



**PETICIONARIO: EXCMA. DEPUTACIÓN DE
PONTEVEDRA**

**ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EJECUCIÓN DE UN
MURO DE MAMPOSTERÍA**

**PROYECTO: MEJORA DE LA SEGURIDAD VIAL
EN LA E.P. 6509 ESCUADRO – SILLEDA, DE
P.K. 4+640 A P.K. 5+200 EN SILLEDA
(PONTEVEDRA)**

REALIZADO POR: GALAICONTROL, S.L.

FECHA: MAYO 2017

CLAVE: SE 076/17

ÍNDICE

1 INTRODUCCIÓN, OBJETIVOS Y METODOLOGÍA EMPLEADA	2
1.1 Contenido de los proyectos y responsabilidad derivada de su elaboración	2
2 GEOLOGÍA DE LA ZONA	2
2.1 Litología	2
2.2 Tectónica	3
2.3 Geomorfología	4
3 HIDROGEOLOGÍA DE LA ZONA	4
4 SISMICIDAD DE LA ZONA	4
5 CAMPAÑA DE RECONOCIMIENTO DEL TERRENO	5
5.1 Reconocimiento superficial de la zona de estudio	5
5.2 Sondeo geotécnico a percusión	5
5.3 Ensayos de penetración dinámica continua	6
5.4 Ensayos de laboratorio	6
6 ASPECTOS GEOTÉCNICOS CONCRETOS (MURO DE MAMPOSTERÍA)	7
6.1 Caracterización de los materiales	7
6.2 Parámetros geotécnicos de cálculo	7
6.3 Evaluación geotécnica de taludes temporales	8
6.3 Evaluación geotécnica de rellenos compactados	9
6.4 Agresividad del medio	9
6.5 Expansividad	9
6.6 Excavabilidad, contenciones y estabilidad	9
6.7 Tensiones admisibles y condiciones de cimentación	10
6.7.1 Características constructivas y diseño del muro	10
7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES	11
8 DOCUMENTACIÓN ANEXA	13
APÉNDICE 1: ORTOIMÁGENES Y PLANO DE SITUACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.	
APÉNDICE 2: PLANO DE LOCALIZACIÓN DE LAS PROSPECCIONES REALIZADAS.	
APÉNDICE 3: MAPA GEOLÓGICO NACIONAL Y ENCUADRE DE LA ZONA DE ESTUDIO.	
APÉNDICE 4: REGISTRO DEL SONDEO A PERCUSIÓN.	
APÉNDICE 5: REGISTRO DE LOS ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA.	
APÉNDICE 6: ACTAS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO.	
APÉNDICE 7: PERFIL GEOTÉCNICO.	

APÉNDICE 8: METODOLOGÍA Y CÁLCULOS DE TALUDES PARA ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES.

APÉNDICE 9: METODOLOGÍA, CÁLCULOS Y EVALUACIÓN DE TENSIONES ADMISIBLES Y ASIENOS.

APÉNDICE 10: TABLAS DE CORRELACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EMPLEADOS.

APÉNDICE 11: REPORTAJE FOTOGRÁFICO.

TABLAS E IMÁGENES:

Tabla 1: Tabla resumen del sondeo a percusión	6
Tabla 2: Tabla resumen de los ensayos de penetración dinámica continua	6
Tabla 3: Tabla resumen de los ensayos de laboratorio	6
Tabla 4: Tabla resumen de los parámetros geotécnicos de los niveles del terreno	8
Figura 1: Unidades litoestructurales y paleogeográficas de Galicia	2
Figura 2: Mapa geológico regional	3
Figura 3: Mapa tectónico regional	3
Figura 4: Coeficientes de permeabilidad teórica	4
Figura 5: Mapa sísmico de la Norma Sismorresistente	5
Figura 6: Estimación del módulo de deformación en función del N_{SPT}	8
Figura 7: Obtención del ángulo de rozamiento interno a partir del N_{SPT}	8

1 INTRODUCCIÓN, OBJETIVOS Y METODOLOGÍA EMPLEADA.

El presente estudio fue realizado a solicitud de la EXCMA. DEPUTACIÓN DE PONTEVEDRA y comprende el reconocimiento geológico-geotécnico realizado por GALAICONTROL, S.L., en la carretera E.P.6509 Escuadro – Silleda, entre el P.K. 4+725 y el P.K. 4+750 aproximadamente, en el término municipal de Silleda (Pontevedra), en la cual se tiene previsto la ejecución de un muro de mampostería de 23 metros de largo y 3,50 metros de altura, como elemento de contención. Este estudio está enmarcado en el Proyecto de Mejora Integral de la Seguridad Vial en la E.P. 6509 Escuadro – Silleda, de P.K. 4+640 a P.K. 5+200. El objeto de este estudio está encaminado a obtener la siguiente información:

- ▶ Determinación de las características geotécnicas y geomecánicas de los diferentes niveles de terreno reconocidos a lo largo de la zona de estudio; identificación, propiedades de estado, parámetros resistentes y de agresividad de los mismos, así como sismicidad de la zona de estudio.
- ▶ Evaluación y determinación de las condiciones de ripabilidad de los materiales del subsuelo.
- ▶ Determinación y localización del nivel freático en la zona estudiada, evaluación y posibles incidencias.
- ▶ Como consecuencia de los estudios definidos en los apartados anteriores, fijar criterios y recomendaciones acerca de las condiciones de cimentación, de contención, excavaciones y drenaje de la estructura proyectada.
- ▶ Otras indicaciones como agresividad del medio frente al uso de hormigones, expansividad, sismicidad de la zona de estudio, así como recomendaciones de buenas prácticas para la ejecución de la estructura prevista.

Los trabajos geotécnicos se detallan en el apartado 5 del presente informe, el apartado 6 se dedica al estudio general de las características geotécnicas de los materiales, excavación, contención y condiciones de cimentación del muro previsto.

Se considera que el estudio realizado permite tener un conocimiento razonable del terreno en los aspectos más importantes para la geotecnia de la zona, que son la caracterización de los materiales, así como dar unas recomendaciones a nivel detallado sobre la cimentación de la estructura.

En primer lugar se ha recopilado información de los antecedentes, analizado la información geológica disponible, se hizo un recorrido de la zona de estudio con ayuda de fotointerpretación.

A fecha de este estudio geotécnico, existe un muro de mampostería con una longitud de unos 10,00 metros y una altura de unos 3,50 metros aproximadamente.

En segundo lugar, se analizó el Mapa Geológico de España (IGME), escala 1: 50.000 y los datos de campo disponibles que permitiese optimizar mejor la zona de estudio.

Tras ese primer examen ha sido posible determinar las zonas de estudio, que a su vez han permitido seleccionar la fase de reconocimientos puntuales (ensayos de penetración dinámica continua y sondeo a percusión).

Esta planificación de la campaña de investigación basada en la realización de los trabajos de campo y ensayos de laboratorio, ha estado condicionada al número de ensayos preestablecidos y los accesos disponibles.

1.1 CONTENIDO DE LOS PROYECTOS Y RESPONSABILIDAD DERIVADA.

El Real Decreto Legislativo 3/2011, de 14 de noviembre, por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Contratos del Sector Público, en su artículo 123, apartado 3 establece que: "salvo que ello resulte incompatible con la naturaleza de la obra, el proyecto deberá incluir un estudio geotécnico de los terrenos sobre los que ésta se va a ejecutar, así como los informes y estudios previos necesarios para la mejor determinación del objeto del contrato".

2 GEOLOGÍA DE LA ZONA.

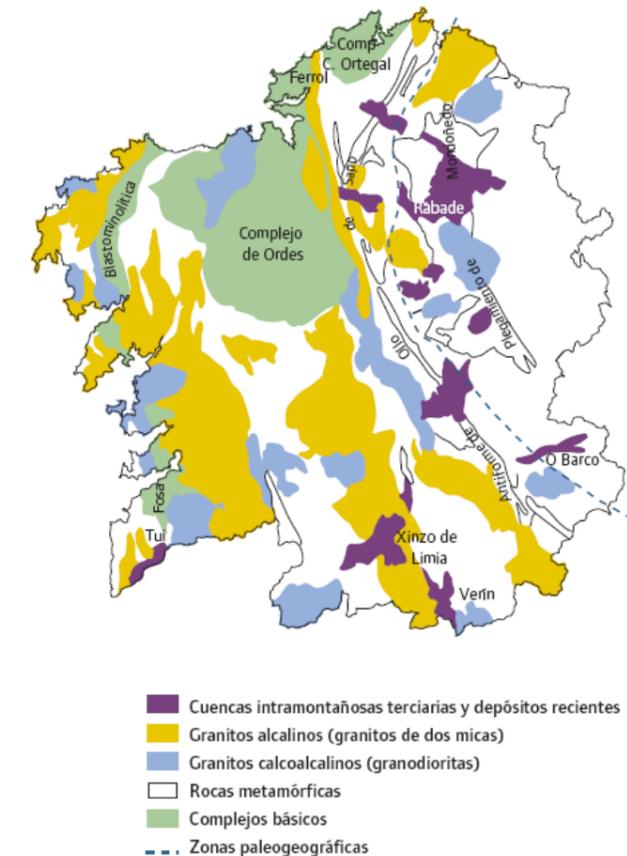
2.1 LITOLOGÍA.

Desde el punto de vista paleogeográfico, el área de estudio está situada en la Zona Galaico-Castellana de Lotze (1945) o en la zona Galicia Media-Tras-Os-Montes de Matte (1968). Ésta última se caracteriza por la ausencia de afloramientos devónico-carboníferos, la presencia de un Ordovício Superior y un Silúrico esquistoso muy potentes, la ausencia total del Cámbrico, la presencia de un Precámbrico porfirioide y antiguo, constituido por rocas básicas metamorizadas.

La zona constituye una interesante área de encuentro de varias unidades litotectónicas; diferenciándose cuatro dominios: Complejo de Órdenes, de la Unidad de Lalín, de la Unidad de Forcarei y el Dominio externo.

Nuestra zona de estudio se encuentra emplazada en el Dominio de la Unidad de Lalín. Se trata de una unidad litotectónica polimetamórfica y alóctona que cabalgaría sobre los esquistos circundantes. Litológicamente se caracteriza por la abundancia de paragneises, ortogneises (a veces peralcalinos) y anfibolitas. Tanto los contactos entre unidades litológicas como la esquistosidad principal dentro de la Unidad de Lalín, se paralelizan a la falla marginal en la zona de contacto con el Complejo de Órdenes. Todos los materiales de esta Unidad están inyectados por granito de dos micas y pegmatitas, especialmente los metasedimentos y el ortogneis de grano fino.

Figura 1. Unidades litoestructurales y paleogeográficas de Galicia (Xunta, 1991).

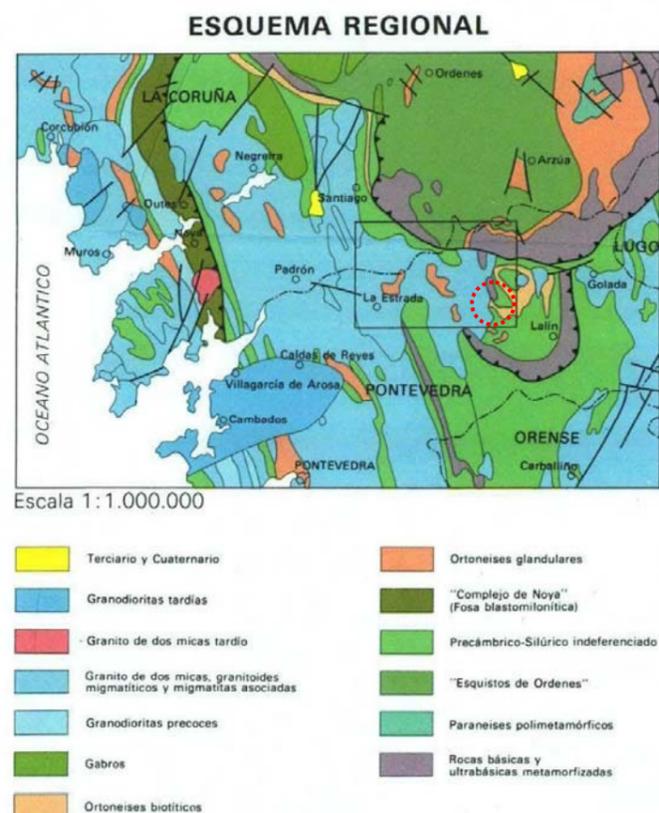


Los ortogneises biotíticos tienen una distribución algo irregular, encerrando un área aproximadamente rectangular de metasedimentos. Es posible distinguir dos tipos esenciales, pero cabe subrayar que existen también ortogneises con caracteres intermedios. Ambos tipos se caracterizan por la ausencia o escasez de moscovita. La variedad de grano medio a fino es de aspecto más o menos glandular, con estructura planar a planolinar, con glándulas feldespáticas que pueden alcanzar dimensiones de varios centímetros. La variedad de grano fino suele ser equigranular y de grano hasta muy fino; difiere de la anterior por la ausencia de glándulas feldespáticas y por el desarrollo de una textura más lineal.

En lo que se refiere a los depósitos recientes (aluviales y residuales), decir que en nuestra zona de estudio, la magnitud e importancia de sus afloramientos es muy importante. Los depósitos aluviales están formados esencialmente por arenas y gravas con baja proporción de matriz limo-arcillosa. En las arenas se pueden llegar a observar estructuras sedimentarias, como estratificación cruzada. Las gravas son poligénicas y heterométricas. Se componen fundamentalmente de cantos subredondeados y redondeados, con diámetros de hasta 35 centímetros. Alcanzan su mayor espesor en el fondo de los ríos, especialmente en la llanura aluvial situada en la confluencia de los mismos. Los depósitos abandonados tienen aquí un espesor de por los menos 10 metros. Respecto a los suelos residuales, presentan una capa de alteración y degradación de pocos metros de potencia, que comúnmente afloran como arenas limosas de colores claros; pasando en profundidad hacia un sustrato rocoso sano.

A continuación se muestra un mapa geológico a escala regional de la zona de estudio, con las principales litologías de la zona:

Figura 2. Mapa geológico regional (Magna).



2.2 TECTÓNICA.

Los materiales de la zona han sido afectados por una tectónica polifásica de edad hercínica, a la que deben fundamentalmente su estructura.

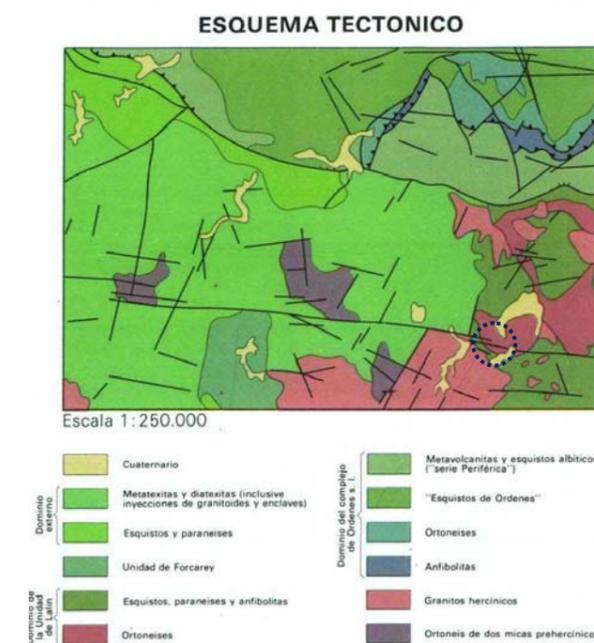
La primera fase de deformación hercínica afecta a los materiales de los cuatro dominios diferenciados, con excepción de los granitos hercínicos y las rocas tardi o posthercínicas. No se han podido reconocido estructuras debidas a esta fase, ni mayores, ni menores. Aunque no localizadas, en caso de existir, debería esperarse que son isoclinales, vergentes al este y con planos axiales subhorizontales, de acuerdo con otras regiones gallegas de la zona galaico-castellana. El plano de esquistosidad originado durante esta fase es por lo general el más visible en las rocas y en ésta ha sido denominado esquistosidad principal.

La segunda fase hercínica afecta a la totalidad de las rocas presentes, a excepción de los filones tardíos y, lógicamente, de los depósitos cuaternarios. Pliega a la esquistosidad principal, a las fallas inversas o planos de cabalgamiento que delimitan el "Complejo Básico" y es posible que ligeramente al tramo oriental de la Falla marginal. Es responsable de algunos macropliegues, cuyas trazas axiales han sido representadas en la cartografía y que parecen estar retocadas por fases posteriores. Existen, asociados con estas macroestructuras, meso y micropliegues coherentes con ellas y que pueden ser utilizados como criterios de polaridad tectónica para apoyar o incluso deducir la existencia de estas macroestructuras. En los granitos hercínicos de dos micas, la esquistosidad de la segunda fase no se hace patente o es muy débil, apuntando hacia un origen relativamente tardío para ellos, lo cual se ve corroborado por su comportamiento frente a la crenulación atribuible a la segunda fase, a la cual puede cortar discordantemente, como se puede observar en enclaves parcialmente asimilados.

En las fases tardías, se engloban pliegues de tipo "kink-band" y "chevron" y fracturas que afectan tardíamente a los materiales presentes y, lógicamente, también a las estructuras originadas durante las fases de deformación anteriores. Posteriormente a las fases de plegamiento hercínicas aparecen sistemas de fracturación, de los que los más destacables son los de dirección NNE-SSO y ONO-ESE. Son de tipo normal y del tipo de desgarre. Es raro observar fenómenos de cataclisis o de arrastre a lo largo de ellas.

A continuación se muestra un mapa geológico a escala regional de la zona de estudio, con las principales estructuras tectónicas de la zona:

Figura 3. Mapa tectónico regional (Magna).



2.3 GEOMORFOLOGÍA.

De modo general, la morfología puede describirse como la combinación de dos penillanuras, una antigua que se manifiesta en relieves residuales de considerable altura, y otra moderna, aproximadamente comprendida entre las curvas de nivel de 200 a 500 metros, no muy desarrollada, aunque relieves de altitud intermedia que en la mayoría de los casos tiene origen tectónico. Los principales factores modeladores han sido por una parte la erosión diferencial que actuando sobre granitos y gneises de distinta composición y distinto tipo de fracturación han producido diferentes formas en ellos, y, por otra tectónica que con Orogenia Hercínica actuando sobre la penillanura, la fractura y disloca intensamente, dando lugar a un complicado conjunto de plataformas, bloques y dovelas hundidas, cuyas superficies han quedado fijadas a diferentes alturas.

Bajo estos efectos, la expresión topográfica de la morfología resulta muy acusada predominando las superficies montañosas, alomadas u onduladas y siendo muy escasas las tierras llanas.

3 HIDROGEOLOGÍA DE LA ZONA.

La baja permeabilidad de las rocas, tanto metamórficas como ígneas, que componen el sustrato de la zona y la escasa potencia de los depósitos cuaternarios, hacen poco probable la existencia de grandes acuíferos. En el sustrato metamórfico, las zonas con mejores posibilidades se encuentran en el Dominio del Complejo de Órdenes, donde los suelos de alteración suelen tener mayor potencia que en los demás dominios. Son frecuentes en esta zona las captaciones realizadas mediante zanjas y socavones, aunque los caudales son siempre muy limitados. Los manantiales más importantes parecen situarse en las áreas graníticas, a primera vista muy en contradicción con la impermeabilidad de los granitos, pero el desarrollo de mantos de alteración "in situ" y el sistema de diaclasas que los atraviesa, aumentan considerablemente las posibilidades de almacenamiento y circulación de aguas subterráneas. Pese a la aparente falta de acuíferos importantes, el problema de abastecimiento no es acusado, debido a la baja demanda hídrica y el elevado índice pluviométrico.

Como se ha podido comprobar durante la campaña de trabajos de campo, con la realización de los penetrómetros y el sondeo a percusión, se ha localizado la presencia del nivel freático a lo largo de los mismos, a cotas entre -2,00-2,50 metros aproximadamente respecto la cota de inicio de los ensayos.

Las mediciones efectuadas corresponden a medidas puntuales, pudiéndose producir variaciones estacionales inducidas por diversos factores, como pueden ser aportes pluviométricos, que puedan provocar la subida del nivel freático. Desde el punto hidrogeológico, tanto los rellenos antrópicos, los depósitos aluviales, los suelos residuales graníticos alterados en G.M. V, como el sustrato rocoso granítico alterado en G.M. IV, se comportan de manera diferente. Empleando correlaciones entre parámetros geotécnicos, definidos según Casagrande y R.E.FADUM, para unos materiales de estas características puede estimarse las siguientes permeabilidades teóricas:

Figura 4. Tabla de coeficientes de permeabilidad teórica.

Coeficientes de permeabilidad (K)		
K m/s	Tipo de suelo - Permeabilidad	K m/s
10 ⁻¹	Grava limpia	10 ⁻¹
10 ⁻²	Arenas limpias	10 ⁻²
10 ⁻³	Arena limpia y mezclas de grava	10 ⁻³
10 ⁻⁴	Arenas muy finas	10 ⁻⁴
10 ⁻⁵	Limos orgánicos e inorgánicos	10 ⁻⁵
10 ⁻⁶	Mezclas de arena, limo y arcilla	10 ⁻⁶
10 ⁻⁷	Depósitos estratificados de arcilla, etc.	10 ⁻⁷
10 ⁻⁸	Suelos impermeables, por ejemplo, arcillas homogéneas por debajo de la zona de meteorización	10 ⁻⁸
10 ⁻⁹		10 ⁻⁹
10 ⁻¹⁰		10 ⁻¹⁰
10 ⁻¹¹		10 ⁻¹¹

Rápida
Moderada
Lenta¹

¹ Prácticamente impermeable.

4 SISMICIDAD DE LA ZONA.

De acuerdo con la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-2002); la zona que nos ocupa presenta una aceleración sísmica básica inferior entre 0.04g y 0.08g ($0.04 < a_b < 0.08g$) siendo g la gravedad. El ámbito de aplicación de la norma se extiende a todos los proyectos y obras de nueva construcción de puentes que formen parte de la red de carreteras del Estado o de la red ferroviaria de interés general.

Según la clasificación de la citada Norma, el tipo de construcción en proyecto se calificaría como de Normal Importancia que se considera para aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

Si la aceleración sísmica horizontal de cálculo es menor a 0,04 g no será necesaria la consideración de las acciones sísmicas, como es nuestro caso.

La aceleración sísmica de cálculo viene dada por:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

donde:

- ▶ a_b : Aceleración sísmica básica. En el Anejo 1 de la Norma tenemos un valor de $a_b = 0,04$ g.
- ▶ ρ : Coeficiente adimensional de riesgo, obtenido como producto de dos factores: $\rho = \gamma_I \cdot \gamma_{II}$.
- ▶ S: Coeficiente de amplificación del terreno.

La aplicación de esta norma no es obligatoria en los siguientes casos:

- ▶ En las construcciones de importancia moderada.
- ▶ En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica sea inferior a 0,04 g, siendo g la aceleración de la gravedad.
- ▶ En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica sea inferior a 0.08 g.

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se mide por medio del mapa de peligrosidad sísmica, dicho mapa suministra para cada punto del territorio y expresada en relación a la gravedad (g), la aceleración sísmica básica (a_b), que corresponde a un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno, correspondiente a un periodo de retorno de 500 años.

Este mapa, que se recoge a continuación, suministra además los valores del coeficiente de contribución (K), que tiene en cuenta la influencia de la peligrosidad sísmica, de cada punto de los distintos tipos de terremotos considerados en el cálculo de la misma.

El mapa nacional de peligrosidad sísmica se muestra en la figura siguiente:

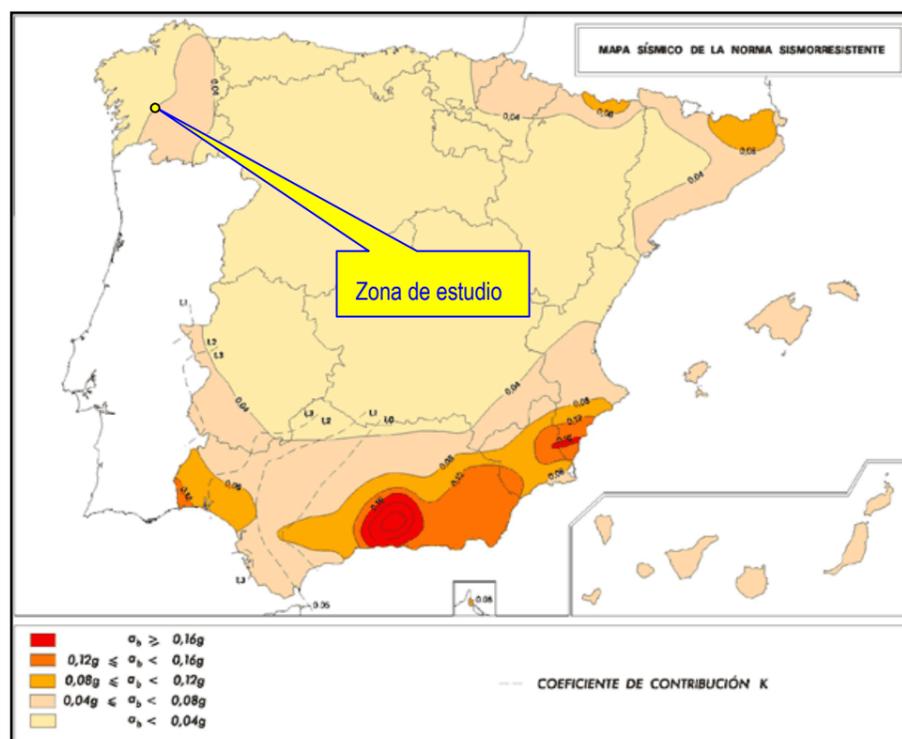


Figura 5: Mapa sísmico de la Norma Sismorresistente. Coeficiente de contribución K. IGN.

Siguiendo los criterios de aplicación establecidos por la propia NCSE-2002, la aplicación de esta norma no es obligatoria para construcciones de importancia normal, como la aquí contemplada, cuando la aceleración sísmica de cálculo sea inferior a 0,04 veces la gravedad, como es el caso del área de ubicación del presente estudio.

5 CAMPAÑA DE RECONOCIMIENTO DEL TERRENO.

Se ha realizado una campaña geotécnica orientada sobre todo a evaluar las características geotécnicas del terreno donde se tienen previsto la construcción del muro de mampostería. A continuación se muestra una lista con los trabajos realizados:

- ▶ Reconocimiento superficial de la zona de estudio.
- ▶ Realización de un (1) sondeo a percusión.
- ▶ Realización de tres (3) ensayos de penetración dinámica continua superpesada.
- ▶ Realización de una (1) muestra hincada.
- ▶ Realización de ensayos de laboratorio.

En los apéndices 1 y 2, se muestran la situación geográfica de zona y la localización de los trabajos de campo realizados respectivamente.

5.1 RECONOCIMIENTO SUPERFICIAL DE LA ZONA DE ESTUDIO.

Como primera fase del estudio se llevó a cabo un reconocimiento superficial de toda la zona de estudio y alrededores, con la finalidad de estudiar las características regionales del terreno. Se reconocen aspectos relativos a la litología, geomorfología de la zona, pendientes, hidrogeología y geografía en general, así como edificaciones medianeras o viales que se puedan ver afectadas durante los trabajos de construcción del muro de mampostería proyectado.

El ámbito donde se prevé la ejecución del muro de contención, se engloba dentro de una zona donde existe un arroyo que discurre en dirección SE-NW y atraviesa por debajo de la carretera E.P. 6509 mediante una obra de drenaje; circula unos 8 metros paralela a la carretera y se aleja de la misma aguas abajo. Actualmente existe un muro de mampostería de unos 10 metros de longitud y 3,50 metros de altura aproximadamente. En la zona de estudio, se denota un agrietamiento del firme de la carretera e incluso un deslizamiento de tierra en el lateral inferior del muro de mampostería actual.

5.2 SONDEO GEOTÉCNICO A PERCUSIÓN.

Se realizó un sondeo a percusión de reconocimiento vertical, entre la posición de los penetrómetros "PDC-1" y "PDC-2", con la intención de estudiar las características del terreno en el nivel del terreno más superficial y recoger una muestra del mismo.

El día 5 de mayo de 2017 se realizó el sondeo mediante golpeo utilizando la máquina de penetrómetros. Para ello, se hincó un tubo tomamuestras bipartido de 38,1 milímetros de diámetro interior y 60 centímetros de longitud, por medio de una maza de 63,5 kilogramos desde una altura de 76 centímetros.

En el mismo se identificó un relleno antrópico formado en su parte más superficial por limos arenosos de color pardo oscuro, grano fino y moderado contenido en materia orgánica, junto con alguna pequeña grava; con un espesor de 1,80 metros. A continuación, se observa la existencia de unos limos de color pardo oscuro y grano fino, con intercalaciones de limos arcillosos de carácter fangoso, de color negruzco, grano fino y con apreciable contenido en materia orgánica; correspondiente con unos depósitos aluviales, con un espesor identificado de 1,20 metros.

Se seleccionó una muestra de terreno correspondiente con el depósito aluvial, para posteriormente realizar los ensayos de laboratorio (clasificación, identificación, mecánicos y químicos). Cabe destacar que durante la realización se detectó el nivel freático a cota -2,00 metros respecto la cota de inicio del ensayo.

Se puede ver su ubicación en la planta de localización de las prospecciones (apéndice 2).

A continuación se muestra un resumen con los datos más importantes obtenidos y cuyo registro individual junto con las fotografías correspondientes se pueden observar en el apéndice 4:

SONDEO Nº	COTA DE INICIO	SITUACIÓN	PROFUNDIDAD ALCANZADA	POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO
S-1	A nivel de la carretera	UTM: X = 561253; Y = 4727208	3,00 metros	A -2,00 metros

Tabla 1: Tabla resumen del sondeo a percusión.

5.3 ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA.

A lo largo de los 23 metros de longitud del muro de mampostería y en lo que será el trasdós del mismo, a nivel de la carretera, se realizaron tres ensayos de penetración dinámica continua tipo D.P.S.H. Principalmente se trató de enfocar estos ensayos de cara a evaluar la capacidad portante del terreno, para conocer la compacidad del material e interpretar la tensión admisible y el nivel de apoyo de la cimentación. El ensayo se encuentra descrito en la norma UNE 103-801. Los trabajos de campo se realizaron el día 5 de mayo de 2017.

Este ensayo consiste en hincar en el terreno una puntaza de forma tronco-cónica cuya base tiene una superficie de 20 cm² y su ángulo en la punta es de 90°. La energía necesaria para la hinca se obtiene mediante el golpeo continuado de una masa de 63,5 kilogramos que se deja caer libremente desde una altura de 76 centímetros, sobre un yunque que transmite la energía a la punta por medio de un varillaje adecuado.

A medida que se va realizando el ensayo se van anotando los golpes necesarios en cada cota para que se produzca una penetración de la punta de 20 centímetros en el suelo del terreno, llevando la prueba hasta que se obtiene el rechazo. Esto ocurre cuando $N_{020} > 100$ golpes o cuando se suceden tres andanadas seguidas $N_{020} > 75$ golpes. En algunos casos, para mayor seguridad, los rechazos son verificados mediante una 2ª andanada para la cual el valor de N_{20} debe ser de nuevo mayor que 100 golpes.

A continuación se muestra un resumen con los datos más importantes obtenidos y cuyo registro individual junto con las fotografías correspondientes se pueden observar en el apéndice nº 5.

CALICATA Nº	COTA DE INICIO	SITUACIÓN	PROFUNDIDAD ALCANZADA	POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO
PDC-1	A nivel de la carretera	UTM: X = 561241; Y = 4727202	3,20 metros	A -2,50 metros
PDC-2	A nivel de la carretera	UTM: X = 561256; Y = 4727210	5,40 metros	A -2,00 metros
PDC-3	A nivel de la carretera	UTM: X = 561263; Y = 4727216	3,80 metros	A -2,00 metros

Tabla 2: Tabla resumen de los ensayos de penetración dinámica continua.

5.4 ENSAYOS DE LABORATORIO.

Sobre la base de los perfiles del terreno, obtenidos durante la testificación de los materiales extraídos en el sondeo a percusión, se seleccionó una muestra representativa del terreno natural presente en la zona (Nivel-2: depósitos aluviales), para ser trasladada al laboratorio, donde fue examinada por personal técnico especializado, realizándose los oportunos ensayos de estado e identificación, clasificación, resistencia y agresividad, eligiéndose los más adecuados en función de la naturaleza del terreno y el tipo de obra a proyectar.

A continuación se expone una tabla de situación de las muestras ensayadas y la normativa aplicada en cada caso:

PROCEDENCIA DE LA MUESTRA	SITUACIÓN	TIPO DE TERRENO	ENSAYOS REALIZADOS	NORMA APLICADA
Sondeo "S-1"	UTM: X = 561253 Y = 4727208	Depósitos aluviales	Humedad natural, densidad aparente/seca, límites de Atterberg, granulometría por tamizado, agresividad al hormigón y corte directo.	UNE

Tabla 3: Tabla resumen de los ensayos de laboratorio.

Para la clasificación de las diferentes muestras ensayadas, se han seguido las especificaciones de la clasificación U.S.C.S. para la clasificación de suelos y las normas UNE para la realización de los correspondientes ensayos normalizados y cuyo análisis se muestra a continuación:

► Ensayos de estado. Humedad natural y Densidad aparente/seca:

Estos ensayos permiten establecer las condiciones de estado del terreno, como son su humedad natural y su densidad, tanto aparente como seca. Estos ensayos se realizan sobre una muestra inalterada, normalizados en UNE 103300/93 y UNE 103301/94 respectivamente, donde se ha podido determinar sus condiciones de humedad natural, del 18,5%; mientras que la densidad aparente es de 1,54 g/cm³ y la densidad seca de 1,30 g/cm³.

► Ensayos de clasificación. Análisis granulométrico por tamizado:

A fin de evaluar el contenido en gruesos (gravas y arenas) y en finos (limos y arcillas) de la muestra extraída y su distribución por tamaños definidos por las curvas granulométricas, mediante tamizado completo según UNE 103301/95. Atendiendo a los resultados obtenidos, se deduce que el material ensayado está formado fundamentalmente por gravas con poco finos ("GP-GW"), clasificados según los criterios de la U.S.C.S.

► Ensayos de clasificación. Límites de Atterberg:

Con el objeto de evaluar la plasticidad de la muestra analizada, se realizó un ensayo para la determinación de los límites de Atterberg según la norma UNE 103103/94 y UNE 103104/93, determinándose su límite líquido y plástico y a su vez, el índice de plasticidad. Atendiendo a los resultados obtenidos, se deduce que el material ensayado no presenta límites de Atterberg, debido a su naturaleza arenosa.

► Ensayos químicos. Agresividad al hormigón:

A fin de evaluar la posible agresividad del suelo estudiado, se realizó un ensayo de agresividad frente al uso de hormigones según la norma UNE-EN 16502/15 y UNE 83963/08, obteniéndose un valor de acidez Baumman-Gully inferior a 200 ml/Kg y un valor de 31 mg/kg en contenido en sulfato SO_4^{2-} , por lo que se clasificaría como un ambiente no agresivo al hormigón.

► Ensayos mecánicos: Corte directo:

Respecto a las características geomecánicas de la muestra de suelo ensayada, en su modalidad consolidado y drenado (CD), según la norma UNE 103401/98; los resultados de los ensayos de corte indican un valor de cohesión de 0,02 Kg/cm² y un ángulo de rozamiento interno de 36°.

En el apéndice 6 se muestran las actas de los ensayos realizados, junto el informe desarrollado de cada uno de ellos.

6 ASPECTOS GEOTÉCNICOS CONCRETOS (MURO DE MAMPOSTERÍA).

En este apartado, analizaremos las características de los materiales desde el punto de vista geotécnico, tratando de identificar las diferentes unidades litogeotécnicas y sus características.

Desde el punto de vista geotécnico la zona de estudio presenta cuatro tipos distintos de materiales: rellenos antrópicos y cobertera vegetal, depósitos aluviales, suelos residuales alterados en G.M. V y un sustrato rocoso alterado en G.M. IV.

6.1 CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES.

Se han diferenciado una serie de unidades geológico-geotécnicas que han sido muestreadas y cuyas características se describen a continuación.

Estos grupos geológico-geotécnicos han quedado diferenciados en los ensayos de campo realizados. Los materiales tipo suelo se caracterizan fundamentalmente a partir de los ensayos de laboratorio realizados, a partir de los cuales se obtiene su identificación, estado y sus características de resistencia (ángulo de rozamiento y cohesión), o bien, en base al golpeo de los ensayos de penetración estándar.

► Nivel-1: Relleno antrópico y Cobertera vegetal.

Estos materiales se encuentran emplazados en la parte más superficial del terreno. Se trata de materiales de color pardo oscuro y claro, de grano fino, constituidos por limos de escasa compacidad y moderado contenido en materia orgánica en el caso de la cobertera vegetal y arenas y limos, junto con pequeños fragmentos rocosos y gravas en el caso de los rellenos antrópicos. Estos materiales presentan una capacidad de drenaje regular, con unos ángulos de rozamiento interno comprendidos entre 27°-32° y una cohesión entre 0,00-0,02 Kg/cm². Su espesor es variable en función de la zona a considerar, se sitúa entre los 1,00-1,80 metros aproximadamente. Son materiales fácilmente excavables mediante medios convencionales. Presenta una capacidad portante muy baja, en el entorno de 0,50 Kp/cm².

► Nivel-2: Depósitos aluviales.

A continuación, se identifican unos limos arenosos y arcillosos, de color oscuro y grisáceo, con ligera plasticidad al tacto, de escasa compacidad y apreciable contenido en materia orgánica, junto con alguna pequeña grava, procedentes de la erosión fluvial; correspondientes con depósitos aluviales. Estos materiales se pueden clasificar como gravas y arenas con pocos finos y presentan una capacidad de drenaje regular-mala, con unos ángulos de rozamiento interno comprendidos entre 26°-33° y una cohesión entre 0,02-0,05 Kg/cm². Presenta una compacidad muy suelta a suelta-media con la profundidad y se interpreta (en base a los golpes obtenidos), que el presente nivel geotécnico admite cargas admisibles de cimentación muy bajas-bajas, en el entorno de 0,50-0,75 Kp/cm². Este nivel es ripable mediante medios convencionales (retroexcavadoras mixtas). El espesor está comprendido entre 1,60-3,40 metros aproximadamente, según lo identificado en los ensayos de campo.

► Nivel-3: Suelo residual granítico alterado en G.M. V.

Por debajo del segundo nivel, se interpreta mediante los ensayos de penetración dinámica continua y las observaciones en taludes cercanos, un horizonte areno-limoso ligeramente arcilloso, de color ocre-pardo claro, con tonos grisáceos, de grano fino correspondiente a un suelo residual granítico alterado en G.M. V, comúnmente denominado "jabre". Compacidad media a densa-muy densa con la profundidad, presenta unos ángulos de rozamiento interno comprendidos entre 28°-33° y una cohesión entre 0,08-0,15 Kg/cm². Se trata de materiales con una capacidad portante dentro del abanico de valores entre 1,00-2,50 Kp/cm². Se pueden clasificar como unos suelos "SP-SM", no plásticos, con una capacidad de drenaje regular. Estos suelos, tienen un espesor variable, entre 0,60-1,40 metros aproximadamente, y normalmente conservan la estructura de la roca de la que proceden. Son materiales excavables mediante medios convencionales (excavadoras).

► Nivel-4: Sustrato rocoso granítico alterado en G.M. IV.

Finalmente, se identificó en los taludes cercanos y en el rechazo de los ensayos de penetración dinámica continua, la presencia de un basamento rocoso de color pardo claro-ocre a grisáceo, formado por arenas limosas ligeramente plásticas de grano fino-medio, alterado en G.M. IV, intensamente fracturado, denominado "jabres rocosos". Presenta compacidad muy densa-rechazo con la profundidad. Son depósitos formados por roca alterada, como consecuencia de la alteración de las rocas graníticas subyacentes más sanas, donde se reconoce la estructura interna de la roca madre y más de la mitad del macizo rocoso original aparece transformado en suelo. Se observan algunos restos de tamaño centimétrico de la roca original decolorada. Este nivel es un tránsito hacia el sustrato rocoso sano. Son materiales que precisarán de excavadoras potentes y equipos picadores. La capacidad portante de estos materiales es media-alta (superior a 2,50 Kp/cm²). El espesor supera los 2,00 metros según observaciones en taludes cercanos.

6.2 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE CÁLCULO.

De acuerdo con los resultados de los ensayos de laboratorio, de las pruebas "in situ", así como tanto de la experiencia como la bibliografía existente, pueden establecerse los siguientes parámetros geotécnicos medios de los diferentes grupos geotécnicos diferenciados a lo largo de la zona de estudio:

NIVEL GEOTÉCNICO	N ₁	N ₂	N ₃	N ₄
DESCRIPCIÓN	Cobertera vegetal y Relleno antrópico	Depósitos aluviales	Suelo residual granítico G.M. V	Sustrato rocoso granítico G.M. IV
DENSIDAD (g/cm ³)	1,80	1,60	1,80	2,30
COHESIÓN (kg/cm ²)	0,00	0,05	0,10	0,30
ÁNGULO DE ROZAMIENTO	30°	30°	30°	35°
MÓDULO DE DEFORMACIÓN (kg/cm ²)	75	40	400	800
COEFICIENTE DE POISSON	0,30	0,30	0,30	0,30
COEFICIENTE DE BALASTO K ₃₀ (kg/cm ³)	2,00	1,50	8,00	20

Tabla 4: Tabla resumen de los parámetros geotécnicos de los distintos niveles del terreno.

Para determinar el ángulo de rozamiento y el módulo de deformación, se ha realizado una estimación a partir de los valores obtenidos en los ensayos de penetración dinámica estándar, de acuerdo con la correlación que se muestra en la siguiente figura:

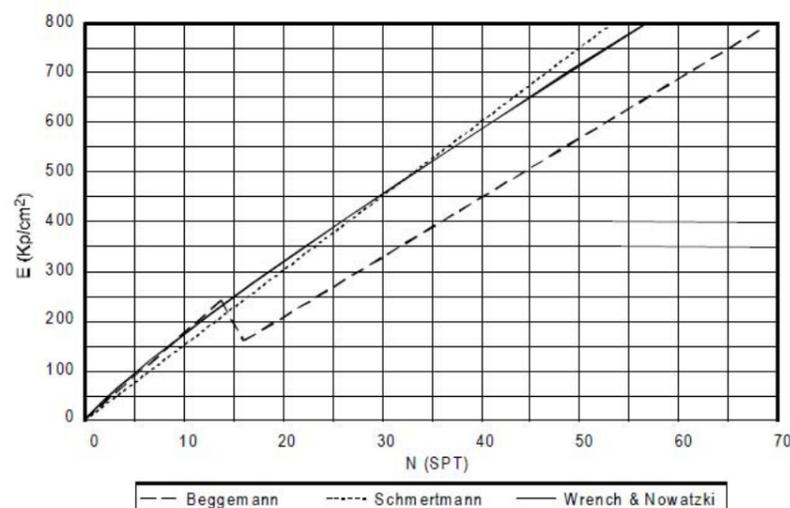


Figura 6. Gráfica para estimación del módulo de deformación en función del golpeo N_{SPT}.

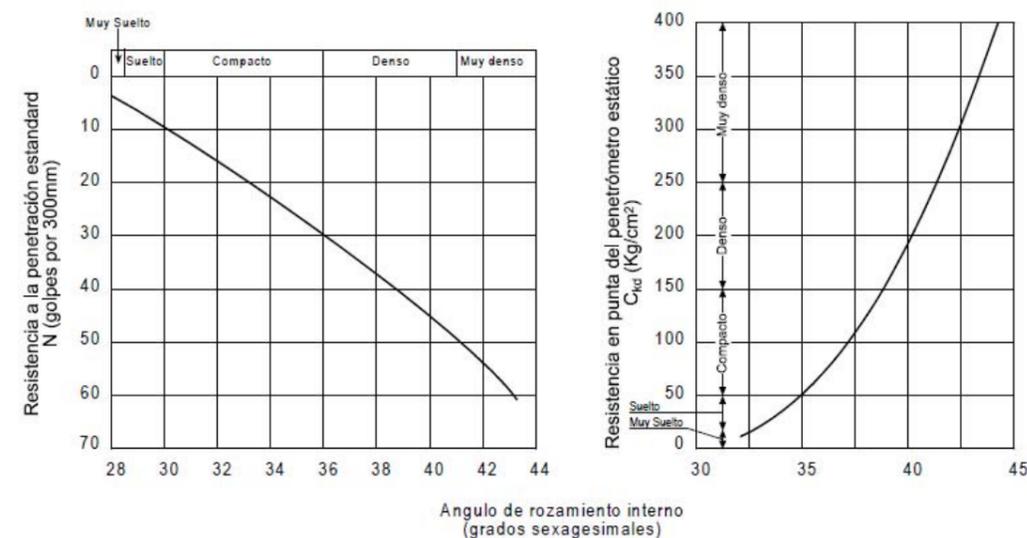


Figura 7: Gráfica para la obtención del ángulo rozamiento a partir del golpeo N_{SPT}.

6.3 EVALUACIÓN GEOTÉCNICA DE TALUDES TEMPORALES.

El objetivo global del estudio de los taludes es doble. De una parte decidir el talud apropiado y verificar su estabilidad temporal, y de otra especificar los métodos de excavación más adecuados. El talud estudiado se sitúa en la zona donde se prevé el muro de mampostería de altura 3,50 metros, en la situación más desfavorable.

En este caso se trata de un talud con materiales que podemos clasificar como suelos, bien de relleno o naturales, donde la rotura se desarrolla a lo largo de superficies de rotura generales.

En el estudio de estabilidad se ha procurado normalizar el talud con una inclinación 2H:3V; eligiendo el perfil transversal más desfavorable, de mayor altura. Se han realizado unos cálculos de estabilidad asimilando cada nivel de terreno a un medio homogéneo, caracterizado por su peso específico y los parámetros resistentes del ángulo de rozamiento y la cohesión y en el que se produce una rotura de tipo circular.

Los métodos de análisis de estabilidad de taludes tipo suelo o rocas altamente fracturadas se fundamentan en procedimientos denominados de equilibrio límite que consisten en suponer el equilibrio de la masa de suelo en relación a sus condiciones críticas, mediante la consideración de un factor de seguridad. Estos métodos, algunos de ellos muy utilizados desde hace décadas, proporcionan resultados razonables próximos a la realidad, siempre que se utilicen cabalmente los parámetros geomecánicos representativos de la masa de suelo.

En el presente estudio hemos utilizado el programa SLIDE 6.0 de la casa ROCSCIENCE INC., el cual permite diferenciar varios niveles de terreno de características diferentes, presencia de agua, efectos sísmicos y perfil variable del terreno, efectuando los cálculos por el método Bishop, Janbu y Fellenius, que permite determinar la formación de círculos de rotura en el talud y calcular sus correspondientes factores de seguridad. Los parámetros de resistencia mecánica utilizados se han obtenido a partir de los ensayos realizados y de la bibliografía consultada.

Considerando el perfil de talud más desfavorable, temporal hasta la construcción del muro de mampostería y suponiendo condiciones drenadas; se han calculado unos factores de seguridad de 1,333 correspondientes con inclinaciones 2H:3V; superiores a F.S.>1,30 recomendados en el caso de taludes temporales según normativa (C.T.E., Guía de cimentaciones en obras de carretera, ROM,...), por lo que se considera un talud estable a corto plazo.

Los resultados de los cálculos efectuados para la estabilidad del talud se puede observar en el apéndice 8.

6.4 EVALUACIÓN GEOTÉCNICA DE RELLENOS COMPACTADOS.

Las características del trasdós del muro tienen una influencia decisiva en el comportamiento del mismo y de ellas depende, en buena medida, su estabilidad. En general, se deberá disponer un relleno de material granular en el trasdós del muro, que se compactará en tongadas no superiores a 30 centímetros de espesor. Entre este material granular y el terreno natural, se recomienda disponer geotextiles con función de separación o de filtro.

Con este relleno de material granular se pretenden las siguientes funciones: materializar una transición granulométrica entre el terreno natural o relleno de la carretera y el cuerpo del muro; repartir de modo relativamente uniforme los empujes sobre el cuerpo del muro de mampostería, en general deberán buscarse valores altos del ángulo de rozamiento interno de relleno de trasdós y buenas características drenantes para el mismo; interponer una capa granular con buenas características drenantes entre el terreno natural o relleno y el muro y dificultar la salida de material del terreno natural o relleno, a través de los huecos entre bloques de mampuestos.

El material del trasdós del muro, además de transmitir a éste los empujes procedentes del terreno se encargará del drenaje del agua de tal modo que sobre el muro no actúe la presión hidrostática del agua.

Por tanto, para un buen funcionamiento del sistema de drenaje, habrá que disponer de medidas preventivas para que los materiales finos del suelo no penetren en el conjunto granular drenante y exista entonces la posibilidad de obturación de los poros, con la consiguiente acumulación de agua en el conjunto y la existencia entonces de una presión intersticial que actuará sobre el sistema de sostenimiento aumentando los empujes.

6.5 AGRESIVIDAD DEL MEDIO.

En base los ensayos de laboratorio realizados, se deduce que se trata de suelos no agresivos al hormigón. De acuerdo con la Instrucción de hormigón estructural EHE, capítulo II, la zona que nos ocupa está sometida a un ambiente definido por las siguientes clases de exposición:

- ▶ Clase general de exposición: II-a.
- ▶ Clase específica de exposición: No tiene.
- ▶ Tipo de ambiente: IIa.

6.6 EXPANSIVIDAD.

Por los conocimientos geotécnicos que se tienen de la zona y de los materiales componentes del subsuelo, tanto los rellenos, los depósitos aluviales, como los suelos residuales procedentes de la roca subyacente, no son terrenos susceptibles de provocar expansividad potencial.

6.7 EXCAVABILIDAD, CONTENCIÓN Y ESTABILIDAD.

Los métodos de excavación definidos han sido:

- ▶ Excavables: Materiales tipo suelo, la excavación se puede realizar mediante retroexcavadoras.
- ▶ Ripables: materiales tipo suelos cementados o rocas alteradas, excavables por medios mecánicos potentes, martillos neumáticos o ripper.
- ▶ Marginales: rocas que serán ripables con ocasionales voladuras de taqueo.
- ▶ Volables: materiales rocosos duros que precisan de voladura para su excavación.

En nuestro caso, los materiales correspondientes con la cobertera vegetal-relleno antrópico (Nivel-1), los depósitos aluviales (Nivel-2) y los materiales correspondientes con los suelos residuales de naturaleza granítica "jabres" alterados en G.M. V (Nivel-3), son susceptibles de ser excavados con medios convencionales (excavadoras). En el caso del sustrato rocoso alterado en G.M. IV (Nivel-4), en caso necesario, se requerirían excavadoras potentes e incluso es posible el uso de equipos picadores.

En cuanto a las medidas de contención, dado que existen deslizamientos de terreno en el talud anexo al muro de mampostería existente y un agrietamiento y hundimiento del aglomerado de la carretera; se hace necesaria la ejecución de alguna medida de contención que proporcione una estabilidad definitiva. En nuestro caso se ha considerado plantear la ejecución de un muro de mampostería con mampuestos de granito, con altura máxima de 3,50 metros aproximadamente (sin incluir el espesor de la cimentación, de 3,30 metros máximo, teniendo en cuenta el saneo del terreno de compacidad muy floja).

Este tipo de estructura de contención se utiliza para proporcionar soporte lateral al talud y estabilizarlo ante posibles deslizamientos potenciales. En nuestro caso la mampostería es de granito. Un mampuesto de granito consiste en un bloque prismático de base más o menos rectangular obtenido por recorte de bloques de roca más grande. Estos mampuestos se superponen unos sobre otros de manera que las piedras queden acuñadas sin ningún tipo de mortero, aunque se suelen utilizar ripios para cuñar y rellenar los espacios entre bloques, construyendo un paramento o pared verticalizada por detrás de la cual se va rellenando, conjuntamente con el avance vertical del muro, con material granular de buenas características drenantes y un geotextil que sirva de separación con el terreno natural.

De una manera general, en el cuerpo del talud se identifican terrenos tipo suelo. En el estudio de estabilidad se ha elegido el perfil transversal más desfavorable, de mayor altura. Se han realizado unos cálculos de estabilidad asimilando cada nivel de terreno a un medio homogéneo, caracterizado por su peso específico y los parámetros resistentes del ángulo de rozamiento y la cohesión y en el que se produce una rotura de tipo circular.

Como se indica en el apartado 6.3, en el presente estudio hemos utilizado el programa SLIDE 6.0 de la casa ROCSCIENCE INC.; calculándose un factor de seguridad superior a 1,30; recomendado en el caso de situaciones temporales según normativa (C.T.E., Guía de cimentaciones en obras de carretera, ROM,...), por lo que se considera un talud estable a corto plazo, para la excavación previa anterior a la ejecución del muro de mampostería. El perfil geotécnico y los resultados de los cálculos efectuados para la estabilidad del talud se puede observar en el anexo 7.7. y en el anexo 7.8 respectivamente.

Para la realización de los cálculos de estabilidad de los taludes durante la excavación parcial y con el muro de mampostería (estabilidad global y local), se ha calculado también la estabilidad del mismo mediante el mismo programa informático anterior, SLIDE 6.0 de la casa ROCSCIENCE INC. y cuyos perfiles de estabilidad y metodología de cálculo empleada se muestran en el anexo adjunto 7.7.

Para dichos cálculos, se ha partido de una sección con la altura máxima del muro y considerando una inclinación del terreno del trasdós de 0°. Asimismo, se han asignado unos parámetros geotécnicos de los distintos niveles del terreno y materiales en base al estudio geotécnico y bibliografía existente, que se muestran en el apartado 6.2 y a continuación:

► Muro de mampostería:

- Peso específico: 26,00 KN/m³.
- Ángulo de rozamiento interno: 42°.
- Coeficiente de cohesión: 0 Kpa.

► Relleno drenante del trasdós:

- Peso específico: 19,00 KN/m³.
- Ángulo de rozamiento interno: 35°.
- Coeficiente de cohesión: 0 Kpa.

Con todos los datos anteriores y empleando tres métodos diferentes de cálculo (Bishop, Janbu y Fellenius) se han calculado factores de seguridad de estabilidad global y local del conjunto talud-muro, superiores a 1,50; para situaciones permanentes.

Por tanto podemos concluir que el muro de mampostería analizado con las secciones definidas en el apartado anterior resultan estables ante las sollicitaciones analizadas (estabilidad global y local).

6.8 TENSIONES ADMISIBLES Y CONDICIONES DE CIMENTACIÓN.

La estimación de la tensión admisible del terreno se realiza a partir de los datos obtenidos tanto en los ensayos de campo como en base a los resultados de laboratorio cuya metodología y cálculos efectuados se explican en el apéndice 9. Una vez analizados los ensayos de campo y teniendo en cuenta el tipo de estructura a realizar; así como los distintos materiales detectados en el subsuelo de la zona de estudio, se procedió a evaluar la capacidad portante del terreno en función del tipo de muro a ejecutar:

Se trata de un muro de mampostería para contención que varía en altura desde 0 a 3,50 metros, sin contar el canto de la zapata y una longitud de 23,00 metros.

El muro que nos ocupa con la excavación prevista para su cimentación, se ubicaría sobre terrenos arenosos-limosos, suelos procedentes de la erosión fluvial, correspondientes con depósitos aluviales caracterizados por presentar un color oscuro y una ligera plasticidad, con tensiones admisibles a lo largo de todo el nivel en el entorno de 0,50 Kp/cm² o inferiores. Sobre este tipo de terreno, el asiento total que se produce es en gran mayoría secundario, con una ligera proporción de asiento primario, consecuencia de la disminución de volumen de suelo provocada por la expulsión de agua, proceso que suele ser lento y durar.

Teniendo en cuenta lo anterior, para la cimentación del muro de mampostería se recomienda apoyar la zapata a una profundidad entre -1,40-3,30 metros respecto la cota del terreno natural existente hasta alcanzar el nivel del suelo residual granítico ("jabre") alterado en G.M. V, de compacidad media, que aseguraría una tensión admisible de 2,00 Kp/cm². Se tomarán las medidas de contención necesarias para la excavación de la cimentación.

De los cálculos efectuados se ha estimado un asiento instantáneo de 1,23 centímetros y un asiento diferido de 1,85 centímetros, por lo que dada la naturaleza del terreno sobre el que se va a cimentar, a medida que se vaya cargando el terreno e ir colocando las diferentes hiladas de mampuestos; una vez finalizada, ésta prácticamente no asentará más.

► Características constructivas y diseño del muro:

A continuación se incluyen una serie de recomendaciones y reglas de buenas prácticas para la ejecución y el control de los muros de mampostería. De los condicionantes del material de relleno del trasdós del muro a ejecutar ya se ha comentado en el apartado 6.4 de este informe. Como medidas preventivas se deberán realizar los trabajos de excavación temporal con condiciones meteorológicas favorables, suspendiéndose el inicio de los trabajos con previsión de climatología adversa.

Además se recomienda disponer los mampuestos de la base y primeras hiladas acopiado "in situ" y proceder al hormigonado de la cimentación inmediatamente tras excavar, en el menor tiempo posible.

Con carácter previo a la ejecución del muro, se refinará la excavación hasta dejar superficies regulares. Los posibles afloramientos de aguas se tratarán, encauzándose temporalmente el arroyo existente, con el fin de trabajar en condiciones lo más secas posible.

- Características de la roca utilizada:

En nuestro caso la mampostería es de granito. Un mampuesto de granito consiste en un bloque prismático de base más o menos rectangular obtenido por recorte de bloques de roca más grande. Los mampuestos, que normalmente son de diferentes tamaños, se deben escoger adecuadamente para mantener la estabilidad del conjunto.

- Cimentación:

La cimentación de estos muros de mampostería será mediante zapata corrida, con un espesor máximo de 3,30 metros. Para la ejecución de estas zapatas se empleará el mismo material pétreo empleado en el propio muro de mampostería, recomendándose hormigonar los huecos con un hormigón en masa a priori de 20 MPa de resistencia característica de consistencia blanda y tamaño máximo de árido 40 mm (HM-20/B/40/IIa), de manera que el hormigón vertido consiga darle mayor rigidez a la cimentación y que trabaje como un elemento rígido, unificando los asientos y facilitando la redistribución de las tensiones en el terreno.

- Colocación de los mampuestos:

Los mampuestos se superponen unos sobre otros de manera que las piedras queden acunadas sin ningún tipo de mortero, aunque se suelen utilizar ripios para cuñar y rellenar los espacios entre bloques, construyendo un paramento o pared vertical por detrás de la cual se va rellenando conjuntamente con el avance vertical del muro, con material granular de buenas características drenantes.

- Elementos de drenaje:

El proyecto constructivo final de este muro de mampuestos deberá definir en cada caso los elementos de drenaje necesarios, distinguiendo entre el drenaje superficial y el subterráneo.

En lo referente al drenaje superficial, se proyectarán las medidas oportunas para evitar que el agua de escorrentía desagüe al relleno granular del trasdós o al propio muro de mampostería. Para ello se dispondrán cunetas de coronación o de pie de talud (preferiblemente revestidas), bordillos u otros dispositivos que conduzcan el agua hasta lugares apropiados. No deberán disponerse bajantes u otros elementos sobre los muros de mampostería.

En lo referente al drenaje subterráneo debe evitarse la acumulación de aguas en el trasdós y el cimientado del muro; el proyecto debe definir las cotas y pendientes finales de hormigonado del cimientado para impedir la acumulación del agua en los mismos, garantizando su salida; además de los tubos dren.

Cuando sean de prever afloramientos de agua en los fondos y taludes, deberán adoptarse las correspondientes medidas de drenaje de estabilización, en coordinación con el proyecto del trasdós (disposición de capas granulares, geocompuestos drenantes, etc.).

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES.

- ▶ El presente estudio fue realizado a solicitud de la EXCMA. DEPUTACIÓN DE PONTEVEDRA y comprende el reconocimiento geológico-geotécnico realizado por GALAICONTROL, S.L., en la carretera E.P.6509 Escudro – Silleda, entre el P.K. 4+725 y el P.K. 4+750 aproximadamente, en el término municipal de Silleda (Pontevedra), en la cual se tiene previsto la ejecución de un muro de mampostería de 23 metros de largo y 3,50 metros de altura, como elemento de contención. Este estudio está enmarcado en el Proyecto de Mejora Integral de la Seguridad Vial en la E.P. 6509 Escudro – Silleda, de P.K. 4+640 a P.K. 5+200.
- ▶ Dada la longitud del muro a ejecutar, se ha planteado una campaña de campo con una primera fase de reconocimiento visual a lo largo de toda la zona, lo que ha permitido definir una segunda fase basada en la realización de un sondeo a percusión y tres ensayos de penetración dinámica continua, continuando con una tercera fase de ensayos de laboratorio y el trabajo de gabinete que permitiese realizar el presente anejo.
- ▶ El subsuelo de la zona de estudio está conformado por materiales correspondientes con un primer nivel de cobertera vegetal y relleno antrópico constituido por materiales heterogéneos, con un espesor de 1,00-1,80 metros aproximadamente. Bajo el relleno, se identificaron unos depósitos aluviales de compacidad muy floja a floja, con un espesor de 1,60-3,40 metros aproximadamente. A continuación, existe un suelo residual de naturaleza granítica (“jabre”), alterado en G.M. V; con un espesor de 0,60-1,40 metros. Por debajo del anterior y finalmente, se interpreta y observa en taludes de las proximidades, un sustrato rocoso sano de naturaleza granítica con un grado de meteorización G.M. IV.
- ▶ Como se ha podido comprobar durante la campaña de trabajos de campo, con la realización de los penetrómetros y el sondeo a percusión, se ha localizado la presencia del nivel freático a lo largo de los mismos, a cotas entre -2,00-2,50 metros aproximadamente respecto la cota de inicio de los ensayos.
- ▶ De acuerdo con la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-2002), no es necesario tomar ninguna medida especial en la ejecución de las estructuras.
- ▶ Por los conocimientos geotécnicos que se tienen de la zona y de los materiales componentes del subsuelo y los residuales, no son terrenos colapsables ni expansivos, por lo que no habrá que tomar ninguna medida especial en este sentido.
- ▶ Según los ensayos de laboratorio realizados, se deduce que se trata de terrenos no agresivos al hormigón, por lo que será necesario el empleo de un hormigón que cumpla con la condición de exposición IIa.
- ▶ Los parámetros geotécnicos recomendados de los diferentes niveles del terreno se muestran en la página 8 de este informe, de acuerdo con los resultados de los ensayos de laboratorio, de las pruebas “in situ”, así como tanto de la experiencia como la bibliografía existente.
- ▶ Respecto a la excavabilidad, los materiales correspondientes con la cobertera vegetal-relleno antrópico (Nivel-1), los depósitos aluviales (Nivel-2) y los materiales correspondientes con los suelos residuales de naturaleza granítica “jabres” alterados en G.M. V (Nivel-3), son susceptibles de ser excavados con medios convencionales (excavadoras). En el caso del sustrato rocoso alterado en G.M. IV (Nivel-4), en caso necesario, se requerirían excavadoras potentes e incluso es posible el uso de equipos picadores.

- ▶ En cuanto a las medidas de contención, dado que existen deslizamientos de terreno en el talud anexo al muro de mampostería existente y un agrietamiento y hundimiento del aglomerado de la carretera; se hace necesaria la ejecución de alguna medida de contención que proporcione una estabilidad definitiva. En nuestro caso se ha considerado plantear la ejecución de un muro de mampostería con mampuestos de granito, con altura máxima de 3,50 metros aproximadamente (sin incluir el espesor de la cimentación).
- ▶ En el estudio de estabilidad tanto de los taludes temporales como de la estabilidad global y local del conjunto talud-muro, se realizaron los cálculos correspondientes mediante el programa informático anterior, SLIDE 6.0 de la casa ROCSCIENCE INC., obteniéndose factores de seguridad por encima de 1,30 en el caso de situaciones temporales y de 1,50 en el caso de situaciones permanentes.
- ▶ En cuanto a las condiciones de cimentación, dada la existencia de un nivel de depósitos aluviales con una compacidad muy floja (en el entorno de 0,50 Kp/cm² o inferiores) en un espesor importante (de 1,30-3,20 metros aproximadamente), se recomienda el saneo de éste y apoyar la zapata de cimentación del muro de mampostería a una profundidad entre -1,40-3,30 metros respecto la cota del terreno natural existente hasta alcanzar el nivel del suelo residual granítico ("jabre") alterado en G.M. V, de compacidad media, que aseguraría una tensión admisible de 2,00 Kp/cm². Se tomarán las medidas de contención necesarias para la excavación de la cimentación.
- ▶ De los cálculos efectuados se ha estimado un asiento instantáneo de 1,23 centímetros y un asiento diferido de 1,85 centímetros, por lo que dada la naturaleza del terreno sobre el que se va a cimentar, a medida que se vaya cargando el terreno e ir colocando las diferentes hiladas de mampuestos; una vez finalizada, ésta prácticamente no asentará más.
- ▶ Además en el estudio geotécnico se han incluido y desarrollado una serie de recomendaciones y reglas de buena práctica para la ejecución y el control de los muros de mampostería.
- ▶ Señalar que en todos aquellos casos en los que no se tienen datos in situ de los materiales, los valores dados siempre se han determinado para estar del lado de la seguridad.
- ▶ Una vez iniciada la obra e iniciadas las excavaciones, a la vista del terreno excavado y para la situación precisa de los elementos de la cimentación, el Director de Obra apreciará la validez y suficiencia de los datos aportados por el estudio geotécnico, adoptando en casos de discrepancia las medidas oportunas para la adecuación de la cimentación y del resto de la estructura a las características geotécnicas del terreno.

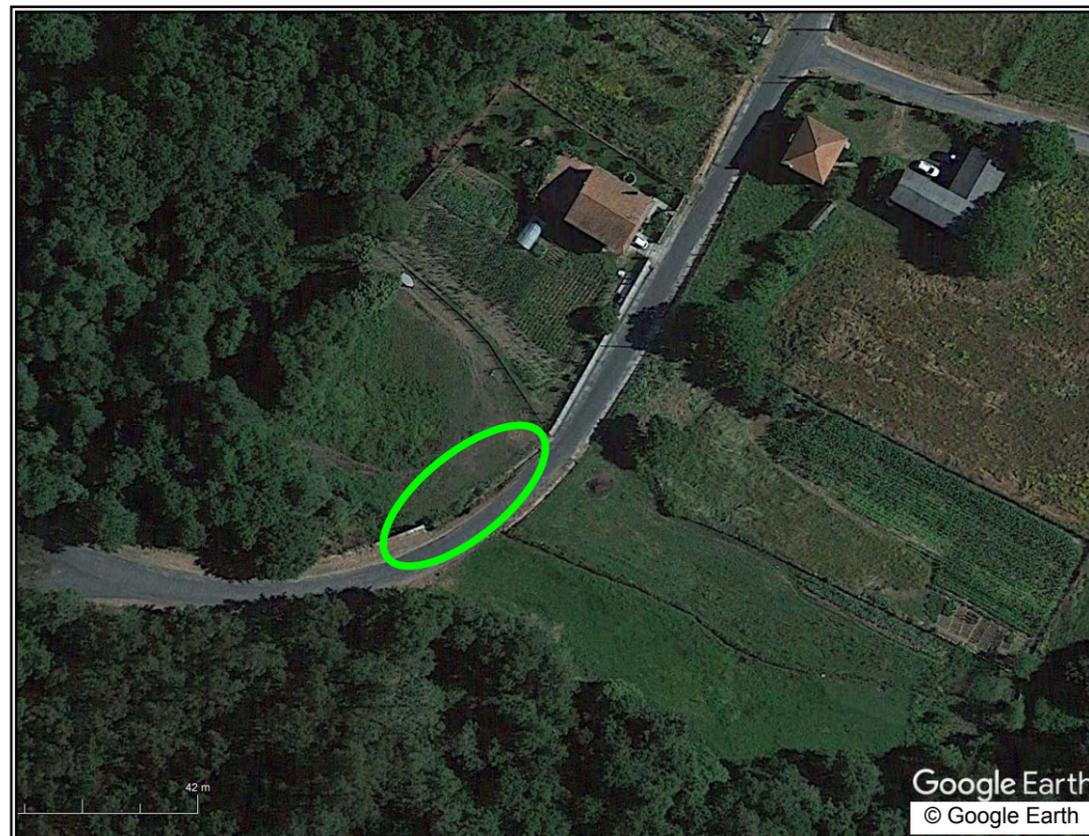
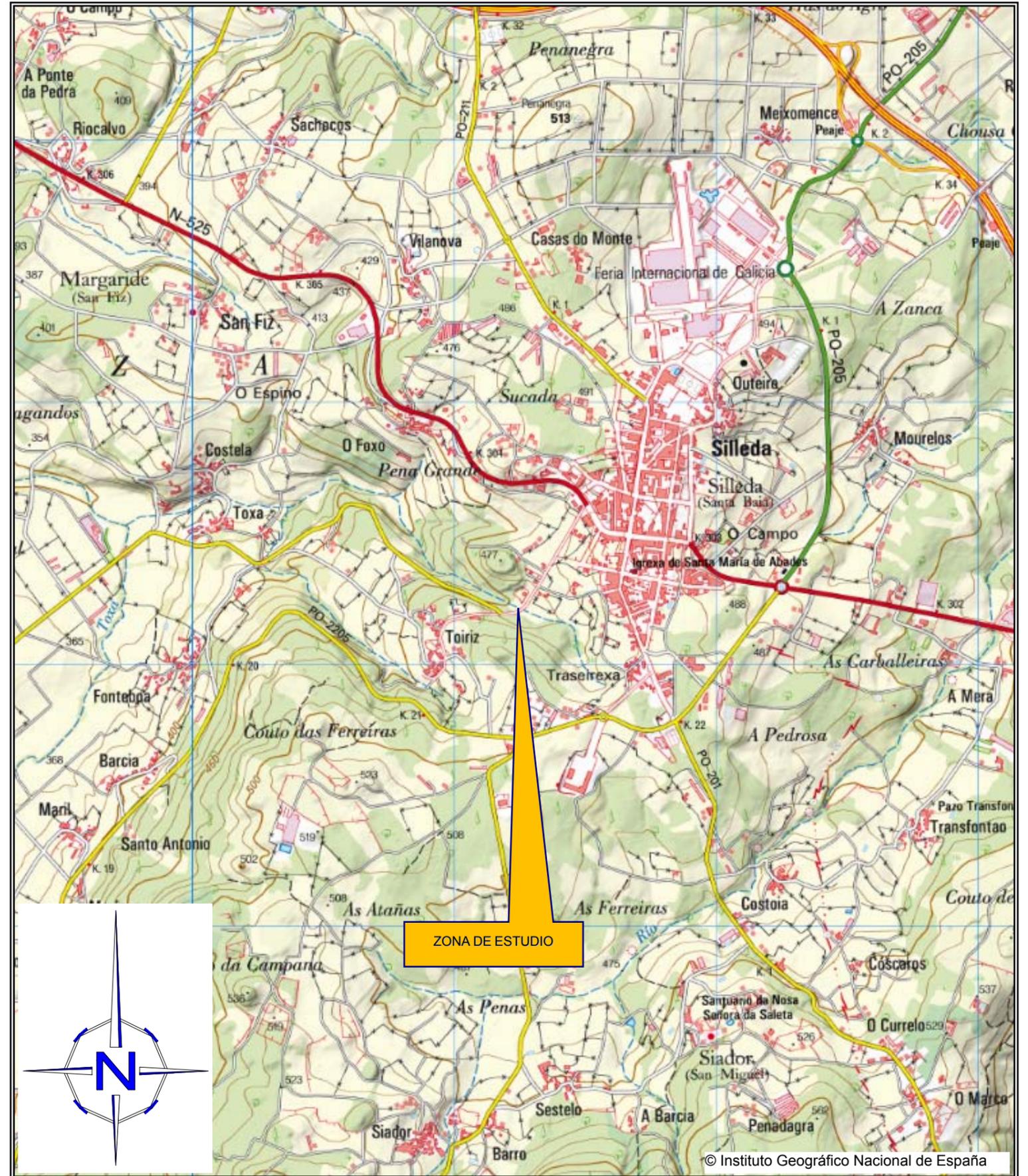
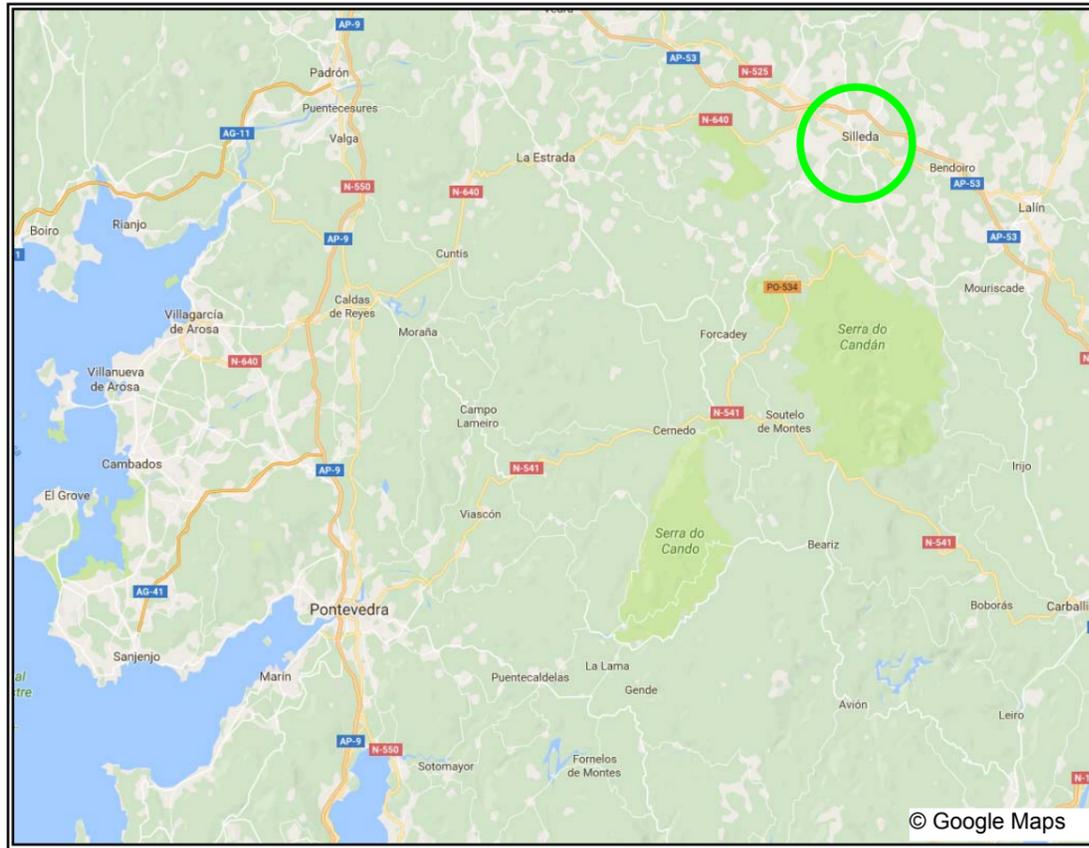
Vigo, mayo de 2017

Emilio Otero Martínez
Director

Eduardo Villota Carreño
Geólogo. Colegiado nº 5781

8. DOCUMENTACIÓN ANEXA.

**APÉNDICE 1: ORTOIMÁGENES Y PLANO DE SITUACIÓN DE LA
ZONA DE ESTUDIO**



Peticionario:
EXCMA. DEPUTACIÓN DE PONTEVEDRA

Fecha:
Mayo-17

Escala Gráfica:

Escala:

Título de la obra:
ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EJECUCIÓN DE UN MURO DE MAMPOSTERÍA
EN LA E.P. 6509 ESCUADRO - SILLEDA EN SILLEDA (PONTEVEDRA)

Tamaño Plano Hoja
A3 1/4 1/1

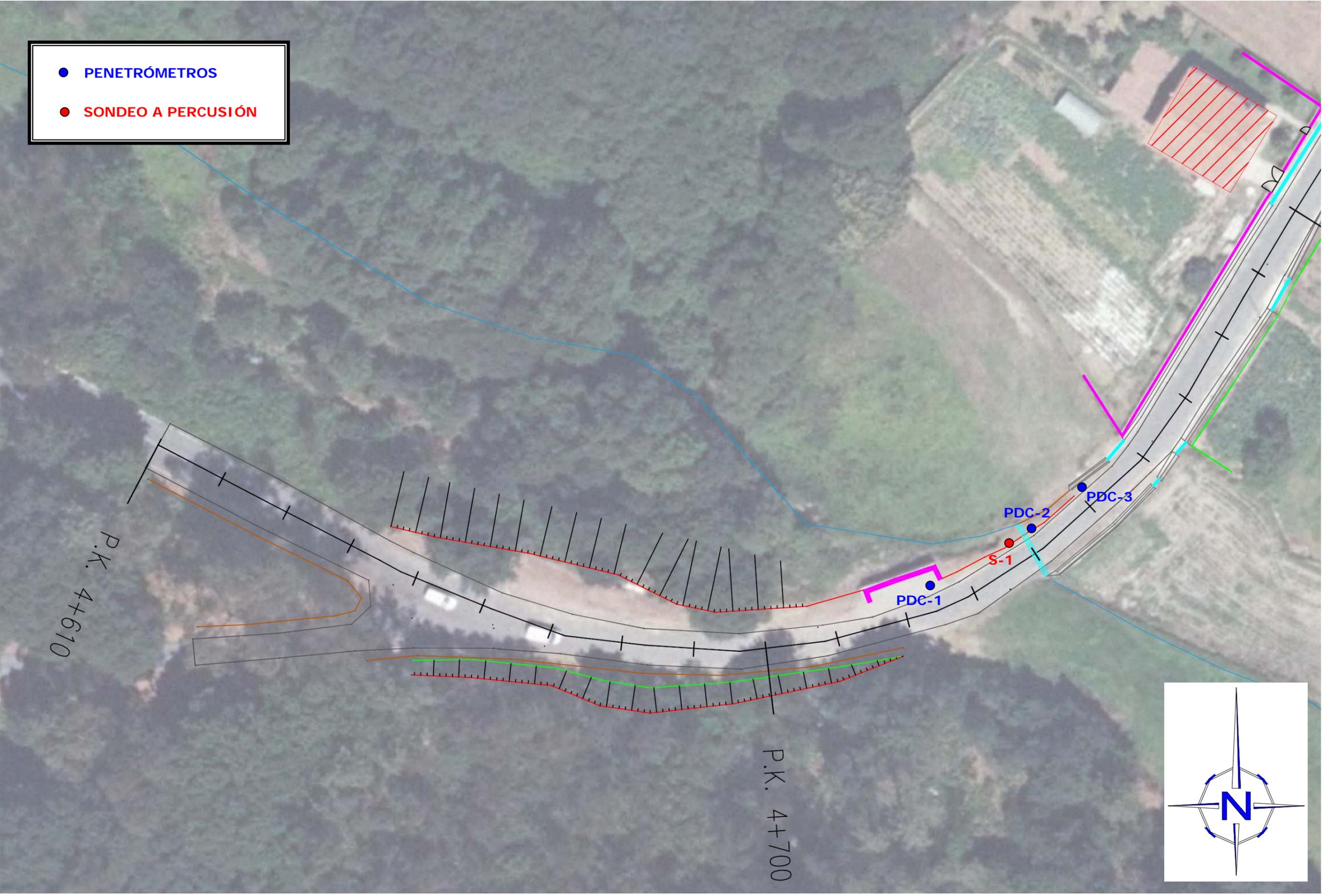


Autor: E. Villoña Carreño
Geólogo. Colegiado nº 5781

Título del plano
PLANO DE SITUACIÓN Y DESLINDE DE LA ZONA DE ESTUDIO

***APÉNDICE 2: PLANO DE LOCALIZACIÓN DE LAS PROSPECCIONES
REALIZADAS***

- PENETRÓMETROS
- SONDEO A PERCUSIÓN



Peticionario:
EXCMA. DEPUTACIÓN DE PONTEVEDRA

Fecha:
Mayo-17

Escala Gráfica:
Escala:

Título de la obra:
ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EJECUCIÓN DE UN MURO DE MAMPOSTERÍA EN LA E.P. 6509 ESCUADRO - SILLEDA EN SILLEDA (PONTEVEDRA)

Tamaño
A3

Plano
2/4

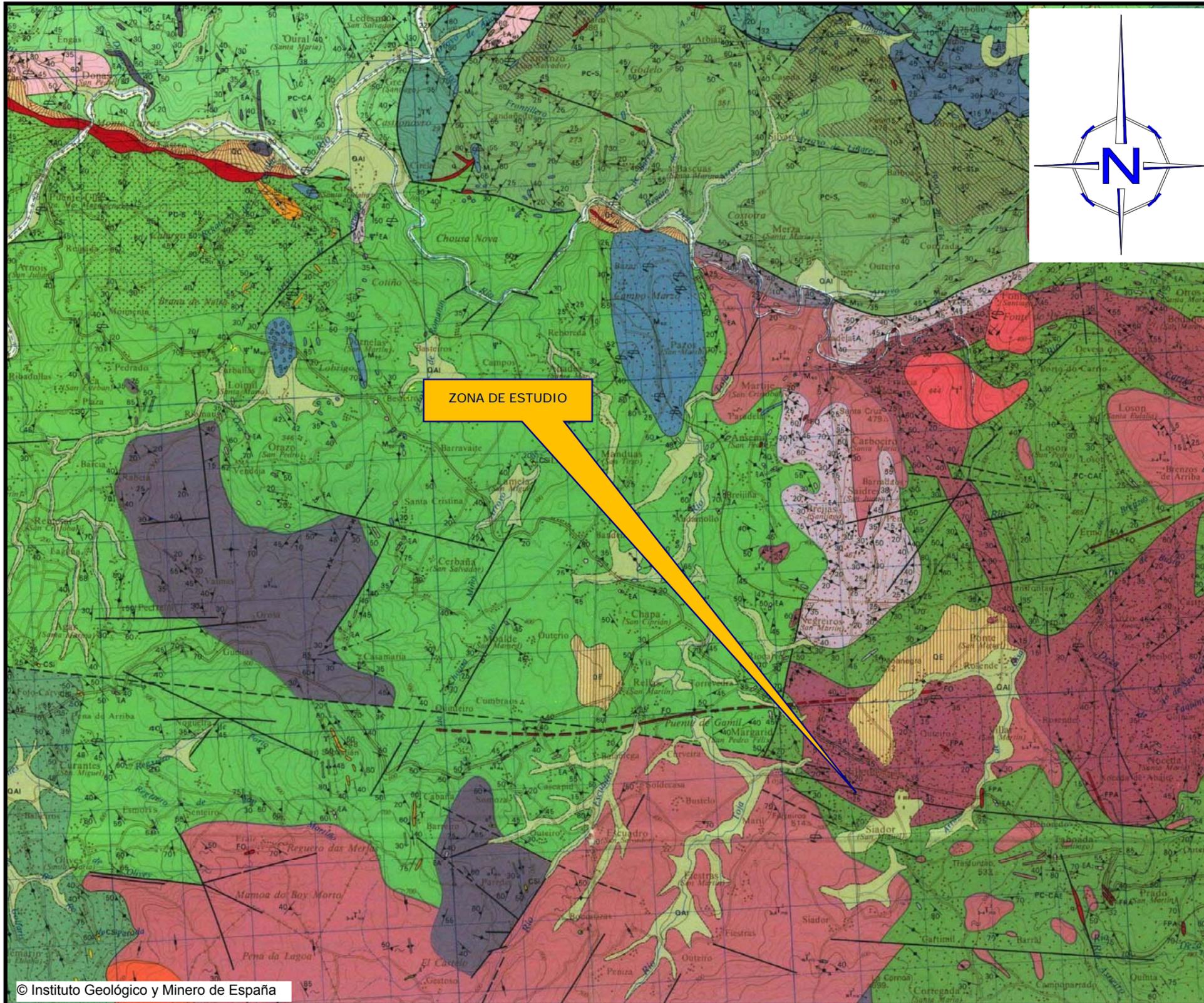
Hoja
1/1



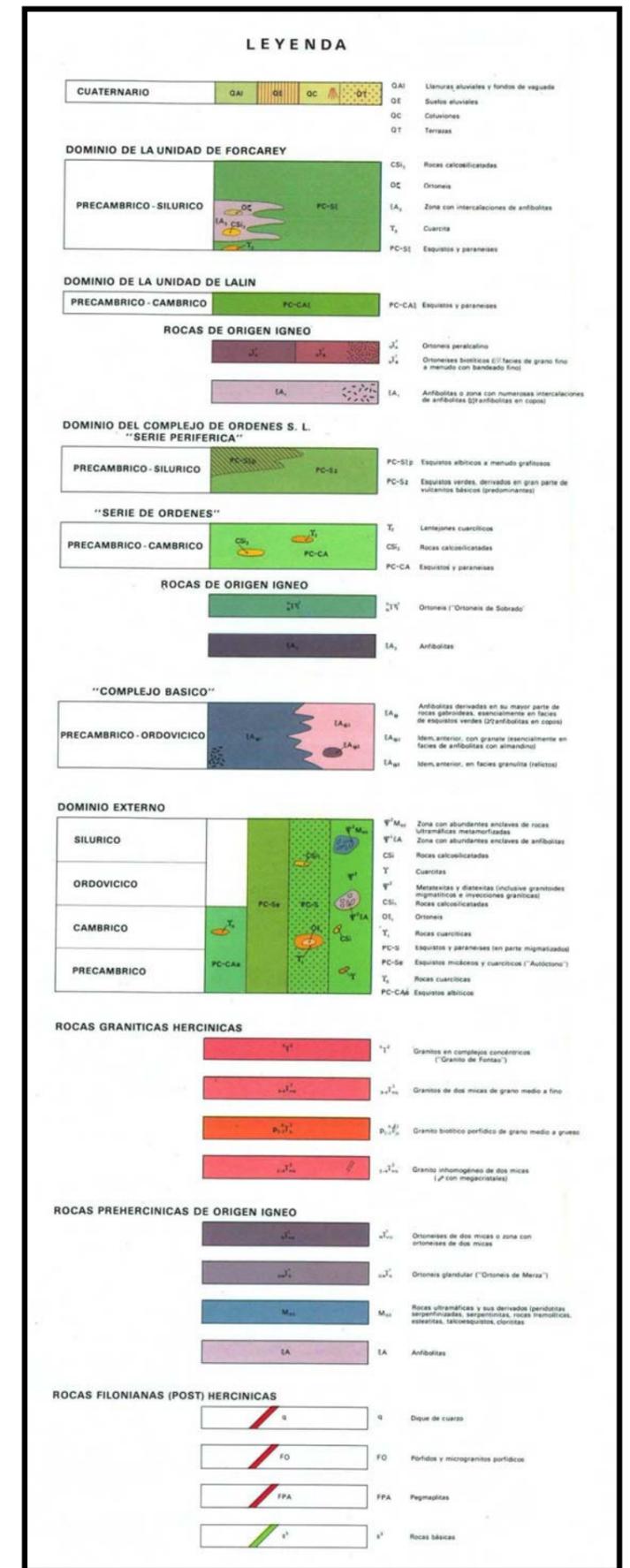
Autor: E. Villofa Carreño
Geólogo. Colegiado nº 5781

Título del plano
PLANO DE LOCALIZACIÓN DE LAS PROSPECCIONES

***APÉNDICE 3: MAPA GEOLÓGICO NACIONAL Y ENCUADRE DE LA
ZONA DE ESTUDIO***



© Instituto Geológico y Minero de España



Peticionario:
EXCMA. DEPUTACIÓN DE PONTEVEDRA

Fecha:
Mayo-17

Escala Gráfica:

Escala:

Título de la obra:
ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EJECUCIÓN DE UN MURO DE MAMPOSTERÍA EN LA E.P. 6509 ESCUADRO - SILLEDA EN SILLEDA (PONTEVEDRA)

Tamaño A3
Plano 3/4
Hoja 1/1

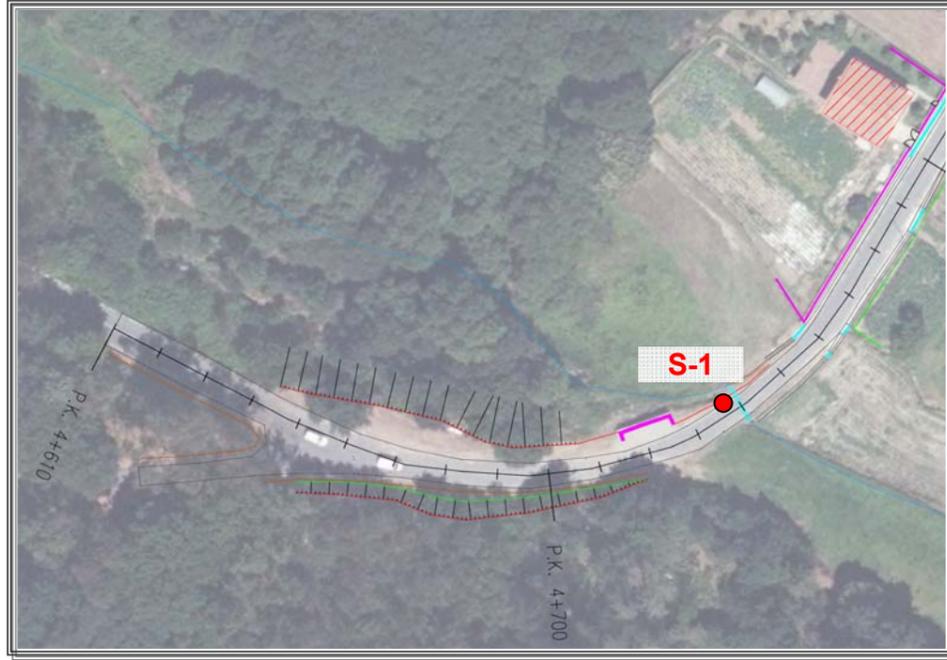


Autor: E. Villota Carreño
Geólogo. Colegiado nº 5781

Título del plano
PLANO GEOLÓGICO NACIONAL Y ENCUADRE DE LA ZONA DE ESTUDIO

APÉNDICE 4: REGISTRO DEL SONDEO A PERCUSIÓN

PETICIONARIO: EXCMA. DEPUTACIÓN DE PONTEVEDRA	OBRA: ESTUDIO GEOTÉCNICO	PROYECTO: MEJORA DE LA SEGURIDAD VIAL EN E.P. 6509 ESCUADRO-SILLEDA	TÉCNICO ENCARGADO: E. VILLOTA	FECHA INICIO: 05-05-17
SONDEO Nº: SONDEO "S-1"	NATURALEZA DEL TERRENO: RELLENO-ALUVIAL	SITUACIÓN: U.T.M.: X= 561253; Y= 4727208	COTA DE INICIO: COTA NIVEL CARRETERA	FECHA FINAL: 05-05-17



Croquis situación del sondeo "S-1"



Emplazamiento del sondeo "S-1"



S-1 (0,00-3,00 m)

***APÉNDICE 5: REGISTRO DE LOS ENSAYOS DE PENETRACIÓN
DINÁMICA CONTINUA***



**ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA
CONTINUA SUPERPESADA (DPSH)**

PETICIONARIO:	EXCMA. DIPUTACIÓN PROVINCIAL DE PONTEVEDRA	
OBRA:	EJECUCIÓN DE MURO DE MAMPOSTERÍA EN E.P. 6509 (ESCUADRO-SILLEDA)	P.D.C. Nº 1
FECHA:	05/05/2017	
SITUACIÓN:	U.T.M.: X = 561241; Y = 4727202	
COTA INICIO:	A NIVEL DE LA CARRETERA	CLAVE: SE-076/17
NIVEL FREÁTICO:	A -2,50 METROS RESPECTO COTA INICIO DEL PENETRÓMETRO	

RESUMEN Datos de campo



D. Luis Alberto Otero Lemos
JEFE DE AREA GEOTÉCNIA (GTC/GTL)

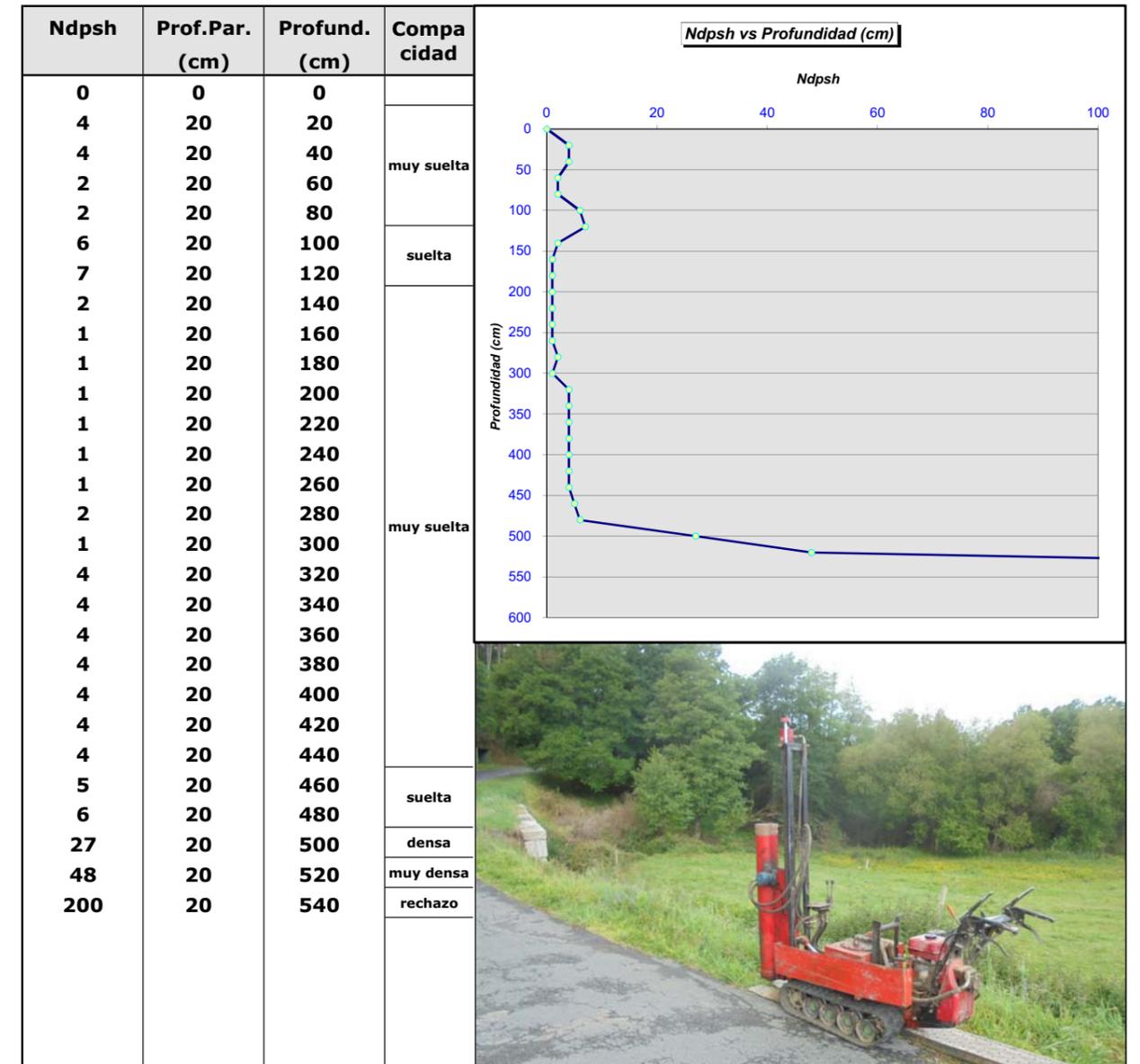
D. Emilio Otero Martínez
DIRECTOR DEL LABORATORIO



**ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA
CONTINUA SUPERPESADA (DPSH)**

PETICIONARIO:	EXCMA. DIPUTACIÓN PROVINCIAL DE PONTEVEDRA	
OBRA:	EJECUCIÓN DE MURO DE MAMPOSTERÍA EN E.P. 6509 (ESCUADRO-SILLEDA)	P.D.C. Nº 2
FECHA:	05/05/2017	
SITUACIÓN:	U.T.M.: X = 561256; Y = 4727210	
COTA INICIO:	A NIVEL DE LA CARRETERA	CLAVE: SE-076/17
NIVEL FREÁTICO:	A -2,00 METROS RESPECTO COTA INICIO DEL PENETRÓMETRO	

RESUMEN Datos de campo



D. Luis Alberto Otero Lemos
JEFE DE AREA GEOTÉCNIA (GTC/GTL)

D. Emilio Otero Martínez
DIRECTOR DEL LABORATORIO

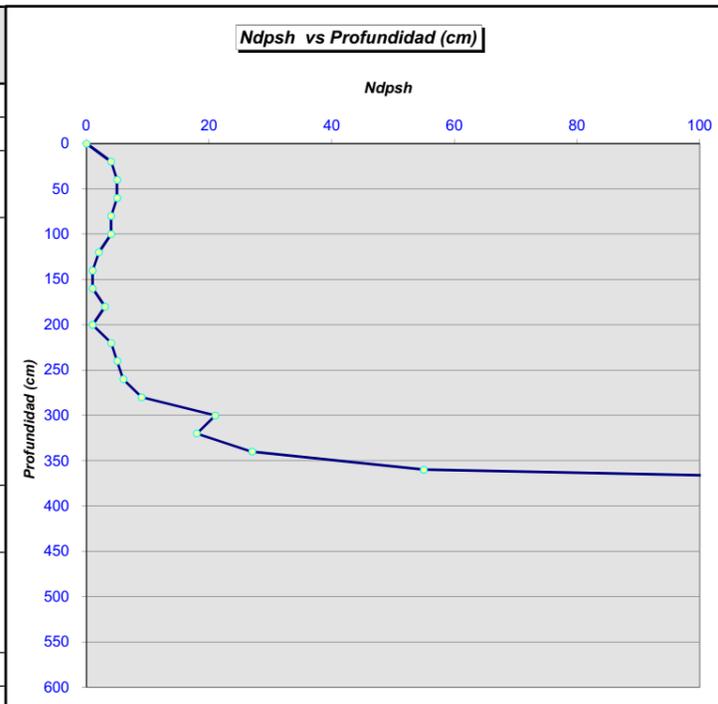


**ENSAYO DE PENETRACIÓN DINÁMICA
CONTINUA SUPERPESADA (DPSH)**

PETICIONARIO:	EXCMA. DIPUTACIÓN PROVINCIAL DE PONTEVEDRA	
OBRA:	EJECUCIÓN DE MURO DE MAMPOSTERÍA EN E.P. 6509 (ESCUADRO-SILLEDA)	P.D.C. Nº 3
FECHA:	05/05/2017	
SITUACIÓN:	U.T.M.: X = 561263; Y = 4727216	
COTA INICIO:	A NIVEL DE LA CARRETERA	CLAVE: SE-076/17
NIVEL FREÁTICO:	A -2,00 METROS RESPECTO COTA INICIO DEL PENETRÓMETRO	

RESUMEN Datos de campo

Ndpsh	Prof.Par. (cm)	Profund. (cm)	Compa cidad
0	0	0	
4	20	20	muy suelta
5	20	40	suelta
5	20	60	
4	20	80	
4	20	100	
2	20	120	
1	20	140	muy suelta
1	20	160	
3	20	180	
1	20	200	
4	20	220	
5	20	240	suelta
6	20	260	
9	20	280	
21	20	300	media
18	20	320	
27	20	340	densa
55	20	360	muy densa
200	20	380	rechazo



D. Luis Alberto Otero Lemos
JEFE DE AREA GEOTÉCNIA (GTC/GTL)

D. Emilio Otero Martínez
DIRECTOR DEL LABORATORIO

APÉNDICE 6: ACTAS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

**INFORME DE ENSAYO DE HUMEDAD
NATURAL MEDIANTE SECADO
EN ESTUFA (UNE-EN ISO 17892)**

DATOS DE LA OBRA

CLAVE: SE-076/17

Obra:	Ejecución de muro de mampostería
Descripción:	Estudio geotécnico
Situación:	Carretera E.P. 6509 Escuadro - Silleda, P.K. 4+725 a P.K. 4+750
Peticionario:	Excma. Deputación de Pontevedra

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra nº:	EL-080517/01
Fecha de Toma:	8-may-2017
Fecha del ensayo:	8-may-2017
Lugar de la Toma:	Sondeo "S-1"
Cota de la muestra:	Cota -1,80-2,40 metros respecto cota inicio del sondeo
Tipo de muestra:	Gravas con pocos finos correspondientes con depósitos aluviales

RESULTADOS OBTENIDOS

HUMEDAD NATURAL	
Tara	467,1
Tara+suelo+agua	1707,4
Tara+suelo	1514,0
HUMEDAD NATURAL (%)	18,47

OBSERVACIONES

Vigo (Pontevedra), a 09 de Mayo de 2017

Luis Alberto Otero Lemos
Fdo. Jefe de área de geotécnia (GTC/GTL)

Emilio Otero Martínez
Fdo. Director de laboratorio

**INFORME DE ENSAYO DE
DENSIDAD APARENTE/SECA
(UNE 103301/94)**

DATOS DE LA OBRA

CLAVE: SE-076/17

Obra:	Ejecución de muro de mampostería
Descripción:	Estudio geotécnico
Situación:	Carretera E.P. 6509 Escuadro - Silleda, P.K. 4+725 a P.K. 4+750
Peticionario:	Excma. Deputación de Pontevedra

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra nº:	EL-080517/01
Fecha de Toma:	8-may-2017
Fecha del ensayo:	8-may-2017
Lugar de la Toma:	Sondeo "S-1"
Cota de la muestra:	Cota -1,80-2,40 metros respecto cota inicio del sondeo
Tipo de muestra:	Gravas con pocos finos correspondientes con depósitos aluviales

RESULTADOS OBTENIDOS

DENSIDAD APARENTE/SECA	
Masa muestra, M1	100,00 gr
Masa muestra + parafina, M2	132,60 gr
Masa parafina, M3	32,60 gr
Volumen parafina, V1	36,22 cm ³
Masa sumergida, M4	31,50 gr
Volumen muestra, V2	64,88 cm ³
DENSIDAD APARENTE	1,54 gr/cm³
DENSIDAD SECA	1,30 gr/cm³

OBSERVACIONES

Vigo (Pontevedra), a 09 de Mayo de 2017

Luis Alberto Otero Lemos
Fdo. Jefe de área de geotécnia (GTC/GTL)

Emilio Otero Martínez
Fdo. Director de laboratorio



**INFORME DE ENSAYO DE
GRANULOMETRÍA DE SUELOS
POR TAMIZADO (UNE 103101/95)**

DATOS DE LA OBRA

CLAVE: **SE-076/17**

Obra:	Ejecución de muro de mampostería
Descripción:	Estudio geotécnico
Situación:	Carretera E.P. 6509 Escuadro - Silleda, P.K. 4+725 a P.K. 4+750
Peticionario:	Excma. Deputación de Pontevedra

DATOS DE LA MUESTRA

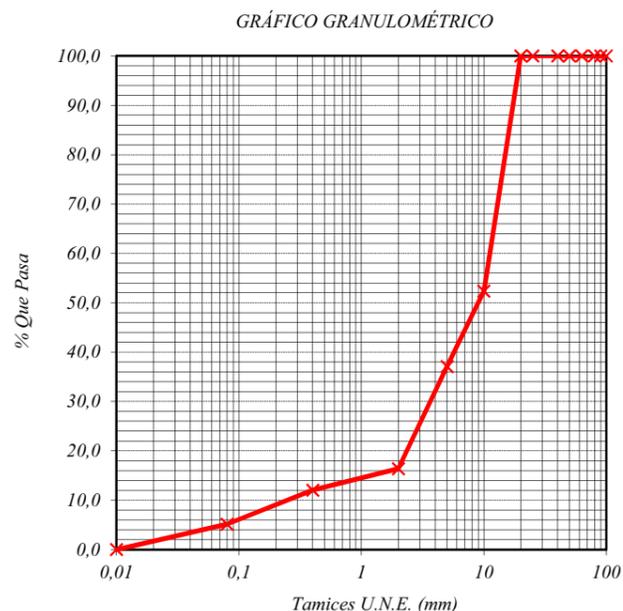
Muestra nº:	EL-080517/01
Fecha de Toma:	8-may-2017
Fecha del ensayo:	8-may-2017
Lugar de la Toma:	Sondeo "S-1"
Cota de la muestra:	Cota -1,80-2,40 metros respecto cota inicio del sondeo
Tipo de muestra:	Gravas con pocos finos correspondientes con depósitos aluviales

RESULTADOS OBTENIDOS

Granulometría (UNE 103101/95)

Tamices U.N.E. (mm)	Retenido tamices totales		% Acumulados	
	Peso (g)	%	Retenido	Pasa
100	0,00	0,00	0,00	100,00
90	0,00	0,00	0,00	100,00
80	0,00	0,00	0,00	100,00
63	0,00	0,00	0,00	100,00
50	0,00	0,00	0,00	100,00
40	0,00	0,00	0,00	100,00
25	0,00	0,00	0,00	100,00
20	0,00	0,00	0,00	100,00
10	494,80	47,61	47,61	52,39
5	159,04	15,30	62,91	37,09
2	215,23	20,71	83,62	16,38
0,4	45,06	4,34	87,96	12,04
0,08	71,56	6,88	94,84	5,16
PASA	53,62	5,16	100,00	0,00
TOTAL	1039,32			

Humedad higroscópica (%): 0,403



OBSERVACIONES

Vigo (Pontevedra), a 09 de Mayo de 2017

Luis Alberto Otero Lemos
Fdo. Jefe de área de geotécnia (GTC/GTL)

Emilio Otero Martínez
Fdo. Director de laboratorio



**INFORME DE ENSAYO DE LÍMITES
DE ATTERBERG (UNE 103103/94,
(UNE 103104-93; UNE 103108-96)**

DATOS DE LA OBRA

CLAVE: **SE-076/17**

Obra:	Ejecución de muro de mampostería
Descripción:	Estudio geotécnico
Situación:	Carretera E.P. 6509 Escuadro - Silleda, P.K. 4+725 a P.K. 4+750
Peticionario:	Excma. Deputación de Pontevedra

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra nº:	EL-080517/01
Fecha de Toma:	8-may-2017
Fecha del ensayo:	8-may-2017
Lugar de la Toma:	Sondeo "S-1"
Cota de la muestra:	Cota -1,80-2,40 metros respecto cota inicio del sondeo
Tipo de muestra:	Gravas con pocos finos correspondientes con depósitos aluviales

RESULTADOS OBTENIDOS

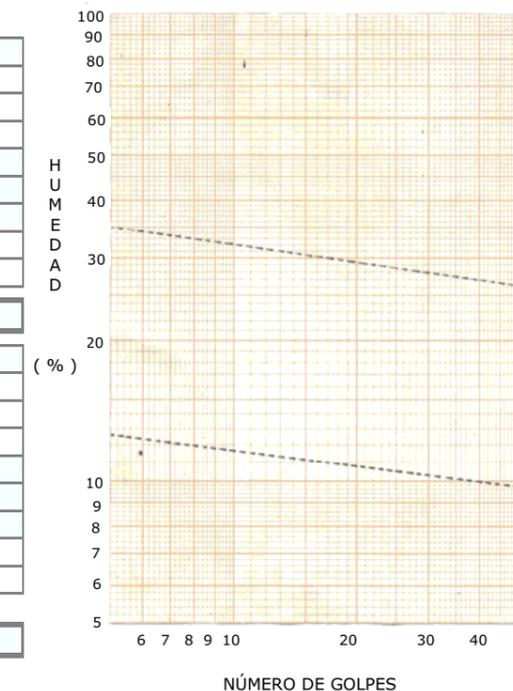
Límites de Atterberg

		Límite Líquido	
Nº de Golpes	-		
Referencia Tara	-		
Agua	$a=(t+s+a)-(t+s)$		
Tara+Suelo+Agua	$t+s+a$		
Tara+suelo	$t+s$		
Tara	t		
Suelo	$s=(t+s)-t$		
% de Humedad	$w=a*100/s$		

Límite Líquido: **-**

		Límite Plástico	
Nº de Golpes	-		
Referencia Tara	-		
Agua	$a=(t+s+a)-(t+s)$		
Tara+Suelo+Agua	$t+s+a$		
Tara+suelo	$t+s$		
Tara	t		
Suelo	$s=(t+s)-t$		
% de Humedad	$w=a*100/s$		

Límite Plástico: **-**



Índice Plasticidad: **No plástico**

OBSERVACIONES

Vigo (Pontevedra), a 09 de Mayo de 2017

Luis Alberto Otero Lemos
Fdo. Jefe de área de geotécnia (GTC/GTL)

Emilio Otero Martínez
Fdo. Director de laboratorio



**INFORME DE ENSAYO DE
AGRESIVIDAD DE SUELOS AL
HORMIGÓN (UNE 16502 Y 83963)**

DATOS DE LA OBRA

CLAVE: **SE-076/17**

Obra:	Ejecución de muro de mampostería
Descripción:	Estudio geotécnico
Situación:	Carretera E.P. 6509 Escuadro - Silleda, P.K. 4+725 a P.K. 4+750
Peticionario:	Excma. Deputación de Pontevedra

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra nº:	EL-080517/01
Fecha de Toma:	8-may-2017
Fecha del ensayo:	8-may-2017
Lugar de la Toma:	Sondeo "S-1"
Cota de la muestra:	Cota -1,80-2,40 metros respecto cota inicio del sondeo
Tipo de muestra:	Gravas con pocos finos correspondientes con depósitos aluviales

RESULTADOS OBTENIDOS

GRADO DE AGRESIVIDAD		
PARÁMETRO COMPROBADO	RESULTADO OBTENIDO	GRADO DE AGRESIVIDAD
Ácidoz Baumann-Gully	103 ml/Kg	No agresivo
Contenido de sulfato (SO ₄ ²⁻)	31 mg/Kg	No agresivo

EVALUACIÓN DEL CONJUNTO

Según los resultados obtenidos sobre las muestras ensayadas, puede considerarse que el terreno, a las profundidades indicadas, no presenta agresividad al hormigón. El ensayo se ha realizado según las Normas UNE para determinar la agresividad de aguas y suelos al hormigón. La evaluación del conjunto se ha realizado a partir de las tablas 8.2.3.a "Clase específicas de exposición relativas a otros procesos de deterioro distintos de la corrosión" y 8.2.3.b "Clasificación de la agresividad química" de la instrucción de hormigón estructural EHE.

OBSERVACIONES

Vigo (Pontevedra), a 09 de Mayo de 2017

Luis Alberto Otero Lemos
Fdo. Jefe de área de geotécnia (GTC/GTL)

Emilio Otero Martínez
Fdo. Director de laboratorio



**INFORME DE ENSAYO DE CORTE DIRECTO
CONSOLIDADO-DRENADO (UNE 103401/98)**

DATOS DE LA OBRA

CLAVE: **SE-076/17**

Obra:	Ejecución de muro de mampostería
Descripción:	Estudio geotécnico
Situación:	Carretera E.P. 6509 Escuadro - Silleda, P.K. 4+725 a P.K. 4+750
Peticionario:	Excma. Deputación de Pontevedra

DATOS DE LA MUESTRA

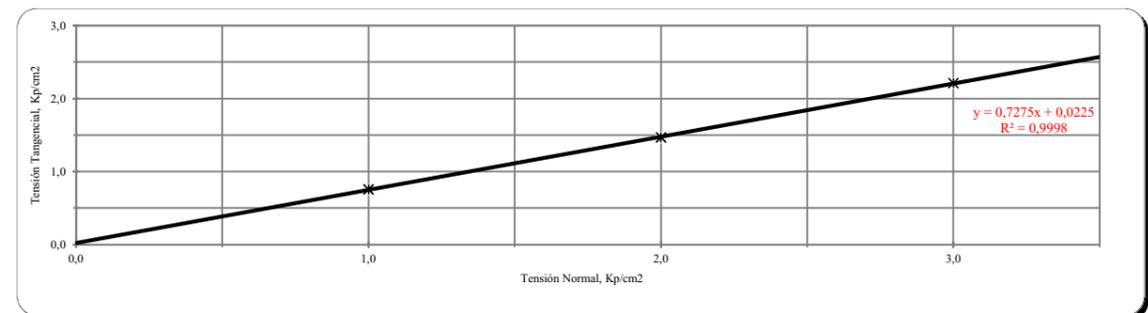
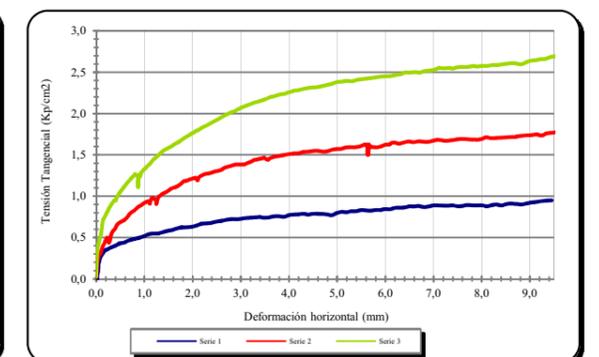
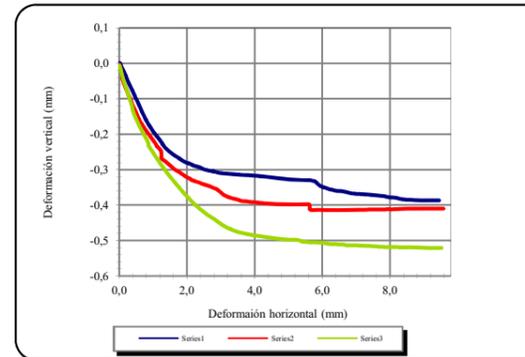
Muestra nº:	EL-080517/01
Fecha de Toma:	8-may-2017
Fecha del ensayo:	9-may-2017
Lugar de la Toma:	Sondeo "S-1"
Cota de la muestra:	Cota -1,80-2,40 metros respecto cota inicio del sondeo
Tipo de muestra:	Gravas con pocos finos correspondientes con depósitos aluviales

DATOS DEL ENSAYO

Célula : f 50 mm	Tiempo de consolidación = 24 horas	Velocidad de corte, mm/min = 0,20
------------------	---	--

RESULTADOS	Punto 1	Punto 2	Punto 3
Humedad inicial %	14,5	15,0	15,9
Humedad final %	20,2	20,3	20,8
Densidad aparente húmeda g/cm ³	1,54	1,54	1,54
Densidad aparente seca g/cm ³	1,35	1,34	1,33
Tensión Normal, Kp/cm ²	1,0	2,0	3,0
Tensión Tangencial pico, Kp/cm ²	0,76	1,47	2,21

Recta de regresión Y = a + b X	
a	b
0,02	0,728
Coeficiente de regresión r ²	
1,000	



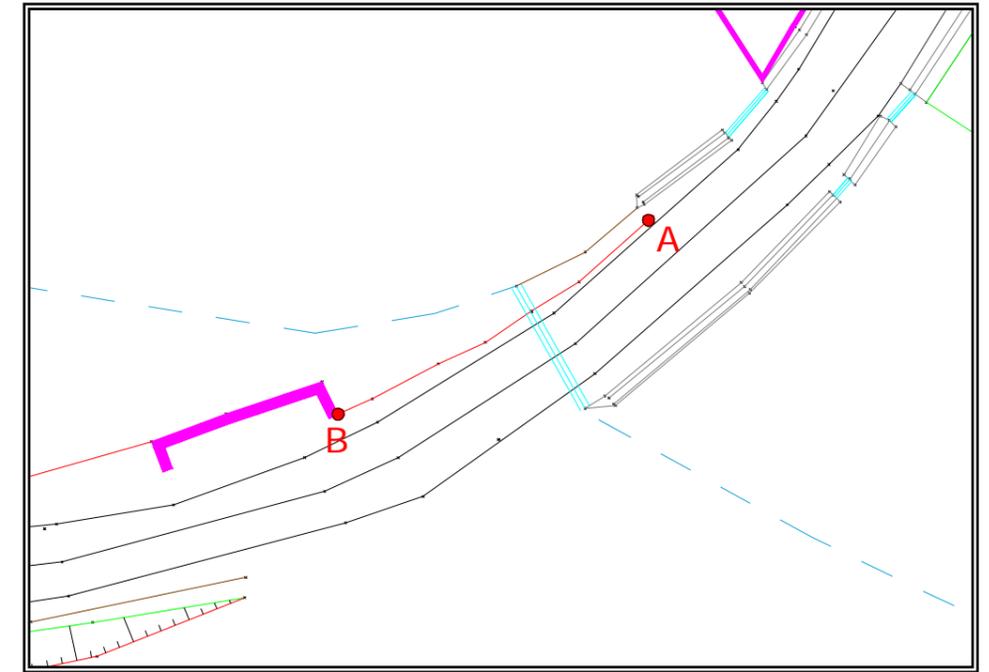
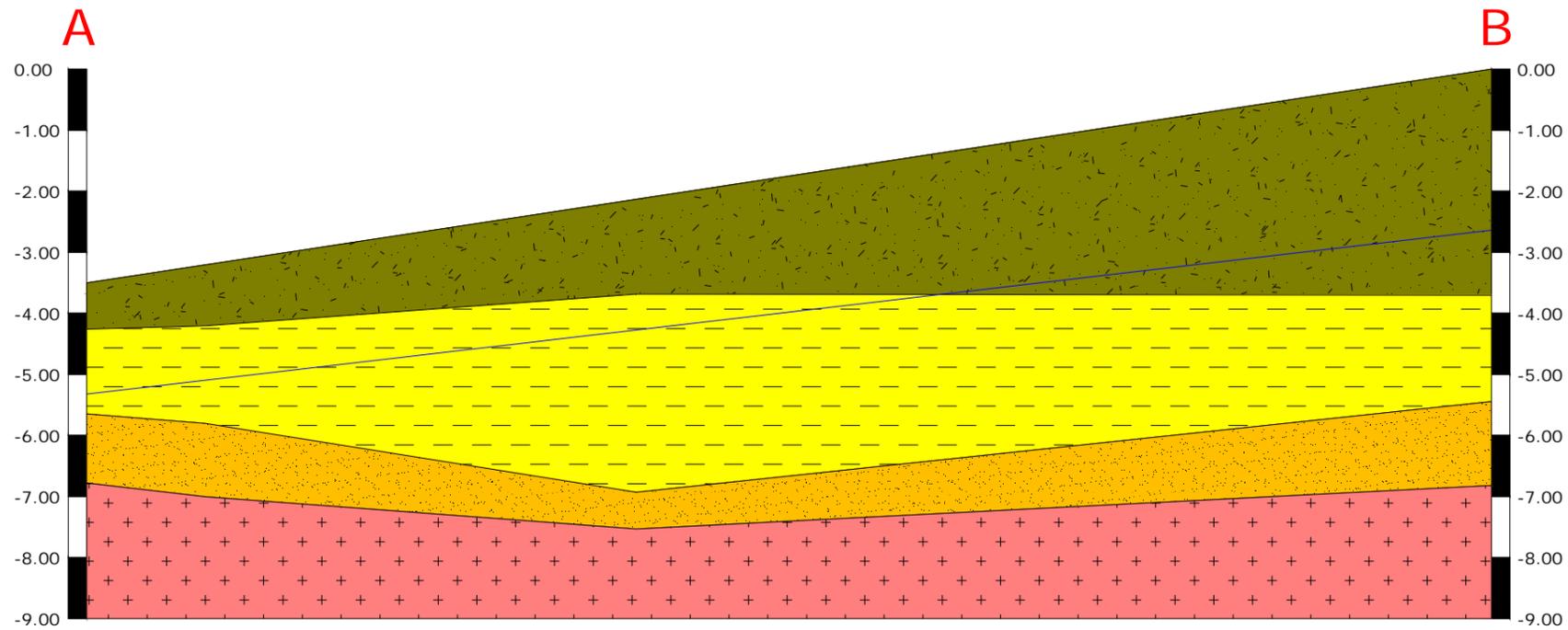
Angulo rozamiento interno	36	Cohesión (Kp/cm ²)	0,02
---------------------------	-----------	--------------------------------	-------------

Vigo (Pontevedra), a 09 de Mayo de 2017

Luis Alberto Otero Lemos
Fdo. Jefe de área de geotécnia (GTC/GTL)

Emilio Otero Martínez
Fdo. Director de laboratorio

APÉNDICE 7: PERFIL GEOTÉCNICO



- 

Nivel-1: Relleno antrópico y Cobertura vegetal formado por materiales heterogéneos correspondientes por limos arenosos de color pardo oscuro, grano fino y moderado contenido en materia orgánica, arenas limosas de color pardo claro y ocre, de grano fino-medio y naturaleza granítica; además de gravas y pequeños fragmentos rocosos.
 - 

Nivel-2: Depósitos aluviales formados por limos arenosos y arcillosos, de color oscuro y grisáceo, con ligera plasticidad al tacto, de escasa compacidad y apreciable contenido en materia orgánica, junto con pequeñas gravas, procedentes de la erosión fluvial.
 - 

Nivel-3: Arenas limosas de color pardo claro a ocre, de grano fino; correspondientes con un suelo residual de naturaleza granítico ("jabres"), alterado en G.M. V.
 - 

Nivel-4: Sustrato rocoso de naturaleza granítica de color grisáceo en corte fresco y pardo por alteración, de grano fino-medio, alterado en G.M. IV.
- Nivel freático (a día 05/05/2017).

El perfil geológico-geotécnico realizado es una interpretación razonable en base a los puntos de reconocimiento (penetrómetros y sondeo a percusión), teniendo en cuenta las posibles variaciones del terreno, considerando el carácter puntual de las inspecciones.

***APÉNDICE 8: METODOLOGÍA Y CÁLCULOS DE TALUDES PARA
ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES***

METODOLOGÍA DE CÁLCULO EMPLEADA EN EL ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES

➤ 1. METODOLOGÍA EMPLEADA EN EL CÁLCULO DE TALUDES EN SUELO

1.1 CONSIDERACIONES GENERALES.

En el estudio de la estabilidad de taludes se abordan fenómenos de rotura o estados últimos de masas de suelo. Generalmente, el agente “externo” responsable de estas inestabilidades suelen ser el propio peso de la masa de suelo y eventualmente los efectos de filtraciones y posibles cargas externas como factores secundarios.

En el caso de una cimentación superficial, el cálculo de la carga de hundimiento, para unas características de terreno dadas, tiene un sentido obvio, si se define un valor de factor de seguridad como el cociente entre la carga de rotura y la carga de servicio. Sin embargo, el caso de la estabilidad de masas de terreno es difícil cuantificar la seguridad de un talud frente a la rotura, con muchas ambigüedades, lejos aun de alcanzar, en la práctica, un status satisfactorio.

En ausencia de intervención humana, la frecuencia e importancia de los deslizamientos del terreno suelo ir ligada a zonas de relieve montañoso, a la intensidad y duración de las precipitaciones y a ciertas formaciones geológicas especialmente sensibles a los movimientos. La determinación cuantitativa de índices de riesgo o factores de seguridad, exige el empleo de técnicas y modelos propios de la “Mecánica de suelos” y de la “Mecánica de rocas”.

La construcción de obras públicas conlleva, frecuentemente, la ejecución de desmontes y terraplenes cuya estabilidad ha de asegurarse. En algunas estructuras singulares como son las presas de materiales sueltos, la comprobación de la estabilidad de sus paramentos de aguas arriba y aguas abajo es lógicamente un aspecto fundamental del proyecto. Otras estructuras como muelles portuarios o en general muros de contención deben comprobarse frente a la rotura por estabilidad global del conjunto (relleno del trasdós, muro propiamente dicho y terreno de cimentación).

Los métodos de “equilibrio límite” (menos rigurosos que la estricta aplicación de la teoría de la plasticidad), los que históricamente se han utilizado desde la década de 1920 para abordar la estabilidad de taludes. Con el tiempo estos métodos se han mejorado y se han adaptado a las complejas condiciones de geometría interna y régimen hidráulico que aparecen en el estudio de taludes..

1.2 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD.

Previo a la aplicación de cualquier método de cálculo se requiere el conocimiento de una serie de parámetros resistentes del terreno, los cuales se obtienen en la campaña de investigación y prospecciones, como en los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio.

En todos los métodos de cálculo para diferentes formas de rotura del talud se supone que la resistencia intrínseca al corte o tensión tangencial máxima en un punto de la superficie de deslizamiento, sigue la Ley de Mohr-Coulomb, cuya expresión es:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

donde:

- τ = tensión tangencial máxima en un punto de la superficie de deslizamiento.
- c = cohesión de la superficie de deslizamiento.
- σ = tensión normal a la superficie de deslizamiento en el punto considerado.
- φ = ángulo de rozamiento interno de la superficie de deslizamiento.

Si el cálculo se realiza en presiones efectivas, los parámetros resistentes c' y φ' se denominan cohesión efectiva y ángulo de rozamiento interno efectivo. Los valores de c y φ obtenidos con presiones totales, son en general diferentes a los anteriores, proporcionando cálculos en presiones totales, resultando menos fiables que el cálculo en presiones efectivas. Partiendo de estas premisas, los métodos de cálculo pueden ser de dos tipos:

- ✓ Informáticos: En este caso los programas van a exigir una serie de datos, fundamentalmente asociados a la geometría del talud y a las características intrínsecas de los materiales que constituyen la masa de suelos deslizados. En este caso se ha empleado el programa informático GEO-SLOPE V. 7.0.
- ✓ Ábacos: son más fáciles de utilizar y más accesibles. Destacan los ábacos de Taylor, Bishop y Hoek y Bray.

1.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS

El método del equilibrio límite o último consiste en estudiar el equilibrio de un cuerpo rígido, constituido por el talud y por una superficie de deslizamiento de cualquier forma (línea recta, arco circular, espiral logarítmica). Con tal equilibrio se calculan las tensiones de corte (τ) y se comparan con la resistencia disponible (τ_f), valorada según el criterio de rotura de *Coulomb*; de tal comparación se deriva la primera indicación sobre la estabilidad con el coeficiente de seguridad $F = \tau_f / \tau$.

Entre los métodos del equilibrio último, algunos consideran el equilibrio global del cuerpo rígido (*Culman*), otros, por motivos de la ausencia de homogeneidad, dividen el cuerpo en rebanadas considerando el equilibrio de cada una (*Fellenius, Bishop, Janbu, etc.*).

A continuación, se muestra un pequeño desarrollo de diversos métodos de estudio, tanto informáticos como los ábacos:

➤ **1.3.1 MÉTODO DE LAS REBANADAS**

Con objeto de mejorar la precisión de los métodos de equilibrio global se desarrollaron los métodos de las rebanadas. En ellos la masa en deslizamiento se divide, a efectos de cálculo, en una serie de rebanadas verticales, que se consideran como sólidos rígidos o bloques y que por tanto deben satisfacer, cada uno, todas las condiciones de equilibrio.

Si el número de las rebanadas es igual a n , el problema presenta las siguientes incógnitas:

- ✓ n valores de las fuerzas normales N_i operantes en la base de cada rebanada;
- ✓ n valores de las fuerzas de corte en la base de la rebanada T_i
- ✓ $(n-1)$ fuerzas normales E_i operantes en la conexión de las rebanadas;
- ✓ $(n-1)$ fuerzas tangenciales X_i operantes en la conexión de las rebanadas;
- ✓ n valores de la coordenada a que individua el punto de aplicación de las E_i ;
- ✓ $(n-1)$ valores de la coordenada que individua el punto de aplicación de las X_i
- ✓ una incógnita constituida por el factor de seguridad F .
- ✓ En total las incógnitas son $(6n-2)$.

mientras las ecuaciones a disposición son:

- ✓ Ecuaciones de equilibrio de los momentos n
- ✓ Ecuaciones de equilibrio en la traslación vertical n
- ✓ Ecuaciones de equilibrio en la traslación horizontal n
- ✓ Ecuaciones relativas al criterio de rotura n
- ✓ Total número de ecuaciones $4n$

Desgraciadamente el problema es estáticamente indeterminado y el grado de indeterminación es igual

a:

$$i = (6n-2) - (4n) = 2n-2.$$

El grado de indeterminación se reduce sucesivamente a $(n-2)$ cuando se asume que N_i se aplica en el punto medio de la franja, esto equivale a crear la hipótesis de que las tensiones normales totales sean distribuidas uniformemente. Los diversos métodos que se basan en la teoría del equilibrio límite se diferencian por el modo en que se eliminan las $(n-2)$ indeterminaciones.

➤ **1.3.2 MÉTODO DE BISHOP (1955)**

Es uno de los métodos más utilizados en superficie circulares. Con este método no se descuida ninguna contribución de fuerzas operantes en los bloques. Fué el primero en describir los problemas relacionados con los métodos convencionales. Las ecuaciones usadas para resolver el problema son:

$$\sum F_v = 0, \sum M_0 = 0, \quad \text{Criterio de rotura.}$$

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

Los valores de F y de ΔX para cada elemento que satisfacen esta ecuación dan una solución rigurosa al problema. Como primer aproximación conviene escribir $\Delta X = 0$ e iniciar el cálculo del factor de seguridad, tal procedimiento es conocido como método de *Bishop ordinario*, los errores cometidos con respecto al método completo son de alrededor de un 1 %.

➤ **1.3.3 MÉTODO DE FELLENIUS (1927)**

Con este método (válido solo para superficies de deslizamiento circulares) se descuidan las fuerzas entre las franjas, por lo tanto las incógnitas se reducen a:

- ✓ n valores de las fuerzas normales N_i ;
- ✓ n valores de las fuerzas de corte T_i ;
- ✓ 1 factor de seguridad.
- ✓ Incógnitas $(2n+1)$

Las ecuaciones a disposición son:

- ✓ n ecuaciones de equilibrio traslación vertical;
- ✓ n ecuaciones relativas al criterio de rotura;
- ✓ ecuaciones de equilibrio de los momentos globales.

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \varphi_i \}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

Esta ecuación es fácil de resolver pero se ha visto que da resultados conservadores (factores de seguridad bajos) especialmente para superficies profundas.

➤ **1.3.4 MÉTODO DE JAMBU (1967)**

Janbu extendió el método de Bishop a superficies de deslizamiento de cualquier forma. Cuando se tratan superficies de deslizamiento de cualquier forma el brazo de las fuerzas cambia (en el caso de las superficies circulares queda constante e igual al radio) por tal motivo es mejor valorar la ecuación del momento respecto al ángulo de cada bloque.

$$F = \frac{\sum \{ c \times b + (W - u \times b + \Delta X) \times \tan \phi \} \times \frac{\sec^2 \alpha}{1 + \tan \alpha \times \tan \phi / F}}{\sum W \times \tan \alpha}$$

Asumiendo $\Delta X = 0$ se obtiene el método ordinario.

Janbu propuso además un método para la corrección del factor de seguridad obtenido con el método ordinario según lo siguiente:

$$F_{\text{corregido}} = f_o F$$

donde f_o se lleva a funciones gráficas de: geometría y parámetros geotécnicos. Tal corrección es muy confiable para taludes poco inclinados.

➤ **1.3.5 MÉTODO DE HOEK Y BRAY (1977)**

En el caso de suelos homogéneos y geometrías sencillas se emplean los ábacos de Hoek y Bray, donde se requiere la obtención de un parámetro adimensional previo:

$$\frac{c}{\gamma * H * tg \phi}$$

donde:

- c= cohesión del terreno del talud.
- γ = peso específico aparente del terreno del talud.
- H = altura del talud considerado.
- $tg \phi$ = tangente del ángulo de rozamiento interno del terreno del talud.

Para aquellos casos en los que el terreno no es homogéneo, es necesario un proceso previo de la obtención de las medias ponderadas de los parámetros geotécnicos.

Este valor adimensional sitúa el problema de la estabilidad en uno de los radios del ábaco. La intersección de este radio con la curva correspondiente a la pendiente del talud permite determinar los valores de abscisa y la ordenada, según las cuales:

$$\begin{cases} \text{Abscisa (x)} = \frac{C}{\gamma * H * F.S.} \\ \text{Ordenada (y)} = \frac{Tg \phi}{F.S.} \end{cases}$$

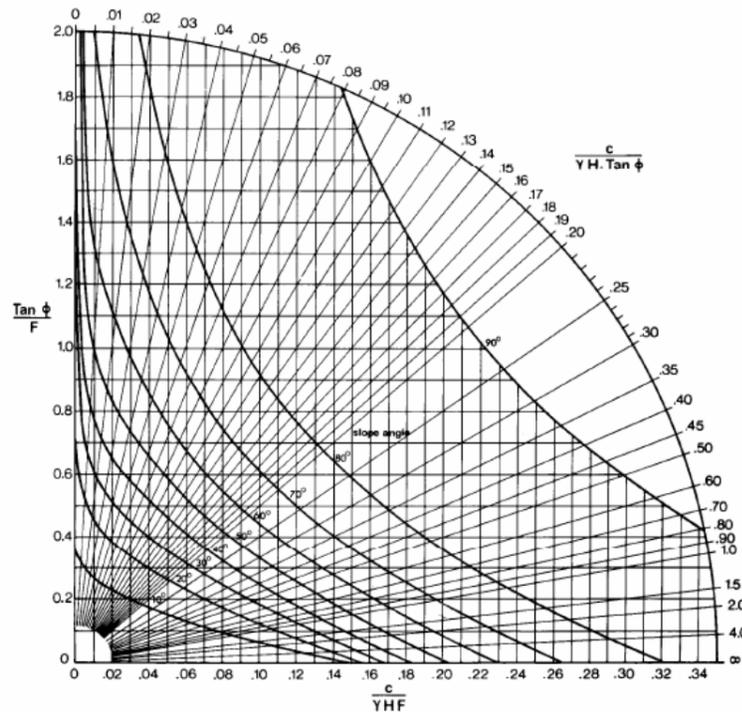
Y el coeficiente de seguridad será:

$$\text{Factor de seguridad (F)} = \frac{Tg \phi}{y} = \frac{c}{\gamma * H * x}$$

Existe un ábaco para cinco posibles situaciones del agua en el talud, tal y como se indica en el siguiente gráfico:

Condiciones del flujo de agua subterránea	Ábaco
Talud seco – completamente drenado	1
Salida del agua a 1/8 de la altura del talud	2
Salida del agua a 1/4 de la altura del talud	3
Salida del agua a 1/2 de la altura del talud	4
Talud completamente saturado con recarga superficial continuada	5

A continuación se muestra un ábaco del modelo empleado en el cálculo del “ángulo estable”:



El cálculo de estabilidad de un talud, ya sea un desmonte, un terraplén o un talud en estado natural, permite sintetizar un concepto de seguridad global del mismo: *el factor de seguridad*. Este factor representa en un valor único, el margen de confianza que se posee en cuanto a la estabilidad del talud calculado, teniendo en cuenta que en Geotecnia e Ingeniería Geológica siempre se trabaja con aproximaciones y existen incertidumbres debido a la complejidad del terreno y las extrapolaciones que se realizan a toda la masa de suelo. A continuación se muestran unas tablas con los coeficientes de seguridad recomendados según diversos autores:

FACTORES DE SEGURIDAD GLOBALES Y PROBABILIDAD DE ROTURA (MEYERHOF, 1985. Cort. De national Research Council (Canadá))		
Tipo de proyecto	Factor de seguridad global	Probabilidad de rotura
- Terraplenes	1,3-1,5	10 ⁻²
- Estructuras de contención de tierras y excavaciones	1,5-2,0	10 ⁻³
- Cimentaciones	2,0-3,0	10 ⁻⁴

FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS (TERZAGHI Y PECK, 1967. Cort. De John Wiley & Sons)		
Tipo de rotura	Tipo de problema	Factor de seguridad
- Corte	Trabajos de tierra	1,3-1,5
	Estructuras de tierra	1,5-2,0
	Cimentaciones	2,0-3,0
- Filtraciones	Levantamientos	1,5-2,5
	Erosión interna	3,0-5,0

Según el “Manual de diseño para Mecánica del suelo, cimentaciones y estructuras de tierra de la Marina de USA” (NAVFAC DM-7, 1971), recomienda los siguientes valores con el fin de garantizar razonablemente la seguridad frente al deslizamiento:

- ✓ No menor a 1,5 para condiciones de carga permanente.
- ✓ Si se va a cimentar estructuras, un factor superior a 2 a fin de limitar deformaciones plásticas locales en los bordes de la cimentación.
- ✓ Para condiciones de cargas temporales o cuando la estabilidad seas más precaria durante la construcción, se puede reducir hasta 1,3 a 1,25, si se efectúan controles durante la aplicación de la carga.
- ✓ Para cargas transitorias, tales como las debidas a un terremoto, se pueden tolerar valores tan bajos como 1,2 a 1,15.

En caso de que los factores de seguridad resulten demasiado bajos, deben aplicarse medidas de correctoras hasta que se alcance el factor de seguridad deseado. Entre las alternativas más usuales destacan:

- ✓ Modificación de la geometría del talud, bien tendiéndolo, descabezándolo o retaluzarlo mediante la ejecución de bermas.
- ✓ Contención de la base del talud mediante escollera suelta o trabada con hormigón pobre.
- ✓ Corrección por elementos resistentes:
 - Anclajes.
 - Muros de contención y de sostenimiento.
 - Muros anclados al terreno.
 - Pilotes y pantallas.

➤ 2.METODOLOGÍA EMPLEADA EN EL CÁLCULO DE TALUDES EN ROCA

2.1 CONSIDERACIONES GENERALES.

En el caso de taludes en roca se estudian de manera diferente a los taludes en suelo, puesto que ambos se rigen por parámetros diferentes. En el caso de los taludes en suelo, como se comentó anteriormente su estabilidad está condicionada a sus propiedades geotécnicas del terreno como la cohesión, ángulo de rozamiento interno, densidad del material y la presencia o no de agua, mientras que en el caso de los taludes en roca, éstos se rigen por otras propiedades que no dependen tanto del tipo de material sino de su estado tensional y de fracturación.

2.2 MÉTODO DE ANÁLISIS.

Para calcular el ángulo de estabilidad del talud en roca, al igual que en el caso de suelos existen modelos informáticos que una vez realizado el correspondiente censado y estudios de las familias de fracturas principales y una geometría determinada del talud, calculan el factor de seguridad resultante o bien mediante métodos empíricos basados en clasificaciones geomecánicas basadas en la experiencia del estudio e inventario de taludes caídos hasta conseguir evaluar el talud estable en función de las propiedades del macizo rocoso.

En este caso se emplean las clasificaciones geomecánicas propuestas por Bieniawski (1979), en la cual necesitamos calcular el valor RMR básico. Dicho valor es independiente de la estructura a construir y se obtiene sumando cinco parámetros que dependen de la calidad del macizo rocoso y que serían:

- Resistencia de la matriz a compresión simple
- RQD obtenido en la realización de los sondeos
- Frecuencia de las juntas
- Estado de las juntas
- Presencia de agua dentro del macizo

A continuación se muestra una tabla con las diferentes puntuaciones que se obtienen para el cálculo del RMR básico.

PARÁMETROS	INTERVALO DE VALORES				
	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa
Resistencia de la roca intacta a Compresión Simple					1-5 MPa
Valoración	15	12	7	4	2
RQD	90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%
Valoración	20	17	13	8	3
Separación entre juntas	> 2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	< 60 mm
Valoración	20	15	10	8	5
Condición de las juntas	Muy rugosas No continuas Cerradas Bordes sanos y duros	Algo rugosas Separación < 1mm Bordes algo meteorizados	Algo rugosas Separación < 1mm Bordes muy meteorizados	Espejos de falla o Relleno < 5 mm o Separación 1-5 mm Continuas	Relleno blando > 5 mm o Separación > 5 mm Continuas
Valoración	30	25	20	10	0
Flujo de agua en las juntas	Secas	Ligeramente húmedas	Húmedas	Goteando	Fluyendo
Razón de presiones inters.	0,0	0,0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	0,5
Valoración	15	10	7	4	0

Una vez calculado el RMR básico, hay que restarle un factor de ajuste, que es función de las discontinuidades, definido cualitativamente y que tiene valores distintos según se aplique a túneles, cimentaciones o taludes. El resultado final de la resta es el RMR final y cuya puntuación varía de 0 a 100, como se indica en la siguiente tabla:

RMR	Clase RMR	Ángulo de talud estable
> 80	I-MUY BUENA	75°
80-61	II-BUENA	65°
60-41	III-MEDIA	55°
40-21	IV-MALA	45°
< 20	V-MUY MALA	35°

Una vez calculado el ángulo de talud estable, procedemos a elaborar la clasificación SMR (Romana, 1995), mediante la cual podemos observar los diferentes problemas de inestabilidad que puedan surgir, en función del valor RMR final y en el cual tiene en cuenta además tiene en cuenta la orientación de las juntas respecto a la inclinación del talud y el método de excavación utilizado

SMR	Clase SMR	Grado de estabilidad	Tipo de rotura	Tratamiento
> 80	I-MUY BUENA	Totalmente estable	Ninguna	Ninguno
80-61	II-BUENA	Estable	Algunos bloques	Ocasional
60-41	III-MEDIA	Parcialmente estable	Algunas juntas o muchas cuñas	Sistemático
40-21	IV-MALA	Inestable	Juntas o grandes cuñas	Corrección
< 20	V-MUY MALA	Totalmente inestable	Grandes roturas por planos continuos o rotura total	Reexcavación

CÁLCULO DE TALUDES EN SUELOS POR MÉTODOS INFORMÁTICOS

**EXCAVACIÓN TEMPORAL ZONA MURO DE 3,50 METROS DE ALTURA –
TALUD PROPUESTO 2H:3V (56°)**

Project Summary

- File Name: Talud Silleda.slim
- Slide Modeler Version: 6.009
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Janbu simplified

- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check malpha < 0.2: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Create Tension Crack
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

Material Properties

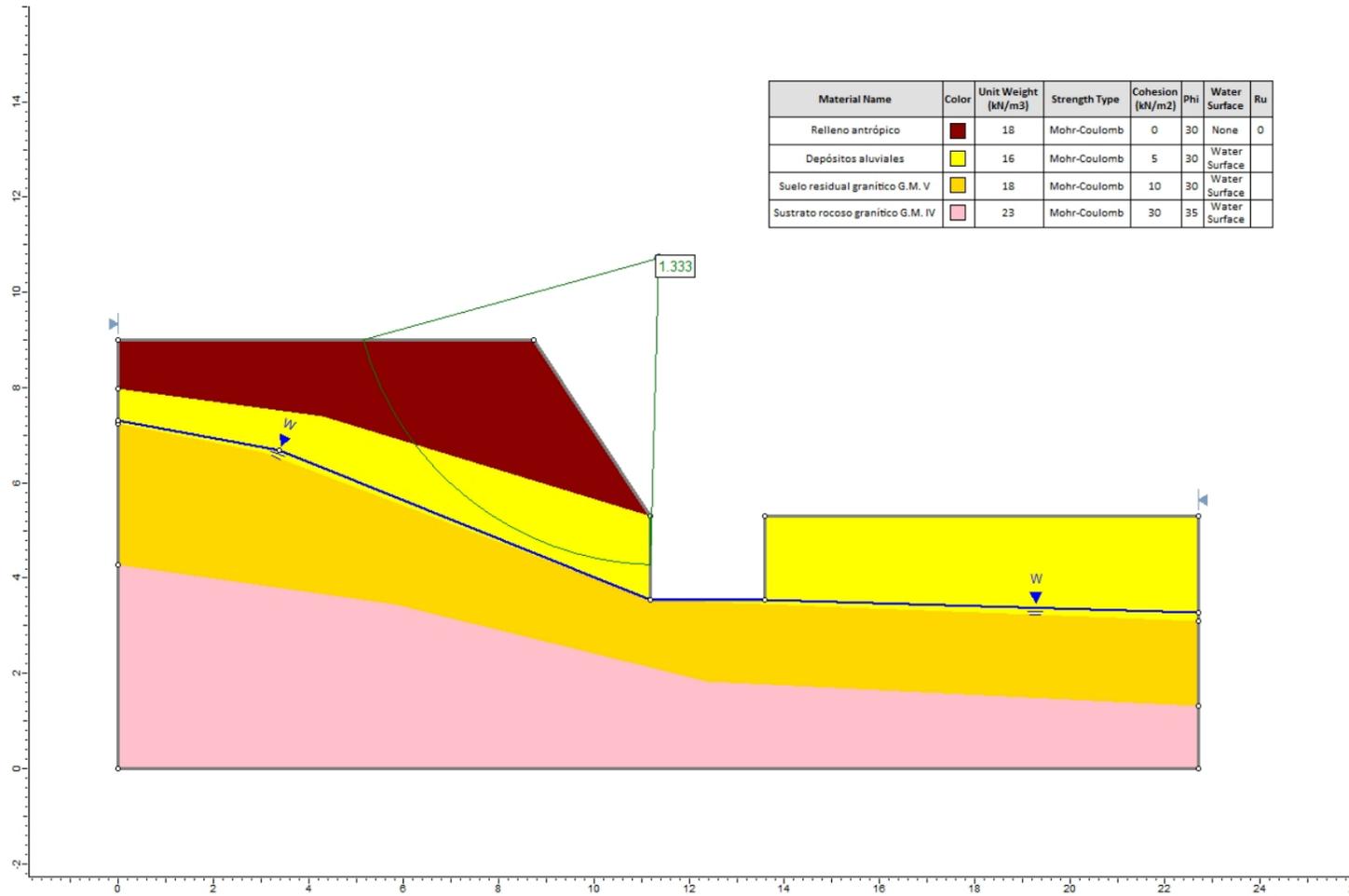
Property	Relleno antrópico	Depósitos aluviales	Suelo residual granítico G.M. V	Sustrato rocoso granítico G.M. IV
Color				
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m ³]	18	16	18	23
Cohesion [kPa]	0	5	10	30
Friction Angle [deg]	30	30	30	35
Water Surface	None	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value		1	1	1
Ru Value	0			

Global Minimums

Method: bishop simplified

- FS: 1.332650
- Center: 11.375, 10.711
- Radius: 6.447
- Left Slip Surface Endpoint: 5.158, 9.000
- Right Slip Surface Endpoint: 11.190, 4.266
- Left Slope Intercept: 5.158 9.000
- Right Slope Intercept: 11.190 5.300
- Resisting Moment=1167.78 kN-m
- Driving Moment=876.284 kN-m

PERFIL TRANSVERSAL TALUD TEMPORAL ZONA MURO DE 3,50 METROS DE ALTURA



- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Janbu simplified
- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check malpha < 0.2: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Create Tension Crack
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE MAMPOSTERÍA DE 3,50 METROS DE ALTURA

Project Summary

- File Name: Talud Silleda muro general.slim
- Slide Modeler Version: 6.009
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard

Material Properties

Property	Relleno antrópico	Depósitos aluviales	Suelo residual granítico G.M. V	Sustrato rocoso granítico G.M. IV	Muro de mampostería	Relleno granular trasdós	Cimentación muro
Color							
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	18	16	18	23	26	19	24
Cohesion [kPa]	0	5	10	30	0	0	10000
Friction Angle [deg]	30	30	30	35	42	35	40
Water Surface	None	Water Table	Water Table	Water Table	None	None	Water Table
Hu Value		1	1	1			1
Ru Value	0				0	0	

ESTABILIDAD LOCAL MURO DE MAMPOSTERÍA DE 3,50 METROS DE ALTURA

Project Summary

- File Name: Talud Silleda muro local.slim
- Last saved with Slide version: 6.009
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- Janbu simplified

- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check malpha < 0.2: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

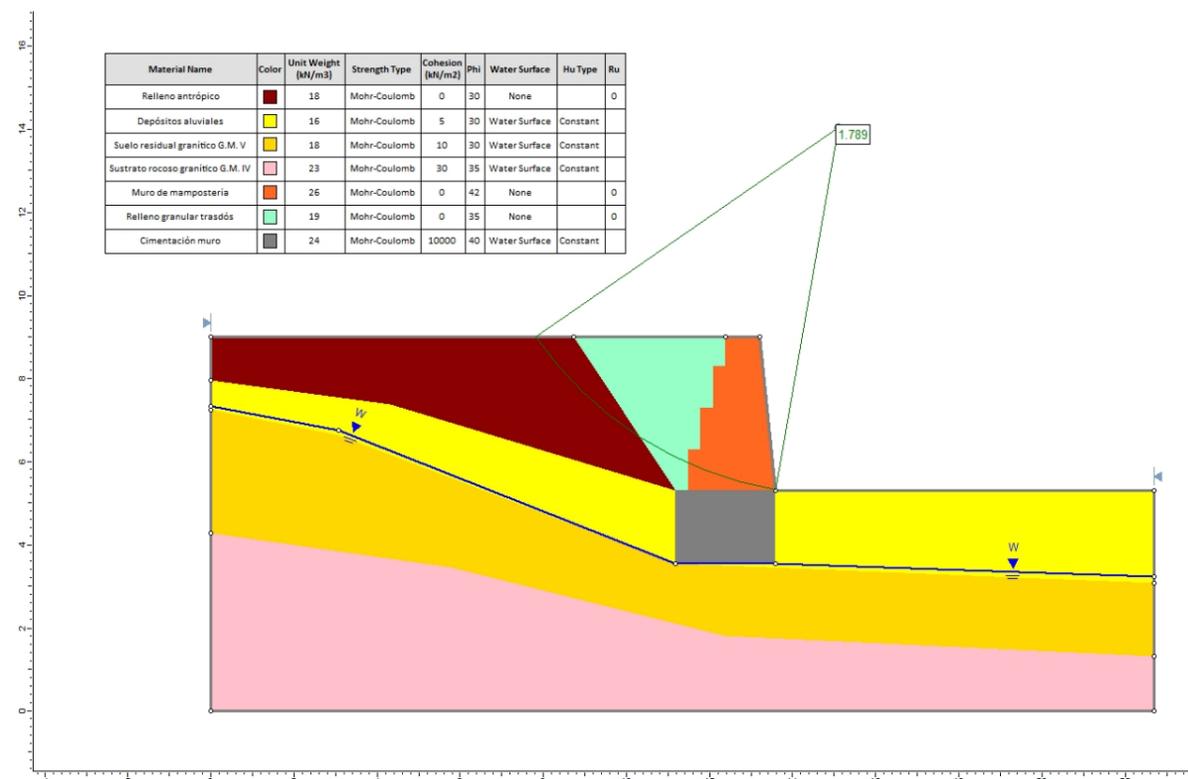
Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

PERFIL TRANSVERSAL ESTABILIDAD GLOBAL MURO DE MAMPOSTERÍA DE 3,50 METROS DE ALTURA



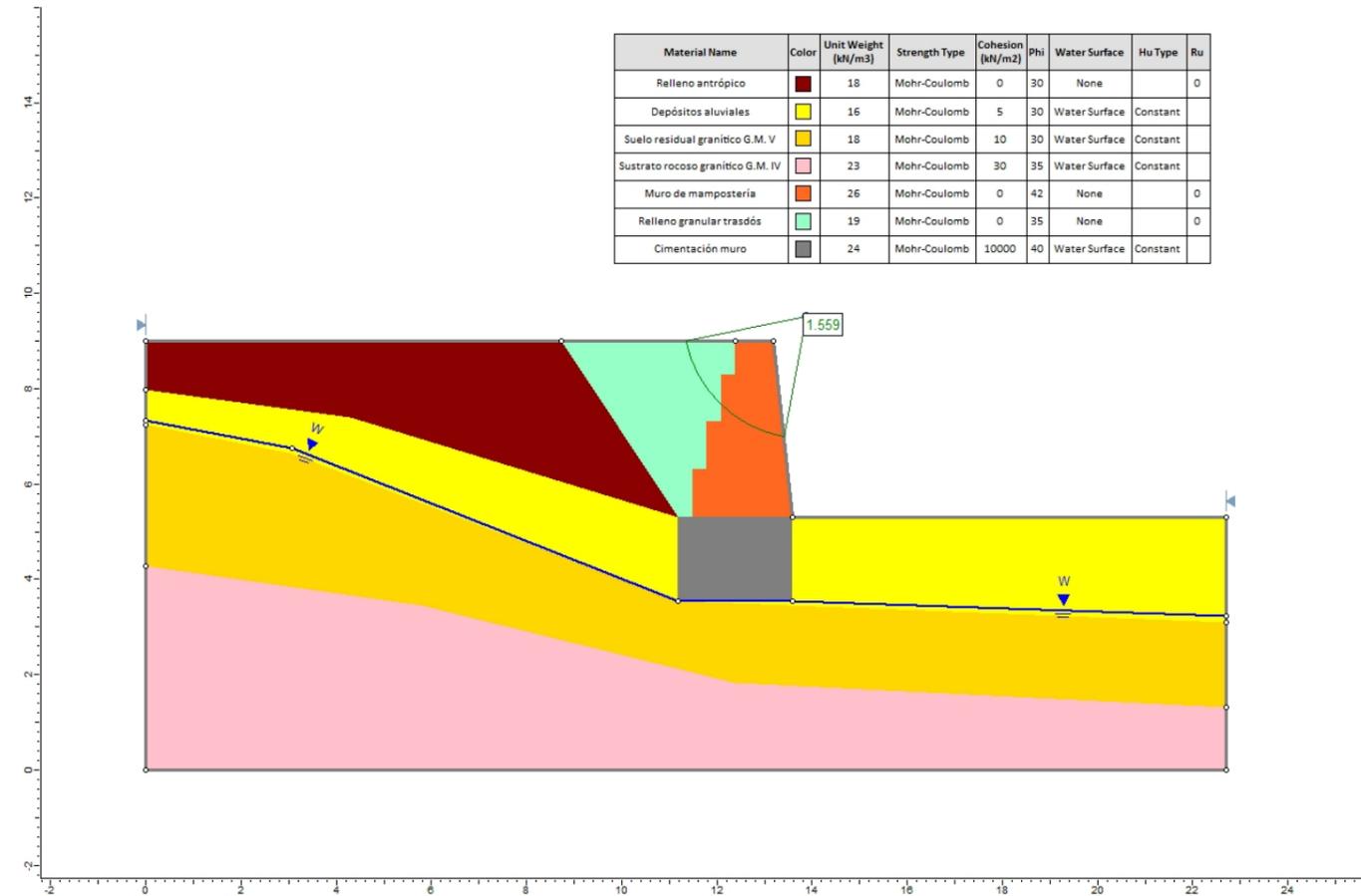
Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Create Tension Crack
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

Material Properties

Property	Relleno antrópico	Depósitos aluviales	Suelo residual granítico G.M. V	Sustrato rocoso granítico G.M. IV	Muro de mampostería	Relleno granular trasdós	Cimentación muro
Color							
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	18	16	18	23	26	19	24
Cohesion [kPa]	0	5	10	30	0	0	10000
Friction Angle [deg]	30	30	30	35	42	35	40
Water Surface	None	Water Table	Water Table	Water Table	None	None	Water Table
Hu Value		1	1	1			1
Ru Value	0				0	0	

PERFIL TRANSVERSAL ESTABILIDAD LOCAL MURO DE MAMPOSTERÍA DE 3,50 METROS DE ALTURA



***APÉNDICE 9: METODOLOGÍA, CÁLCULOS Y EVALUACIÓN DE
TENSIONES ADMISIBLES Y ASIENTOS***

➤ 1.METODOLOGÍA EMPLEADA EN EL CÁLCULO DE TENSIONES ADMISIBLES

De manera general podemos hablar de tres tipos de cimentación previstas: cimentaciones superficiales mediante zapatas bien apoyadas en suelos bien en roca, cimentaciones superficiales mediante losas de cimentación apoyadas en suelos y cimentaciones profundas mediante pilotes empotrados en roca preferentemente. Para cada una de las diferentes tipologías se empleará un método diferente de cálculo y que se describen a continuación:

1.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN ROCA.

En caso de rocas blandas con una resistencia a la compresión simple ($q_u < 1$ Mpa) o fuertemente fracturadas o diaclasadas ($RQD < 10\%$), se considerará la roca como si se tratase de un suelo, con su correspondiente método de cálculo que se explicará más adelante. En caso de rocas menos débiles, menos diaclasadas y menos alteradas que lo indicado, se puede determinar una presión admisible a partir de los datos siguientes:

METODOLOGÍA DE CÁLCULO EMPLEADA

- Resistencia a compresión simple de la roca sana, q_u .
- Tipo de roca.
- Grado de alteración medio.
- Valor del RQD y separaciones de las litoclasas.

Estos parámetros deben ser los representativos del comportamiento del volumen de roca situado bajo la cimentación hasta una profundidad de $1,5 B^*$, medida desde su plano de apoyo. La presión admisible puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$P_{Vadm} = P_0 * \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \sqrt{\frac{q_u}{P_0}}$$

donde:

P_0 = Presión de referencia, en este caso 1 Mpa (10 Kg/cm²).

q_u = Resistencia a compresión simple de la roca sana (Kg/cm²).

α_1 = parámetro adimensional en función del tipo de roca, según tabla adjunta:

GRUPO N.º	NOMBRE GENÉRICO	EJEMPLOS	α_1
1	Rocas carbonatadas con estructura bien desarrollada	<ul style="list-style-type: none"> Calizas, dolomías y mármoles puros Calcarenitas de baja porosidad 	1,0
2	Rocas ígneas y rocas metamórficas (*)	<ul style="list-style-type: none"> Granitos, cuarcitas Andesitas, riolitas Pizarras, esquistos y gneises (esquistosidad subhorizontal) 	0,8
3	Rocas sedimentarias (**) y algunas metamórficas	<ul style="list-style-type: none"> Calizas margosas, argilitas, limolitas, areniscas y conglomerados Pizarras y esquistos (esquistosidad verticalizada) Yesos 	0,6
4	Rocas poco soldadas	<ul style="list-style-type: none"> Areniscas, limolitas y conglomerados poco cementados Margas 	0,4

α_2 = parámetro adimensional en función del grado de meteorización (ISRM), según:

Grado meteorización (G.M. I)----- $\alpha_2 = 1.0$

Grado meteorización (G.M. II)----- $\alpha_2 = 0.7$

Grado meteorización (G.M. III)----- $\alpha_2 = 0.5$

α_3 = parámetro adimensional en función de las litoclasas, bien calculado a partir del valor del RMR en los sondeos mecánicos o bien a partir de un censo de litoclasas en afloramientos próximos a la zona de cimentación, según:

$$\alpha_3 = \min(\alpha_{3a}, \alpha_{3b}) \quad \text{siendo} \quad \begin{cases} \alpha_{3a} = \sqrt{\frac{S}{1m}} \\ \alpha_{3b} = \sqrt{\frac{RQD(\%)}{100}} \end{cases}$$

1.2 CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN SUELOS.

Para la determinación de la carga de hundimiento o rotura de un suelo se emplean varios métodos, bien a partir de la resistencia en punta obtenida en los ensayos de penetración dinámica, bien a partir de las ecuaciones generales de Brinch Hansen o Terzaghi, y que se explicarán a continuación.

▪ CÁLULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO A PARTIR DE LA RESISTENCIA EN PUNTA.

Este método de cálculo se emplea en terrenos granulares predominantemente y permeables y mediante ensayos de penetración dinámica continua y consiste en medir la hinca bajo el efecto de una energía cinética conocida. Esta hinca, depende principalmente de la resistencia del suelo, de la naturaleza del golpe y de la elasticidad del penetrómetro y mediante la conocida fórmula dinámica de hinca "Fórmula de los Holandeses", siendo esta fórmula la más utilizada en la interpretación de los ensayos de penetración dinámica y cuyo cálculo se explica a continuación:

$$R = \frac{M^2 \times h}{(M + P) \times S \times e}$$

siendo:

R = resistencia dinámica unitaria en punta (Kg/cm²), también conocida como Q_{din} .

M = peso de la maza, en este caso 63,50 Kg.

h = altura de caída libre de la maza, en este caso 50 cm.

P = peso sobre la puntaza: yunque (6,40 Kg)+varillas (5,75 Kg/metro)+cabezal de golpeo (0,50 Kg).

S = sección de la puntaza, en este caso punta troncocónica de 16 cm².

e = penetración por golpe (20/N₂₀).

Una vez determinado el valor de la resistencia dinámica unitaria (Q_{din}), se puede estimar la resistencia estática en punta (Q_{est}), a partir de una serie de correlaciones y coeficientes de transformación, los cuales dependen de la naturaleza del terreno, así como de su estado en el momento de ejecución del ensayo (Buisson y otros). En general, la carga dinámica y la estática se relacionan con la siguiente ecuación:

$$Q_{est} = \frac{Q_{din}}{20}$$

Una vez calculada la carga estática se obtiene la carga admisible aplicándole un factor de seguridad que en este caso será de 4 en el caso de terreno granulares y 6 en el caso de terrenos cohesivos (> 40% finos) según diversos autores, es decir:

Terrenos granulares (arenas y gravas)	$Q_{adm} = \frac{Q_{est}}{4}$
Terrenos cohesivos (limos y arcillas)	$Q_{adm} = \frac{Q_{est}}{6}$

Esta fórmula de hincas debe utilizarse en suelos granulares relativamente compactos y permeables, pues si los terrenos están saturados, se obtienen valores muy pesimistas. Para los suelos cohesivos puros y poco permeables se recomienda el empleo de otras fórmulas como la de Terzagui o Hansen, una vez transformados los golpes de penetración N_{20} en golpes N_{SPT} y a través de multitud de correlaciones obtener la resistencia al corte sin drenaje y posteriormente su capacidad portante, como se explicará a continuación.

▪ CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO A PARTIR DE LA ECUACIÓN GENERAL.

En terrenos predominantemente limosos y arcillosos (> 40% finos), se emplea el método de Terzagui, el cual se basa en la hipótesis de un mecanismo de rotura bidimensional, junto con una ley de resistencia del terreno, estableciendo las condiciones límites de equilibrio, entre las fuerzas aplicadas externamente (cargas) y las desarrolladas en el terreno para contrarrestarlas.

Posteriormente se han aplicado coeficientes correctores para tener en cuenta la forma del cimiento, la excentricidad de la carga, etc. llegando a la expresión general de la carga de hundimiento, según la cual:

$$Q_h = (c \cdot N_c) + (q \cdot N_q) + (0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma) \text{ para zapatas corridas de longitud indefinida}$$

$$Q_h = (1,2 \cdot c \cdot N_c) + (q \cdot N_q) + (0,3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma) \text{ para zapatas cuadradas o circulares}$$

siendo:

c = cohesión estimada del terreno de cimentación bajo cimentación (T/m^2).

q = sobrecarga sobre el nivel de cimentación = $\gamma \cdot D$ (T/m^2).

B = ancho de la zapata (m).

γ = peso específico del terreno bajo cimentación (T/m^3).

N_c , N_q y N_γ : son los factores de capacidad de carga, en función del ángulo de rozamiento interno del terreno, donde:

$$\begin{cases} (c \cdot N_c) = \text{expresa el efecto de la cohesión del suelo.} \\ (q \cdot N_q) = \text{es el efecto del suelo situado por encima de la cimentación.} \\ (0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma) = \text{expresa la capacidad de carga del suelo.} \end{cases}$$

Una vez calculada la carga de la carga de hundimiento se le aplica posteriormente un coeficiente de seguridad de 3 para obtener la carga o tensión admisible del terreno. En el caso más desfavorable, con una carga rápida sobre un terreno arcilloso saturado (ángulo de rozamiento = 0), la ecuación general queda como:

$$Q_h = 5,14 \cdot c_u + q$$

En las estructuras en las que todo el bulbo de tensiones del cimiento se distribuye en terrenos predominantemente granulares o no cohesivos, la aplicación de la fórmula general tanto de Terzaghi como de Hansen, conducen a cargas admisibles del terreno elevadas y muy superiores a las habitualmente consideradas en este tipo de terrenos, por los altos valores de N_q y N_γ , que suelen ser superiores a 30°. Este hecho no garantiza que los asientos sean admisibles para las tensiones de trabajo obtenidas, por lo que suele ser habitual, fijar dichas tensiones en función de los asientos.

En estos casos se emplean las correlaciones empíricas establecidas por Terzagui y Peck, donde ligan el ancho del cimiento y la tensión media admisible con el resultado del ensayo de penetración estándar SPT y un asiento asignado de 1" (2,54 cm) o las de Meyerhof, donde liga la tensión admisible media y el asiento que se produce en un espesor de terreno igual a la anchura del cimiento, contando a partir de la cota de desplante de la cimentación.

En suelos granulares la presión vertical admisible de servicio suele encontrarse limitada por condiciones de asiento, más que por hundimiento. Dada la dificultad en el muestreo de estos suelos, un método tradicional para el diseño de cimentaciones consiste en el empleo de correlaciones empíricas más o menos directas con ensayos de penetración, o con otro tipo de ensayos in situ a su vez correlacionables.

Cuando la superficie del terreno sea marcadamente horizontal (pendiente inferior al 10%), la inclinación con la vertical de la resultante de las acciones sea menor del 10% y se admita la producción de asientos de hasta 25 mm, la presión vertical admisible de servicio podrá evaluarse mediante las siguientes expresiones basadas en el golpeo N_{SPT} .

Para cimientos con un ancho equivalente $B < 1,20$ metros:

$$q_{adm} = 12N_{SPT} \left[1 + \frac{D}{3B} \right] \cdot \left(\frac{S_t}{25} \right) \text{ KN / m}^2$$

Para cimientos con un ancho equivalente $B \geq 1,20$ metros:

$$q_{adm} = 8N_{SPT} \left[1 + \frac{D}{3B} \right] \cdot \left(\frac{S_t}{25} \right) \cdot \left(\frac{B+0,3}{B} \right)^2 \text{ KN / m}^2$$

siendo:

N_{SPT} = valor medio de los resultados obtenidos en una zona de influencia de la cimentación comprendida entre un plano situado a una distancia $0,5 B$ por encima de su base y otro situado a una distancia mínima $2B$ por debajo de la misma.

S_t = asiento total admisible en milímetros.

D = profundidad bajo la superficie del terreno.

$\left[1 + \frac{D}{3B} \right]$ = el valor a introducir en la ecuaciones será menor o igual a 1,3.

➤ 2. METODOLOGÍA EMPLEADA EN EL CÁLCULO DE ASIENTOS:

La determinación del asiento previsible, siempre y cuando no venga limitado en el método de cálculo de la capacidad portante (caso de cimentaciones apoyadas sobre roca, arcillas y pilotes) o en caso de grandes zapatas o losas de cimentación, se realizará de manera individualizada en función del tipo de cimentación, tensión admisible adoptada y los diferentes niveles de terreno detectados bajo cimentación y cuya metodología se explica a continuación:

2.1 ASIENTOS DE ZAPATAS SOBRE TERRENOS ROCOSOS Y COHESIVOS PUROS.

En caso de terrenos rocosos y cohesivos puros, para la comprobación de los asientos esperados se recurren a métodos elásticos, a partir de los módulos de deformación representativos del terreno, obtenidos a partir del RMR calculado tanto en campo como en sondeos en el caso de terrenos rocosos y obtenidos a partir de los ensayos SPT mediante la expresión de Whitman y Richard, según la cual:

$$S \text{ (cm)} = \frac{q \times (1 - \nu^2) \times \sqrt{B \times L}}{\beta_z \times E}$$

donde:

β_z = parámetro que depende de las dimensiones de la cimentación (ver gráfico).

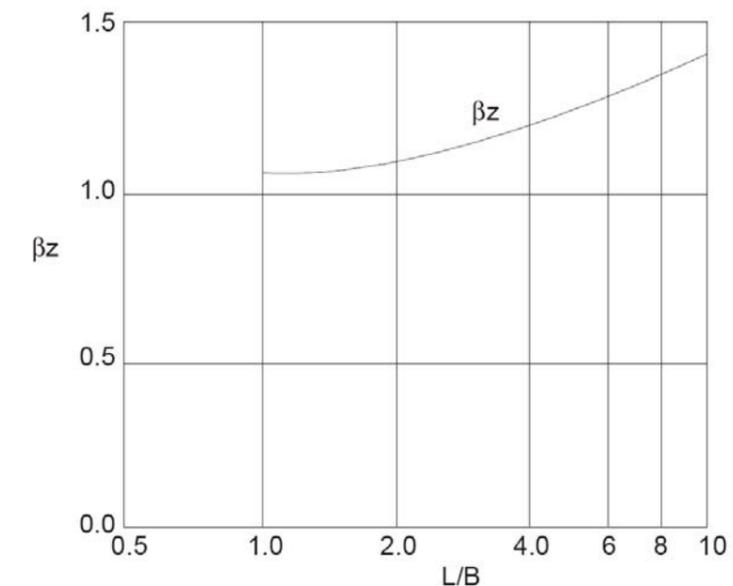
q = carga total aplicada (Kg/cm^2).

B = ancho de cimentación (cm).

L = longitud de cimentación (cm).

ν = coeficiente de Poisson.

E = módulo de deformación del terreno (Kg/cm^2).



Para la determinación del módulo de deformación en caso de terrenos granulares poco consolidados (depósitos aluviales) y según D'Appolonia se emplea la siguiente expresión:

$$E = 10^* (1 - \nu^2) * (20,9 + 0,89 * N_{spt}) \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

En caso de terrenos consolidados y granulares (suelos residuales) se utilizaría:

$$E = 10^* (1 - \nu^2) * (47,3 + 1,19 * N_{spt}) \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

Mientras que en el caso de terrenos cohesivos, la relación quedaría:

$$E \approx 350 \cdot C_u \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

Y finalmente en el caso de terrenos rocosos, el módulo de deformación vendrá definido por el Índice de calidad RMR, mediante la expresión:

$$E_{\text{macizo}} = 2 \text{ RMR} - 100 \text{ (Gpa para RMR} < 50\text{)}$$

$$E_{\text{macizo}} = \alpha \cdot 10^{\frac{\text{RMR}-10}{40}} \text{ (Gpa para RMR} \geq 50\text{)}$$

siendo:

$\alpha = 0,1$ para resistencias a compresión simple (q_u) de 1 Mpa

$\alpha = 0,2$ para resistencias a compresión simple (q_u) de 4 Mpa

$\alpha = 0,3$ para resistencias a compresión simple (q_u) de 10 Mpa

$\alpha = 0,7$ para resistencias a compresión simple (q_u) de 50 Mpa

$\alpha = 1,0$ para resistencias a compresión simple (q_u) de >100 Mpa

2.2 ASIENTOS SOBRE LOSAS DE CIMENTACIÓN O GRANDES ZAPATAS.

Al tratarse de grandes zapatas o losas apoyadas sobre terrenos granulares se emplea el método de Burland y Burbridge, según la cual:

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

donde:

S_i = Asiento medio al final de la construcción, en mm

f_l = coeficiente que tiene en cuenta la existencia de una capa rígida bajo cimentación

f_s = coeficiente que tiene en cuenta las dimensiones de la cimentación

q' = Tensión efectiva bruta, aplicada en la base de la cimentación (KN/m²)

I_c = Índice de compresibilidad, definido en función del valor medio del ensayo SPT

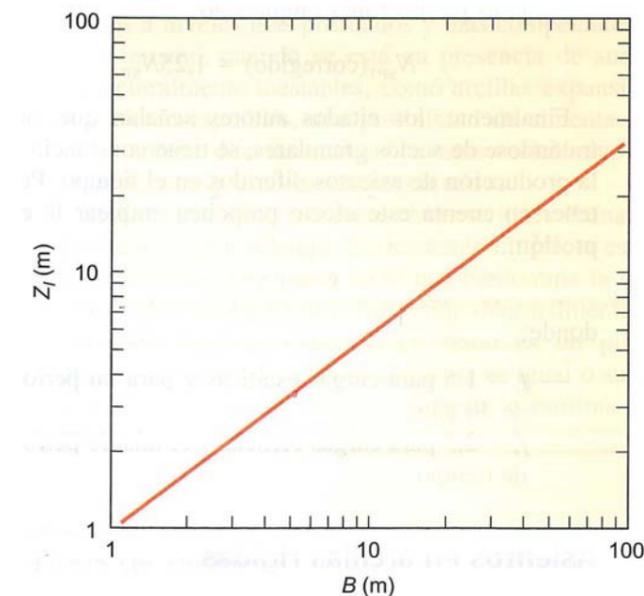
A continuación se muestran los cálculos necesarios en cada factor de la fórmula:

f_s : Es un coeficiente adimensional que tiene en cuenta la forma de la losa y cuya expresión viene dada por:

$$f_s = \frac{1,25 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^2}{\left(\frac{L}{B}\right) + 0,25} \quad \text{siendo} \quad \begin{cases} L: \text{ largo cimentación (m)} \\ B: \text{ ancho de la cimentación (m)} \end{cases}$$

f_l : Es un coeficiente adimensional que tiene en cuenta la existencia o no de una capa o estrato rígido por debajo de la cimentación, si ésta se encuentra a una profundidad (H_s) inferior a la zona de influencia de la cimentación (Z_i) y cuya expresión viene dada por:

$$f_l = \frac{H_s}{Z_i} \left(2 - \frac{H_s}{Z_i}\right) \quad \text{siendo} \quad \begin{cases} H_s: \text{ Profundidad a la que se encuentra la capa rígida} \\ \text{bajo la cimentación (m)} \\ Z_i: \text{ Zona de influencia de la cimentación (m), según} \\ \text{tabla adjunta} \end{cases}$$



Zona de influencia en función del ancho (B) de la cimentación

q' : Es la tensión efectiva bruta, aplicada en la base de la cimentación, que en el caso de terrenos sobreconsolidados o para cimentaciones situadas en el fondo de una excavación, tiene en cuenta las sobrecargas ejercidas por el terreno excavado (σ'_{v0}) y que modifica la carga transmitida mediante las ecuaciones:

$$\left\{ \begin{array}{ll} q' = q - \frac{2}{3} \sigma'_{vo} & \text{cuando } \sigma'_{vo} \leq q' \\ q' = \frac{q}{3} & \text{cuando } \sigma'_{vo} \geq q' \end{array} \right.$$

La tensión vertical efectiva (σ'_{vo}) se calcula multiplicando la altura excavada (m) por la densidad de los materiales retirados (expresado en kN/m^2).

I_c : Es el índice de compresibilidad del terreno que se rige por la expresión:

$$I_c = \frac{1,71}{N^{1,4}}$$

donde N es la media aritmética de los golpes N_{spt} a lo largo de la zona de influencia de la cimentación.

Finalmente y según señalan los autores se tiene constancia de que en suelos granulares se producen asientos diferidos en el tiempo, bien por lavado de finos o propios reordenamientos internos del terreno, por lo que consideran este efecto multiplicando el asiento S_i instantáneo por una constante que en este caso sería:

$$S_t = S_i * f_t$$

donde:

$f_t = 1.5$ en el caso de cargas estáticas y para un período de 30 años.

$f_t = 2.5$ en el caso de cargas cíclicas y para un período de 30 años.

2.3 MOVIMIENTOS ADMISIBLES

Los movimientos que puede admitir una cimentación sin causar daño significativo a la estructura que soporta dependen de su tipología. En general, para estructuras convencionales de hormigón y/o acero, se suelen recomendar ciertos límites. Son de amplio uso los siguientes valores:

- Asiento máximo de zapatas aisladas = 2,50 cm.
- Asiento máximo de losas de cimentación = 5,00 cm.
- Asiento diferencial máximo entre apoyos contiguos = $L/200$ a $L/500$ dependiendo de la rigidez de la estructura (L = distancia entre apoyos).

- Inclinationes máximas: entre $\theta = 1/1000$ y $6/1000$.

➤ 3. CÁLCULO DEL COEFICIENTE BALASTO:

3.1 COEFICIENTE DE BALASTO VERTICAL

Para las cimentaciones rígidas se considera aceptable suponer que la distribución de tensiones en el contacto hormigón-terreno es lineal. Para las cimentaciones flexibles es necesario considerar la deformabilidad del terreno en el cálculo de esfuerzos. Para ello es recomendable utilizar un modelo numérico adecuado que tenga en cuenta este aspecto.

El modelo más sencillo, cuya utilización se recomienda, sería el denominado modelo de Winkler en el que el terreno es sustituido por unos «resortes» cuya rigidez viene determinada por la expresión siguiente:

$$R = K \times A$$

donde:

R = Rigidez del modelo de Winkler.

K = Módulo de balasto.

A = Área del terreno representada por el «resorte».

El módulo de balasto K debe elegirse después de un cálculo específico de asientos de la cimentación que permita conocer, en cada parte de la zona de apoyo, tanto la presión local, p , como el asiento, s . El módulo de balasto queda definido por el cociente:

$$K = \frac{p}{s}$$

El módulo de balasto no es una característica del terreno, es un valor que depende, además de la deformabilidad del terreno, de la geometría de la cimentación y de su rigidez.

CÁLCULOS REALIZADOS



**CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO
A PARTIR DE LA RESISTENCIA EN PUNTA
EN TERRENOS GRANULARES**

DATOS DE LA OBRA:

PETICIONARIO: Excma. Diputación Provincial de Pontevedra

OBRA: Ejecución de muro de mampostería en E.P. 6509 Escuadro - Silleda

ENSAYO Nº: Entorno PDC-1

COTA DE INICIO: Cota nivel carretera

Cálculo de la tensión admisible a partir de la "Fórmula de los Holandeses"

Número de golpes (N _{borros})	Profundidad parcial (cm)	Profundidad total (cm)	Resistencia dinámica (Q _{din}) (Kg/cm ²)	Resistencia estática (Q _{est}) (Kg/cm ²)	Tensión admisible (σ _{adm}) (Kg/cm ²)
0	0	0	0,00	0,00	0,00
5	20	20	41,37	2,07	0,52
7	20	40	57,92	2,90	0,72
4	20	60	33,09	1,65	0,41
4	20	80	33,09	1,65	0,41
4	20	100	33,09	1,65	0,41
3	20	120	24,82	1,24	0,31
2	20	140	16,55	0,83	0,21
1	20	160	8,27	0,41	0,10
1	20	180	8,27	0,41	0,10
2	20	200	16,55	0,83	0,21
3	20	220	24,82	1,24	0,31
3	20	240	24,82	1,24	0,31
1	20	260	8,27	0,41	0,10
1	20	280	8,27	0,41	0,10
46	20	300	380,59	19,03	2,50
200	20	320	1654,73	82,74	5,00



**CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO
A PARTIR DE LA RESISTENCIA EN PUNTA
EN TERRENOS GRANULARES**

DATOS DE LA OBRA:

PETICIONARIO: Excma. Diputación Provincial de Pontevedra

OBRA: Ejecución de muro de mampostería en E.P. 6509 Escuadro - Silleda

ENSAYO Nº: Entorno PDC-2

COTA DE INICIO: Cota nivel carretera

Cálculo de la tensión admisible a partir de la "Fórmula de los Holandeses"

Número de golpes (N _{borros})	Profundidad parcial (cm)	Profundidad total (cm)	Resistencia dinámica (Q _{din}) (Kg/cm ²)	Resistencia estática (Q _{est}) (Kg/cm ²)	Tensión admisible (σ _{adm}) (Kg/cm ²)
0	0	0	0,00	0,00	0,00
4	20	20	33,09	1,65	0,41
4	20	40	33,09	1,65	0,41
2	20	60	16,55	0,83	0,21
2	20	80	16,55	0,83	0,21
6	20	100	49,64	2,48	0,62
7	20	120	57,92	2,90	0,72
2	20	140	16,55	0,83	0,21
1	20	160	8,27	0,41	0,10
1	20	180	8,27	0,41	0,10
1	20	200	8,27	0,41	0,10
1	20	220	8,27	0,41	0,10
1	20	240	8,27	0,41	0,10
1	20	260	8,27	0,41	0,10
2	20	280	16,55	0,83	0,21
1	20	300	8,27	0,41	0,10
4	20	320	33,09	1,65	0,41
4	20	340	33,09	1,65	0,41
4	20	360	33,09	1,65	0,41
4	20	380	33,09	1,65	0,41
4	20	400	33,09	1,65	0,41
4	20	420	33,09	1,65	0,41
4	20	440	33,09	1,65	0,41
5	20	460	41,37	2,07	0,52
6	20	480	49,64	2,48	0,62
27	20	500	223,39	11,17	2,50
48	20	520	397,14	19,86	2,50
200	20	540	1654,73	82,74	5,00



CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO
A PARTIR DE LA RESISTENCIA EN PUNTA
EN TERRENOS GRANULARES

DATOS DE LA OBRA:

PETICIONARIO: Excma. Diputación Provincial de Pontevedra

OBRA: Ejecución de muro de mampostería en E.P. 6509 Escuadro - Silleda

ENSAYO Nº: Entorno PDC-3

COTA DE INICIO: Cota nivel carretera

Cálculo de la tensión admisible a partir de la "Fórmula de los Holandeses"

Número de golpes (N _{borros})	Profundidad parcial (cm)	Profundidad total (cm)	Resistencia dinámica (Q _{din}) (Kg/cm ²)	Resistencia estática (Q _{est}) (Kg/cm ²)	Tensión admisible (σ _{adm}) (Kg/cm ²)
0	0	0	0,00	0,00	0,00
4	20	20	33,09	1,65	0,41
5	20	40	41,37	2,07	0,52
5	20	60	41,37	2,07	0,52
4	20	80	33,09	1,65	0,41
4	20	100	33,09	1,65	0,41
2	20	120	16,55	0,83	0,21
1	20	140	8,27	0,41	0,10
1	20	160	8,27	0,41	0,10
3	20	180	24,82	1,24	0,31
1	20	200	8,27	0,41	0,10
4	20	220	33,09	1,65	0,41
5	20	240	41,37	2,07	0,52
6	20	260	49,64	2,48	0,62
9	20	280	74,46	3,72	0,93
21	20	300	173,75	8,69	2,17
18	20	320	148,93	7,45	1,86
27	20	340	223,39	11,17	2,50
55	20	360	455,05	22,75	3,00
200	20	380	1654,73	82,74	5,00



**CÁLCULO DE ASIENTOS EN GRANDES
ZAPATAS DE CIMENTACIÓN (MÉTODO DE
BURLAND Y BURBRIDGE, 1985)**

DATOS DE LA OBRA	
PETICIONARIO: Excma. Deputación de Pontevedra	SITUACIÓN: E.P. 6509 Escuadro - Silleda (Pontevedra)
OBRA: Ejecución de muro de mampostería	ENSAYO Nº: Penetrómetro "PDC-1"

DATOS DE CÁLCULO	
LARGO MEDIO DE LA ZAPATA (en metros):	23,00 metros
ANCHO MEDIO DE LA ZAPATA (B) (en metros):	2,00 metros
ZONA DE INFLUENCIA DE LA ZAPATA (Z _i) (en metros):	1,71 metros
PROFUNDIDAD DE LA CAPA RESISTENTE DESDE COTA CIMENTACIÓN (H _s) (en metros):	0,60 metros
TENSIÓN EFECTIVA BRUTA APLICADA EN LA BASE DE LA CIMENTACIÓN (q' _b) (en KN/m ²):	200,00 KN/m²
PESO ESPECÍFICO APARENTE DEL TERRENO POR ENCIMA DE LA CIMENTACIÓN (γ _{ap}) (en KN/m ³):	18,00 KN/m³
PROFUNDIDAD FINAL DE EXCAVACIÓN (en metros):	1,75 metros
SOBRECARGAS DEL TERRENO A LA COTA DE CIMENTACIÓN (σ' _{vo}) (en KN/m ²):	31,50 KN/m²
N _{SPT} DE CÁLCULO ESTIMADO EN LA ZONA DE INFLUENCIA DE LA CIMENTACIÓN:	18 golpes

$S_i \text{ (mm)} = f_s * f_i * q'_b * B^{0,7} * I_c$ asiento medio al final de la construcción
 $S_t \text{ (mm)} = S_i * 1,5$ asiento diferido al cabo de 30 años y para cargas estáticas
 $S_c \text{ (mm)} = S_i * 2,5$ asiento diferido al cabo de 30 años y para cargas cíclicas

<p>f_s = factor de forma de la zapata:</p> $f_s = \left(\frac{1,25 * \left(\frac{L}{B} \right)}{\left(\frac{L}{B} \right) + 0,25} \right)^2$	<p>f_i = factor adimensional de existencia o no, de una capa o si ésta se encuentra dentro de la zona de influencia de la cimentación:</p> $f_i = \frac{H_s}{Z_i} * \left(2 - \frac{H_s}{Z_i} \right)$
<p>q' = tensión efectiva bruta en la base de la cimentación que en el caso de cimentaciones situadas en el fondo de excavaciones, tiene en cuenta las sobrecargas ejercidas por el terreno excavado y que modifica la carga mediante:</p> $q' = q'_b - \frac{2}{3} * \sigma'_{v0} \text{ cuando } \sigma'_{v0} < q'_b$ $q' = \frac{q'_b}{3} \text{ cuando } \sigma'_{v0} \geq q'_b$	<p>I_c = índice de compresibilidad del terreno a lo largo de la zona de influencia de la cimentación:</p> $I_c = \frac{1,7}{N_{med}^{1,4}}$
<p>Factor de forma de la zapata (f_s) = 1,497 Factor de capa resistente (f_i) = 0,580 Tensión por excavación (q'_b) = 175,54 Factor de ancho de cimient (B^{0,7}) = 1,62 Índice de compresibilidad (I_c) = 0,031</p>	<p>Asiento instantáneo S_i = 0,77 centímetros Asiento diferido S_{30 años} = 1,15 centímetros</p>



**CÁLCULO DE ASIENTOS EN GRANDES
ZAPATAS DE CIMENTACIÓN (MÉTODO DE
BURLAND Y BURBRIDGE, 1985)**

DATOS DE LA OBRA	
PETICIONARIO: Excma. Deputación de Pontevedra	SITUACIÓN: E.P. 6509 Escuadro - Silleda (Pontevedra)
OBRA: Ejecución de muro de mampostería	ENSAYO Nº: Penetrómetro "PDC-2"

DATOS DE CÁLCULO	
LARGO MEDIO DE LA ZAPATA (en metros):	23,00 metros
ANCHO MEDIO DE LA ZAPATA (B) (en metros):	2,00 metros
ZONA DE INFLUENCIA DE LA ZAPATA (Z _i) (en metros):	1,71 metros
PROFUNDIDAD DE LA CAPA RESISTENTE DESDE COTA CIMENTACIÓN (H _s) (en metros):	0,60 metros
TENSIÓN EFECTIVA BRUTA APLICADA EN LA BASE DE LA CIMENTACIÓN (q' _b) (en KN/m ²):	200,00 KN/m²
PESO ESPECÍFICO APARENTE DEL TERRENO POR ENCIMA DE LA CIMENTACIÓN (γ _{ap}) (en KN/m ³):	18,00 KN/m³
PROFUNDIDAD FINAL DE EXCAVACIÓN (en metros):	3,30 metros
SOBRECARGAS DEL TERRENO A LA COTA DE CIMENTACIÓN (σ' _{vo}) (en KN/m ²):	59,40 KN/m²
N _{SPT} DE CÁLCULO ESTIMADO EN LA ZONA DE INFLUENCIA DE LA CIMENTACIÓN:	19 golpes

$S_i \text{ (mm)} = f_s * f_i * q'_b * B^{0,7} * I_c$ asiento medio al final de la construcción
 $S_t \text{ (mm)} = S_i * 1,5$ asiento diferido al cabo de 30 años y para cargas estáticas
 $S_c \text{ (mm)} = S_i * 2,5$ asiento diferido al cabo de 30 años y para cargas cíclicas

<p>f_s = factor de forma de la zapata:</p> $f_s = \left(\frac{1,25 * \left(\frac{L}{B} \right)}{\left(\frac{L}{B} \right) + 0,25} \right)^2$	<p>f_i = factor adimensional de existencia o no, de una capa o si ésta se encuentra dentro de la zona de influencia de la cimentación:</p> $f_i = \frac{H_s}{Z_i} * \left(2 - \frac{H_s}{Z_i} \right)$
<p>q' = tensión efectiva bruta en la base de la cimentación que en el caso de cimentaciones situadas en el fondo de excavaciones, tiene en cuenta las sobrecargas ejercidas por el terreno excavado y que modifica la carga mediante:</p> $q' = q'_b - \frac{2}{3} * \sigma'_{v0} \text{ cuando } \sigma'_{v0} < q'_b$ $q' = \frac{q'_b}{3} \text{ cuando } \sigma'_{v0} \geq q'_b$	<p>I_c = índice de compresibilidad del terreno a lo largo de la zona de influencia de la cimentación:</p> $I_c = \frac{1,7}{N_{med}^{1,4}}$
<p>Factor de forma de la zapata (f_s) = 1,497 Factor de capa resistente (f_i) = 0,580 Tensión por excavación (q'_b) = 157,30 Factor de ancho de cimient (B^{0,7}) = 1,62 Índice de compresibilidad (I_c) = 0,028</p>	<p>Asiento instantáneo S_i = 0,61 centímetros Asiento diferido S_{30 años} = 0,92 centímetros</p>



**CÁLCULO DE ASIENTOS EN GRANDES
ZAPATAS DE CIMENTACIÓN (MÉTODO DE
BURLAND Y BURBRIDGE, 1985)**

DATOS DE LA OBRA	
PETICIONARIO: Excm. Deputación de Pontevedra	SITUACIÓN: E.P. 6509 Escuadro - Silleda (Pontevedra)
OBRA: Ejecución de muro de mampostería	ENSAYO Nº: Penetrómetro "PDC-3"

DATOS DE CÁLCULO	
LARGO MEDIO DE LA ZAPATA (en metros):	23,00 metros
ANCHO MEDIO DE LA ZAPATA (B) (en metros):	2,00 metros
ZONA DE INFLUENCIA DE LA ZAPATA (Z _i) (en metros):	1,71 metros
PROFUNDIDAD DE LA CAPA RESISTENTE DESDE COTA CIMENTACIÓN (H _s) (en metros):	1,20 metros
TENSIÓN EFECTIVA BRUTA APLICADA EN LA BASE DE LA CIMENTACIÓN (q' _b) (en KN/m ²):	200,00 KN/m²
PESO ESPECÍFICO APARENTE DEL TERRENO POR ENCIMA DE LA CIMENTACIÓN (γ _{ap}) (en KN/m ³):	18,00 KN/m³
PROFUNDIDAD FINAL DE EXCAVACIÓN (en metros):	1,40 metros
SOBRECARGAS DEL TERRENO A LA COTA DE CIMENTACIÓN (σ' _{v0}) (en KN/m ²):	25,20 KN/m²
N _{SPT} DE CÁLCULO ESTIMADO EN LA ZONA DE INFLUENCIA DE LA CIMENTACIÓN:	18 golpes

S_i (mm) = f_s*f_i*q'_b*B^{0,7}*I_c asiento medio al final de la construcción

S_t (mm) = S_i*1,5 asiento diferido al cabo de 30 años y para cargas estáticas

S_t (mm) = S_i*2,5 asiento diferido al cabo de 30 años y para cargas cíclicas

<p>f_s = factor de forma de la zapata:</p> $f_s = \left(\frac{1,25 * \left(\frac{L}{B} \right)^2}{\left(\frac{L}{B} \right) + 0,25} \right)$	<p>f_i = factor adimensional de existencia o no, de una capa o si ésta se encuentra dentro de la zona de influencia de la cimentación:</p> $f_i = \frac{H_s}{Z_i} * \left(2 - \frac{H_s}{Z_i} \right)$				
<p>q' = tensión efectiva bruta en la base de la cimentación que en el caso de cimentaciones situadas en el fondo de excavaciones, tiene en cuenta las sobrecargas ejercidas por el terreno excavado y que modifica la carga mediante:</p> $q' = q'_b - \frac{2}{3} * \sigma'_{v0} \quad \text{cuando } \sigma'_{v0} < q'_b$ $q' = \frac{q'_b}{3} \quad \text{cuando } \sigma'_{v0} \geq q'_b$	<p>I_c = índice de compresibilidad del terreno a lo largo de la zona de influencia de la cimentación:</p> $I_c = \frac{1,7}{N_{med}^{1,4}}$				
<p>Factor de forma de la zapata (f_s) = 1,497 Factor de capa resistente (f_i) = 0,912 Tensión por excavación (q'_b) = 179,66 Factor de ancho de cimiento (B^{0,7}) = 1,62 Índice de compresibilidad (I_c) = 0,031</p>	<table border="1"> <tbody> <tr> <td>Asiento instantáneo S_i =</td> <td>1,23 centímetros</td> </tr> <tr> <td>Asiento diferido S_{30 años} =</td> <td>1,85 centímetros</td> </tr> </tbody> </table>	Asiento instantáneo S_i =	1,23 centímetros	Asiento diferido S_{30 años} =	1,85 centímetros
Asiento instantáneo S_i =	1,23 centímetros				
Asiento diferido S_{30 años} =	1,85 centímetros				

**APÉNDICE 10: TABLAS DE CORRELACIÓN DE PARÁMETROS
GEOTÉCNICOS EMPLEADOS**

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS TÍPICOS EN SUELOS

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (S.U.C.S.)				
DIVISION MAYOR	SYMBOL	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO	
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla núm. 200	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos.	Coefficiente de uniformidad C_u : mayor de 4 Coefficiente de curvatura C_c : entre 1 y 3 $C_u = (D_{60})/(D_{10})$ $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \cdot D_{60})$	
	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos.	NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACION PARA GW	
	GM	d	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo.	Límites de Atterberg abajo de la "Línea A" o I.P. menor que 4
		u	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla.	Límites de Atterberg arriba de la "Línea A" con I.P. mayor que 7
	SW	d	Arenas bien graduadas, arena con gravas, con poco o nada de finos.	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ mayor de 6, $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ entre 1 y 3
		u	Arenas mal graduadas, arena con gravas, con poco o nada de finos.	No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW
	SM	d	Arenas limosas, mezclas de arenas y limo.	Límites de Atterberg abajo de la "Línea A" con I.P. menor que 4
		u	Arenas arcillosas, mezclas de arenas y arcilla.	Límites de Atterberg arriba de la "Línea A" con I.P. mayor que 7
	SUELOS DE PARTICULAS FINAS 80µm Más de la mitad del material pasa por la malla número 200	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.	EQUIVALENCIA DE SÍMBOLOS G = GRAVAS, M = LIMO, S = ARENAS, C = ARCILLAS, O = SUELOS ORGANICOS, W = BIEN GRADUADOS, P = MAL GRADUADOS, Pt = TURBA L = BAJA COMPRESIBILIDAD, H = ALTA COMPRESIBILIDAD
			Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.	
CL		Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.	CARTA DE PLASTICIDAD PARA LA CLASIFICACION DE SUELOS DE PARTICULAS FINAS EN LAB	
		Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos elásticos.		
MH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.	INDICE PLASTICO vs LIMITE LIQUIDO		
	Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.			
OH	Turbas y otros suelos altamente orgánicos.			
	Pt			

Grados de expansividad y valores medios de parámetros geotécnicos

Grado	Expansividad	Finos (%)	Límite líquido	Índice Lambe (kPa)	Presión de hinchamiento (kPa)	Hinchamiento libre (%)
I	Baja	< 30	< 35	< 80	< 25	< 1
II	Baja a media	30-60	35-50	80-150	25-125	1-4
III	Media a alta	60-95	50-65	150-230	125-300	4-10
IV	Muy alta	> 95	> 65	> 230	> 300	> 10

Rango de valores del coeficiente de permeabilidad en suelos

Tipo de suelo	k (cm/s)
Grava mal graduada (GP)	≥ 1
Grava uniforme (GU)	0,2-1
Grava bien graduada (GW)	0,05-0,3
Arena uniforme (SU)	5×10^{-3} -0,2
Arena bien graduada (SW)	10^{-3} -0,1
Arena limosa (SM)	10^{-3} - 5×10^{-3}
Arena arcillosa (SC)	10^{-4} - 10^{-3}
Limo de baja plasticidad (ML)	5×10^{-5} - 10^{-4}
Arcillas de baja plasticidad (CL)	10^{-5} - 10^{-8}

Tabla 2.4.3. Algunas características elementales de los suelos que pueden utilizarse para estimaciones previas

Tipo de suelos	Compacidad	Índice de poros (2)	Cohesión (kPa)	Ángulo de Rozamiento (ϕ^0)	Módulo de deformación (5) drenado (MPa)	Coefficiente de permeabilidad (3) (cm/s)		
Suelos granulares (1)	Gravas y arenas limpias (arenas > 10%)	Densa	0,25	0	45	100	10^{-2}	
		Media	0,35	0	40	50		
		Floja	0,45	0	35	20		
	Gravas y arenas con algo de limos y/o arcillas (5-10%) (4)	Densa	0,20	10	40	50	10^{-3}	
		Media	0,30	5	35	20		
		Floja	0,40	2	30	10		
	Gravas y arenas con gran contenido en suelos finos (5-10%) (4)	Densa	0,15	20	35	50	10^{-4}	
		Media	0,25	10	30	20		
		Floja	0,35	5	27	10		
	Rellenos artificiales	Banquetas de todo-uno vertidas y escolleras de granulometría continua (sucias)	Floja	0,50	0	40	10	1
			Muy floja	0,70	0	35	5	
	Suelos cohesivos	Limos de granulometría uniforme con algo de arena y arcilla	Dura o firme	0,40	100	50	30	40
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	

Los suelos con contenidos apreciables de materia orgánica tienen características mecánicas mucho más pobres que las indicadas en esta tabla.

- (1) Los suelos calcáreos, particularmente los conchíferos o coralinos, pueden tener ángulos de rozamiento claramente más bajos, en particular para presiones altas (cargas de hundimiento por punta de pilotes).
- (2) Para calcular pesos específicos puede utilizarse un peso específico relativo de las partículas igual a 2,7.
- (3) Los coeficientes de permeabilidad indicados son únicamente un valor típico. Suelos que obedecen a una misma descripción preliminar pueden tener permeabilidades dos e incluso tres ordenes de magnitud diferentes a los indicados.
- (4) El contenido en finos se refiere al porcentaje que pasa por el tamiz 0,008 UNE.
- (5) El módulo de Poisson puede tomarse entre 0,30 para los suelos densos y 0,40 para los más flojos o blandos.
- (6) La resistencia al corte sin drenaje de suelos arcillosos normalmente consolidados depende de la presión vertical efectiva. Ver 2.2.8.3.

Propiedades de estado de suelos de grano grueso

Suelos de grano grueso	Densidad relativa D_r (%)	Densidad seca γ_d (kN/m^3)	Humedad W (%)	Índice de huecos e
Muy flojos	0-40	< 14,0	> 16	> 0,9
Flojos	40-60	14,0-16,0	12-16	0,65-0,9
Medianamente densos	60-80	16,0-17,5	8-12	0,55-0,65
Densos	80-90	17,5-18,5	6-8	0,4-0,55
Muy densos	90-100	> 18,5	< 6	< 0,4

Propiedades de estado de suelos finos

Suelos finos	Índice de fluidez, I_L	Densidad seca γ_d (kN/m^3)	Humedad W (%)	Índice de huecos e
Muy blandos	1,00-0,80	< 1,40	> 55	> 1,30
Blandos	0,80-0,65	1,40-1,55	40-55	1,0-1,3
Consistencia media	0,65-0,40	1,55-1,70	25-40	0,7-1,0
Duros	0,40-0,25	1,70-1,80	15-25	0,5-0,7
Muy duros	< 0,25	> 1,80	< 15	< 0,5

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS TÍPICOS EN ROCAS
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.

Procedimiento indirecto	Calificativo	Valor estimado (MPa)
Se puede rayar con la uña.	Especialmente débil	< 1
Se rompe con golpes de martillo moderados. Se puede rayar con la navaja.	Muy baja	1 a 5
Se raya difícilmente con la navaja.	Baja	5 a 25
No puede rayarse con la navaja. Se puede romper con un golpe de martillo.	Media	25 a 50
Se requieren varios golpes de martillo para romperla.	Alta	50 a 100
Difícil de romper con el martillo de geólogo.	Muy alta	100 a 250
Con el martillo de geólogo sólo se pueden producir algunas esquirlas.	Extremadamente alta	> 250

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

	Rocas	Peso Específico (kN/m ³)	Resistencia a Compresión Simple de los Fragmentos Sanos (MPa)	Módulo de Deformación (MPa)	
Duras	ÍGNEAS	26	100	MASIVAS	50.000
	METAMÓRFICAS Gneis, Cuarzitas			DIACLASADAS	20.000
	SEDIMENTARIAS Areniscas bien cementadas, algunas calizas y dolomías más compactas			MUY DIACLASADAS	10.000
Medias	METAMÓRFICAS Esquistos y pizarras	24	50	MASIVAS	20.000
	SEDIMENTARIAS Excepto margas, areniscas, y conglomerados poco cementados			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	

Peso específico: El dato indicado puede variar ± 2 kN/m³ o incluso más en algunas rocas, particularmente si existen minerales pesados (pirritas, por ejemplo).
Resistencia: Este dato puede oscilar entre menos de la mitad y más del doble del indicado.
Módulo de deformación: Se refiere al módulo de deformación equivalente del macizo cuando se cargan áreas de dimensiones superiores al metro cuadrado. El valor del módulo puede variar entre amplios límites; pueden darse valores tres veces mayores o menores que los indicados. El módulo de Poisson puede suponerse igual a 0,2 para las rocas más duras, 0,25 para las medias y 0,3 para las blandas.

(*) Una alteración moderada de la roca puede reducir los módulos de deformación un orden de magnitud. Una alteración fuerte hace que el macizo rocoso se comporte como el suelo producto de la alteración.

Valores típicos de c y ϕ para roca sana

Roca	Cohesión c (kp/cm ²)	Ángulo de fricción básico ϕ_b (grados)
Andesita	280	45
Arenisca	80-350	30-50
Basalto	200-600	48-55
Caliza	50-400	35-50
Caliza margosa	10-60	30
Cuarzita	250-700	40-55
Diabasa	900-1.200	40-50
Diorita	150	50-55
Dolomía	220-600	25-35
Esquisto	250	25-30*
	20-150*	20-30*
Gabro	300	35
Gneiss	150-400	30-40
Granito	150-500	45-58
Grauvaca	60-100	45-50
Mármol	150-350	35-45
Lutita	30-350	40-60
		15-25*
Pizarra	100-500	40-55
	< 100*	15-30*
Toba	7	—
Yeso	—	30

(*) En superficies de laminación o esquistosidad.
 Datos seleccionados a partir de Walthan (1999), Rahn (1986), Goodman (1989), Farmer (1968), Jiménez Salas y Justo Alpáñez (1975).

Valores típicos de permeabilidad de la matriz rocosa

Roca	k (m/s)
Arenisca	10^{-5} - 10^{-10}
Caliza y dolomía	10^{-6} - 10^{-12}
Esquisto	10^{-7} - 10^{-8}
Pizarra	10^{-11} - 10^{-13}
Granito	10^{-9} - 10^{-12}
Lutita	10^{-8} - 10^{-13}
Rocas metamórficas	10^{-9} - 10^{-12}
Rocas volcánicas	10^{-7} - 10^{-12}
Sal	$< 10^{-11}$ - 10^{-13}

Clasificación de la calidad del macizo rocoso según el índice RQD

RQD %	Calidad
< 25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Media
75-90	Buena
90-100	Muy buena

Valores aproximados para c y ϕ del macizo rocoso según su calidad

Clase de roca	I	II	III	IV	V
RMR	> 80	61-80	41-60	21-40	< 20
Cohesión (MPa)	> 0,4	0,3-0,4	0,2-0,3	0,1-0,2	< 0,1
Ángulo rozamiento interno	> 45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	< 15°

Constantes elásticas de las rocas

Roca intacta	Módulo de elasticidad estático, E (kg/cm ² $\times 10^5$)	Módulo de elasticidad dinámico, E_d (kg/cm ² $\times 10^5$)	Coefficiente de Poisson, ν
Andesita	3,0-4,0		0,23-0,32
Anfibolita	1,3-9,2	4,6-10,5	
Anhidrita	0,15-7,6		0,1-0,4 (0,24-0,31)
Arenisca	0,3-6,1	0,5-5,6	0,19-0,38 (0,25)
Basalto	3,2-10	4,1-8,7	0,12-0,33 (0,25-0,30)
Caliza	1,5-9,0 (2,9-6,0)	0,8-9,9	0,08-0,24 (0,11-0,15)
Cuarzita	2,2-10 (4,2-8,5)		0,28
Diabasa	6,9-9,6	6,0-9,8	
Diorita	0,2-1,7	2,5-4,4	
Dolomía	0,4-5,1	2,2-8,6	0,29-0,34 0,12-0,20
Gabro	1-6,5		0,08-0,40 (0,20-0,30)
Gneiss	1,7-8,1 (5,3-5,5)	2,5-10,5	0,01-0,31 (0,12)
Esquisto	0,6-3,9 (2,0)		0,1-0,4 (0,18-0,24)
Granito	1,7-7,7	1,0-8,4	
Grauvaca	4,7-6,3	2,3-10,7	0,25
Limolita	5,3-7,5	0,7-6,5	0,25-0,29
Lutita	0,3-2,2	1,0-7,0	
Marga	0,4-3,4	1,0-4,9	0,1-0,4 (0,23)
Mármol	2,8-7,2		
Micaesquisto	0,1-2,0		
Pizarra	0,5-3,0		0,22
Sal	0,5-2,0		0,24-0,29
Toba	0,3-7,6		
Yeso	1,5-3,6		

Valores máximos y mínimos. Valores medios entre paréntesis.
 Datos seleccionados a partir de Rahn (1986), Johnson y De Graff (1988), Goodman (1989), Walthan (1999), Duncan (1999).

Constantes elásticas de las rocas

Roca intacta	Módulo de elasticidad estático, E (kg/cm ² $\times 10^5$)	Módulo de elasticidad dinámico, E_d (kg/cm ² $\times 10^5$)	Coefficiente de Poisson, ν
Andesita	3,0-4,0		0,23-0,32
Anfibolita	1,3-9,2	4,6-10,5	
Anhidrita	0,15-7,6		0,1-0,4 (0,24-0,31)
Arenisca	0,3-6,1	0,5-5,6	0,19-0,38 (0,25)
Basalto	3,2-10	4,1-8,7	0,12-0,33 (0,25-0,30)
Caliza	1,5-9,0 (2,9-6,0)	0,8-9,9	0,08-0,24 (0,11-0,15)
Cuarzita	2,2-10 (4,2-8,5)		0,28
Diabasa	6,9-9,6	6,0-9,8	
Diorita	0,2-1,7	2,5-4,4	
Dolomía	0,4-5,1	2,2-8,6	0,29-0,34 0,12-0,20
Gabro	1-6,5		0,08-0,40 (0,20-0,30)
Gneiss	1,7-8,1 (5,3-5,5)	2,5-10,5	0,01-0,31 (0,12)
Esquisto	0,6-3,9 (2,0)		0,1-0,4 (0,18-0,24)
Granito	1,7-7,7	1,0-8,4	
Grauvaca	4,7-6,3	2,3-10,7	0,25
Limolita	5,3-7,5	0,7-6,5	0,25-0,29
Lutita	0,3-2,2	1,0-7,0	
Marga	0,4-3,4	1,0-4,9	0,1-0,4 (0,23)
Mármol	2,8-7,2		
Micaesquisto	0,1-2,0		
Pizarra	0,5-3,0		0,22
Sal	0,5-2,0		0,24-0,29
Toba	0,3-7,6		
Yeso	1,5-3,6		

Valores máximos y mínimos. Valores medios entre paréntesis.
 Datos seleccionados a partir de Rahn (1986), Johnson y De Graff (1988), Goodman (1989), Walthan (1999), Duncan (1999).

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS EN RELLENOS
TYPICAL PROPERTIES OF COMPACTED SOILS (NAVFAC DM 7.2, Table 1, p7.2-39)

Group Symbol	Soil Type	Range of Maximum Dry Unit Weight, pcf	Range of Optimum Moisture, Percent	Typical Value of Compression		Typical Strength Characteristics				Typical Coefficient of Permeability ft/min.	Range of CBR Values	Range of Subgrade Modulus k lbs/cu in
				At 1.4 tsf (20 psi)	At 3.6 tsf (50 psi)	Cohesion (as compacted) psf	Cohesion (saturated) psf	PHI (Effective Stress Friction Angle Degrees)	Tan PHI			
				Percent of Original Height								
GW	Well-graded clean gravels, gravel-sand mixture	125 - 135	11 - 8	0.3	0.6	0	0	>38	>0.79	5×10^{-2}	40 - 80	300 - 500
GP	Poorly graded clean gravels, gravel-sand mix	115 - 125	14 - 11	0.4	0.9	0	0	>37	>0.74	10^{-1}	30 - 60	250 - 400
GM	Silty gravels, poorly graded gravel-sand-silt	120 - 135	12 - 8	0.5	1.1	--	--	>34	>0.67	$>10^{-6}$	20 - 60	100 - 400
GC	Clayey gravels, poorly graded gravel-sand-clay	115 - 130	14 - 9	0.7	1.6	--	--	>31	>0.60	$>10^{-7}$	20 - 40	100 - 300
SW	Well graded clean sands, gravelly sands	110 - 130	16 - 9	0.6	1.2	0	0	38	0.79	$>10^{-3}$	20 - 40	200 - 300
SP	Poorly graded clean sands, sand-gravel mix	100 - 120	21 - 12	0.8	1.4	0	0	37	0.74	$>10^{-3}$	10 - 40	200 - 300
SM	Silty sands, poorly graded sand-silt mix	110 - 125	16 - 11	0.8	1.6	1050	420	34	0.67	5×10^{-5}	10 - 40	100 - 300
SM-SC	Sand-silt clay mix with slightly plastic fines.	110 - 130	15 - 11	0.8	1.4	1050	300	33	0.66	2×10^{-6}	5 - 30	100 - 300
SC	Clayey sands, poorly graded sand-clay-mix	105 - 125	19 - 11	1.1	2.2	1550	230	31	0.60	5×10^{-7}	5 - 20	100 - 300
ML	Inorganic silts and clayey silts	95 - 120	24 - 12	0.9	1.7	1400	190	32	0.62	$>10^{-5}$	15 or less	100 - 200
ML-CL	Mixture of inorganic silt and clay	100 - 120	22 - 12	1.0	2.2	1350	460	32	0.62	5×10^{-7}	--	--
CL	Inorganic clays of low to medium plasticity	95 - 120	24 - 12	1.3	2.5	1800	270	28	0.54	$>10^{-7}$	15 or less	50 - 200
OL	Organic silts and silt-clays, low plasticity	80 - 100	33 - 21	--	--	--	--	--	--	--	5 or less	50 - 100
MH	Inorganic clayey silts, plastic silts	70 - 95	40 - 24	2.0	3.8	1500	420	25	0.47	5×10^{-7}	10 or less	50 - 100
CH	Inorganic clays of high plasticity	75 - 105	36 - 19	2.6	3.9	2150	230	19	0.35	$>10^{-7}$	15 or less	50 - 150
OH	Organic clays and silty clays	65 - 100	45 - 21	--	--	--	--	--	--	--	5 or less	25 - 100

Notes: All properties are for Conditions of Standard Proctor maximum density, except values of k and CBR, which are for Modified Proctor maximum density. Typical strength values are effective strengths from USBR data. Compression values are for vertical loading with complete lateral confinement.

Tabla 4.9.9. Valores típicos para algunas propiedades de rellenos compactados en seco

Tipo de material	Peso específico seco γ_d (kN/m ³)	Resistencia al corte			Módulo de deformación $E_2^{(1)}$ (MN/m ²)
		Sin drenaje s_u (kN/m ²)	Con drenaje c (kN/m ²) ϕ (°)		
Todo-uno de cantera	23	--	0	50	200
Gravas arenosas	21	--	0	45	150
Arenas limpias	19	--	0	35	50
Arenas limosas ⁽²⁾	18	--	10	32	40
Limos ⁽³⁾	14	40	20	28	20
Arcillas de baja plasticidad	16	200	20	25	20
Arcillas de alta plasticidad	13	100	20	20	10

(1) Módulo de recarga de ensayos de placa de carga de 30 cm de diámetro.

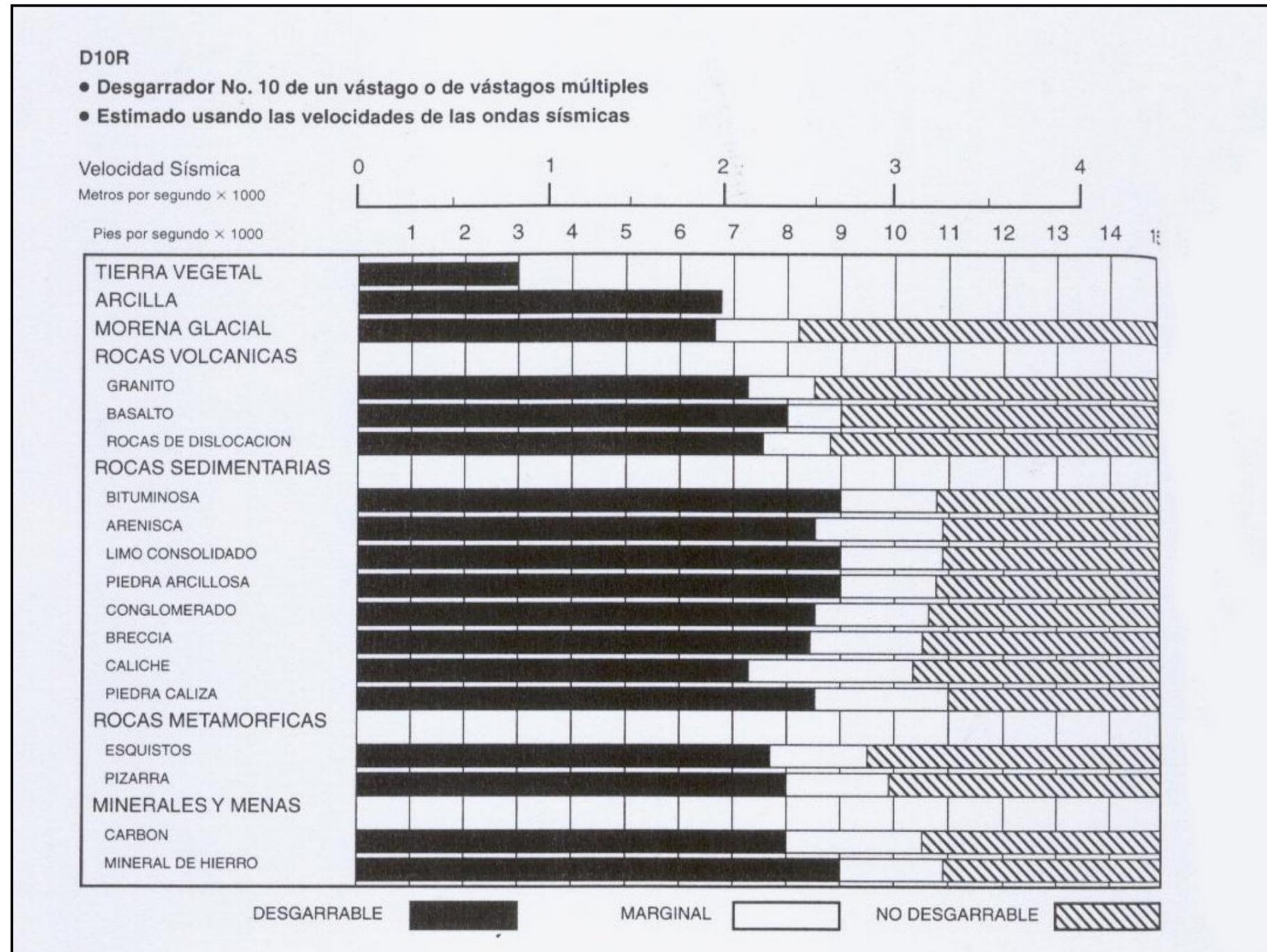
(2) Con más del 10% de contenido en finos.

(3) Los limos, compactados en seco, pueden colapsar (asentar sin variar la carga vertical) al saturarse.

ULTIMATE FRICTION FACTORS AND ADHESION FOR DISSIMILAR MATERIALS (NAVFAC DM 7.2, Table 1, p7.2-63)

Interface Materials	Friction factor	Friction angle, degrees
Mass concrete on the following foundation materials:		
Clean sound rock	0.70	35
Clean gravel, gravel-sand mixtures, coarse sand	0.55 to 0.60	29 to 31
Clean fine to medium sand, silty medium to coarse sand, silty or clayey gravel	0.45 to 0.55	24 to 29
Clean fine sand, silty or clayey fine to medium sand	0.35 to .045	19 to 24
Fine sandy silt, non-plastic silt	0.30 to 0.35	17 to 19
Very stiff and hard residual or pre-consolidated clay	0.40 to 0.50	22 to 26
Medium stiff and stiff clay and silty clay	0.30 to 0.35	17 to 19
(Masonry on foundation materials has same friction factors.)		
Steel sheet piles against the following soils:		
Clean gravel, gravel-sand mixtures, well-graded rock fill with spalls	0.40	22
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single size hard rock fill	0.30	17
Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	0.25	14
Fine sandy silt, non-plastic silt	0.20	11
Formed concrete or concrete sheet piling against the following soils:		
Clean gravel, gravel-sand mixtures, well-graded rock fill with spalls	0.40 to 0.50	22 to 26
Clean sand, silty sand-gravel mixture, single size hard rock fill	0.30 to 0.40	17 to 22
Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	0.30	17
Fine sandy silt, non-plastic silt	0.25	14
Various structural materials:		
Masonry on masonry, igneous and metamorphic rocks:		
Dressed soft rock on dressed soft rock	0.70	35
Dressed hard rock on dressed soft rock	0.65	33
Dressed hard rock on dressed hard rock	0.55	29
Masonry on wood (cross grain)	0.50	26
Steel on steel at sheet pile interlocks	0.30	17
Interface Materials (Cohesion)		Adhesion C_a (psf)
Very soft cohesive soil (0 - 250 psf)		0 - 250
Soft cohesive soil (250 - 500 psf)		250 - 500
Medium stiff cohesive soil (500 - 1000 psf)		500 - 750
Stiff cohesive soil (1000 - 2000 psf)		750 - 950
Very stiff cohesive soil (2000 - 4000 psf)		950 - 1,300

TABLA DE RIPABILIDAD



Caterpillar & Co. Ltd. (1982). Reproducción de la tabla de valores de velocidad sísmica (Vp) frente al tipo de roca y grado de ripabilidad para el bulldozer CAT D10R. Esta tabla está calculada para un equipo pesado y potente en el que va montado un desgarrador o ripper (el denominado por la marca Nº 10) de un solo vástago. Para equipos de menor potencia los límites son inferiores a los mostrados en este gráfico.

PARÁMETROS DE AGRESIVIDAD AL HORMIGÓN (EHE 2008)
Tabla 8.2.2 Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN		DESCRIPCIÓN		EJEMPLOS	
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso	Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones	elementos estructurales de edificios, incluido los forjados, que estén protegidos de la intemperie
Normal	no agresiva	I	Ninguno	- interiores sometidos a humedades relativas medias altas (> 65%) o a condensaciones	- elementos estructurales en sótanos no ventilados
	Humedad alta	Ila	corrosión de origen diferente de los cloruros	- exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm	- cimentaciones - estribos y taberos de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm - Taberos de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm
Marina	Humedad media	IIb	corrosión de origen diferente de los cloruros	- exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm	- las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600mm - Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubiertas no protegidas
		IIla	corrosión por cloruros	- elemento exterior de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km)	- elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia - taberos y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm
	Sumergida	IIlb	corrosión por cloruros	- elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar	- elementos estructurales de edificaciones en las proximidades de la costa - puentes en las proximidades de la costa - zonas aéreas de diques, pantales y otras obras de defensa litoral - instalaciones portuarias
con cloruros de origen diferente del medio marino	en zona de carrera de mareas y en zonas de salpicaduras	IIIc	corrosión por cloruros	- elementos de estructuras marinas situadas en la zona de salpicaduras o en zona de carrera de mareas	- zonas sumergidas de diques, pantales y otras obras de defensa litoral - cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar - zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantales y otras obras de defensa litoral
		IV	corrosión por cloruros	- instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino	- zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de mareas - piscinas e interiores de los edificios que las albergan. - pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve - estaciones de tratamiento de agua.
				- superficies expuestas a sales de deshielo no impermeabilizadas.	

Tabla 8.2.3.a Clases específicas de exposición relativas a otros procesos de deterioro distintos de la corrosión

CLASE ESPECÍFICA DE EXPOSICIÓN		DESCRIPCIÓN		EJEMPLOS	
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso	Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones	elementos estructurales de edificios, incluido los forjados, que estén protegidos de la intemperie
Química Agresiva	Débil	Oa	ataque químico	- elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (ver tabla 8.2.3.b)	- instalaciones industriales, con sustancias débilmente agresivas según tabla 8.2.3.b - construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad débil según tabla 8.2.3.b
	media	Ob	ataque químico	- elementos en contacto con agua de mar - elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (ver tabla 8.2.3.b)	- diques, bloques y otros elementos para diques - estructuras marinas, en general - instalaciones industriales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b - construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad media según tabla 8.2.3.b - instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales con sustancias de agresividad media según tabla 8.2.3.b
	Fuerte	Oc	ataque químico	- elementos situados en ambientes con contenidos de sustancias químicas capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (ver tabla 8.2.3.b)	- instalaciones industriales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b - instalaciones de conducción y tratamiento de aguas residuales, con sustancias de agresividad alta de acuerdo con tabla 8.2.3.b - construcciones en proximidades de áreas industriales, con agresividad fuerte según tabla 8.2.3.b
con heladas	sin sales fundentes	H	ataque hielo-deshielo	- elementos situados en contacto frecuente con agua, o humedad relativa media ambiental en invierno superior al 75%, y que tengan una probabilidad superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5°C	- construcciones en zonas de alta montaña. - estaciones invernales
	con sales fundentes	F	ataque por sales fundentes	- elementos destinados al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o con valor medio de la temperatura mínima en los meses de invierno inferior a 0°C	- taberos de puentes o pasarelas en zonas de alta montaña, en las que se utilizan sales fundentes.
Erosión		E	abrasión cavitación	- elementos sometidos a desgasta superficial - elementos de estructuras hidráulicas en los que la cota piezométrica pueda descender por debajo de la presión de vapor del agua	- pilas de puente en cauces muy torrenciales - elementos de diques, pantales y otras obras de defensa litoral que se encuentren sometidos a fuertes oleajes - pavimentos de hormigón - tuberías de alta presión

PARÁMETROS DE AGRESIVIDAD AL HORMIGÓN (EHE 2008) (CONTINUACIÓN)

Tabla 8.2.3.b Clasificación de la agresividad química

TIPO DE MEDIO AGRESIVO	PARÁMETROS	TIPO DE EXPOSICIÓN		
		Qa	Qb	Qc
		ATAQUE DÉBIL	ATAQUE MEDIO	ATAQUE FUERTE
AGUA	VALOR DEL pH, según UNE 83.952	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
	CO ₂ AGRESIVO (mg CO ₂ /l), según UNE-EN 13.577	15 - 40	40 - 100	> 100
	IÓN AMONIO (mg NH ₄ ⁺ / l), según UNE 83.954	15 - 30	30 - 60	> 60
	IÓN MAGNESIO (mg Mg ²⁺ / l), según UNE 83.955	300 - 1000	1000 - 3000	> 3000
	IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ / l), según UNE 83.956	200 - 600	600 - 3000	> 3000
	RESIDUO SECO (mg / l), según UNE 83.957	75 - 150	50 - 75	< 50
SUELO	GRADO DE ACIDEZ BAUMANN-GULLY (ml/kg), según UNE 83.962	> 200	(*)	(*)
	IÓN SULFATO (mg SO ₄ ²⁻ / kg de suelo seco), según UNE 83.963	2000 - 3000	3000 - 12000	> 12000

(*) Estas condiciones no se dan en la práctica

Tabla 37.3.2.a Máxima relación agua/cemento y mínimo contenido de cemento

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	CLASE DE EXPOSICIÓN													
		I	Ila	Ilb	IIla	IIlb	IIlc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E	
Máxima Relación a/c	masa	0,65	-	-	-	-	-	-	-	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,50
	armado	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,50	
	pretensado	0,60	0,60	0,55	0,45	0,45	0,45	0,45	0,50	0,45	0,45	0,55	0,50	0,50	
Mínimo contenido de cemento (kg/m ³)	masa	200	-	-	-	-	-	-	275	300	325	275	300	275	
	armado	250	275	300	300	325	350	325	325	350	350	300	325	300	
	pretensado	275	300	300	300	325	350	325	325	350	350	300	325	300	

Tabla 37.3.2.b Resistencias mínimas recomendadas en función de los requisitos de durabilidad (*)

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	CLASE DE EXPOSICIÓN												
		I	Ila	Ilb	IIla	IIlb	IIlc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
resistencia Mínima (N/mm ²)	masa	20	-	-	-	-	-	-	30	30	35	30	30	30
	armado	25	25	30	30	30	35	30	30	30	35	30	30	30
	pretensado	25	25	30	30	35	35	35	30	35	35	30	30	30

(*) Estos valores reflejan las resistencias que pueden esperarse con carácter general cuando se emplean áridos de buena calidad y se respetan las especificaciones estrictas de durabilidad incluidas en esta Instrucción. Se trata de una tabla meramente orientativa, al objeto de fomentar la deseable coherencia entre las especificaciones de durabilidad y las especificaciones de resistencia. En este sentido, se recuerda que en algunas zonas geográficas en las que los áridos sólo pueden cumplir estrictamente las especificaciones definidos para ellos en esta Instrucción, puede ser complicado obtener estos valores.

APÉNDICE 11: REPORTAJE FOTOGRÁFICO

PETICIONARIO: EXCMA. DEPUTACIÓN DE PONTEVEDRA

PROYECTO: MEJORA DE LA SEGURIDAD VIAL EN LA E.P. 6509 ESCUADRO – SILLEDA, DE P.K. 4+640 A P.K. 5+200 EN SILLEDA (PONTEVEDRA)

CLAVE DE LA OBRA: SE-076/17



Foto 1: Vista general de la zona de estudio



Foto 2: Vista general de la zona de estudio



Foto 3: Vista general de la zona de estudio



Foto 4: Vista general de la zona de estudio

PETICIONARIO: EXCMA. DEPUTACIÓN DE PONTEVEDRA

PROYECTO: MEJORA DE LA SEGURIDAD VIAL EN LA E.P. 6509 ESCUADRO – SILLEDA, DE P.K. 4+640 A P.K. 5+200 EN SILLEDA (PONTEVEDRA)

CLAVE DE LA OBRA: SE-076/17

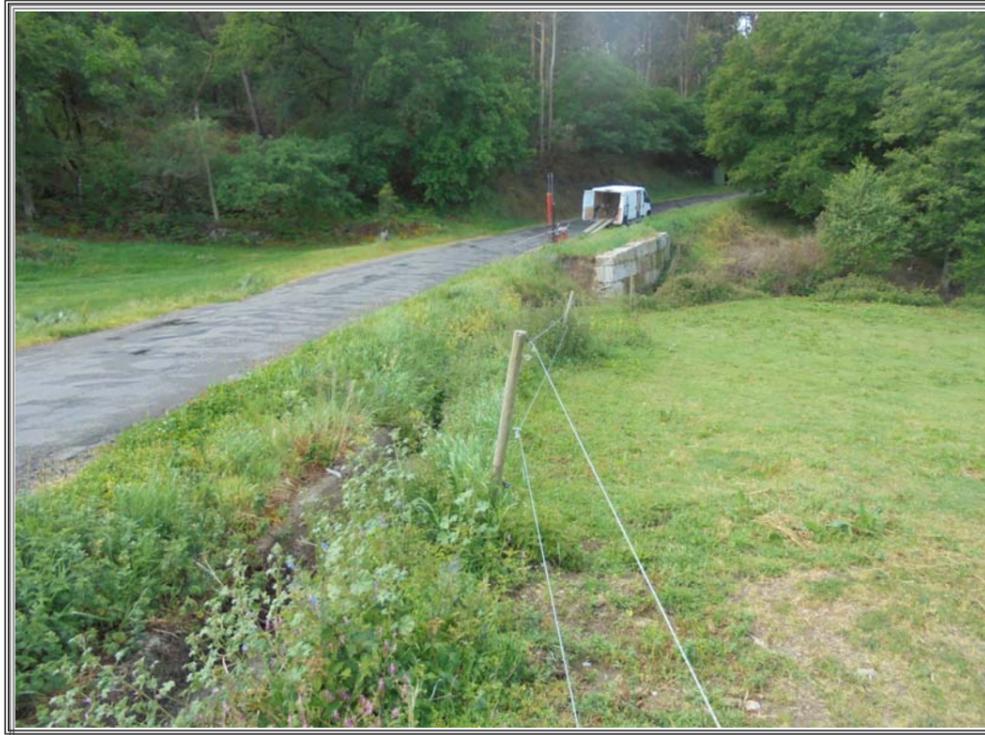


Foto 5: Vista general de la zona de estudio



Foto 6: Vista general de la zona de estudio



Foto 7: Vista general del muro de mampostería existente



Foto 8: Vista general de la zona de estudio



Foto 9: Vista detalle del muro de mampostería existente



Foto 10: Vista detalle del arroyo a pie del muro de mampostería existente



Foto 11: Vista general de la zona del trasdós del muro de mampostería



Foto 12: Vista detalle del material deslizado en el lateral del muro de mampostería

PETICIONARIO: EXCMA. DEPUTACIÓN DE PONTEVEDRA

PROYECTO: MEJORA DE LA SEGURIDAD VIAL EN LA E.P. 6509 ESCUADRO – SILLEDA, DE P.K. 4+640 A P.K. 5+200 EN SILLEDA (PONTEVEDRA)

CLAVE DE LA OBRA: SE-076/17



Foto 13: Vista detalle del arroyo en la zona de estudio



Foto 14: Vista detalle del arroyo en la zona de estudio



Foto 15: Vista general de un talud cercano a la zona de estudio formado por terrenos graníticos y tapizado por la cobertura vegetal



Foto 16: Vista detalle del terreno granítico aflorante en un talud cercano a la zona de estudio