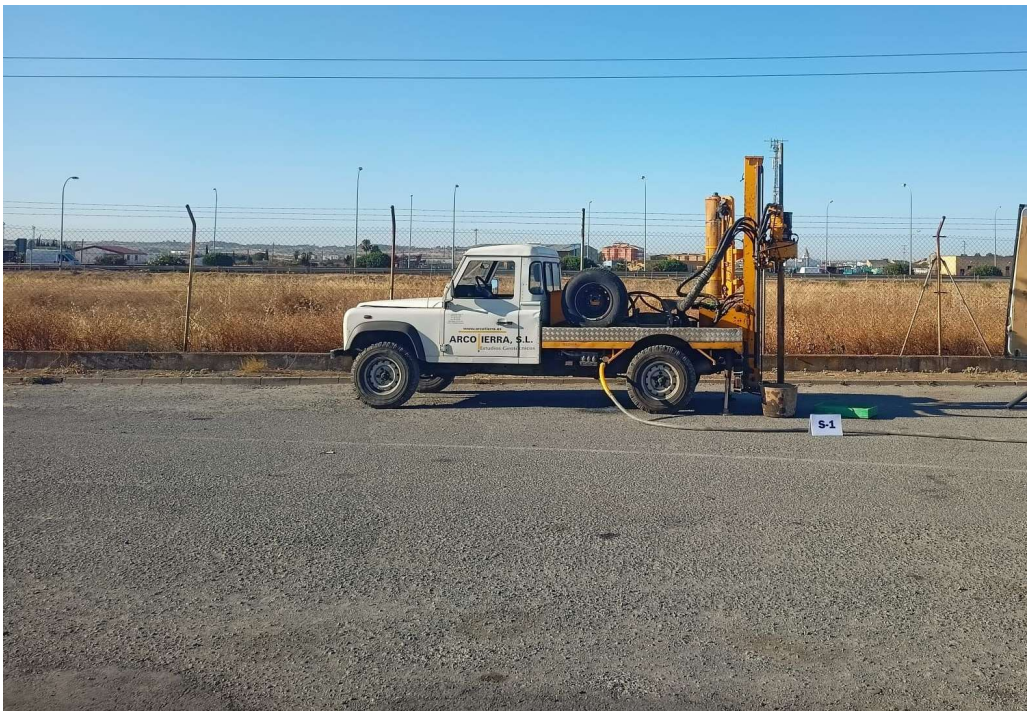
LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO

2021



ESTUDIO GEOTÉCNICO

PROVINCIA:

Huelva

MUNICIPIO:

San Juan del Puerto

LOCALIZACIÓN:

Parcela 1 Polig. Ind. La Duquesa

PROYECTO:

Marquesinas de aparcamientos en estación ITV

FECHA:

29 de julio de 2021

PETICIONARIO:

VERIFICACIONES INDUSTRIALES DE ANDALUCÍA, S.A.
Consejería de Hacienda y Financiación Europea

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

ÍNDICE

1 ANTECEDENTES 3
1.1 OBJETO Y ALCANCE DEL ESTUDIO 3
1.2 DATOS PREVIOS 3
2 ACREDITACIONES. JUSTIFICACIÓN DE CAMPAÑA DE ACUERDO AL CTE. 4
3 RESUMEN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS 5
3.1 TRABAJOS DE CAMPO 5
3.1.1 SONDEOS MECÁNICOS A ROTACIÓN CON EXTRACCIÓN CONTINUA DE TESTIGO. 6
3.1.2 ENSAYOS S.P.T. 7
3.1.3 EXTRACCIÓN DE MUESTRAS INALTERADAS 8
3.1.4 ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA TIPO DPSH-B 9
3.1.5 MEDICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO 10
3.1.6 GEORREFERENCIACIÓN DE ENSAYOS 10
3.2 ENSAYOS DE LABORATORIO 11
4 SITUACIÓN 12
5 ENCUADRE GEOLÓGICO 14
5.1 GEOLOGÍA REGIONAL 14
5.2 ENTORNO GEOLÓGICO LOCAL 14
6 UNIDADES GEOTÉCNICAS 15
7 POTENCIAL EXPANSIVO DEL TERRENO 20
8 CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS DE LA ZONA 22
9 AGRESIVIDAD: DEFINICIÓN DEL TIPO DE AMBIENTE. RECOMENDACIÓN DEL TIPO DE HORMIGÓN DE CIMENTACIÓN (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-2008) 24
10 ESTUDIO DE LA CIMENTACIÓN 26
10.1 TIPO DE CONSTRUCCIÓN 26
10.2 FACTORES GEOTÉCNICOS CONDICIONANTES DE LA CIMENTACIÓN 26
10.3 PLANTEAMIENTO DE POSIBLES CIMENTACIONES 27
10.4 CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO POR HUNDIMIENTO PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES 27
10.5 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO. ESTIMACIÓN DE ASIENTOS 31
11 PROTECCIÓN FRENTE A LA HUMEDAD DE MUROS Y SOLERAS. DB DE SALUBRIDAD 35
12 CONCLUSIONES 38
12.1 RESUMEN DEL CONTENIDO DEL ESTUDIO GEOTECNICO 38
12.2 RECOMENDACIONES GENERALES. 40

13. ANEXOS
13.1 PLANO DE SITUACIÓN DE ENSAYOS.
13.2 PARTES DE ENSAYOS DE SONDEOS.
13.3 GRAFICA Y LISTADO DE PENETRACIÓN DINÁMICA TIPO DPSH
13.4 PARTES DE ENSAYOS DE LABORATORIO
13.5 REPORTAJE FOTOGRÁFICO

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

1 ANTECEDENTES

1.1 OBJETO Y ALCANCE DEL ESTUDIO

El presente estudio se realiza a petición de VEIASA. Tiene como objetivos fundamentales:

- Dar cumplimiento a los requerimientos del Código Técnico Español (CTE 2006), que es el marco normativo por el que se regulan las exigencias básicas de calidad que deben cumplir los edificios, incluidas sus instalaciones, para satisfacer los requisitos básicos de seguridad y habitabilidad, en desarrollo de lo previsto en la disposición adicional segunda de la Ley 38/1999, de 5 de noviembre, de Ordenación de la Edificación, en adelante LOE.

- La intensidad y alcance del estudio depende de la información previa del proyecto, de la extensión del área a reconocer, de la complejidad del terreno y de la importancia de la edificación prevista.

- Es conveniente aclarar, que la interpretación y resultados del presente estudio geotécnico están basadas en los datos actuales de proyecto suministrados, que se referencian en el siguiente apartado, con las hipótesis de cálculo definidas en el apartado 4.3 del estudio de la cimentación.

  Cualquier variación posterior en el proyecto no contemplada en el presente estudio, debe ser objeto de nuevos cálculos y consideraciones. En modo alguno deben de extrapolarse los datos del presente estudio a nuevas construcciones sin informar a LABRUM S.L.

1.2 DATOS PREVIOS

Se ha pedido información relativa al conocimiento actual de la futura actuación, con el objeto de precisar y ajustar en la medida de lo posible las recomendaciones de cimentación.

En este caso concreto, el cliente ha aportado la siguiente información:

- Especificaciones técnicas para la contratación de estudio geotécnico para la cimentación de marquesina de aparcamientos en San Juan del Puerto (Huelva), de fecha 25 de junio de 2021.

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

2 ACREDITACIONES. JUSTIFICACIÓN DE CAMPAÑA DE ACUERDO AL CTE.

Con la publicación del Decreto 410/2010, por el que se desarrollan los requisitos exigibles a las entidades de control de calidad de la edificación y a los laboratorios de ensayos para el control de calidad de la edificación, para el ejercicio de su actividad, se introduce el concepto de "Declaración Responsable" que deben presentar las entidades de control de calidad y los laboratorios de ensayos para el control de calidad ante el organismo competente de la comunidad autónoma.

LABRUM Diagnosis y asesoramiento especializado S.L. ha presentado ante la Consejería de Fomento y Vivienda de la Junta de Andalucía "Declaración responsable relativa al cumplimiento de los requisitos para el ejercicio de la actividad como laboratorio de ensayos de control de calidad de la construcción y obra pública de acuerdo con la normativa vigente, para prestación de asistencia técnica en Obras de Edificación y Obras de Ingeniería Civil, incluyéndose entre otros, Ensayos de toma de muestras y reconocimientos geotécnicos "in situ" y ensayos de laboratorio de Geotecnia, asignándole el nº de registro AND-L-172.

Esta Declaración, por tanto, habilita para el ejercicio de la actividad en cualquier país de la Comunidad Económica Europea.

En base a lo descrito en Documento Básico SE-C (Seguridad Estructural Cimientos) en su apartado 3.2 podemos considerar que nuestro proyecto corresponde a:

Parámetro	***Clasificación***
Tipo de Edificio (Tabla 3.1)	C1
Tipo de Terreno (Tabla 3.2)	T1
Distancia máxima (Tabla 3.3)	35
Profundidad orientativa (Tabla 3.3)	6
Número mínimo de sondeos (Tabla 3.4)	1
Porcentaje de sustitución por pruebas continuas de penetración (Tabla 3.4)	70%

www.labrum.eu - Sevilla +34 955 776 542 / Granada +34 958 163 888 - info@labrum.eu - CIF:B90187287

3 RESUMEN DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

3.1 TRABAJOS DE CAMPO

Los trabajos de campo realizados para el reconocimiento del subsuelo, objeto de proyecto, han consistido en la ejecución de los siguientes ensayos:

ENSAYOS REALIZADOS	DENOMINACIÓN	PROFUNDIDAD ALCANZADA (m)
SONDEOS CON EXTRACCIÓN DE TESTIGO	S-1	6,0

ENSAYOS REALIZADOS	N° DE ENSAYOS	PROFUNDIDAD ALCANZADA (m)
ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA DPSH	2	10,00

ENSAYOS REALIZADOS EN EL INTERIOR DE LOS SONDEOS	N° DE ENSAYOS
ENSAYOS DE PENETRACION STANDARD SPT	2
EXTRACCION DE MUESTRAS INALTERADAS	1

Ensayos de campo realizados

En los apartados de anexos de este informe se adjunta la situación en planta de cada uno de los ensayos, y los resultados obtenidos, perfiles de sondeo y gráficos de penetración dinámica DPSH. Se incluye un apartado de reportaje fotográfico de los trabajos realizados.

Efectuamos a continuación una breve descripción del fundamento teórico y el método operatorio de los nuevos ensayos geotécnicos realizados por LABRUM.

LABRUM Diagnosis y Asesoramiento Especializado S.L.
www.labrum.eu - Sevilla +34 955 776 542 / Granada +34 958 163 888 - info@labrum.eu - CIF:B90187287

3.1.1 SONDEOS MECÁNICOS A ROTACIÓN CON EXTRACCIÓN CONTINUA DE TESTIGO.

Se ha realizado un sondeo de 6,00 m de profundidad, cuya situación y perfil se recogen en los apartados I y II de anexos respectivamente. El perfil detallado levantado por geólogo especialista, incluye además otros datos de la perforación, tales como los ensayos SPT, la extracción de muestras inalteradas, posición de nivel freático y resumen de los resultados de ensayos de laboratorio realizados.

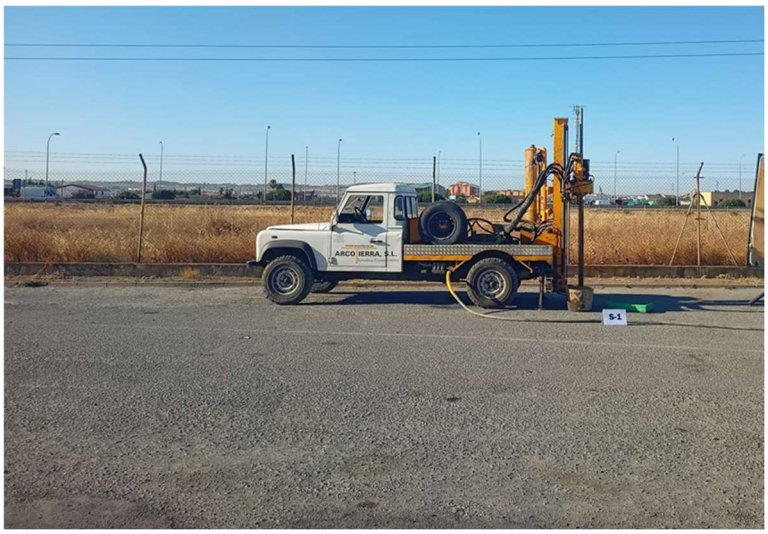


Foto Sondeo S-1

Fundamento teórico

La toma de muestras en sondeos geotécnicos está normalizada de acuerdo a la UNE-EN ISO 22475-1 "Investigación y ensayos geotécnicos. Métodos de toma de muestras y mediciones piezométricas. Parte 1. Principios generales de ejecución", de diciembre de 2010.

El sondeo mecánico a rotación es la técnica fundamental en todo reconocimiento geotécnico. Es una perforación de pequeño diámetro, generalmente entre 65 y 140 mm que permite reconocer la naturaleza y la localización de las diferentes capas del subsuelo mediante la extracción continua de testigo de suelo o roca, a la vez que se alterna con ensayos geotécnicos de penetración y extracción de muestras inalteradas, en los casos en que es posible.

Las perforaciones se realizan con una sonda de avance hidráulico montada sobre camión o con motricidad autónoma (según las necesidades y características del estudio) dotada de castillete o torre de sondeo y bomba de lodos.
El testigo del terreno perforado se aloja en un tubo testigo hueco, en cuyo extremo inferior va enroscada una corona de widia o diamante que va realizando la perforación.

Al extremo superior del tubo va enroscado el varillaje, generalmente de 42 ó 50 mm (hueco), para permitir que pase el agua proveniente de la bomba.

Durante la ejecución del sondeo, y si el terreno es inestable, hay que proceder a la entubación del sondeo con la tubería de revestimiento o bien se utilizan lodos bentoníticos que mantienen las paredes sin desmoronamientos.

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.
LABRUM Diagnosis y Asesoramiento Especializado S.L.
www.labrum.eu - Sevilla +34 955 776 542 / Granada +34 958 163 888 - info@labrum.eu - CIF:B90187287

3.1.2 ENSAYOS S.P.T.

Se han realizado un total de 2 ensayos SPT en el interior del sondeo, cuyos resultados se recogen en los partes de sondeos del apartado II de anexos.

Fundamento teórico

La ejecución de este ensayo está normalizada según UNE-EN ISO 22476-3 de julio de 2006.

Los ensayos de Penetración SPT se utilizan en Geotecnia para obtener información sobre la compacidad o consistencia de un suelo, permitiendo correlacionar y obtener diferentes parámetros resistentes de los materiales atravesados. Además, se recuperan muestras alteradas de suelo para su identificación.
Este tipo de ensayos se realiza en el interior de sondeos, en los cuales es necesario limpiar previamente el fondo de la perforación, manteniendo la entubación por encima del nivel de comienzo del ensayo.
El equipo necesario para la realización de esta prueba consta de un tomamuestras bipartido de pared gruesa de 51 mm de sección acoplado a un varillaje rígido, en cuyo extremo se coloca la cabeza de golpe y contragolpe, sobre la que impacta una maza de 63,5 kg en caída libre, desde una altura de 76,0 cm. Este equipo suele ir montado sobre el camión de sondeos, acoplado a la sonda y con un funcionamiento automático.

En el caso de materiales granulares gruesos, el ensayo se realiza con una "puntaza ciega" que no recupera la muestra atravesada.

En el procedimiento de realización del ensayo se distinguen dos fases. Una hinca de colocación de 15 cm, incluyendo la penetración inicial del tomamuestras bajo su propio peso, y la segunda fase o ensayo de hinca propiamente dicho, en la cual se anota el número de golpes necesarios para penetrar adicionalmente 30 cm. Este número obtenido se denomina resistencia a la penetración **N_{SPT}**. Si los 30 cm de penetración no pueden lograrse con 100 golpes, el ensayo de hinca se dará por terminado y se alcanza la condición de rechazo, **N_{SPT} = R.**

Este ensayo tiene una mayor aplicación y representatividad en suelos granulares, frente a suelos cohesivos y rocas blandas donde su interpretación es más limitada.

COMPACIDAD DE LAS ARENAS	
CLASIFICACION	**INDICE N_{SPT}**
MUY FLOJA	<4
FLOJA	ENTRE 4 Y 10
MEDIA	ENTRE 10 Y 30
DENSA	ENTRE 30 Y 50
MUY DENSA	>50

Compacidad de las arenas según CTE (2006)

Los resultados que proporcionan los ensayos SPT pueden ser objeto de correcciones que tienen en cuenta diversos factores tales como la profundidad del ensayo, presencia de nivel freático, método de perforación, diámetro de la entubación previa, tipo de martillo bien automático o manual, longitud y tipo de varillaje, velocidad de aplicación de golpeo, etc.

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

3.1.3 EXTRACCIÓN DE MUESTRAS INALTERADAS

En el sondeo realizado se ha extraído un total de una muestra de carácter inalterado. En los partes resumen de los sondeos del apartado II se recogen la profundidad de ejecución y el resultado de estos ensayos.

Fundamento teórico

La norma UNE-EN ISO 22475-1 "Investigación y ensayos geotécnicos. Métodos de toma de muestras y mediciones piezométricas. Parte 1. Principios generales de ejecución", de diciembre de 2010 contiene las prescripciones sobre la toma de muestras inalteradas.

El objetivo de la toma de muestras, es la realización, con una fiabilidad suficiente, de los ensayos de laboratorio pertinentes según las determinaciones que se pretenden obtener, realizándose por medio de los llamados tomamuestras, dispositivos que se adaptan al varillaje de sondeo diseñados específicamente para que la muestra se recupere en el interior de un tubo de plástico o metálico que cerrado herméticamente con tapas de goma y parafina, mantenga inalterada largo tiempo las propiedades del suelo.

El CTE distingue tres categorías de muestras:

- Muestras de categoría A. Son aquellas que mantienen inalteradas las siguientes propiedades del suelo: estructura, densidad, humedad, granulometría, plasticidad y componentes químicos estables.
- Muestras de categoría B. Son aquellas que mantienen inalteradas las siguientes propiedades del suelo: humedad, granulometría, plasticidad y componentes químicos estables.
- Muestras de categoría C. Son todas aquellas que no cumplen las especificaciones de la categoría B.

Para la obtención de muestras de categoría A se acude a los tomamuestras más habituales en el mercado de pared fina (tipo Shelby o de Pistón) o de pared gruesa.

En suelos cohesivos duros y rocas la dificultad del hincado, permite considerar otro tipo de muestras inalteradas procedentes del mismo testigo de perforación, parafinando la muestra una vez extraída de la batería de perforación. Son las muestras que se conocen como testigos parafinados.

3.1.4 ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA CONTINUA TIPO DPSH-B

Se han realizado dos ensayos de penetración dinámica DPSH-B; en el apartado de anexos I se recoge la situación de los ensayos de penetración realizados, y en el apartado III se dispone del gráfico de penetración obtenido para cada ensayo.

Fundamento teórico

El ensayo de Penetración Dinámica Continua DPSH-B se realiza bajo la norma UNE-EN ISO 22476-2 y consiste en la hinca de una puntaza de sección cilíndrica de diámetro 50,5±0.5 mm acoplada a un varillaje de 33±2 mm de diámetro, mediante golpes propinados por una maza de 63,5 kg±0,5 Kg que cae desde una altura de 75 cm±1,00 cm impactando sobre una cabeza o "yunque" rígidamente unido al varillaje.



Foto Penetración P-1

La resistencia a la penetración se define como el nº de golpes requerido para hacer avanzar el penetrómetro una longitud de 20 cm designándose a este valor como NDPSH, representándose los resultados en gráficos que reflejan los diferentes golpeos obtenidos en función de la profundidad.

El ensayo se da por terminado cuando se alcanza la condición de rechazo, fijado en un valor de N_{DPSH}=100 golpes. También se puede dar por finalizado el ensayo si el par al girar el tren de varillas alcanza un valor determinado de 200 N/m en DPSH.

El registro continuo del terreno tiene la ventaja de detectar con claridad capas blandas o duras y de correlacionar los diferentes niveles en base a similitudes del golpeo.

La interpretación de los ensayos de penetración dinámica debe considerarse de manera cualitativa y no cuantitativa. Si bien los valores de N_{DPSH} en los primeros 12 ó 15 m son inferiores a los del N_{SPT}, a partir de esta profundidad se puede producir una inversión por el rozamiento de las barras y su interpretación es más dificultosa, sobrevalorando los golpeos registrados.

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.
LABRUM Diagnosis y Asesoramiento Especializado S.L.
www.labrum.eu - Sevilla +34 955 776 542 / Granada +34 958 163 888 - info@labrum.eu - CIF:B90187287

3.1.5 MEDICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO

La determinación de la posición del nivel freático resulta muy importante para el estudio de las condiciones de cimentación, por lo que durante la ejecución de los ensayos se ha prestado una especial atención en acotar la profundidad de la lámina freática.

Al término de la perforación no se ha detectado nivel freático dentro de las cotas prospectadas.

Se ha instalado una arqueta de protección en boca del sondeo realizado y tubería piezométrica para su seguimiento posterior.

Estos valores no deben considerarse estables, ya que la profundidad del nivel freático experimenta variaciones en el tiempo, a veces de carácter estacional derivadas del régimen de precipitaciones, de las condiciones hidrogeológicas, de aportes artificiales (riegos), extracciones próximas (bombeos).

Aunque se han realizado mediciones del nivel freático durante la realización de la campaña geotécnica que ha dado lugar al presente informe, conviene advertir que se deberá comprobar la posición de este nivel con un margen temporal más amplio que permita establecer unos valores o rangos dilatados en el tiempo de probable fluctuación de dicho nivel, sobre todo si la obra se inicia largo tiempo después de los ensayos realizados. Si dichas variaciones son relevantes, pueden afectar y modificar algunas de las propuestas recogidas en este informe.

3.1.6 GEORREFERENCIACIÓN DE ENSAYOS

Se han obtenido las coordenadas de todos los ensayos realizados. Se trata de coordenadas UTM según el sistema de referencia ETRS 89 Huso 29 que es el actualmente vigente en España.

En el apartado de anexos se recoge un plano con la posición de los puntos ensayados.

ENSAYO	COORDENADA X	COORDENADA Y	COORDENADA Z (m)
SONDEO S-1	691415	4133133	14,4
PENETRACION P-1	691432	4133138	14,5
PENETRACION P-2	691391	4133130	14,3

Georreferenciación de los ensayos realizados

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

3.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio son necesarios para caracterización de las unidades geotécnicas diferenciadas, proporcionando parámetros de identificación, de deformabilidad, resistencia y contenido en sales agresivas.

De acuerdo con la oferta de inicio, se han realizado los siguientes ensayos:

ENSAYOS DE LABORATORIO	NÚMERO DE ENSAYOS
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (UNE 103105/95)	2
DETERMINACIÓN DE LÍMITES DE ATTERBERG (UNE 103103-4/94)	2
ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE	2
ENSAYO DE INUNDACIÓN BAJO CARGA EN EDÓMETRO (CCE)	1
ACIDEZ BAUMAN-GULLY (EHE)	1
CONTENIDO EN SULFATOS (EHE-08)	1

Tabla Relación de ensayos de laboratorio realizados.

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

4 SITUACIÓN

La actuación se centra en el interior del recinto de la estación ITV de San Juan del Puerto en Huelva, junto a la A-49, en la Parcela 1 Políg. Ind. La Duquesa.



Figura 4.1 Situación de la estación respecto de la población de San Juan del Puerto



Figura 4.2 Ortofotografía de situación de la parcela

Las futuras marquesinas, se situarán junto al cerramiento sur de la estación, a lo largo de una franja de unos 48 m de longitud por una anchura de 5 m, en una zona plana urbanizada.

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.
LABRUM Diagnosis y Asesoramiento Especializado S.L.
www.labrum.eu - Sevilla +34 955 776 542 / Granada +34 958 163 888 - info@labrum.eu - CIF:B90187287

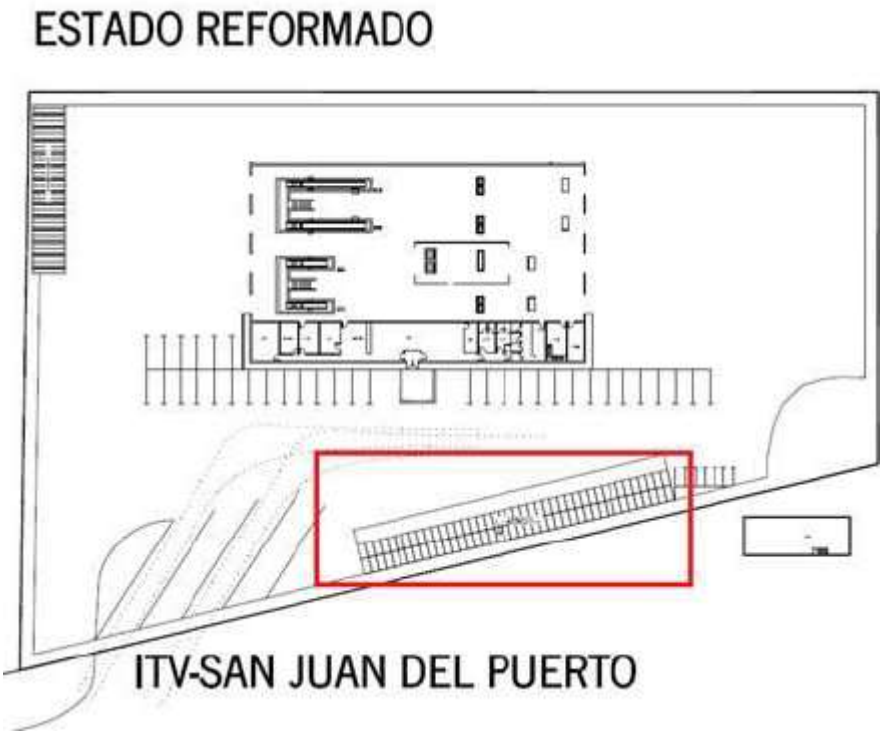


Figura 4.3 Delimitación zona de futura actuación

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.
LABRUM Diagnosis y Asesoramiento Especializado S.L.
www.labrum.eu - Sevilla +34 955 776 542 / Granada +34 958 163 888 - info@labrum.eu - CIF:B90187287

5 ENCUADRE GEOLÓGICO

5.1 GEOLOGÍA REGIONAL

Desde el punto de vista geológico, la zona reconocida se ubica en la margen derecha del río Tinto, sobre depósitos aluviales recientes cuaternarios que descansan sobre el Sustrato Terciario de la zona.

Los materiales más frecuentes suelen estar constiuidos por una secuencia aluvial con un depósito granular de gravas en su base, y depósitos más finos arcillosos de llanura de inundación fluvial a techo.

Como sustrato bajo los sedimentos fluviales, aparecen materiales del MioPlioceno de arcillas limosas y margas característicos de la depresión del Guadalquivir.

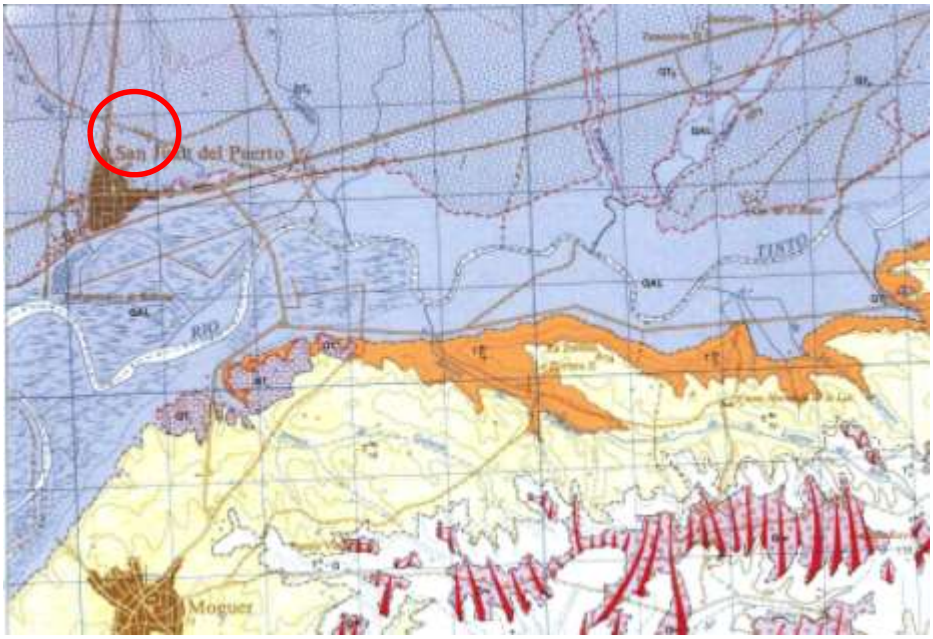


Figura 5.1 Plano geológico IGME escala 1:50.000. Hoja de Moguer

5.2 ENTORNO GEOLÓGICO LOCAL

Como se ha indicado en el punto anterior, son dominantes los materiales recientes cuaternarios de carácter aluvial fino desarrollados en la margen derecha del río Tinto.

En superficie, se dispone la UG 1 constituida por el paquete de aglomerado y un relleno de mejora granular arenolimoso, bajo el cual se desarrolla un suelo de alteración edafizado arcilloso marrón grisáceo oscuro (UG 2), cortándose a partir de 2,10 m de profundidad el terreno natural arcilloso aluvial (UG 3) hasta al menos los 6 m, que es la máxima profundidad reconocida

En resumen, y de posición superficial a profunda se diferencian tres unidades geotécnicas principales:

- UG 1. Pavimento asfáltico y relleno de mejora granular de gravas con arenas. De espesor conjunto 0,90 m. La compacidad es media densa en superficie descendiendo a media suelta a base.

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.
LABRUM Diagnosis y Asesoramiento Especializado S.L.
www.labrum.eu - Sevilla +34 955 776 542 / Granada +34 958 163 888 - info@labrum.eu - CIF:B90187287

- UG 2. Suelo de alteración edáfica: Arcillas marrón grisáceas oscuras. Se detectan bajo la unidad anterior con un espesor de 1,20 m. Consistencia media a blanda
- UG 3. Arcillas algo arenosas marrones. Se detectan bajo la unidad anterior a 2,10 m, dándose por concluido el sondeo a los 8,00 m. Consistencia media, firme en profundidad.

El nivel freático no se ha detectado dentro de las cotas reconocidas por el sondeo.

6 UNIDADES GEOTÉCNICAS

En este apartado se describen las unidades geotécnicas que consideramos en este informe, a partir de los datos aportados por el ensayo de penetración tipo DPSH, las columnas estratigráficas de los sondeos, y los análisis de las muestras extraídas de los mismos, que nos permiten definir unas unidades geotécnicas teóricas y simplificadas, con unas características geomecánicas uniformes y extrapolables a la totalidad de la parcela a estudiar.

U. GEOTÉCNICA 1: PAVIMENTO ASFÁLTICO Y RELLENO DE MEJORA GRANULAR.

Acotación de la Unidad Geotécnica

Este nivel ha sido reconocido por los distintos ensayos realizados, a las cotas que se recogen en el siguiente cuadro, referidas siempre a la boca de cada ensayo considerada 0.00 m.

ENSAYO	PROFUNDIDAD TECHO DE CAPA	PROFUNDIDAD BASE DE CAPA	ESPESOR (M)
S-1	0,00	0,90	0,90

Tabla 6.1.1 Acotación U. Geotécnica 1.

Si consideramos los mayores golpeos registrados en los ensayos de penetración dinámica DPSH en las cotas superiores, este nivel podría acotarse de manera aproximada:

ENSAYO	PROFUNDIDAD TECHO DE CAPA (m)	PROFUNDIDAD BASE DE CAPA (m)	ESPESOR (m)
P-1	0.00	0,80	0,80
P-2	0.00	0,80	0,80

Acotación UG 1 según ensayos DPSH.

Según los datos anteriores, esta unidad se sitúa en superficie con un espesor de 0,80/0,90 m.

Descripción e identificación. Estado natural.

Bajo una capa superficial de aglomerado asfáltico de unos 10 cm, se reconocen capas granulares de zahorra de gravas con arenas, que incorporan algo de arcilla en el tramo inferior.



Fig. Aspecto de la unidad en sondeo

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

Ensayos de Resistencia

Para la determinación de los parámetros resistentes de suelo "in situ" se han utilizado ensayos de penetración dinámica tipo DPSH:

PENETRO	Prof. Base Tramo (m)	N_{DPSH}		Clasificación
		MÍN	MÁX	
P-1	0,80	7	46	Suelta a densa
P-2	0,80	10	48	Suelta a densa

La compacidad se puede considerar media densa en superficie, disminuyendo hacia la base a media suelta.

U. GEOTÉCNICA 2: SUELO DE ALTERACIÓN EDÁFICA: ARCILLAS MARRÓN GRISÁCEAS OSCURAS

Acotación de la Unidad Geotécnica.

Este nivel ha sido reconocido por los distintos ensayos realizados, a las cotas que se recogen en el siguiente cuadro, referidas siempre a la boca de cada ensayo considerada 0.00 m.

ENSAYO	PROFUNDIDAD TECHO DE CAPA	PROFUNDIDAD BASE DE CAPA	ESPESOR (M)
S-1	0,90	2,10	1,20

Si consideramos los menores golpeos registrados en los ensayos de penetración dinámica DPSH en las cotas superiores, este nivel podría acotarse de manera aproximada:

ENSAYO	PROFUNDIDAD TECHO DE CAPA (m)	PROFUNDIDAD BASE DE CAPA (m)	ESPESOR (m)
P-1	0,80	2,00	1,20
P-2	0,80	2,00	1,20

Acotación UG 2 según ensayos DPSH.

Según los datos anteriores, esta unidad aparece bajo la anterior a partir de 0,80/0,90 m con un espesor de 1,20 m en el sondeo.

Descripción e identificación. Estado natural

Estamos ante un suelo de alteración de composición arcillosa de alta plasticidad (CH). de tonalidad marrón grisácea oscura, característico de un perfil muy edafizado superficial. Por su naturaleza, muestra propiedades expansivas.



Fig. 6.2.1 Aspecto de la unidad en sondeo

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

Los ensayos identificativos realizados sobre este nivel, obtienen los siguientes resultados:

PARÁMETRO / MUESTRAS		GRANULOMETRÍA			LÍMITES DE ATTERBERG			CLASIFICACIÓN	
		T_5	$T_{0,4}$	$T_{0,08}$	W_L	W_P	I_P	USCS	ÍNDICE DE GRUPO
S-1	1,50-1,95	100	98	95	57,0	29,5	27,5	CH	99

Ensayos de Resistencia

Para la determinación de los parámetros resistentes de suelo "in situ" se han utilizado ensayos de campo basados en los de penetración S.P.T., los de extracción de muestras inalteradas (N_{MI}) así como los ensayos de penetración dinámica tipo DPSH, y resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio.

Para el primer caso se han obtenido los parámetros que se expresan en el siguiente cuadro:

SONDEO	COTA (m)	N_{SPT}	N_{MI}	CONSISTENCIA
S-1	1,50-1,95	10		Media

En las penetraciones dinámicas DPSH el golpeo registrado fluctúa entre los siguientes valores:

PENETRO	Prof. Base Tramo (m)	N_{DPSH}		Clasificación
		MÍN	MÁX	
P-1	2,00	1	3	Blanda a muy blanda
P-2	2,00	3	5	Media a blanda

(*) Profundidad mínima por rechazo de ensayo

La consistencia se puede considerar como media a blanda, con los tramos menos consistentes en P-1.

U. GEOTÉCNICA 3: ARCILLAS ALGO ARENOSAS MARRONES

Acotación de la Unidad Geotécnica.

Este nivel ha sido reconocido por los distintos ensayos realizados, a las cotas que se recogen en el siguiente cuadro, referidas siempre a la boca de cada ensayo considerada 0,00 m.

ENSAYO	PROFUNDIDAD TECHO DE CAPA	PROFUNDIDAD BASE DE CAPA	ESPESOR (M)
S-1	2,10	6,00*	3,90*

(*). Cotas mínimas por finalización de ensayo

Si consideramos los mayores golpeos registrados en los ensayos de penetración dinámica DPSH en las cotas superiores, este nivel podría acotarse de manera aproximada:

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

ENSAYO	PROFUNDIDAD TECHO DE CAPA (m)	PROFUNDIDAD BASE DE CAPA (m)	ESPESOR (m)
P-1	2,00	>10,00*	8,00*
P-2	2,00	>10,00*	8,00*

Acotación UG 3 según ensayos DPSH. (*) Cotas mínimas por finalización de ensayo.

Según los datos anteriores de sondeos, esta unidad se sitúa bajo la anterior a partir de 2,00-2,10 m, finalizándose el sondeo a los 6,00 m en su seno.

Descripción e identificación. Estado natural

Estamos ante un suelo arcilloso de tonalidad marrón de origen fluvial, algo arenoso a techo, con nódulos carbonatados blanquecinos



Fig. 6.1.3 UG 3 de 3,10 a 6,00 m

Los ensayos identificativos realizados sobre este nivel, obtienen los siguientes resultados:

PARÁMETRO / MUESTRAS		GRANULOMETRÍA			LÍMITES DE ATTERBERG			CLASIFICACIÓN	
		T_5	$T_{0,4}$	$T_{0,08}$	W_L	W_P	I_P	USCS	ÍNDICE DE GRUPO
S-1	2,50-3,10	100	98	90	33,0	20,2	12,8	CL	87

Ensayos de Resistencia

Para la determinación de los parámetros resistentes de suelo "in situ" se han utilizado ensayos de campo basados en los de penetración S.P.T., los de extracción de muestras inalteradas (N_{MI}) así como los ensayos de penetración dinámica tipo DPSH, y resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio.

Para el primer caso se han obtenido los parámetros que se expresan en el siguiente cuadro:

SONDEO	COTA (m)	N_{SPT}	N_{MI}	CLASIFICACIÓN
S-1	2,50-3,10		23	Media
S-1	4,00-4,45	14		Media

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.
LABRUM Diagnosis y Asesoramiento Especializado S.L.
www.labrum.eu - Sevilla +34 955 776 542 / Granada +34 958 163 888 - info@labrum.eu - CIF:B90187287

En las penetraciones dinámicas DPSH el golpeo registrado fluctúa entre los siguientes valores:

PENETRO	Tramo	Prof. Base Tramo (m)	N_{DPSH}		Clasificación
			MÍN	MÁX	
P-1	3a	5,20	5	9	Media
	3b	10,00	10	14	Firme
P-2	3a	6,20	3	6	Media
	3b	10,00	7	11	Media firme

Compresión simple

El ensayo de compresión simple ha arrojado los siguientes valores:

MUESTRA	Consistencia	Resistencia a compresión simple q_u (kPa)
S-1 2,50-3,10 m	Firme	185

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

7 POTENCIAL EXPANSIVO DEL TERRENO

El término expansividad alude a la capacidad de un suelo para experimentar cambios de volumen al modificarse las condiciones de humedad, o para generar presiones si este cambio le es impedido.

Es una propiedad de determinados suelos no saturados, en los que con ganancia de humedad experimentan un aumento de volumen ("hinchan"), mientras que con pérdida de humedad, retraen, perdiendo volumen.

La capacidad expansiva de este tipo de suelos depende estrechamente de su naturaleza mineralógica, que deberá ser arcillosa en proporción significativa.
Para que un suelo pueda exhibir expansividad son necesarios dos requisitos fundamentales:

- Factores intrínsecos. Son propios del suelo, estableciendo la capacidad expansiva teórica, y se incluyen en ellos a la composición mineralógica, textura y estructura. Las arcillas más propensas a experimentar significativos cambios de volumen pertenecen al grupo de las esmectitas, cuya especie más generalizada es la montmorillonita, y en menor medida la vermiculita.

- Factores extrínsecos. Vienen impuestos por factores externos, determinando si el potencial expansivo puede o no desarrollarse. Incluimos en ellos a la climatología, hidrogeología, vegetación y la propia acción humana. Los cambios estacionales están vinculados a las variaciones climáticas a lo largo del año. Las oscilaciones periódicas de humedad en una franja superficial de terreno determinan la denominada **capa activa,** cuyo espesor depende del tipo de clima y en concreto de la relación precipitación/evaporación.

Las variaciones estacionales de humedad pueden ser valoradas mediante diferentes índices climáticos, destacando entre ellos el denominado índice de Thornthwaite, basado en la disponibilidad de agua del suelo a lo largo del año, estimada por períodos mensuales. De acuerdo a este índice se establecen 6 tipos climáticos, Perhúmedo (I>100), Húmedo (I entre 100/20), Subhúmedo (20/0), Seco (0/-20), Semiárido (-20/-40) y Árido (I< -40).
Las zonas de riesgo expansivo coinciden con áreas climáticas deficitarias en humedad, pero en especial con las climatologías áridas o semiáridas, en las cuales los contrastes estacionales están más acentuados. En los climas áridos las alternativas de humedad significativas tienden a registrarse en períodos hiperanuales, por lo que sus consecuencias pueden demorarse incluso varios años.

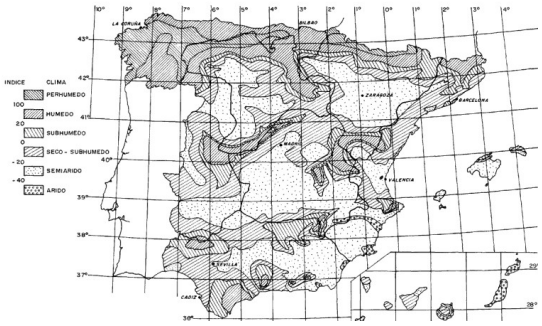


Fig. Mapa del Índice Thornthwaite de España

El comportamiento hinchamiento-retracción de un suelo arcilloso bajo un estado determinado de esfuerzos en el terreno está controlado por los cambios en la succión del suelo. Las relaciones entre

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.
LABRUM Diagnosis y Asesoramiento Especializado S.L.
www.labrum.eu - Sevilla +34 955 776 542 / Granada +34 958 163 888 - info@labrum.eu - CIF:B90187287

la succión del suelo y la humedad del suelo depende de la proporción y tipo de minerales arcillosos presentes, de su disposición microestructural y de la composición química del agua presente en los poros. Los cambios en la succión del suelo son provocados por el movimiento de la humedad a través del suelo debido a la evaporación de su superficie en tiempo seco, por transpiración de las plantas o alternativamente por la recarga subsecuente tras una precipitación.

El clima gobierna la cantidad de humedad disponible para contrarrestar la que se elimina por evapotranspiración. Los cambios de volumen que aparecen debido a la evapotranspiración pueden ser conservativamente predecidos asumiendo el límite inferior de la humedad correspondiente al límite de retracción.

La desecación más allá de este valor este valor no traerá aparejada un cambio de volumen.

Para caracterizar el grado de expansividad de un suelo pueden definirse básicamente tres vías de análisis:

- Criterios empíricos, indirectos o cualitativos: Basan su éxito en experiencias previas de tipos locales o regionales de arcillas ya conocidas. Estos criterios utilizan correlaciones habituales entre parámetros granulométricos, límites de Atterberg, parámetros climáticos, etc… con clasificaciones de expansividad que se definen con vocablos del tipo "baja", "media", "alta" y "muy alta".

- Criterios semidirectos o semicuantitativos: Se basan en la aportación de un dato numérico y manejable, que se obtiene de un ensayo de laboratorio sencillo. Este dato numérico tiene un valor semicuantitativo o semicualitativo, según se estime, y recibe el nombre común de índice. Es el caso del ensayo Lambe

- Criterios directos o cuantitativos: Miden directamente propiedades de hinchamiento o succión, a través de ensayos edométricos o de medida de succión.

CRITERIOS DE EXPANSIVIDAD MAS COMUNES RECOPILADOS POR RODRIGUEZ ORTIZ (1975)										
Expansividad	Límite de retracción	IP	WL	% pasa tamiz 200 ASTM	% <0.001mm	Actividad (IP/ % Arcilla) (Skempton mod.)	Potencial hinch. (%)	Índice Lambe kg/cm^2	Presión hinch. probable (kg/cm^2)	% Hincham. probable
Baja	>15	<18	<30	<30	<15	<0.5	0-1.5	<0.8	<0.3	<1
Media	12-16	15-28	30-40	30-60	13-23	0.5-0.7	1.5-5.0	0.8-1.5	0.3-1.2	1-5
Alta	8-12	25-40	40-60	60-95	20-30	0.7-1.0	5-25	1.5-2.3	1.2-3.0	3-10
Muy alta	<10	>35	>60	>95	>30	>1.0	>25	>2.3	>3	>10

En las muestras ensayadas se han obtenido los siguientes resultados:

SONDEO	COTA (m)	LL	IP	% PASA T 200	PRES. DE HINC. kPa	% DE HINCH. LIBRE (5 kPa)	% COLAPSO (BAJO 2 Kg /cm^2)	CLASIF.
S-1	1,50-1,95	57,0	27,5	95,1				ALTO
S-1	2,50-3,10	33,0	12,8	90,5	12	0,55	0,63	MEDIO-BAJO

La Ug 2 arcillosa edafizada muestra propiedades expansivas, pero el sustrato de la UG 3 ha registrado un potencial expansivo medio a bajo.

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

8 CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS DE LA ZONA

La Norma de Construcción Sismorresistente de 27 de Septiembre de 2002 (NCSE-02) proporciona los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en el proyecto, construcción, reforma y conservación de obras a las que es aplicable la citada Norma.

A efectos de esta Norma las construcciones se clasifican en:

1.- De moderada importancia.
Aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos.

2.- De normal importancia.
Aquellas cuya destrucción por el terremoto puede ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trata de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

3.- De especial importancia.

Aquellas cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos.
No es obligatoria la aplicación de esta Norma en las construcciones de moderada importancia y en aquellas en que la aceleración sísmica básica ab, sea inferior a 0.04 g, siendo g la aceleración de la gravedad.

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica que suministra para cada punto del territorio, y expresada en relación al valor de la gravedad, la aceleración sísmica básica, a_b, un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno, correspondiente a un periodo de retorno de quinientos años; el mapa suministra también el valor del coeficiente K o de contribución, 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.

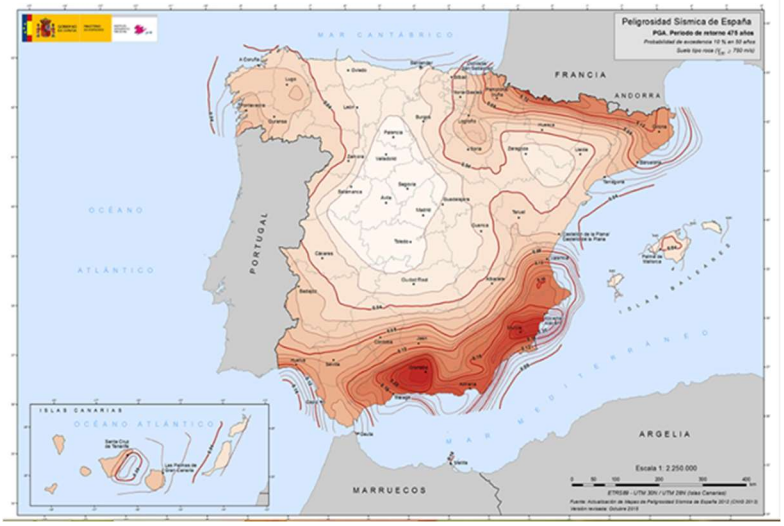


Fig Mapa de Peligrosidad sísmica de España. PGA periodo de retorno de 475 años.

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

La aceleración sísmica de cálculo (a_c) se define como el producto de $s \cdot \rho \cdot a_b$ siendo ρ un coeficiente adimensional de riesgo, cuyo valor es de 1 para construcción de importancia normal y de 1,30 para construcción de importancia especial; s es el coeficiente de amplificación del terreno, y a_b es la aceleración básica para cada emplazamiento.
S toma los siguientes valores:

S= C/1,25	para $\rho^* ab \leq 0,1$ g
S= C/1,25 + 3,33 (ρ^* ab/g – 0,1) (1-C/1,25)	para 0,1g< ρ^* ab<0,4g
S= 1,0	para 0,4g≤ ρ^* ab

En la expresión anterior aparece C, el coeficiente de Terreno, cuyo valor es:

Terreno I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas de cizalla Vs >750 m/s. Coeficiente C = 1,0.

Terreno II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos y cohesivos duros. 750 m/s ≥Vs≥400 m/s. Coeficiente C= 1,3.

Terreno III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. 400 m/s ≥Vs>200 m/s. Coeficiente C= 1,6.

Terreno IV: Suelo granular suelto, o cohesivo blando. Vs≤200 m/s. Coeficiente C= 2,0.

Para el lugar de estudio se obtienen los siguientes parámetros de cálculo:

PARÁMETROS SÍSMICOS DE CÁLCULO			
ZONA GEOGRÁFICA PRÓXIMA	Aceleración sísmica básica, Ab m/s^2	Coeficiente contribución, K	Coeficiente de riesgo
San Juan del Puerto	0,09g (0,883 m/s^2)	1,2	1.00

Tabla Parámetros sísmicos del emplazamiento

Igualmente se obtienen los siguientes parámetros del valor medio de C para un espesor de terreno de 30 metros:

PARÁMETROS DEL COEFICIENTE DEL TERRENO			
U. GEOTÉCNICA	Tipo de terreno	C, Coeficiente de suelo	C, ∑Ci·ei/(ei)
UG 1 y 2 (2m)	IV	2,0	1,63
UG 3 (28 m)	III	1,6	

Tabla Parámetros del coeficiente del terreno

CLASIFICACION DE LA CONSTRUCCIÓN	COEFICIENTE DE RIESGO r	Coeficiente de amplificación del terreno (S)	Aceleración de cálculo Ac
NORMAL	1.00	1,3013	1,148 m/s^2 (0,117 g)

Tabla Parámetros resumen de aceleración de cálculo

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

9 AGRESIVIDAD: DEFINICIÓN DEL TIPO DE AMBIENTE. RECOMENDACIÓN DEL TIPO DE HORMIGÓN DE CIMENTACIÓN (INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL EHE-2008)

La durabilidad de una estructura de hormigón es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y solicitaciones consideradas en el análisis estructural.

El Ministerio de Fomento ha creado una herramienta interactiva para establecer la Clase de exposición ambiental que se define en el capítulo VII de la EHE-08: http://www.fomento.gob.es/mfom.cea.web/pg_default.aspx?lang=es-ES.

La agresividad a la que está sometida la estructura se identifica por el tipo de ambiente, de acuerdo con el apartado 8.2.1 de la EHE-08.

El tipo de ambiente al que está sometido un elemento estructural viene definido por el conjunto de condiciones físicas y químicas a las que está expuesto, y que puede llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a los de las cargas y solicitaciones consideradas en el análisis estructural.

Se establece por la combinación de:

- Una de las clases generales de exposición frente a la corrosión de las armaduras definido en el cuadro 8.2.2. de la EHE-08.

- Las clases específicas de exposición relativas a los otros procesos de degradación que procedan para cada caso definido en el cuadro 8.2.3.a EHE-08. Dentro de éstas clases específicas se incluyen a su vez a las derivadas de procesos por agresividad química, recogidas en el siguiente cuadro de la 8.2.3.b EHE-08:

TIPO DE MEDIO AGRESIVO	PARÁMETROS	TIPO DE EXPOSICION		
		Qa	Qb	Qc
		ATAQUE DEBIL	ATAQUE MEDIO	ATAQUE FUERTE
AGUA	VALOR DEL pH	6,5-5,5	5,5-4,5	< 4,5
	CO_2 AGRESIVO (mg CO_2/l)	15-40	40-100	> 100
	ION AMONIO (mg $NH4^+$/l)	15-30	30-60	> 60
	ION MAGNESIO (mg Mg2+/l)	300-1000	1000-3000	> 3000
	ION SULFATO (mg SO_4^{2-}/l)	200-600	600-3000	> 3000
	RESIDUO SECO (mg/l)	75-150	50-75	< 50
SUELO	GRADO DE ACIDEZ. BAUMANN-GULLY (mg/kg)	> 200	(*)	(*)
	ION SULFATO (mg $SO4^{-2}$/kg de suelo seco)	2000-3000	3000-12000	> 12000

Tabla Clasificación de la agresividad química según EHE. (*) Estas condiciones no se dan en la práctica

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

Considerando finalmente sólo en este apartado los elementos de cimentación armados, resumimos las distintas clases de exposición de acuerdo con los datos del terreno reconocido, tanto los análisis de suelo como del agua freática se establece:

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN RELATIVA A LA CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS:	IIa
CLASE ESPECÍFICA DE EXPOSICIÓN RELATIVA A OTROS PROCESOS DE DETERIORO DISTINTOS A LA CORROSIÓN:	-
TIPO DE AMBIENTE:	IIa (CIMENTACIÓN SUPERFICIAL POR ENCIMA DEL NIVEL FREÁTICO)
CEMENTO RECOMENDABLE PARA LOS HORMIGONES DE CIMENTACIÓN:	ORDINARIO

Para elementos de cimentación de hormigón en masa, la clase general de Exposición relativa a la corrosión de las armaduras es de tipo I.

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

10 ESTUDIO DE LA CIMENTACIÓN.

10.1 TIPO DE CONSTRUCCIÓN.

El proyecto consiste la construcción de una marquesina para aparcamientos en el borde sur de la parcela de la estación de ITV de San Juan del Puerto, en un área alargada de 48 x 5 m.

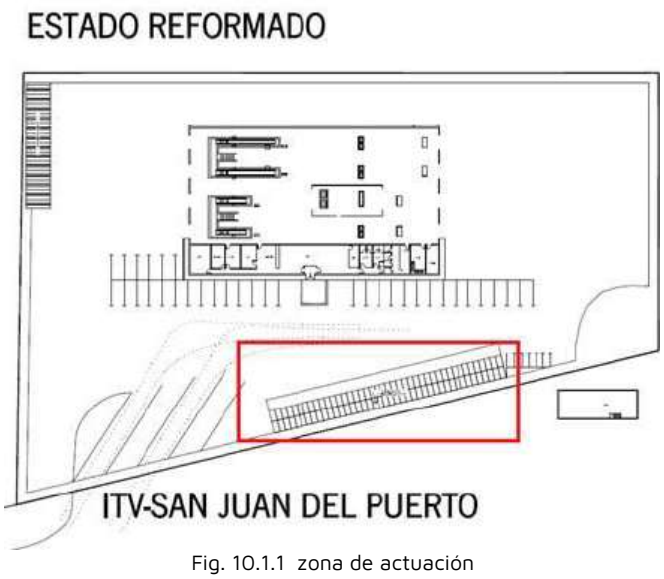


Fig. 10.1.1 zona de actuación

10.2 FACTORES GEOTÉCNICOS CONDICIONANTES DE LA CIMENTACIÓN

Son dominantes en nuestro emplazamiento los materiales recientes cuaternarios de carácter aluvial desarrollados en la margen derecha del río Tinto.

En superficie se dispone la UG 1 constituida por el paquete de aglomerado y un relleno de mejora granular arenolimoso de 0,90 m de espesor, bajo el cual se desarrolla un suelo de alteración edafizado arcilloso marrón grisáceo oscuro (UG 2), cortándose a partir de 2,10 m de profundidad el terreno natural arcilloso aluvial (UG 3) hasta al menos los 6 m, que es la máxima profundidad reconocida

En resumen, y de posición superficial a profunda se diferencian tres unidades geotécnicas principales:

- UG 1. Pavimento asfáltico y relleno de mejora granular de gravas con arenas. De espesor conjunto 0,90 m. La compacidad es media densa en superficie descendiendo a media suelta a base.

- UG 2. Suelo de alteración edáfica: Arcillas marrón grisáceas oscuras. Se detectan bajo la unidad anterior con un espesor de 1,20 m. Consistencia media a blanda. Potencial expansivo alto.

- UG 3. Arcillas algo arenosas marrones. Se detectan bajo la unidad anterior a 2,10 m, dándose por concluido el sondeo a los 8,00 m. Consistencia media, firme en profundidad. Potencial expansivo medio-bajo.

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.
LABRUM Diagnosis y Asesoramiento Especializado S.L.
www.labrum.eu - Sevilla +34 955 776 542 / Granada +34 958 163 888 - info@labrum.eu - CIF:B90187287

El nivel freático no se ha detectado dentro de las cotas reconocidas por el sondeo.

10.3 PLANTEAMIENTO DE POSIBLES CIMENTACIONES

De acuerdo con las propiedades geotécnicas del terreno y con las características del proyecto, es factible proyectar una cimentación directa por **zapatas** para los diferentes apoyos de la marquesina, empotradas al menos 0,3 m en la UG 3 arcillosa marrón, que se ha detectado a una profundidad de 2,00/2,10 m respecto de la superficie actual.

Las profundidades de base de la cimentación oscilarán por tanto entre los 2,30/2,40 m desde la superficie actual pavimentada según los ensayos realizados.

De acuerdo con los cálculos justificativos, se empleará un valor de:

$$\mathbf{T_{ADM} = 188\ kPa}$$

10.4 CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO POR HUNDIMIENTO PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES

La carga última o de hundimiento de una cimentación superficial puede definirse como el valor al que ésta puede ser sometida para que se alcance la rotura en un amplio volumen de suelo infrayacente. El hundimiento se alcanzará cuando la presión actuante (total bruta) sobre el terreno bajo la cimentación supere la resistencia característica del terreno frente a este modo de rotura, también llamada presión de hundimiento.

Los estudios teóricos de la presión de hundimiento se basan en la hipótesis de un mecanismo o modelo de rotura bidimensional junto con una ley de resistencia del terreno, estableciéndose las condiciones límites de equilibrio entre las fuerzas aplicadas exteriormente y las desarrolladas en el terreno para contrarrestarlas.

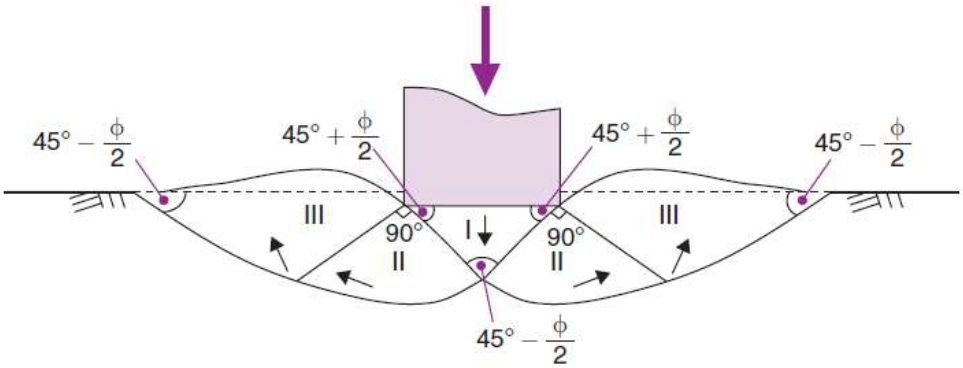


Fig.10.4.1.1 Rotura general por hundimiento

Existen numerosas soluciones o formulaciones de la carga de hundimiento, entre las cuales las más conocidas o habituales por su utilización son la de Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Hansen (1970) y Vesic (1973, 1975).

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.
LABRUM Diagnosis y Asesoramiento Especializado S.L.
www.labrum.eu - Sevilla +34 955 776 542 / Granada +34 958 163 888 - info@labrum.eu - CIF:B90187287

El Código Técnico de la Edificación (CTE) y la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera del Mº de Fomento se basan en la formulación de B.Hansen. Estas últimas proporcionan coeficientes correctores que tienen en cuenta la forma del cimiento, excentricidad, inclinación de la carga, del cimiento y del terreno.

De acuerdo al apartado 4.3.2.1 del CTE, la expresión analítica básica para estimar la presión de hundimiento de una cimentación directa vendrá definida por la siguiente ecuación que puede expresarse en presiones totales o efectivas, brutas o netas.

$$q_h = c_K N_c d_c s_c i_c t_c + q_{0K} N_q d_q s_q i_q t_q + \tfrac{1}{2} B^* \gamma_K N_\gamma d_\gamma s_\gamma i_\gamma t_\gamma$$

siendo:

q_h la presión vertical de hundimiento o resistencia característica del terreno Rk;
q_{0K} la presión vertical característica alrededor del cimiento al nivel de su base;
c_K el valor característico de la cohesión del terreno;
B^* el ancho equivalente del cimiento;
γ_K el peso específico característico del terreno por debajo de la base del cimiento;
Nc, Nq, Nγ los factores de capacidad de carga. Son adimensionales y dependen exclusivamente del valor característico del ángulo de rozamiento interno característico del terreno (φk). Se denominan respectivamente factor de cohesión, de sobrecarga y de peso específico;
dc, dq, dγ los coeficientes correctores de influencia para considerar la resistencia al corte del terreno situado por encima y alrededor de la base del cimiento. Se denominan factores de profundidad;
sc, sq, sγ los coeficientes correctores de influencia para considerar la forma en planta del cimiento;
ic, iq, iγ los coeficientes correctores de influencia para considerar el efecto de la inclinación de la resultante de las acciones con respecto a la vertical;
tc, tq, tγ los coeficientes correctores de influencia para considerar la proximidad del cimiento a un talud.

Para la verificación del estado límite último frente al hundimiento en suelos será necesario contar con una estimación fiable de la resistencia al corte característica de las unidades geotécnicas relevantes. Dicha resistencia vendrá expresada, en términos de tensiones efectivas, por el ángulo de rozamiento interno (φ´) y la cohesión (c´), preferiblemente obtenidos mediante ensayos de corte directo o triaxiales (CU ó CD).

En los análisis hay que distinguir entre condiciones drenadas (ϕ>0) y no drenadas (ϕ=0), correspondiendo estas últimas a los suelos cohesivos saturados.

La **resistencia del terreno** o **carga admisible** resulta de dividir por un coeficiente parcial de 3 el valor característico de la presión de hundimiento. En las condiciones no drenadas el término de sobrecarga del terreno no tiene porqué ser afectado por este coeficiente.

La resistencia al corte sin drenaje (c_u) es el parámetro determinante que interviene en la formulación de la capacidad portante en el caso de considerar condiciones no drenadas, en suelos cohesivos saturados o próximos a este estado.
Puede obtenerse a través de ensayos triaxiales o de corte directo UU, a partir de datos de compresión simple q_u, mediante la expresión $c_u = q_u/2$, o bien a través de correlaciones vía N_{SPT} o N_{DPSH}.

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

De acuerdo a Stroud Y Butler (1975), $c_u=4.5N_{SPT}$ en kPa, para arcillas con IP>30, incrementándose linealmente a $c_u=8N_{SPT}$ para arcillas de baja plasticidad (IP<15).

En las siguientes hoja de cálculo se han recogido los cálculos de la carga de hundimiento y tensión admisible de los cuatro métodos indicados anteriormente, considerando que el CTE es análogo al de Brinch Hansen para los siguientes supuestos:

Zapatas
Profundidad de cimentación: 2,3 m
Ancho cimiento: 1,5 m
Longitud de cimiento: 1,5 m
Resistencia al corte sin drenaje cu (kPa)=60

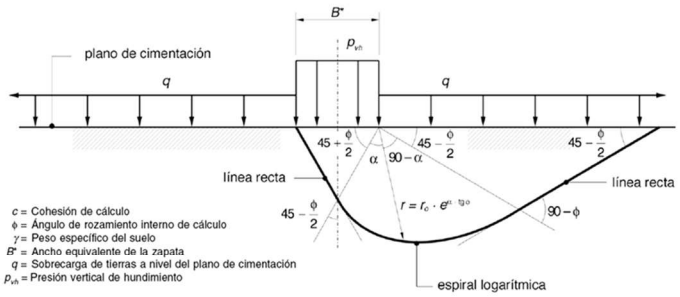
LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

VALORACIÓN DE CARGA DE HUNDIMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Métodos de Terzaqui, Meverhof, Hansen y Vesic.

CLIENTE :	VEIASA
REFERENCIA:	Marquesina ITV San Juan del Puerto
MODELO:	Zapatas

PARÁMETROS RESISTENTES		CARACTERÍSTICAS DE CIMENTACIÓN	
Cohesión, c (kPa)	60,0	Anchura, B (m)	1,50
Ángulo de rozamiento interno (°)	0,0	Longitud, L (m)	1,50
Peso aparente (kN/m^3)	20,0	Profundidad de cimentacion, (m)	2,30
Peso sumergido (kN/m^3)	10,0	Empotramiento de la cimentación, D (m)	2,30
Profundidad nivel freático (m)	0,00	Ángulo de talud próximo (°)	0,00
Sobrecarga base de cimentación (kN/m^2)	23,0	Peso específico computable bajo cimiento (kN/m^3)	10,00



CARGAS INCLINADAS					
Componente vertical	**V =**	10,0	kN		
Componente horizontal paralela a B	**H_B =**	0,0	kN		
Componente horizontal paralela a L	**H_L =**	0,0	kN		
	H =	0,0	kN		
Excentricidad según B	**e_B =**	0,00	m		
Excentricidad según L	**e_L =**	0,00	m		
	$tg(d_B)$ =	0,00		**$tg(d_B')$ =**	0,00
	$tg(d_L)$ =	0,00		**$tg(d_L')$ =**	0,00
Ancho reducido	**B' =**	1,50		**q_B =**	4,44
Largo reducido	**L' =**	1,50	m		

FACTORES vs MÉTODO		TERZAGUI	MEYERHOF	HANSEN-CTE	VESIC
FACTORES DE CAPACIDAD PORTANTE	N_q	1,00	1,00	1,00	1,00
	N_c	5,14	5,14	5,14	5,14
	N_γ	0,00	0,00	0,00	0,00
FACTORES DE FORMA	S_c	1,00	1,20	1,20	1,19
	S_q	1,00	1,00	1,00	1,00
	S_γ	0,80	1,00	0,60	0,60
FACTORES DE PROFUNDIDAD	D_c		1,31	1,61	1,61
	D_q		1,00	1,00	1,00
	D_γ		1,00	1,00	1,00
FACTORES DE INCLINACIÓN CARGAS	i_c			1,00	
	i_q			1,00	
	i_γ			1,00	
FACTORES DE PROXIMIDAD DE TALUD PRÓXIMO	t_c			1,00	
	t_q			1,00	
	t_γ			1,00	
CARGA DE HUNDIMIENTO (kPa)		**331,40**	**425,98**	**620,06**	**617,35**
CARGA ADMISIBLE (kPa)		**125,80**	**184,19**	**222,02**	**221,12**

CARGA ADMISIBLE MEDIA: 188,28 kPa

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

10.5 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO. ESTIMACIÓN DE ASIENTOS

Permite calcular asientos inducidos en el terreno de las cargas transmitidas por cimentaciones de tipo zapatas, zanjas corridas o losas, suponiendo un modelo elástico multicapa sobre capa rígida (Aptdo. 4.4. Documento SE-C Cimientos del CTE).

Para calcular el acortamiento de un estrato "i", se supone que el mismo es homogéneo.

La suma de acortamientos de cada estrato permite evaluar el asiento total sufrido en superficie o plano de cimentación.

$$Si = Si_{sup} - Si_{inf}$$

Siendo:

Si sup= Asiento inicial en el techo de la capa
Si inf = Asiento base de la capa

La fórmula de Steinbrenner corresponde al asiento bajo la esquina de un área rectangular cargada:

$$S_z = \frac{pb}{2E}(A\phi_1 - B\phi_2)$$

El segundo término de la expresión anterior puede definirse como el factor de influencia I.

Donde:

A = 1 - ν^2

B = 1 - ν - 2ν^2

$$m = \frac{z}{B} \qquad n = \frac{L}{B}$$

$$\phi_1 = \frac{1}{\pi}\left(l_n \frac{t+n}{t-n} n \times l_n \frac{t+1}{t-1}\right)$$

$$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \times arctg\frac{n}{m}$$

$$t = \left(1 + n^2 + m^2\right)^{\frac{1}{2}}$$

E = Módulo de elasticidad; ν = Coef. Poisson

b = Ancho del cimiento p = Tensión neta a cota de cimentación

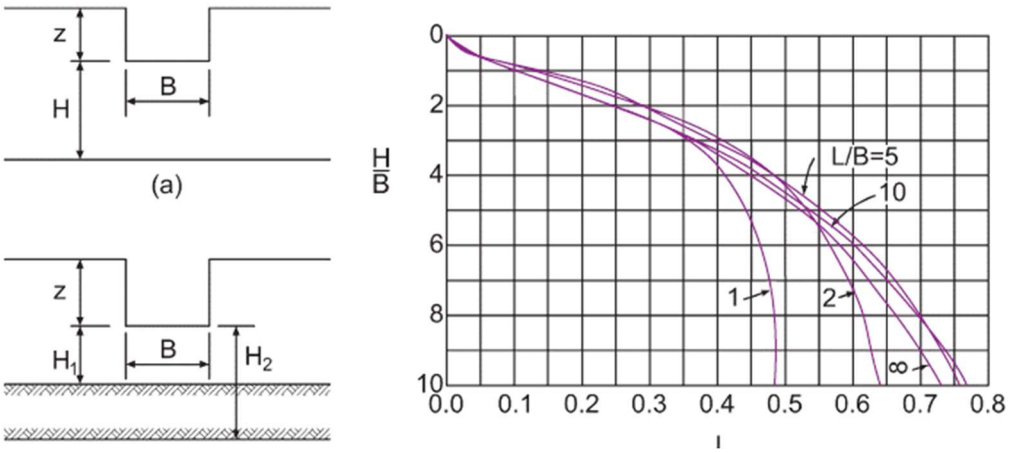


Fig. 10.5.1 Factor de influencia I, y criterios de cálculo entre capas

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

El módulo de deformación se puede deducir a partir del módulo edométrico en suelos cohesivos o a través de correlaciones con c_u la resistencia al corte sin drenaje, mientras que en suelos granulares o asimilables puede estimarse a partir de correlaciones de ensayos "in situ" como ensayos SPT, ensayos de carga con placa o presiómetros.

En concreto, se utilizan utilizado las siguientes expresiones para la estimación de módulos de elasticidad E en función del valor de N_{SPT} para el caso de suelos granulares (Bowles, 1995):

TIPO DE TERRENO	MÓDULO DE DEFORMACIÓN E (kPa)
Arena normalmente consolidada	500(N+15)
Arena saturada	250(N+15)
Arena con gravas	Sl N > 6 1200(N+6)
	Sl N < 6 600(N+6)
Arena arcillosa	320 (N+15)
Limos, limos arcillosos, Limos arenosos	300 (N+6)

El módulo no drenado de las arcillas como se ha comentado antes puede ser correlacionado con la resistencia al corte sin drenaje (Duncan y Buchignani, 1976) mediante la siguiente figura, que tiene en cuenta la razón de sobreconsolidación (OCR):

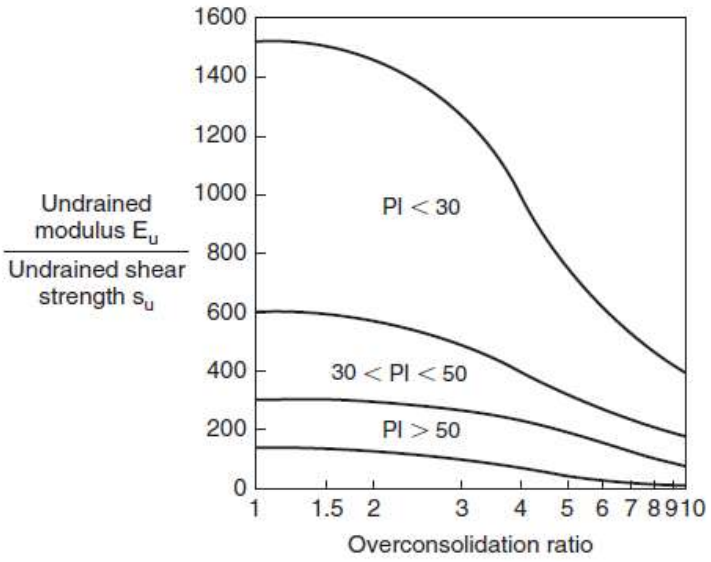


Fig. Correlación de c_u y E_U en función del grado de sobreconsolidación

A partir de los datos anteriores se obtienen los módulos efectivos a través de la expresión:

$$E_U = 1.5E'/(1+\nu')$$

$E' = E_u/1.1$ para la gran mayoría de suelos con $\nu=0.33$

El asiento medio con una distribución parabólica del mismo bajo la cimentación se estima por:

$$S_{medio} = S_{esquina} + 0.66\,(S_{centro} - S_{esquina})$$

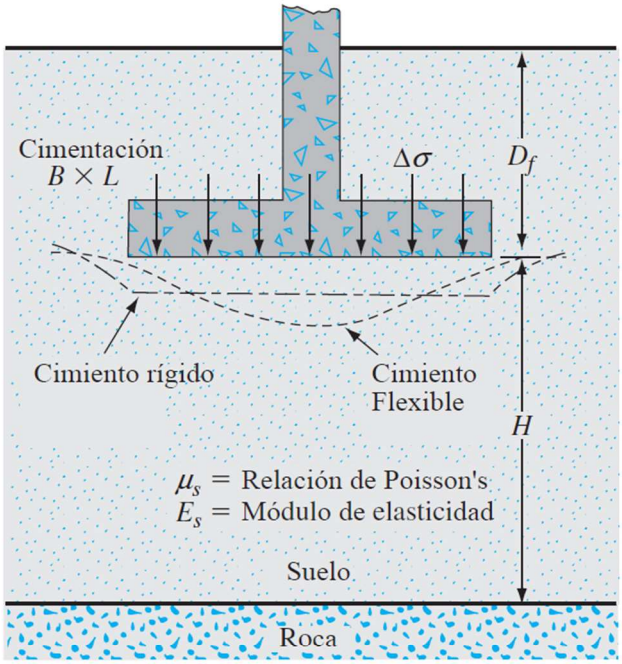
LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

A continuación se exponen los resultados de asientos para las dimensiones de cimentación definidas de zapatas, suponiendo una tensión neta transmitida en base de zapatas de 142 kN/m^2:

CALCULO DE ASIENTOS ELÁSTICOS POR EL MÉTODO DE STEINBRENNER

Cliente VEIASA
Obra Marquesinas San Juan del Puerto
Supuesto zapatas

Dimensiones de cimentación		**Tensión neta transmitida por la cimentación (kPa)**
Ancho (m)	1,50	142,00
Longitud (m)	1,50	



$$S_z = \frac{pb}{2E}(A\phi_1 - B\phi_2)$$

S medio = S esquina + 0.66 (S centro - S esquina)

CAPA	ESPESOR (m)	MÓDULO DE ELASTICIDAD (kN/m^2)	COEFICIENTE DE POISSON	ASIENTO EN ESQUINA (m)	ASIENTO EN CENTRO.CIMIENTO FLEXIBLE (m)	ASIENTO MEDIO.CIMIENTO RÍGIDO (m)
1,00	0,25	12500	0,30	0,000	0,002	0,001
2,00	0,25	12500	0,30	0,000	0,002	0,002
3,00	0,50	12500	0,30	0,001	0,004	0,003
4,00	1,00	12500	0,30	0,002	0,004	0,003
5,00	1,00	12500	0,30	0,001	0,002	0,002
			ASIENTOS TOTALES (m)	**0,0050**	**0,0133**	**0,0105**

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

Los asientos estimados absolutos son válidos según los criterios tradicionales. Los valores límites de servicio para los movimientos de cimentación pueden ser especificados a nivel de proyecto según el CTE. Si no lo han sido, se pueden adoptar los indicados en las siguientes tablas 2.2 y 2.3 del documento SE-C-Cimientos, basadas en la distorsión angular y en la distorsión horizontal:

Tipo de estructura	**Límite Distorsión angular**
Estructuras isostáticas y muros de contención	1/300
Estructuras reticuladas con tabiquería de separación	1/500
Estructuras de paneles prefabricados	1/700
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia arriba	1/1000
Muros de carga sin armar con flexión cóncava hacia abajo	1/2000
Tipo de estructura	**Límite horizontal**
Muros de carga	1/2000

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

11 PROTECCIÓN FRENTE A LA HUMEDAD DE MUROS Y SOLERAS. DB DE SALUBRIDAD

El Código Técnico de la Edificación (CTE) establece criterios concretos de aplicación para la protección frente a la humedad (Sección HS 1) en muros, suelos, fachadas y cubiertas para cumplir las exigencias del Documento de Salubridad.

En este apartado vamos a concretar los parámetros propios del terreno de acuerdo con lo establecido en los trabajos realizados para la redacción de este informe geotécnico y conforme a los rangos que establece el propio CTE, con los que poder definir los grados de impermeabilidad de muros y suelos respecto al terreno.

Los valores de permeabilidad, según el tipo de suelo establecida por Mayne y modificada por Carter y Bentley en 1991, son los siguientes:

VALORES REPRESENTATIVOS DE PERMEABILIDAD PARA SUELOS
En Mayne, 2002 (Modificado de Carter y Bentley, 1991)

k	m/s	10^{-11}	10^{-10}	10^{-9}	10^{-8}	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	1
	cm/s	10^{-9}	10^{-8}	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	1	10	100

(k: coeficiente de permeabilidad)

PERMEABILIDAD	Prácticamente impermeable	Muy baja	Baja	Media	Alta
CONDICIONES DE DRENAJE	Prácticamente impermeable	Pobre	Mediocre	Buena	
GRUPOS DE SUELOS TÍPICOS (*)		GC CH GM SC	SM SM-SC MH ML-CL	SW SP	GW GP
TIPOS DE SUELOS	Suelos arcillosos homogéneos por debajo de la zona de alteración	Limos, arenas finas, arenas limosas, till glaciares, arcillas estratificadas / Arcillas alteradas y fisuradas, arcillas modificadas por efecto de la vegetación.		Arenas limpias, arenas y gravas mixtas	Gravas limpias

(*) La fila junto a las clases de grupo indica que los valores de permeabilidad pueden ser mayores a los valores típicos mostrados.

Tabla . Valores medios de permeabilidad

El CTE, dentro del Documento Básico SE-C en su Anejo D (Criterios de clasificación, correlaciones y valores orientativos tabulados de referencia), establece los siguientes rangos de clasificación:

Valores orientativos del coeficiente de Permeabilidad

Tipo de suelo	Kz (m/s)	Kz (cm/s)
Grava limpia	> 10^{-2}	> 10^{-4}
Arena limpia y mezcla de grava y arena limpia	10^{-2} – 10^{-5}	10^{-4} – 10^{-7}
Arena fina, limo, mezcla de arenas, limos y arcillas	10^{-5} – 10^{-9}	10^{-7} – 10^{-11}
Arcilla	< 10^{-9}	< 10^{-11}

Tabla Valores orientativos del coeficiente de Permeabilidad (CTE. SE-C Tabla D.28)

En función de la localización del agua respecto a la cota de implantación se considera:

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.
LABRUM Diagnosis y Asesoramiento Especializado S.L.
www.labrum.eu - Sevilla +34 955 776 542 / Granada +34 958 163 888 - info@labrum.eu - CIF:B90187287

- **Baja** cuando la cara inferior del suelo en contacto con el terreno se encuentra por encima del nivel freático;
- **Media** cuando la cara inferior del suelo en contacto con el terreno se encuentra a la misma profundidad que el nivel freático o a menos de dos metros por debajo;
- **Alta** cuando la cara inferior del suelo en contacto con el terreno se encuentra a dos o más metros por debajo del nivel freático.

El *grado de impermeabilidad* mínimo exigido a los **muros** que están en contacto con el terreno frente a la penetración del agua del terreno y de las escorrentías se obtiene en la tabla 2.1 del CTE en el apartado de salubridad, en función de la presencia de agua y del coeficiente de permeabilidad del terreno.

Coeficiente de permeabilidad del terreno			
Presencia de agua	Ks ≥10-2 cm/s	10-5< Ks < 10-2cm/s	Ks ≤ 10-5cm/s
Alta	5	5	4
Media	3	2	2
Baja	1	1	1

Tabla Grado de impermeabilidad mínimo exigido a los muros (CTE. HS 1. Tabla 2.1.)

Para el caso de **suelos**, el *grado de impermeabilidad* mínimo exigido a los suelos que están en contacto con el terreno frente a la penetración del agua de éste y de las escorrentías se obtiene en la tabla 2.3, en función de la presencia de agua determinada anteriormente y del coeficiente de permeabilidad del terreno.

Coeficiente de permeabilidad del terreno		
Presencia de agua	Ks>10-5 cm/s	Ks≤10-5cm/s
Alta	5	4
Media	4	3
Baja	2	**1**

Tabla Grado de impermeabilidad mínimo exigido a los suelos (CTE. HS 1. Tabla 2.3.)

Así pues, con los datos expresados anteriormente podemos establecer el coeficiente de permeabilidad de los distintos niveles afectados y la clasificación de incidencia por la presencia de nivel freático:

Profundidad de nivel freático (m)	Cota de implantación (m)	Clasificación
>6,00 m	2,3 m	**Baja**

Nivel en contacto	Tipo de suelo	Coeficiente de permeabilidad
UG 3	Arcillas	Ks= 10^{-9}cm/s

Tablas Profundidad del nivel freático, cota de implantación y coeficiente de permeabilida

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO S.L.

Con estos valores podemos establecer según el criterio indicado por el CTE los grados de impermeabilización mínimos exigidos para muros y suelos.

Grado de impermeabilización	
Muros	Suelos
1	1

Tabla Grados de impermeabilización

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

12 CONCLUSIONES

12.1 RESUMEN DEL CONTENIDO DEL ESTUDIO GEOTECNICO

En este apartado se incluyen, a manera de resumen, los principales datos del estudio geotécnico que se han desarrollado en apartado anteriores y a los cuales remitimos para su completa y mejor comprensión.

El presente estudio se realiza a petición de VEIASA.

Proyecto (Aptdo. 10.1):

El proyecto consiste la construcción de una marquesina para aparcamientos en superficie.

Trabajos realizados (Aptdo. 3):

Los trabajos de campo realizados para el reconocimiento del subsuelo, objeto de proyecto, han consistido en la ejecución de los siguientes ensayos:

ENSAYOS REALIZADOS	DENOMINACIÓN	PROFUNDIDAD ALCANZADA (m)
SONDEOS CON EXTRACCIÓN DE TESTIGO	S-1	6,00

ENSAYOS REALIZADOS	N° DE ENSAYOS	PROFUNDIDAD ALCANZADA (m)
ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA DPSH	2	10
ENSAYOS REALIZADOS EN EL INTERIOR DE LOS SONDEOS		**N° DE ENSAYOS**
ENSAYOS DE PENETRACION STANDARD SPT		2
EXTRACCION DE MUESTRAS INALTERADAS		1

Tabla Ensayos de campo realizados

Descripción de la parcela (Aptdo. 4):

La actuación se centra en el interior del recinto de la estación ITV de San Juan del Puerto en Huelva, junto a la A-49, en la Parcela 1 Políg. Ind. La Duquesa.

Las futuras marquesinas, se situarán junto al cerramiento sur de la estación, a lo largo de una franja de unos 48 m de longitud por una anchura de 5 m, en una zona plana urbanizada.

Unidades geotécnicas (Aptdo. 6):

Son dominantes en nuestro emplazamiento los materiales recientes cuaternarios de carácter aluvial desarrollados en la margen derecha del río Tinto.

En superficie se dispone la UG 1 constituida por el paquete de aglomerado y un relleno de mejora granular arenolimoso de 0,90 m de espesor, bajo el cual se desarrolla un suelo de alteración edafizado arcilloso marrón grisáceo oscuro (UG 2), cortándose a partir de 2,10 m de profundidad el terreno natural arcilloso aluvial (UG 3) hasta al menos los 6 m, que es la máxima profundidad reconocida

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

En resumen, y de posición superficial a profunda se diferencian tres unidades geotécnicas principales:

UG 1. Pavimento asfáltico y relleno de mejora granular de gravas con arenas. De espesor conjunto 0,90 m. La compacidad es media densa en superficie descendiendo a media suelta a base.

UG 2. Suelo de alteración edáfica: Arcillas marrón grisáceas oscuras. Se detectan bajo la unidad anterior con un espesor de 1,20 m. Consistencia media a blanda. Potencial expansivo alto.

UG 3. Arcillas algo arenosas marrones. Se detectan bajo la unidad anterior a 2,10 m, dándose por concluido el sondeo a los 8,00 m. Consistencia media, firme en profundidad. Potencial expansivo medio-bajo.

El nivel freático no se ha detectado dentro de las cotas reconocidas por el sondeo.

Expansividad (Aptdo. 8):

La UG 2 arcillosa edafizada muestra propiedades expansivas, pero el sustrato de la UG 3 ha registrado un potencial expansivo medio a bajo.

Medida del nivel freático (Aptdo. 3.1.5):

No se ha detectado nivel freático dentro de las cotas prospectadas.

Estos valores no deben considerarse estables, ya que la profundidad del nivel freático experimenta variaciones en el tiempo, a veces de carácter estacional derivadas del régimen de precipitaciones, de las condiciones hidrogeológicas, de aportes artificiales (riegos), extracciones próximas (bombeos).

Agresividad (Aptdo. 9):

Los resultados de los ensayos realizados sobre las formaciones geotécnicas del subsuelo revelan la ausencia de suelos agresivos por encima del nivel freático, definiéndose un tipo de ambiente **IIa** para cimentaciones superficiales, recomendándose el empleo de cemento ordinario.

Propuesta de cimentación (Aptdo. 10.4):

De acuerdo con las propiedades geotécnicas del terreno y con las características del proyecto, es factible proyectar una cimentación directa por **zapatas** para los diferentes apoyos de la marquesina, empotradas al menos 0,3 m en la UG 3 arcillosa marrón, que se ha detectado a una profundidad de 2,00/2,10 m respecto de la superficie actual.

Las profundidades de base de la cimentación oscilarán por tanto entre los 2,30/2,40 m desde la superficie actual pavimentada según los ensayos realizados.

De acuerdo con los cálculos justificativos, se empleará un valor de:

$$\mathbf{T_{ADM} = 188\ kPa}$$

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.

12.2 RECOMENDACIONES GENERALES.

Por último, debe de indicarse que las consideraciones expuestas en el presente informe han sido deducidas a partir de ensayos puntuales, constituyendo una extrapolación al conjunto de la parcela en las condiciones actuales del subsuelo.

Ello no es óbice para que puedan producirse variaciones con respecto al esquema definido, derivadas de la heterogeneidad que pueda presentar el terreno, o bien de alteraciones posteriores antrópicas (rellenos, excavaciones, etc…) realizadas con anterioridad al comienzo de la obra.

En cualquier caso, se ha de comprobar o verificar mientras dure la fase de excavación de la cimentación que el terreno que aparece se corresponde con el descrito en el informe.

Fdo.: Patricia Jiménez Breval
Licenciada en Geología
Dpto. de Geotecnia

Fdo.: Hilario González Fernández
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Resp. Dpto de Geotecnia

Fdo.: Victoriano González Fernández
Ingeniero de la Edificación
Director Técnico

Este informe consta de cuarenta páginas numeradas y selladas y cinco anexos.

LABRVM DIAGNOSIS Y ASESORAMIENTO ESPECIALIZADO, S.L.