ANEJO N.º 03
ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

URAREN EUSKAL AGENTZIA | AGENCIA VASCA DEL AGUA
ines ingenieros consultores

Edición: 05 **Fecha: octubre 2023** **Preparado por: IPS/PAG** **Revisado por: GMB**

Índice

1 INTRODUCCIÓN Y OBJETO....3

2 TRABAJOS REALIZADOS....3

APÉNDICE 1. ESTUDIO GEOTÉCNICO

1 INTRODUCCIÓN Y OBJETO

El presente anejo recoge el estudio geotécnico realizado para la sustitución del puente Gabolats, ubicado en Soraluze, Gipuzkoa. Se definen las características geológicas y geotécnicas necesarias para la redacción y ejecución del presente proyecto.

El objeto del presente anejo es determinar la naturaleza de los terrenos existentes en el entorno del puente Gabolats, así como sus características geológico-geotécnicas, para así poder establecer los condicionantes necesarios para la cimentación de la estructura del nuevo puente que sustituirá al actual.

2 TRABAJOS REALIZADOS

El puente actual será sustituido por uno de un solo vano, para lo que es necesario reconocer el terreno en los estribos a fin de poder dimensionar las estructuras implicadas.

Para estudiar el terreno, INES programa la ejecución de una campaña de reconocimientos basada en la ejecución de dos (2) sondeos geotécnicos con ensayos de 15m de longitud, uno en cada estribo. Esto se debe a que la cimentación en ambos estribos será de tipo profundo, transmitiendo así las cargas provenientes del puente directamente a una cota por debajo de la base de los muros y las plantas inferiores de las edificaciones.

Partiendo de las bases de topografía obtenidas con anterioridad se realiza una poligonal y nivelación trigonométrica, para poder realizar el levantamiento topográfico con estación total de todos los elementos necesarios que cubra la zona a levantar.

La campaña se realizó los días 9 a 16 de noviembre de 2022 por SYG 2006 SL, realizando la supervisión en campo la empresa Ingeoestudios CB. Ingeoestudios CB también redacta el informe geotécnico bajo las indicaciones y revisión continua de INES Ingenieros.

El informe consta de 32 páginas, un croquis de corte geotécnico y dos apéndices. Este se incluye en el siguiente apéndice.

APÉNDICE 1. ESTUDIO GEOTÉCNICO

CLIENTE: INES INGENIEROS CONSULTORES

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA SUSTITUIR EL PUENTE DE GABOLATS SOBRE EL RÍO DEBA EN SORALUZE-PLACENCIA DE ARMAS (GUIPUZCOA)

AUTOR: INGEOESTUDIOS

DICIEMBRE 2.022

Índice

1. INTRODUCCIÓN 2
2. INFORMACIÓN PREVIA 2
2.1. Encuadre geológico 2
2.2. Sismicidad 4
3. TRABAJOS REALIZADOS 4
3.1. Sondeos Geotécnicos 7
3.2. Ensayos de Laboratorio 9
4. DESCRIPCIÓN Y CARACTERIZACION GEOLÓGICA Y GEOTECNICA DEL EMPLAZAMIENTO 10
4.1. Estructura del terreno 10
4.2. Características geotécnicas de los Niveles 12
4.2.1. Reconocimientos de campo 12
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO SOBRE MUESTRAS DEL TERRENO NATURAL 13
5.1. Nivel I: Relleno antrópico arcillo-arenoso 14
5.2. Nivel II: Macizo Rocoso Metamórfico con Grado de Alteración II (Clasificación ISRM, 1.981) 17
5.3. Resumen de los parámetros de laboratorio 21
6. NIVEL FREÁTICO Y AGRESIVIDAD 22
7. ESTUDIO DE LA CIMENTACIÓN 22
7.1. Cimentación profunda mediante Micropilotes empotrados en el Nivel II 23
7.1.1. Cálculo de la Carga Admisible a Compresión: Método de Bustamante 24
7.1.2. Diseño de los Micropilotes 26
8. TRANSMISIÓN DE CARGAS EN PROFUNDIDAD. BULBO DE PRESIONES 26
9. ESTABILIDAD DE TALUDES ANTE LA EXCAVACIÓN. COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (k) 27
9.1. Dimensionamiento de Estructuras de Contención: pantallas continuas 28
10. CONCLUSIONES 29

PLANOS. Perfil Geológico-Geotécnico

APÉNDICE 1. TESTIFICACIÓN DE LOS SONDEOS. REPORTAJE FOTOGRÁFICO

APÉNDICE 2. ENSAYOS DE LABORATORIO

1. INTRODUCCIÓN

El presente Informe lo realiza **INGEOESTUDIOS** a petición de **INES** y se refiere al Estudio Geotécnico de los apoyos del puente Gabolats sobre el río Deba ubicado en Soraluze-Placencia de Armas (Guipuzcoa). El puente actual tiene una longitud de 33 m repartidos en tres vanos y una anchura de 3,3 m y da paso a tráfico de vehículos en un solo sentido y transeúntes; apoya sobre dos pilas centrales en el río y será sustituido por otro nuevo de un solo vano para lo que es necesario reconocer el terreno en los estribos a fin de poder dimensionar las estructuras implicadas.

Geológicamente nos encontramos en la Cordillera Cantábrica entre las estribaciones occidentales de los Pirineos (Macizo paleozoico de Cinco Villas) y el Macizo Asturiano-Castellano en un entorno concreto para la zona de trabajo del periodo Cretácico superior donde afloran materiales volcánicos de tipo basaltos conocidos como espilitas. Es por tanto una geología con unas propiedades geomecánicas correspondientes a priori a rocas competentes.

La campaña de estudio propuesta por INES se basa en dos (2) sondeos geotécnicos de 15 m de longitud con ejecución de ensayos in situ tipo SPT en los suelos cada 2 m y toma de testigos plastificados (TP) en la roca, de cuya interpretación y análisis en laboratorio permitirá parametrizar geotécnicamente los diferentes terrenos. Los sondeos se colocan en los estribos actuales trabajando directamente sobre la calzada mediante corte de tráfico completo debido a la estrechez de la zona. Los trabajos de campo se realizan entre los días 9 a 16 de noviembre de 2.022. La posición de los sondeos se recoge en la Figura nº 3.

El objetivo que se persigue con la información obtenida por las diversas metodologías empleadas será la descripción de la naturaleza geológica del terreno, analizar los parámetros geotécnicos de los distintos materiales atravesados y emitir las recomendaciones que permitan establecer los intervalos de estabilidad de las diferentes estructuras, así como, estudiar, dimensionar y proyectar la cimentación/excavaciones más adecuadas. Igualmente, y si así lo requiere las condiciones del suelo, se propondrán las posibles soluciones de mejora del terreno para conseguir la estabilidad de las estructuras.

2. INFORMACIÓN PREVIA

2.1. Encuadre geológico

La zona de estudio corresponde a la Cordillera Cantábrica entre las estribaciones occidentales de los Pirineos (Macizo paleozoico de Cinco Villas) y el Macizo Asturiano-Castellano. Sus estructuras poseen una alineación NO-SE. Se encuentran terrenos de edad comprendida entre el Trías Superior y el Eoceno Inferior. La descripción en detalle de las diferentes unidades y formaciones queda recogida en la Hoja MAGNA 1:50.000, nº 63 de EIBAR que servirá de referencia para la descripción técnica de las diferentes litologías que posteriormente serán parametrizadas bajo aspectos geotécnicos mediante el ensayo en laboratorio de muestras debidamente seleccionadas.

Centrándonos en la zona que nos concierne, la población de Soraluce-Placencia de Armas, y dentro de ella el Puente Gabolats que salva el río Deba, se emplaza sobre depósitos volcánicos del Cretácico Superior más concretamente de edad Cenomaniense. Se trata de basaltos conocidos como espilitas que se presentan en forma de coladas de lavas almohadilladas (pillow brechas) con intercalaciones muy variables en espesor de calizas margosas. El conjunto descrito tiene potencias muy

superiores a las requeridas por los bulbos de presión de las diferentes soluciones de cimentación de proyecto.

Respecto a los depósitos aluviales (Cuaternario) tienen muy escasa representación estando constituidos por limos, arenas y cantos poligénicos que se mezclan en la zona de trabajo con materiales de relleno antrópico muy ligados a la actividad industrial de la Fábrica de Cañones que linda con el Puente.

Hidrogeología:

Son escasas las posibilidades de captaciones de caudales importantes de aguas subterráneas, ello debido a la falta de características de acuíferos que tienen los materiales de la serie estratigráfica. Las calizas arrecifales del complejo urgoniano, si se tienen en cuenta sus cambios laterales de facies hacia argilitas calcáreas, únicamente en algún punto difícil de precisar podrían dar algún caudal de interés.

Cabría citar finalmente con alguna posibilidad las calizas del Eoceno Inferior. Sin embargo, dada la alta pluviosidad durante el año, y teniendo en cuenta lo accidentado de la topografía, cabría pensarse en pequeñas presas que permitiesen el aprovechamiento equilibrado de estas aguas, así como su posible utilización como energía en plantas eléctricas.

También hay que mencionar las fuentes minerales termales de Cestona y Alzola, que presentan temperaturas a su salida de 30ºC.

En los sondeos realizados el nivel freático lo marca el cauce del río Deba que tendrá las oscilaciones típicas de los ríos del Cantábrico. Empapará el aluvial y dará lugar a cierto movimiento vertical en los basaltos a favor de diaclasas y fracturas.

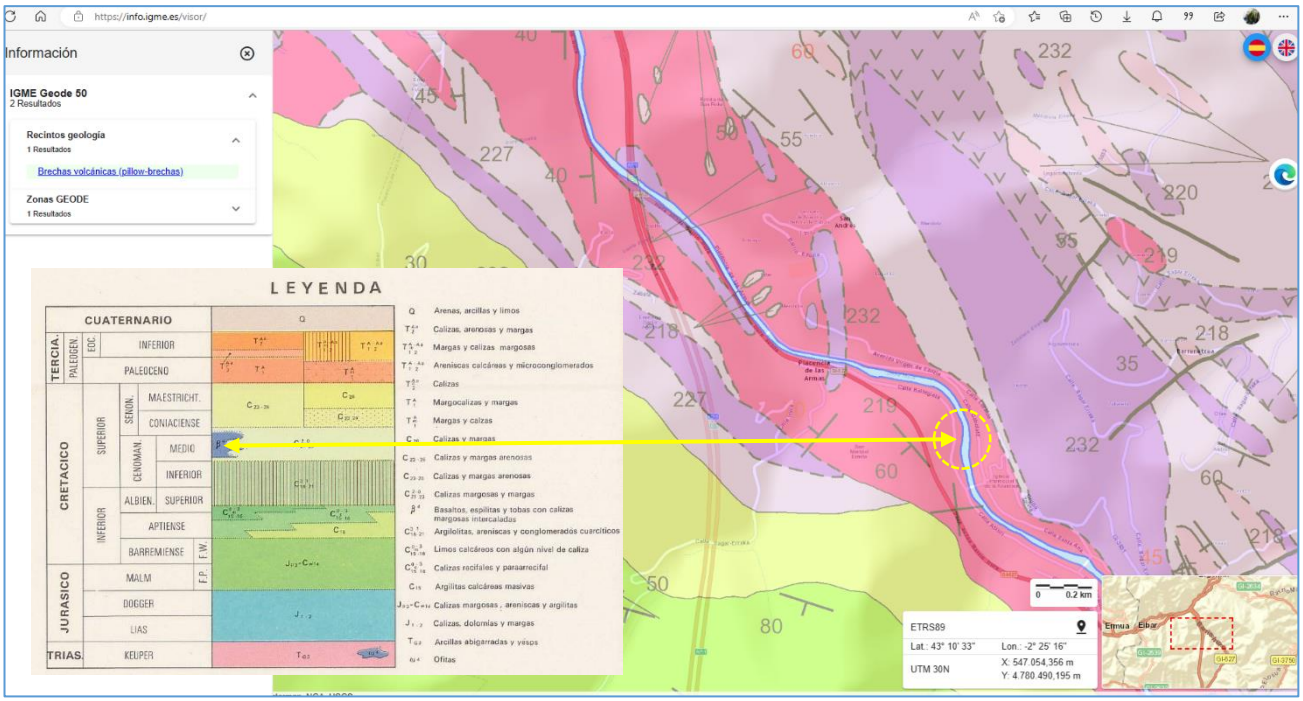


Figura nº 1: Formaciones geológicas del entorno donde se localiza el Puente Gabolats. Fuente MAGNA hoja 1:50.000 nº 63 de EIBAR.

2.2. Sismicidad

Según la Norma de Construcción Sismorresistente Puentes NCSP-07, Soraluze-Placencia de Armas (provincia de Guipuzcoa) se encuentra situada en un área de aceleración sísmica básica inferior a 0,04 g, que corresponde al área de menor riesgo sísmico de la Península.

De acuerdo con dicha norma, no es necesario considerar la acción sísmica en ninguno de los aspectos del proyecto.

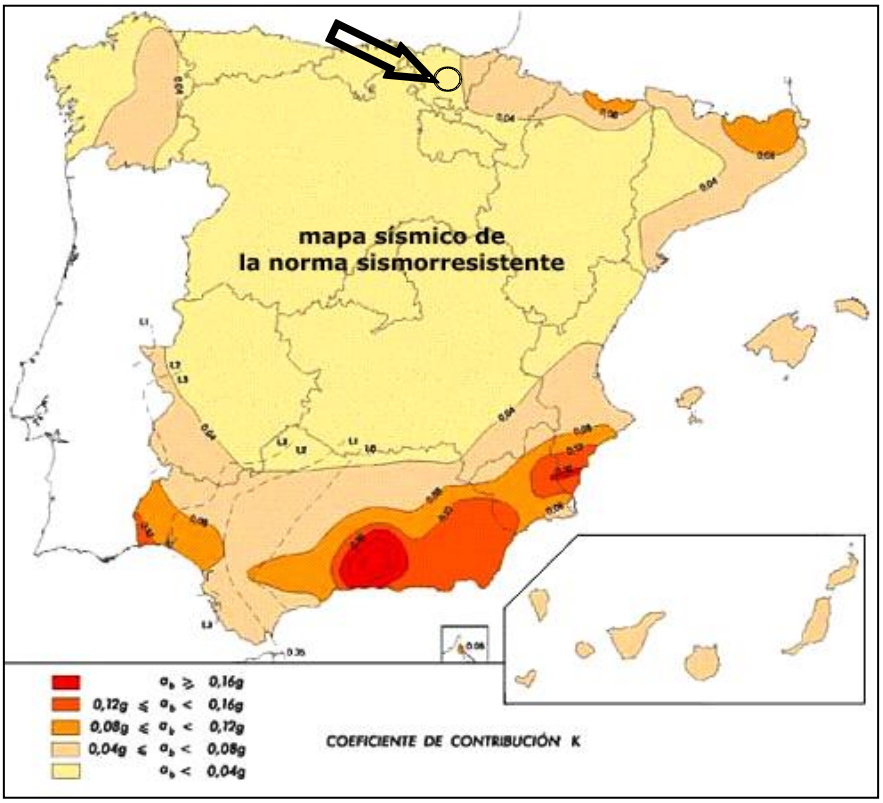


Figura nº 2. Mapa de peligrosidad sísmica de España con indicación de la zona de proyecto.

3. TRABAJOS REALIZADOS

Este Informe recoge la información geológica y geotécnica obtenida de una campaña de reconocimientos basada en dos sondeos geomecánicos con recuperación continua de testigo posicionados en los estribos del Puente actual, y alejados del cauce del río Deba del orden de 7 m por lo que van a ser representativos de la zona donde se construirá el nuevo Puente que sustituirá tras su demolición, al actual. Con estos sondeos se busca conseguir una información amplia y suficiente con la que determinar la tipología de cimentación más adecuada y la tensión de trabajo que garantice su estabilidad con el tiempo. Además, con el estudio geotécnico se trata también de descubrir particularidades del terreno que impliquen soluciones más acordes para evitar problemas en el tiempo.

Por tanto, el propósito primordial de la campaña de investigación será obtener suficientes datos litológicos y geotécnicos en puntos seleccionados que ayuden a tomar unos parámetros con los que calcular y dimensionar la cimentación más adecuada, además de establecer la profundidad óptima de apoyo, considerando la dispersión de las cargas bajo la cimentación.

La posición de los diferentes reconocimientos realizados está de acuerdo con los marcados por la D.F que a su vez se recoge en el P*lano de situación de Reconocimientos* (Figura nº 3). Los sondeos se ejecutan directamente sobre la calzada de acceso al puente, en ambos lados, aprovechando los cortes completos al tráfico de vehículos programados para tal fin. Por tanto, los reconocimientos han sido los siguientes:

- Dos (2) sondeos geotécnicos con recuperación de testigo (identificados como SR-1 y SR-2) y ejecución de ensayos in situ cada 2 m (SPT en la zona de rellenos por la presencia de gravas-cantos y mejor correlación con la resistencia del suelo), así como de muestras plastificadas (TP) en la roca. La profundidad ha sido de 15 m en ambos. Se colocan a unos 7 m del cauce del río, uno en cada estribo.



Figura nº 3. Localización de los sondeos (SR-1 y SR-2): se disponen a ambos lados del puente actual; en la zona de los estribos. Sobre cada punto de sondeo se muestran las coordenadas topográficas (Fuente IBERPIX).

3.1. Sondeos Geotécnicos

Se han realizado un total de dos (2) sondeos geomecánicos (identificados con la letra "SR") utilizando un equipo ROLATEC RL48 sobre arugas de goma, y transportada en camión. A través de los sondeos se permite el conocimiento litológico del terreno mediante la extracción continua de la columna perforada.

La profundidad alcanzada ha sido de 15 m, suficiente en función de la tipología de las construcciones y de la demanda de cargas. En ambos casos se trata de sondeos con recuperación de testigo en toda su longitud. Para recuperar el terreno se ha empleado batería simple de tipo B con útil de avance formado por corona de widia (W) para el aluvial-relleno y batería doble tipo T con corona de diamante para atravesar los basaltos. El diámetro de perforación empleado ha sido de 101 mm en el relleno y 86 mm en la roca volcánica. Ha sido necesario revestir del orden de 7 m con tubería roscada de acero de 113 mm de diámetro para evitar la caída del relleno-aluvial al interior del sondeo.

La perforación ha sido en seco en los suelos y con agua en la roca que, unido al revestimiento del sondeo, garantizan unos porcentajes muy altos de recuperación (prácticamente el 100%) respecto a la longitud perforada y una alteración mínima del terreno. El nivel freático corresponde a la cota actual del cauce del río Deba.

A medida que avanzaba la perforación se ha procedido a la realización secuencial de ensayos de penetración estándar con cuchara bipartida, con objeto de determinar "in situ" la consistencia de los suelos arcillosos atravesados y obtener muestras de estos. Este ensayo ideado por Terzaghi, consiste en la introducción de un tomamuestras dejando caer una maza de 63,5 kg desde una altura de 75 cm, contando el número de golpes para cada tramo de 15 cm introducido, hasta completar un total de 60 cm. Cuando se requieren 50 o más golpes en un tramo de 15 cm se considera que existe "rechazo" y se detiene el ensayo. Este tipo de muestras se designan como SPT.

También se puede realizar este mismo ensayo con una puntaza ciega en aquellos casos en los que resulta imposible recuperar muestra por la presencia de gravas o bien cuando la resistencia del terreno es tan elevada que no se recupera cantidad suficiente; en este caso el ensayo se identifica como SPT (Ptz). Para este informe y en las zonas donde claramente el material tiene una elevada compacidad-consistencia o bien presencia de gravas-cantos (en los rellenos) se ha recurrido a este tipo de ensayo.

Cuando el material es cohesivo (y de no elevada consistencia) se procede a tomar muestras inalteradas con un tomamuestras de pared gruesa y funda interior de PVC, hincado a percusión con la misma maza y altura de caída que en el ensayo SPT, contando el número de golpes para cada tramo de 15 cm introducido, hasta completar un total de 60 cm. Cuando se requieren 50 o más golpes en un tramo de 15 cm se considera que existe "rechazo" y se detiene el ensayo. Por la experiencia con este ensayo, el número de golpes para la hinca de 0,3 m de esta toma muestras viene a ser de 1,5 veces superior al N correspondiente al ensayo SPT en el mismo terreno. Este tipo de muestras se designan como MI[1].

El testigo plastificado (TP) se toma cuando el material tiene la suficiente cohesión o bien se trata de roca, y consiste en coger directamente de la batería de perforación

[1] En el caso de este Informe no se han realizado MI debido a la presencia de gravas y cantos en los suelos-rellenos; siendo más fiable la información que da el SPT.

trozos de testigo en cantidad suficiente, que se aíslan inmediatamente del medio ambiente exterior mediante parafina, encintado plástico, etc., con el fin de preservar las condiciones de humedad y agregación originales por lo que se garantiza su inalterabilidad y sus propiedades geotécnicas hasta su ensayo en el laboratorio. Este tipo de muestra se suele tomar antes o después de un ensayo SPT a fin de asignarle un valor de N_{30} que caracterice su resistencia in situ y mejore su interpretación. Cuando el material presenta un contenido muy alto en fracción gruesa se toma igualmente de la batería de perforación una cantidad suficiente, que se aísla del medio ambiente exterior con bolsas de plástico con el fin de preservar en lo posible las condiciones de humedad hasta su ensayo en el laboratorio. Este tipo de muestras se designan como testigo en bolsa (TB).

Los resultados de estos sondeos verticales con extracción de testigo continuo, toma de muestras inalteradas MI y ejecución de ensayos SPT, nos permiten definir:

- Características físicas del suelo.
- Características mecánicas.
- Estratigrafía del terreno.
- Nivel freático.

En resumen, los parámetros más representativos de los sondeos realizados han sido:

Tabla nº 1. Parámetros representativos de los sondeos realizados.

SONDEO	LONGITUD (m)	Nº DE SPT	Nº DE TP-TB[2]	Nº DE MI
SR-1	15,00	3	-	4
SR-2	15,00	4	-	4

Todas las cotas hacen referencia, en cada caso, a boca de ensayo respecto a la superficie del momento de realizar el Estudio.

Tabla nº 2. Tipología del muestreo realizado en los sondeos.

SONDEO	COTA (m)		TIPOLOGÍA DE MUESTREO
SR-1	1,30	1,90	SPT
	3,00	3,60	SPT (ptz)
	5,60	6,20	SPT (ptz)
	6,30	6,90	TP
	8,15	8,40	TP
	9,60	9,87	TP
	12,72	13,20	TP

Todas las cotas hacen referencia, en cada caso, a boca de ensayo respecto a la superficie del momento de realizar el Estudio.

[2] Se coge una muestra de las gravas del aluvial directamente de la caja y que suma material de ambos sondeos a fin de analizar granulométricamente en laboratorio.

Tabla nº 2 (Continuación). Tipología del muestreo realizado en los sondeos.

SONDEO	COTA (m)		TIPOLOGÍA DE MUESTREO
SR-2	1,20	1,80	SPT
	3,15	3,75	SPT
	5,10	5,70	SPT
	7,15	7,25	SPT (ptz)
	8,50	8,75	TP
	9,95	10,30	TP
	12,10	12,45	TP
	14,75	15,00	TP

Todas las cotas hacen referencia, en cada caso, a boca de ensayo respecto a la superficie del momento de realizar el Estudio.

La descripción y espesores de los distintos materiales atravesados, así como los datos relativos a la toma de muestras se han recogido en las columnas litológicas de los sondeos que se adjuntan en el apéndice 1. Además, también en este anejo se incluyen las fotografías del material recuperado.

3.2. Ensayos de Laboratorio

Finalizados los trabajos de campo las muestras obtenidas se enviaron al laboratorio de ensayos de suelos (geotecnia) SERGEYCO CASTILLA LA MANCHA que cumple con todos los requisitos y homologaciones necesarios para la realización de los ensayos requeridos.

El Informe original de resultados obra en poder de INES INGENIEROS CONSULTORES y se encuentra a disposición de aquellos interesados que lo soliciten.

Sobre las muestras extraídas y siguiendo las correspondientes normas UNE y/o EHE, se realizaron ensayos de identificación, resistencia, expansividad y componentes secundarios (Tabla nº 3).

Tabla nº 3. Relación de ensayos realizados.

RECONOCIMIENTO	TIPOLOGIA ENSAYO[3]	**Granulometría** norma UNE 103-101-105	**Límites de Atterberg** norma UNE 103-103-104 103-104-104	**Humedad** norma UNE 103-300-103	**Compresión simple** norma UNE 103-400-103	**Densidad seca y aparente** norma UNE 103-400-103 103-301-104	**Corte directo C.U** Norma UNE 103-401-98	**Sulfatos** norma UNE 103-201-106
SR-1	TP (6,30-6,90 m)			X	X	X		
SR-1	TP (8,15-8,40 m)			X	X	X		
SR-1	TP (9,60-9,87 m)			X	X	X		
SR-1	TP (12,72-13,20 m)			X	X	X		
SR-2	SPT (3,15-5,70 m)[4]	X	x	x		X		X
SR-2	TP (8,50-8,75 m)			X	X	X		
SR-2	TP (9,95-10,30 m)			X	X	X		
SR-2	TP (12,10-12,45 m)			X	X	X		
SR-2	TP (14,75-15,00 m)			X	X	X		

4. DESCRIPCIÓN Y CARACTERIZACION GEOLÓGICA Y GEOTECNICA DEL EMPLAZAMIENTO

4.1. Estructura del terreno

La testificación de los sondeos geotécnicos junto con la interpretación de los perfiles de golpeo de los ensayos SPT, permite diferenciar dos capas o Niveles litológicos claramente diferentes tanto a nivel geológico como geomecánico que de techo a muro identificaremos de la siguiente forma:

1. Nivel I: Rellenos antrópicos: aluvial muy mezclado con restos de materiales de fundición de la fábrica de cañones y a techo restos de los materiales integrantes de la calzada (asfalto, adoquines, ladrillos, etc.)
2. Nivel II: Cretácico (Cenomaniense) de naturaleza volcánica integrado por basaltos de tipo espilita con venas-niveles centimétricos de calcita. Tienen características de roca dura muy abrasiva.

El límite entre los dos Niveles se precisa claramente a nivel de testificación en campo pues la litología de ambos resulta bastante distinta sirviendo también los golpeos de los ensayos de penetración para delimitar el espesor concreto del Nivel I y especialmente su compacidad-consistencia.

[3] Los resultados de estos ensayos pueden consultarse en el apéndice 2.

[4] Se toma junta la muestra de los SPT realizados a las cotas de -3,15 m a -3,75 y de -5,10 m a -5,70 m, que se mezcla, para analizar granulométricamente.

El Nivel I es de origen antrópico pues, aunque presenta materiales del aluvial (gravas y cantos de basalto) aparecen mezclados con restos procedentes de la actividad de la fábrica de cañones con la cual linda el Puente. Presenta una compacidad-consistencia típica de suelos blandos-sueltos con valores de N_{30} en el intervalo 3-5, que se puede ver desvirtuada en ocasiones por la interferencia de gravas y cantos que impiden el avance de la cuchara del SPT. En general se le puede asignar un comportamiento cohesivo.

En este Nivel también vamos a considerar la zona de transición hacia la roca del Nivel II, prácticamente un suelo residual procedente de la alteración de la roca, con un espesor variable entre 0,60 m y 1,20 m, que, aunque toma valores de N característicos de suelos rígidos-duros, sigue teniendo un fuerte contraste resistente frente al Nivel II

El Nivel I tiene los espesores siguientes en función de los ensayos de campo y testificación de los sondeos:

Tabla nº 4. Espesores de Nivel I

ENSAYO	PROFUNDIDAD (m)		ESPESOR (m)
	SUPERIOR	INFERIOR	
SR-1	0,00	6,25	6,25
SR-2	0,00	7,25	7,25

Todas las cotas hacen referencia, en cada caso, a boca de ensayo respecto a la superficie del momento de realizar el Estudio.

EL Nivel II, considerado como roca ya, está integrado por basaltos que por su origen bajo el agua y alteraciones hidrotermales dan lugar a una tipología de vulcanita denominada espilita, de tonalidad gris verdosa, en la que es muy frecuente distinguir venas, niveles y filones de calcita de tamaños variables, desde milímetros a intercalaciones centimétricas con texturas de mármoles. En realidad, son rocas volcánicas que han sufrido procesos de metamorfismo con el resultado de generar una roca muy resistente y abrasiva. Ambos sondeos acaban en este material y por cartografía geológica debe tener potencias muy superiores a las que se verán afectadas por las cargas derivadas por cualquier sistema de cimentación que se proyecte para las nuevas estructuras.

El Nivel II tiene los espesores siguientes en función de los ensayos de campo y testificación de los sondeos:

Tabla nº 5. Espesores de Nivel II

ENSAYO	PROFUNDIDAD (m)		ESPESOR (m)
	SUPERIOR	INFERIOR	
SR-1	6,25	15,00	>>8,75
SR-2	7,25	15,00	>>7,75

Todas las cotas hacen referencia, en cada caso, a boca de ensayo respecto a la superficie del momento de realizar el Estudio.

Respecto a la existencia de agua como capa freática el nivel natural corresponde con el cauce del río Deba situado a escasos 7 m de distancia en la horizontal y a unos 6 m de la vertical de la boca de los sondeos. Claramente estas diferencias de cotas oscilarán a lo largo del año en función de las recargas por lluvias siendo muy normal

que la altura del cauce pueda ascender notablemente en periodos específicos de fuertes tormentas.

4.2. Características geotécnicas de los Niveles

En este apartado se analizan las características geotécnicas de los materiales que constituyen el terreno de la zona estudiada. Tales características se han determinado mediante la información obtenida de los reconocimientos de campo (sondeos geotécnicos con ensayos SPT), de los ensayos de laboratorio llevados a cabo sobre las muestras tomadas de los sondeos representativas de las distintas capas o niveles diferenciados, así como, del estudio de la bibliografía técnica que existe de estas Formaciones Geológicas.

Se pretende valorar aquellos materiales y su profundidad con los cuales garantizar un apoyo estable en el tiempo de los cimientos de las estructuras implicadas en el Proyecto. Esta primera caracterización permitirá a su vez recomendar y diseñar la tipología de cimentación más apropiada y en su defecto los métodos de mejora del suelo más adecuados. En este sentido, la información de proyecto prevé la ejecución de un nuevo puente formado por un tablero de un solo vano y soportado en los estribos por micropilotes.

En consecuencia, se analizarán los datos obtenidos para la columna de terreno extraída en los sondeos.

4.2.1. Reconocimientos de campo

Aparte de la testificación de los sondeos (ver columnas litológicas en el apéndice 1) que permiten conocer de visu la naturaleza del terreno recuperado, los ensayos de Penetración dinámica SPT realizados secuencialmente en los sondeos, ofrecen un gran número de datos paramétricos que obedecen su representatividad a la consideración granular del terreno; en función de los golpeos se puede establecer una estimación de la compacidad y consistencia (para materiales cohesivos) del suelo a lo largo de toda la longitud del ensayo.

Hay que recordar que el SPT es el ensayo más representativo de los parámetros resistentes de un suelo, ya que es el ensayo de uso más extendido y del que más información y correlaciones existen. En el caso concreto de este Informe los SPT se han limitado al Nivel I ya que no tienen sentido realizarlos sobre roca.

En las siguiente Tabla se resume el N_{30} de los SPT, a partir de los cuales, se tiene ya una idea del grado de compacidad y/o consistencia del terreno ensayado:

Tabla nº 6. Resumen del N_{30} de los SPT.

SONDEO	MUESTRA	TERRENO	PROFUNDIDAD (m)		GOLPEO/15 cm				VALOR N_{30} del SPT
SR-1	SPT	NIVEL I	1,30	1,90	3	3	2	3	5
	SPT_{Ptz}	NIVEL I	3,00	3,60	10	7	9	6	16
	SPT_{Ptz}	NIVEL I	5,60	6,20	16	33	31	52	64
SR-2	SPT	NIVEL I	1,20	1,80	2	1	2	2	3
	SPT	NIVEL I	3,15	3,75	1	2	3	2	5
	SPT	NIVEL I	5,10	5,70	2	2	2	2	4
	SPT_{Ptz}	NIVEL I	7,15	7,25	50				R

Todas las cotas se refieren a boca de ensayo del momento de realizar este estudio R: indica que se ha alcanzado Rechazo en el ensayo, es decir, más de 50 golpes para introducir un tramo de 15 cm del ensayo.

Con la testificación de los sondeos y el análisis de esta tabla podemos confirmar el perfil de terreno ya comentado en el apartado anterior. Puesto que la litología de los materiales de los dos Niveles es bastante diferente al ser suelos por un lado y roca por otro sólo tiene sentido realizar ensayos de golpeo en el Nivel I donde indicarán el estado de agregación del terreno al tiempo que servirán para diferenciar los rellenos antrópicos del suelo residual procedente de la alteración de la roca y que se intercala como transición entre ambos niveles, aunque de cara a su comportamiento geotécnico se incluya ambos en el Nivel I precisamente por la diferencia tan grande de resistencia.

Desarrollando más esta información se puede asumir un espesor promedio de rellenos antrópicos propiamente dichos de 6,0 m en los que el valor de N_{30} oscila entre 3-5 golpes indicativos de suelos de compacidad Muy Suelta y/o consistencia Blanda; en función de las analíticas se podrá confirmar que tipo de comportamiento predomina (a priori parece ser cohesivo). Golpeos de este orden suelen ser indicativos de posibles procesos de colapso al cargarse o bien al saturarse bajo carga. A partir de esta cota se llega a una estrecha franja de terreno donde se miden N_{30} mayores de 50 o incluso rechazos que corresponden con roca muy alterada de Grado de Meteorización ≥ IV, que también incluimos dentro del Nivel I puesto que la aparición de la roca se produce de forma clara y muy sana inmediatamente pasada esta estrecha banda.

La cota -7,0 m la podemos poner como límite de separación entre los suelos y la roca sana del Nivel II. La roca son basaltos denominados espilitas con zonas muy fisuradas normalmente hasta los 9-10 m donde el agua de perforación se pierde completamente y muy sana a partir de dicha cota y hasta los 15 m sondeados. Independientemente de esta fisuración presenta en conjunto un aspecto muy sano característico de Macizos Rocos con Grado de Alteración II (Escala ISRM, 1.981). Es por tanto un material muy competente, indeformable para cargas de trabajo superiores a las habituales.

Por lo tanto, podemos establecer la siguiente columna tipo para toda la superficie de Proyecto:

Tabla nº 7. Corte tipo de terreno.

ESTRUCTURA DEL TERRENO	ESPESOR[5] (m)	Golpeo N_{30} SPT
NIVEL I (RELLENO ANTRÓPICO)	6,0	3-5
NIVEL I (SUELO RESIDUAL)	0,60-1,20	>50
NIVEL II (CRETÁCICO)	INDETERMINADO	ROCA

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO SOBRE MUESTRAS DEL TERRENO NATURAL

Sólo se ha tomado una (1) muestra del Nivel I de cara a su identificación que junto a los datos de golpeo (N) permitirá asignar unos parámetros geotécnicos muy generales, ya que no van a ser soporte de cimentaciones debido a sus datos de resistencia in situ tan bajos, pero se verán afectados por labores de vaciado que pueden llegar a necesitar de estructuras de contención para su sostenimiento.

La labor de reconocimiento y cuantificación de parámetros geomecánicos la hemos concentrado en el Nivel II, donde evidentemente hay que llegar mediante soluciones profundas como está previsto. Por este motivo se analizan ocho (8) muestras mediante ensayos de RCS para promediar su resistencia y se establece su grado de alteración y valoración del Macizo Rocoso en base a la testificación del material recuperado con las limitaciones propias de no hacerlo sobre afloramiento. No obstante, esta forma de

[5] Contado siempre a partir de la boca del ensayo correspondiente a los estribos del puente actual.

actuar permite una parametrización geomecánica suficiente de cara al dimensionamiento de las cimentaciones profundas de Proyecto.

5.1. Nivel I: Relleno antrópico arcillo-arenoso

Es un depósito mezcla del aluvial del Deba con restos antrópicos y de fundición de la Fábrica de Cañones sobre el que sirve de regularización para llegar a la cota por donde discurre la calzada de las calles adyacentes. Tiene un espesor promedio de 6 m que deberá ser atravesado por los micropilotes para llegar a los materiales competentes del Nivel II donde derivarán sus cargas. Se ha tomado una muestra del tramo comprendido entre los 3,15 m y los 5,70 m donde a su vez se cuenta con datos de SPT para correlacionar con resistencia in situ.

Para la muestra tomada estos materiales tienen en promedio, una fracción de finos (la que pasa por el tamiz nº 200 de la serie A.S.T.M) del 37,2 %, con un 39,4 % de arenas medias y hasta un 23,4 % de fracción grava. Por lo tanto, estos materiales tienen un comportamiento cohesivo (fracción fina > 35 %).

La plasticidad de estos suelos se califica por su *Límite Líquido* que toma un valor de 30,2 %, por tanto, Plasticidad Baja. Según Casagrande se clasifican como SM, es decir, arenas con gravas y matriz limosa de baja plasticidad.

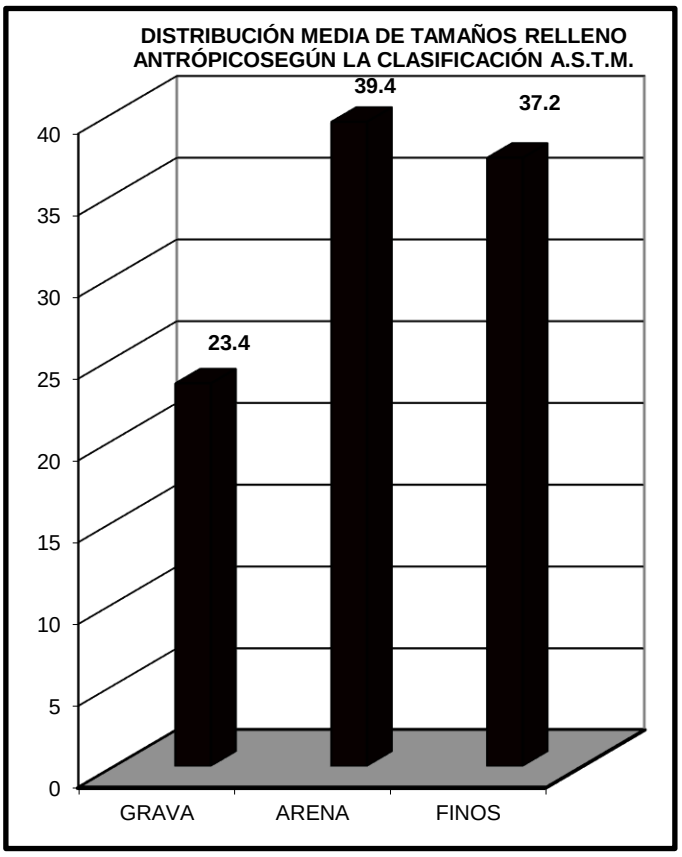


Figura nº 4. Distribución granulométrica del Nivel I.

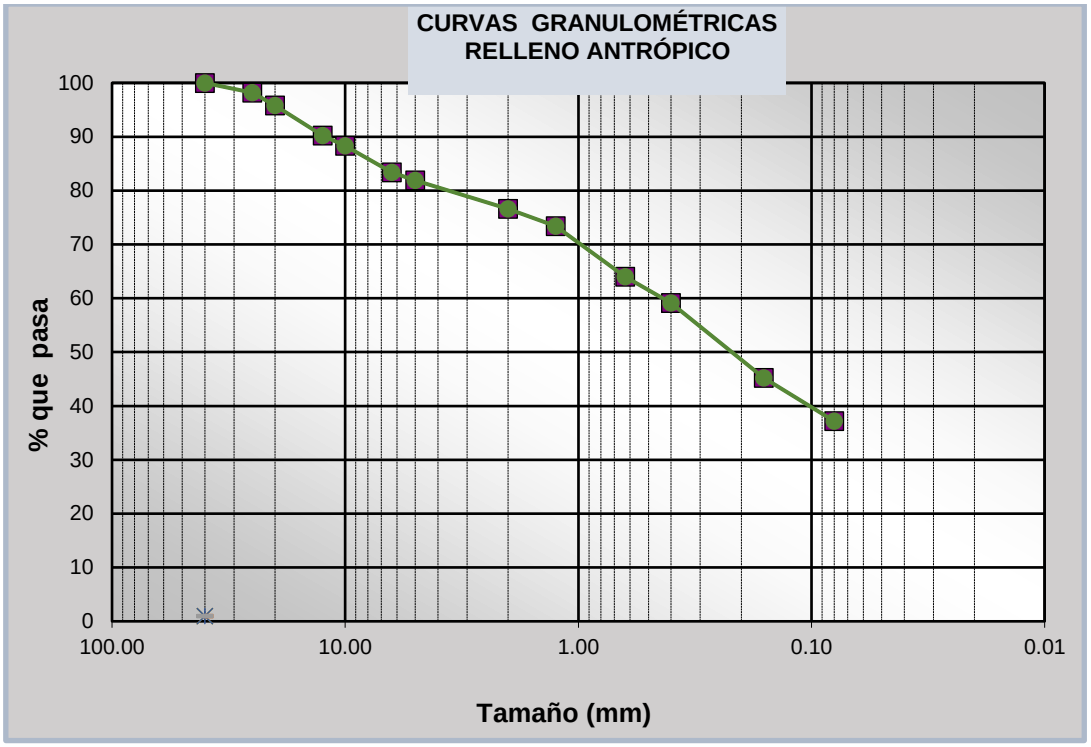


Figura nº 5. Curvas granulométricas del Nivel I.

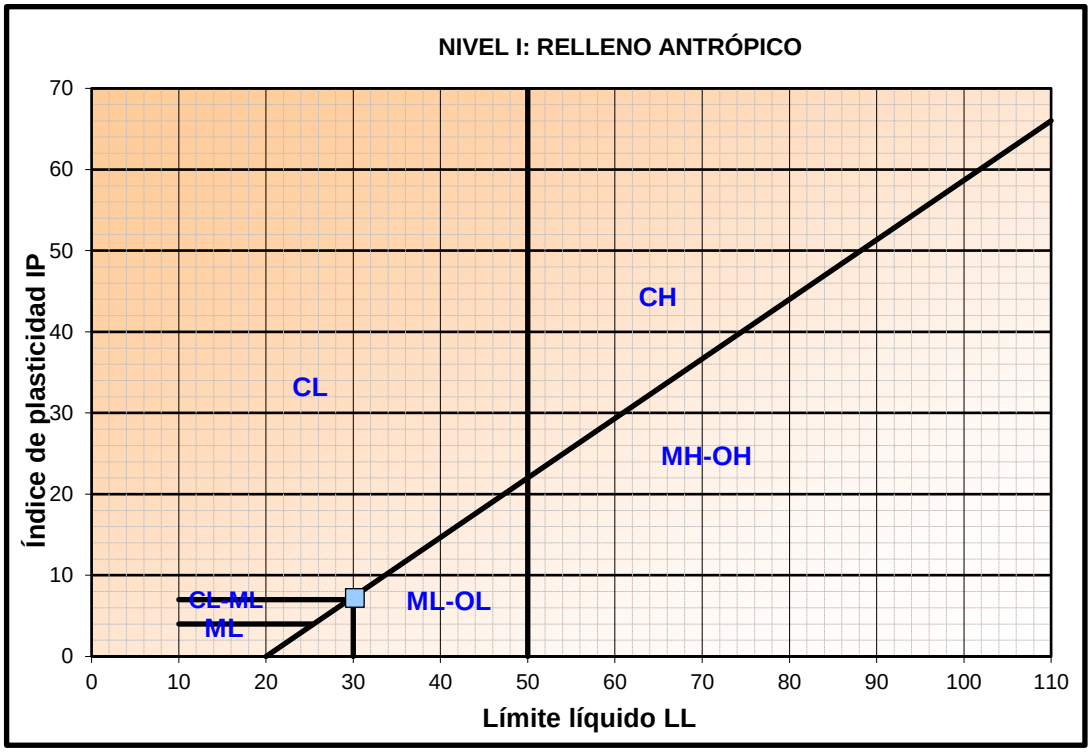


Figura nº 6. Carta de plasticidad de Casagrande del Nivel I.

El índice de plasticidad (IP) toma un valor de 7,2, por lo que califica como un suelo con un potencial expansivo Bajo-Nulo (CEDEX, 1.998; Ingeniería Geológica: Luis I. González de Vallejo). No obstante, conviene tomar medidas constructivas que eviten

la entrada-salida de agua que modifiquen el estado de humedad del suelo en el caso de apoyos superficiales

La densidad seca toma un valor de 2,13 g/cm^3, la aparente de 2,60 g/cm^3 (debido muy probablemente a la mezcla de roca volcánica y materiales de fundición) y la densidad relativa la podemos estimar en 2,65 g/cm^3. La humedad natural se sitúa en un valor de 22,06 %. Se trata por tanto de un material cuyo grado de saturación se sitúa en torno al 65 %.

El contenido máximo en sulfatos se sitúa en 0,37 % = 3.700 mg/kg suelo por lo que son materiales Agresivos hacia el hormigón según los límites que marca la EHE.

El coeficiente de permeabilidad k de estos suelos puede oscilar entre 1.10^{-4}-1.10^{-6} cm/s cm/s según Powers, 1.992 en función de la Clasificación de Casagrande y de la ROM05-95: permeabilidad muy baja y drenaje muy pobre

En función de la evolución del N_{30} de los ensayos SPT realizados en los sondeos se puede asignar un intervalo de N_{30} = 3-5 que caracteriza a suelos de consistencia Blanda indicativos de elevada compresibilidad.

Respecto a los parámetros de corte y resistencia emplearemos los recomendados para rellenos antrópicos sueltos por diversos autores (*Carlos Oteo Mazo, J. Mª Rodríguez Ortiz y Felipe Mendaña Saavedra)*:

Tabla nº 8. Resistencia a corte del Nivel I[6].

ESTRUCTURA DEL TERRENO	Cohesión c (Kp/cm^2)	Ángulo de Rozamiento ϕ (º)	Coeficiente de Poisson
NIVEL I	0,00	28	0,35

El módulo de elasticidad (E) es de difícil estimación y también suele estar tabulado en función del material. Sin embargo, hay una serie de métodos y fórmulas para calcularlo con la suficiente aproximación.

- Para materiales con cierta cohesión se puede calcular el módulo a largo plazo (E) a partir del N del SPT (N_{30} = 4 para el Nivel I) utilizando las propuestas de una serie de autores con resultados dispares:

  Agnastopoulos (1.990): $E_m = 10 * (7.5 + 0.8*N)$

  Denver (1.982): $E_m = 70 \sqrt{N}$

Teniendo en cuenta que se trata de Rellenos caracterizados entonces por su heterogeneidad, se puede tomar un módulo de deformación total (deformación inicial sin drenaje y la diferencia que se produce por la consolidación a medida que se disipa la sobrepresión del agua) teniendo en cuenta estas expresiones y la ROM 0.5-95 (Figura nº 7), E = 50-100 Kp/cm^2. Por tanto, se puede asumir el valor intermedio de E =75 Kp/cm^2 como representativo del espesor de este Nivel I.

[6] Valores minorados y promediados para el Nivel I respecto a los valores tabulados para estos suelos y obtenidos en laboratorio.

Tabla 2.4.3. **Algunas características elementales de los suelos que pueden utilizarse para estimaciones previas** (Continuación)

	Tipo de suelos	Consistencia	Índice de poros (2)	Resis. al corte sin drenaje (6) (kPa)	Resistencia con drenaje C(kPa)	(ϕ⁰)	Módulo de deformación (5) drenado (MPa)	Coeficiente de permeabilidad (3) (cm/s)
Suelos cohesivos	Limos de granulometría uniforme con algo de arena y arcilla	Dura o firme	0,40	100	50	30	40	10^{-6}
		Media	0,60	60	20	25	15	
		Blanda	0,80	20	10	20	7	
		Muy blanda	1	10	0	18	2	
	Arcilla y limos arcillosos. Pueden contener gravas y/o arenas en proporciones menores del 70%	Dura o firme	0,35	>100	50	28	50	10^{-8}
		Media	0,50	80	20	23	20	
		Blanda	0,70	40	10	19	5	
		Muy blanda	1	20	0	15	1	

Figura nº 7. Módulo de deformación E para suelos cohesivos según ROM 0.5-95.

5.2. Nivel II: Macizo Rocoso Metamórfico con Grado de Alteración II (Clasificación ISRM, 1.981)

Constituye las rocas volcánicas identificadas como Espilitas que son basaltos metamorfizados por la actividad hidrotermal que afloran en una importante franja en torno a Soraluze-Placencia de Armas. En este Nivel, y por el espesor de recubrimiento de rellenos, no se ejecutarán cimentaciones directas y puesto que se preveía esta situación, la propuesta de Proyecto de cimentación se basa en soluciones profundas. Esta Formación alcanza potencias muy superiores a las reconocidas con los sondeos.

Aunque en general, la caracterización de un macizo rocoso a partir de los sondeos es difícil y compleja el número y separación de estos permite tener una aproximación que se complementa con los datos existentes en la bibliografía técnica sobre afloramientos lo que facilita un análisis a mayor escala. La Formación Cretácica de Basaltos, constituye un macizo que se presenta bastante uniforme, por lo cual se considera que las extrapolaciones geotécnicas realizadas son suficientemente fiables, dentro de las correlaciones razonables que permite el estado actual de la técnica.

Así pues, se han considerado las características de tres elementos principales:

- La roca intacta o matriz rocosa, que es el material existente sin discontinuidades
- Las discontinuidades o cualquier plano tanto de origen mecánico como sedimentario que afecta a la roca
- El macizo rocoso o conjunto de matriz rocosa y las discontinuidades existentes

Se ha usado la terminología aconsejada por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (I.S.R.M.). En este sentido las observaciones en los testigos recuperados son buenos indicadores de la calidad del macizo rocoso.

El macizo rocoso en conjunto queda caracterizado por el número de familias de discontinuidades, el tamaño de los bloques, la intensidad de la fracturación, la meteorización y la resistencia.

Respecto a la matriz rocosa y su grado de alteración, el análisis de visu de los testigos permite conseguir un perfil continuo que abarca todo el espacio implicado en el Proyecto y bastantes metros más por debajo de las afecciones de las cargas de las estructuras portantes hay que suponerles unas condiciones similares. El material presenta ciertos rasgos indicativos de alteración, pues, aunque la porosidad de esta roca es muy baja, presenta hasta los 9-10 m un importante diaclasado y fracturación que facilita el paso de las aguas dando lugar a superficies, concentradas en las juntas,

con decoloración, que permite asignar un *Grado de Meteorización general para el Macizo Rocoso de II, es decir, roca Ligeramente Meteorizada (Figura nº 8).*

Respecto a la permeabilidad de esta roca en condiciones de su matriz sana podemos hablar de valores de k = 10^{-9}-10^{-12} cm/s, es decir, permeabilidad nula y unas condiciones de drenaje prácticamente impermeables, no obstante, al estar afectada de un importante diaclasado y fracturación hasta los 9 m de facilitará por esta zona la circulación y drenaje de las aguas superficiales por estas vías, aunque con bajos caudales.

En cuanto a la resistencia, obtenida a partir de los ensayos de rotura a compresión simple realizados sobre ocho (8) testigos, se aprecia una amplia dispersión en los datos medidos que están condicionados por las intercalaciones centimétricas de calcitas, diaclasas selladas, concentraciones de micas etc., por lo que se miden rangos que van desde 18 MPa hasta valores de 90 MPa, pudiéndose tomar un valor promedio de 60 MPa. Igualmente, para esta roca se puede asumir un valor promedio de *densidad aparente de 2,80 g/cm^3*.

Si asumimos el valor de 60 MPa de *resistencia a compresión simple (RCS)* como referencia para nuestros cálculos, la roca se clasificaría como *Dura según la clasificación ISRM, 1.981 o Media según Bieniawski, 1.973.*

Tabla 2.2.2. **Escala de la meteorización de las rocas (ISRM)**

Grado	Denominación	Criterio de reconocimiento
I	Roca sana	La roca no presenta signos visibles de meteorización, pueden existir ligeras pérdidas de color o pequeñas manchas de óxidos en los planos de discontinuidad.
II	Roca ligeramente meteorizada	La roca y los planos de discontinuidad presentan signos de decoloración. Toda la roca ha podido perder su color original debido a la meteorización y superficialmente ser más débil que la roca sana.
III	Roca moderadamente meteorizada	Menos de la mitad del material está descompuesto a suelo. Aparece roca sana o ligeramente meteorizada de forma continua o en zonas aisladas.
IV	Roca muy meteorizada	Más de la mitad del material está descompuesto a suelo. Aparece roca sana o ligeramente meteorizada de forma discontinua.
V	Roca completamente meteorizada	Todo el material está descompuesto a un suelo. La estructura original de la roca se mantiene intacta.
VI	Suelo residual	La roca está totalmente descompuesta en un suelo y no puede reconocerse ni la textura ni la estructura original. El material permanece "in situ" y existe un cambio de volumen importante.

Figura nº 8. Escala ISRM de meteorización.

Diaclasado y fracturación son el sistema de discontinuidad predominante que compartimentan la estructura global del macizo, aunque se puede estimar que lo más normal es que el macizo aparezca en *bloques métricos masivos*. Las fracturas-diaclasas tienen ángulos verticales a subverticales; algunas diaclasas se encuentran completamente selladas y en las fracturas es normal encontrar planos oxidados y pequeños rellenos de arcillas (cloritas) y arenas (<2 mm).

El grado de fracturación del conjunto de los materiales que forman esta unidad se ha determinado basándonos en el *Índice RQD* estimado en los sondeos con un intervalo de variación que va de 56 % hasta los -9,0 m y 87 %, a partir de esta cota y hasta los 15 m sondeados pudiéndose tomar un valor promedio de 81 *% para todo el conjunto del Macizo (ver testificación de los sondeos)*, por tanto, se *Clasifica el Macizo como de Calidad Buena.*

En cuanto a las discontinuidades en base a la expresión de Palsmtröm, 1.974:

$$RQD = 115 - 3{,}3j_V$$

Despejando J_v = 10, es decir, tamaño de Bloque Medio-Pequeño.

Para establecer la calidad de un macizo se utilizan diversas clasificaciones geomecánicas siendo las más aceptadas las que corresponden al índice RMR (Rock Mass Ratio) establecida por Bieniawski (1973, y revisiones posteriores, ref. 3, 4 y 5). La Clasificación Geomecánica de este autor valora los siguientes parámetros (Bieniawski, 1989):

- Resistencia de la Matriz Rocosa
- RQD
- Separación entre Diaclasas
- Estado de las Discontinuidades
- Agua Freática

A cada parámetro el autor asigna una puntuación dependiendo del estudio del afloramiento y en base a los cuales, para el Macizo Rocoso Metamórfico, se puede asignar una puntuación de *RMR en torno a 72, lo que se corresponde con la Clase II o de Calidad Buena*.

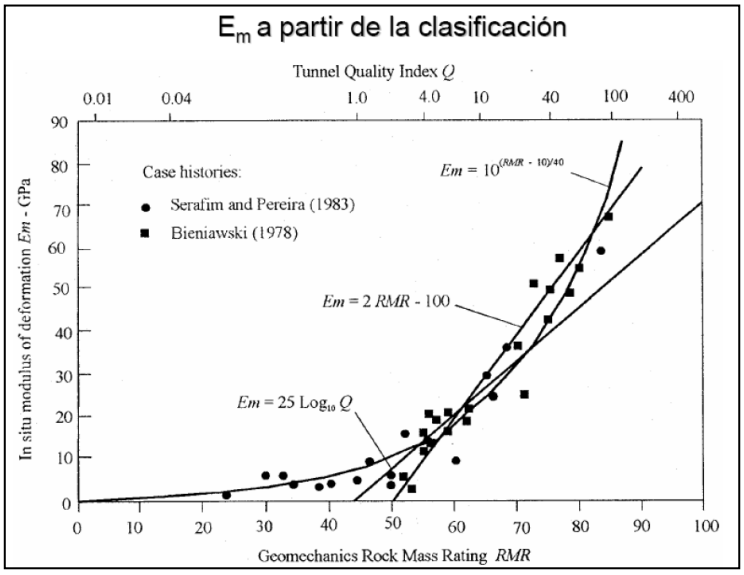


Figura nº 9. Módulo de deformación E, en función del RMR.

Tabla 2.4.2. **Algunas características elementales de las rocas sanas* que pueden utilizarse para estimaciones**

	Rocas	Peso Específico (kN/m³)	Resistencia a Compresión Simple de los Fragmentos Sanos (MPa)	Módulo de Deformación (MPa)	
Duras	ÍGNEAS METAMÓRFICAS Gneis, Cuarcitas SEDIMENTARIAS Areniscas bien cementadas, algunas calizas y dolomías más compactas	26	100	MASIVAS	50.000
				DIACLASADAS	20.000
				MUY DIACLASADAS	10.000
Medias	METAMÓRFICAS Esquistos y pizarras SEDIMENTARIAS Excepto margas, areniscas, y conglomerados poco cementados	24	50	MASIVAS	20.000
				DIACLASADAS	10.000
				MUY DIACLASADAS	5.000
Blandas	SEDIMENTARIAS Excepto margas, areniscas, y conglomerados poco cementados	22	20	MASIVAS	5.000
				DIACLASADAS	2.000
				MUY DIACLASADAS	1.000

Figura nº 10. Módulo de deformación E para rocas según ROM 0.5-95.

Siguiendo con esta Clasificación y para Calidad Media se pueden asignar valores para parámetros de resistencia a corte:

- *Cohesión: 3-4 Kp/cm²*
- *Ángulo de Rozamiento: 35º-45º*

Para la estimación del módulo de elasticidad, existen múltiples correlaciones basadas en métodos empíricos y experimentales como son los que comparan el módulo de deformación (E) con el índice RMR, como el propuesto por Palmström y Singh, 2.001 (Figura nº 19), o con el ensayo de rotura a compresión simple. También la ROM 0.5-95 ofrece unos valores estimativos dependiendo del grado de diaclasado que presenta el macizo (Figura nº 10). Teniendo en cuenta estas correlaciones (mostradas en las figuras comentadas) se puede asignar un valor de E, desde el lado de la seguridad:

- *E =10.000-20.000 MPa*

5.3. Resumen de los parámetros de laboratorio

Un resumen de los parámetros promedio sería (con los que trabajar para el cálculo de las cimentaciones desde el lado de la seguridad):

Tabla nº 9. Resumen de los Parámetros Geotécnicos promediados para los Niveles diferenciados

PARÁMETROS		NIVEL I (RELLENOS)	VALOR MEDIO NIVEL II
VALOR TOMADO N_{30}SPT		4	ROCA
HUMEDAD NATURAL (%)		22,06	1,0
PLASTICIDAD	**LL**	30,2	
	LP	23,0	
	IP	7,2	
% QUE PASA T-0,080 UNE		37,2	
% QUE PASA T-2 UNE		39,4	
% QUE PASA T-5 UNE		23,4	
GRADO DE METEORIZACIÓN (ISRM, 1981)			II
ESTRATIFICACIÓN			MASIVA EN GENRAL FORMANDO CUERPOS ALMOHADILLADOS HORIZONTALES
	BUZAMIENTO (º)		<10
	DISCONTINUIDADES		JUNTAS (cm) ENTRE PAQUETES Y CUERPOS LENTICULARES
ÍNDICE RQD (%)			81
ÍNDICE RMR			CLASE II
% SULFATOS (mg/kg suelo)		3.700 (AGRESIVO)	NO AGRESIVO
COEFICIENTE DE POISSON (ν)		0,35	0,23
COMPRESIÓN SIMPLE (Kp/cm²)			180-900 (600)
COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD K (cm/s)		10^{-4}-10^{-6}	10^{-8}-10^{-12}
DENSIDAD APARENTE (g/cm³)		2,6	2,8
COHESIÓN (kp/cm²) (1) (aplicando coeficientes reductores)		0,0	3-4
ÁNGULO DE FRICCIÓN (1) (aplicando coeficientes reductores)		28	35-45
MÓDULO DE DEFORMACIÓN E (kp/cm²) (1)		50-100	10.000-20.000

(1) Se ha calculado estos Parámetros promedio a partir de las expresiones propuestas por varios autores en base a la experiencia que existe con todos los Materiales, así como a partir de valores Tabulados.

6. NIVEL FREÁTICO Y AGRESIVIDAD

El río Deba discurre a escasos metros de los estribos del puente actual y futuro por lo que el nivel freático va a coincidir con la cota de su cauce en cada momento que a su vez será dependiente de la carga de agua variable con las estaciones y con momentos de tormentas. Ya que la roca a priori y por su composición basáltica no debe contener sulfatos se ha tomado una muestra de los rellenos en el espesor comprendido entre los -3,0 m y los -6,0 m que deberán atravesar los micropilotes y confinarán a los encepados para proceder a su análisis químico de contenido en sulfatos con el que establecer el grado de agresividad que pueden tener hacia el hormigón.

En la Tabla nº 10 se refleja el resultado medido, revelando una Agresividad[7] Media (0,37 %) correspondiente a un Tipo de Exposición Q_b para el Nivel I, por lo que es obligatorio el uso de cementos especiales según la norma EHE 80303: 96 (Tabla nº 11).

Tabla nº 10. Concentración de sulfatos en las muestras de suelo y agua.

DENOMINACIÓN MUESTRA	SR-2
TIPO DE MUESTRA	SPT
PROFUNDIDAD	3,15-5,70
SULFATO[8] (mg/kg suelo)	3.700

Tabla nº 11. Rangos de agresividad en suelos-agua.

TIPO DE MEDIO AGRESIVO	PARAMETROS	TIPO DE EXPOSICIÓN		
		Qa	Qb	Qc
		ATAQUE DÉBIL	ATAQUE MEDIO	ATAQUE FUERTE
AGUA	VALOR DEL Ph	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
	CO_2 AGRESIVO ($mgCO_2$ / l)	15 - 40	40 - 100	>100
	ION AMONIO ($mgNH_4^+$ / l)	15 - 30	30 - 60	> 60
	ION MAGNESIO (mg MG^{2+} / l)	300 - 1000	1000 - 3000	> 3000
	ION SULFATO (mg SO^{4-} / l)	200 - 600	600 - 3000	> 3000
	RESIDUO SECO (mg / l)	75 - 150	50 - 75	< 50
SUELO	GRADO DE ACIDEZ BUMANN - GULLY	> 20	(*)	(*)
	ION SULFATO (mg SO_4^{2-} / kg de suelo seco)	2000 - 3000	3000 - 12000	> 12000

(*) Estas condiciones no se dan en la práctica

7. ESTUDIO DE LA CIMENTACIÓN

El objeto de la campaña de trabajos de campo, y análisis en laboratorio de las muestras seleccionadas, es la de obtener una cantidad suficiente de datos paramétricos con los que calcular y dimensionar la cimentación más adecuada para las nuevas estructuras del proyecto, que consistirán en ejecutar un nuevo Puente en la zona ocupada por el actual y previa demolición de este. A diferencia del actual se prevé una estructura de un solo vano apoyado en los estribos mediante cimentaciones micropilotadas debido a los espesores importantes de rellenos existentes. Igualmente, los datos recabados facilitarán, en caso necesario, el diseño y dimensionamiento de taludes y/o estructuras

[8] 1% = 10.000 ppm = 10.000 mg/kg suelo ò 10.000 mg/l en agua. El límite en contenido de sulfatos es de 0,3 % = 3.000 mg/kg suelo y de 0,06% = 600 mg/l en agua.

de sostenimiento que hagan estables y fiables cualquier excavación que se acometa en la obra.

El Estudio Geotécnico revela la presencia de dos Niveles litológicos de los cuales el Nivel I es un relleno antrópico con un espesor promedio de 6,0 m que por su naturaleza aleatoria en cuanto a propiedades y elevada compresibilidad (N_{30} = 4) se debe evitar como materiales de apoyo, además de contemplar por este mismo motivo la posibilidad de generar efectos pasivos bajo carga y saturación traducidos en rozamiento negativo sobre el fuste de los micropilotes. A partir de esta cota se llega a una estrecha franja de roca alterada de consistencia dura que se prolonga hasta los 7 m para inmediatamente entrar en roca muy competente.

La roca calificada en función del RQD medido en los sondeos vemos que tiene una Calidad Madia hasta 9 m y Buena a partir de aquí y hasta los 15 m que finalizan los sondeos. En cualquier caso, la roca desde su aparición es un material muy competente que permitirá dimensionar los micropilotes con los que se pretende asumir las cargas del nuevo tablero y del tráfico rodado.

Por lo tanto, los micropilotes deberán atravesar el Nivel I (que no colaborará y que en parte generará rozamiento negativo) y penetrar en el Nivel II la longitud suficiente para poder asumir la carga unitaria necesaria requerida para la nueva estructura.

Para establecer las bases del diseño de cualquier cimentación, con los datos mecánicos obtenidos se puede determinar dos parámetros fundamentales:

- Tensión de hundimiento (Q_h): tensión vertical para la cual el terreno agota su resistencia al corte.
- Tensión admisible (Q_{adm}): aquella para la cual existe un coeficiente de seguridad frente al hundimiento adecuado. En la práctica habitual, se suele adoptar un coeficiente de seguridad F = 3 para estructuras permanentes. Además, para este valor de tensión los asientos que se producen deberán ser tolerables.

7.1. Cimentación profunda mediante Micropilotes empotrados en el Nivel II

Los rellenos se pueden atravesar mediante pilotes y/o micropilotes que deriven las cargas de las estructuras al Nivel II en la longitud necesaria de estos elementos.

En este apartado vamos a realizar un dimensionamiento de una solución mediante micropilotes debido a la gran versatilidad de los equipos empleados con esta metodología. Con los micropilotes se puede atravesar terrenos de resistencia muy variada sin grandes problemas, con diámetros normales entre 150 mm y 300 mm y elevados rendimientos además de que se les puede dotar de inclinación para absorber mejor los esfuerzos horizontales. Igualmente permiten el uso de equipos e instalaciones de menor ocupación que los pilotes.

El Nivel I tiene un espesor de unos 6 m muy compresibles que pueden dar lugar a rozamiento negativo bajo ciertas circunstancias facilitadas por la presencia del cauce del río Deba que puede tener importantes oscilaciones llegando a saturarlos en gran parte. El micropilote empezará a trabajar dentro del Nivel I en la franja de transición hacia la roca que se puede considerar como un suelo cohesivo Duro y se prolonga hasta la cota -7 m a partir de la cual consideraremos la presencia de roca (Nivel II) hasta la longitud tal que logre la carga unitaria requerida por el micropilote en función de su diámetro y del tope estructural.

Para poder considerar que el micropilote está empotrado en roca (basalto-espilita) es preciso que en la zona de influencia de la punta se cumpla simultáneamente (según

recomendaciones de la *"Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de Carretera"*):

- Grado de Meteorización ≤ III según la escala ISRM.
- RQD > 60 %.
- RCS de la roca q_u > 20 MPa.
- El empotramiento en el terreno descrito en los tres puntos anteriores se tiene que cumplir en una longitud L ≥ 6D sobre el plano de la punta y 3D bajo ésta (zona activa inferior)

El sistema que se propone es mediante Micropilotes armados con tubería de acero en calidad N80 (l.e ≥ 5.600 Kp/cm^2), e inyectados con *lechada-mortero de cemento sulfo-resistente debido a la alta concentración de sulfatos en los rellenos*. Este tipo de tubería se comercializa habitualmente con diámetros exteriores de 88,9 mm hasta 139,7 mm y espesores de 7-9 mm.

La perforación realizada (a rotación y/o rotopercusión) se rellena con lechada o mortero, con una dosificación muy alta, después de introducir una armadura (tubos y/o redondos). Se consigue así un elemento resistente en el que predomina, claramente, la longitud (fuste) sobre el diámetro. El sistema hace que el mortero/lechada se adapte completamente al terreno y rellene cualquier irregularidad de la perforación. El resultado es un diámetro efectivo mayor que el nominal.

La presión de inyección para el tipo recomendado en este caso, IGU (inyección única global, Bustamante, 1.986) debido a la resistencia del material, no suele superar 1,0-1,5 MPa. Se realiza a través de la armadura, desde la punta del micropilote y vuelve, exteriormente al tubo, hacia la cabeza de este.

7.1.1. Cálculo de la Carga Admisible a Compresión: Método de Bustamante

Habitualmente se hacen las siguientes hipótesis, a la hora de diseñar los micropilotes bajo carga axil:

- Se supone que el fuste tiene forma cilíndrica de diámetro constante e igual al nominal de perforación, aunque se hayan inyectado volúmenes mayores.
- La carga exterior es resistida por un rozamiento-adherencia a través del contacto terreno-lechada-mortero.
- El rozamiento a través del mortero-lechada carga a la armadura, que es la que absorbe, en definitiva, la carga exterior.
- La resistencia por fuste, Q_f, es predominante sobre la de punta Q_p. debido a la elevada esbeltez de este elemento. Normalmente se llega a despreciar la resistencia por punta, pero ello no supone que el micropilote no deba introducirse adecuadamente en un estrato competente (al menos 6-10 diámetros).

Bustamante (1.980, 2.003) propone un método "*para el cálculo de los anclajes y micropilotes inyectados*". El método se basa en el ensayo de numerosos anclajes y micropilotes y se refiere a las categorías de inyección IGU (una fase única) o IRS (varias fases).

La carga límite de un micropilote (como la de un pilote) a compresión equivale a:

$$Q_L = Q_P + Q_S$$

Donde:

- Q_L = carga límite en cabeza

- Q_P = resistencia por la punta límite
- Q_S = resistencia límite por el fuste

$$Q_s = \Sigma.\Pi.D_i.L_i.q_{si}$$

Donde para cada capa i:

- D_{si} = diámetro medio real ($D_{si} = \alpha.\ D_{ni}$)
- L_i = longitud de la capa
- q_{si} = resistencia unitaria por el fuste

El diámetro real puede estimarse multiplicando el diámetro nominal de perforación por un coeficiente α (en este caso se puede asumir un valor de 1,1 a 1,2). El cálculo se hace respecto al diámetro nominal. Los valores de la resistencia unitaria por el fuste q_s, pueden tomarse de los ábacos de Bustamante.

Para poder aplicar el método de Bustamante es preciso que se realice una inyección a presión; debe inyectarse entre un 50-100% más, sobre el volumen teórico para compensar las pérdidas de lechada por exudación en el terreno y para poder tratar el suelo en la inmediata periferia del bulbo.

En cuanto a la resistencia por la punta, que no tendremos en cuenta por lo comentado anteriormente, puede calcularse por la regla simplificada:

$$Q_P = 0{,}15 \times Q_S$$

El coeficiente de seguridad propuesto por Bustamante es "2" en todos los casos, aunque puede admitirse valores de 1,65 como los recomendados en la "*Guia para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de Carretera*" *del Ministerio de Fomento*.

La carga límite a tracción valdría: Q_L tracción = Q_S

Como se ha comentado, el Nivel I no colaborará en el dimensionamiento del micropilote ni tampoco generará rozamiento negativo r_f (en los casos en los que se considera este efecto parasitario se suele considerar la siguiente expresión en su estimación: r_f = (50-70%) q_s^+ tn/m^2. Siendo q_s^+ la resistencia unitaria por el fuste en el espesor implicado del Nivel que lo genera).

Por tanto, el valor de la carga admisible por el terreno, que se debe contemplar será:

$$Q_{adm} = \frac{Q_p + Q_s}{1{,}65} - r_f = \frac{Q_s}{1{,}65} - r_f$$

Y como se ha dicho, en este caso consideramos $r_f \neq 0$ en los 6 primeros metros.

El Tope estructural (T_e) es la máxima carga para aplicar a un micropilote y debe ser igual o mayor que: $T_e \geq Q_{adm} = Q_L/1{,}65$ del micropilote. Con esta condición se pretende evitar la rotura del micropilote como elemento estructural. Se propone la siguiente fórmula para su cálculo:

$$T_e = \frac{1}{1{,}6.1{,}2.F}\left(\frac{0{,}85.A_c.f_{ck}}{1{,}5} + \frac{A_s.f_{yk}}{1{,}15}\right)$$

Donde:

F = Coeficiente de influencia de ejecución. Se suele adoptar un valor de 1,2.

A_c = Sección neta de mortero o lechada en cm^2.

f_{ck} = Resistencia a compresión simple característica a 28 días del mortero o lechada en Kp/cm^2. Normalmente 250 Kp/cm^2.

A_s = Sección de la armadura tubular en cm^2.

f_{yk} = Límite elástico en Kp/cm^2 de la armadura tubular. Normalmente 5.600 Kp/cm^2.

7.1.2. Diseño de los Micropilotes

Los datos de partida para diseñar los Micropilotes que tienen que soportar las cargas de trabajo de las nuevas estructuras se indican a continuación. Se trata de un proceso iterativo hasta llegar a una solución conforme a los coeficientes de seguridad. Teniendo en cuenta que el micropilote debe empotrarse en roca en las condiciones expuestas anteriormente

Tabla nº 12. Parámetros de cálculo de Micropilote[9].

Nivel	De-Hasta (m)	Diámetro nominal D (cm)	RQD (%)	Resistencia unitaria por fuste[10] q_{si} (kp/cm^2)	Rozamiento negativo r_f (kp/cm^2)	Factor de Seguridad F_s
Nivel I	0,00-6,00	15-30			1,0	1,65
Nivel I	6,00-7,00			3,5[11]		
Nivel II	7,00-9,00		<60	4,5[12]		
Nivel II	>9,00		>60	5,0[13] (4,0-6,0)[14]		

Asumiendo estos valores y garantizando un empotramiento mínimo de 6D en la roca a partir de 9,0 m los asientos máximos serán del orden del 5% del diámetro nominal. También se recomienda contar con un recubrimiento mínimo de 30 mm de la armadura con respecto al terreno incluso en las zonas de empalme si se recurre a manguitos de unión.

8. TRANSMISIÓN DE CARGAS EN PROFUNDIDAD. BULBO DE PRESIONES

El sistema de cimentación proyectado pasa por una solución profunda mediante micropilotes ejecutados en los estribos del actual puente y con un dimensionamiento y distribución tal que, acepte un nuevo tablero de un solo vano que salve la distancia entre aquellos.

En el caso de micropilotes, el empotramiento en el Nivel II a partir de 9,0 m de profundidad (zona con RQD > 60 %) debe ser mínimo de 6D (hay que tener en cuenta que el Nivel I generará rozamiento negativo en los 6,0 m superiores de cara a la longitud real del micropilote) que es una longitud que permite asegurar los valores de adherencia y al mismo tiempo limitar el asiento máximo cuando entre en carga a un

[9] Se ofrece el rango de valores que aportan Bustamante y la Guía para el proyecto y la ejecución de Micropilotes en obras de carretera, siendo más habitual emplear el valor 1,65.

[10] Valor sin minorar al que hay que aplicar F_s.

[11] Asignamos un comportamiento de arcilla dura a este tramo de roca alterada.

[12] Para el tramo de roca con RQD < 60 % le asignamos un valor de roca fisurada.

[13] En España no se aceptan para el cálculo valores de q_s superiores a 0,5 MPa (II CURSO SOBRE RECALCES, INCLUSIONES, INYECCIONES Y JET GROUTING. MANUEL ROMANA RUIZ).

[14] Rango de valores para la resistencia unitaria por fuste que ofrece la *"Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de Carretera" (Página 32, Tabla 3.3: Tipo de roca: Granitos y basaltos).*

valor que no excederá el 5% de su diámetro. Las longitudes implicadas con estas condiciones se sitúan dentro de la investigada con los sondeos, pero, además, por geología del entorno se reconoce que el espesor de esta Formación Basáltica es muy superior a los 15 m testificados por lo que la dispersión de las cargas en los bulbos de presión generados va a ser asumida por materiales de iguales condiciones geotécnicas que las tomadas para el dimensionamiento de los micropilotes.

9. ESTABILIDAD DE TALUDES ANTE LA EXCAVACIÓN. COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (k)

El nuevo Proyecto constructivo puede precisar de movimientos de tierra, excavaciones y/o vaciados que generen taludes cuya estabilidad habrá que evaluar en base a la máxima pendiente que se les puede dar, máxime teniendo en cuenta la cercanía de edificios que se pueden ver afectados por estas labores. Especialmente en la ejecución de los encepados de los micropilotes puede necesitar del vaciado del terreno, creando taludes que, aunque no sabemos su magnitud, en principio afectará íntegramente a los rellenos sueltos-blandos del Nivel I.

Estas labores necesitan establecer parámetros que faciliten el cálculo de estructuras estabilizadoras que garanticen la seguridad de los trabajos y de los edificios cercanos. En principio, cualquier vaciado en los materiales comentados se podrá realizar con medios convencionales de tipo retroexcavadoras, palas mixtas, etc.

Aunque el nivel freático, coincidente con el cauce del río Deba, normalmente se situará por debajo de las excavaciones es posible que, en estos materiales, por su estructura más abierta y suelta, se puedan acumular de forma estacional aguas procedentes de lluvias, fugas de servicios enterrados, etc., que podrían complicar el vaciado que en principio se deberían resolver mediante sistemas de achique del agua del fondo. Bajo este aspecto se puede asignar un valor del coeficiente de permeabilidad (k) de 1.10^{-4}-1.10^{-6} cm/s para las arenas limosas con gravas (SM) que integran los rellenos. Estos datos de permeabilidad se obtienen según Powers, 1.992 en función de la clasificación de los materiales por Casagrande.

En muchas ocasiones las excavaciones pueden realizarse a cielo abierto (porque no hay edificaciones próximas) dejando un talud en el terreno cuyo ángulo de inclinación a adoptar depende de la naturaleza del terreno, siendo a largo plazo algo menor que el de rozamiento interno, con valores que pueden ser del orden de 20º a 25º en arcillas y de 30º a 40º en arena y gravas. Para taludes provisionales en estos suelos se pueden asumir inclinaciones 3H-2V.

Para excavaciones de pequeña cuantía, se puede solventar mediante sistemas de contención denominados entibaciones. Al abrigo de la entibación se puede excavar prácticamente en vertical haciendo frente a los empujes del terreno de manera provisional o permanente. Con las entibaciones, las paredes de la excavación se revisten total o parcialmente con un tablero que se sostiene mediante diversos elementos, los cuales transmiten los empujes al paramento opuesto, si se trata de una zanja o al propio terreno, en excavaciones abiertas.

La excavación vertical de la zanja siempre supone algún peligro, salvo en terrenos de excelente calidad, por lo que las normas de seguridad obligan a disponer entibaciones cuando la profundidad de la zanja es mayor que 1,50 m, para que el personal no pueda verse atrapado por derrumbes del terreno.

9.1. Dimensionamiento de Estructuras de Contención: pantallas continuas

Si la entidad del vaciado es considerable, o bien existen edificios u otras estructuras que se puedan ver afectadas en su estabilidad por las excavaciones, como es el caso, entonces, se suele recurrir a realizar los vaciados al abrigo de estructuras de contención (pantallas continuas, de pilotes, micropilotes, etc.) para cuyo cálculo se considerarán los parámetros geomecánicos de los distintos Niveles promediados para situarnos del lado de la seguridad contemplados en la Tabla nº 9.

Estas estructuras de contención flexibles, por lo general, se introducen por debajo del nivel final de excavación una longitud tal que la reacción o empuje en el intradós sea importante y comparable con el empuje del trasdós. Si la longitud es tal que se asegura el equilibrio del conjunto, con una adecuada seguridad, la estructura puede quedar en voladizo. De no ser así y se requiere una gran longitud de empotramiento se puede preferir, bien por razones económicas, bien por problemas de perforación el disponer uno o más niveles de apoyo (mediante anclajes o puntales).

Otro parámetro básico para el diseño de las pantallas y con el que predecir con cierta aproximación las deflexiones y momentos flectores, es el coeficiente de balasto (κ). De difícil cuantificación, ya que no es una propiedad intrínseca del terreno, sino que depende del ancho de la superficie de carga, este coeficiente (horizontal y vertical) se consigue relacionar con cierto éxito, con el módulo de deformación del terreno (E) a través de determinadas expresiones:

$$K_v \times B = 1{,}3 \times E$$

$$K_h \times B = 0{,}75 \times E$$

Tabla nº 14. Cálculo del coeficiente de balasto.

Nivel	Espesor (m)	Módulo de[15] deformación E (Ton/m²)	Coef. balasto vertical K_v x B[16] (ton/m²)	Coef. balasto horizontal K_h x B (ton/m²)
Nivel I Relleno Antrópico	6,0	500	650	375

Si tomamos un valor promedio de B igual a 0,25 metros (como el de una pantalla normal de micropilotes y como el diámetro de ejecución probable de los proyectados) entonces tendremos:

Tabla nº 15. Cálculo del coeficiente de balasto.

Nivel	Espesor (m)	Módulo de deformación E (Ton/m²)	Coef. balasto vertical K_v x B (ton/m²)	Coef. balasto horizontal K_h x B (ton/m²)
Nivel I Relleno Antrópico	6,0	500	2.600	1.500

En caso de diseño de Micropilotes como estructuras para realizar cerramientos perimetrales mediante pantallas, se pueden usar los parámetros de diseño aportados en la Tabla nº 12.

[15] Tomando valores desde el lado de la seguridad respecto a los expuestos en la Tabla nº 9.

[16] B es el diámetro del micropilote o de la pantalla continua.

Las fórmulas y tablas utilizadas están recogidas de las siguientes publicaciones:

- Fundamentos de Mecánica de suelos (Roy Whitlow; 1.994, 1ª edición).
- Curso aplicado de cimentaciones (José María Rodríguez Ortiz; 1.986, 3ª edición).
- 2º Curso de Control de Calidad en la Edificación. Cimentaciones. (J.Mª R.Ortiz, J. Serra Gesta, L.F Rodríguez Martín, Carlos Oteo Mazo).
- Mecánica del Suelo y Cimentaciones Vol.I y II (Fernando Muzás Labad).
- Guía para el Proyecto y la Ejecución de Micropilotes en obras de carretera (Series Normativas-Instrucciones de Construcción. Ministerio de Fomento, 2.005).
- Ingeniería Geológica: Luis I. González de Vallejo. (Prentice Hall, 2.002).
- Manual de Ingeniería Geotécnica: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Garceta Grupo Editorial.

10. CONCLUSIONES

- El presente Informe lo realiza **INGEOESTUDIOS** a petición de **INES** y se refiere al Estudio Geotécnico de los apoyos del puente Gabolats sobre el río Deba ubicado en Soraluze-Placencia de Armas (Guipuzcoa). El puente actual tiene una longitud de 33 m repartidos en tres vanos y una anchura de 3,3 m y da paso a tráfico de vehículos en un solo sentido y transeúntes; apoya sobre dos pilas centrales en el río y será sustituido por otro nuevo de un solo vano para lo que es necesario reconocer el terreno en los estribos a fin de poder dimensionar las estructuras implicadas que a priori será mediante micropilotes.
- Para estudiar el terreno INES programa la ejecución de una campaña de reconocimientos basada en sondeos geotécnicos con ensayos in situ cuya posición se marca en la Figura nº 3.
- Entre los días 9 a 16 de noviembre de 2.022, se ejecutan dos (2) sondeos geotécnicos de 15 m de longitud, con recuperación continua de testigo y ejecución de ensayos in situ SPT cada 2 m (presencia de gravas y alto contenido en arenas) en los suelos, así como, toma de testigos plastificados (TP) en la roca.
- A nivel geológico la zona de estudio se emplaza sobre depósitos volcánicos del Cretácico Superior más concretamente de edad Cenomaniense. Se trata de basaltos conocidos como espilitas que se presentan en forma de coladas de lavas almohadilladas (pillow brechas) con intercalaciones de calizas margosas. Estos materiales quedan perfectamente descritos en la Hoja MAGNA 1:50.000, nº 63 de EIBAR.
- Diferenciamos tres Niveles Geotécnicos que de techo a muro son:
    - Nivel I: Rellenos antrópicos con un espesor de 6 m donde se mezclan materiales del aluvial (gravas y cantos volcánicos) con restos de fundición de la Fábrica de Cañones. Presenta una consistencia Blanda con un valor promedio de N = 4, indicativo, por tanto, materiales muy compresibles.

- Nivel I: suelo residual procedente de la alteración de la roca. Tiene un espesor máximo de 1 m de consistencia dura con un valor de N_{30} > 50.
- Nivel II: Cretácico Volcánico. Basaltos denominados Espilitas con valores de RCS que los califican como roca Dura. Aparecen a partir de 7 m de profundidad y su espesor es muy superior a los 15 m testificados en los sondeos.

- La solución de cimentación de proyecto es mediante micropilotes por lo que se procede a su dimensionamiento en función de los diferentes Niveles y su aportación a la carga admisible.

- El Nivel I correspondiente al aluvial mezclado con restos antrópicos principalmente procedentes de materiales de fundición de la Fábrica de Cañones. Tiene una consistencia Blanda por lo que puede generar rozamiento negativo en los 6 m superiores. El micropilote trasmitirá su carga al terreno a partir de los 6 m que aparece el suelo residual y no se considerará empotramiento en roca hasta la cota -9,0 m a partir de la cual el RQD es superior a 60 % (tabla nº 12).

- El dimensionamiento se realiza por el método de Bustamante considerando un tipo de inyección única IU. El diámetro habitual de micropilote puede oscilar entre 150 mm y 300 mm armado con tubería de acero lisa, sin soldaduras y con uniones mediante manguitos en calidad de acero N80 (Límite elástico =5.600 Kp/cm^2). Se puede inyectar con mortero y/o lechada de cemento que debe ser sulfo-resistente en función de los contenidos en sulfatos medidos.

- En función de los Límites de Atterberg los suelos del Nivel I tendrán un Potencial Expansivo Bajo-Nulo (CEDEX, 1.998; Ingeniería Geológica: Luis I. González de Vallejo). En cualquier caso, se recomienda tomar todas las medidas constructivas necesarias para impermeabilizar el terreno y evitar la entrada-salida de agua a los cimientos, en todas las zonas donde haya estructuras cimentadas
- Taludes provisionales que sean necesarios ejecutar y de alturas en torno a los 1,5-3,0 m (cotas máximas de vaciado para encepados) afectando a los materiales del Nivel I, podrán ejecutarse con inclinaciones normales de 3H:2V. El relleno para emplear en el trasdós del muro perimetral deberá ser granular y permitir el drenaje. Además, para minimizar la carga sobre el muro, deberá ser extendido por tongadas y compactado adecuadamente.
- En el apartado 9.1 se dan parámetros para el dimensionamiento de estructuras de contención necesarias para no afectar a los edificios linderos.
- Ya que el Nivel I será el más afectado ante posibles vaciados y excavaciones, para estos suelos en general se puede asignar un valor del coeficiente de permeabilidad (k) de 10^{-4}-10^{-6} cm/s por el elevado contenido en finos (Powers, 1.992).
- La influencia que puede tener la transmisión de cargas desde cualquier sistema de cimentación profunda a los materiales del Nivel II, en profundidad, mediante el bulbo de presiones, será aceptada perfectamente pues son materiales de una consistencia, en el peor de los casos, similar a la de cálculo utilizado. Para garantizar estos asientos mínimos el micropilote debe penetrar dentro del Nivel II entre 6-10 diámetros

- El río Deba discurre a escasos metros de los estribos del puente actual y futuro por lo que el nivel freático va a coincidir con la cota de su cauce en cada momento que a su vez será dependiente de la carga de agua variable con las estaciones y con momentos de tormentas.
- Se cuantifica el contenido en sulfatos de los rellenos mediante ensayos químicos sobre una muestra tomada en SR-2 entre los 3,15-5,70 m arrojando un valor de 3.700 mg/kg suelo. Por tanto, según la norma EHE 80303: 96, será necesario el uso de cementos especiales para el hormigón o cualquier otro aglomerante hidráulico que se emplee.
- Hay que mencionar que según la Norma de Construcción Sismorresistente Puentes NCSP-07, no será necesaria la adopción de medidas especiales por dicha causa en el cálculo de la estructura y en el estudio de la cimentación.
- En el caso de que sea necesario instalar alguna grúa para la ejecución de las obras, su cimentación se recomienda mediante micropilotes dimensionados según la Tabla nº 12, ya que la capa portante del Nivel II se encuentra a cotas muy profundas (6 m) para llegar con pozos de cimentación.
- Finalmente hay que recordar que la información suministrada por la campaña de reconocimientos, dado su carácter *puntual*, es sólo totalmente fidedigna en los puntos explorados y en la fecha de su ejecución, de modo que su extrapolación al resto del terreno objeto del estudio no es más que una interpretación razonable según el estado actual de la técnica. Por este motivo se recomienda la inspección visual detallada del terreno durante la ejecución de las obras con el fin de verificar que las características aparentes del terreno, realmente existente, corresponden a las que han servido de base para la elaboración de este informe.

Este informe consta de treinta y dos páginas numeradas correlativamente de la 1 a la 32.

Madrid 26 de diciembre de 2.022

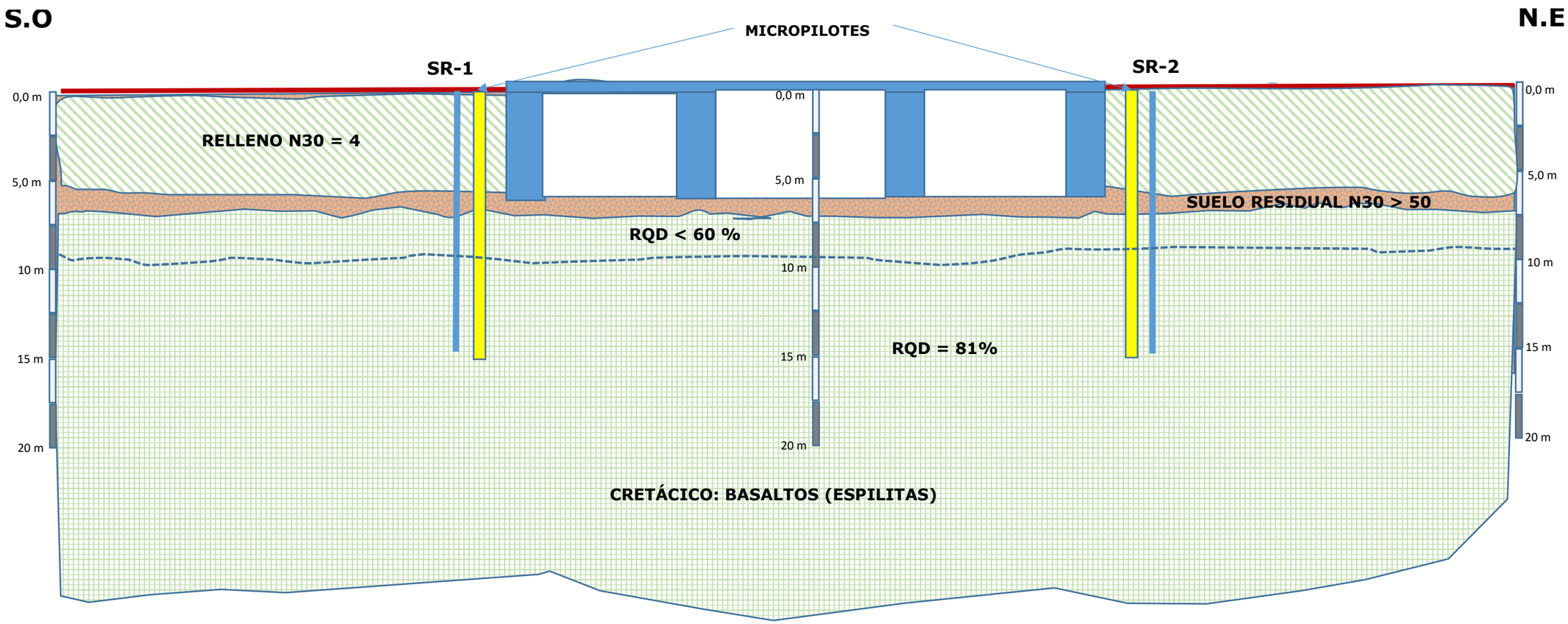
INGEOESTUDIOS

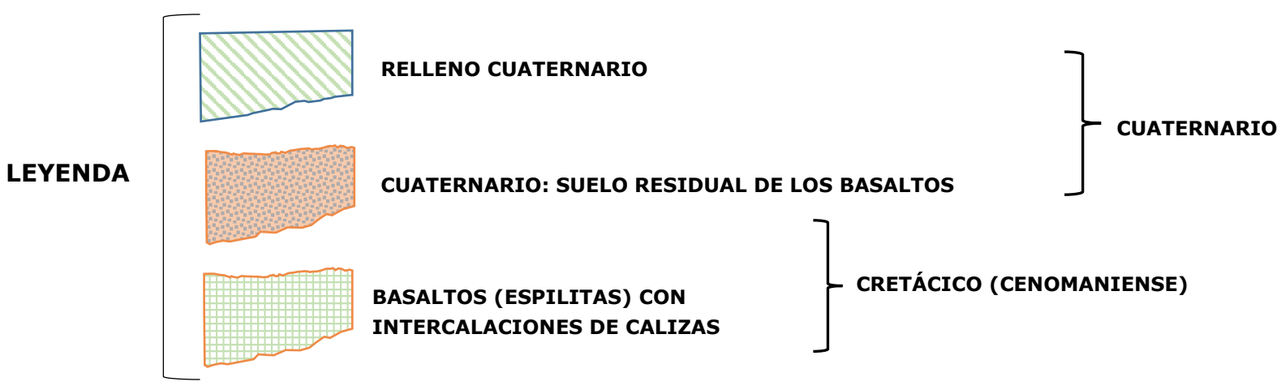
Fdo.: CARLOS PANADERO GARCÍA
Geólogo, colegiado nº 6265
D.E.A por la E.T.S.I Minas de Madrid

ESTE INFORME NO SE PODRÁ REPRODUCIR PARCIALMENTE SIN LA APROBACIÓN DE INGEOESTUDIOS CB

PLANOS. Perfil Geológico-Geotécnico

PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO





APÉNDICE 1. TESTIFICACIÓN DE LOS SONDEOS. REPORTAJE FOTOGRÁFICO

EMPLAZAMIENTO SONDEO S1





CAJA 1: DE 0,00 m A 2,90 m



CAJA 2: DE 2,90 m A 5,60 m



CAJA 3: DE 5,60 m A 9,00 m



CAJA 4: DE 9,00 m A 12,00 m



CAJA 5: DE 12,00 m A 15,00 m

EMPLAZAMIENTO SONDEO S2





CAJA 1: DE 0,00 m A 2,85 m



CAJA 2: DE 2,85 m A 6.05 m



CAJA 3: DE 6,05 m A 9,10 m



CAJA 4: DE 9,10 m A 12,10 m



CAJA 5: DE 12,10 m A 15,00 m

APÉNDICE 2. ENSAYOS DE LABORATORIO