} = 14,69 \geq 1,8$$

D) ASIENTOS

$$s = \frac{V \cdot (1 - \nu^2)}{1,25 \cdot E \cdot \sqrt{B' \cdot L'}} = 0,034 \text{ m} = 34 \text{ mm}$$

Donde:

$$E = 54000 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0,3$$

Pila 3**A) HUNDIMIENTO**

Cargas totales	
V	-14960,98 KN
H ₁	-253,34 KN
H ₂	286,44 KN
M ₂	-3312,17 KNm
M ₁	4939,64 KNm

$$q_h' = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot B' \cdot \gamma^*$$

Las excentricidades en este caso son:

$$e_1 = \frac{M_2}{V} = 0,22 \text{ m} \quad e_2 = \frac{M_1}{V} = 0,33 \text{ m}$$

Conocidas las excentricidades se propone un valor de L' y otro de B' que permitan que el centro de gravedad de la superficie equivalente este contenido en esta y se comprueba que la superficie es suficientemente grande para que el suelo soporte la carga transmitida.

$$B' = 5,5 \quad L' = 6$$

Para esta comprobación se estudiarán dos casos extremos, uno en el cual se produce la avenida de periodo de retorno 100 años, con la cual se produce la máxima socavación, en cuyo caso el coeficiente de seguridad es 1,1, y el caso en el cual el nivel freático es el equivalente a un calado de 1 metro en el río.

Caso 1

$$q_h' = 3665,6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow q_{adm} = q_h' + u = 3665,6 - 11,41 \cdot 9,81 = 3212,24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_t = \frac{V}{B' \cdot L'} = 453,36 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{q_{adm}}{q_t} = 7,09 \geq 2,2$$

Caso 2

$$q'_h = 2755,21 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow q_{adm} = q'_h + u = 2755,21 - 0,37 \cdot 9,81 = 2751,58 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_t = \frac{V}{B' \cdot L'} = 453,36 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{q_{adm}}{q_t} = 6,07 \geq 2,6$$

Dado que en ambos casos se cumplen los coeficientes de seguridad, las dimensiones de la zapata serán:

$$B = B^* + 2 \cdot e_1 = 5,94 \approx 6 \text{ m}$$

$$L = L^* + 2 \cdot e_2 = 6,66 \approx 7 \text{ m}$$

Y se comprueba que se cumple la condición de rigidez:

$$\frac{L}{B} = \frac{7}{6} = 1,17 \leq 1,5$$

Una vez comprobado que cumple la condición de hundimiento, se determina el canto de la zapata el cual es función del vuelo máximo que en este caso es de 2,5 metros, por lo que el canto será igual a:

$$v_{\max} \leq 2h \rightarrow 2,5 \leq 2h$$

$$h = \frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ m}$$

B) DESLIZAMIENTO

$$F_d = \frac{V' \cdot \text{tg}(\varphi_c) + B' \cdot L' \cdot c_c + R}{H}$$

Caso 1

$$V' = 6 \cdot 7 \cdot 1,25 \cdot 25 + (1,25 \cdot 6 \cdot 7 - 1,25 \cdot 2 \cdot 1,5) \cdot 12,11 - 2,5 \cdot 9,81 \cdot 6 \cdot 7 + 14960,98 = 15833,79 \text{ KN}$$

$$H = 382,32 \text{ KN}$$

$$C_c = 0$$

$$\text{tg}(\varphi_c) = \text{tg}(\varphi) \cdot 0,8 = 0,462$$

$$R = 0$$

$$F_d = 19,13 \geq 1,1$$

Caso 2

$$V = 21,25 \cdot 6 \cdot 7 \cdot 25 + (4,65 \cdot 6 \cdot 7 - 4,65 \cdot 2 \cdot 1,5) \cdot 12,11 - 0,37 \cdot 9,81 \cdot 6 \cdot 7 + 14960,98 = 18317,18 \text{ KN}$$

$$H = 382,32 \text{ KN}$$

$$C_c = 0$$

$$\text{tg}(\varphi_c) = \text{tg}(\varphi) \cdot 0,8 = 0,462$$

$$R = 0$$

$$F_d = 22,13 \geq 1,3$$

C) VUELCOCaso 1

Plano 2-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 3,5 + H_2 \cdot 1,25}{M_1} = 11,29 \geq 1,5$$

Plano 1-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 3}{M_2 + H_1 \cdot 1,25} = 13,09 \geq 1,5$$

Caso 2

Plano 2-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 3,5 + H_2 \cdot 1,25}{M_1} = 13,05 \geq 1,8$$

Plano 1-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 3}{M_2 + H_1 \cdot 1,25} = 15,14 \geq 1,8$$

D) ASIENTOS

$$s = \frac{V \cdot (1 - \nu^2)}{1,25 \cdot E \cdot \sqrt{B' \cdot L'}} = 0,034 \text{ m} = 34 \text{ mm}$$

Donde:

$$E = 54000 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0,3$$

**Pila 4****A) HUNDIMIENTO**

Cargas totales	
V	-14839,96 KN
H ₁	-241,40KN
H ₂	162,69 KN
M ₂	-3303,09 KNm
M ₁	3349,81KNm

$$q_h' = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot B' \cdot \gamma^*$$

Las excentricidades en este caso son:

$$e_1 = \frac{M_2}{V} = 0,22 \text{ m} \quad e_2 = \frac{M_1}{V} = 0,23 \text{ m}$$

Conocidas las excentricidades se propone un valor de L' y otro de B' que permitan que el centro de gravedad de la superficie equivalente este contenido en esta y se comprueba que la superficie es suficientemente grande para que el suelo soporte la carga transmitida.

$$B'=5,5 \quad L'=6$$

Para esta comprobación se estudiarán dos casos extremos, uno en el cual se produce la avenida de periodo de retorno 100 años, con la cual se produce la máxima socavación, en cuyo caso el coeficiente de seguridad es 1,1, y el caso en el cual el nivel freático es el equivalente a un calado de 1 metro en el río.

Caso 1

$$q_h' = 3940,57 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow q_{adm} = q_h' + u = 3940,57 - 11,41 \cdot 9,81 = 3828,64 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_t = \frac{V}{B' \cdot L'} = 449,7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{q_{adm}}{q_t} = 8,51 \geq 2,2$$

Caso 2

$$q_h' = 2859,78 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow q_{adm} = q_h' + u = 2859,78 - 0,37 \cdot 9,81 = 2856,15 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_t = \frac{V}{B' \cdot L'} = 449,7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{q_{adm}}{q_t} = 6,35 \geq 2,6$$

Dado que en ambos casos se cumplen los coeficientes de seguridad, las dimensiones de la zapata serán:

$$B = B^* + 2 \cdot e_1 = 5,94 \approx 6 \text{ m}$$

$$L = L^* + 2 \cdot e_2 = 6,46 \approx 6,5 \text{ m}$$

Y se comprueba que se cumple la condición de rigidez:

$$\frac{L}{B} = \frac{6}{6,5} = 1,5 \leq 1,5$$

Una vez comprobado que cumple la condición de hundimiento, se determina el canto de la zapata el cual es función del vuelo máximo que en este caso es de 2,25 metros, por lo que el canto será igual a:

$$v_{max} \leq 2h \rightarrow 2,25 \leq 2h$$

$$h = \frac{2,25}{2} = 1,125$$

B) DESLIZAMIENTO

$$F_d = \frac{V' \cdot \text{tg}(\varphi_c) + B' \cdot L' \cdot c_c + R}{H}$$

Caso 1

$$V' = 6 \cdot 6,5 \cdot 1,125 \cdot 25 + (1,375 \cdot 6 \cdot 6,5 - 1,375 \cdot 2 \cdot 1,5) \cdot 12,11 - 2,5 \cdot 9,81 \cdot 6 \cdot 6,5 + 14839,96 = 15458,3 \text{ KN}$$

$$H = 291,1 \text{ KN}$$

$$C_c = 0$$

$$\text{tg}(\varphi_c) = \text{tg}(\varphi) \cdot 0,8 = 0,462$$

$$R = 0$$

$$F_d = 24,53 \geq 1,1$$

Caso 2

$$V = 6 \cdot 6,5 \cdot 1,125 \cdot 25 + (4,775 \cdot 6 \cdot 6,5 - 4,775 \cdot 2 \cdot 1,5) \cdot 12,11 - 0,37 \cdot 9,81 \cdot 6 \cdot 6,5 + 14839,96 = 17383,06 \text{ KN}$$

$$H = 291,1 \text{ KN}$$

$$C_c = 0$$

$$\text{tg}(\varphi_c) = \text{tg}(\varphi) \cdot 0,8 = 0,462$$

$$R = 0$$

$$F_d = 27,6 \geq 1,3$$

C) VUELCOCaso 1

Plano 2-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 3,25 + H_2 \cdot 1,125}{M_1} = 15,05 \geq 1,5$$

Plano 1-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 3}{M_2 + H_1 \cdot 1,125} = 12,97 \geq 1,5$$

Caso 2

Plano 2-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 3,25 + H_2 \cdot 1,125}{M_1} = 16,92 \geq 1,88$$

Plano 1-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 3}{M_2 + H_1 \cdot 1,125} = 14,59 \geq 1,8$$

D) ASIENTOS

$$s = \frac{V \cdot (1 - \nu^2)}{1,25 \cdot E \cdot \sqrt{B' \cdot L'}} = 0,034 \text{ m} = 34 \text{ mm}$$

Donde:

$$E = 54000 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0,3$$

Pila 5**A) HUNDIMIENTO**

Las cargas expresadas en la siguiente tabla son las transmitidas al terreno de forma individual por cada una de las pilas.

Cargas A		Cargas B	
V	-18013,78 KN	V	-18658,67 KN
H ₁	-1599,06 KN	H ₁	1665,20 KN
H ₂	-793,98 KN	H ₂	-793,98 KN
M ₂	9853,04 KNm	M ₂	15167,2 KNm
M ₁	3546,12 KNm	M ₁	3546,12 KNm

Las cargas que se transmiten por ambas pilas se suman y se traslada al punto medio entre las dos pilas dando como resultado unas cargas totales iguales a las expresadas en la siguiente tabla.

Cargas totales	
V	-36672,45 KN
H ₁	66,14 KN
H ₂	-1587,96 KN
M ₂	25020,24 KNm
M ₁	9478,33 KNm

Las excentricidades en este caso son:

$$e_1 = \frac{M_2}{V} = 0,68 \text{ m} \quad e_2 = \frac{M_1}{V} = 0,26 \text{ m}$$

Conocidas las excentricidades se propone un valor de L' y otro de B' que permitan que el centro de gravedad de la superficie equivalente este contenido en esta y se comprueba



que la superficie es suficientemente grande para que el suelo soporte la carga transmitida. En este caso dado que la disposición y separación entre las pilas imponen una restricción mayor para L' que las excentricidades las dimensiones serán las siguientes:

$$B'=7,6 \quad L'=11,4$$

Para esta comprobación se estudiarán dos casos extremos, uno en el cual se produce la avenida de periodo de retorno 100 años, con la cual se produce la máxima socavación, en cuyo caso el coeficiente de seguridad es 1,1, y el caso en el cual el nivel freático es el equivalente a un calado de 1 metro en el río.

Caso 1

$$q'_h = 3543,66 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow q_{adm} = q'_h + u = 3543,66 - 11,41 \cdot 9,81 = 3431,73 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_t = \frac{V}{B' \cdot L'} = 423,27 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{q_{adm}}{q_t} = 8,1 \geq 2,2$$

Caso 2

$$q'_h = 2552,14 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow q_{adm} = q'_h + u = 2552,14 - 0,37 \cdot 9,81 = 2548,51 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_t = \frac{V}{B' \cdot L'} = 423,27 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{q_{adm}}{q_t} = 6,02 \geq 2,6$$

Dado que en ambos casos se cumplen los coeficientes de seguridad, las dimensiones de la zapata serán:

$$B = B' + 2 \cdot e_1 = 8,96 \approx 9\text{m}$$

$$L = L' + 2 \cdot e_2 = 11,92 \approx 12\text{m}$$

Y se comprueba que se cumple la condición de rigidez:

$$\frac{L}{B} = \frac{12}{9} = 1,33 \leq 1,5$$

Una vez comprobado que cumple la condición de hundimiento, se determina el canto de la zapata el cual es función del vuelo máximo que en este caso es de 3,75 metros, por lo que el canto será igual a:

$$v_{\max} \leq 2h \rightarrow 3,75 \leq 2h$$

$$h = \frac{3,75}{2} = 1,875$$

B) DESLIZAMIENTO

$$F_d = \frac{V' \cdot \text{tg}(\varphi_c) + B' \cdot L' \cdot c_c + R}{H}$$

Caso 1

$$V' = 1,875 \cdot 12 \cdot 9 \cdot 25 + (0,625 \cdot 9 \cdot 12 - 0,625 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 1,5) \cdot 12,11 - 2,5 \cdot 9,81 \cdot 12 \cdot 7 + 36672,45 = 39162,92 \text{KN}$$

$$H = 1588,4 \text{KN}$$

$$C_c = 0$$

$$\text{tg}(\varphi_c) = \text{tg}(\varphi) \cdot 0,8 = 0,462$$

$$R = 0$$

$$F_d = 11,39 \geq 1,1$$

Caso 2

$$V' = 1,875 \cdot 7 \cdot 12 \cdot 25 + (4,025 \cdot 12 \cdot 7 - 4,025 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 1,5) \cdot 12,11 - 0,37 \cdot 9,81 \cdot 12 \cdot 7 + 36672,45 = 44254,22 \text{KN}$$

$$H = 1588,4 \text{KN}$$

$$C_c = 0$$

$$\text{tg}(\varphi_c) = \text{tg}(\varphi) \cdot 0,8 = 0,462$$

$$R = 0$$

$$F_d = 12,87 \geq 1,3$$

C) VUELCO

Caso 1

Plano 2-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 6}{M_1 + H_2 \cdot 1,875} = 18,86 \geq 1,5$$

Plano 1-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 4,5 + H_1 \cdot 1,875}{M_2} = 7,04 \geq 1,5$$

Caso 2

Plano 2-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 6}{M_1 + H_2 \cdot 1,875} = 21,31 \geq 1,8$$

Plano 1-3

$$F_d = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}} = \frac{V' \cdot 4,5 + H_1 \cdot 1,875}{M_2} = 7,96 \geq 1,8$$

D) ASIENTOS

En este caso dado el uso del cajón indio, el asiento es la suma de los asientos del terreno natural y de la escollera, estando el terreno natural mejorado por sufrir una precarga al colocar la escollera sobre él. Además, dado que la carga transmitida disminuye con la profundidad, la carga transmitida al terreno se reducirá un 60%.

Asiento escollera

$$s_1 = \frac{V \cdot (1 - \nu^2)}{1,25 \cdot E \cdot \sqrt{B' \cdot L'}} = 5,74 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0,57 \text{ mm}$$

Donde:

$$E = 50000000 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0,3$$

Asiento terreno natural

$$s_2 = \frac{V_{60} \cdot (1 - \nu^2)}{1,25 \cdot E \cdot \sqrt{B' \cdot L'}} = 0,017 \text{ m} = 17 \text{ mm}$$

Donde:

$$E = 50000000 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0,3$$

Asiento total

$$s_t = s_1 + s_2 = 17,6 \text{ mm}$$

Estribo 1**A) HUNDIMIENTO**

Las cargas que transmite el estribo al terreno son las que se expresan en la siguiente tabla.

Cargas totales	
V	-5111,53 KN
M ₁	5766,12 KNm

Para esta comprobación se estudiarán dos casos extremos, uno en el cual se produce la avenida de periodo de retorno 100 años, con la cual se produce la máxima socavación, en cuyo caso el coeficiente de seguridad es 1,1, y el caso en el cual el nivel freático es el equivalente a un calado de 1 metro en el río.

En este caso las dimensiones vienen fijadas, y son las siguientes:

$$B = 6,5 \quad L = 13 \quad h =$$

Caso 1

$$q'_h = 2691,07 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow q_{adm} = q'_h + u = -7,24 \cdot 9,81 = 2620,04 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_t = \frac{V}{B' \cdot L'} = 60,49 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{q_{adm}}{q_t} = 43,31 \geq 2,2 \text{ Caso 2}$$

$$q'_h = 4826,02 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow q_{adm} = q'_h + u = 4826,02 + 0 = 4826,02 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_t = \frac{V}{B' \cdot L'} = 60,49 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{q_{adm}}{q_t} = 79,78 \geq 2,6$$

B) ASIENTOS

$$s = \frac{V \cdot (1 - \nu^2)}{1,25 \cdot E \cdot \sqrt{B' \cdot L'}} = 0,0085 \text{ m} = 8,5 \text{ mm}$$

Donde:

$$E = 54000 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0,3$$

4-Cálculo estabilidad de taludes.

El cálculo de la estabilidad de los taludes que se generan a lo largo del trazado se ha realizado con el programa Slide que basa sus cálculos en los métodos del equilibrio límite. En este caso de los diversos métodos que ofrece el programa se han utilizado el de Bishop Simplificado y el de Janbu Simplificado.

Los métodos utilizados en el Slide son los llamados “métodos de equilibrio límite”, los que más se usan en la práctica para el cálculo de estabilidad de taludes. Estos métodos se basan en las leyes de la estática con el objetivo de obtener el estado de equilibrio de un volumen de terreno que puede ser inestable. En ellos se divide todo el volumen de terreno estudiado en un número de rebanadas o dovelas suficiente. En todas ellas se calcula el estado límite en el cual se produce la rotura del terreno estudiado. Esta se puede establecer teniendo en cuenta solo las fuerzas que actúan sobre la dovela estudiada, teniendo en cuenta los momentos actuantes o ambos esfuerzos a la vez.

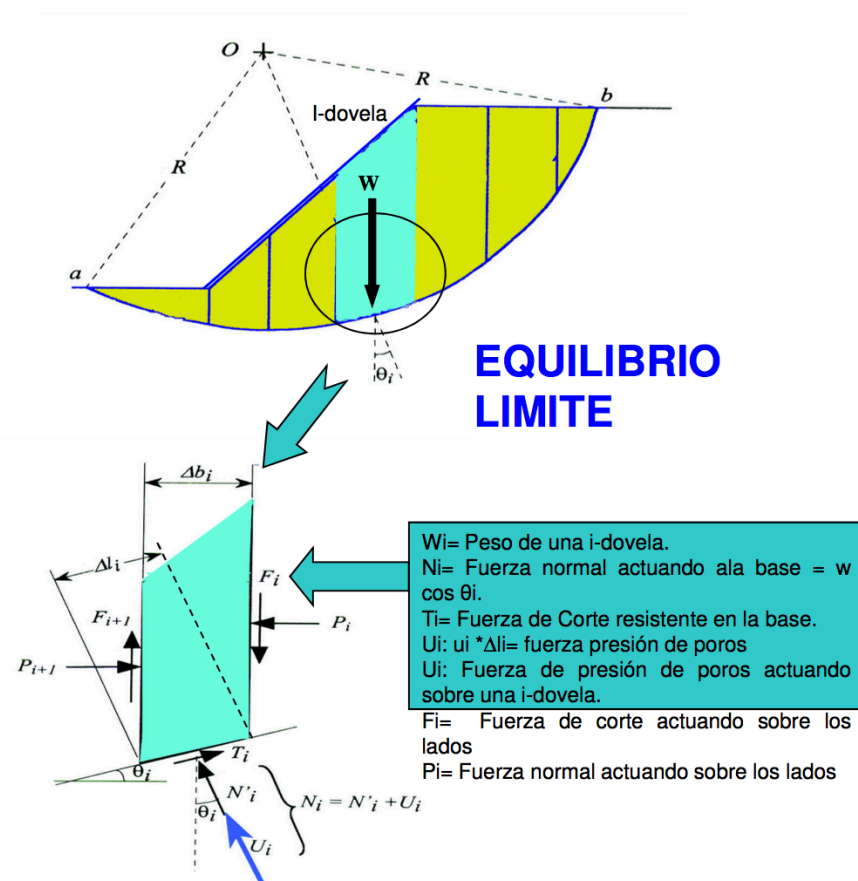


Fig. 33 Método de equilibrio límite. (Fuente: Archivo de gomecánica de la Universidad de Chile redactado por el prof. Luis Paredes)

Para el cálculo de la estabilidad de taludes mediante el método de Equilibrio límite se establecen las siguientes hipótesis que serán las usadas en por el programa Slide.

- La resistencia del suelo se moviliza total y simultáneamente a lo largo de toda la superficie de deslizamiento y este se comporta mediante la ley de Morh-Coulmb:

$$\tau = c + \sigma'_n \cdot \tan \varphi'$$

- El factor de seguridad que se establece para la componente cohesiva y friccional del material es el mismo para todos los materiales estudiados en la superficie de deslizamiento y el mismo en todas las rebanadas en las que se divide el volumen estudiado.
- El equilibrio de cada rebanada se comprueba al igual que toda la masa de terreno que sea susceptible de sufrir deslizamiento.

En el caso del método de Bishop simplificado, este simplifica el modelo original que es mucho más complejo. En este método se establece que las fuerzas que actúan en las caras de las rebanadas son horizontales despreciando así la resistencia a cortante y en el solo se verifica el equilibrio de momentos. No obstante, los resultados proporcionados por este método se desvían un porcentaje muy pequeño con respecto a la realidad siendo esta desviación menor que en otros métodos usados para el cálculo de estabilidad de taludes.

El otro método utilizado, el de Janbú, al igual que el de Bishop, establece una serie de hipótesis como que las fuerzas en las caras de las dovelas son horizontales por lo que desprecia las fuerzas de cortante. Además, considera que la superficie de rotura o deslizamiento no tiene que ser circular por lo que establece un factor de corrección el cual depende de la curvatura de la superficie. Este método al contrario que el anterior únicamente verifica el equilibrio de fuerzas, pero no el de momentos.

El programa Slide, que permite conocer de forma rápida y sencilla los factores de seguridad para cada talud realiza los cálculos de equilibrio límite en miles de puntos aplicando ambos métodos. Estos se realizan para varios radios dando lugar a superficies de falla distintas y obteniendo como resultado el valor del peor factor de seguridad.

El primer paso para proceder al cálculo es la definición gráfica de los taludes. Esta representación se ha realizado de aquellos taludes con mayor altura y, por lo tanto, de aquellos que presentaban un mayor riesgo de sufrir un deslizamiento. Para ello se ha utilizado el programa Autocad Civil 3D que proporciona los perfiles transversales del trazado y, una vez conseguidos estos, mediante la herramienta de representación del Slide se han plasmado la geometría de las diversas secciones transversales en el este.

Finalizado el paso anterior, se ha procedido a la caracterización del macizo rocoso. Para ello es necesario la introducción de una serie de parámetros que son, el peso específico y la resistencia a compresión simple, que se han obtenido de los ensayos de



caracterización y de la bibliografía, y los parámetros s y m del macizo para la obtención de los cuales se ha utilizado el libro de Ingeniería Geológica de Luis I. González de Vallejo.

Caracterizado el terreno y definida la geometría de las diversas secciones transversales se ha ejecutado el programa y se han obtenido como resultado los coeficientes de seguridad y posibles planos de deslizamiento que se muestran en las siguientes imágenes de todos los casos estudiados donde el plano remarcado es el de coeficiente de seguridad más bajo, es decir aquel sobre el que hay más posibilidades de que se produzca el deslizamiento de la ladera.

De todos los casos estudiados hay uno del cual se han realizado diversas hipótesis, el que se corresponde con el talud 1 de la restitución del tramo 3. Esto se debe a que se desconoce el espesor de los distintos estratos dado que no se dispone de los datos que proporcionaría una campaña geotécnica adecuada, por lo que se han estudiado 4 casos distintos en los que se variaba el espesor y contenido de cada uno de los materiales. Los casos van desde un espesor elevado en los estratos formados por conglomerados hasta el caso más desfavorable en el que todo el talud está compuesto por arcilla. Será este último caso del cual se obtenga el coeficiente de seguridad del talud dado que será el menor.

TALUD 1 ALTERNATIVA 1 (PK 2+564)

PK	Material	Peso específico	m	s	Strenght Type	UCS (KPa)	Nivel Freático	Ru
2+564	Caliza	26	2	0,02	Hoek-Brown	62250	No	0

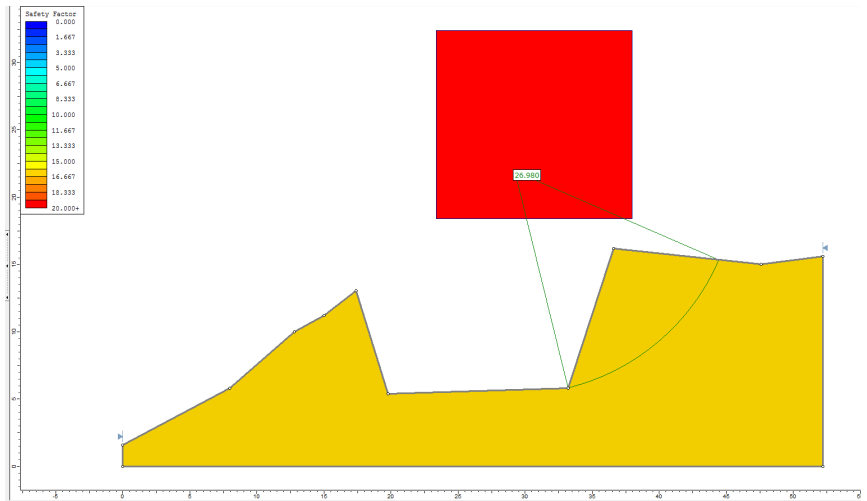


Fig. 34 Coeficiente de seguridad método Bishop Simplificado (Fuente: Programa Slide)

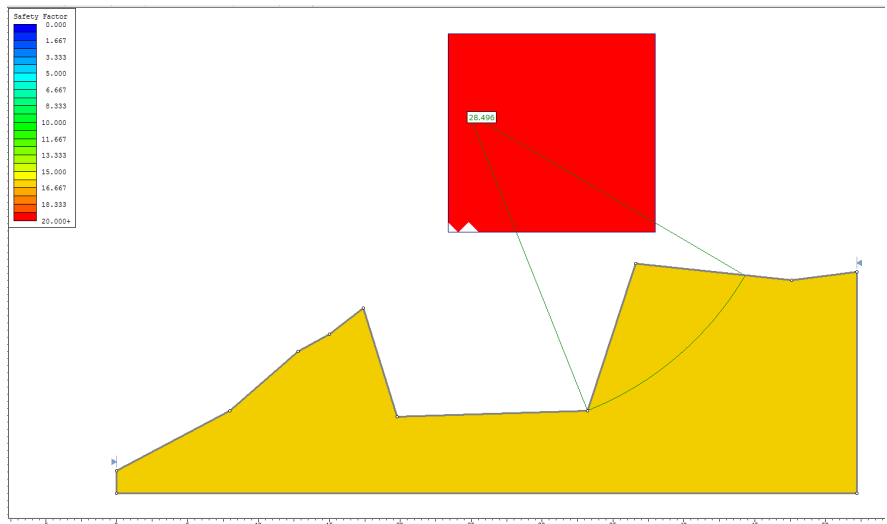


Fig. 35 Coeficiente seguridad método Janbu Simplificado (Fuente: Programa Slide)

Los coeficientes de seguridad para este talud son de 26,98 obtenido por el método de Bishop simplificado y de 28,496 obtenido por el método de Janbu simplificado.



TALUD 2 ALTERNATIVA 1 (PK 2+924)

PK	Material	Peso específico	m	s	Strenght Type	UCS (KPa)	Nivel Freático	Ru
2+924	Caliza	26	2	0,02	Hoek-Brown	62250	No	0

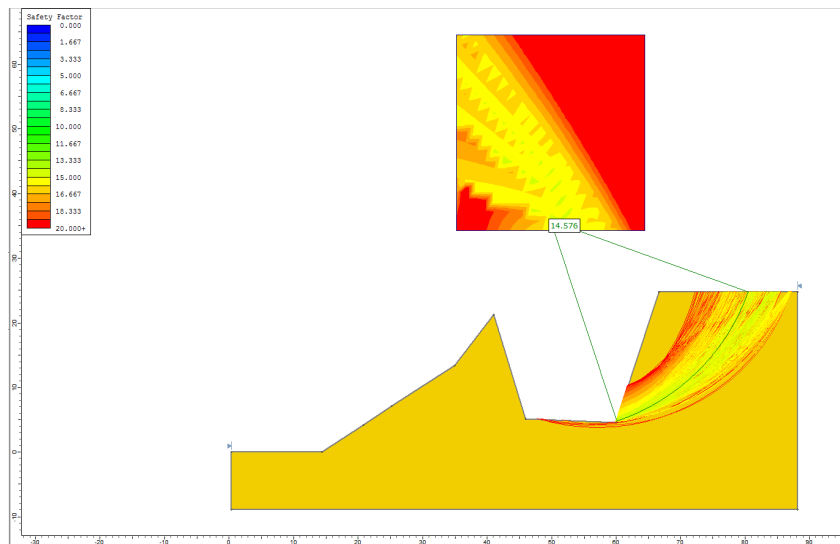


Fig. 36 Coeficiente de seguridad método Bishop Simplificado (Fuente: Programa Slide)

TALUD 3 ALTERNATIVA 1 (PK 3+644)

PK	Material	Peso específico	m	s	Strenght Type	UCS (KPa)	Nivel Freático	Ru
3+644	Arenisca	24,23	4,2	0,02	Hoek-Brown	13050	No	0

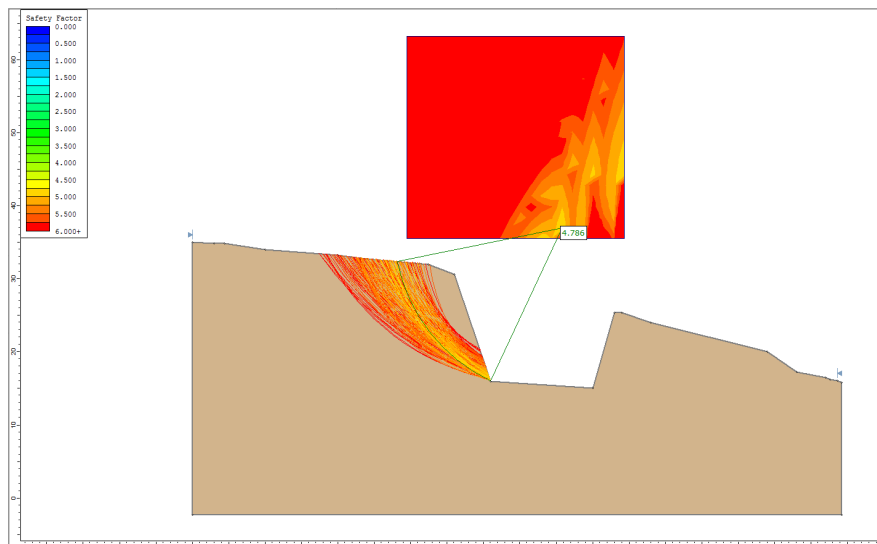


Fig. 38 Coeficiente de seguridad método Bishop Simplificado (Fuente: Programa Slide)

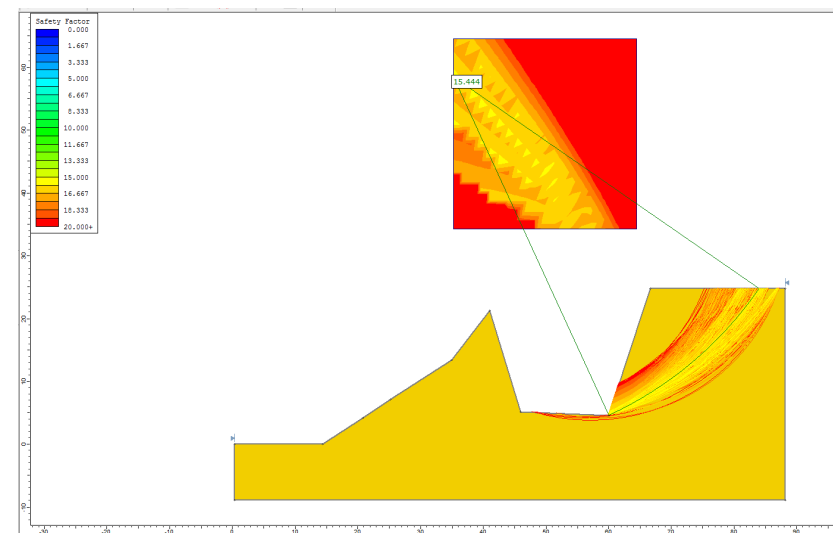


Fig. 37 Coeficiente seguridad método Janbu Simplificado (Fuente: Programa Slide)

Los coeficientes de seguridad para este talud son de 14,576 obtenido por el método de Bishop simplificado y de 15,605 obtenido por el método de Janbu simplificado.

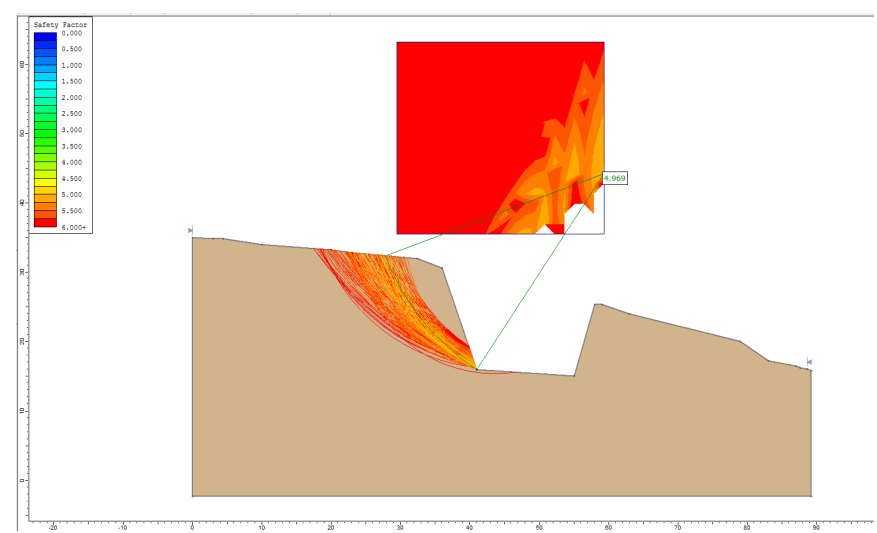


Fig. 39 Coeficiente de seguridad método Janbu Simplificado (Fuente: Programa Slide)

Los coeficientes de seguridad para este talud son de 4,786 obtenido por el método de Bishop simplificado y de 4,969 obtenido por el método de Janbu simplificado.



TALUD 4 ALTERNATIVA 1 (PK 3+744)

PK	Material	Peso específico	m	s	Strenght Type	UCS (KPa)	Nivel Freático	Ru
3+744	Arenisca	24,23	4,2	0,02	Hoek-Brown	13050	No	0

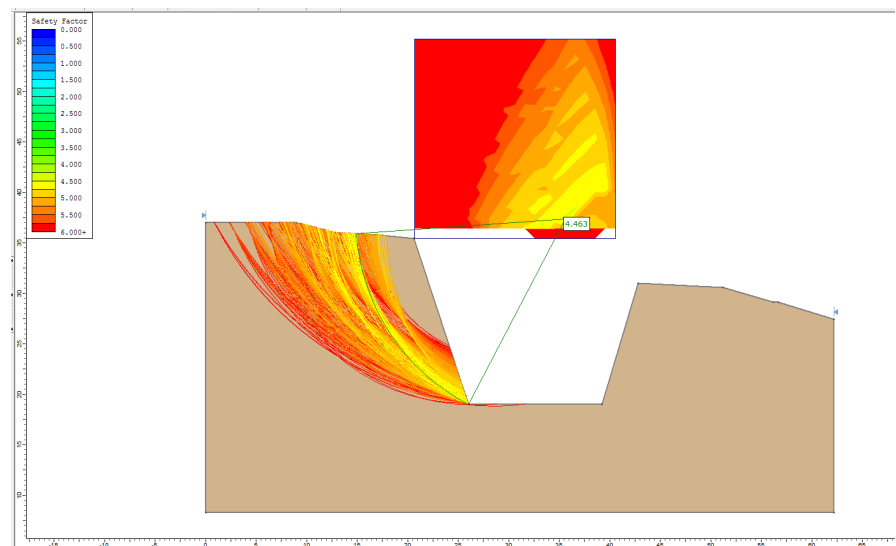


Fig. 40 Coeficiente de seguridad método Bishop Simplificado (Fuente: Programa Slide)

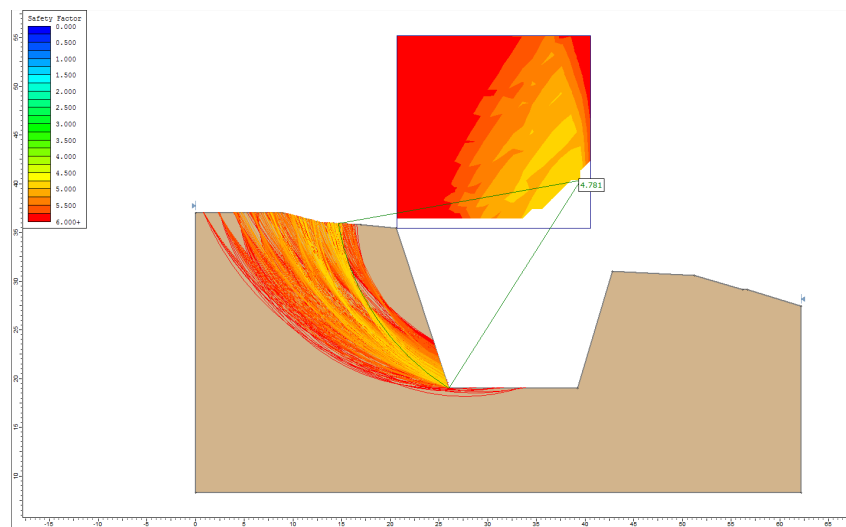


Fig. 41 Coeficiente de seguridad método Janbu Simplificado (Fuente: Programa Slide)

Los coeficientes de seguridad para este talud son de 4,463 obtenido por el método de Bishop simplificado y de 4,781 obtenido por el método de Janbu simplificado.

TALUD 5 ALTERNATIVA 1 (PK 4+224)

PK	Materi al	Peso específico	m	s	Strenght Type	UCS (KPa)	Nivel Freático	Ru
4+224	Caliza	26	2	0,02	Hoek-Brown	62250	No	0

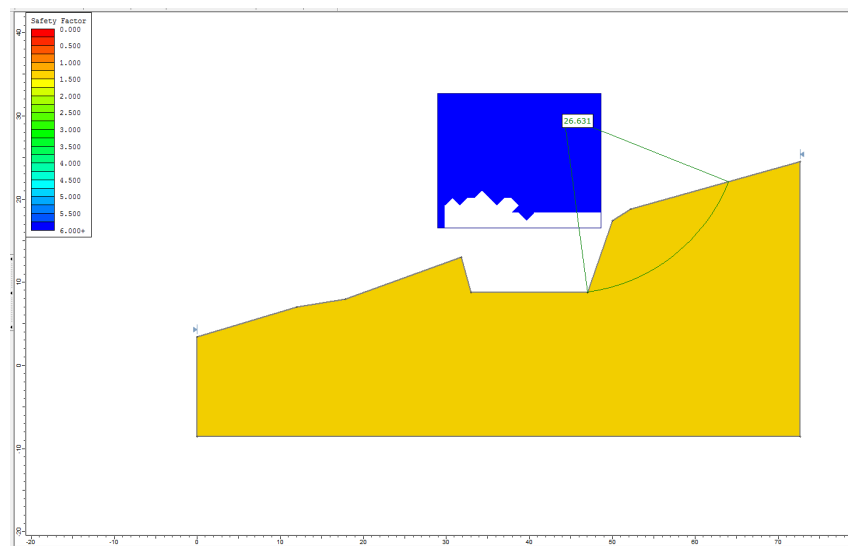


Fig. 42 Coeficiente de seguridad método Bishop Simplificado (Fuente: Programa Slide)

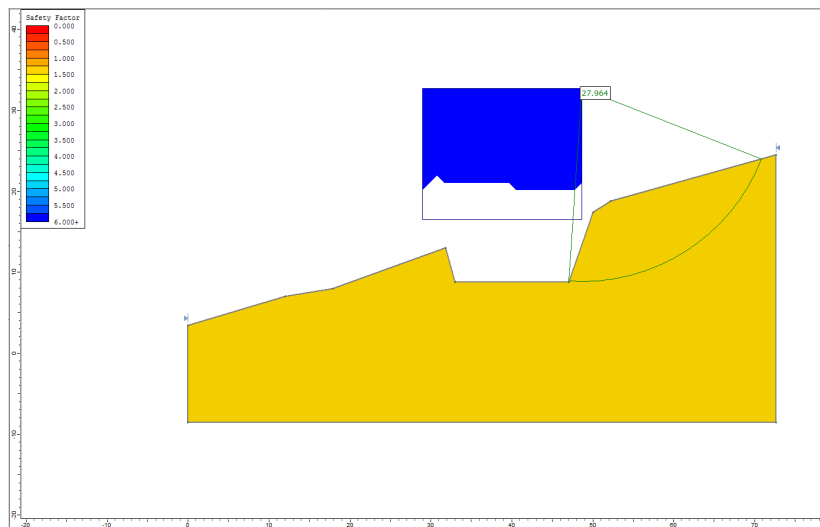


Fig. 43 Coeficiente de seguridad método Janbu Simplificado (Fuente: Programa Slide)

Los coeficientes de seguridad para este talud son de 26,631 obtenido por el método de Bishop simplificado y de 27,964 obtenido por el método de Janbu simplificado.



TALUD 1 ALTERNATIVA 2 (PK 1+984)

PK	Material	Peso específico	m	s	Strenght Type	UCS (KPa)	Nivel Freático	Ru
1+984	Caliza	26	2	0,02	Hoek-Brown	62250	No	0

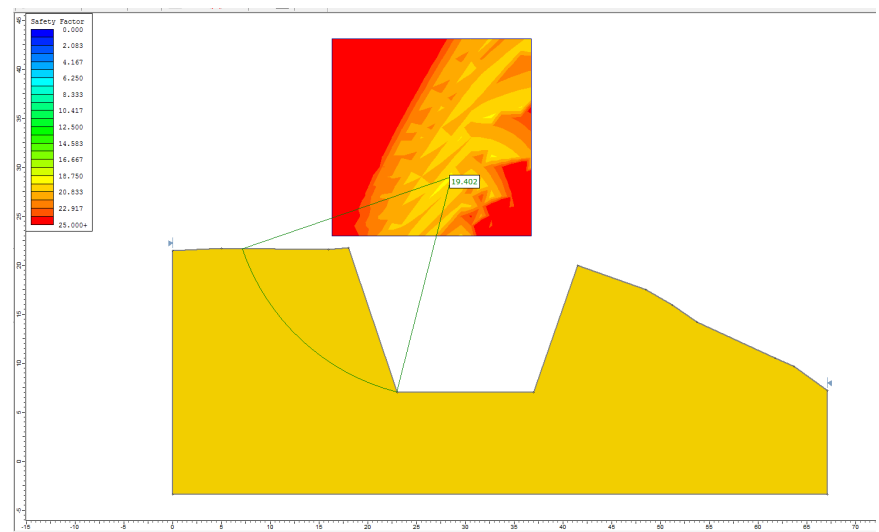


Fig. 44 Coeficiente de seguridad método Bishop Simplificado (Fuente: Programa Slide)

TALUD 2 ALTERNATIVA 2 (PK 3+744)

PK	Material	Peso específico	m	s	Strenght Type	UCS (KPa)	Nivel Freático	Ru
3+774	Caliza	26	2	0,02	Hoek-Brown	62250	No	0

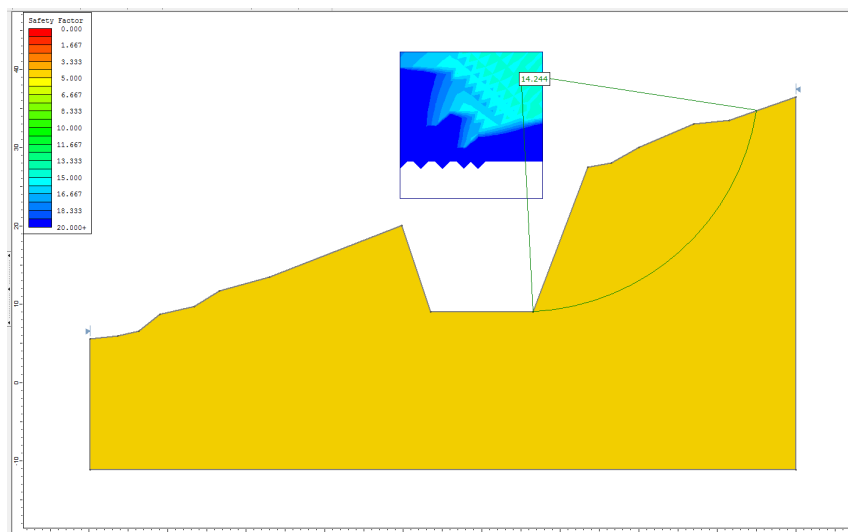


Fig. 46 Coeficiente de seguridad método Bishop Simplificado (Fuente: Programa Slide)

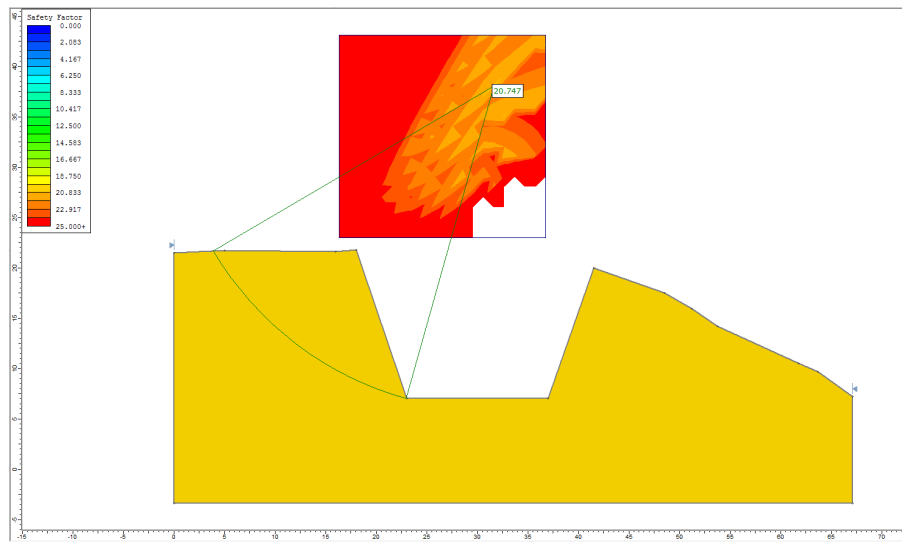


Fig. 45 Coeficiente de seguridad método Janbu Simplificado (Fuente: Programa Slide)

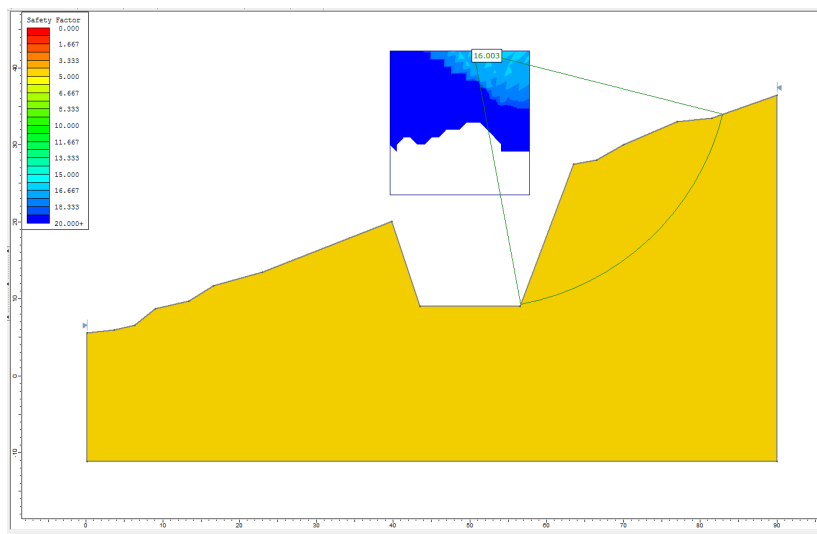


Fig. 47 Coeficiente de seguridad método Janbu Simplificado (Fuente: Programa Slide)

Los coeficientes de seguridad para este talud son de 19,402 obtenido por el método de Bishop simplificado y de 20,747 obtenido por el método de Janbu simplificado.

Los coeficientes de seguridad para este talud son de 14,244 obtenido por el método de Bishop simplificado y de 16,003 obtenido por el método de Janbu simplificado.

TALUD 1 RESTITUCIÓN TRAMO 3 (PK 9+772)

PK	Material	Peso específico	m	s	Strenght Type	UCS (KPa)	Nivel Freático	Ru
Alt.1 9+772 Alt.2 9+448	Conglomerado	25,21	4,3	0,02	Hoek-Brown	19375	No	0

PK	Material	Peso específico	c' (KN/m ²)	φ' (°)	Strenght Type	Nivel Freático	Ru
Alt.1 9+772 Alt.2 9+448	Arcilla	22,425	62,6	28	Mohr-Coulomb	No	0

Nota: El color marrón se corresponde con los conglomerados y el color morado con las arcillas.

Hipótesis 1

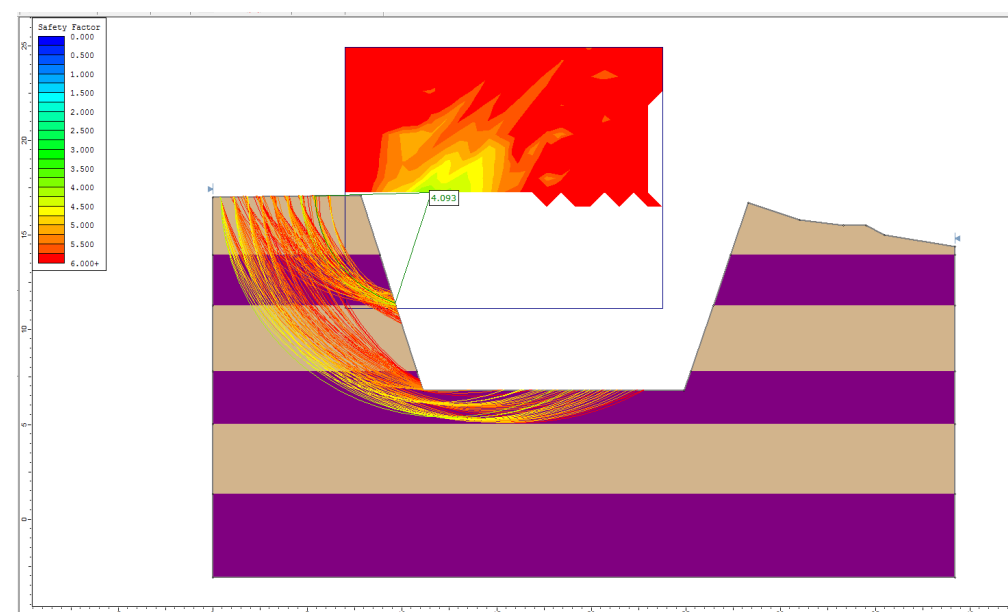


Fig. 48 Coeficiente de seguridad método Bishop Simplificado (Fuente: Programa Slide)

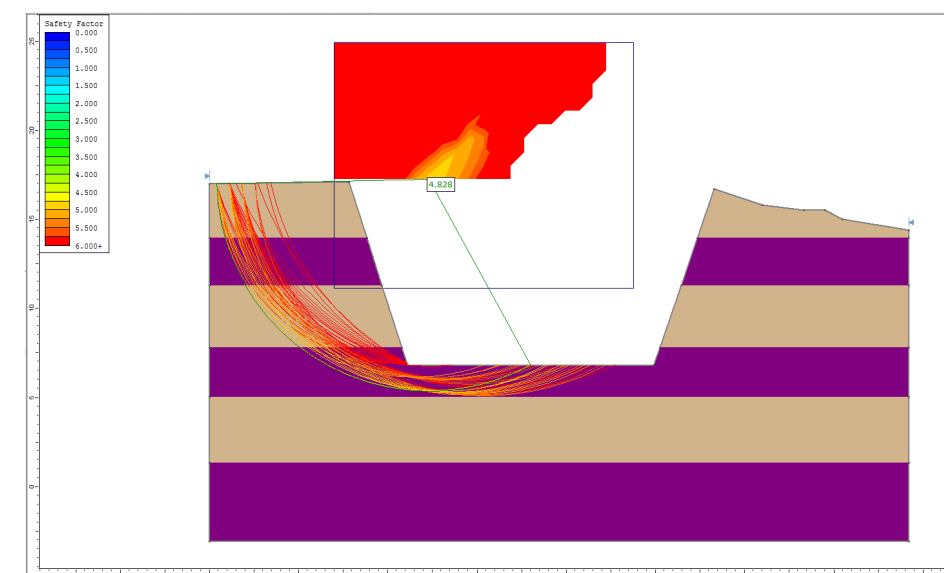


Fig. 49 Coeficiente de seguridad método Janbu Simplificado (Fuente: Programa Slide)

Los coeficientes de seguridad para este talud son de 4,093 obtenido por el método de Bishop simplificado y de 4,828 obtenido por el método de Janbu simplificado.

Hipótesis 2

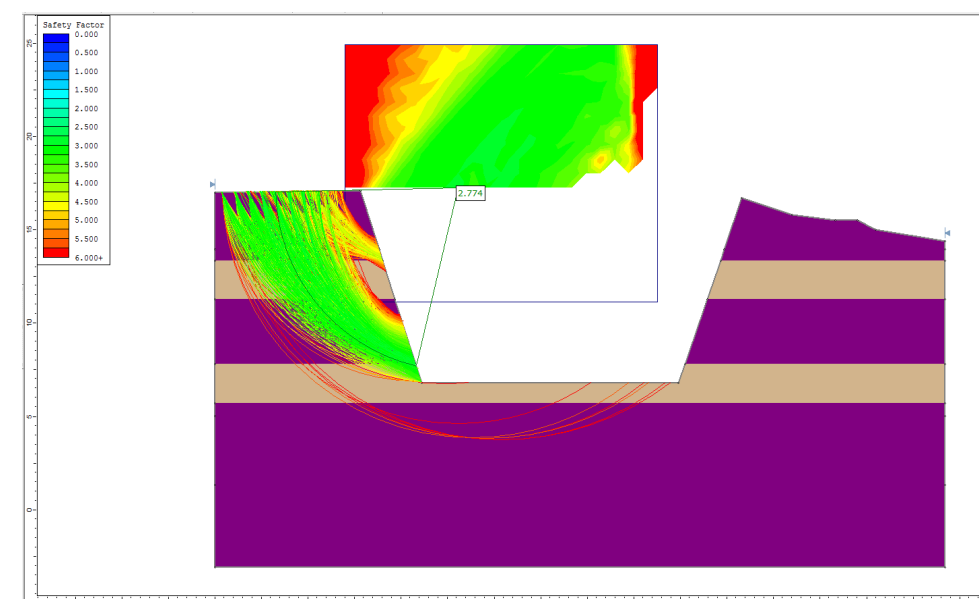


Fig. 50 Coeficiente de seguridad método Bishop Simplificado (Fuente: Programa Slide)

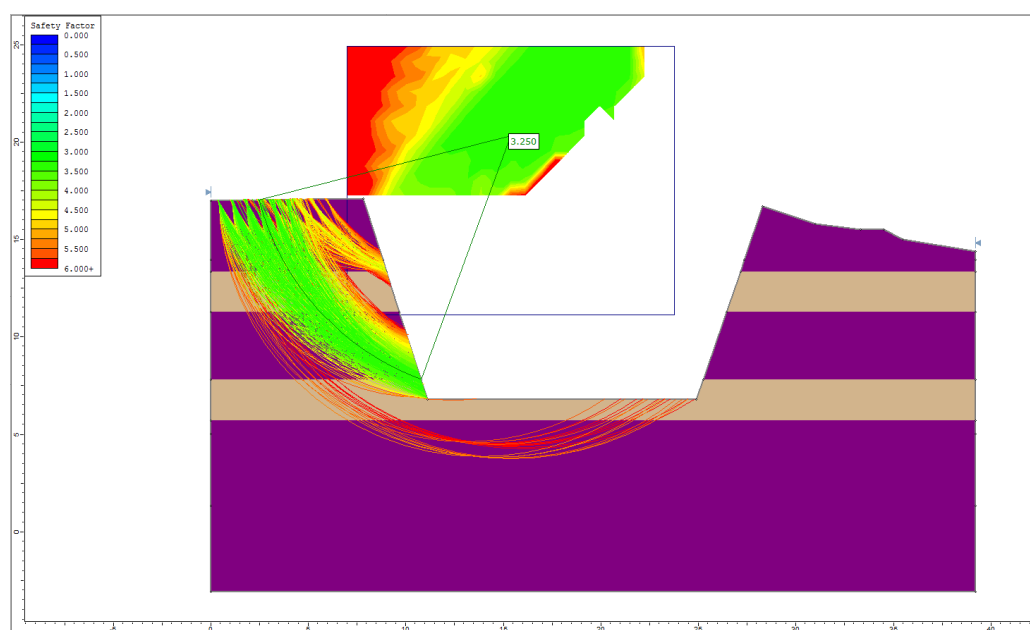


Fig. 51 Coeficiente de seguridad método Janbu Simplificado (Fuente: Programa Slide)

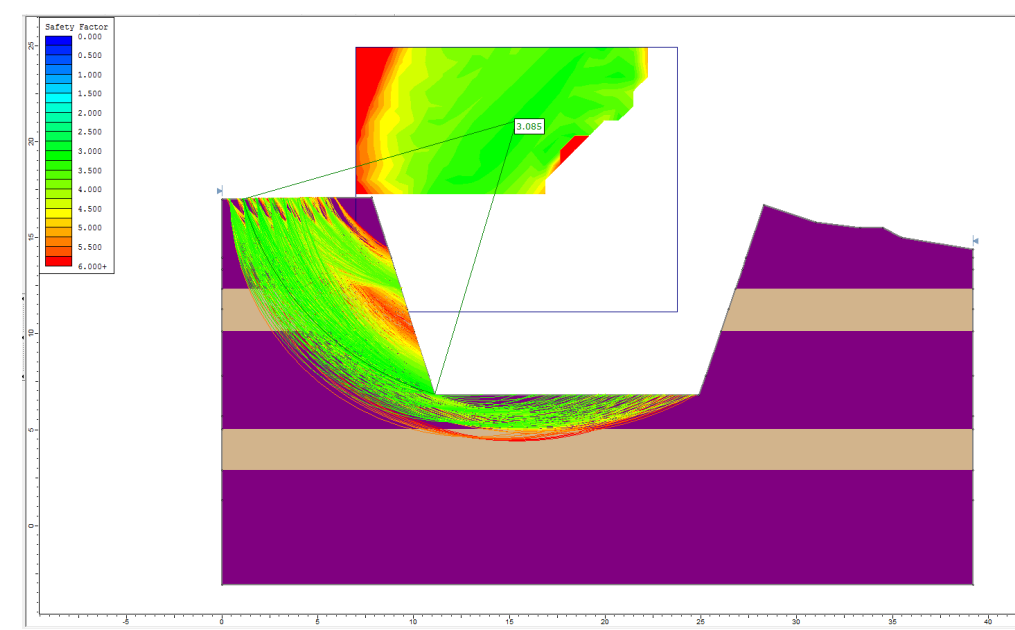


Fig. 53 Coeficiente de seguridad método Janbu Simplificado (Fuente: Programa Slide)

Los coeficientes de seguridad para este talud son de 2,744 obtenido por el método de Bishop simplificado y de 3,250 obtenido por el método de Janbu simplificado.

Hipótesis 3

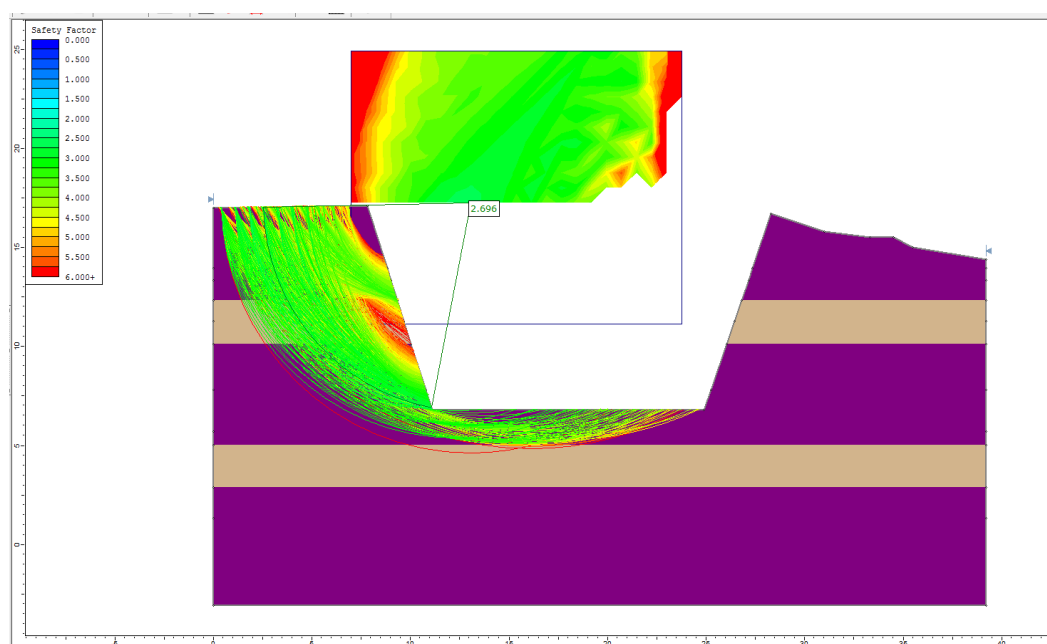


Fig. 52 Coeficiente de seguridad método Bishop Simplificado (Fuente: Programa Slide)

Los coeficientes de seguridad para este talud son de 2,696 obtenido por el método de Bishop simplificado y de 3,085 obtenido por el método de Janbu simplificado.

Hipótesis 4

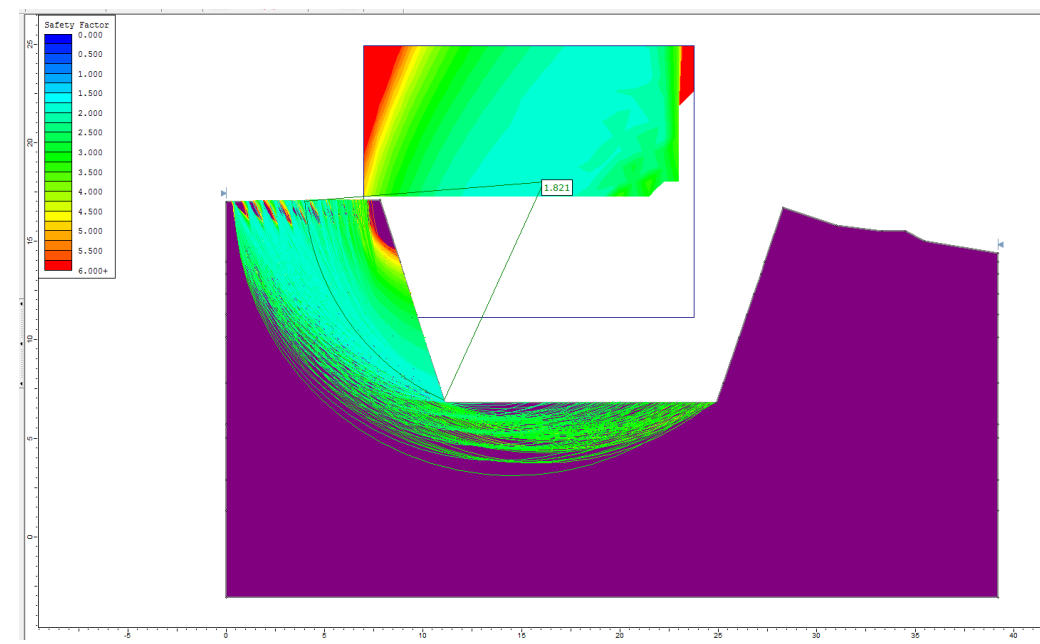


Fig. 54 Coeficiente de seguridad método Bishop Simplificado (Fuente: Programa Slide)

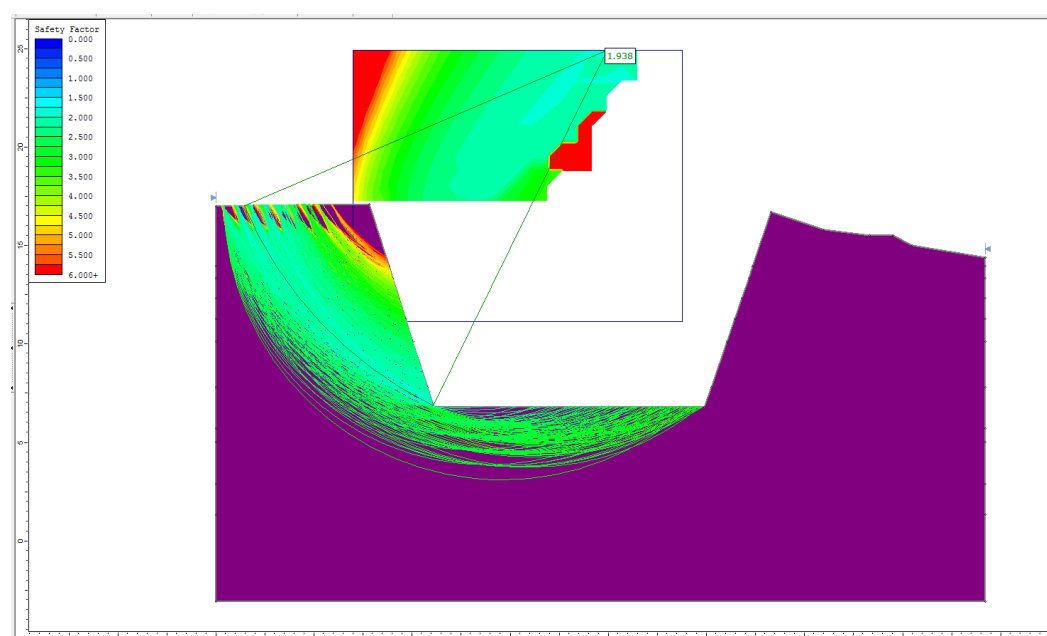


Fig. 55 Coeficiente de seguridad método Janbu Simplificado (Fuente: Programa Slide)

Los coeficientes de seguridad para este talud son de 1,821 obtenido por el método de Bishop simplificado y de 1,938 obtenido por el método de Janbu simplificado.

5-Estabilidad frente a desprendimientos

Para el cálculo de las trayectorias de los posibles desprendimientos se ha utilizado el programa Rocfall que se basa en los métodos de masas discretas, en el cuál los bloques individuales se consideran puntos con una masa y una velocidad. Esta velocidad se reduce en función de los contactos que se den durante el desplazamiento del bloque según los coeficientes de restitución de las componentes normal y tangencial de la velocidad.

Es importante tener en cuenta que cualquier efecto que tengan la forma o el tamaño de los bloques se aproxima por el resto de características dadas.

Para este estudio únicamente se han realizado las comprobaciones de aquellos taludes que presentaban mayor altura, debido a que es en estos donde los desprendimientos pueden tener una mayor trayectoria dadas las velocidades que pueden alcanzar los distintos bloques que se desprendan de la ladera. En estos se han realizado diversas hipótesis del desprendimiento suponiendo varias alturas a las cuales se produce el desprendimiento.

Al igual que en la comprobación de estabilidad de laderas, se ha utilizado el Autocad Civil 3D para obtener los perfiles transversales y así representarlos mediante la herramienta de diseño gráfico del Rocfall. Una vez obtenidos y representados los taludes que se han estudiado, se han establecido las características del material del talud, coeficientes de restitución tangencial y normal, ángulo de fricción y densidad.

Finalmente, introducidos los datos y representados los taludes se ha ejecutado el programa para las diversas hipótesis estudiadas, siendo necesario para ello introducir la altura desde la cual el bloque se va a desprender, la masa de los bloques y el número de bloques que se quiere estudiar. Como resultado el programa expresa las trayectorias estudiadas, de tal forma que se puede comprobar que probabilidad hay de que los bloques invadan la calzada y si las cunetas están correctamente dimensionadas para permitir el paso del agua al mismo tiempo que se acumulan bloques desprendidos de los taludes.

ALTERNATIVA 1

TALUD 4 ALTERNATIVA 1 (PK 3+744)

Este talud está formado por roca caliza la cual según la bibliografía del programa RocFall se le pueden asignar los valores siguientes a cada uno de estos parámetros:

Coeficiente de restitución normal	Coeficiente de restitución tangencial	Ángulo de fricción
0,35	0,85	10°

Con estos datos se ha procedido a la simulación en el programa de 500 desprendimientos y se ha obtenido como resultado los siguientes datos y las siguientes imágenes.

Altura desprendimiento (m)	Peso Bloque (Kg)	Distancia máxima (m)
16,4	20	11,5
	5	11,5
	1	11,5
10	20	8
	5	8
	1	8
5	20	6
	5	6
	1	6

Tabla 21 Hipótesis de caída de bloques

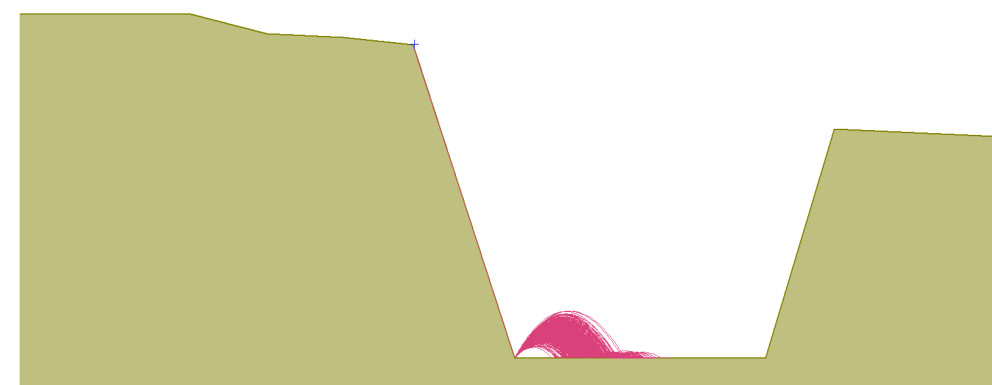


Fig. 56 Trayectorias bloques en arenisca (Fuente: Rocfall)

ALTERNATIVA 2

TALUD 2 ALTERNATIVA 2 (PK 3+744)

Este talud está formado por roca caliza la cual según la bibliografía del programa RocFall se le pueden asignar los valores siguientes a cada uno de estos parámetros:



Coeficiente de restitución normal	Coeficiente de restitución tangencial	Ángulo de fricción
0,2	0,530	41,35°

Con estos datos se ha procedido a la simulación en el programa de 500 desprendimientos y se ha obtenido como resultado los siguientes datos y las siguientes imágenes.

Altura desprendimiento (m)	Peso Bloque (Kg)	Distancia máxima (m)
20,2	500	1,1
	100	1,15
	20	1,15
15	500	0,9
	100	0,9
	20	0,9
10	500	0,8
	100	0,8
	20	0,85

Tabla 22 Hipótesis de caída de bloques

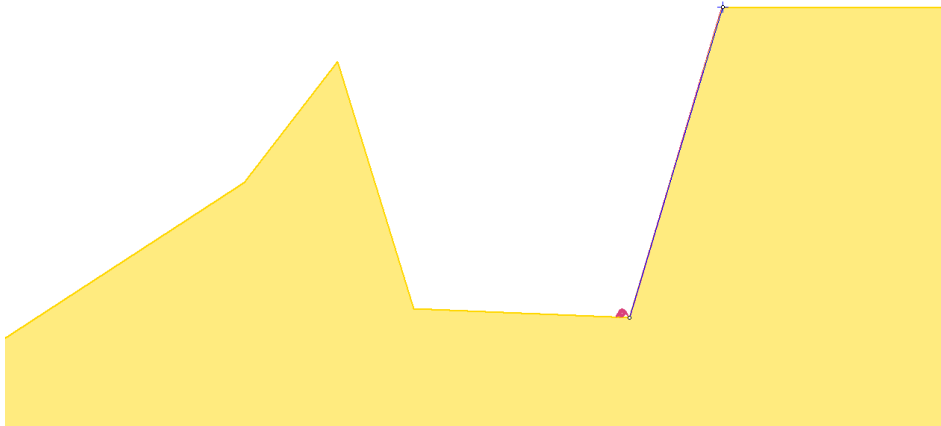


Fig. 57 Trayectorias bloques en caliza (Fuente: RocFall)

TALUD 1 RESTITUCIÓN TRAMO 3 (PK 9+772)

Este talud está formado por roca caliza la cual según la bibliografía del programa RocFall se le pueden asignar los valores siguientes a cada uno de estos parámetros:

Coeficiente de restitución normal	Coeficiente de restitución tangencial	Ángulo de fricción
0,35	0,85	10°

Con estos datos se ha procedido a la simulación en el programa de 500 desprendimientos y se ha obtenido como resultado los siguientes datos y las siguientes imágenes.

Altura desprendimiento (m)	Peso Bloque (Kg)	Distancia máxima (m)
10,3	5	6,3
	1	6,1
	0,5	6,1
5	5	3,6
	1	3,6
	0,5	3,5

Tabla 23 Hipótesis de caída de bloques

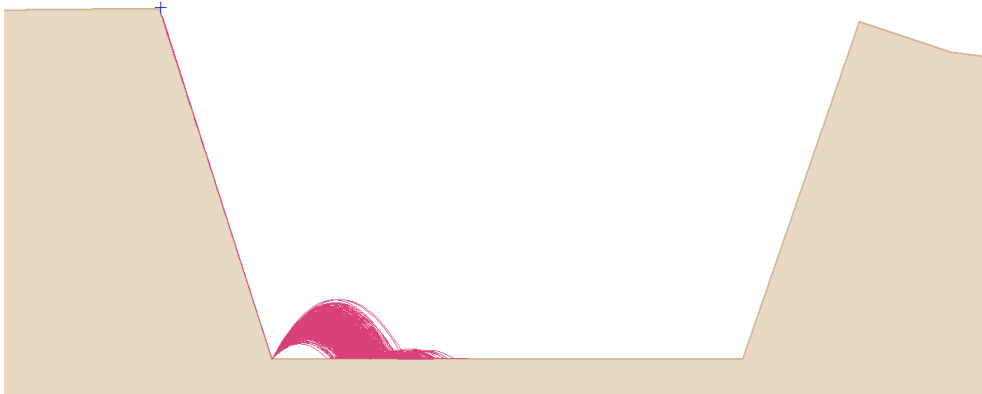


Fig. 58 Trayectorias bloques en conglomerado (Fuente: RocFall)



6-Ensayos de laboratorio

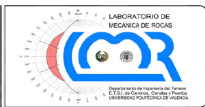
En este apéndice se incluyen los resultados de los ensayos realizados en las muestras recogidas durante la visita de campo con el objetivo de caracterizar los materiales sobre los que discurren las diversas alternativas de lo nuevo trazado de la carretera A-1515.

Estos ensayos han sido realizados por el alumno redactor de este trabajo con el apoyo de los técnicos del Laboratorio de Geotecnia de la UPV.

MUESTRA M1



Gi Mroc
Grupo de Investigación de Mecánica de Rocas



LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS

PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

IMPRESO INTERNO II-GTC-38-01 (10-2009)

Página 1 de 1

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN:

CONGLOMERADO

TIPO DE MUESTRA:

BLOQUE

PROCEDENCIA:

CALICATA Nº

MORA DE RUBIELOS

SONDEO Nº

COTA DE TOMA:

SUPERFICIAL

FECHA DE TOMA:

29-06-16

CÓDIGO DE MUESTRA:

DIT17-0203

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

TEMPERATURA DE SECADO:	105 °C	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	3-4-17 11:15
CÓDIGO BALANZA:			FECHA SALIDA (HORA):	4-4-17 12:05

Pesadas en gramos (g) Precisión 0,1 g	Fórmula	MUESTRA M-1 DIT17-0203	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	581,4	--	--	--
MASA MUESTRA SECA	Ms	569,4	--	--	--
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	12,0	--	--	--
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	2,1	--	--	--

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA

TEMPERATURA DEL AGUA:	25 °C	FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):	FECHA ENTRADA (HORA):	30-3-17 13:00
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):	☐ SI ☒ NO		FECHA SALIDA (HORA):	3-4-17 12:05

Pesadas en gramos (g) Precisión 0,1 g Volumen en cm³	Fórmula	MUESTRA M-1 DIT17-0203	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT. SECA	Mss	583,4	--	--	--
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	357,60	--	--	--
VOL. HUECOS ACCESIBLES	Vhac = Mss - M's	14,0	--	--	--
VOLUMEN MUESTRA	VT=Mss -M'sss	225,8	--	--	--

PESO ESP. DE LAS PARTICULAS	Gs= Ms / Vg	--	--	--	--
VOL. PARTICULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	--	--	--	--

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES

Pesadas en gramos (g) Precisión 0,1 g Volumen en cm³	Fórmula	MUESTRA M-1 DIT17-0203	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECIFICO APARENTE	$\gamma = Mh/V_t$	2,57	--	--	--
PESO ESPECIFICO SECO	$\gamma_s = Ms/V_t$	2,52	--	--	--
ABSORCIÓN (%)	$Abs = [(Mss - Ms) / Ms] \cdot 100$	2,5	--	--	--
POROSIDAD EFICAZ (%)	$ne = (Vhac / V_t) \cdot 100$	6,2	--	--	--
POROSIDAD TOTAL (%)	$n = [(V_v - V_g) / V_t] \cdot 100$	--	--	--	--

OBSERVACIONES:

Indicar la procedencia de cada una de las muestras

Ligero desprendimiento de partículas tras la Inmersión Estática

FECHA TOMA DE MUESTRA:

FECHA INICIO DE ENSAYO:

FECHA FINAL DE ENSAYO:

30-03-17

30-03-17

04-04-17

Laborante

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo:

M. Ángel Morilla Rubio / Nombre Alumnos

Fdo:

Carlos Hidalgo Signes



GiMroc
Grupo de Investigación
de Mecánica de Rocas

PROPIEDADES MÉCICAS DE LAS ROCAS.
ENSAYOS PARA LA DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA
Parte 1: Resistencia a la Compresión Uniaxial
UNE 22.950 - 90 Parte 1

IMPRESO INTERNO II-GTC-15-01 (10-2009)Página 1 de 1

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN:**CONGLOMERADO**

TIPO DE MUESTRA: BLOQUE

PROCEDENCIA:**CALICATA Nº MORA DE RUBIELOS**

SONDEO Nº: --

COTA DE TOMA: SUPERFICIAL

FECHA DE TOMA:**29-06-16**

CÓDIGO DE MUESTRA: DIT17-0203

PREPARACIÓN Y CONSERVACIÓN DE LA MUESTRA PARA ENSAYO

DATOS

		M1-1	M1-2	M1-3	M1-4	--
DIÁMETRO	SECCIÓN SUPERIOR (mm)	D11:				--
		D12:				--
	SECCIÓN MEDIA (mm)	D21:				--
		D22:				--
	SECCIÓN INFERIOR (mm)	D31:				--
		D32:				--
DIÁMETRO Valor Medio	D _m :	48,75	48,69	48,7	48,73	--

Esquema de mediciones realizadas:

Referencia de Probetas

		M1-1	M1-2	M1-3	M1-4	--
ESBELTEZ (2,5<E<3)	E:	2,2	2,1	2,0	1,5	--
	ÁREA (mm²)	A:	1867	1862	1863	1865
VOLUMEN (cm³)	V:	199,105	191,744	181,82	136,463	--
	FACTOR CORRECCIÓN ESBELTEZ	F:	1,0000	1,0000	1,0000	0,80621

F < 2 Corrección por esbeltez Protodyakonov (ASTM D2938, 1996)

ALTURA

H1:					--	
H2:					--	
ALTURA Valor Medio	H _m :	106,67	102,98	97,61	73,17	--

TRATAMIENTO Y ACABADO DE LAS PROBETAS:

PERFORACIÓN ☒CORTE ☒PULIDO ☒REFRENTADO ☐

CONDICIONES DE CONSERVACIÓN:

CÁMARA HÚMEDA ☐AMBIENTE DE LABORATORIO ☒

TEMPERATURA RECINTO: 22 °C

HUMEDAD RELATIVA: 56 %

FASE DE ROTURA: TOMA DE DATOS

VELOCIDAD DE CARGA: 1500 N/s

FECHA DE ROTURA: 23/03/2017

La velocidad de carga deberá estar comprendida entre 0,5 y 1,0 Mpa/s

REFERENCIA	MASA (g)	MASA SECA (g)	Densidad (g/cm³)	Tiempo (min)	CARGA MÁX DE ROTURA "P" (N)	σ _c = σ _c · F (MPa)	Forma de Rotura	
							Anterior	Posterior
M1-1	492,940	--	2,476	0,45	26570	14,2		
M1-2	474,270	--	2,473	0,48	39610	21,3		
M1-3	448,920	--	2,469	0,52	36840	19,8		
M1-4	344,030	--	2,521	0,62	51390	22,2		

OBSERVACIONES: Indicar la procedencia de cada una de las muestras

FECHA TOMA DE MUESTRA: 30-03-17

FECHA INICIO DE ENSAYO: 30-03-17

FECHA FINAL DE ENSAYO: 04-04-17

Laborante

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: M. Ángel Morilla Rubio / Nombre Alumnos

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

Métodos de ensayo para piedra natural:
Determinación de la velocidad de propagación del sonido

UNE-EN 14579:2005

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA

II - LMS - 39 - 00

Página 1 de 1

IMPRESO INTERNO

TIPO DE MUESTRA: ROCA CONGLOMERADO

CÓDIGO DE MUESTRA: DIT17-0203

PROBETA	Longitud (mm)	Tiempo Transcurrido (µs)		Velocidad (m/s)		Coef. Poisson (ν)	Mod. Elasticidad (GPa)
		Ondas P	Ondas S	Ondas P (Vp)	Ondas S (Vs)		
Nº						$[0,5 \cdot (Vp/Vs)^2 - 1] / [(Vp/Vs)^2 + 1]$	$2 \gamma \gamma Vs^2 / (1 + \nu)$
M1-1	106,67	26,8	55,6	3980	1919	0,35	25,5
M1-2	102,98	27,6	50,9	3731	2023	0,29	27,2
M1-3	97,61	25,3	47,2	3858	2068	0,30	28,5
M1-4	73,17	18,7	37,3	3913	1962	0,33	26,3
Valores Medios						0,32	26,9

COMPROBAR LA BATERIA ANTES DE UTILIZAR EL EQUIPO.

☒

CALIBRAR EL EQUIPO ANTES DE SU UTILIZACIÓN.

☒

CARACTERÍSTICA DE LA SUPERFICIE DE LA ROCA:

Superficies Pulidas

NATURALEZA DE LA ROCA:

Roca Sedimentaria - Dolomía cristalina de color beige

DENSIDAD APARENTE DE LA ROCA (Kg/m³):

2570

OBSERVACIONES: PROCEDENCIA DE LA MUESTRA

FECHA DE ENTRADA DE LA MUESTRA: 29/06/2016

FECHA Y HORA INICIO DE ENSAYO: 21/03/2017

FECHA Y HORA FINAL DE ENSAYO: 21/03/2017

Laborante

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: M. Ángel Morilla Rubio / Nombre Alumno

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

IGNACIO RUBIO VILLALBA

Anejo I: ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

69



Fig. 59 Muestra M1

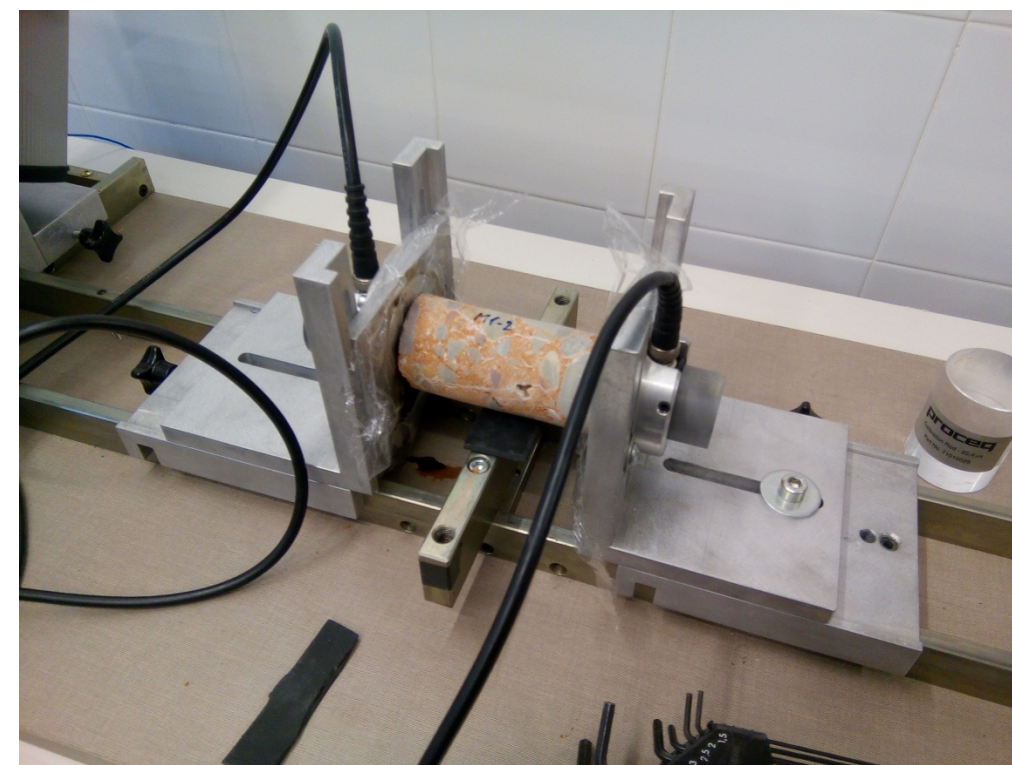


Fig. 61 Ensayo de ultrasonidos en muestra M1-2



Fig. 60 Ensayo compresión muestra M1-2



MUESTRA M2

GiMroc Grupo de Investigación de Mecánica de Rocas		PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS. Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO
---	--	--

IMPRESO INTERNO II-GTC-38-01 (10-2009) Página 1 de 1

DATOS DE LA MUESTRA				
DESCRIPCIÓN:	CALIZA	TIPO DE MUESTRA:	BLOQUE	
PROCEDENCIA:	CALICATA Nº	MORA DE RUBIELOS	SONDEO Nº	--
FECHA DE TOMA:	29-06-16	CÓDIGO DE MUESTRA:	DIT17-0204	

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA					
TEMPERATURA DE SECADO:	105 °C	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	3-4-17 11:15	
CÓDIGO BALANZA:			FECHA SALIDA (HORA):	4-4-17 12:05	
Pesadas en gramos (g) Precisión 0,1 g	Fórmula	MUESTRA M-2 DIT17-0204	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	242,8	--	--	--
MASA MUESTRA SECA	Ms	241,9	--	--	--
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	0,9	--	--	--
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	0,4	--	--	--

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA					
TEMPERATURA DEL AGUA:	25 °C	FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):	FECHA ENTRADA (HORA):	30-3-17 13:00	
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):	☐ Sí ☒ No		FECHA SALIDA (HORA):	3-4-17 12:05	
Pesadas en gramos (g) Precisión 0,1 g Volumen en cm ³	Fórmula	MUESTRA M-2 DIT17-0204	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT.SECA	Msss	243,3	--	--	--
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	151,80	--	--	--
VOL. HUECOS ACCESIBLES	Vhac = Msss - Ms	1,4	--	--	--
VOLUMEN MUESTRA	VT=Msss -M'sss	91,5	--	--	--

PESO ESP. DE LAS PARTÍCULAS	Gs= Ms / V _s	--	--	--	--
VOL. PARTÍCULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	--	--	--	--

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES					
Pesadas en gramos (g) Precisión 0,1 g Volumen en cm ³	Fórmula	MUESTRA M-2 DIT17-0204	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECÍFICO APARENTE	$\gamma = Mh/V_T$	2,65	--	--	--
PESO ESPECÍFICO SECO	$\gamma_s = Ms/V_T$	2,64	--	--	--
ABSORCIÓN (%)	$Abs = [(Msss - Ms)/Ms] \cdot 100$	0,6	--	--	--
POROSIDAD EFICAZ (%)	$n_e = (Vhac/V_T) \cdot 100$	1,5	--	--	--
POROSIDAD TOTAL (%)	$n = [(V_T - V_s) / V_T] \cdot 100$	--	--	--	--

OBSERVACIONES:	Indicar la procedencia de cada una de las muestras	FECHA TOMA DE MUESTRA:	30-03-17
		FECHA INICIO DE ENSAYO:	30-03-17
		FECHA FINAL DE ENSAYO:	04-04-17

Laborante Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: M. Ángel Morilla Rubio / Nombre Alumnos Fdo: Carlos Hidalgo Signes

GiMroc Grupo de Investigación de Mecánica de Rocas		PROPIEDADES MÉCANICAS DE LAS ROCAS. ENSAYOS PARA LA DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA Parte 1: Resistencia a la Compresión Uniaxial UNE 22.950 - 90 Parte 1
---	--	--

IMPRESO INTERNO II-GTC-15-01 (10-2009) Página 1 de 1

DATOS DE LA MUESTRA			
DESCRIPCIÓN:	CALIZA	TIPO DE MUESTRA:	BLOQUE
PROCEDENCIA:	CALICATA Nº	MORA DE RUBIELOS	SONDEO Nº --
FECHA DE TOMA:	29-06-16	CÓDIGO DE MUESTRA:	DIT17-0204

PREPARACIÓN Y CONSERVACIÓN DE LA MUESTRA PARA ENSAYO					
DATOS					
		M2-1	M2-2	--	--
DIÁMETRO	SECCIÓN SUPERIOR (mm)	D11 :		--	--
		D12 :		--	--
	SECCIÓN MEDIA (mm)	D21 :		--	--
		D22 :		--	--
ALTURA	SECCIÓN INFERIOR (mm)	D31 :		--	--
		D32 :		--	--
	DIÁMETRO Valor Medio	D _m :	48,81	48,82	--
Esquema de mediciones realizadas:					
CÁLCULOS					
ESBELTEZ (2,5<E<3)	E :	M2-1	M2-2	--	--
ÁREA (mm ²)	A :	1871	1872	--	--
VOLUMEN (cm ³)	V :	236,27	229,347	--	--
FACTOR CORRECCIÓN ESBELTEZ	F :	1,0000	1,0000	--	--

TRATAMIENTO Y ACABADO DE LAS PROBETAS:	PERFORACIÓN	☒	CORTE	☒	PULIDO	☒	REFRENTADO	☐
CONDICIONES DE CONSERVACIÓN:	CÁMARA HUMEDA	☐	AMBIENTE DE LABORATORIO	☒				
TEMPERATURA RECINTO:	22 °C	HUMEDAD RELATIVA :	56 %					

FASE DE ROTURA: TOMA DE DATOS			
VELOCIDAD DE CARGA:	1500 N/s	FECHA DE ROTURA:	23/03/2017
La velocidad de carga deberá estar comprendida entre 0,5 y 1,0 Mpa/s			

REFERENCIA	MASA (g)	MASA SECA (g)	Densidad (g/cm³)	Tiempo (min)	CARGA MÁX DE ROTURA "P " (N)	σ _c = σ _c · F (MPa)	Forma de Rotura	
							Anterior	Posterior
M2-1	613,420	--	2,596	1,37	122000	65,2		
M2-2	590,360	--	2,574	1,25	111000	59,3		

OBSERVACIONES:	Indicar la procedencia de cada una de las muestras	FECHA TOMA DE MUESTRA:	30-03-17
		FECHA INICIO DE ENSAYO:	30-03-17
		FECHA FINAL DE ENSAYO:	04-04-17

Laborante Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: M. Ángel Morilla Rubio / Nombre Alumnos Fdo: Carlos Hidalgo Signes



Métodos de ensayo para piedra natural:
Determinación de la velocidad de propagación del sonido

UNE-EN 14579:2005

UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA

II - LMS - 39 - 00
Página 1 de 1

IMPRESO INTERNO

TIPO DE MUESTRA: ROCA CALIZA

CÓDIGO DE MUESTRA: DIT17-0204

PROBETA Nº	Longitud (mm)	Tiempo Transcurrido (µs)		Velocidad (m/s)		Coef. Poisson (ν) $[0,5 \cdot (V_p/V_s)^2 - 1] / [(V_p/V_s)^2 - 1]$	Mod. Elasticidad (GPa) $2 \cdot \nu \cdot V_s^2 \cdot (1 + \nu)$
		Ondas P	Ondas S	Ondas P (Vp)	Ondas S (Vs)		
M2-1	126,27	22,0	37,9	5740	3332	0,25	73,3
M2-2	122,52	19,9	37,3	6157	3285	0,30	74,4
Valores Medios						0,27	73,8

COMPROBAR LA BATERIA ANTES DE UTILIZAR EL EQUIPO. ☒

CALIBRAR EL EQUIPO ANTES DE SU UTILIZACIÓN. ☒

CARACTERÍSTICA DE LA SUPERFICIE DE LA ROCA : Superficies Pulidas

NATURALEZA DE LA ROCA: Roca Sedimentaria - Dolomía cristalina de color beige

DENSIDAD APARENTE DE LA ROCA (Kg/m³): 2650

OBSERVACIONES: PROCEDENCIA DE LA MUESTRA

Laborante

Fdo: M. Ángel Morilla Rubio / Nombre Alumno

FECHA DE ENTRADA DE LA MUESTRA: 29/06/2016

FECHA Y HORA INICIO DE ENSAYO: 21/03/2017

FECHA Y HORA FINAL DE ENSAYO: 21/03/2017

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: Carlos Hidalgo Signes



Fig. 62 Muestra M2



Fig. 63 Extracción probeta de la muestra M2

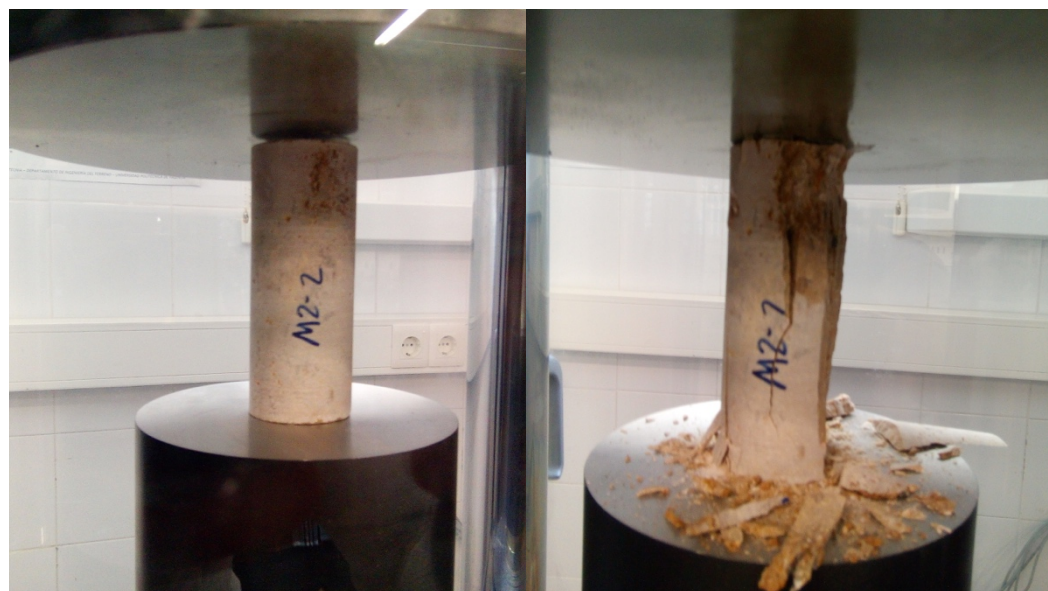
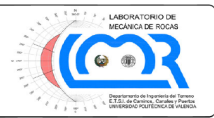


Fig. 64 Ensayo a compresión muestra M2-1

MUESTRA M3





PROPIEDADES ELEMENTALES DE LAS ROCAS.

Determinación de la Densidad y Porosidad de una roca

PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO

IMPRESO INTERNO II-GTC-38-01 (10-2009)
Página 1 de 1

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN: CALCARENITA

PROCEDENCIA: CALICATA Nº MORA DE RUBIELOS

FECHA DE TOMA: 29-06-16

TIPO DE MUESTRA: BLOQUE

SONDEO Nº -- **COTA DE TOMA:** SUPERFICIAL

CÓDIGO DE MUESTRA: DIT17-0205

DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD NATURAL, MEDIANTE SECADO EN ESTUFA

TEMPERATURA DE SECADO:	105	° C	DURACIÓN DE LA FASE DE SECADO:	FECHA ENTRADA (HORA):	3-4-17 11:15
CÓDIGO BALANZA:				FECHA SALIDA (HORA):	4-4-17 12:05

Pesadas en gramos (g) Precisión 0,1 g	Fórmula	MUESTRA M-3 DIT17-02-05	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA	Mh	418,9	--	--	--
MASA MUESTRA SECA	Ms	406,5	--	--	--
MASA DE AGUA	A=Mh - Ms	12,4	--	--	--
HUMEDAD NATURAL (W %)	Wo=(A / Ms) · 100	3,1	--	--	--

DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DE LA MUESTRA, MEDIANTE BALANZA HIDROSTÁTICA

TEMPERATURA DEL AGUA:	25	° C	FASE DE INMERSIÓN (> 24 h):	FECHA ENTRADA (HORA):	30-3-17 13:00
FASE DE VACÍO+AGUA (2 horas):	☐ SI	☒ X	☐ No	FECHA SALIDA (HORA):	3-4-17 12:05

Pesadas en gramos (g) Precisión 0,1 g Volumen en cm ³	Fórmula	MUESTRA M-3 DIT17-02-05	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
MASA MUESTRA S.SAT.SECA	Msss	419,7	--	--	--
MASA MUESTRA SUMERGIDA	M'sss	250,10	--	--	--
VOL. HUECOS ACCESIBLES	V _{hac} = Msss - Ms	13,2	--	--	--
VOLUMEN MUESTRA	VT=Msss -M'sss	169,6	--	--	--

PESO ESP. DE LAS PARTÍCULAS	Gs= Ms / V _s				--
VOL. PARTÍCULAS SÓLIDAS	Vs= Ms / Gs	--	--	--	--

CÁLCULOS: OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES ELEMENTALES

Pesadas en gramos (g) Precisión 0,1 g Volumen en cm ³	Fórmula	MUESTRA M-3 DIT17-02-05	MUESTRA 2	MUESTRA 3	VALOR MEDIO
PESO ESPECIFICO APARENTE	$\gamma = Mh / V_T$	2,47	--	--	--
PESO ESPECIFICO SECO	$\gamma_s = Ms / V_T$	2,40	--	--	--
ABSORCIÓN (%)	$Abs = [(M_{sss} - Ms) / Ms] \cdot 100$	3,3	--	--	--
POROSIDAD EFICAZ (%)	$ne = [V_{hac} / V_s] \cdot 100$	7,8	--	--	--
POROSIDAD TOTAL (%)	$n = [(V_T - V_s) / V_T] \cdot 100$	--	--	--	--

OBSERVACIONES: Indicar la procedencia de cada una de las muestras
 La muestra permanece inalterada después de la Inmersión Estática

FECHA TOMA DE MUESTRA: 30-03-17
FECHA INICIO DE ENSAYO: 30-03-17
FECHA FINAL DE ENSAYO: 04-04-17

Laborante
Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: M. Ángel Morilla Rubio / Nombre Alumnos
Fdo: Carlos Hidalgo Signes



GiMroc
Grupo de investigación
de Mecánica de Rocas

PROPIEDADES MÉCICAS DE LAS ROCAS.
ENSAYOS PARA LA DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA
Parte 1: Resistencia a la Compresión Uniaxial
UNE 22.950 - 90 Parte 1

IMPRESO INTERNO II-GTC-15-01 (10-2009)

Página 1 de 1

DATOS DE LA MUESTRA

DESCRIPCIÓN: **CALCARENITA** TIPO DE MUESTRA: BLOQUE

PROCEDENCIA: CALICATA Nº **MORA DE RUBIELOS** SONDEO Nº -- COTA DE TOMA: SUPERFICIAL

FECHA DE TOMA: **29-06-16** CÓDIGO DE MUESTRA: DIT17-0205

PREPARACIÓN Y CONSERVACIÓN DE LA MUESTRA PARA ENSAYO

DATOS

		M3-1	M3-2	--	--	--
DIÁMETRO	SECCIÓN SUPERIOR (mm)	D11 :			--	--
		D12 :			--	--
	SECCIÓN MEDIA (mm)	D21 :			--	--
		D22 :			--	--
	SECCIÓN INFERIOR (mm)	D31 :			--	--
		D32 :			--	--
DIÁMETRO Valor Medio	D _m :	48,8	48,81	--	--	--

Esquema de mediciones realizadas:

CÁLCULOS

		M3-1	M3-2	--	--	--
ESBELTEZ (2,5<E<3)	E :	2,6	2,5	--	--	--
	A :	1870	1871	--	--	--
VOLUMEN (cm³)	V :	234,583	231,386	--	--	--
	F :	1,0000	1,0000	--	--	--

Referencia de Probetas

		M3-1	M3-2	--	--	--
ESBELTEZ (2,5<E<3)	E :	2,6	2,5	--	--	--
	A :	1870	1871	--	--	--
VOLUMEN (cm³)	V :	234,583	231,386	--	--	--
	F :	1,0000	1,0000	--	--	--

F < 2 Corrección por esbeltez Protodyakonov (ASTM D2938, 1995)

TRATAMIENTO Y ACABADO DE LAS PROBETAS: PERFORACIÓN ☒ CORTE ☒ PULIDO ☒ REFRENTADO ☐

CONDICIONES DE CONSERVACIÓN: CÁMARA HÚMEDA ☐ AMBIENTE DE LABORATORIO ☒

TEMPERATURA RECINTO: 22 °C HUMEDAD RELATIVA : 56 %

FASE DE ROTURA: TOMA DE DATOS

VELOCIDAD DE CARGA: 1500 N/s FECHA DE ROTURA: 23/03/2017

La velocidad de carga deberá estar comprendida entre 0,5 y 1,0 Mpa/s

REFERENCIA	MASA (g)	MASA SECA (g)	Densidad (g/cm³)	Tiempo (min)	CARGA MÁX DE ROTURA "P" (N)	$\sigma_c = \sigma_c^* \cdot F$ (MPa)	Forma de Rotura	
							Anterior	Posterior
M3-1	581,45	--	2,479	0,85	25250	13,5		
M3-2	569,99	--	2,463	0,75	23560	12,6		

OBSERVACIONES: **Indicar la procedencia de cada una de las muestras**

FECHA TOMA DE MUESTRA: 30-03-17

FECHA INICIO DE ENSAYO: 30-03-17

FECHA FINAL DE ENSAYO: 04-04-17

Laborante

Técnico Responsable del Ensayo (GTL)

Fdo: **M. Ángel Morilla Rubio / Nombre Alumnos**

Fdo: Carlos Hidalgo Signes

Fig. 65 Muestra M3

IGNACIO RUBIO VILLALBA

Anejo I: ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

74



MUESTRA M4

	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO	
	UNE 103-101-95	UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA

IMPRESO DE ENSAYO [IE - GTC - 02 - 02]

TIPO DE MUESTRA:	MARGA ARCILLOSA	CÓDIGO DE MUESTRA:	DIT17-0206
------------------	-----------------	--------------------	------------

DATOS DE LA MUESTRA

MUESTRA TOTAL SECA AL AIRE (g)	A	---	970,2
FRACCIÓN DE MUESTRA RETENIDA EN EL TAMIZ UNE 20 mm			
MASA TOTAL RETENIDA SOBRE EL TAMIZ 20 mm, LAVADA Y SECA (g)	B	---	14,8
FRACCIÓN DE MUESTRA QUE PASA POR EL TAMIZ UNE 20 mm			
PORCIÓN QUE PASA POR EL TAMIZ 20 mm, SECA AL AIRE (g)	C	---	955,4
FRACCIÓN COMPRENDIDA ENTRE LOS TAMIZES UNE 20 Y UNE 2 mm			
MUESTRA RETENIDA ENTRE EL TAMIZ 20 Y TAMIZ 2 mm, LAVADA Y SECA (g)	D	---	83,3
FACTOR DE CORRECCIÓN DE LA MUESTRA COMPRENDIDA ENTRE LOS TAMIZES 20 Y 2 mm	f ₁	(A-B)/C	1,0000
MUESTRA TOTAL ENTRE EL TAMIZ 20 mm Y EL TAMIZ 2 mm, LAVADA Y SECA (g)	E	D X f ₁	83,3
MUESTRA TOTAL RETENIDA EN EL TAMIZ 2 mm, LAVADA Y SECA (g)	F	B+E	98,1
FRACCIÓN DE MUESTRA QUE PASA POR EL TAMIZ UNE 2 mm			
MUESTRA QUE PASA POR EL TAMIZ 2 mm, ENSAYADA SECADA AL AIRE (g)	G	---	126,9
MUESTRA QUE PASA POR EL TAMIZ 2 mm, ENSAYADA Y SECA (g)	H	G X f	123,5
MUESTRA TOTAL QUE PASA POR EL TAMIZ 2 mm, SECA (g)	J	(A-F) X f	848,3
FACTOR DE CORRECCIÓN DE LA MUESTRA QUE PASA POR EL TAMIZ 2 mm	f ₂	J / H	6,8709
MUESTRA TOTAL SECA (g)	K	F + J	946,4

REFERENCIA TARA	T-1		
TARA	T	---	57,6
TARA+SUELO+AGUA	(1)	T+S+A	105,2
TARA+SUELO	(2)	T+S	103,9
AGUA	A	(1)-(2)	1,3
SUELO	S	(2)-T	46,3
HUMEDAD HIGROSCÓPICA	h.h.	(A / S) * 100	2,8
FACTOR DE CORRECCIÓN POR HUMEDAD HIGROSCÓPICA	f	100 / (100-h.h.)	0,9727

CONDICIONES AMBIENTALES DE LABORATORIO			
TEMPERATURA (°C):	21,0	HUMEDAD R. (%):	42,0

Nota: Los factores de corrección "f", "f1" y "f2" se calculan con 4 cifras decimales

LECTURAS Y CÁLCULOS DEL ENSAYO

TAMICES	ASTM	UNE [mm]	RETENIDO ENTRE TAMICES (g)		PASA EN MUESTRA TOTAL		OBSERVACIONES
			PARTE ENSAYADA (g)	EN MUESTRA TOTAL (g)	(g)	% PASA	
3,5"	100			0	946,4	100,0	
3"	80			0	946,4	100,0	
2,5"	63			0	946,4	100,0	
2"	50			0	946,4	100,0	
1,5"	40			0	946,4	100,0	
1"	25			0,0	946,4	100,0	
3/4"	20			14,5	931,9	98,5	
0,5"	12,5		3,3	3,3	928,6	98,1	
3/8"	10		4,6	4,6	924,0	97,6	
1/4"	6,3		2,6	2,6	921,4	97,4	
Nº4	5		0,3	0,3	921,1	97,3	
Nº10	2		3,3	3,3	917,8	97,0	
Nº16	1,25		0,25	1,7	916,1	96,8	
Nº40	0,40		0,90	6,2	909,9	96,2	
Nº80	0,16		0,87	6,0	904,0	95,5	
Nº200	0,080		0,67	4,6	899,4	95,0	

Laboratorio de Geotecnia - Departamento de Ingeniería del Terreno

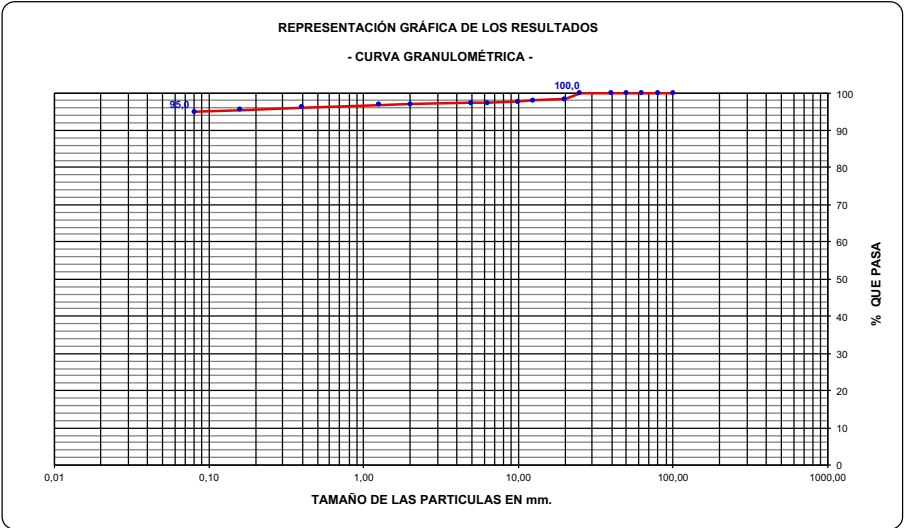
Página 1 de 2

	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO	
	UNE 103-101-95	UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA

IMPRESO DE ENSAYO [IE - GTC - 02 - 02]

TIPO DE MUESTRA:	MARGA ARCILLOSA	CÓDIGO DE MUESTRA:	DIT17-0206
------------------	-----------------	--------------------	------------

OBTENCIÓN Y EXPRESIÓN DE RESULTADOS



COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA (Clasificación S.U.C.S.)			
GRAVAS (RETIENE 5 mm)		2,7	%
ARENAS (PASA 5 Y RET 0,08 mm)		2,3	%
ARCILLAS Y LIMOS (PASA 0,08 mm)		95,0	%

OBSERVACIONES:	Muestra M-4: Marga Arcillosa Procedencia	FECHA TOMA DE MUESTRA:	14-12-2009 / 9:00
		FECHA INICIO DE ENSAYO:	14-12-2009 / 9:00
		FECHA FINAL DE ENSAYO:	14-12-2009 / 9:00
Laborante		Técnico Responsable del Ensayo	
Fdo:	M. Ángel Morilla Rubio/ Alumnos	Fdo:	Carlos Hidalgo Signes

Laboratorio de Geotecnia - Departamento de Ingeniería del Terreno

Página 1 de 1



	DETERMINACIÓN DE LA HUMEDAD DE UN SUELO MEDIANTE SECADO EN ESTUFA UNE 103-300/93	
--	---	--

IMPRESO DE ENSAYO [IE - GTC - 01 - 02]

TIPO DE MUESTRA:	MARGA ARCILLOSA	CÓDIGO DE MUESTRA:	DIT17-0206
------------------	-----------------	--------------------	------------

DATOS INICIALES DE LA MUESTRA

Condiciones de secado.		ESTIMACIÓN DE MUESTRA NECESARIA PARA EL ENSAYO	
TEMPERATURA ESTUFA	105	°C	
TIEMPO DE SECADO	>24	horas	
Condiciones de laboratorio.			
TEMPERATURA	22	°C	
HUMEDAD RELATIVA	65	%	

TAMAÑO MÁXIMO DE PARTÍCULAS	MASA MÍNIMA DE LA MUESTRA	
0,40 mm	30 g	
5 mm	300 g	
12,5 mm	900 g	X
25 mm	1500 g	
50 mm	3000 g	
80 mm	5000 g	
100 mm	7000 g	

LECTURAS Y CÁLCULOS DEL ENSAYO

		DET 1	DET 2	DET 3	
REF. TARA		A	B	C	-
TARA CON TAPA	M1	61,10	--	--	g
T + S + A	M2	124,78	--	--	g
T + S	M3	111,22	--	--	g
AGUA	A = M2 - M3	13,56	--	--	g
SUELO	S = M3 - M1	50,12	--	--	g

MASA DE LA MUESTRA	PRECISIÓN BALANZA
< 100 g	0,01 g
100 g < M < 1000 g	0,1 g
> 1000 g	1 g

NOTA: PRECISIÓN DE LA BALANZA SEGÚN LA CANTIDAD DE MUESTRA

OBTENCIÓN Y EXPRESIÓN DE RESULTADOS

HUMEDAD (W%)	(A/S) x 100	27,1	--	--	%
W (%) Valor Medio		27,1			%

OBSERVACIONES:	Muestra M-4: Marga Arcillosa Procedencia	FECHA TOMA DE MUESTRA:	14-12-2009 / 9:00
		FECHA INICIO DE ENSAYO:	14-12-2009 / 9:00
		FECHA FINAL DE ENSAYO:	14-12-2009 / 9:00
Laborante		Técnico Responsable del Ensayo	
Fdo:	M. Ángel Morilla Rubio/ Alumnos	Fdo:	Carlos Hidalgo Signes

Laboratorio de Geotecnia - Departamento de Ingeniería del Terreno

Página 1 de 1

	DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO DE UN SUELO POR EL MÉTODO DEL APARATO DE CASAGRANDE UNE 103.103/94	
	DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO DE UN SUELO UNE 103.104/93	

IMPRESO DE ENSAYO [IE - GTC - 03 - 02]

TIPO DE MUESTRA:	MARGA ARCILLOSA	CÓDIGO DE MUESTRA:	DIT17-0206
------------------	-----------------	--------------------	------------

DATOS INICIALES

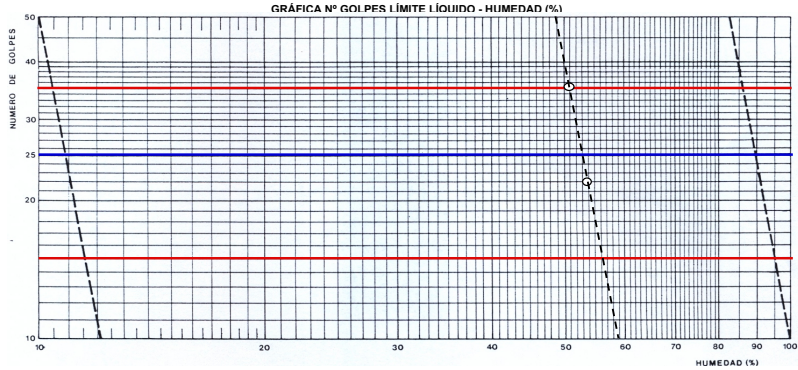
PREPARACIÓN DE LA MUESTRA	CUCHARA CASAGRANDE Nº:	7
Secado de la muestra:	ACANALADOR:	X CASAGRANDE ASTM HOVANYI
Tamiz de selección:	UNE 0,40 mm	
Agua de amasado:	Destilada	
Tiempo curado tras amasado:	24h	

LECTURAS Y CÁLCULOS DEL ENSAYO

LÍMITE LÍQUIDO - W _L -				LÍMITE PLÁSTICO - W _p -		
PUNTO Nº	1	2	3	1	2	3
REF. TARA	R	P2	7	2	VFC	M3
TARA	T	30,71	29,99	--	41,62	42,77
TARA+SUELO+AGUA	(1)	40,72	42,83	--	48,08	46,92
TARA+SUELO	(2)	37,34	38,34	--	46,56	45,92
AGUA	A (1)-(2)	3,38	4,49	--	1,52	1,00
SUELO	S (2)-T	6,63	8,35	--	4,94	3,15
HUMEDAD	W (A/S)*100	51,0	53,8	--	30,8	31,7
Nº GOLPES	G	35	22	--	VALOR MEDIO (W _p):	
						31,1

NOTA: MÍNIMO DOS DETERMINACIONES: 1º) 25 < Golpes < 35 2º) 15 < Golpes < 25

OBTENCIÓN Y EXPRESIÓN DE RESULTADOS



LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE DE PLASTICIDAD
W _L	W _p	IP
53,1	31,1	22,0

OBSERVACIONES:	Muestra M-4: Marga Arcillosa Procedencia	FECHA TOMA DE MUESTRA:	14-12-2009 / 9:00
		FECHA INICIO DE ENSAYO:	14-12-2009 / 9:00
		FECHA FINAL DE ENSAYO:	14-12-2009 / 9:00
Laborante		Técnico Responsable del Ensayo	
Fdo:	M. Ángel Morilla Rubio/ Alumnos	Fdo:	Carlos Hidalgo Signes

Laboratorio de Geotecnia - Departamento de Ingeniería del Terreno

Página 1 de 1



Fig. 66 Granos gruesos de la muestra M4

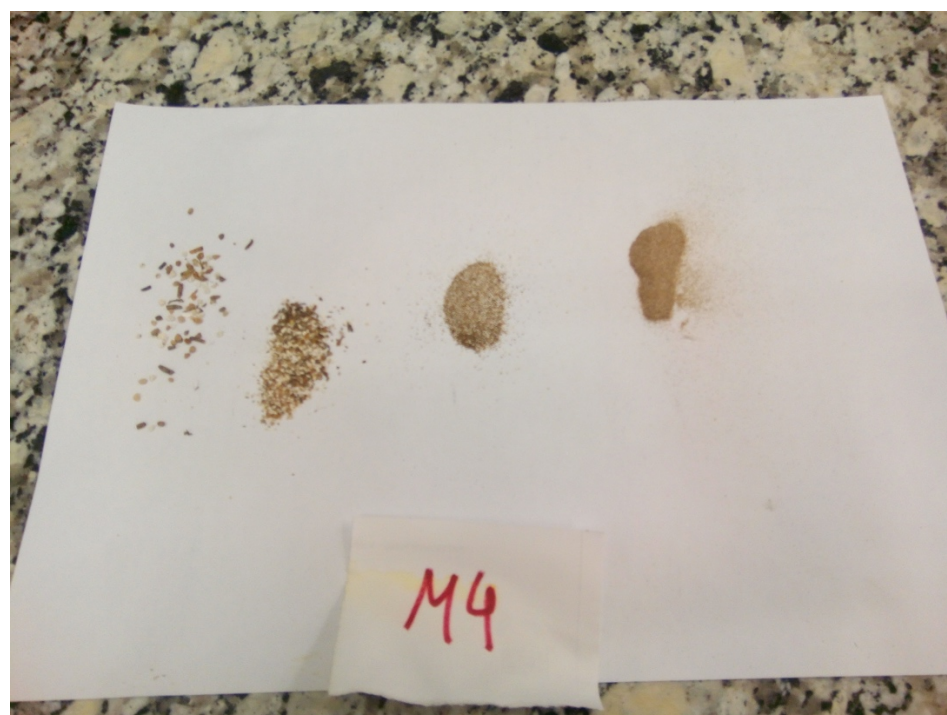


Fig. 67 Arenas de la Muestra M4