



“Diseño geotécnico de las cimentaciones del puente sobre el río Vaca en el enlace de la carretera CV-605 en Xeraco (Valencia)”.

Trabajo Final de Grado
Grado en Ingeniería de Obras Públicas
Esp. Transportes y Servicios Urbanos
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Valencia

Septiembre, 2018

Autor: Javier Vicente Martínez Martín
Tutor: Víctor Martínez Ibáñez
Cotutora: María Elvira Garrido de la Torre





Índice.

❖ Memoria.

1. Objeto.
2. Situación.
3. Antecedentes y documentación de partida.
4. Entorno físico.
5. Entorno geológico.
6. Estudio geotécnico.
7. Análisis crítico del estudio geotécnico.
8. Diseño geotécnico de las cimentaciones.
9. Recomendaciones constructivas.
10. Resumen y conclusiones.



❖ Índice de figuras.

- Figura 1 - Situación provincial de Xeraco
- Figura 2: - Situación del puente sobre el río Vaca en Xeraco.
- Figura 3 - Vista aérea del puente sobre el río Vaca en Xeraco.
- Figura 4 - Curvas granulométricas.
- Figura 5 - Resultados de los ensayos de compacidad.
- Figura 6 - Representación resultados en la Carta de Plasticidad del SUCS.
- Figura 7 - Perfil estratigráfico implementado al perfil del puente.
- Figura 8 - Tabla resumen de los parámetros geomecánicos.
- Figura 9 - Localización de los trabajos de campo antes de la construcción.
- Figura 10 - Localización trabajos de campo tras la construcción.
- Figura 11 - Propuesta sondeos a realizar para su estudio según recomendaciones del ministerio de fomento.
- Figura 12 - Registro del sondeo 1 (S-1).
- Figura 13 - Registro sondeo 2 (S-2).
- Figura 14 - Cota del Nivel Freático.
- Figura 15 - Tabla resumen de los ensayos realizados y normativa utilizada.
- Figura 16 - Tanteo cimentación superficial.
- Figura 17 - Tope estructural en pilotes según diámetro.
- Figura 17 - Distribución en planta cimentación profunda.



1.Objeto

El objetivo de este trabajo final de grado, es el de analizar exhaustivamente y de forma crítica el estudio geotécnico realizado en el proyecto “Reordenación del enlace de Xeraco en la carretera CV-605 de Cullera a Gandia” para caracterizar el terreno, y la proposición desde el punto de vista geotécnico de cimentaciones que soporten las cargas transmitidas por el puente.

Abstract.

The objective of this final degree project is to analyze exhaustively and critically the geotechnical study carried out in the project "Reordering the Xeraco link on highway CV-605 from Cullera to Gandia" to characterize the terrain, and the proposal from the geotechnical point of view of foundations that support the loads transmitted by the bridge.

2.Situación

La actuación estudiada se sitúa al Sur de la Provincia de Valencia, afectando exclusivamente al término de Xeraco en la comarca de La Safor.

Discurre a lo largo de la actual CV-605, en el tramo comprendido entre el p.k. 14+390 de la carretera existente y el entronque con la carretera local Xeraco – playa de Xeraco.

La obra de fábrica principal, es un puente sobre el río Vaca que entronca a la glorieta.

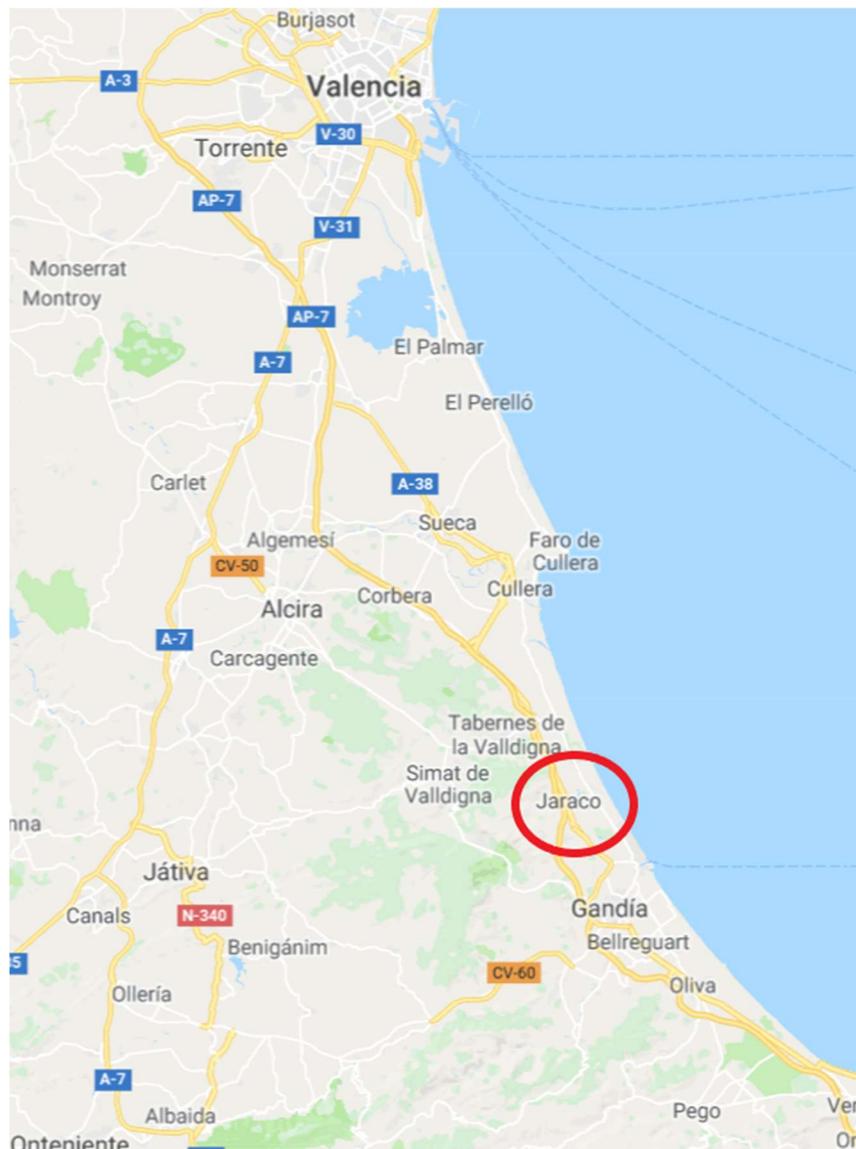


Figura 1 - Situación provincial de Xeraco.

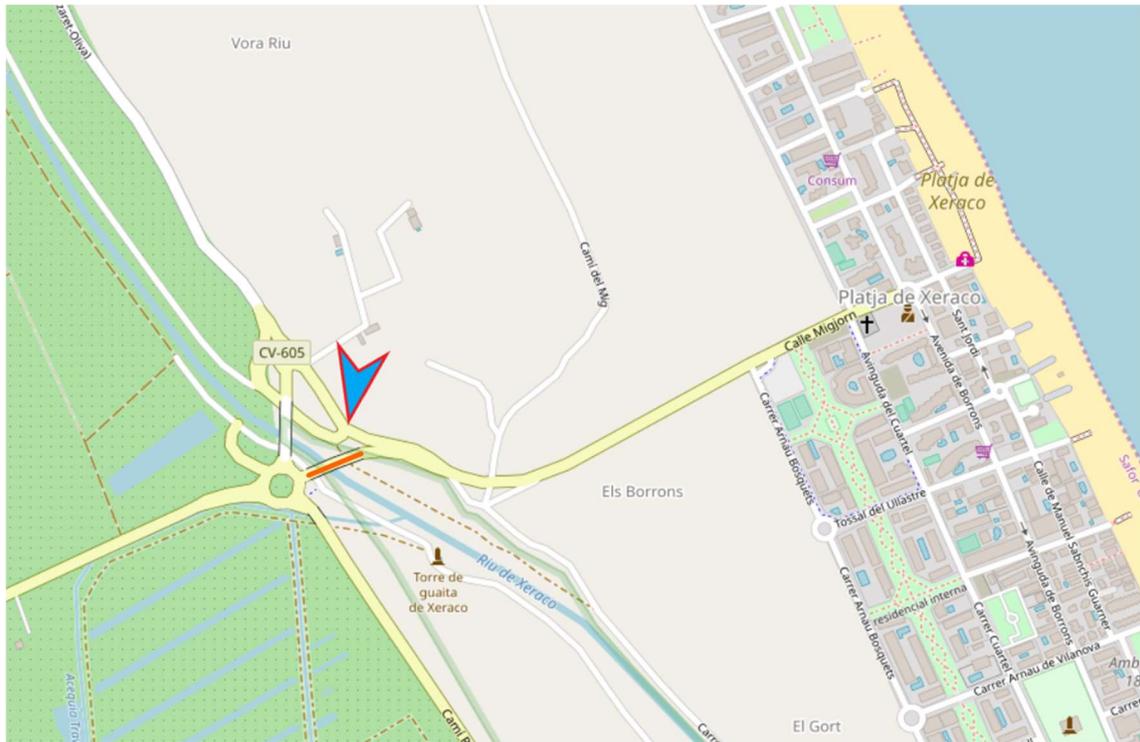


Figura 2- Situación del puente sobre el río Vaca en Xeraco.

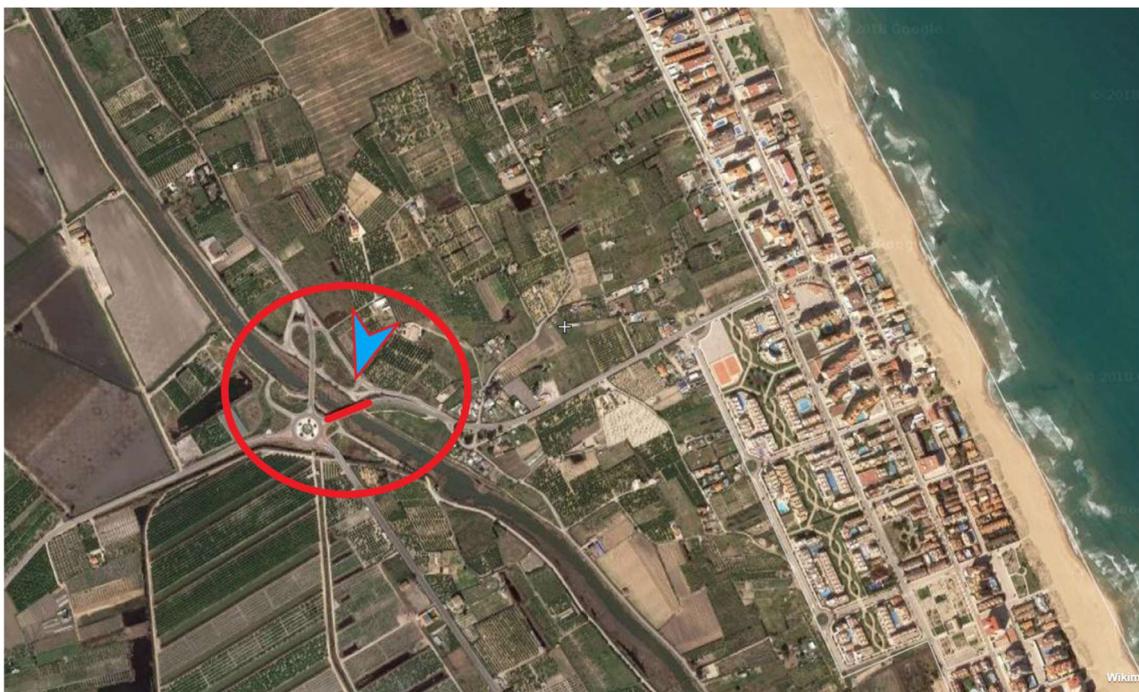


Figura 3 - Vista aérea del puente sobre el río Vaca en Xeraco.



3. Antecedentes y documentación de partida

- Estudio geotécnico del proyecto constructivo “REORDENACIÓN DEL ENLACE DE XERACO EN LA CARRETERA CV – 605 (VP – 1056) DE CULLERA A GANDIA”.
- Boletín Oficial del Estado (B.O.E). Número 237, sección 3.
- “Recomendaciones sobre la campaña geotécnica en los proyectos de la dirección general de carreteras” del Ministerio de fomento.
- Guía pilotes y micropilotes.
- “Guía de cimentaciones en obras de carretera” (GCOC) del Ministerio de fomento.
- Hoja nº 696 (29 – 28), “Burjassot” de la 2ª serie 1ª edición del Mapa Geológico a escala 1:50.000 del Instituto Geológico y Minero de España.
- Mapa Geológico de la Provincia de Valencia, a escala 1:200.000 (primera edición) elaborado y editado por la Diputación provincial de Valencia, la Universidad de Valencia y el Instituto Geológico y Minero de España.
- Mapa Geotécnico de la España Peninsular, Baleares y Canarias, a escala 1:1.000.000 del Instituto Geológico y Minero de España, 1980.



4. Entorno Físico.

➤ Geología, geomorfología e hidrogeología:

La caracterización geológica de la zona se desglosa en dos áreas, por una parte, el valle de Valldigna y por otra la llanura litoral. Tanto los macizos rocosos calcáreos que configuran la caja del valle de la Valldigna, como los materiales cuaternarios de la llanura litoral, presentan características adecuadas para el desarrollo de acuíferos. Los macizos rocosos quedan repartidos entre dos unidades hidrogeológicas:

Unidad 08.31 (Sierra de la Agujas) y Unidad 08.32 (Sierra Grossa).

La llanura litoral forma parte de la Unidad 08.38 (Plana de Gandia-Denia).

➤ Hidrología:

La hidrología viene condicionada por una precipitación total anual baja y distribuida de forma muy irregular, concentrándose en episodios de lluvias que generan unos hidrogramas con caudales punta muy elevados. A este régimen torrencial se le suma la orografía de la cuenca, con montañas que definen un colector natural, una extensa planicie de marjal, que frena y retiene las aguas de escorrentía y finalmente un cordón dunar que dificulta el drenaje natural hacia el mar. Así mismo, existen numerosas infraestructuras, que suponen retenes para las aguas de escorrentía.

La cuenca tiene una extensión de 93,6 km² y su cauce principal, es el río Vaca.

➤ Suelos:

En el ámbito de la actuación se encuentran suelos de dos tipos: Los suelos poco profundos y los suelos relativamente favorables para el desarrollo vegetal. Estos suelos tienen capacidades de uso agrícola muy diferentes, desde los que tienen capacidad muy elevada en los terrenos aledaños al río Vaca y el barranco del Malet, hasta los de capacidad moderada del marjal, la franja litoral y aguas arriba de las montañas de El Rancho y dels Cristalets.

El riesgo potencial de erosión es muy alto en los ámbitos serranos, disminuyendo aguas abajo del valle, siendo este riesgo bajo desde la junta del barranco del Malet con el río Vaca hasta su desembocadura.

➤ Flora y vegetación:

En la actualidad, la vegetación potencial representada por la carrasca (*Quercus ilex*) ocupa escasamente la zona, aunque la superficie cubierta por comunidades seriales es considerablemente mayor. La vegetación natural se sitúa en las vertientes de las elevaciones montañosas que enmarcan el valle, ya que su fondo se encuentra en gran medida ocupado por cultivos de cítricos exceptuando pequeños enclaves en las márgenes fluviales. La formación dominante en el espacio no cultivado externo al fondo del valle es una garriga. Otros espacios con vegetación natural existentes en la zona son los márgenes de los cauces, los marjales, ullals y los arenales costeros. Los hábitats lacustres son los más destacados, pudiéndose mencionar entre ellos el hábitat clasificado como prioritario turberas calcáreas de *Cladium mariscos* (7210), y también lagos eutróficos (3150) y lagos distróficos (3160), prados de megaforbios higrófilos (6430), prados húmedos mediterráneos (6420) y ríos mediterráneos de caudal permanente (3280).

Existen en la zona de actuación taxones de interés especial como la *Kosteletzkia pentacarpos* catalogada como vulnerable por el Decreto 70/2009 del Consell, por el que se crea y regula el Catálogo Valenciano de Especies de Flora Amenazadas. También se localizan en la zona *Ricciocarpus natans*, *Arenaria valentina* y *Echium valentinum*.



➤ Fauna:

Según la Consejería de Medio Ambiente, Agua, Urbanismo y Vivienda de la Generalitat Valenciana existe en la zona húmeda y Lugar de Interés Comunitario (LIC) ES5233030 Marjal de la Safor una notable población de samaruc (*Valencia hispanica*), incluido en el Catálogo Nacional de Especies Amenazadas regulado por el Real Decreto 439/1990 y en el Catálogo Valenciano de Especies de Fauna Amenazadas por el Decreto 32/2004 como especie en peligro de extinción, y protegido por el Decreto 265/2004 por el que se aprobó el Plan de recuperación del samaruc.

Otras especies destacables en la zona son la anguila (*Anguilla anguilla*), el barbo mediterráneo (*Barbus guiraonis*) y el cacho (*Squalius pyrenaicus*). Se encuentra también el galápago europeo (*Emys orbicularis*), catalogado como especie vulnerable en el Catálogo Valenciano, y el galápago leproso (*Mauremys leprosa*), especie incluida en dicho catálogo con categoría de protegida. En cuanto a las aves, existen elementos de especial interés en la zona, a destacar la garcilla cangrejera (*Ardeola ralloides*) incluida en el Catálogo Nacional, y la cerceta pardilla (*Marmaroneta angustirostris*) ambas clasificadas en el Catálogo Valenciano como especie en peligro de extinción, siendo la cerceta pardilla reproductora en la zona. Además, existen otros taxones destacables como el porrón pardo (*Aythya nyroca*), el águila pescadora (*Pandion haliaetus*), el milano real (*Milvus milvus*), el fumarel común (*Chlidonias niger*), la agachadiza común (*Gallinago gallinago*), el zarapito real (*Numenius arquata*), el águilaazor perdicera (*Hieraaetus fasciatus*), la malvasia cabeciblanca (*Oxyura leucocephala*) y la garza imperial (*Ardea purpurea*). De los mamíferos existentes en la zona está clasificado como vulnerable tanto en el Catálogo Nacional como en el Valenciano el murciélago grande de herradura (*Rhinolophus ferrumequinum*).



➤ Espacios naturales protegidos y Red Natura 2000:

Dos actuaciones proyectadas (B6 y B7) se localizan en el humedal desembocadura del riu Xeraco recogido en el Catálogo de Zonas Húmedas de la Comunidad Valenciana a los que se aplica el artículo 15 de la Ley 11/1994 de 27 de diciembre, de Espacios Naturales Protegidos de la Comunidad Valenciana, y perteneciente al lugar de interés comunitario (LIC) ES5233030 Marjal de la Safor. El citado espacio es considerado el marjal de agua dulce en mejor estado de conservación de la Comunidad Valenciana, conteniendo numerosas especies de interés destacándose una población de saramuc y caracterizándose por favorecer el drenaje del macizo de Mondúver y del río Vaca, actuar como corredor biológico y ser una zona de alto valor paisajístico. En el cordón dunar litoral se encuentra el LIC ES5233038 Dunes de la Safor y en las montañas que enmarcan el valle de Valldigna el LIC ES5233015 Serres de Montdúver i la Marxuquera y el LIC ES5233013 Sierras de Corbera, siendo poco probable que estos espacios naturales puedan verse influenciados por las actuaciones objeto del proyecto. También cabe mencionar la zona húmeda de Estany i Marjal de la Ribera Sud del Xúquer a unos 200 m al norte de donde se realizará el acondicionamiento de la acequia de Fontetes (B10). Paisaje: En la zona hay definidas tres unidades de paisaje: El valle de Valldigna, caracterizado por los cultivos de cítricos, construcciones aisladas y varios núcleos urbanos; las sierras que enmarcan el valle, cubiertas por matorral y pinedas; y por último la llanura litoral, donde encontramos un alto valor paisajístico con alternancia de marjales y cultivos hasta llegar a las dunas del cordón litoral. Patrimonio cultural: Lejos de las actuaciones proyectadas se encuentran los yacimientos arqueológicos del Abrics de Massen Ricardo, Els Castelletts, Muntanyeta del Ráfol y El Rafol, situándose estos dos últimos a 400 m al sur del acondicionamiento del río Vaca. Existen diversas vías pecuarias en las zonas objeto del proyecto o próximas.

Hay que destacar la Vereda del Camino de Cullera, que va casi paralela a la costa en el término de Xeraco y varias coladas en los términos municipales donde van a tener lugar las actuaciones.



5. Entorno Geológico.

La zona de estudio se sitúa en la desembocadura del río Vaca junto a la playa de Xeraco, al pie de los relieves mesozoicos que bordean la costa.

En paralelo a la misma se disponen rellenos cuaternarios tanto de origen continental como marinos o mixtos.

Tectónicamente se sitúa en el extremo suroriental de la provincia de Valencia en la que se pueden apreciar una interdigitación de las directrices ibéricas y las prebéticas, dando una zona de interferencia de ambas.

Características que se aprecian en los relieves cretácicos localizados al oeste de Xeraco, no existiendo fenómenos tectónicos dentro del ámbito de actuación.

Estratigráficamente, los depósitos de importancia en la zona corresponden a los sedimentos cuaternarios, los cuales quedan abundantemente representados en la plana limítrofe costera.

Dispuestos desde la costa hacia el interior, se pueden diferenciar los siguientes:

➤ Playa (Q₂P)

Presentan el depósito más exterior de la zona, forma el cordón dunar dispuesto de forma paralela a la costa.

Litológicamente se componen de arenas y en algunos casos por limos eólicos.



➤ Dunas (Q₂D₁ y Q₂D₂)

Constituye un segundo cordón dunar, dispuesto como en el caso anterior de forma paralela a la costa.

Litológicamente se encuentra constituido por arenas y limos arenosos, en los que la vegetación y los cultivos quedan ampliamente representados.

➤ Cordón litoral (Q₂Cl)

Junto con los dos anteriores forman los depósitos costeros ampliamente representados en la zona, quedan confinados por debajo de los anteriores y presentan un importante carácter marino.

Litológicamente se forma por arenas con intercalaciones de cantos y con restos fósiles de origen marino.

➤ Turba (Q₂t) y grises (Q₂lg)

Presentan un conjunto de depósitos de origen mixto, formados por limos la sedimentación en albufera.

Estos se forman por limos arenosos con numerosa materia orgánica, con intercalaciones más o menos aisladas de niveles de gravas.

➤ Limos de derrame de glacia (Q₂ld)

Constituye una orla de sedimentos dispuesta entre los glacia y los depósitos de albufera.

Litológicamente se forma por limos pardos con cantos subangulosos.



6-Estudio geotécnico.

“El estudio geotécnico se realiza previamente al proyecto de un edificio y tiene por objeto determinar la naturaleza y propiedades del terreno, necesarios para definir el tipo y condiciones de cimentación” (Rodríguez Ortiz y otros, 1984, “Curso Aplicado de Cimentaciones”).

Para la definición del terreno es necesario por tanto obtener las características del terreno:

- Marco geológico general y de la zona.
- Nivel freático.
- Agresividad del hormigón.
- Características sísmicas.
- Características geotécnicas de los materiales.
- Perfiles estratigráficos.
- Parámetros geomecánicos adoptados

Con tal de obtener dichos resultados, se programa una campaña de reconocimiento del terreno con trabajos de campo, que consiste en la obtención de muestras para su posterior estudio y ensayo en el laboratorio, del mismo modo, también se establecen ciertos ensayos de campo.

Debe tenerse en cuenta un marco económico para la realización del estudio geotécnico, ya que, a través de los resultados de los ensayos, se establecen correlaciones para definir los distintos niveles y características del terreno sin necesidad de aumentar innecesariamente la toma de muestras y ensayos, y de forma proporcional su coste económico.

A continuación, se muestra la campaña de reconocimiento del terreno del proyecto “Reordenación del enlace de Xeraco en la carretera CV-605 de Cullera a Gandía” que consiste en la realización de:

- Dos catas
- Tres penetraciones dinámicas continuas
- Dos sondeos con recuperación de testigo
- Los ensayos de laboratorio correspondientes

Catas:

| <i>Cata nº</i> | <i>Situación</i> | <i>Profundidad reconocida (m)</i> <i>(cota aproximada)</i> | <i>Muestras tomadas</i> | | |
|----------------|------------------|---|-------------------------|----------------------|--------------------|
| | | | <i>Referencia</i> | <i>Tipo</i> | <i>Profundidad</i> |
| 1 | Ver planos | 2,20 (11,60) | C-1 MA-1- | Alterada | 1,80 |
| 2 | | 3,20 (11,40) | C-2 MA-1 C-2 MA-2 | Alterada Alterada | 1,00 2,50 |

Sondeos:

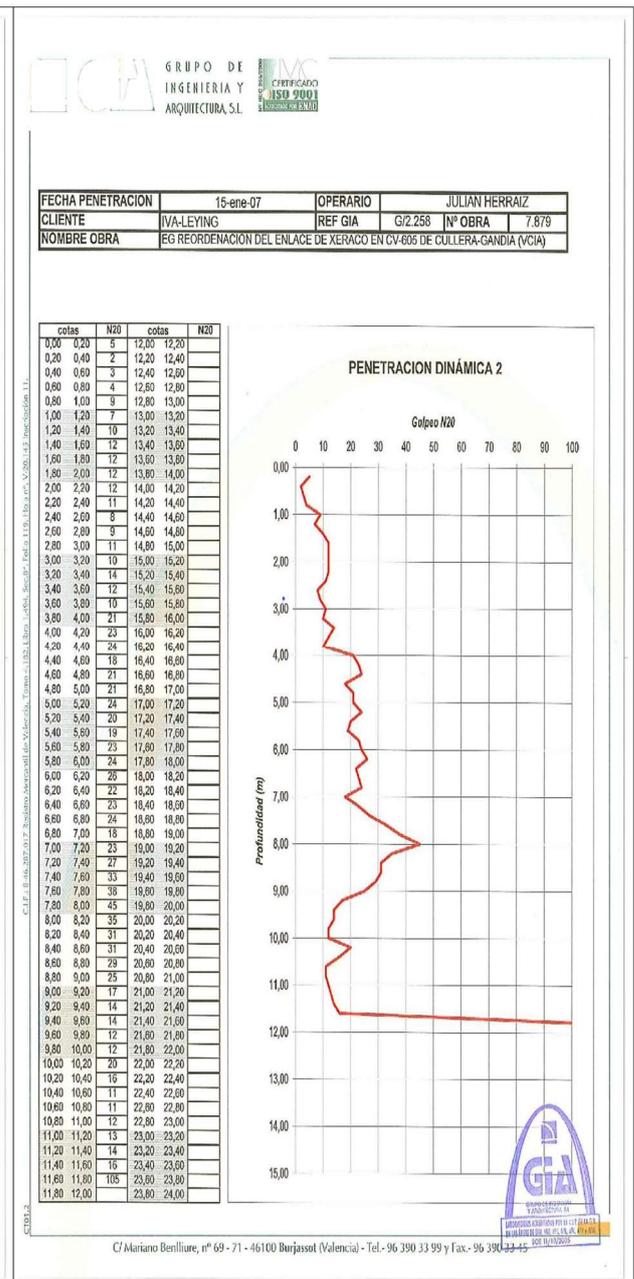
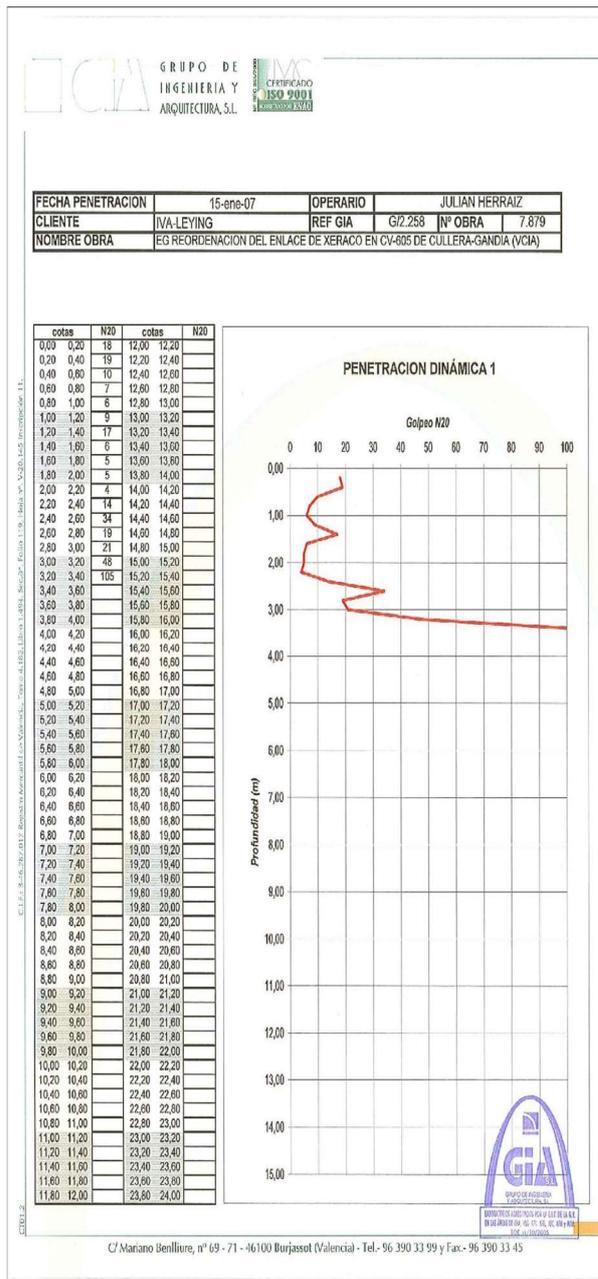
Se han realizado dos sondeos con recuperación de testigos, con las siguientes profundidades de perforación alcanzadas:

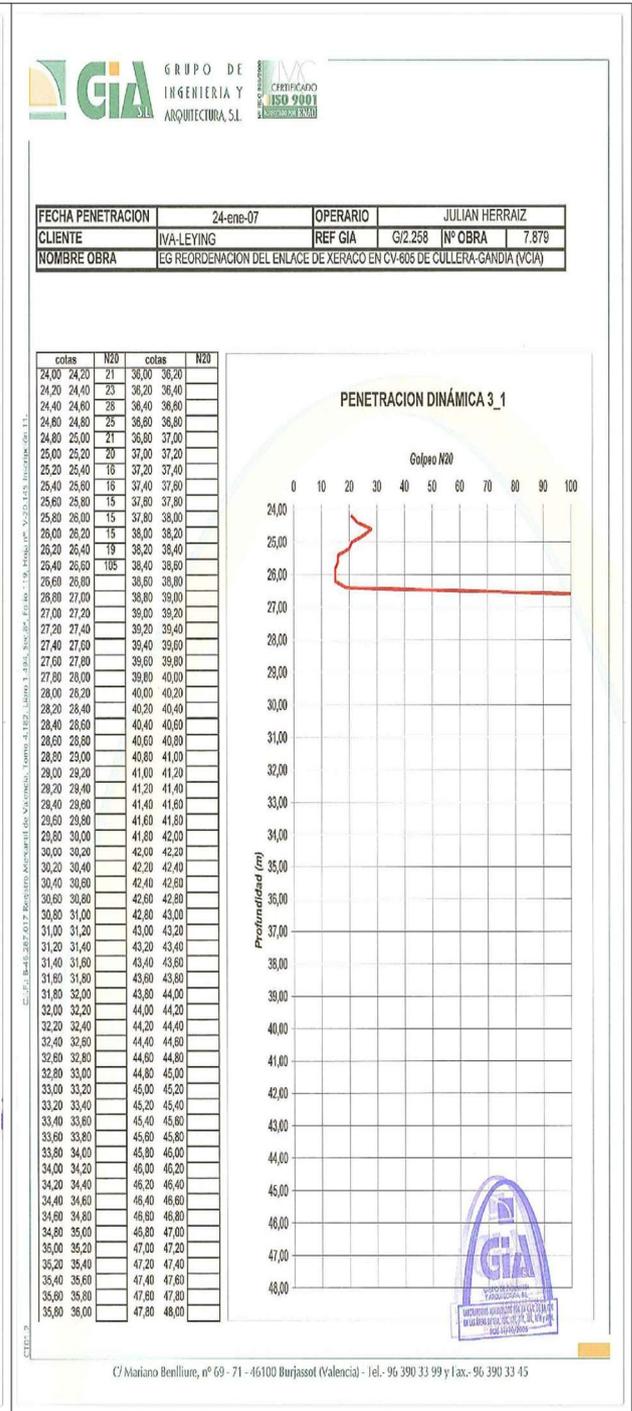
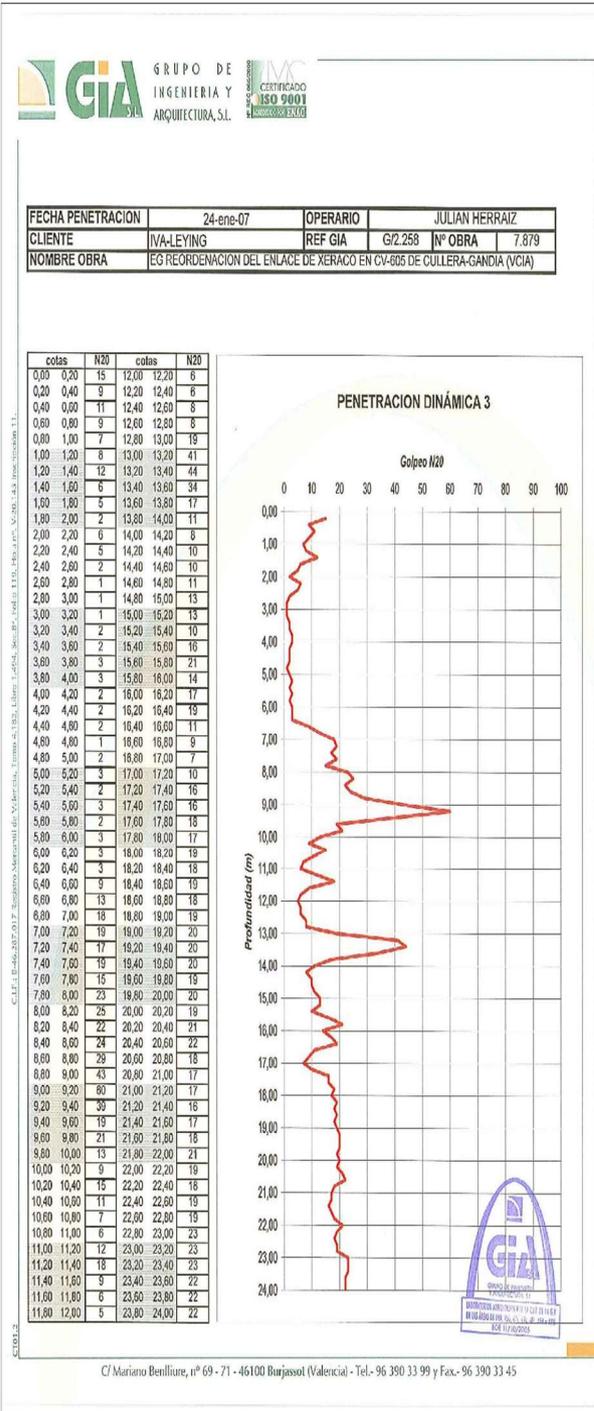
| | | |
|---------------------------------------|--------|--------|
| Sondeo nº | SR – 1 | SR – 2 |
| Profundidad (m) | 50,60 | 15,00 |
| Cota aproximada de la boca del sondeo | 12,60 | 13,10 |

Se tomaron un total de 7 muestras inalteradas (por hinca) todas ellas en el sondeo SR-1 y 21 muestras alteradas procedentes de los ensayos SPT realizados entre ambos sondeos.

Penetraciones dinámicas continuas (DPSH).

| | | | |
|-----------------|-------|-------|-------|
| Penetración nº | P - 1 | P - 2 | P - 3 |
| Profundidad (m) | 3,40 | 11,80 | 26,60 |
| Cota aproximada | 14,00 | 12,00 | 12,50 |







Ensayos de campo.

En los sondeos se realizaron 21 ensayos SPT, con la siguiente distribución:

| Sondeo | Ensayos SPT realizados |
|--------|------------------------|
| SR - 1 | 17 |
| SR - 2 | 4 |

En el sondeo SR-1 se han realizado con un avance total de 0,45 m (tres tramos de 0,15) y en el SR-2 con un avance total de 0,60 m (cuatro tramos de 0,15).

Los resultados de estos ensayos se encuentran en las tablas adjuntas y se indican también, orientativamente, los golpes de hincas para la toma de las muestras inalteradas.



| Sondeo SR – 1 | | | | | |
|------------------------|------------------|------------------|-----------|---------------------------|-------------------|
| Profundidad (m) | Ensayo nº | Golpes | N | Muestra Inalterada | Golpes |
| 2,00 – 2,60 | SPT – 1 | 6 / 6 / 2 / - | 8 | | |
| 4,00 – 4,60 | | | | MI – 1 | 0 / 0 / 2 / 1 |
| 6,00 – 6,60 | SPT – 2 | 1 / 0 / 0 / - | 0 | | |
| 8,00 – 8,60 | SPT – 3 | 2 / 5 / 9 / - | 14 | | |
| 10,00 – 10,60 | SPT – 4 | 6 / 6 / 9 / - | 15 | | |
| 12,00 – 12,60 | SPT – 5 | 3 / 5 / 5 / - | 10 | | |
| 14,00 – 14,60 | | | | MI – 2 | 4 / 3 / 1 / 3 |
| 18,00 – 18,60 | | | | MI – 3 | 7 / 7 / 7 / 8 |
| 16,00 – 16,60 | SPT – 6 | 2 / 6 / 9 / - | 15 | | |
| 20,00 – 20,60 | SPT – 7 | 3 / 3 / 3 / - | 6 | | |
| 24,00 – 24,60 | SPT – 8 | 3 / 1 / 1 / - | 2 | | |
| 26,00 – 26,60 | | | | MI – 4 | 46 / 41 / 17 / 17 |
| 28,00 – 28,60 | SPT – 9 | 9 / 10 / 10 / - | 20 | | |
| 30,00 – 30,60 | SPT – 10 | 13 / 11 / 11 / - | 22 | | |
| 32,00 – 32,60 | | | | MI – 5 | 15 / 13 / 11 / 11 |
| 34,00 – 34,60 | SPT – 11 | 1 / 1 / 1 / - | 2 | | |
| 36,00 – 36,60 | | | | MI – 6 | 2 / 4 / 6 / 9 |
| 38,00 – 38,60 | SPT – 12 | 6 / 7 / 11 / - | 18 | | |
| 40,00 – 40,60 | SPT – 13 | 1 / 3 / 6 / - | 9 | | |
| 42,00 – 42,60 | SPT – 14 | 4 / 4 / 6 / . | 10 | | |
| 44,00 – 44,60 | | | | MI – 7 | 1 / 8 / 15 / 6 |
| 46,00 – 46,60 | SPT – 15 | 5 / 4 / 5 / - | 9 | | |
| 48,00 – 48,60 | SPT – 16 | 50R | R | | |
| 50,00 – 50,60 | SPT – 17 | 5 / 9 / 8 / - | 17 | | |

| Sondeo SR – 2 | | | | | |
|------------------------|------------------|-------------------|-----------|---------------------------|---------------|
| Profundidad (m) | Ensayo nº | Golpes | N | Muestra Inalterada | Golpes |
| 3,00 – 3,60 | SPT – 1 | 0 / 1 / 1 / 1 | 2 | | |
| 6,00 – 6,60 | SPT – 2 | 1 / 0 / 1 / 2 | 1 | | |
| 9,00 – 9,60 | SPT – 3 | 5 / 4 / 8 / 11 | 12 | | |
| 12,00 – 12,60 | SPT – 4 | 23 / 12 / 20 / 11 | 32 | | |



Ensayos de laboratorio.

Con las muestras de suelo procedentes de las catas y de los sondeos se han realizado un total de 49 ensayos (44 de laboratorio y 5 a pie de sondeo).

- 39 ensayos de identificación y propiedades índice.
- 10 ensayos de tensión-deformación.

Se planificaron más ensayos de tensión – deformación (compresión simple, ensayos de corte y edómetros) pero no se pudieron realizar por las características de las muestras (dificultad de tallado por presencia de nódulos, etc.).

Los ensayos a pie de sondeo fueron 5, consistentes en determinaciones con el penetrómetro de bolsillo y el vane test manual.

La siguiente figura muestra un resumen de los ensayos efectuados y la normativa seguida en cada caso, también identifica el origen de la muestra ensayada.



| | En Catas | En sondeos | Total |
|---|----------|------------|-------|
| Densidad del suelo (UNE 103-301:94) | - | 5 | 5 |
| Granulometría por tamizado (UNE 103-102:95 y NLT-104) | 1 | 16 | 17 |
| Plasticidad del suelo (UNE 103-103:94 y 103-104:94) | 1 | 13 | 14 |
| Contenido materia orgánica perganmanato (UNE 103-204:93) | 1 | - | 1 |
| Contenido de sales solubles (NLT-114/99) | 1 | - | 1 |
| Contenido sulfatos solubles en suelo (NLT-115/99) | - | 1 | 1 |
| Resistencia al penetrometro manual y vane test de bolsillo | | 5 | 5 |
| Resistencia a compresión simple (UNE 103400:93) | - | 4 | 4 |
| Consolidación unidimensional (UNE 103100:95) | - | 1 | 1 |
| Total | 4 | 45 | 49 |

Al analizar los resultados de los trabajos y ensayos de campo y laboratorio se procede a caracterizar geomecánicamente los terrenos afectados por las obras.

➤ Nivel freático.

En los sondeos y catas realizados la posición del nivel freático detectada en cada uno es la siguiente:

| Sondeo o cata | Profundidad del sondeo o la cata (m) | Profundidad del N.F. (m) | Cota aproximada del sondeo o la cata (m) | Cota aproximada del NF (m) |
|----------------------|---|---------------------------------|---|-----------------------------------|
| SR – 1 | 50,60 | 1,50 | 12,60 | 11,10 |
| SR – 2 | 15,00 | 2,00 | 13,10 | 11,10 |
| C – 1 | 2,20 | 1,20 | 12,40 | 11,20 |
| C – 2 | 3,20 | no detectado | 11,40 | - |

La ubicación de las pilas del puente sobre el río Vaca se encuentran en zona de lámina libre del cauce.

➤ **Agresividad al hormigón.**

A partir de los ensayos realizados en suelos, se obtuvo la siguiente información:

| Muestra | Profundidad (m) | Sales solubles (%) (NLT – 114 / 99) | Contenido de sulfatos (mg/kg) |
|----------------|------------------------|---|--------------------------------------|
| SR-1 MI-1 | 4,00 – 4,60 | | 634 |
| C-2 MA-1 | 2,50 | 0,76 | |

Adicionalmente, se obtuvo una muestra de agua a 1,50 m de profundidad en el sondeo SR-1, de cuyo análisis se obtuvieron los siguientes resultados:

| Ensayo | Resultado | |
|-----------------------------|------------------|--------------------------------------|
| Contenido en sulfato | 586 | mg SO ₄ ²⁻ / l |
| Valor de pH | 7,6 | |
| Residuo seco a 110° | 2306,0 | mg / l |
| Contenido de magnesio | 43,8 | mg Mg ²⁺ / l |
| Dióxido de carbono agresivo | Negativo | CO ₂ / l |
| Contenido de amonio | 0,34 | mg NH ₄ ⁺ / l |

A la vista de los resultados, las clases de exposición de los elementos estructurales de hormigón serán:

Clases generales de exposición
relativas a la corrosión de las
armaduras

| | |
|-------------|--|
| Qa | Cimentaciones y elementos enterrados |
| IIIa | Elementos exteriores (para estructuras situadas a menos de 5 km de la línea de costa) |



➤ Características sísmicas.

Tal como relata la norma NCSE – 02 (“Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación”, de septiembre de 2002) al término municipal de Xeraco le corresponde una aceleración sísmica básica de:

$$a_b = 0,07.g$$

con un coeficiente de contribución $K = 1,0$.

Según dicha norma, se trata de un terreno tipo III (“suelo granular de compacidad media o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme”) y tipo IV (“suelo granular suelto o suelo cohesivo blando”), por lo que se le asigna el valor del coeficiente del terreno de $C = 1,6$ y $C = 2,0$, respectivamente.

El coeficiente adimensional de riesgo, al no tratarse de una construcción de importancia especial, será $\rho = 1,0$.

Para $\rho \cdot a_b < 0,1.g$, se toma un coeficiente de amplificación del terreno $S = C/1,25$, por tanto:

- Para el suelo granular de compacidad media $S = 1,28$
- Para el granular suelto y el cohesivo blando: $S = 1,60$

Así pues, la aceleración de cálculo ($a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$) será:

- Para el suelo granular de compacidad media $a_c = 0,0896.g$
- Para el granular suelto y el cohesivo blando: $a_c = 0,112.g$

La aplicación de la citada norma será obligatoria si las construcciones proyectadas se clasifican de importancia normal o especial, no siéndolo, si se consideran construcciones de importancia moderada.

➤ Características geotécnicas de los materiales.

En los trabajos de campo realizados aparecen, fundamentalmente, arenas (SM) y arcillas inorgánicas de baja plasticidad; aunque también se encuentran presentes algunos niveles de gravas limosas (GM) y arcillas de alta plasticidad (CH) además de la zona superior de rellenos y algunos episodios orgánicos (Pt).

Granulométricamente se distinguen tres grupos de suelos:

- Arcillosos
- Arenosos
- Gravas en menor medida

A continuación, se presentan las curvas granulométricas correspondientes a los ensayos de laboratorio realizados.

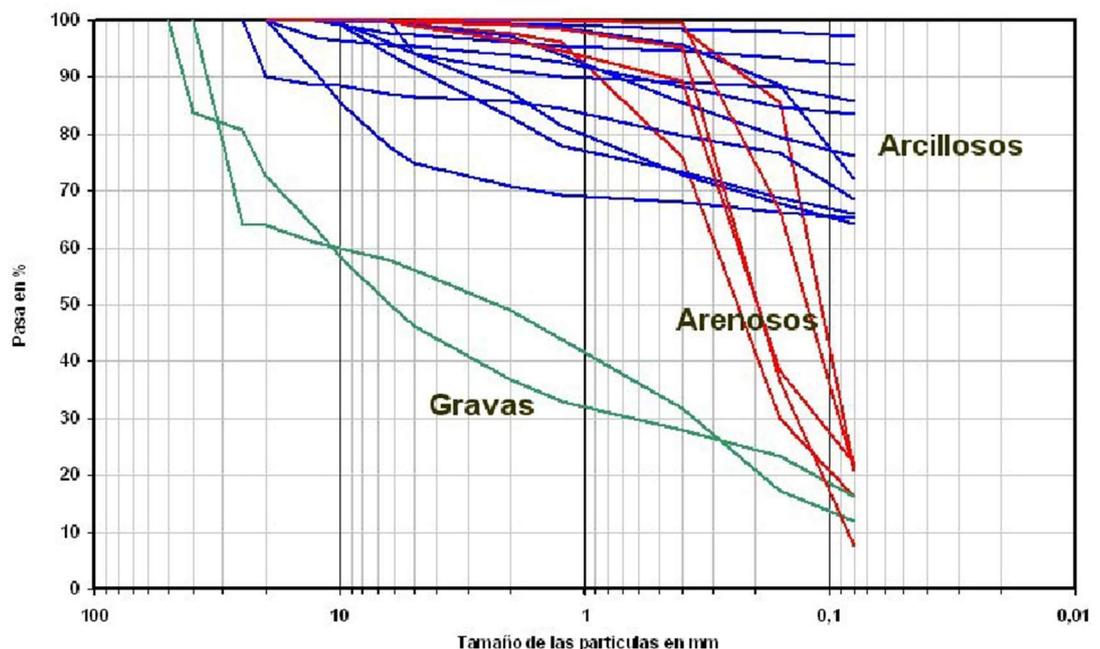


Figura 4 - Curvas granulométricas



En coherencia con los resultados obtenidos con los ensayos, la compacidad de los suelos granulares presenta las siguientes variaciones:

| Muestra | Profundidad (m) | Cota aprox. (m) | N_{SPT} | Compacidad (según GCOC-MF 2003) ⁽¹⁾ |
|----------------|------------------------|------------------------|------------------------|---|
| SR-1 SPT-1 | 2,00 – 2,60 | 10,30 | 8 | Floja |
| SR-2 SPT-1 | 3,00 – 3,60 | 9,80 | 2 | Muy floja |
| SR-2 SPT-2 | 6,00 – 6,60 | 6,80 | 1 | Muy floja |
| SR-1 SPT-3 | 8,00 – 8,60 | 4,30 | 14 | Media |
| SR-2 SPT-3 | 9,00 – 9,60 | 3,80 | 12 | Media |
| SR-1 SPT-4 | 10,00 – 10,60 | 2,30 | 15 | Media |
| SR-2 SPT-4 | 12,00 – 12,60 | 0,80 | 32 | Densa |
| SR-1 SPT-5 | 12,00 – 12,60 | 0,30 | 10 | Media a floja |
| SR-1 SPT-8 | 24,00 – 24,60 | -11,70 | 2 | Muy floja |
| SR-1 SPT-16 | 48,00 – 48,60 | -35,70 | R | Muy densa |

⁽¹⁾ Guía de Cimentaciones para Obras de Carretera - Ministerio de Fomento, 2003

Figura 5 - Resultados de los ensayos de compacidad.

En lo referente a los niveles arcillosos, se trata en todos los casos de arcillas de baja plasticidad, excepto una de las muestras.

A continuación, se representan, en la Carta de Plasticidad del SUCS, los resultados de los ensayos de plasticidad.

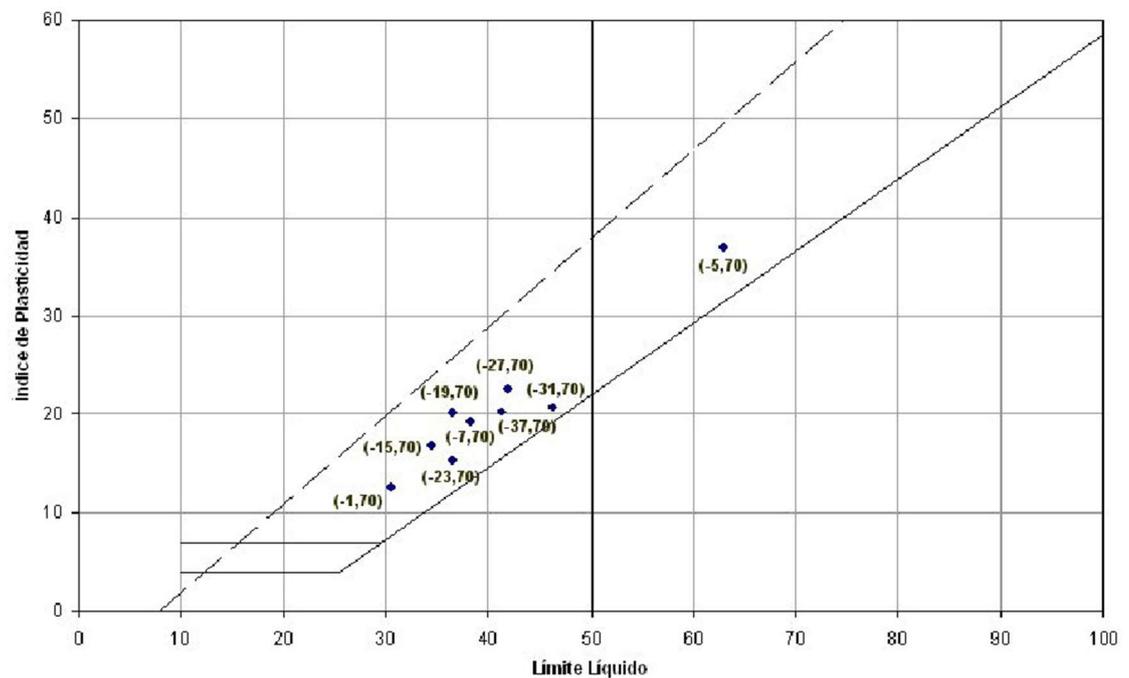


Figura 6 - Representación resultados en la Carta de Plasticidad del SUCS.

Se han anotado entre paréntesis, la cota aproximada de la muestra ensayada; puede observarse una ligera tendencia a que la plasticidad aumente con la profundidad.



➤ Perfiles estratigráficos.

La zona presenta características típicamente deltaicas, conformada por materiales aportados por el río, es por lo que presenta una elevada dificultad a la hora de establecer un perfil estratigráfico “coherente” y representativo, en base a las columnas (y ensayos) procedentes de los trabajos de campo.

Dependiendo de la actividad hidráulica de dicho río, la granulometría de los sedimentos puede variar notablemente; los regímenes de violentas crecidas (junto con las variaciones del nivel del mar en el Pleistoceno) pueden configurar un subsuelo con alternancia de capas de gravas, arenas, limos y arcillas, de gran variabilidad, tanto cualitativa como cuantitativa (en espesor, extensión y forma, pudiendo ser muy habituales los depósitos en forma de lentejón).

Del marco geológico descrito y del análisis de las características expuestas en el apartado anterior se pueden establecer los siguientes niveles:

Nivel 0: Rellenos y tierra vegetal.

Con un espesor detectado de 1,20 y 1,90 m en los sondeos SR-1 y SR-2 respectivamente, y de 0,40 y 0,70 m en las catas C-1 y C-2.

Nivel 1: Arenas limosas (SM) con alternancias orgánicas (Pt) y de gravas (GM).

Compuesto fundamentalmente por arenas limosas (SM) de flojas a muy flojas, pueden aparecer también gravas limosas (GM) y arcillas y suelos orgánicos (Pt). Este nivel puede tener un espesor entre 5,00 y 6,00 m.

Nivel 2: Arenas limosas (SM).

De compacidad media, con un espesor de entre 6,00 y 7,00 m.



Nivel 3: Alternancia de capas cohesivas (CL y ocasionalmente CH) y granulares (GM).

En el sondeo SR-1 se puede distinguir el siguiente desarrollo del nivel:

- Nivel 3a: Arcillas de baja plasticidad (CL) con algún episodio de alta (CH).

Sin carácter orgánico y de consistencia media. Con un espesor en torno a los 9,00 m. Presentan nódulos y cantos, más abundantes al final del nivel.

- Nivel 3b: Arenas y gravas limosas (SM y GM).

Las arenas de compacidad muy floja. Las gravas posiblemente muy compactas. El espesor ronda los 5,00 m.

- Nivel 3c: Arcillas de baja plasticidad (CL)

De consistencia variable, alternando las capas firmes con las blandas y muy blandas.

Se observa la presencia de nódulos y cantos, con una alternancia similar (en cuanto a su abundancia) a la de la consistencia. Su espesor es de unos 20,00 m

- Nivel 3d: Gravas limosas.

Muy compactas. Espesor en torno a 1,50 m.

- Nivel 3e: Arcilla de baja plasticidad (CL).

De consistencia firme (espesor no conocido, pues es el final del sondeo).

La siguiente figura muestra el perfil estratigráfico adoptado implementado al perfil del puente.

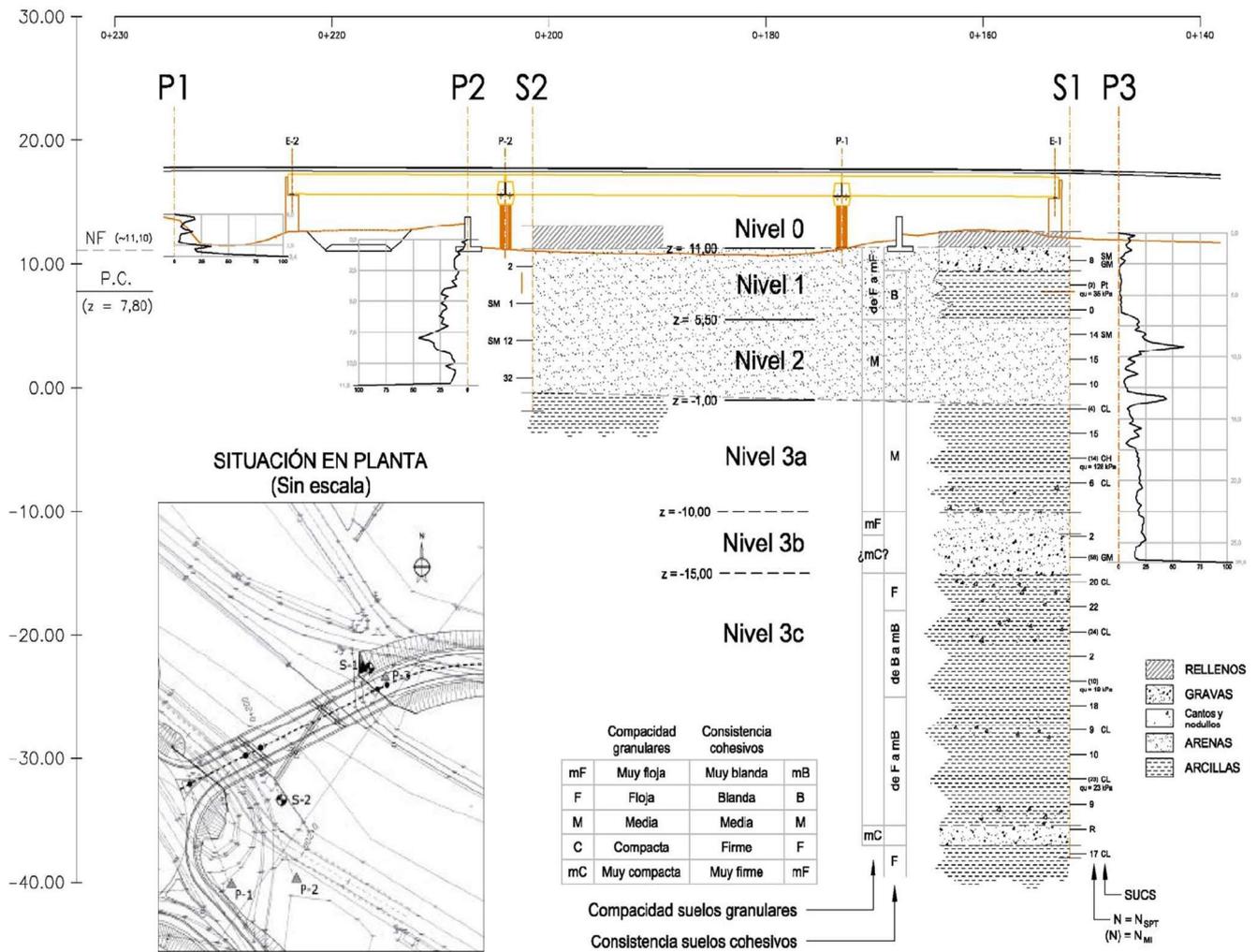


Figura 7 - Perfil estratigráfico implementado al perfil del puente.



➤ **Parámetros geomecánicos adoptados.**

En función del perfil estratigráfico adoptado y de los resultados de los ensayos de campo y laboratorio se establecen los parámetros geomecánicos del suelo, que se consideran adecuados para los cálculos.

Nivel 0: Rellenos antrópicos y tierra vegetal.

Este nivel deberá retirarse para cualquier cimentación de estructuras, obras de fábrica o terraplenes; pero, para los casos en los que se considere necesario conocer sus características, éstas se estiman con los siguientes valores:

Tierra vegetal: (limos arcillosos con restos vegetales).

No se dispone de ensayos ni de laboratorio ni en situ. De la descripción en el registro de catas y sondeos puede adoptarse:

- Peso específico aparente $\gamma = 16 - 18 \text{ kN / m}^3$
- Peso específico seco $\gamma_d = 14 - 16 \text{ kN / m}^3$
- Ángulo de rozamiento $\phi = 24 - 26^\circ$
- Cohesión $c = 0,0 \text{ kPa}$
- Resistencia a compresión simple $q_u = 20 - 50 \text{ kPa}$

Rellenos antrópicos:

Dada su gran variabilidad en cuanto a naturaleza y composición, Es muy aventurado proporcionar valores para este tipo de terreno. En caso necesario, y de no presentar alguna característica determinada muy acusada, pueden adoptarse los valores anteriores



Nivel 1: Alternancias de SM, GM y Pt .

Arenas limosas (SM):

Aparecen solo en el sondeo SR-2, con valores del NSPT de 2
Se toman los valores:

- Peso específico saturado $\gamma = 17 - 19 \text{ kN / m}^3$
- Peso específico seco $\gamma_d = 13 - 15 \text{ kN / m}^3$
- Ángulo de rozamiento efectivo $\varphi' = 26 - 32^\circ$
- Cohesión efectiva $c' = 0,0 \text{ kPa}$
- Módulo de deformación efectivo: $E' = 10 - 15 \text{ MPa}$

Gravas (GM):

En el ensayo SPT se ha obtenido $N = 8$ (el ensayo SPT no es muy representativo en gravas); se trata, en el caso analizado, de un suelo entre las fronteras de grava y arena. Se toman los valores:

- Peso específico saturado $\gamma = 19 - 21 \text{ kN / m}^3$
- Peso específico seco $\gamma_d = 15 - 17 \text{ kN / m}^3$
- Ángulo de rozamiento efectivo $\varphi' = 28 - 32^\circ$
- Cohesión efectiva $c' = 0,0 \text{ kPa}$
- Módulo de deformación efectivo: $E' = 20 - 25 \text{ MPa}$

Arcillas orgánicas / Turbas (Pt):

Se toman los siguientes valores:

- Peso específico saturado $\gamma = \sim 17 \text{ kN / m}^3$
- Peso específico seco $\gamma_d = \sim 11 \text{ kN / m}^3$
- Ángulo de rozamiento efectivo $\varphi' = 0 - 16^\circ$
- Cohesión efectiva $c' = 0,0 - 5,0 \text{ kPa}$
- Resistencia a compresión simple $q_u = \sim 35 \text{ kPa}$
- Módulo de deformación $E_u = 2 - 5 \text{ MPa}$
 $E' = 1,5 - 3,5 \text{ MPa}$



Nivel 2: Arenas limosas (SM).

Los valores del SPT obtenidos suponen una media (dejando aparte el de 32, del sondeo SR-2) en torno a 13 (compacidad media) para el que se pueden adoptar los siguientes valores:

- Peso específico saturado $\gamma = 18 - 20 \text{ kN / m}^3$
- Peso específico seco $\gamma_d = 16 - 18 \text{ kN / m}^3$
- Ángulo de rozamiento efectivo $\phi' = 31 - 33^\circ$
- Cohesión efectiva $c' = 0,0 \text{ kPa}$
- Módulo de deformación efectiva: $E' = 25 - 30 \text{ MPa}$

Nivel 3: Alternancias de capas cohesivas (CL y CH) y granulares (SM y GM).

Capas cohesivas (CL).

Aparecen en tres tramos (niveles 3a, 3c y 3e); en cuanto a los parámetros de estado, se han obtenido los siguientes resultados:

| Cota | G (%) | S (%) | M+C (%) | LL | LP | I_p | SUCS | IF | IC | γ (kN/m ³) | γ_d (kN/m ³) | N _{SPT} |
|----------|-------|-------|---------|------|------|-------|------|------|------|-------------------------------|---------------------------------|------------------|
| Nivel 3a | | | | | | | | | | | | |
| -1,70 | 6,1 | 29,8 | 64,1 | 30,6 | 18,0 | 12,6 | CL | 0,15 | 0,85 | 19,5 | 16,3 | - |
| -3,70 | | | | | | | | | | | | 15 |
| -5,70 | 0,3 | 2,6 | 97,1 | 63,0 | 26,1 | 36,9 | CH | 0,08 | 0,92 | 19,1 | 14,8 | - |
| -7,70 | 5,8 | 8,5 | 85,7 | 38,3 | 19,2 | 19,1 | CL | | | - | - | 6 |
| Nivel 3b | | | | | | | | | | | | |
| -15,70 | 2,8 | 5,0 | 82,2 | 34,6 | 17,8 | 16,8 | CL | | | - | - | 20 |
| -17,70 | | | | | | | | | | | | 22 |
| -19,70 | 8,4 | 25,7 | 65,9 | 36,5 | 16,4 | 20,1 | CL | | | - | 19,3 | - |
| -21,70 | | | | | | | | | | | | 2 |
| -23,70 | 4,65 | 11,98 | 83,37 | 36,5 | 21,2 | 16,3 | CL | 0,70 | 2,39 | 18,1 | 13,7 | - |
| -25,70 | | | | | | | | | | | | 18 |
| -27,70 | 25,3 | 9,5 | 65,2 | 41,9 | 19,3 | 22,6 | CL | | | - | - | 9 |
| -31,70 | 0,8 | 23,2 | 75,9 | 46,4 | 25,7 | 20,7 | CL | 0,70 | 2,24 | 16,0 | 11,4 | - |
| -33,70 | | | | | | | | | | | | 9 |
| Nivel 3c | | | | | | | | | | | | |
| -37,70 | 13,5 | 18,0 | 68,5 | 41,4 | 21,2 | 20,2 | CL | | | - | - | 17 |

Con los resultados expuestos se pueden adoptar los siguientes valores:

- Nivel 3a.
 - Peso específico saturado $\gamma = \sim 19 \text{ kN / m}^3$
 - Peso específico seco $\gamma_d = \sim 15 \text{ kN / m}^3$
 - Ángulo de rozamiento efectivo $\varphi' = 16 - 26^\circ$
 - Cohesión efectiva $c' = 0,0 \text{ kPa}$
 - Resistencia a corte sin drenaje $s_u = 30 - 100 \text{ kPa}$
(media: $60 - 65 \text{ kPa}$)
 - Módulo de deformación $E_u = 6 - 7 \text{ MPa}$
 $E' = 4 - 6 \text{ MPa}$
 - Índice de compresión $C_c = 0,30$
 - Índice de hinchamiento $C_s = 0,018$

- Nivel 3c y 3e.
 - Peso específico saturado $\gamma = \sim 17 \text{ kN / m}^3$
 - Peso específico seco $\gamma_d = \sim 12 \text{ kN / m}^3$
 - Ángulo de rozamiento efectivo $\varphi' = 18 - 28^\circ$
 - Cohesión efectiva $c' = 0,0 \text{ kPa}$
 - Resistencia a corte sin drenaje $s_u = 10 - 140 \text{ kPa}$
(medias: $130, 13, 85 \text{ y } 35 \text{ kPa}$) (media general: 72 kPa)
 - Módulo de deformación $E_u = 11 - 15 \text{ MPa}$
 $E' = 8 - 11 \text{ MPa}$



Capas granulares (SM y GM).

Para las arenas solo se dispone de un valor del SPT de 2, y sus características podrían ser similares a las de las arenas del nivel 1:

- Peso específico saturado $\gamma = 17 - 19 \text{ kN / m}^3$
- Peso específico seco $\gamma_d = 13 - 15 \text{ kN / m}^3$
- Ángulo de rozamiento efectivo $\varphi' = 26 - 32^\circ$
- Cohesión efectiva $c' = 0,0 \text{ kPa}$
- Módulo de deformación efectivo: $E' = 10 - 15 \text{ MPa}$

Para las gravas solo se dispone del dato del golpeo ($N_{MI} = 58$) del tubo tomamuestras para la toma de la muestra inalterada, de donde se deduce que pueden ser de alta compacidad.

Se adoptan los valores:

- Peso específico saturado $\gamma = \sim 21 \text{ kN / m}^3$
- Peso específico seco $\gamma_d = \sim 17 \text{ kN / m}^3$
- Ángulo de rozamiento efectivo $\varphi' = 34 - 38^\circ$
- Cohesión efectiva $c' = 0,0 \text{ kPa}$
- Módulo de deformación efectivo: $E' = 30 - 50 \text{ MPa}$

En resumen, los parámetros geomecánicos que se adoptan para la caracterización del terreno son los siguientes:

| Nivel | 0 | 1 | | | 2 | 3 (a) | 3 (b) | 3 (c) | 3 (d) | 3 (e) |
|---------------------------------|----------|---------|-----|----------------|---------|---------|---------|---------|-------|-------|
| % G | | 0 ~ 2 | 44 | 0 | 0 ~ 1 | 0 ~ 6 | 54 | 0 ~ 25 | 54 | 14 |
| % S | | 75 ~ 80 | 44 | 28 | 78 ~ 83 | 2 ~ 30 | 30 | 5 ~ 25 | 30 | 18 |
| % M + C | | 20 ~ 25 | 12 | 72 | 16 ~ 22 | 64 ~ 98 | 16 | 65 ~ 84 | 16 | 68 |
| w (%) | | | | 55 | | 25 ~ 30 | | 30 ~ 40 | | |
| LL | | | | | | 30 ~ 63 | | | | |
| LP | | | | | | 18 ~ 26 | | | | |
| I _p | | | | | | 12 ~ 40 | | | | |
| SUCS | (TV + R) | SM | GM | P _t | SM | CL | GM / SM | CL | GM | CL |
| γ (kN/m ³) | 17 | 18 | 20 | 17 | 19 | 19 | 18 | 17 | 21 | 17 |
| γ_d (KN/m ³) | 15 | 14 | 16 | 11 | 17 | 15 | 14 | 12 | 17 | 12 |
| ϕ (°) | 25 | 29 | 30 | ≤ 16 | 32 | 21 | 29 | 24 | 36 | 24 |
| c' (kPa) | 0,0 | 0,0 | 0,0 | $\leq 5,0$ | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| s _u (kPa) | 15 | | | 15 | | 30 | | 60 | | 60 |
| e _o | | | | | | 0,72 | | | | |
| C _c | | | | | | 0,30 | | | | |
| C _s | | | | | | 0,018 | | | | |
| E _u (MPa) | | | | 3,5 | | 6,5 | | 13 | | 13 |
| E' (MPa) | | 12,5 | 2,5 | 2,5 | 25 | 5 | 12,5 | 9,5 | 40 | 9,5 |

Figura 8 - Tabla resumen de los parámetros geomecánicos.



6. Análisis crítico del estudio geotécnico.

El objetivo de este informe es analizar exhaustivamente y de forma crítica la metodología empleada para la realización del estudio geotécnico, así como, los trabajos de campo, localización de la toma de muestras y los ensayos realizados para la caracterización del terreno.

Para cumplir dicho objetivo, se han estudiado los siguientes documentos:

- ❖ “Recomendaciones sobre la campaña geotécnica en los proyectos de la dirección general de carreteras” del Ministerio de fomento.
- ❖ “Guía de cimentaciones en obras de carretera” (GCOC) del Ministerio de fomento.

En primer lugar, ambos documentos reflejan la importancia de recopilar la información geológica y geotécnica disponible previamente a la realización de cualquier trabajo, para ello, ofrece las siguientes propuestas:

- Estudios previos de terrenos, de la Dirección General de Carreteras
- Documentos geológicos diversos publicados por el Instituto Geológico y Minero de España (IGME). Deberán consultarse siempre las siguientes publicaciones de dicho organismo:
 - Mapa geológico E=1/200.000
 - Mapa geológico E=1/50.000
 - Mapa de rocas industriales E=1/200.000
- Mapas antiguos en su caso.
- Referencias bibliográficas relativas a proyectos y obras en zonas próximas.
- Trabajos de tipo geológico-geotécnico de carreteras u otras construcciones próximas
- Inspección visual del emplazamiento



Con tal de cumplir lo establecido, el estudio geotécnico analizó exhaustivamente los siguientes documentos de carácter público, así como, se realizaron visitas al emplazamiento para sentar los criterios de la campaña geotécnica.

- Hoja nº 696 (29 – 28), “Burjassot” de la 2ª serie 1ª edición del Mapa Geológico a escala 1:50.000 del Instituto Geológico y Minero de España.
- Mapa Geológico de la Provincia de Valencia, a escala 1:200.000 (primera edición) elaborado y editado por la Diputación provincial de Valencia, la Universidad de Valencia y el Instituto Geológico y Minero de España.
- Mapa Geotécnico de la España Peninsular, Baleares y Canarias, a escala 1:1.000.000 del Instituto Geológico y Minero de España, 1980.

Tras el estudio de la documentación, se formularon las bases de la campaña de reconocimiento del terreno, es decir, los trabajos de campo y toma de muestras para su posterior ensayo en el laboratorio.

Para ello se realizaron los siguientes trabajos:

- Dos catas
- Tres penetraciones dinámicas continuas
- Dos sondeos con recuperación de testigo
- Los ensayos de laboratorio correspondientes.

Como citan los documentos tomados por guía, cabe destacar la importancia del emplazamiento de los trabajos de campo, ya que deben aportar información suficientemente representativa para la caracterización del terreno.

Por ello establece criterios adicionales en función de la obra que se proyecte, en este caso es un puente sobre el río Vaca esviado (33,49 g, a la derecha, en el sentido de avance de la carretera) que tiene una longitud de 71,00 m (entre ejes de apoyo en estribos en la dirección del eje de la carretera) con tres vanos, de 31,00 el central (por el que discurre el cauce del río Vaca) y 20,00 cada uno de los laterales.

Las recomendaciones sobre la campaña geotécnica en los proyectos de la dirección general de carretera, muestran que, para el estudio de las cimentaciones en puentes, viaductos y pasos superiores, se realizará un (1) sondeo por apoyo (pila o estribo) y que deberá comprobarse que se ha realizado un sondeo en coincidencia con la situación aproximada de cada apoyo (pilas y estribos).

En caso de no ser así, se completará la campaña con los sondeos necesarios para cada uno de los nuevos apoyos identificados.

Complementariamente a los sondeos, podrá efectuarse otro tipo de investigaciones acordes con la naturaleza del terreno, como: ensayos de penetración dinámica o estática CPTU en casos de cimentación superficial o profunda en terrenos poco consolidados o blandos.

En la siguiente figura, se muestra la localización de los trabajos de campo realizados antes de la construcción del puente.

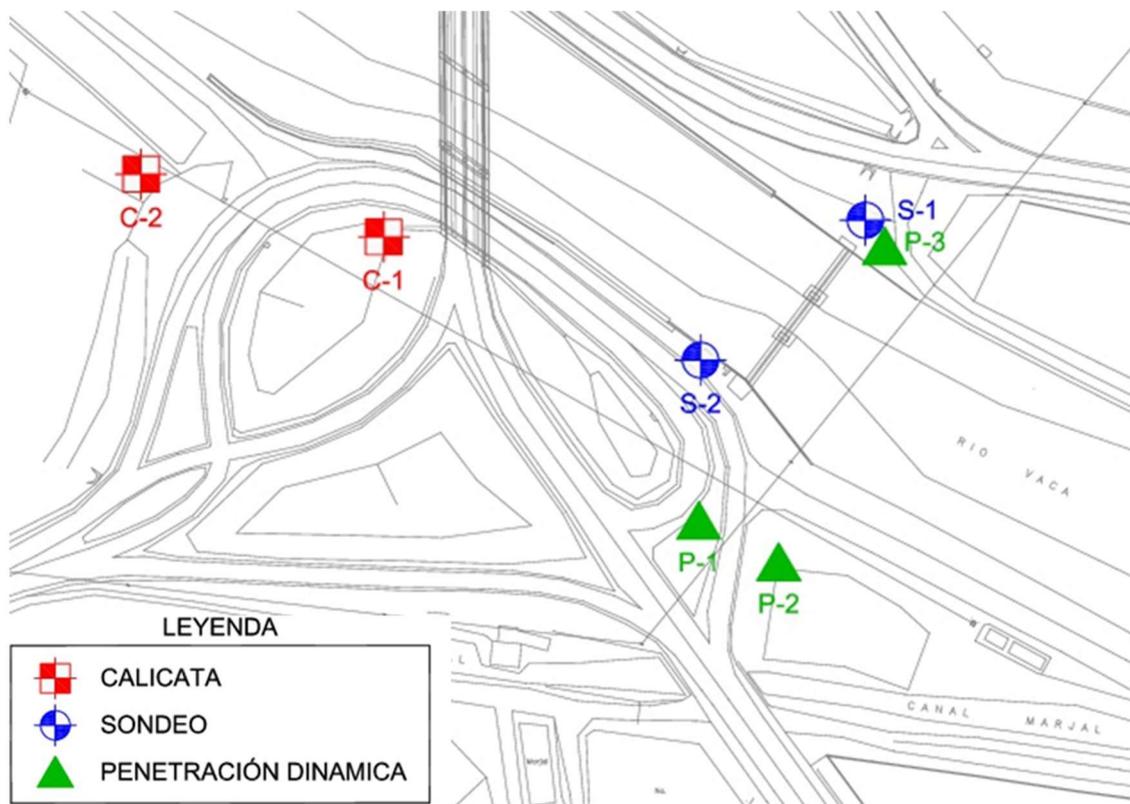


Figura 9 - Localización de los trabajos de campo antes de la construcción.

A continuación, se muestra su localización tras la construcción del puente.

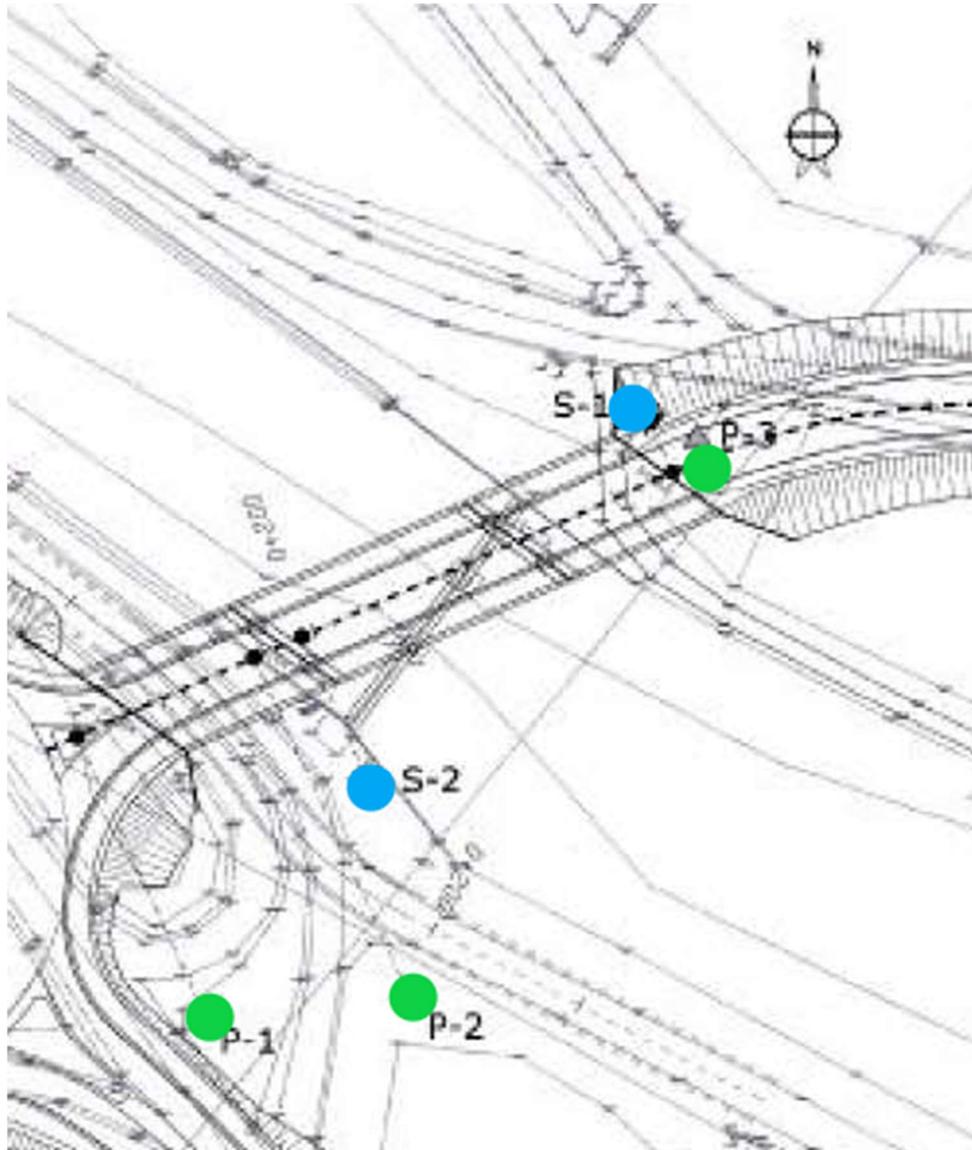


Figura 10 - Localización trabajos de campo tras la construcción.

Como se puede observar, ambos sondeos no se encuentran en los apoyos del puente, en el eje longitudinal, como recomienda la guía, ni se han realizado sondeos en las pilas intermedias del puente.

En concreto el sondeo 1 (S-1), se encuentra a una distancia aproximada de 10 m, y el sondeo 2 (S-2) a una distancia de 22 m aproximadamente.

En cuanto a los trabajos complementarios de penetración dinámica, se encuentran más alejados salvo la tercera penetración dinámica (P-3) que sí se encuentra en el eje longitudinal y que servirá como marco de referencia, dejando a las otras, P-1 y P2, como datos del marco general para contrastar.

A continuación, se muestra la situación de los trabajos de campo propuesta en función de los documentos tomados por guía en este informe. Estando representados como puntos azules la modelización ideal de los sondeos.

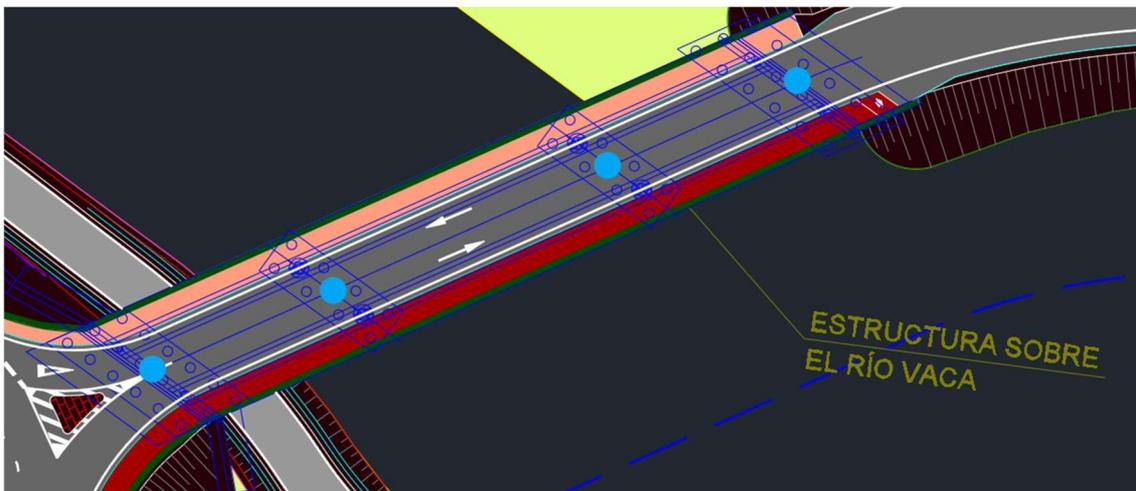


Figura 11 - Propuesta sondeos a realizar para su estudio según recomendaciones del ministerio de fomento.

En cuanto a las catas y penetraciones dinámicas, al ser trabajos complementarios, puede utilizarse la información recopilada por las efectuadas al encontrarse relativamente próximas.

Otro punto a tener en cuenta en los sondeos, es la longitud acumulada mínima de sondeos, S_i^E , a distribuir entre el total de apoyos (pilas y estribos) para cada puente, viaducto o paso superior, puede considerarse función de su longitud total, L_i^E , y debe ser acorde con la expresión:

$$S_i^E = L_s^E + L_s^E \frac{L_i^E}{35}$$

siendo L_s^E la longitud mínima de un sondeo en un apoyo de las estructuras, el valor de este parámetro se recoge en el Apéndice II de las "Recomendaciones sobre la campaña geotécnica en los proyectos de la dirección general de carreteras", siendo en este caso mayor o igual a 20 m.



No obstante, el valor L_s^E será el preciso para asegurar que se alcanza la cota de cimentación deducida de los cálculos estructurales de la cimentación (zapatas o pilotes).

Por tanto, la longitud acumulada mínima será:

$$S_i^E = 20 + 20 * (71/35) = 60.57 \text{ m.}$$

Siendo L_i^E la longitud total del puente igual a 71 m.

Analizando los resultados de los sondeos efectuados, se puede comprobar que cumple dicha condición, ya que:

Longitud sondeo 1 (S-1) = 50.60 m.

Longitud sondeo 2 (S-2) = 15 m.

Longitud acumulada de sondeos = 65.60 m, siendo mayor que $S_i^E = 60.57$ m.

Otro aspecto destacable, es la profundidad de los sondeos para estructuras apoyadas sobre suelos blandos, que suele variar entre cuarenta y cincuenta metros (40 a 50 m) debido a la escasa consistencia del subsuelo, por lo que se necesitan pilotes de gran longitud para alcanzar suficiente resistencia por fuste.

Como se puede apreciar el sondeo 1 (S-1) cumple las condiciones para lo que fue diseñado, mientras que el sondeo 2 (S-2), no pasó de los 15 m de profundidad.

En lo referente a la toma de muestras, se efectuaron un total de 28:

- 21 muestras alteradas procedentes de los ensayos SPT realizados entre ambos sondeos.
- 7 muestras inalteradas procedentes del sondeo S-1 (por hinca).



Las recomendaciones del Ministerio de Fomento establecen en terrenos tipo suelo, como es el caso, que se obtendrá el valor de la resistencia al corte a partir de muestras inalteradas obtenidas cada tres metros (3 m) de profundidad de sondeo, y siempre que cambie la naturaleza del terreno.

Adicionalmente se debe realizar un ensayo de penetración estándar o SPT cada 2 m de prospección.

El ensayo de penetración estándar (S.P.T.) mide la resistencia de un suelo a la penetración de un tomamuestras tubular o de una puntaza ciega contabilizando, para ello, el número de golpes necesario para introducirlo hasta un total de 45 cm en tres intervalos parciales de 15 cm cada uno; como elemento de impacto se utiliza una maza metálica de 63,5 kg que cae desde una altura de 76 cm.

El resultado del ensayo se define por un número (N) que se obtiene al sumar el número de golpes necesario para la hincada de los 30 cm intermedios; se considera rechazo (R) cuando el número de golpes para introducir cualquiera de los intervalos de 15 cm es superior a 50, en este caso el resultado se expresa como R/P, siendo P la penetración (en cm) lograda en el intervalo al consumirse los 50 golpes.

Al observar el acta del ensayo de laboratorio, se puede comprobar que el sondeo 1 (S-1) no cumple lo establecido en lo referente a la toma de muestras inalteradas, mientras que sí que cumple lo dispuesto a los ensayos SPT.

El ensayo de penetración estándar (SPT) se utiliza para evaluar la resistencia y deformabilidad de suelos predominantemente granulares sueltos (arenas y gravas), aunque también aporta una información muy útil acerca de la consistencia de los materiales cohesivos.

Para la toma de la muestra inalterada se opera del mismo modo, aunque el tomamuestras está provisto de una camisa de PVC en la que queda contenida la muestra, y cuyo tamaño es sensiblemente mayor.

Registro Sondeo 1:

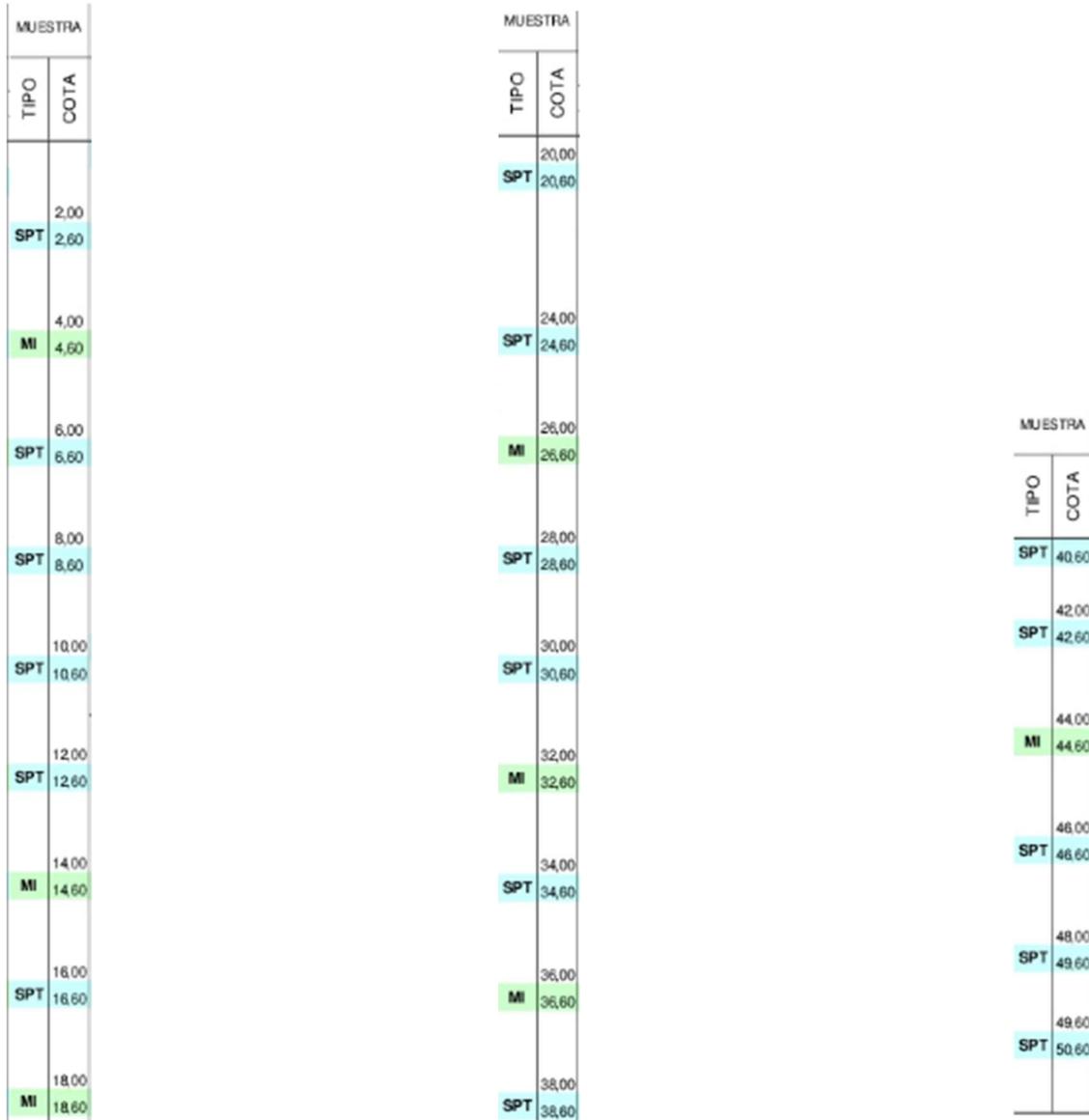


Figura 12 – Registro del sondeo 1 (S-1).

En cuanto al sondeo 2 (S-2), se puede ver claramente que no cumple los criterios dispuestos en las recomendaciones del Ministerio de Fomento respecto a las profundidades de ensayo.

Registro sondeo 2:

| MUESTRA | |
|---------|-------|
| TIPO | COTA |
| | 3,00 |
| SPT | 3,60 |
| | 6,00 |
| SPT | 6,60 |
| | 9,00 |
| SPT | 9,60 |
| | 12,00 |
| SPT | 12,50 |

Figura 13 - Registro sondeo 2 (S-2)

Finalizando el ensayo a los 15 m de profundidad.

Cabe destacar la importancia de los ensayos de resistencia al corte, ya que permitirán definir los parámetros del modelo Mohr-Coulomb correspondiente al esqueleto del suelo (cohesión y ángulo de rozamiento).



Continuando con las recomendaciones, se dispone complementar la campaña de reconocimiento del terreno mediante ensayos “in situ” para estudiar la estabilidad y consistencia de los suelos.

Se dispusieron tres (3) ensayos de penetración dinámica continua por el procedimiento denominado Dynamic Probig Super Heavy (D.P.S.H.) realizados según la norma UNE 103-801-94.

Este ensayo consiste en hacer penetrar en el terreno una puntaza mediante el golpeo de una maza de 63,5 Kg. de peso, que cae, en caída libre, desde una altura de 76 cm, con el objeto de medir el número de golpes que se requiere, para conseguir una penetración en el terreno de 20 cm. El ensayo finaliza cuando tras un intervalo de 100 golpes no se consigue el intervalo de 20 cm de penetración o cuando en tres intervalos consecutivos se superan los 75 golpes.

Del mismo modo, se definen distintos métodos para el estudio de las características sísmicas del área de trabajo.

En este caso se optó por recopilar la información de la norma NCSE – 02 (“Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación”, de septiembre de 2002), que establece que al término municipal de Xeraco le corresponde una aceleración sísmica básica de:

$$a_b = 0.07 * g \quad \text{con un coeficiente de contribución } K = 1,0.$$

De este modo se evitó la realización de ensayos basados en métodos sísmicos de refracción, reflexión o propagación de ondas en sondeos y tomografías.

Consecuentemente, también se evitó su implementación económica al proyecto.

Para la definición del nivel freático establece anotar la presencia de agua durante la ejecución de las catas, y posteriormente, introducir un tubo perforado o ranurado de PVC, de diámetro útil igual o superior a cincuenta milímetros (50 mm), a fin de determinar la posición y fluctuaciones del nivel freático.

En los sondeos también se debe introducir un tubo perforado o ranurado de PVC, de diámetro útil igual o superior a cincuenta milímetros (50 mm), a objeto de determinar el nivel piezométrico medio realizando lecturas periódicas.

En los trabajos realizados, se anotó la cota de presencia del agua (como se muestra en la siguiente figura) sin implementar el tubo perforado o ranurado de PVC para estudiar las variaciones de nivel, por lo que no se reflejan en lo expuesto.

| Sondeo o cata | Profundidad del sondeo o la cata (m) | Profundidad del N.F. (m) | Cota aproximada del sondeo o la cata (m) | Cota aproximada del NF (m) |
|---------------|--------------------------------------|--------------------------|--|----------------------------|
| S - 1 | 50,60 | 1,50 | 12,60 | 11,10 |
| S - 2 | 15,00 | 2,00 | 13,10 | 11,10 |
| C - 1 | 2,20 | 1,20 | 12,40 | 11,20 |
| C - 2 | 3,20 | no detectado | 11,40 | - |

Figura 14 - Cota del Nivel Freático.

Cabe destacar que las pilas del puente sobre el río Vaca se encuentran en zona de lámina libre del cauce por lo que el nivel freático puede variar frente a variaciones del cauce del río.

Continuando con lo anteriormente descrito, de acuerdo la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE), en el caso de estructuras de hormigón sometidas a ataque químico (clase Q), la agresividad de las aguas y los suelos se clasificará como débil, fuerte o media.

Para ello, en el caso de las muestras de agua, será necesario determinar:

- ✓ Contenido de ión sulfato (UNE 83956).
- ✓ Valor del pH por el método potenciométrico (UNE 83952).
- ✓ Contenido de residuo seco (UNE 83957).
- ✓ Contenido de ión magnesio (UNE 83955).
- ✓ Contenido de CO₂ agresivo (UNE-EN 13577).
- ✓ Contenido de ión amonio (UNE 83954).

En el caso de las muestras de suelo, se determinará:

- ✓ Grado de acidez Baumann-Gully (UNE 83962).
- ✓ Contenido del ión sulfato (UNE 83963).

A continuación, se muestran los resultados de los análisis realizados a una muestra de agua tomada a 1.50 m de profundidad en el sondeo 1 (S-1).

| Ensayo | Resultado | |
|-----------------------------|-----------|--------------------------------------|
| Contenido en sulfato | 586 | mg SO ₄ ²⁻ / l |
| Valor de pH | 7,6 | |
| Residuo seco a 110° | 2306,0 | mg / l |
| Contenido de magnesio | 43,8 | mg Mg ²⁺ / l |
| Dióxido de carbono agresivo | Negativo | CO ₂ / l |
| Contenido de amonio | 0,34 | mg NH ₄ ⁺ / l |

También se ensayaron dos muestras de suelo procedentes del sondeo 1 (S-1) y de la cata 2 (C-2). En el primer caso se trata de una muestra inalterada, y en el segundo se trata de una muestra alterada. Los resultados son los siguientes:

| Muestra | Profundidad (m) | Sales solubles (%) (NLT – 114 / 99) | Contenido de sulfatos (mg/kg) |
|------------|-----------------|--|---------------------------------|
| S – 1 MI-1 | 4,00 – 4,60 | | 634 |
| C – 2 MA-1 | 2,50 | 0,76 | |

Según la EHE, al no superar el contenido de sulfatos en el suelo los 3000 mg/kg, los cementos para la fabricación de los hormigones no es necesario que tengan la característica adicional de resistencia a los sulfatos, siguiendo la norma UNE 80303:96.

A la vista de los resultados anteriores, las clases de exposición de los elementos estructurales de hormigón se definieron como se muestra a continuación.

Clases generales de exposición
relativas a la corrosión de las
armaduras

| | |
|-------------|--|
| Qa | Cimentaciones y elementos enterrados |
| Illa | Elementos exteriores (para estructuras situadas a menos de 5 km de la línea de costa) |



Ensayos de laboratorio.

Las muestras tomadas en los distintos reconocimientos se prepararán (UNE 103100) y se enviarán al laboratorio para realizar los correspondientes ensayos.

Las recomendaciones del Ministerio de Fomento, nos ofrece un listado con los ensayos de laboratorio (y sus correspondientes normas) que usualmente se realizan para identificar y clasificar los suelos:

- Análisis granulométrico de suelos por tamizado (UNE 103101).
- Análisis granulométrico de suelos finos por sedimentación. Método del densímetro (UNE 103102).
- Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande (UNE 103103).
- Determinación del límite plástico de un suelo (UNE 103104).
- Determinación del contenido de carbonatos en los suelos (UNE 103200)
- Determinación cuantitativa del contenido en sulfatos solubles de un suelo (UNE 103201).
- Determinación cualitativa del contenido en sulfatos solubles de un suelo (UNE 103202).
- Determinación del contenido de materia orgánica oxidable de un suelo por el método del permanganato potásico (UNE 103204).
- Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa (UNE 130300).
- Determinación de la densidad relativa de las partículas de un suelo (UNE 103302).
- Determinación del contenido de sales solubles de un suelo (UNE 103205).
- Determinación del contenido de yeso soluble de un suelo (UNE 103206)
- Ensayo de colapso en suelos (UNE 103406).
- Ensayo del hinchamiento libre de un suelo en edómetro (UNE 103601)



Del mismo modo, también nos muestra los ensayos de laboratorio (y sus correspondientes normas) que usualmente se realizan para determinar la resistencia y deformabilidad de los suelos:

- Ensayo de rotura a compresión simple en probetas de suelo (UNE 103400).
- Determinación de los parámetros resistentes al esfuerzo cortante de una muestra de suelo en la caja de corte directo (UNE 103401).
- Determinación de los parámetros resistentes de una muestra de suelo en el equipo triaxial (UNE 103402).
- Determinación de la permeabilidad de una muestra de suelo. Método de carga constante (UNE 103403).
- Ensayo de consolidación unidimensional de un suelo en edómetro (UNE 103405).
- Ensayo de compactación. Próctor normal (UNE 103500).
- Ensayo de compactación. Próctor modificado (UNE 103501).
- Método de ensayo para determinar en laboratorio el índice C.B.R. de un suelo (UNE 103502).



Atendiendo al estudio geotécnico, se puede apreciar la realización de 49 ensayos (44 de laboratorio y 5 a pie de sondeo) con las muestras procedentes de las catas y sondeos que siguen la siguiente distribución:

- 39 ensayos de identificación y propiedades índice.
- 10 ensayos tensión – deformación.

A continuación, se muestran los ensayos efectuados y la normativa seguida en cada uno de ellos:

- ✓ Densidad del suelo (UNE 103-301:94).
- ✓ Granulometría por tamizado (UNE 103-102:95 y NLT-104).
- ✓ Plasticidad del suelo (UNE 103-103:94 y 103-104:94).
- ✓ Contenido materia orgánica permanganato (UNE 103-204:93).
- ✓ Contenido de sales solubles (NLT-114/99).
- ✓ Contenido sulfatos solubles en suelo (NLT-115/99).
- ✓ Resistencia al penetrómetro manual y vane test de bolsillo.
- ✓ Resistencia a compresión simple (UNE 103400:93).
- ✓ Consolidación unidimensional (UNE 103100:95).

Cabe destacar que se planificaron más ensayos de tensión-deformación, en concreto:

- Ensayos de corte.
- Ensayos de compresión simple.
- Ensayos edométricos o de consolidación.

No pudiéndose realizar por las características de las muestras (dificultad de tallado por presencia de nódulos), por lo que se debería de haber ejecutado un sondeo en diferente ubicación, para contrastar los resultados y afianzar los parámetros geomecánicos adoptados.

En la siguiente figura se muestra un resumen del número concreto de ensayos efectuados, la normativa seguida y el origen de la muestra ensayada.

| | En Catas | En sondeos | Total |
|---|----------|------------|-------|
| Densidad del suelo (UNE 103-301:94) | - | 5 | 5 |
| Granulometría por tamizado (UNE 103-102:95 y NLT-104) | 1 | 16 | 17 |
| Plasticidad del suelo (UNE 103-103:94 y 103-104:94) | 1 | 13 | 14 |
| Contenido materia orgánica perganmanato (UNE 103-204:93) | 1 | - | 1 |
| Contenido de sales solubles (NLT-114/99) | 1 | - | 1 |
| Contenido sulfatos solubles en suelo (NLT-115/99) | - | 1 | 1 |
| Resistencia al penetrometro manual y vane test de bolsillo | | 5 | 5 |
| Resistencia a compresión simple (UNE 103400:93) | - | 4 | 4 |
| Consolidación unidimensional (UNE 103100:95) | - | 1 | 1 |
| Total | 4 | 45 | 49 |

Figura 15 - Tabla resumen de los ensayos realizados y normativa utilizada.

En último lugar, presentar, a partir del estudio del marco geológico establecido y los resultados de los ensayos efectuados, el perfil estratigráfico y los parámetros geomecánicos adoptados.

Hay que tener en cuenta que la zona de estudio presenta características típicamente deltaicas, conformada por materiales aportados por el río, por lo que presenta una elevada dificultad a la hora de establecer un perfil estratigráfico “coherente” y representativo, en base a las columnas (y ensayos) procedentes de los trabajos de campo.

Se distinguen los siguientes niveles:

➤ **Nivel 0: Rellenos y tierra vegetal.**

Con un espesor detectado de 1,20 y 1,90 m en los sondeos SR-1 y SR-2 respectivamente, y de 0,40 y 0,70 m en las catas C-1 y C-2.

○ Rellenos antrópicos:

Dada su gran variabilidad en cuanto a naturaleza y composición, Es muy aventurado proporcionar valores para este tipo de terreno. En caso necesario, y de no presentar alguna característica determinada muy acusada, pueden adoptarse los valores de la tierra vegetal.

○ Tierra vegetal: (limos arcillosos con restos vegetales):

No se dispone de ensayos ni de laboratorio ni en situ. De la descripción en el registro de catas y sondeos puede adoptarse:

- Peso específico aparente $\gamma = 16 - 18 \text{ kN / m}^3$
- Peso específico seco $\gamma_d = 14 - 16 \text{ kN / m}^3$
- Ángulo de rozamiento $\varphi = 24 - 26^\circ$
- Cohesión $c = 0,0 \text{ kPa}$
- Resistencia a compresión simple $q_u = 20 - 50 \text{ kPa}$

➤ **Nivel 1: Arenas limosas (SM) con alternancias orgánicas (Pt) y de gravas (GM).**

Compuesto fundamentalmente por arenas limosas (SM) de flojas a muy flojas, pueden aparecer también gravas limosas (GM) y arcillas y suelos orgánicos (Pt). Este nivel puede tener un espesor entre 5,00 y 6,00 m.

○ Arenas limosas (SM):

Aparecen solo en el sondeo SR-2, con valores del NSPT de 2

Se toman los valores:

- Peso específico saturado $\gamma = 17 - 19 \text{ kN / m}^3$
- Peso específico seco $\gamma_d = 13 - 15 \text{ kN / m}^3$
- Ángulo de rozamiento efectivo $\varphi' = 26 - 32^\circ$
- Cohesión efectiva $c' = 0,0 \text{ kPa}$
- Módulo de deformación efectivo: $E' = 10 - 15 \text{ MPa}$

○ Gravas (GM):

En el ensayo SPT se ha obtenido $N = 8$ (el ensayo SPT no es muy representativo en gravas); se trata, en el caso analizado, de un suelo entre las fronteras de grava y arena.

Se toman los valores:

- Peso específico saturado $\gamma = 19 - 21 \text{ kN / m}^3$
- Peso específico seco $\gamma_d = 15 - 17 \text{ kN / m}^3$
- Ángulo de rozamiento efectivo $\varphi' = 28 - 32^\circ$
- Cohesión efectiva $c' = 0,0 \text{ kPa}$
- Módulo de deformación efectivo: $E' = 20 - 25 \text{ MPa}$

○ Arcillas orgánicas / Turbas (Pt):

Se toman los siguientes valores:

- Peso específico saturado $\gamma = \sim 17 \text{ kN / m}^3$
- Peso específico seco $\gamma_d = \sim 11 \text{ kN / m}^3$
- Ángulo de rozamiento efectivo $\varphi' = 0 - 16^\circ$
- Cohesión efectiva $c' = 0,0 - 5,0 \text{ kPa}$
- Resistencia a compresión simple $q_u = \sim 35 \text{ kPa}$
- Módulo de deformación $E_u = 2 - 5 \text{ MPa}$
 $E' = 1,5 - 3,5 \text{ MPa}$

➤ **Nivel 2: Arenas limosas (SM).**

De compacidad media, con un espesor de entre 6,00 y 7,00 m.

Los valores del SPT obtenidos suponen una media (dejando aparte el de 32, del sondeo SR-2) en torno a 13 (compacidad media) para el que se pueden adoptar los siguientes valores:

- Peso específico saturado $\gamma = 18 - 20 \text{ kN / m}^3$
- Peso específico seco $\gamma_d = 16 - 18 \text{ kN / m}^3$
- Ángulo de rozamiento efectivo $\phi' = 31 - 33^\circ$
- Cohesión efectiva $c' = 0,0 \text{ kPa}$
- Módulo de deformación efectivo: $E' = 25 - 30 \text{ MPa}$

➤ **Nivel 3: Alternancias de capas cohesivas (CL y CH) y granulares (SM y GM).**

En el sondeo S-1 se puede distinguir el siguiente desarrollo del nivel:

- **Nivel 3a: Arcillas de baja plasticidad (CL) con algún episodio de alta (CH).**

_Sin carácter orgánico y de consistencia media. Con un espesor en torno a los 9,00 m. Presentan nódulos y cantos, más abundantes al final del nivel.

Se toman los siguientes valores:

- Peso específico saturado $\gamma = \sim 19 \text{ kN / m}^3$
- Peso específico seco $\gamma_d = \sim 15 \text{ kN / m}^3$
- Ángulo de rozamiento efectivo $\phi' = 16 - 26^\circ$
- Cohesión efectiva $c' = 0,0 \text{ kPa}$
- Resistencia a corte sin drenaje $s_u = 30 - 100 \text{ kPa}$
(media: 60 – 65 kPa)
- Módulo de deformación $E_u = 6 - 7 \text{ MPa}$
 $E' = 4 - 6 \text{ MPa}$
- Índice de compresión $C_c = 0,30$
- Índice de hinchamiento $C_s = 0,018$

○ **Nivel 3b: Arenas y gravas limosas (SM y GM).**

Para las arenas solo se dispone de un valor del SPT de 2, y sus características podrían ser similares a las de las arenas del nivel 1, por lo que es de compacidad muy floja.

Las gravas posiblemente muy compactas. El espesor ronda los 5,00 m. Se adoptan los siguientes valores:

- Peso específico saturado $\gamma = 17 - 19 \text{ kN / m}^3$
- Peso específico seco $\gamma_d = 13 - 15 \text{ kN / m}^3$
- Ángulo de rozamiento efectivo $\varphi' = 26 - 32^\circ$
- Cohesión efectiva $c' = 0,0 \text{ kPa}$
- Módulo de deformación efectivo: $E' = 10 - 15 \text{ MPa}$

○ **Nivel 3c: Arcillas de baja plasticidad (CL).**

De consistencia variable, alternando las capas firmes con las blandas y muy blandas.

Se observa la presencia de nódulos y cantos, con una alternancia similar (en cuanto a su abundancia) a la de la consistencia.

Su espesor es de unos 20,00 m.

- Peso específico saturado $\gamma = \sim 17 \text{ kN / m}^3$
- Peso específico seco $\gamma_d = \sim 12 \text{ kN / m}^3$
- Ángulo de rozamiento efectivo $\varphi' = 18 - 28^\circ$
- Cohesión efectiva $c' = 0,0 \text{ kPa}$
- Resistencia a corte sin drenaje $s_u = 10 - 140 \text{ kPa}$
(medias: 130, 13, 85 y 35 kPa) (media general: 72 kPa)
- Módulo de deformación $E_u = 11 - 15 \text{ MPa}$
 $E' = 8 - 11 \text{ MPa}$

○ **Nivel 3d: Gravas limosas (GM).**

Para las gravas solo se dispone del dato del golpeo ($N_{MI} = 58$) del tubo tomamuestras para la toma de la muestra inalterada, de donde se deduce que pueden ser de alta compacidad.

Espesor en torno a 1,50 m. Se adoptan los valores:

- Peso específico saturado $\gamma = \sim 21 \text{ kN / m}^3$
- Peso específico seco $\gamma_d = \sim 17 \text{ kN / m}^3$
- Ángulo de rozamiento efectivo $\varphi' = 34 - 38^\circ$
- Cohesión efectiva $c' = 0,0 \text{ kPa}$
- Módulo de deformación efectivo: $E' = 30 - 50 \text{ MPa}$

○ **Nivel 3e: Arcilla de baja plasticidad (CL).**

De consistencia firme (espesor no conocido, pues es el final del sondeo). Se toman los siguientes valores:

- Peso específico saturado $\gamma = \sim 17 \text{ kN / m}^3$
- Peso específico seco $\gamma_d = \sim 12 \text{ kN / m}^3$
- Ángulo de rozamiento efectivo $\varphi' = 18 - 28^\circ$
- Cohesión efectiva $c' = 0,0 \text{ kPa}$
- Resistencia a corte sin drenaje $s_u = 10 - 140 \text{ kPa}$ (medias: 130, 13, 85 y 35 kPa) (media general: 72 kPa)
- Módulo de deformación $E_u = 11 - 15 \text{ MPa}$
 $E' = 8 - 11 \text{ MPa}$

Por último, se muestra a modo de resumen la columna estratigráfica implementada al perfil del puente.

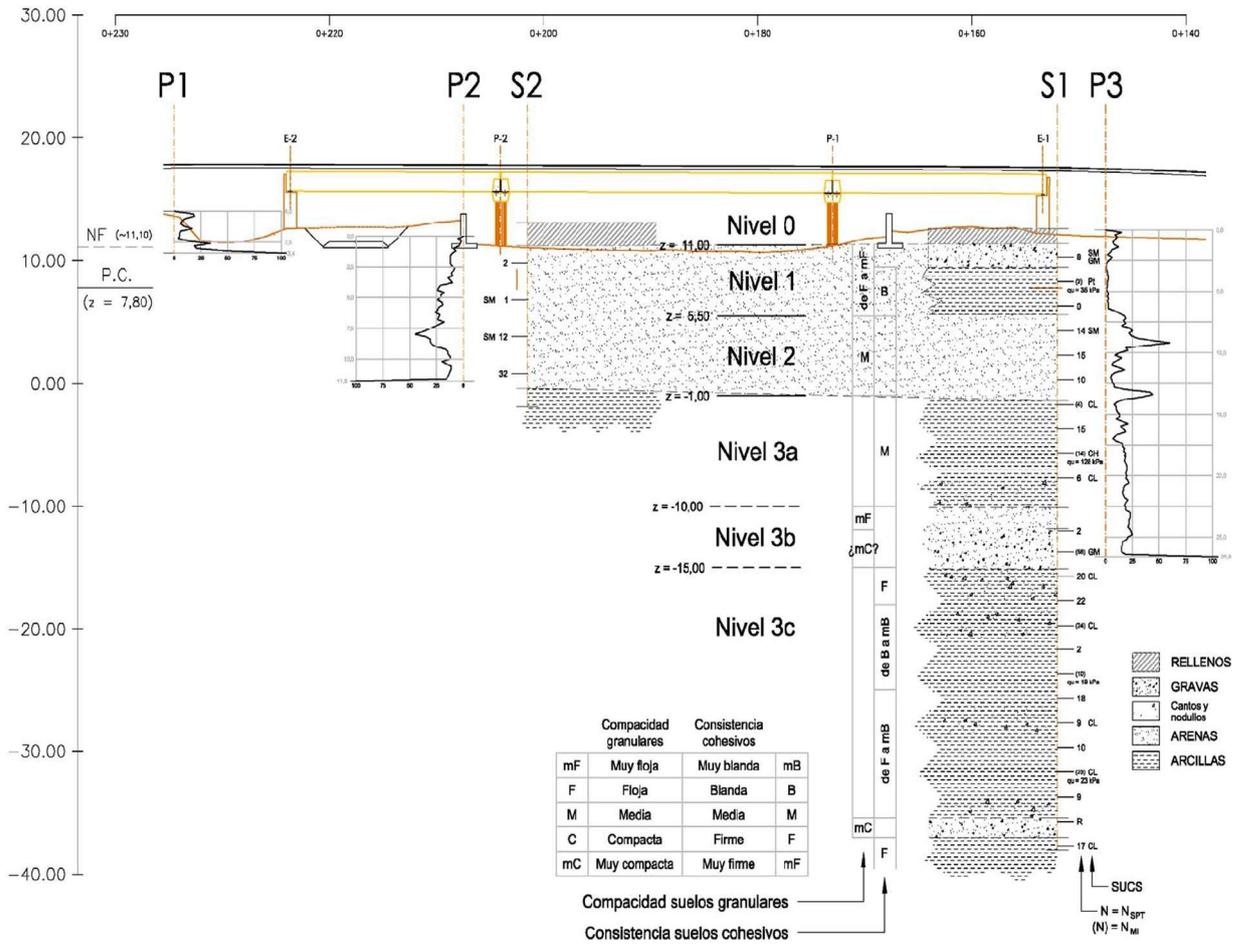


Figura 12 - Perfil estratigráfico implementado al perfil del puente.



8. Diseño geotécnico de las cimentaciones.

Introducción.

En este apartado se han propuesto las cimentaciones de las pilas o estribos a partir del análisis del estudio geotécnico.

Con tal fin, este apartado se ha guiado por la “Guía de cimentaciones en obras de carretera” (GCOC) del Ministerio de fomento.

En primer lugar, se estudiará la opción de una cimentación superficial que cumpla el propósito, para finalmente concluir que una cimentación profunda es la mejor opción.

Para los cálculos efectuados se han adoptado los parámetros geomecánicos del estudio geotécnico, así como una carga de 900 T por pila o estribo.



Cimentación superficial.

En este apartado se demuestra claramente porque no se ha optado por esta opción.

Para ello se ha propuesto un tamaño de la zapata de 4.00 x 15.00 m.

Considerando una carga de 900 T, la solución propuesta deberá soportar una carga mayor de 150 KPa / m².

Para obras convencionales (puentes de luces moderadas, muros de escasa altura y obras de paso) se considera aceptable comprobar la seguridad frente al hundimiento de acuerdo con el procedimiento que se describe a continuación.

Según el estudio geotécnico, la cota de la cara superior de la zapata, o del encepado en su caso, deberá situarse a 1,80 m de profundidad. Asumiendo un canto entre 1,00 y 1,50 m, esto supone una profundidad del plano de cimentación de unos 2,80 o 3,30 m.

Con esa cota del plano de cimentación el espesor disponible de arenas de los niveles 1 y 2 estará en torno a los 10 m, que permitirá considerar solo estas arenas para la carga de hundimiento de una cimentación superficial de hasta unos 6,00 – 7,00 m de ancho.

Para obras convencionales (puentes de luces moderadas, muros de escasa altura y obras de paso) se considera aceptable comprobar la seguridad frente al hundimiento de acuerdo con el procedimiento que se describe a continuación.

Una cimentación superficial sobre arenas queda comprobada frente a los modos de fallo de hundimiento, deslizamiento, vuelco y asientos cuando la presión de servicio de la misma no sobrepase el valor de la presión admisible.

$$P_{sv} \leq P_{vadm}$$

Considerando una carga de 900 T, la solución propuesta deberá soportar una carga mayor de 150 KPa / m². Siendo esta la presión de servicio.

El límite de la presión que puede aplicarse sobre formaciones arenosas está limitado por razones de asiento.

La experiencia acumulada durante casi medio siglo desde que Meyerhof propusiera la primera correlación entre la presión de servicio que puede admitirse y el índice N del ensayo SPT, para limitar a un valor moderado los asientos posteriores, hace recomendable la utilización de la expresión siguiente:

$$P_{v adm} = 4\bar{N}_{60} \cdot f_B \cdot f_D \cdot f_L \cdot f_I \cdot f_W \quad (\text{kPa})$$

Donde:

- N_{60} = Valor de cálculo del índice N del ensayo SPT.

En este caso se ha adoptado un valor del N medio del SPT de 13, tal vez pesimista para las arenas del nivel 2 (fundamentalmente en base a los resultados de las penetraciones dinámicas) pero que puede ser muy optimista para las arenas del nivel 1, nivel que puede tener altos contenidos de arcillas y arcillas orgánicas.

- f_B = Factor de corrección adimensional que tiene en cuenta el ancho de la cimentación. Se utilizará el valor siguiente:

$$f_B = \left(\frac{B^* + 0,3\text{m}}{B^*} \right)^2 \leq 1,5$$

- f_D = Factor de corrección adimensional que tiene en cuenta la profundidad de cimentación. Se evaluará mediante la expresión siguiente:

$$f_D = \left(1 + \frac{D}{3B^*} \right) \leq 1,5$$

- f_L = Factor de corrección adimensional que tiene en cuenta la forma de la cimentación. Su valor de cálculo es:

$$f_L = \left(\frac{L^* + 0,25B^*}{1,25L^*} \right)^2$$

- f_l = Factor de corrección por efecto del flujo ascendente del agua.

$$f_l = \left(1 - I_v \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma'} \right) \leq 1$$

- f_w = Factor de corrección para condiciones de cimentación en arenas no saturadas. Se evaluará de este modo:

$$f_w = 1 + 0,6 \frac{h_w}{B^*} \leq 1,8$$

Este método se centra en las dimensiones y el valor de N_{60} para obtener la presión admisible. En este caso se ha adoptado un valor del N medio del SPT de 13, tal vez pesimista para las arenas del nivel 2 (fundamentalmente en base a los resultados de las penetraciones dinámicas) pero que puede ser muy optimista para las arenas del nivel 1, nivel que puede tener altos contenidos de arcillas y arcillas orgánicas.

A continuación, se comprueba como la cimentación superficial no es adecuada desde el punto de vista de la carga de hundimiento; además, las arcillas de los niveles 3 podrían dar problemas de asentos no admisibles.

| | | | | | |
|---------------------------------|-----------------------|----------------|----------------------|--------------|---------------------------------|
| | Axil | 900 (t) | 9,8 factor conv. | 8820 (kN) | redondeo 9000 (kN) |
| | | B (m) | L (m) | B* (m) | L* (m) |
| Tamaño de la cimentación | | 4,00 | 15,00 | 4,00 | 15,00 |
| profundidad cimentación | D = | | 7,80 | (m) | |
| SPT | N₆₀ | medio 9,75 | sin extremos 13 | | adoptado 13 |
| Factores de corrección | | | sin y con limitación | | adoptado |
| | por ancho | f _B | 1,16 | 1,16 | 1,16 |
| | por profundidad | f _D | 1,65 | 1,50 | 1,50 |
| | por forma | f _L | 0,75 | 0,75 | 0,75 |
| | flujo de agua | f _i | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| | arenas no saturadas | f _w | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

$$p_{v,adm} = 4 \cdot \bar{N}_{60} \cdot f_B \cdot f_D \cdot f_L \cdot f_i \cdot f_w \quad (kPa)$$

| | | |
|--------------------------|-------------|-------|
| P_{v,adm} | 67,7 | (kPa) |
| Carga | 150 | (kPa) |

Figura 16 - Tanteo cimentación superficial.

Como se puede apreciar no soporta la carga necesaria, concluyendo de este modo por la alternativa de la cimentación profunda.

Cimentación profunda.

Tras el análisis del estudio geotécnico se propone una solución mediante pilotes flotantes, ya que el espesor de los niveles 1 y 2 no es suficiente para pilotes columna y por debajo no existe ningún nivel competente, de espesor suficiente, para el empotramiento de la punta de los pilotes.

El único nivel “competente” es el 3b, pero solo en su parte inferior (gravas compactas) mientras que en la superior son arenas muy flojas.

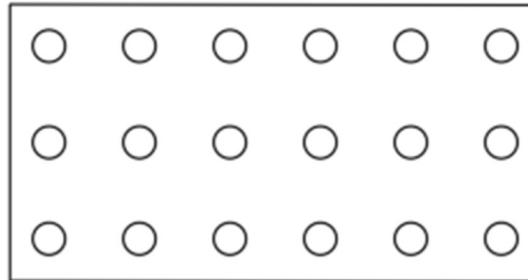
Se recomiendan pilotes de 1,00 m de diámetro de hormigón armado, ejecutados in situ por perforación y entubado con camisa recuperable; en ese caso el tope estructural recomendado habitualmente es de 5 MPa (si se utiliza otro sistema de perforación será de 4 MPa).

En la tabla siguiente se muestra el número mínimo de pilotes necesarios de cada diámetro, por tope estructural, para una carga axil de 900 t:

| Tope estructural | 5 MPa | 4 MPa |
|------------------|--------------------------|-------|
| Diámetro | Numero mínimo de pilotes | |
| 0,65 m | 6 | 7 |
| 0,80 m | 4 | 5 |
| 1,00 m | 3 | 3 |
| 1,25 m | 2 | 2 |

Figura 17 - Tope estructural en pilotes según diámetro.

Se propone como solución un grupo formado por 18 pilotes de 1 m de diámetro con la siguiente distribución.



En cuanto a la longitud de los pilotes, se dimensionarán como pilotes flotantes con los parámetros del terreno propuestos en el estudio geotécnico. En esta propuesta se definen con 20 m de longitud.

Para el cálculo de la carga de hundimiento del pilote individual se adaptan las siguientes consideraciones:

- ✓ No se tendrá en cuenta la contribución del nivel 1 de arenas, dada la posible presencia de niveles muy flojos y/u orgánicos; así pues, para las arenas, se considerará solamente la resistencia por el fuste en el nivel 2.
- ✓ Se toma como hipótesis para calcular el resto del pilote las características del nivel 3a, aunque se supere su profundidad.



La carga de hundimiento, Q_h , se considerará igual a la suma de dos cantidades, la parte correspondiente a la punta Q_p y la parte que corresponde al fuste Q_f .

La carga de hundimiento por punta puede obtenerse mediante el producto del área de la punta, A_p , por una presión unitaria de hundimiento, q_p , que puede estimarse mediante un método basado en el SPT.

$$q_p = \alpha \cdot \bar{N}_{60} \cdot f_d$$

Donde:

- q_p = Resistencia unitaria por punta.
- α = Factor que depende del tamaño medio de los granos de arena y tiene el siguiente valor:
 - $\alpha = 0,1$ MPa Arenas finas $D_{50} < 0,2$ mm
 - $\alpha = 0,2$ MPa Arenas gruesas $D_{50} > 0,6$ mm
- f_d = Factor adimensional que tiene en cuenta el tamaño del pilote (diámetro, D) y puede estimarse mediante la siguiente expresión:

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

Expresando D en metros.

Se ha adoptado un valor medio de $N_{60} = 15$, y considerado que se trata de arenas finas dando por resultado una resistencia por punta igual a **0.785 MPa**.

La resistencia unitaria por fuste en suelos granulares puede considerarse igual al valor siguiente:

$$\tau_f = 2N_{60}(\text{kPa}) \leq 90 \text{ kPa}$$

En este caso el grupo de pilote atraviesa dos niveles a efectos de cálculos, el nivel 2 y el nivel 3, por lo que se procederá a calcular la resistencia unitaria por fuste en cada nivel, resultando:

- **Nivel 2:**

Este nivel tiene 6,50 m de espesor.

Se adopta un valor medio de $N_{60} = 13$, resultando una resistencia unitaria por fuste de **26 KPa**.

- **Nivel 3:**

Se adopta un valor medio de $N_{60} = 15$, resultando una resistencia unitaria por fuste de **30 KPa**.

La carga de hundimiento, Q_f , puede estimarse como la integral de la resistencia unitaria por fuste, en todo el contorno de la parte enterrada. Es decir:

$$Q_f = \int_0^L \pi \cdot D \cdot \tau_f \cdot dz$$

Donde:

- z = Profundidad medida desde la superficie, hacia el interior del terreno.
- L = Longitud enterrada del pilote.



Resultando una carga de hundimiento por fuste de **1,56 MPa**, que se corresponde con 0,53 MPa del segundo nivel y 1,036 MPa del tercero.

Como se ha comentado al principio, la solución propuesta es un grupo de 18 pilotes, y las cargas de hundimiento calculadas son respecto a una unidad del conjunto.

Por lo que la carga de hundimiento por fuste total será igual a **28,2 MPa**.

Comprobaciones a realizar.

La rotura de la cimentación puede producirse por falta de resistencia del terreno. El fallo puede producirse de diferentes formas (modos de fallo).

A continuación, se definen las comprobaciones necesarias para evaluar la resistencia o capacidad portante de la cimentación.

- Hundimiento: Se produce cuando las cargas verticales agotan la resistencia del terreno a compresión.
- Arranque: Se produce cuando existen pilotes traccionados y se alcanza el agotamiento por esfuerzo rasante en el fuste del pilote.
- Rotura horizontal del terreno: Se produce cuando las presiones horizontales (o en general transversales al eje del pilote) agotan la capacidad del terreno, según un plano horizontal (transversal a dicho eje).



Comprobación por hundimiento.

El coeficiente de seguridad frente al hundimiento de una cimentación profunda constituida por un grupo de pilotes, se define, para cada situación de proyecto, como el cociente entre la carga de hundimiento del grupo y la carga vertical que actúa sobre el grupo en dicha situación.

En este caso, al tratarse de un suelo granular por el método del SPT, el coeficiente de seguridad frente al hundimiento debe ser mayor o igual a 3.

Al tratarse de pilotes flotantes, que desarrollan su principal resistencia por fuste, se ha decidido desprestigiar la carga de hundimiento por punta.

Al relacionar lo anteriormente descrito, resulta un coeficiente de seguridad igual a **3,13**.

Comprobación por arranque.

Normalmente, en las cimentaciones profundas de las obras de carretera no se utilizarán pilotes que queden trabajando a tracción, ya que no es una buena disposición estructural.

En este caso, se trata de las cimentaciones de los estribos del puente, que presentan únicamente una sollicitación axial de 900 T, por lo que no presentan esfuerzos a tracción por lo que se ha omitido dicha comprobación.



Comprobación por rotura horizontal del terreno.

Un pilote aislado sometido a esfuerzos horizontales (en general esfuerzos transversales a su eje), suele fallar por agotamiento de su propia capacidad resistente, ya que pueden generarse esfuerzos de flexión y/o corte que agoten la sección estructural del pilote.

El mecanismo de fallo y el procedimiento sencillo que conviene seguir para analizarlo se indican a continuación.

Al analizar el estudio geotécnico, se puede concluir que se trata fundamentalmente de un terreno granular ($c = 0$), por lo que la cohesión no contribuye de manera importante en el resultado.

Al tener en cuenta este aspecto se puede estimar el valor de la fuerza horizontal de rotura utilizando el ábaco de Broms.

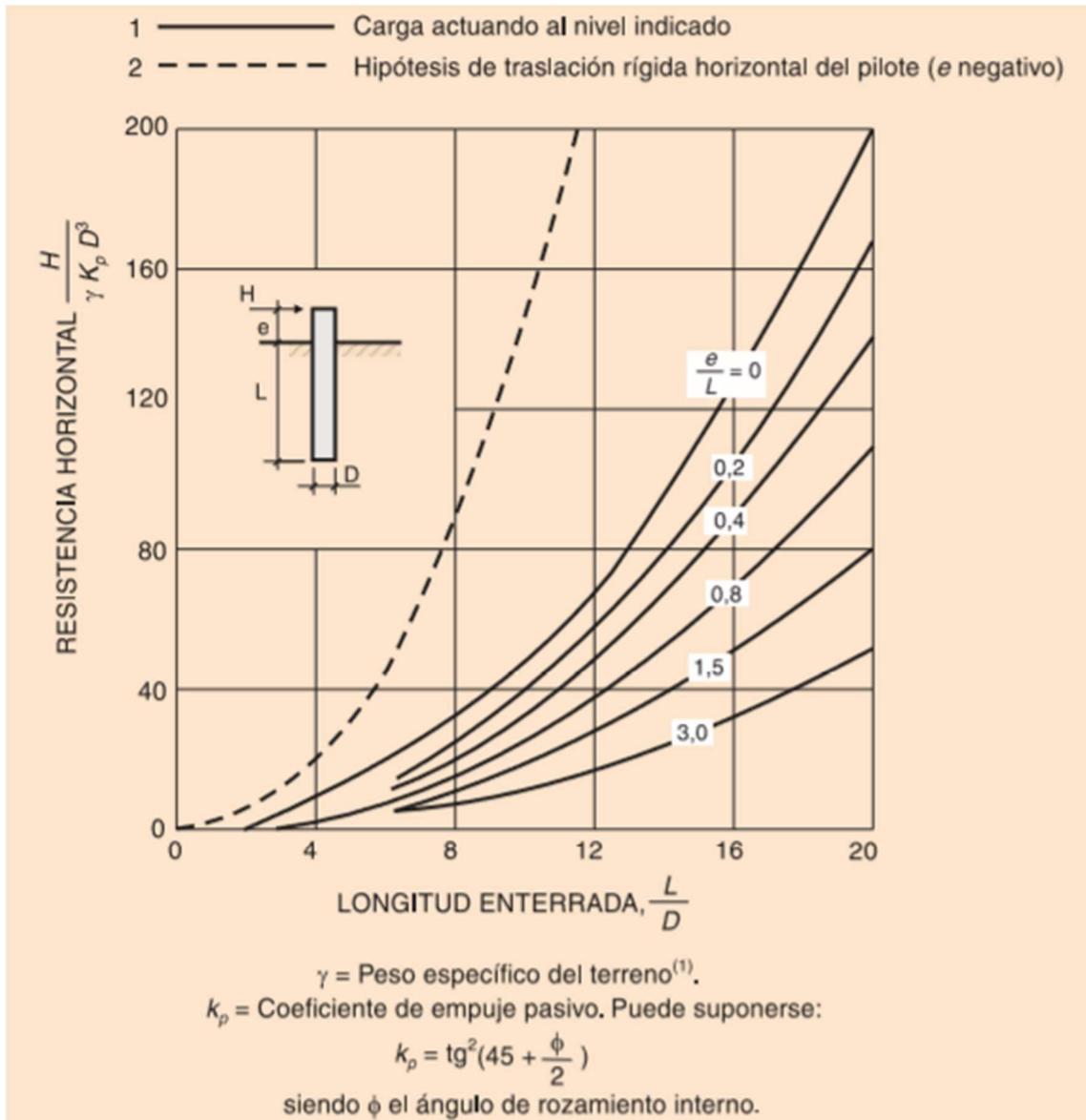
Con tal fin, se deben conocer los siguientes datos del terreno:

- Valor de e .
Para el caso de cimentaciones de estribos de puentes, se recomienda tomar como valor de e el correspondiente a la mitad de la altura del estribo, o un valor mayor.
- Los parámetros resistentes del terreno.
- Peso específico (aparente, saturado o sumergido, según proceda).

En este cálculo se han tomado los parámetros y características del terreno expuestos en el estudio geotécnico.

En cuanto al valor de e , se ha tomado un valor de 8 m.

Ábaco de Broms:



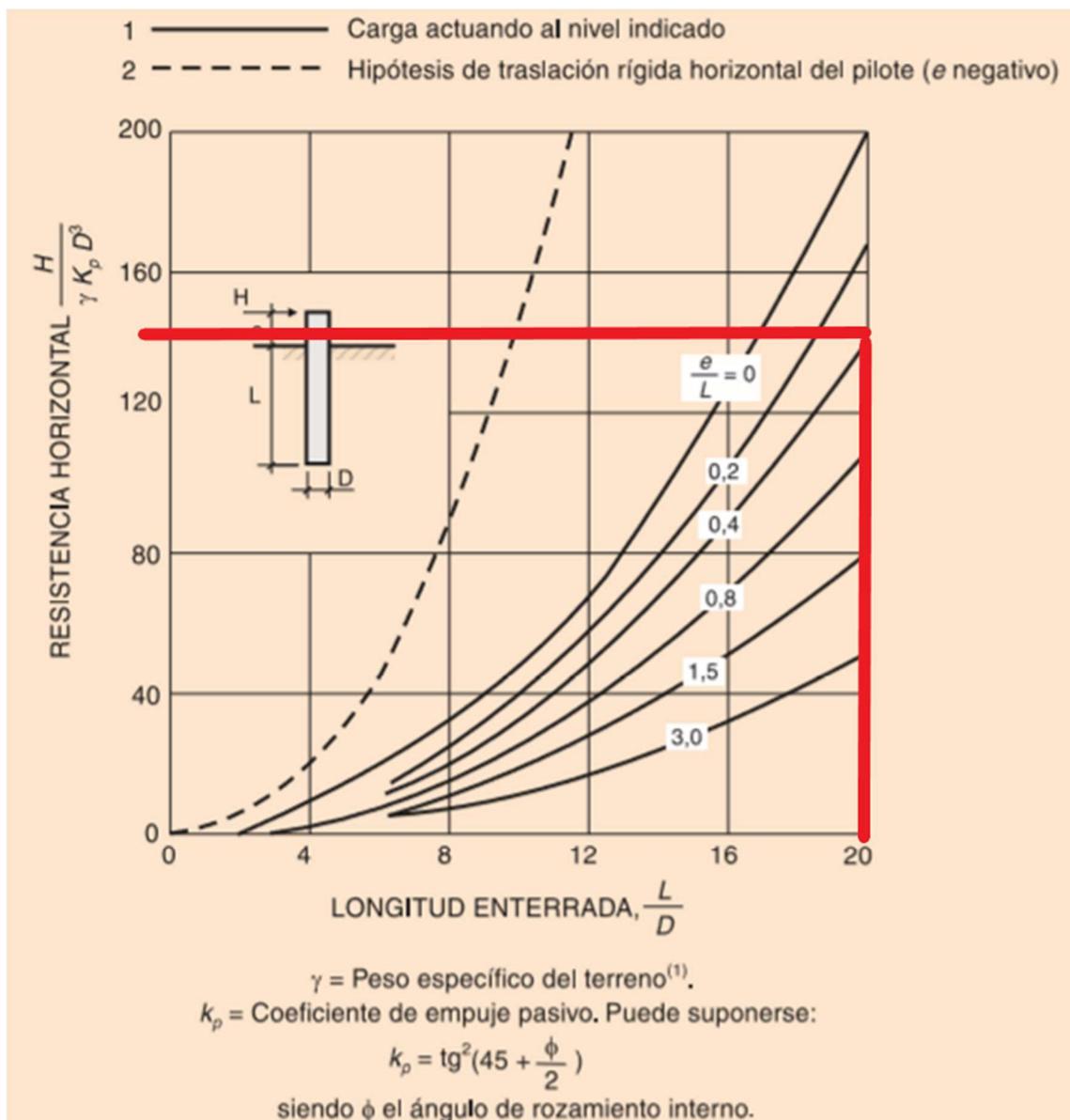
El ábaco sólo es aplicable directamente cuando el nivel freático coincide con la superficie del terreno, en cuyo caso el valor de γ a utilizar será el peso específico sumergido γ' .

Para poder aplicar el ábaco de Broms, y estimar el valor de la fuerza horizontal de rotura, H , es necesario definir L , siendo la longitud del pilote realmente enterrada

Recordando las características de la solución propuesta, se establece una cimentación profunda formada por un grupo de 18 pilotes flotantes de 1 m de diámetro y de 20 m de longitud enterrada.

Teniendo en cuenta los datos expuestos anteriormente y efectuando las relaciones necesarias, se estima coeficiente de seguridad igual a **3.11**.

En la siguiente figura se muestra en rojo el proceso seguido.



En último lugar, se procede a definir completamente la solución propuesta y a presentar una visión clara de la cimentación.

Se trata de un grupo de 18 pilotes flotantes, que desarrollan su resistencia principalmente por fuste, de 1 m de diámetro y 20 m de longitud.

La losa de cimentación posee unas dimensiones de 8,6 x 16,3 presentando la siguiente distribución en planta.

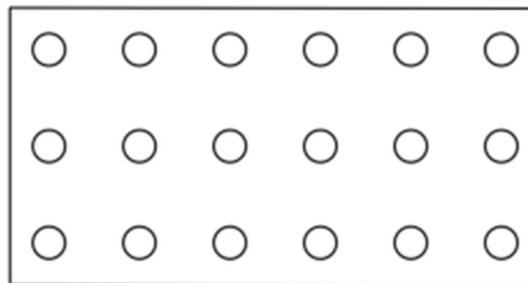
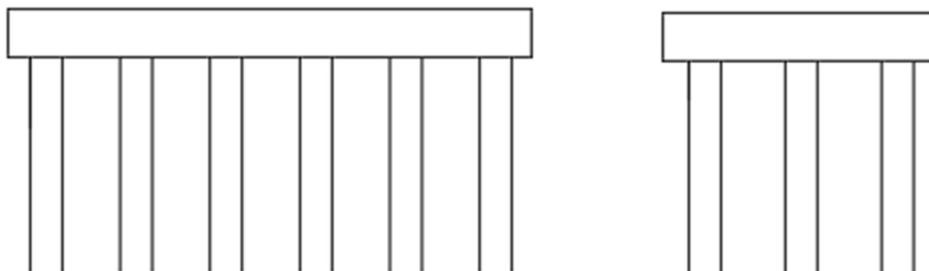


Figura 18 - Distribución en planta cimentación profunda.

La separación entre ejes, S_x , es igual a 2,8 m, mientras que la separación entre ejes S_y , es igual a 3 m.

Finalmente, se presentan para una mejor concepción visual los distintos perfiles de la cimentación propuesta.





9.Recomendaciones constructivas.

➤ Excavabilidad y taludes.

Todos los niveles se pueden considerar excavables con medios convencionales.

Los taludes provisionales de excavación, por encima del nivel freático, deberán de ejecutarse muy tendidos (en torno a los 30° - 35°) o al abrigo de métodos de contención provisional, como puede ser el tablestacado.

Dado que la permeabilidad de los suelos en los niveles superiores (en torno a 14,00 m) es muy alta, si la excavación rebasa el nivel freático, deberá realizarse al abrigo de métodos de contención provisionales, como pueden ser el tablestacado.

Para la excavación de las cimentaciones del puente sobre el río Vaca no cabe pensar en ningún método de agotamiento que pueda mantenerla en seco.

➤ Terraplenes y aptitud para la excavación.

Según el PG-3 los materiales estudiados (cata C-2) son clasificados como inadecuados, fundamentalmente por el elevado porcentaje de materia orgánica.

Pero los materiales con materia orgánica, como queda patente en el resto de sondeos y catas, se presentan puntualmente, en forma de bolsas o lentejones y, en general, la formación de arenas superficiales (por debajo, en su caso de la tierra vegetal y/o los rellenos), puede considerarse como suelo tolerable.



➤ Pilotes hormigonados “in situ”.

Los pilotes hormigonados al amparo de entubaciones metálicas (camisas) recuperables deben avanzar la entubación hasta la zona donde el terreno presente paredes estables, debiéndose limpiar el fondo.

La entubación se retirará al mismo tiempo que se hormigone el pilote, debiéndose mantener durante todo este proceso un resguardo de al menos 3 m de hormigón fresco por encima del extremo inferior de la tubería recuperable.

En el caso de paredes en terrenos susceptibles de alteración, la ejecución de pilotes excavados, con o sin entubación, debe contemplar la necesidad o no de usar lodos tixotrópicos para su estabilización.

En el proceso de hormigonado se debe asegurar que la docilidad y fluidez del hormigón se mantiene durante todo el proceso de hormigonado, para garantizar que no se produzcan fenómenos de atascos en el tubo Tremie, o bolsas de hormigón segregado o mezclado con el lodo de perforación.

El cemento a utilizar en el hormigón de los pilotes se ajustará a los tipos definidos en la instrucción vigente para la Recepción de Cemento.

Para la ejecución de pilotes hormigonados “in situ” se consideran adecuadas las especificaciones constructivas con relación a este tipo de pilotes, recogidas en la norma UNE-EN 1536:2000.



10-Resumen y Conclusiones.

En el presente informe se ha realizado el análisis crítico del estudio geotécnico del proyecto de construcción “REORDENACIÓN DEL ENLACE DE XERACO EN LA CARRETERA CV – 605 DE CULLERA A GANDIA” y se han estudiado las cimentaciones (estribos) desde el ámbito geotécnico con el fin de proponer un diseño que cumpla las solicitudes.

Para cumplir dicho objetivo se procedió al estudio de forma exhaustiva del estudio geotécnico llegando a las siguientes conclusiones:

- ✓ El puente sobre el río Vaca es un puente esviado (33,49 g, a la derecha, en el sentido de avance de la carretera) que tiene una longitud de 71,00 m con tres vanos, de 31,00 el central (por el que discurre el cauce del río Vaca) y 20,00 cada uno de los laterales.
- ✓ Los terrenos atravesados por la traza de la obra son:

Arenas limosas y arcillas de baja plasticidad, con abundantes nódulos y cantos y con episodios de gravas y, al inicio, suelos orgánicos; todos pertenecen al cuaternario.

Se establece un perfil típico formado por cuatro niveles:

- Nivel 0: Tierra vegetal y/o rellenos antrópicos.
- Nivel 1: Arenas limosas con alternancias de grava y suelos orgánicos.
- Nivel 2: Arenas limosas (SM).
- Nivel 3: Alternancia de capas cohesivas (CL) y granulares (GM y SM).



- ✓ El nivel freático se encuentra aproximadamente a la cota de 11,10 aunque puede tener grandes variaciones debido a las fluctuaciones del río Vaca.
- ✓ Los suelos presentan una agresividad débil al hormigón, determinándose, según la EHE, clases generales de exposición Qa (elementos enterrados) y IIIa (elementos exteriores).
- ✓ Respecto a las características sísmicas, se trata de un terreno tipo III y IV, con una aceleración sísmica básica de 0,07. g.
- ✓ Los parámetros geomecánicos adoptados se encuentran resumidos en la figura 8.
- ✓ Las excavaciones deben realizarse con taludes muy tendidos (30 ~ 35 °) o al abrigo de métodos de contención provisional.
- ✓ Las formaciones superficiales son suelos inadecuados, cuando presentan bolsas de materia orgánica, y tolerables en las zonas limpias.
- ✓ El sondeo 2 (S-2) debió ubicarse con más proximidad al estribo del puente, o haber realizado otro complementario, ya que finalizó a los 15 m de profundidad.
- ✓ Se debieron realizar más ensayos de tensión-deformación (ensayos de corte, edométricos o de compresión simple)



- ✓ El puente sobre el río Vaca debe cimentarse con cimentación profunda, formada por pilotes flotantes. Se propone un grupo formado por 18 pilotes de 1m de diámetro.

- ✓ Se proponen pilotes de hormigón armado, ejecutados “in situ” por perforación y entubados con camisa recuperable.

- ✓ Por último, felicitar la actuación del proyectista, ya que supo utilizar los trabajos realizados para caracterizar el terreno sin necesidad de realizar nuevos sondeos, ya que dedujo que no habían cambios litológicos significativos, reduciendo económicamente el coste de la campaña geotécnica.