

Capítulo II

Investigación Geotécnica



Índice Capítulo II

CAPÍTULO II. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

2.1. INTRODUCCIÓN	55
2.2. PROPIEDADES DEL TERRENO	55
2.2.1. Granulometría	55
2.2.2. Índice de poros y porosidad	56
2.2.3. Humedad y grado de saturación	57
2.2.4. Densidades y pesos específicos	57
2.2.5. Plasticidad	58
2.2.6. Permeabilidad	58
2.2.7. Comportamientos drenado y no drenado	59
2.2.8. Resistencia de los suelos	60
2.2.8.1. Parámetros de resistencia en presiones efectivas	60
2.2.8.2. Suelos no saturados	61
2.2.8.3. Resistencia al corte sin drenaje	61
2.2.9. Resistencia de las rocas	62
2.2.9.1. Distancia media entre diaclasas	63
2.2.9.2. Número de fracturas por unidad de volumen	64
2.2.9.3. Persistencia de la fracturación	64
2.2.9.4. Apertura de las litoclasas	65
2.2.9.5. Rugosidad	65
2.2.9.6. Resistencia a compresión simple	65
2.2.9.7. Grado de alteración	66
2.2.10. Deformabilidad del terreno	66
2.2.10.1. El modelo elástico	66
2.2.10.2. El modelo edométrico	67
2.2.10.3. El modelo de Winkler	69
2.2.10.4. Otras formas de considerar la deformación del terreno	69
2.2.11. Otras características	69
2.3. OBJETIVOS Y FASES DEL RECONOCIMIENTO DEL TERRENO	70
2.4. ESTUDIO PRELIMINAR	72
2.4.1. Información preexistente	72
2.4.2. Informe geotécnico preliminar	73
2.4.3. Parámetros geotécnicos preliminares	75
2.5. PROGRAMACIÓN DE LOS RECONOCIMIENTOS	77
2.6. RECONOCIMIENTOS GEOFÍSICOS	78
2.7. SONDEOS MECÁNICOS	79
2.7.1. Ejecución de sondeos	79
2.7.2. Profundidad de los reconocimientos	80
2.8. POZOS, CALICATAS Y ZANJAS	83

2.9. ENSAYOS «IN SITU»	84
2.9.1. Ensayo de penetración estándar: SPT	84
2.9.2. Penetrómetros dinámicos	87
2.9.3. Penetrómetros estáticos	89
2.9.4. El piezocono. CPTU	91
2.9.5. Correlación entre ensayos de penetración	93
2.9.6. Presiómetros y dilatómetros	94
2.9.7. Ensayos de molinete	97
2.9.8. Ensayos de placa de carga	97
2.9.9. Ensayos de permeabilidad en sondeos y calicatas	97
2.9.10. Pruebas de campo y otros ensayos «in situ»	97
2.10. TOMA DE MUESTRAS	98
2.11. ENSAYOS DEL LABORATORIO	100
2.11.1. Ensayos de identificación de suelos	100
2.11.2. Ensayos de compresión simple de suelos	100
2.11.3. Corte directo de suelos, gravas y escolleras finas	101
2.11.4. Ensayo triaxial de suelos	101
2.11.5. Ensayos edométricos	102
2.11.6. Ensayos de compactación	102
2.11.7. Permeabilidad	103
2.11.8. Ensayos dinámicos	103
2.11.9. Ensayos de rocas	103
2.11.10. Otros ensayos de laboratorio	104
2.12. INTENSIDAD DE RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO	104
2.12.1. Tipos de reconocimiento	106
2.12.2. Número de puntos de investigación en los reconocimientos detallados	106
2.12.3. Reconocimientos reducidos y mínimos	109
2.12.4. Número de ensayos de laboratorio	110
2.13. INFORME GEOTÉCNICO	111
2.13.1. Anejo de trabajos de campo	111
2.13.2. Anejo de ensayos de laboratorio	112
2.13.3. Memoria	112
2.14. RECONOCIMIENTOS GEOTÉCNICOS PARA OBRAS O PROYECTOS DE CATEGORÍA A	113
2.14.1. Identificación de diferentes terrenos	113
2.14.2. Parámetros geotécnicos comunes	114
2.14.3. Variabilidad de los parámetros geotécnicos	115
2.14.4. Funciones probabilísticas recomendadas	116
2.15. COSTE DE LOS RECONOCIMIENTOS DEL TERRENO	117
APÉNDICE I. FÓRMULAS PARA LA INTERPRETACIÓN DE ENSAYOS DE PERMEABILIDAD EN POZOS Y SONDEOS.....	117
A1.1. INTERPRETACIÓN DE ENSAYOS DE PERMEABILIDAD EN SONDEOS	117
A1.1.1. Ensayos Lefranc	117
A1.1.2. Ensayos Lugeon	117
A1.1.3. Ensayos con carga variable	118
A1.2. INTERPRETACIÓN DE ENSAYOS DE BOMBEO	119
A1.2.1. Ensayos en régimen permanente	119
A1.2.2. Ensayos en régimen transitorio	119
A1.2.3. Inversión del ensayo de bombeo	120
A1.2.4. Niveles dentro del pozo	120

2.1 INTRODUCCIÓN

El proyecto geotécnico nace del conocimiento del terreno y por ese motivo esta parte de la ROM 0.5, que se dedica a la investigación geotécnica, es la clave y el fundamento de cualquier proyecto que se asiente en el terreno y/o utilice este elemento como material de construcción.

Se comenzará la Parte 2 describiendo los parámetros geotécnicos, que son aquellos números (a veces se trata de calificaciones) que la técnica actual usa en mayor medida para describir el comportamiento del terreno. Dada la enorme cantidad de parámetros existentes (existen muchos modelos de comportamiento con parámetros geotécnicos específicos) sólo se hará mención de aquellos que en la práctica habitual son de uso más frecuente. Esto no excluye la necesidad de uso de modelos, parámetros y procedimientos específicos en casos particulares que no puedan resolverse con los métodos sencillos que se describen en esta ROM.

La Parte 2 continúa con la descripción de las técnicas de reconocimiento más comunes, tanto para las prospecciones de campo como para los ensayos de laboratorio que se requieren para caracterizar el terreno.

La Parte 2 concluye con las recomendaciones que se han creído oportunas para ayudar a redactar el documento clave de la investigación del terreno: el Informe Geotécnico.

2.2 PROPIEDADES DEL TERRENO

Los reconocimientos geotécnicos y particularmente los ensayos de campo y laboratorio están destinados a determinar una serie de parámetros del terreno que después formarán parte importante del análisis y en los cálculos necesarios para el estudio de diversos problemas. Las propiedades y parámetros de geotécnicos de mayor uso así como su obtención a través de los ensayos son los que se describen y comentan a continuación.

2.2.1 Granulometría

La separación de las partículas de distintos tamaños de los suelos en laboratorio y la determinación de su proporción relativa en el total de la muestra permite conocer ciertos aspectos del comportamiento. En el análisis de distintos problemas geotécnicos es relativamente frecuente utilizar los siguientes tamaños y proporciones deducidos de la curva granulométrica.

$D_{m\acute{a}x}$	= tamaño máximo.
D_x	= tamaño del tamiz que deja pasar el x por ciento del suelo. Son particularmente interesantes D_{85} , D_{60} , D_{50} , D_{15} y D_{10} .
Diámetro eficaz	= se suele llamar así al D_{10} .
Porcentaje de finos	= tanto por ciento del suelo que pasa por el tamiz 0,080 UNE cuya apertura de malla es 0,080 mm. Cuando se trata de escolleras o pedraplenes se suele denominar también porcentaje de finos al pasante por el tamiz de 1" (25 mm).
Contenido en arcillas	= se denomina así al porcentaje del suelo que, en ensayos granulométricos por sedimentación, tiene un diámetro aparente inferior a dos micras. En algunos trabajos ese tamaño se fija en cinco micras. El primer criterio es el recomendado en esta ROM.
Coefficiente de uniformidad	= es el cociente D_{60}/D_{10} .

En función de los tamaños de partículas, D , los suelos se clasifican en:

- a. Gravas $D \geq 2$ mm.
- b. Arenas $2 \text{ mm} > D > 0,08$ mm.
- c. Limos $0,08 \text{ mm} \geq D > 0,002$ mm.
- d. Arcillas $D \leq 0,002$ mm.

Los suelos naturales suelen ser mezclas, en distintas proporciones, de varios de los tipos mencionados. Para definir cualitativamente esas mezclas se suele añadir al nombre del componente esencial (por ejemplo arcilla) algún calificativo (por ejemplo limosa). Se debe entender que tales calificativos obedecen a la siguiente escala aproximada.

Calificativo	Proporción (% en peso)
Indicios de	5% – 10%
Algo + sufijo oso/osa	10% – 20%
Bastante + sufijo oso/osa	20% – 35%
Sufijo oso/osa	35% – 50%

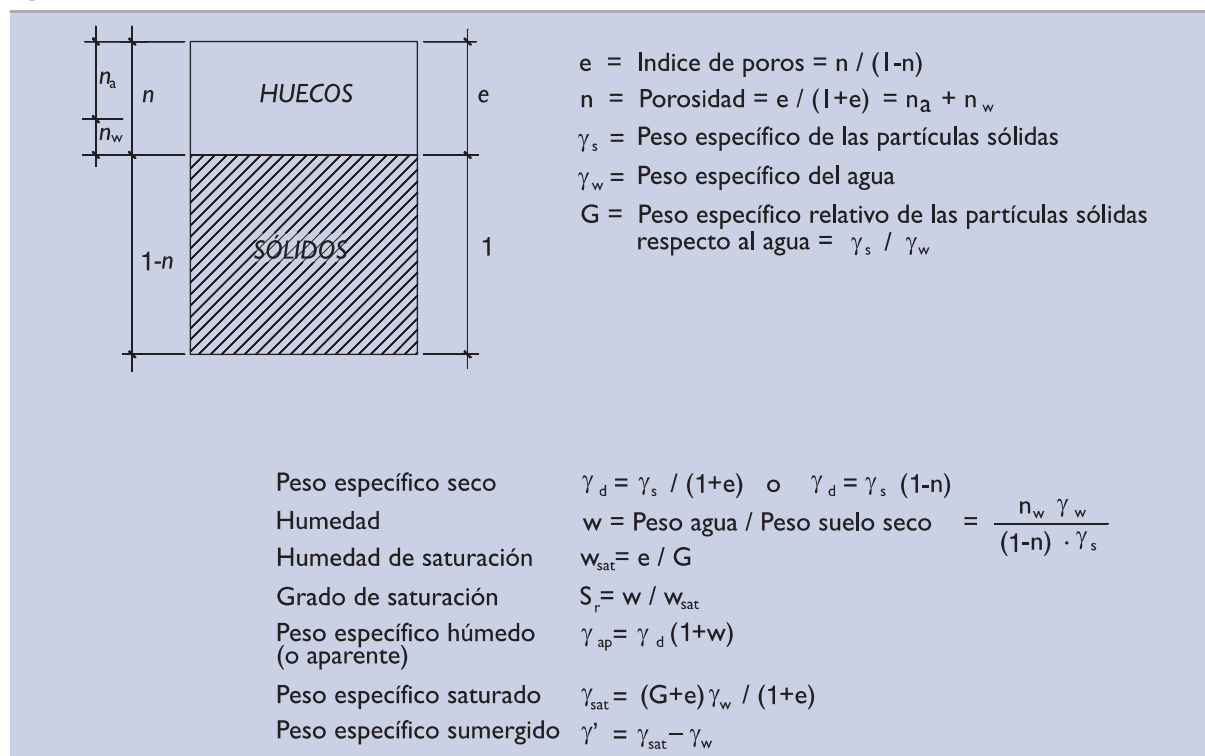
2.2.2 Índice de poros y porosidad

Está muy extendido el modelo conceptual que se indica en la Fig. 2.2.1, donde la materia sólida de los suelos o las rocas se considera segregada de los poros de manera que, cuando el volumen de sólidos es igual a la unidad, el conjunto de todos los poros vale “e”, letra con la que se denomina al concepto “índice de poros”. Es menos frecuente el uso del sinónimo “índice de huecos”.

Existe una forma alternativa de comparar los volúmenes ocupados por zonas sólidas y huecos (reellenos o no de fluidos) dentro de los suelos y las rocas; es la porosidad, que se suele designar con la letra “n” y que tiene una clara correlación con el índice de poros, tal como se indica en la Fig. 2.2.1 ya mencionada.

En rocas es frecuente distinguir dos partes de la porosidad, una que está formada por los poros accesibles en muestras de laboratorio y otra inaccesible, desconectada de los bordes exteriores.

Figura 2.2.1. Variables de estado más comunes



* La palabra “densidad” se utiliza en la práctica habitual como sinónimo de “peso específico”.

La determinación del índice de poros o de la porosidad se hace siempre en laboratorio y de una manera indirecta, ya que se determina el peso específico de las partículas sólidas por una parte y el peso específico seco (o densidad seca) por otra. La relación entre estos parámetros se recoge en la mencionada Fig. 2.2.1.

2.2.3 Humedad y grado de saturación

Se denomina “humedad” de un terreno al cociente entre el peso del agua y el peso del terreno seco. Se puede expresar esta relación en tanto por uno o en tanto por ciento.

Cuando todos los huecos del terreno están llenos de agua la humedad correspondiente es la “humedad de saturación”.

Por debajo del nivel freático el terreno suele estar saturado, mientras que en sus proximidades o por encima suele estar parcialmente saturado. El grado de saturación “ S_r ” mide, en una escala de 1 a 100, el porcentaje de huecos que están llenos de agua y que coincide con el cociente entre la “humedad” y la “humedad de saturación” multiplicado por cien. En ocasiones el grado de saturación se expresa en tanto por 1 en lugar de en tanto por ciento.

2.2.4 Densidades y pesos específicos

La palabra “densidad” se utiliza vulgarmente para denominar también el concepto de “peso específico”. Así se hace en la práctica habitual.

En esta ROM se utilizará la palabra “densidad” con su significación real de masa por unidad de volumen, y se utilizará, para representarla, la letra griega ρ , en lugar de γ , que se reserva para los pesos específicos.

Los pesos específicos más usuales para cálculos geotécnicos son:

- γ_d = peso específico seco. Correspondiente al grado de saturación nulo.
- γ_{ap} = peso específico húmedo o aparente. Correspondiente al estado de saturación que exista en el terreno.
- γ_{sat} = peso específico saturado. Corresponde al estado de saturación total.
- γ' = peso específico sumergido. Corresponde al peso específico virtual que el terreno saturado tendría inmerso en agua al descontar al peso de la muestra el empuje ascendente del agua.

La relación entre estas cuatro variables y las variables básicas anteriores se especifica en la Fig. 2.2.1.

El concepto de “densidad relativa” de una arena se utiliza para comparar su densidad real con las densidades máximas y mínimas que pueden obtenerse en el laboratorio con esa misma arena. Su definición es la siguiente:

$$D_r = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \cdot 100$$

siendo:

- D_r = densidad relativa expresada en %.
- e = índice de poros.
- $e_{m\acute{a}x}$ = índice de poros que corresponde a $\rho_{d\acute{m}in}$ (Norma UNE 103105:1993).
- $e_{m\acute{i}n}$ = índice de poros que corresponde a $\rho_{d\acute{m}ax}$ (Norma UNE 103106:1993).

Comentario: En ocasiones se utiliza el “índice de densidad”, I_D , como parámetro de medida de la compacidad relativa de los suelos granulares. Su definición, en algunos textos (Geotecnia y Cimientos I, por ejemplo), coincide con la que aquí se hace de densidad relativa ($D_r = I_D$). Existen otros textos (Manual of Estimating Soil Properties for Foundation Design. EPRI EL-6800. Cornell University. 1990, por ejemplo), donde se define $I_D = D_r \cdot \rho_d / \rho_{d\acute{m}ax}$

En esta ROM, no se utiliza explícitamente el concepto de índice de densidad para ninguna aplicación concreta. Si el ingeniero ha de usar este concepto por algún motivo, se recomienda que lo haga como sinónimo del concepto “densidad relativa”.

2.2.5 Plasticidad

El cambio de propiedades de los suelos arcillosos a medida que su humedad aumenta se suele caracterizar por dos estados límite, denominados límites de Atterberg.

- ◆ Límite plástico, LP: humedad mínima del suelo en estado semisaturado que permite su moldeo sin que aparezcan grietas.
- ◆ Límite líquido, LL: humedad del suelo en estado saturado que le hace comportarse como un fluido viscoso.

La determinación de las humedades correspondientes a esos dos estados límite es un ensayo rutinario en todos los laboratorios de suelos.

El rango de humedades entre esos dos comportamientos se mide mediante el:

$$\text{Índice de plasticidad, IP} = \text{LL} - \text{LP}$$

Un determinado suelo arcilloso puede encontrarse con humedades variables entre esos dos estados límite o incluso más allá de cualquiera de ellos. La situación relativa de la humedad, w , respecto a esos estados límite se mide con los siguientes índices:

$$\text{Índice de fluidez} = \text{IF} = \frac{w - \text{LP}}{\text{IP}}$$

$$\text{Índice de consistencia} = \text{IC} = \frac{\text{LL} - w}{\text{IP}}$$

Estos cinco datos asociados a suelos arcillosos no suelen ser parámetros de cálculo. Son utilizados sin embargo para correlacionar propiedades e identificar distintos tipos de suelos.

2.2.6 Permeabilidad

Se entiende como permeabilidad la cualidad del terreno que permite el flujo de agua o de otro fluido a través de su seno. Generalmente la medida de esta propiedad es complicada pero en algunos casos concretos puede realizarse de manera sencilla.

En esta ROM se considera aceptable admitir la ley de Darcy para estudiar únicamente problemas de flujo laminar de agua en suelos saturados. El caudal de agua a través de una sección de área unidad es denominada velocidad de descarga o simplemente velocidad “ v ”. Esta velocidad (menor siempre que la velocidad media real del agua en el terreno) se considera proporcional al gradiente hidráulico “ I ” definido como se indica en el párrafo siguiente. El coeficiente de proporcionalidad, cambiado de signo, se denomina “coeficiente de permeabilidad” y se representa usualmente con la letra “ k ”.

$$v = -k \cdot I$$

El gradiente “ I ” es la derivada espacial del potencial escalar, ϕ , que en los problemas geotécnicos se define:

$$\phi = \frac{u}{\gamma_w} + z$$

Donde:

- γ_w = peso específico del agua.
- u = presión del agua intersticial.
- z = cota del agua sobre un plano horizontal de referencia.

En situaciones de suelos con permeabilidad anisótropa la relación entre los vectores velocidad y gradiente es, en lugar de un número, una matriz cuadrada (problemas bidimensionales) o cúbica (problemas tridimensionales).

La permeabilidad puede determinarse mediante ensayos en sondeos (tipo Lefranc), mediante ensayos de bombeo y mediante ensayos de laboratorio (distintos tipos de permeámetros y ensayos edométricos).

Las permeabilidades típicas de los distintos terrenos se incluyen en la Tabla 2.4.3.

2.2.7 Comportamientos drenado y no drenado

Siempre que en un terreno, total o parcialmente saturado, se modifica el estado tensional se produce algún movimiento de sus partículas y el agua puede variar su presión transitoriamente y después equilibrarse hasta una situación hidrostática (de potencial uniforme) o hasta un régimen de filtración permanente. Ese cambio puede ocurrir pronto o tarde cuando se compara con el tiempo de estudio y ese aspecto tiene especial importancia en el análisis de los distintos problemas geotécnicos.

Es frecuente considerar, en este tema, dos situaciones límites:

- ◆ Sin drenaje. Se denominan situaciones sin drenaje aquellas en las que el agua del suelo no puede moverse y adecuarse al nuevo estado de cargas. Existen, por lo tanto, presiones intersticiales que intentan desplazar el agua hacia posiciones de equilibrio.
- ◆ Con drenaje. Se denominan situaciones con drenaje aquellas en las que el potencial del agua intersticial alcanza instantáneamente, en cada momento, una distribución permanente.

La posibilidad de ocurrencia de ambas situaciones y el estudio de las consecuencias de cada una de ellas es obligado en el análisis de cualquier problema geotécnico.

Al modificar las condiciones de carga en terrenos permeables el agua se mueve rápidamente y por lo tanto no existe período de consolidación. Las presiones intersticiales se generan y disipan en tiempos muy breves. Salvo en el caso especial de las acciones cíclicas o impulsivas (sismos, acciones del oleaje, etc.) se consideran infinitamente permeables, al resto de efectos, todos los terrenos cuyo coeficiente de permeabilidad es superior a 10^{-2} cm/s. No sería necesario considerar la situación sin drenaje en esas circunstancias.

En suelos arcillosos, cuya permeabilidad sea inferior a 10^{-4} cm/s, será siempre recomendable considerar que se puede producir la situación “sin drenaje”; esto es, de movimiento nulo del agua respecto al suelo.

En terrenos con permeabilidad intermedia entre 10^{-2} y 10^{-4} cm/s el ingeniero decidirá sobre la necesidad de contemplar la situación extrema “sin drenaje” teniendo en cuenta la geometría del terreno y el tipo y plazo de las acciones impuestas. En caso de dudas puede ser recomendable estimar, previamente, la amplitud del plazo de consolidación según se indica en 3.4.8.

Para la consideración de comportamiento drenado o no drenado del suelo frente a la actuación del oleaje o de otras cargas cíclicas o impulsivas se dan recomendaciones en los apartados 3.4.11 y 3.10. de esta ROM.

2.2.8 Resistencia de los suelos

La resistencia al corte de un suelo depende, entre otros factores, de las características de la carga. En lo que sigue se considera la situación más común de cargas cuasi-estáticas. La resistencia del terreno en condiciones de carga cíclica e impulsiva se considera en el apartado 3.10.

2.2.8.1 Parámetros de resistencia en presiones efectivas

Para la gran mayoría de los cálculos geotécnicos que se realicen en suelos saturados es común suponer válida la ley de Coulomb.

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \phi + c$$

donde:

- τ = esfuerzo de corte que produce la rotura.
- σ' = presión efectiva normal al plano.
- ϕ = ángulo de rozamiento interno.
- c = cohesión.

Además, es frecuente, y se recomienda en esta ROM, admitir el principio de la presión efectiva de Terzaghi para calcular la presión efectiva en suelos saturados.

$$\sigma' = \sigma - u$$

donde:

- σ = presión total.
- u = presión intersticial.

El ángulo de rozamiento ϕ y la cohesión c se obtienen de ensayos lentos donde se permite el drenaje totalmente (ensayos triaxiales CD, con consolidación previa y rotura con drenaje, por ejemplo) o ensayos donde se controlan las presiones intersticiales y se descuentan al interpretarlos (ensayos triaxiales CU, con consolidación previa y rotura sin drenaje pero midiendo las presiones intersticiales, por ejemplo).

En la mayoría de los suelos y a efectos prácticos, se puede suponer que el ángulo de rozamiento es constante. En realidad este parámetro depende de la intensidad de la carga.

En las arenas cementadas o en arenas formadas por carbonatos orgánicos (arenas conchíferas, foraminíferas, coralinas, etc.) y también en escolleras este efecto es particularmente notable. El ángulo de rozamiento interno disminuye cuando la presión efectiva media p' aumenta. Este efecto desfavorable, que el ingeniero debe analizar en cada caso, se suele representar por la expresión:

$$\phi = \phi_0 - b \cdot \log_{10} \frac{p'}{p'_0}$$

donde:

- ϕ = ángulo de rozamiento correspondiente a la presión efectiva media p' .
- ϕ_0 = ángulo de rozamiento correspondiente a la presión efectiva media de referencia p'_0 .
- b = disminución del ángulo de rozamiento que se produce al multiplicar por diez la presión efectiva media.

Se advierte que este efecto puede ser importante, ya que el parámetro “b” medido en algunos suelos carbonatados ha resultado ser superior a 15°.

Este descenso se atribuye, en general, a la rotura de los granos del suelo, que en arenas carbonatadas ocurre a bajas presiones mientras en arenas silíceas ocurre a presiones superiores a los 20 MPa.

2.2.8.2 Suelos no saturados

Para suelos no saturados se recomienda en esta ROM utilizar una expresión similar.

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi_{ap} + c_{ap}$$

donde:

ϕ_{ap}, c_{ap} = rozamiento y cohesión aparentes en condiciones no saturadas.
 σ = presión total en el plano de rotura.

El ángulo de rozamiento ϕ_{ap} y la cohesión c_{ap} con suelos no saturados es de menor uso en la práctica y se obtendría de ensayos de campo y laboratorio realizados con muestras o en terrenos con el mismo grado de saturación parcial objeto de interés.

2.2.8.3 Resistencia al corte sin drenaje

Para conocer mejor el comportamiento de los suelos arcillosos o limosos y, en general, de todos aquellos que tienen permeabilidad baja, suele ser necesario investigar la resistencia al corte en aquellas situaciones en las que el drenaje está impedido. Con ello se tratan de simular las situaciones “sin drenaje” descritas en 2.2.7.

En esas condiciones la resistencia del suelo se puede aproximar mediante una expresión similar a la ley de Coulomb.

$$s_u = c_u + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi_u$$

donde:

ϕ_u = ángulo de rozamiento aparente en la rotura sin drenaje.
 c_u = cohesión aparente en la rotura sin drenaje.
 s_u = resistencia al corte sin drenaje.
 σ = presión total en el plano de rotura.

Es frecuente, en el estudio de situaciones de duración corta respecto al plazo de consolidación del suelo, sin posibilidad de drenaje parcial del agua, suponer que $\phi_u = 0$ ya que así resulta en ensayos triaxiales realizados con arcillas saturadas; la resistencia al corte es independiente de la presión de confinamiento aplicada.

La resistencia al corte sin drenaje se puede medir en campo con ensayos in situ (molinete y penetración estática, por ejemplo) o en laboratorio (ensayos triaxiales UU realizados con muestras inalteradas, por ejemplo).

En ocasiones interesa conocer cuál hubiera sido esa resistencia si el suelo estuviera más consolidado (esto es, con mayores densidades) tal como podría ocurrir en zonas más profundas del terreno. También puede aumentar la densidad y por lo tanto la resistencia al corte sin drenaje, después de cierto tiempo, en zonas sobrecargadas por las obras en estudio.

Para investigar esos casos se pueden consolidar las muestras de manera artificial en el laboratorio hasta alcanzar la situación que se quiere simular y después proceder a su rotura sin drenaje.

La resistencia al corte sin drenaje de los suelos cohesivos que forman los fondos marinos o costeros, es, en muchas ocasiones, un parámetro crítico de proyecto. Su determinación debe hacerse con la máxima precaución, pues el resultado obtenido puede tener repercusiones trascendentes en el tipo de obra a realizar.

La resistencia al corte sin drenaje de suelos arcillosos (o fangosos) normalmente consolidados crece con la profundidad a medida que lo hace la presión efectiva vertical. El ingeniero debe buscar, en sus exploraciones geotécnicas, esa correlación. Como referencia puede utilizar la ley dada por la siguiente expresión:

$$s_u = \left(0,11 + 0,3 \cdot \frac{IP}{100} \right) \cdot \sigma'_v \geq 0,15 \sigma'_v$$

donde:

- s_u = resistencia al corte sin drenaje del suelo cohesivo normalmente consolidado.
- IP = índice de plasticidad expresado en %.
- σ'_v = presión efectiva vertical que actúa sobre el plano horizontal donde se determina la resistencia al corte.

Es posible medir resistencias al corte incluso menores que la indicada por la ecuación anterior. Esa situación puede indicar que el terreno está aún en proceso de consolidación.

En los suelos costeros o en los fondos marinos pueden darse situaciones de sobreconsolidación. Esa sobreconsolidación se mide mediante el parámetro OCR (ver 2.2.10.2).

La sobreconsolidación puede alcanzarse debido a una carga previa que después se retira. También puede ser el resultado de ciertos procesos de envejecimiento o de cementación o incluso de densificación causada por las cargas de corte que experimentan los fondos marinos debido al movimiento del agua. El efecto de estos procesos puede simularse en los cálculos suponiendo una carga de preconsolidación equivalente.

La sobreconsolidación aumenta la resistencia al corte sin drenaje de los suelos arcillosos (o fangosos). Existe una relación teórica que indica que ese crecimiento es:

$$s_u^* = s_u \cdot OCR^{0,8}$$

donde:

- s_u^* = resistencia al corte sin drenaje de un suelo arcilloso sobreconsolidado.
- OCR = razón de sobreconsolidación (ver 2.2.10.2).
- s_u = resistencia al corte del mismo suelo si estuviera normalmente consolidado.

El ingeniero investigará el cumplimiento de esta ley si en su proyecto intervienen suelos de esta naturaleza. La expresión que se indica puede servirle como marco de referencia.

Para suelos granulares, la resistencia en condiciones no drenadas, que pueden darse en algunas circunstancias de carga rápida, puede representarse mediante la Ley de Coulomb en presiones efectivas, introduciendo en los cálculos el valor de las presiones intersticiales generadas en esta situación.

2.2.9 Resistencia de las rocas

Las rocas se presentan en la naturaleza con cierta fracturación y alteración. Normalmente la resistencia que conviene conocer es aquella que representa al volumen de roca afectado por la obra. Esta resistencia depende de varios parámetros además de los ya mencionados (densidad y porosidad).

Las características principales que determinan el comportamiento de las formaciones rocosas son:

- ◆ La naturaleza de la roca.
- ◆ El diaclasamiento y las características de sus juntas.
- ◆ El grado de alteración.

Se entiende como naturaleza de la roca no sólo su composición mineralógica sino también su origen geológico, ya que esta última condición puede permitir la utilización de información de detalle entre rocas de similar origen.

Para caracterizar el diaclasamiento de la roca conviene definir cada una de las familias de diaclasas que la afectan. Esa caracterización puede hacerse con ayuda de los parámetros que se indican en la Tabla 2.2.1.

Tabla 2.2.1. Caracterización de litoclasas. (Adaptación de las recomendaciones de la ISRM*)

Aspecto	Parámetro significativo	Observaciones
Nº de familias		Cada familia debe tener una génesis similar y unas características parecidas.
Orientación	Dirección. Buzamiento.	Agrupación por familias con orientación semejante.
Espaciamiento	Distancia media entre diaclasas, s.	Un dato para cada familia. Ver apartado 2.2.9.1.
Índice de fracturación	Nº de fracturas por unidad de volumen, J_v .	Un dato global representativo de la zona explorada. Ver apartado 2.2.9.2.
Continuidad	Extensión de una familia de litoclasas dentro del macizo, P.	Se mide en unidades de longitud. También se denomina "persistencia". Ver apartado 2.2.9.3.
Apertura	Distancia entre los dos bloques separados por la litoclasa, a.	Ver apartado 2.2.9.4.
Rugosidad	Medida cualitativa de las desviaciones de la superficie de la junta respecto a un plano.	Ver apartado 2.2.9.5.
Tipo de relleno	Descripción del material que rellena la junta, si existe alguno.	Se describe el suelo según lo indicado para los suelos en el apartado 2.2.
Resistencia de la roca	Resistencia a compresión simple en las paredes sanas a uno y otro lado de la fractura.	Ver apartado 2.2.9.6.
Condición hidráulica	Descripción de la posible presencia de agua en la junta.	Suele describirse con alguna de las siguientes palabras: seca, goteando, con flujo de agua...

(*) ISRM (1981). "Rock Characterization, Testing and Monitoring: ISRM Suggested Methods". Ed. Brown E.T. Pergamon Press.

2.2.9.1 Distancia media entre diaclasas

La capacidad portante de las formaciones rocosas, tanto en cimentaciones superficiales como en cimentaciones profundas, depende, entre otros factores, de la separación media entre las litoclasas.

Cada familia de diaclasas suele tener una orientación semejante y un hábito similar de separación entre ellas que se representa con el valor medio de la distancia entre dos litoclasas consecutivas.

Es relativamente frecuente definir de manera cualitativa el espaciamiento. Esas definiciones deben ser compatibles con las separaciones medias que se indican a continuación.

Calificativo	Espaciamiento
Especialmente pequeño	< 2 cm
Muy pequeño	2 a 6 cm
Pequeño	6 a 20 cm
Moderado	20 a 60 cm
Amplio	60 a 200 cm
Muy amplio	200 a 600 cm
Especialmente amplio	> 600 cm

2.2.9.2 Número de fracturas por unidad de volumen

Normalmente, las formaciones rocosas están afectadas por varias familias de litoclasas, lo que hace que un determinado volumen del macizo rocoso esté afectado por varias diaclasas. Se denomina con el índice “ J_v ” el valor medio del número de diaclasas que atraviesan un volumen de un metro cúbico.

La equivalencia entre los valores cualitativos que se emplean en las descripciones geológicas y la realidad física debe atenderse a la relación que se indica a continuación.

Calificativo	Índice de fracturación, J_v (n° de diaclasas por m³)
Masivo	< 1
Poco diaclasado	1 a 3
Medianamente diaclasado	3 a 10
Bastante diaclasado	10 a 30
Muy diaclasado	30 a 60
Triturado	> 60

2.2.9.3 Persistencia de la fracturación

Una determinada diaclasa tendrá siempre una extensión limitada. Existirán “fallas” que pueden dividir la roca a lo largo de varios kilómetros y diaclasas que partan el macizo rocoso en sólo algunos metros.

Se denomina como “persistencia” la longitud mayor o máxima extensión en alguna dirección de una determinada litoclase. Normalmente las litoclasas de una misma familia tienen una persistencia similar.

De modo cualitativo y en función de la persistencia, los adjetivos que suelen utilizarse para describir este parámetro son los que se indican a continuación.

Calificativo	Persistencia
Muy pequeña	< 1 m
Escasa	1 a 3 m
Media	3 a 10 m
Alta	10 a 20
Muy alta	> 20 m

2.2.9.4 Apertura de las litoclasas

La distancia entre las caras opuestas de una determinada litoclasa se denomina “apertura”.

Los valores usuales de las aperturas y los calificativos que conviene utilizar para describirlas son los que se indican en la relación que sigue.

Calificativo general	Calificativo de detalle	Apertura
Juntas cerradas	Muy cerradas Cerradas Parcialmente abiertas	< 0,1 mm 0,10 a 0,25 mm 0,25 a 0,50 mm
Macizo rocoso agrietado	Abiertas Bastante abiertas Apertura amplia	0,50 a 2,50 mm 2,50 a 10 mm > 1 cm
Juntas abiertas	Apertura muy amplia Apertura especialmente amplia Estructura hueca	1 a 10 cm 10 a 100 cm > 1 m

2.2.9.5 Rugosidad

Las diaclasas que afectan a las rocas suelen ser superficies que se aproximan, en primera instancia, a planos. De esa forma se describen con los parámetros geométricos de dirección y buzamiento. Pero la realidad física puede ser más compleja.

Las fallas y las diaclasas de gran persistencia (alta o muy alta) deben describirse mediante una zonificación de su trazado completo en partes de rugosidad similar.

Aquellas litoclasas que tengan persistencia menor (media, escasa o muy pequeña) y las zonas homólogas de las litoclasas más persistentes deben caracterizarse al menos cualitativamente en alguno de los tres grupos siguientes:

- Escalonada, cuando en conjunción con otras diaclasas el plano de diaclasamiento presenta saltos.
- Ondulada, cuando la forma de la superficie de la diaclasa se asemeja a la forma de una onda.
- Plana, cuando la dirección y el buzamiento de la superficie de separación de la roca tienen escasa variación.

En todos los casos, además, y atendiendo a la escala menor (longitudes del orden del centímetro) las juntas deben clasificarse como rugosas, suaves o especulares, según sea más o menos pronunciada su rugosidad.

2.2.9.6 Resistencia a compresión simple

La resistencia de probetas talladas en laboratorio, sometidas a compresión uniaxial, es uno de los parámetros de mayor interés para caracterizar las rocas.

En ocasiones este parámetro está lejos de ser determinante y en consecuencia puede ser suficiente caracterizarlo mediante procedimientos indirectos. La relación que debe existir entre los procedimientos aproximados de determinación de la resistencia a compresión simple, los calificativos que se usan y la resistencia real son los que se indica a continuación.

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

2.2.9.7 Grado de alteración

La roca normalmente se altera como consecuencia natural de los procesos continuados de origen físico-químico. En función del grado de avance de ese proceso, la comunidad técnica ha convenido en clasificar la alteración de las rocas de acuerdo con la nomenclatura que se indica en la Tabla 2.2.2.

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

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

Nota: En la Tabla 4.9.2 se indican algunas apreciaciones adicionales de los grados de meteorización (Apartado 4.9. Dragados y rellenos)

2.2.10 Deformabilidad del terreno

2.2.10.1 El modelo elástico

La deformabilidad del terreno puede caracterizarse, en buen número de ocasiones, por unas constantes elásticas equivalentes.

E = módulo de elasticidad.

ν = módulo de Poisson.

Tales constantes son de aplicación cuando las tensiones con las que se calcula son tensiones efectivas.

Cuando no es posible conocer las presiones efectivas se pueden definir unos parámetros elásticos aparentes y utilizarlos en cálculos con las presiones totales.

E_{ap} = módulo de elasticidad aparente para cálculos de deformación usando tensiones totales.
 ν_{ap} = módulo de Poisson aparente para esos cálculos.

Es relativamente frecuente estudiar problemas “sin drenaje” en suelos saturados donde el agua se supone que es incompresible y que no puede moverse y por lo tanto el suelo no puede cambiar de volumen. Los sólidos elásticos que no cambian de volumen tienen un módulo de Poisson igual a 0,5 y por eso, en ese tipo de cálculos, es frecuente suponer:

$\nu_{ap} = 0,5$ cálculos de deformación “sin drenaje” en terrenos saturados utilizando presiones totales.

El módulo de deformación transversal “G”, que resulta de dividir las tensiones de corte entre las deformaciones angulares que producen, es, según la teoría de la elasticidad:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

Este módulo es, teóricamente, independiente de que se establezca en términos de presiones totales o en término de presiones efectivas. Por ese motivo para los cálculos “sin drenaje” se puede suponer, a falta de mejor información, que:

$$E_{ap} = \frac{1,5}{(1 + \nu)} \cdot E$$

donde E y ν son los parámetros elásticos del esqueleto del suelo.

En el caso de rocas el tratamiento es similar aunque la última hipótesis mencionada relativa a la incompresibilidad del agua es más dudosa y su aplicación no es siempre recomendable.

2.2.10.2 El modelo edométrico

La compresibilidad de suelos arcillosos sometidos a cargas menores que las que el terreno tuvo en el pasado es claramente diferente de la que corresponde a cargas mayores. Por eso se suele caracterizar la deformabilidad de dos maneras distintas según la carga sea menor o mayor que un valor crítico llamado “presión de preconsolidación”, que es la presión efectiva máxima que el suelo soportó en el pasado.

Los suelos arcillosos que están, en el terreno, sometidos a presiones naturales iguales a la presión de preconsolidación se denominan “normalmente consolidados”. En otro caso se denominan “sobreconsolidados”. Se define como “razón de sobreconsolidación”, OCR, al cociente entre la presión de preconsolidación, p_c , y la presión efectiva actual, p .

En suelos cohesivos blandos se suele caracterizar la deformabilidad en procesos de carga mediante una expresión tipo:

$$\Delta e = C_s \cdot \log_{10} \frac{p_2}{p_1} \quad (\text{Si } p_2 < p_c)$$

$$\Delta e = C_s \cdot \log_{10} \frac{p_c}{p_1} + C_c \cdot \log_{10} \frac{p_2}{p_c} \quad (\text{Si } p_2 > p_c)$$

donde:

Δe = reducción del índice de poros ante un incremento de presión de p_1 a p_2 .
 C_c = índice de compresión (adimensional).

- C_s = índice de entumecimiento (adimensional).
 p_c = presión de preconsolidación.

En procesos de descarga el aumento del índice de poros al disminuir la presión de p_2 a p_3 sería:

$$\Delta e = C_s \cdot \log_{10} \frac{p_2}{p_3}$$

Los tres parámetros que definen la deformabilidad (C_c , C_s y p_c) se obtienen de ensayos edométricos y son de aplicación a problemas en los que el proceso de carga sea similar al del ensayo, esto es, coartando la deformación del terreno en cualquier dirección perpendicular a la carga.

Se define como módulo edométrico, E_m , al valor siguiente:

$$E_m = \frac{\Delta p}{\Delta e} \cdot (1 + e_o)$$

donde:

- Δp = variación del valor absoluto de la presión efectiva.
 Δe = variación del valor absoluto del índice de poros.
 e_o = índice de poros original del terreno.

Para variaciones muy pequeñas de carga en torno a la presión efectiva “p”, existe una relación entre el módulo edométrico y los índices antes indicados:

$$E_m = 2,3 \cdot p \cdot \frac{1 + e_o}{C_c} \quad (\text{Procesos de carga noval})$$

$$E_m = 2,3 \cdot p \cdot \frac{1 + e_o}{C_s} \quad (\text{Procesos de recarga o descarga})$$

Las constantes elásticas, E y ν , que producen la misma deformación que el modelo edométrico guardan, con el módulo edométrico, la relación siguiente:

$$E = E_m \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

En los sedimentos marinos y costeros suelen existir suelos arcillosos o limosos blandos altamente compresibles y que pueden ser causa de grandes asientos.

El índice de compresión de estos suelos es, en general, tanto mayor cuanto mayor es su plasticidad. Una relación típica que el ingeniero puede usar como referencia es:

$$C_c = \frac{LL - 10}{100} \geq 0,10$$

donde:

- C_c = índice de compresión de un suelo arcilloso normalmente consolidado.
 LL = límite líquido expresado en %.

El índice de entumecimiento C_s suele ser varias veces menor (del orden de 5 a 10 veces menor) salvo en aquellos suelos de estructura metaestable.

El ingeniero debe estudiar para su caso concreto los valores de C_c y su posible correlación con otros parámetros de identificación (el límite líquido se ha indicado como ejemplo) para poder extender su aplicación a otros suelos similares del entorno.

Se advierte de situaciones teóricamente mal llamadas de subconsolidación (presión efectiva existente inferior a la presión efectiva teórica en el plano considerado suponiendo una consolidación normal), que pueden ocurrir en sedimentos que aún tienen pendiente parte de la consolidación natural debido a su propio peso o a que están en zonas con régimen artesianos del agua intersticial o que están afectados por la generación de gases naturales producto de ciertos procesos de descomposición de materia orgánica. También puede darse esta situación como resultado de una licuefacción parcial causada por las tensiones cíclicas inducidas por el movimiento del agua.

En esas situaciones, las presiones intersticiales son superiores a las hidrostáticas, las presiones efectivas pueden ser muy pequeñas y por lo tanto la compresibilidad mucho mayor.

2.2.10.3 El modelo de Winkler

En otras ocasiones, y para problemas más particulares, la deformación del terreno se representa por “módulos de balasto” o módulos de reacción denominados usualmente con la letra K , que son el cociente entre la presión aplicada, “ p ” y el desplazamiento producido, “ s ”.

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

Dado que esta relación depende, para un mismo terreno, de la extensión, intensidad y orientación de la carga (entre otros factores), no debe interpretarse como una cualidad del suelo sino como un parámetro de cálculo aplicable únicamente a problemas de deformación similares a los del ensayo en que fue determinada.

Este parámetro es típico en el estudio de losas de cimentación y en el estudio de la deformación horizontal de pilotes y se obtiene normalmente de ensayos de placa de carga y de ensayos de tiro horizontal en pilotes, entre otros.

2.2.10.4 Otras formas de considerar la deformación del terreno

Existen, dentro de la geotecnia, otras formas de considerar la deformación de los suelos. Como complemento a las ya citadas se quieren mencionar otras dos. Una sencilla que suele utilizarse en el estudio de movimientos de muros y otra, más usual, utilizada en ciertos programas de ordenador.

Es relativamente frecuente, en el estudio de empujes sobre muros, especificar deformaciones límite que provocan los estados extremos de situación activa o pasiva. Estos parámetros de deformación suelen obtenerse de experiencias previas o de ensayos en modelos.

Existen modelos de elasticidad no lineales (modelo hiperbólico, por ejemplo) o de elasto-plasticidad u otros complejos de flujo y deformación acoplados que se usan frecuentemente en cálculos con elementos finitos y que se consideran fuera del alcance de esta ROM.

2.2.11 Otras características

Existen otras muchas características y otros parámetros que se utilizan en geotecnia cuya aplicación práctica puede ser menos frecuente aunque no por ello tengan menor importancia. Entre ellos se quieren citar:

- ◆ Resistencia de pico y residual. En suelos arenosos densos, en arcillas sobreconsolidadas, limos carbonatados, así como otros muchos tipos de suelo, puede ocurrir que la resistencia al corte alcance un máximo para una cierta deformación (resistencia de pico) y después tienda hacia un valor menor (resistencia residual). En el estudio de ciertos problemas geotécnicos será preciso conocer ambos valores de la resistencia.
- ◆ Tixotropía y susceptibilidad tixotrópica. Algunos suelos arcillosos tienen una resistencia al corte mucho mayor en estado natural que después de remoldeados, aunque tal remoldeo se haga conservando la misma densidad y humedad. Al cociente de ambas resistencias se le denomina factor de susceptibilidad tixotrópica o simplemente susceptibilidad de la arcilla y se le denomina s_t .
- ◆ Grado de consolidación. Expresa, en una escala de 1 a 100, el avance del proceso de consolidación, bien en lo referente a la disipación de la presión intersticial en exceso a un determinado nivel (grado de consolidación U_z), o bien en términos del avance del asiento de la superficie (grado de consolidación U).
- ◆ Coeficiente de consolidación. Es frecuente el uso de un parámetro mixto de permeabilidad, k , y deformación, E_m (módulo edométrico) denominado coeficiente de consolidación.

$$c_v = \frac{k \cdot E_m}{\gamma_w}$$

donde γ_w es el peso específico del agua.

Este parámetro se suele expresar en cm^2/s y tiene especial interés en los cálculos de tiempos de consolidación.

- ◆ Coeficientes de presión intersticial. En los ensayos triaxiales se producen variaciones de presión intersticial, Δu , cuando no se permite el drenaje y se modifican las presiones de confinamiento " σ_3 " y de carga vertical " σ_1 ". Es común el uso de los coeficientes adimensionales A y B de Skempton para estimar la variación de presión intersticial mediante la expresión:

$$\Delta u = B \left(\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right)$$

- ◆ Expansividad y colapso. Existen suelos que sufren una alteración importante de su estructura cuando son saturados y en consecuencia pueden hinchar o colapsar (en algunos se han observado ambos fenómenos predominando uno u otro dependiendo de la carga). La magnitud del hinchamiento y del colapso depende de varios factores, entre otros, de la presión efectiva. En ese sentido es frecuente el uso del término "presión de hinchamiento" como aquella presión efectiva que evita la expansión durante la saturación e "hinchamiento libre" al cambio porcentual de volumen que ocurre al saturar el suelo con presiones efectivas bajas (del orden de 1 kN/m^2). El colapso se suele medir mediante el parámetro " γ_c " o deformación unitaria vertical provocada por la saturación. Ese parámetro depende, entre otros factores, de las presiones aplicadas en el momento de la saturación.

2.3 OBJETIVOS Y FASES DEL RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

La realización de cualquier estudio o proyecto de obra marítima o portuaria, deberá ir precedida de una Investigación Geotécnica específica, adaptada a las condiciones de cada caso concreto.

Todos los estudios, reconocimientos de campo, ensayos de laboratorio, análisis de la información, etc. deberán quedar recogidos en un único documento, que constituirá el Informe Geotécnico que ha de servir de base a los trabajos posteriores.

El alcance del Informe Geotécnico vendrá condicionado por la finalidad del trabajo en el que va a ser utilizado, pudiendo establecerse la siguiente clasificación:

a. Elección de emplazamiento

Valoración comparativa de diversos emplazamientos considerados viables o selección de las zonas más adecuadas dentro de un mismo emplazamiento.

b. Viabilidad

Obtención de la información necesaria para verificar si las condiciones de un emplazamiento son adecuadas a las obras previstas en el mismo.

c. Proyecto

Establecimiento de las condiciones del terreno (estratigrafía, parámetros geotécnicos, niveles piezométricos, etc.) que permitan una definición precisa de las obras, incluyendo aquéllas que tengan un carácter temporal.

d. Construcción

Estudio complementario de aspectos específicos que permitan adoptar los procedimientos constructivos más adecuados, prever los problemas que pueden aparecer durante la construcción como consecuencia de las características geotécnicas del terreno, estudio de posibles procedencias alternativas de materiales, elección de las zonas para instalaciones o acopios, etc.

e. Impacto de las obras

Estudio de las modificaciones que pueden aparecer en el terreno, bien de modo natural o como consecuencia de las propias obras, y que pueden afectar tanto a estas nuevas obras como a otras preexistentes o futuras y, de modo general, al área circundante a la zona objeto de estudio.

f. Otros objetivos

Tales como estudios de las condiciones de seguridad de estructuras preexistentes, investigación de incidentes, etc.

La finalidad del Informe Geotécnico debe figurar de modo explícito en su texto haciendo mención del tipo de obras o estructuras para las que se ha previsto que sea utilizada la información. Su utilización posterior para una finalidad distinta deberá ser justificada de modo expreso.

La extensión y la profundidad de una investigación geotécnica para una obra marítima y portuaria vendrán condicionadas por el carácter de los trabajos y obras a desarrollar en el emplazamiento y por las características geotécnicas del terreno. Considerando dichos condicionantes, el técnico responsable de la investigación geotécnica establecerá el programa detallado de la misma, con la previsión de las adaptaciones necesarias a la vista de los resultados que el avance de la propia investigación vaya proporcionando.

La investigación se desarrollará en sucesivas etapas que, en general, pueden resumirse del modo siguiente:

a. Estudio Preliminar

Comprende los trabajos previos de recopilación y análisis de la información preexistente. En general, esta fase será desarrollada en oficina, si bien incluirá visitas de inspección al emplazamiento con toma de datos, realización de trabajos sencillos de reconocimiento (p.ej.: calicatas, cartografía de materiales superficiales, etc.) así como los sondeos previos necesarios para conocer la estructura básica del terreno si ésta no fuera conocida. Esta etapa concluye con la redacción del Informe Geotécnico Preliminar.

b. Reconocimiento

Incluye esta etapa todos los trabajos de reconocimiento de campo posteriores al estudio preliminar, así como los ensayos de laboratorio correspondientes.

c. Informe Geotécnico

El informe debe incluir un resumen de la información previa, la descripción y análisis de los reconocimientos realizados, la identificación de los materiales que existen en el subsuelo y la determinación de los parámetros geotécnicos necesarios para los trabajos que hayan sido objeto del estudio.

En determinados casos, la existencia de problemas singulares puede exigir la realización de una investigación o redacción de un estudio, específicos, cuyas características serán adaptadas al tema a tratar.

Comentario: Las fases que se establecen en esta Recomendación para el desarrollo de la investigación geotécnica tienen el carácter de una metodología básica que garantice la obtención de la información requerida para la realización de los trabajos posteriores (estudios de viabilidad, proyecto de construcción, etc). La intensidad y duración de estas fases deberá adaptarse a las circunstancias específicas de cada caso.

Siempre que el plazo general del trabajo lo permita, las tres fases indicadas se desarrollarán de modo sucesivo. Un adecuado Estudio Preliminar, con una exhaustiva recopilación e interpretación de la documentación existente, permite una programación adecuada de los reconocimientos, con el consiguiente ahorro de coste y optimización de la información que puede obtenerse con los mismos.

En cualquier caso, existe la posibilidad de solapar las diversas fases (iniciar los reconocimientos de tipo más general antes de finalizar el Estudio Preliminar, redacción de avances del Informe Geotécnico antes de haber finalizado totalmente los reconocimientos), con objeto de adaptar la investigación geotécnica a los plazos y necesidades del trabajo general a que va destinada.

El contenido de cualquier avance del Informe Geotécnico deberá quedar integrado en la edición final de dicho Informe, de manera que éste quede completo y sirva como referencia única en el desarrollo del trabajo al que se destina.

2.4 ESTUDIO PRELIMINAR

El Estudio Preliminar deberá cubrir tres aspectos fundamentales:

- I) Recopilación y análisis de la información preexistente.
- II) Determinación preliminar de la estratigrafía y características geotécnicas de los materiales, así como de cualquier otro condicionante, de modo que pueda iniciarse el desarrollo de los primeros aspectos del trabajo a que se destina la Investigación: estudio de soluciones, comparación de alternativas, predimensionamiento, etc.
- III) Establecimiento y programación de los reconocimientos (trabajos de campo y ensayos de laboratorio) que se consideran necesarios para completar la Investigación Geotécnica.

2.4.1 Información preexistente

Las posibles fuentes de información preexistente pueden agruparse del modo siguiente:

a. Información publicada

- ◆ Normativa aplicable.

- ◆ Documentación geológica y geotécnica de carácter general, publicada por el Instituto Tecnológico y Geominero de España (ITGE). En particular, se recomienda la consulta de:
 - Mapa Geológico E:1/200.000.
 - Mapa Geológico E:1/50.000.
 - Mapa Geotécnico E:1/200.000.
 - Mapa de rocas industriales E:1/200.000.
- ◆ Atlas geotécnicos que existen en algunos puertos.
- ◆ Fotografías aéreas, donde sea aplicable.
- ◆ Cartas marinas.
- ◆ Mapas antiguos (en el caso que puedan localizarse).
- ◆ Estudios y/o artículos publicados relativos a proyectos y obras en la zona próxima a la que es objeto de la Investigación Geotécnica.

b. Información no publicada

- ◆ Investigación sobre la experiencia local en relación con aspectos geotécnicos.
- ◆ Reconocimientos y estudios geotécnicos correspondientes a proyectos y obras próximas.
- ◆ Información sobre la utilización pasada y presente del suelo (al objeto de localizar posibles cimentaciones u obras enterradas, zonas de dragado o relleno, etc).
- ◆ Fuentes de suministro de materiales de construcción.
- ◆ Información diversa que pueda condicionar desde un punto de vista geotécnico: estructuras existentes, industrias y propiedades próximas que pueden verse afectadas, excavaciones anteriormente realizadas, construcciones antiguas, etc.

c. Inspección del emplazamiento y reconocimiento previo

Toda esta información debe complementarse con:

- ◆ Visitas de inspección al emplazamiento.
- ◆ Confirmación de la cartografía geológico-geotécnica y su adaptación a una escala que proporcione el detalle suficiente para los sucesivos trabajos.
- ◆ Realización de algunos reconocimientos sencillos (calicatas, toma de muestras con “vibrocorer”, penetrómetros, geofísica, ensayos de identificación, etc.) y de los sondeos necesarios para conocer la estructura básica del subsuelo, si ésta no fuese conocida.
- ◆ Contraste general de la restante documentación obtenida.

2.4.2 Informe geotécnico preliminar

A partir de esta información se redactará el Informe Geotécnico Preliminar donde se describirán las condiciones geológicas y geotécnicas del área estudiada, con la precisión suficiente para permitir el desarrollo de los trabajos y cálculos previos, en tanto se dispone de la información completa. Esta definición debería incluir, siempre que sea posible, los siguientes puntos:

- ◆ Marco geológico y evolución de la geomorfología del emplazamiento.
- ◆ Perfiles geotécnicos y/o columnas-tipo del terreno.
- ◆ Identificación de los materiales. Al objeto de establecer un criterio uniforme en los símbolos gráficos empleados para designar los materiales, en la Tabla 2.4.1 se indica la simbología.

Esta identificación deberá ir completada por aquellas observaciones que puedan resultar de interés para una mejor comprensión de la estructura del terreno: edad geológica, origen de los materiales (aluvial, piedemonte, coluvión, formación eólica, etc.), coloración, etc.

Tabla 2.4.1. Símbolos y términos comunes para la descripción preliminar del terreno

Tipo de roca	Símbolo
ROCAS SEDIMENTARIAS	
Conglomerados	
Areniscas	
Limolitas	
Argilitas	
Margas	
Calizas	
Calizas-margosas	
Calcarenitas	

Tipo de roca	Símbolo
ROCAS SEDIMENTARIAS	
Dolomías	
Yesos	
ROCAS METAMÓRFICAS	
Pizarras	
Esquistos	
Gneises	
ROCAS PLUTÓNICAS	
ROCAS VOLCÁNICAS	

Tipo de suelo	Símbolo
SUELOS GRANULARES	
Gravas	
Arenas	
SUELOS COHESIVOS	
Limos	
Arcillas	

Tipo de suelo	Símbolo
SUELOS ORGÁNICOS Y RELLENOS	
Suelo vegetal	
Fangos y turbas	
RELLENOS ARTIFICIALES	
Vertidos no controlados	
Banquetas de todo-uno	
Escolleras	

- ◆ Asignación de las características básicas (densidad, resistencia al corte, módulos de deformación y permeabilidad) que pueden emplearse en las estimaciones previas. A modo de referencia y cuando no se disponga de algún tipo de datos concretos de la zona, se emplearán los valores medios aproximados indicados en el apartado 2.4.3.

- ◆ Posición de nivel piezométrico.
- ◆ Cualquier otro aspecto singular que pueda condicionar el proyecto, desde el punto de vista geotécnico.

El Informe Geotécnico Preliminar, basado en la información previa, debe concluir con la identificación de los aspectos importantes que son desconocidos y que han de ser objeto de nuevos reconocimientos. A tal fin se debe disponer de una descripción lo más exacta posible de las obras a realizar. La experiencia indica que cuanto más detallado esté el proyecto a la hora de programar los reconocimientos, más efectivos serán éstos y menor será la necesidad de reconocimientos geotécnicos complementarios posteriores.

Vistos los aspectos geotécnicos que requieren investigación, confirmación o mayor detalle, se procederá a programar los trabajos del reconocimiento geotécnico. A esa programación debe dedicársele especial atención pues, de otra forma, puede resultar una información exhaustiva en algunos aspectos mientras que en otros deje lagunas importantes.

Es posible que no sea necesario realizar más reconocimientos geotécnicos, aparte de los realizados en el contexto del Estudio Preliminar. Así ocurre en obras de menor importancia a realizar en emplazamientos con buen terreno y donde la información geotécnica previa es abundante y haya sido contrastada. En ese caso, si así lo identifica y justifica debidamente el técnico responsable, se concluirá el Informe Geotécnico Preliminar, del que se eliminará el calificativo de “preliminar” pasando a ser el Informe Geotécnico.

Comentario: La situación más frecuente, ante un proyecto de cierta importancia económica o que entrañe riesgo de daños a las personas o a sus propiedades o que haya de construirse sobre terrenos de peor calidad o de condiciones heterogéneas o del que exista poca información previa, será que el informe geotécnico preliminar concluya con la identificación de problemas que requieren mayor análisis y que sea preciso ampliar la información geotécnica. En estos casos el Informe Geotécnico Preliminar concluirá con la identificación de las necesidades de información adicional.

Teniendo en cuenta el conocimiento previo de las obras a realizar y la naturaleza del terreno, se deben identificar claramente todos los posibles problemas geotécnicos a analizar y definir, para cada uno de ellos, qué variables geométricas y qué parámetros geotécnicos son de interés para poder analizarlos correctamente. Además, en cada uno de los problemas previstos, se evaluará la necesidad de precisión de los datos requeridos para el posterior análisis. En función de esa precisión necesaria los reconocimientos geotécnicos serán de mayor o menor intensidad.

El Informe Geotécnico Preliminar tiene una gran transcendencia y a él se le deben dedicar los mayores esfuerzos, de otra forma los reconocimientos geotécnicos posteriores serían hechos a ciegas, con un pronóstico vago de lo que se espera encontrar. Nunca debe hacerse un reconocimiento geotécnico sin tener una idea aproximada de sus resultados.

2.4.3 Parámetros geotécnicos preliminares

Cualquier dato del terreno que pueda resultar crítico en un proyecto debe determinarse expresamente. Al contrario, algunos parámetros geotécnicos cuya repercusión en el proyecto sea secundaria puede definirse de forma aproximada en función de experiencia contrastada.

Los valores de los parámetros geotécnicos que se incluyen en este apartado son sólo ilustrativos. El valor real puede quedar incluso fuera del amplio rango de valores que se indica.

En la Tabla 2.4.2 se indican valores medios aproximados de los pesos específicos, resistencia a compresión simple y parámetros del modelo elástico de distintas rocas sanas.

En la Tabla 2.4.3, de modo similar, se indican valores medios típicos de distintas formaciones de suelos y rellenos.

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

	Rocas	Peso Específico (kN/m ³)	Resistencia a Compresión Simple de los Fragmentos Sanos (MPa)	Módulo de Deformación (MPa)	
Duras	ÍGNEAS METAMÓRFICAS Gneis, Cuarzitas SEDIMENTARIAS Areniscas bien cementadas, algunas calizas y dolomías más compactas	26	100	MASIVAS	50.000
				DIACLASADAS	20.000
				MUY DIACLASADAS	10.000
Medias	METAMÓRFICAS Esquistos y pizarras SEDIMENTARIAS Excepto margas, areniscas, y conglomerados poco cementados	24	50	MASIVAS	20.000
				DIACLASADAS	10.000
				MUY DIACLASADAS	5.000
Blandas	SEDIMENTARIAS Excepto margas, areniscas, y conglomerados poco cementados	22	20	MASIVAS	5.000
				DIACLASADAS	2.000
				MUY DIACLASADAS	1.000

Peso específico: El dato indicado puede variar ± 2 kN/m³ o incluso más en algunas rocas, particularmente si existen minerales pesados (piritas, por ejemplo).

Resistencia: Este dato puede oscilar entre menos de la mitad y más del doble del indicado.

Módulo de deformación: Se refiere al módulo de deformación equivalente del macizo cuando se cargan áreas de dimensiones superiores al metro cuadrado. El valor del módulo puede variar entre amplios límites; pueden darse valores tres veces mayores o menores que los indicados. El módulo de Poisson puede suponerse igual a 0,2 para las rocas más duras, 0,25 para las medias y 0,3 para las blandas.

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

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

	Tipo de suelos	Compacidad	Índice de poros ⁽²⁾	Cohesión (kPa)	Ángulo de Rozamiento (ϕ^0)	Módulo de deformación ⁽⁵⁾ drenado (MPa)	Coefficiente de permeabilidad ⁽³⁾ (cm/s)
Suelos granulares ⁽¹⁾	Gravas y arenas limpias (arenas > 10%)	Densa	0,25	0	45	100	10 ⁻²
		Media	0,35	0	40	50	
		Floja	0,45	0	35	20	
		Muy floja	0,60	0	30	10	
	Gravas y arenas con algo de limos y/o arcillas (5-10%) ⁽⁴⁾	Densa	0,20	10	40	50	10 ⁻³
		Media	0,30	5	35	20	
		Floja	0,40	2	30	10	
		Muy floja	0,60	0	27	5	
	Gravas y arenas con gran contenido en suelos finos (5-10%) ⁽⁴⁾	Densa	0,15	20	35	50	10 ⁻⁴
		Media	0,25	10	30	20	
		Floja	0,35	5	27	10	
		Muy floja	0,50	0	25	5	
Rellenos artificiales	Banquetas de todo-uno vertidas y escolleras de granulometría continua (sucias)	Floja	0,50	0	40	10	I
		Muy floja	0,70	0	35	5	

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

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

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

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

2.5 PROGRAMACIÓN DE LOS RECONOCIMIENTOS

Dada la muy diversa problemática que puede derivarse tanto de las características previstas inicialmente para la propia obra como de las condiciones geotécnicas del terreno, no resulta viable establecer unas recomendaciones de detalle para cada una de las distintas situaciones que podrían llegar a plantearse.

Partiendo de la identificación de necesidades que ha de figurar expresamente en el Informe Geotécnico Preliminar, se debe estudiar el modo de satisfacerlas de la forma más adecuada teniendo presente las distintas técnicas de reconocimiento disponibles.

Independientemente de la colaboración que puedan prestar los técnicos especialistas, la elección del método de reconocimiento más adecuado en cada caso, la posición de los puntos en los que efectuar los trabajos de campo, profundidad a alcanzar con los reconocimientos, ensayos de muestras, ensayos especiales, etc., será competencia de los técnicos responsables del trabajo al que está destinado el reconocimiento.

Se recomienda que la programación de los reconocimientos quede recogida en un documento en el cual, además de la definición de los mismos, se describan los objetivos concretos perseguidos con cada uno de los trabajos a realizar, la previsión de posibles modificaciones en la campaña (variaciones en la profundidad, reconocimientos complementarios, etc.), en función de los resultados que se obtengan y cualquier otra información o criterio que permita realizar, durante la fase de reconocimientos, las adaptaciones necesarias para asegurar que se obtienen los datos requeridos.

Una vez decididos los trabajos de reconocimiento geotécnico necesarios se procederá a editar el documento correspondiente que servirá de base para su realización. Tal documento tendrá la estructura básica de los proyectos de ingeniería civil. Esto es, tendrá una memoria donde se justifique el reconocimiento geotécnico decidido en función de la necesidad de información adicional puesta de manifiesto en el Informe Geotécnico Preliminar, al que se hará referencia. Tendrá unos planos que permitan el correcto replanteo de los reconocimientos. Tendrá un pliego de prescripciones particulares donde se especifiquen los detalles de los reconocimientos y finalmente contendrá una estimación presupuestaria.

En los siguientes apartados se desarrollan las recomendaciones básicas a tener en consideración en el momento de programar y seleccionar las distintas técnicas de reconocimiento.

2.6 RECONOCIMIENTOS GEOFÍSICOS

Los métodos geofísicos tienen su campo de aplicación más idóneo cuando es necesario investigar, de un modo rápido y económico, áreas extensas o alineaciones de gran longitud.

Los trabajos de campo e interpretación de las medidas deben ser efectuados por personal muy cualificado, previo estudio detallado de la información del terreno que se haya podido obtener por otros procedimientos.

En todo caso, los reconocimientos geofísicos deberán ser complementados con la realización de sondeos mecánicos que permitan confirmar, en puntos estratégicamente dispuestos, la estratigrafía y características del terreno deducidas de la interpretación de la geofísica.

Tabla 2.6.1. Resumen de algunos métodos geofísicos utilizados en reconocimientos geotécnicos

Nombre	Parámetros que se obtienen	Aplicación	Limitaciones
SÍSMICA DE REFRACCIÓN Determinación de tiempos de llegada de ondas generadas por impactos o pequeñas detonaciones a puntos situados a distintas distancias.	Curvas distancia-tiempos de llegada (dromocrónicas).	<ul style="list-style-type: none"> Determinación aproximada de fondos rocosos en depósitos de suelos. Determinación de la potencia de alteración en macizos rocosos. Estimación de propiedades del terreno en función de las velocidades de propagación. 	Posibles áreas de sombra provocadas por estratos flojos. Profundidades máximas de reconocimiento del orden de 20 m.
PROPAGACIÓN DE ONDAS EN SONDEOS Cross-Hole, entre dos sondeos próximos. Down-Hole y Up-Hole, a lo largo de un sondeo. Tomografía sísmica Varios sondeos y señales múltiples	Velocidades de propagación de ondas de compresión y de corte	<ul style="list-style-type: none"> Estudios de deformabilidad dinámica del terreno 	Posibles interferencias entre estratos difíciles de interpretar
SÍSMICA DE REFLEXIÓN Registro de eco reflejado por el terreno a ondas de presión generadas en superficie.	Imagen de la estructura geológica del terreno	<ul style="list-style-type: none"> Determinación aproximada de fondos rocosos. Generalmente se aplica para explorar profundidades superiores a 500 m. 	Las ondas reflejadas y refractadas pueden interferir y complicar la interpretación
SONAR Registro de los tiempos de llegada de las ondas sonoras provocadas en el agua y reflejadas en el fondo y en el sustrato rocoso.	Tiempos de llegada de los ecos.	<ul style="list-style-type: none"> Determinación de calados y espesores de suelos blandos sobre fondos rocosos. 	Determinación previa de la velocidad de propagación de las ondas en el suelo que recubre el fondo rocoso.
GEOFÍSICA ELÉCTRICA Medición de la intensidad de la corriente y la caída de potencial entre distintos puntos del terreno inducida mediante unos electrodos.	Intensidades de corriente y diferencias de potencial para distintas configuraciones del sistema.	<ul style="list-style-type: none"> Estimación del tipo de terreno en función de las resistividades calculadas al interpretar los datos. Aplicación hasta profundidades de unos 20 m. 	Escasa correlación entre la resistividad y el comportamiento mecánico del terreno.
GRAVIMETRÍA Medición precisa de la aceleración de la gravedad en distintos puntos.	Variaciones de la aceleración de la gravedad.	<ul style="list-style-type: none"> Detección de grandes variaciones de densidad (huecos, fallas, domos salinos). 	Poco precisa para trabajos geotécnicos.

Los reconocimientos geofísicos pueden utilizarse como herramienta para interpolar información entre puntos reconocidos detalladamente mediante sondeos mecánicos. En ese sentido es conveniente realizar los reconocimientos geofísicos siguiendo las alineaciones utilizadas para implantar los sondeos.

En la Tabla 2.6.I se enumeran los métodos de investigación geofísica más habituales, junto con una sucinta descripción de los mismos y algunas observaciones relativas a su aplicación.

Existen técnicas basadas en la propagación de ondas de deformación de la superficie del terreno o de la medida de la dispersión (variación de la velocidad de propagación con la frecuencia) de utilidad particular en otros fines más concretos (particularmente estudios de pavimentos o estudios de dinámica de suelos) que los reconocimientos geotécnicos en obras marítimas de carácter general.

Existen técnicas de emisión y recepción de ondas electromagnéticas (Georadar) de utilidad variada y escasa aplicación práctica actual.

2.7 SONDEOS MECÁNICOS

El reconocimiento geotécnico mediante sondeos es, en términos generales, el método más directo para conocer el terreno en profundidad, ya que permite la recuperación de testigos, la toma de muestras para ensayos de laboratorio, la realización de ensayos “in situ” y la instalación de equipos de observación tales como piezómetros, inclinómetros, tubos de asiento, etc...

2.7.1 Ejecución de sondeos

La ejecución de sondeos de reconocimiento en zonas marítimas y portuarias exige, en general, la utilización de medios de soporte específicos. Pueden ser plataformas fijas o flotantes debidamente ancladas. En zonas poco abrigadas se necesitan embarcaciones especialmente equipadas para impedir que los movimientos del mar incidan negativamente en las perforaciones.

Los sondeos deben realizarse en puntos seleccionados donde mayor interés tenga la información que se puede conseguir y, además, aprovechar su ejecución para obtener de ellos el mayor número de datos posible. Atendiendo a este último aspecto se recomienda especificar, para la realización de sondeos, la obtención de la información mínima siguiente:

- ◆ Fechas de realización y datos de identificación del sondeo y del sondista que lo realizó.
- ◆ Coordenadas y cota de boca. Es imprescindible el replanteo preciso de la boca de los sondeos y especialmente su cota.
- ◆ Parte del sondeo donde figuren el equipo empleado, el procedimiento y los ritmos de avance, las profundidades donde se han tomado muestras o realizado ensayos, los tramos entubados y tipo y tamaño de la entubación, así como cualquier incidencia de interés, tales como la pérdida del caudal de agua de perforación, niveles de agua, caídas o desprendimientos de la pared del sondeo, etc. A estos efectos se indica que existen equipos de sondeo con registro automático de algunos de estos parámetros, cuya utilización es recomendable.
- ◆ Caja portatestigos suficientemente robusta y debidamente ilustrada donde, además de identificarse el sondeo correspondiente, se marquen con números claramente visibles las profundidades inicial y final del testigo de cada maniobra.
- ◆ Fotografías a color de las cajas de testigos hechas de frente de manera que se aprecien bien los detalles del terreno de caja en caja. En ocasiones puede ser conveniente la realización de fotografías de detalle de ciertos testigos aislados.

- ◆ Columna litológica, realizada por un titulado superior experto en geotecnia en la que, con ayuda gráfica, se recoja la descripción del terreno en cada nivel, los parámetros de avance del sondeo, la ubicación de muestras y ensayos, la situación del nivel freático en el sondeo y el porcentaje de testigo recuperado ⁽¹⁾. Dependiendo del tipo de terreno y de reconocimiento realizado, podrá especificarse el incluir en estas columnas litológicas otros detalles de interés particular.

En la Tabla 2.7.1 se resumen algunas formas comunes de ejecutar sondeos mecánicos, junto con una breve descripción de las mismas y comentarios relativos a su empleo.

Tabla 2.7.1. Algunas formas de realizar sondeos mecánicos

Tipo	Descripción	Campo de aplicación
SONDA HELICOIDAL	Hinca continua por rotación de una hélice.	Suelos de consistencia blanda y media. No permite tomar muestras inalteradas salvo en aquellos casos en que el eje de la hélice es hueco.
HINCA DE TUBOS	Avance de una tubería hincada por percusión o por vibración y extracción de detritus con una pequeña cuchara.	Suelos de consistencia blanda y media. Permite ejecución de ensayos en el sondeo y toma de muestras inalteradas.
ROTACIÓN CON CORONA CIEGA	Avance a rotación o rotopercusión con martillo en cabeza o en fondo.	Suelos duros y rocas. No permite la toma de muestras. Se puede utilizar para avanzar la perforación entre dos puntos donde interesa tomar muestras con otro procedimiento.
ROTACIÓN CON BATERÍA PORTATESTIGOS	Avance a rotación con corona hueca.	Suelos firmes y rocas. Permite tomar muestras y recuperación continua del testigo de la perforación.

NOTAS: El diámetro exterior mínimo usual de los sondeos mecánicos es de 76 mm (3"), de manera que en su interior se puedan realizar ensayos SPT, cuya cuchara tiene un diámetro de 51 mm (2").

En los casos en que las paredes del sondeo resulten inestables se debe disponer un revestimiento y perforar con diámetros ligeramente mayores aunque decrecientes en profundidad (revestimiento telescópico).

La ejecución de sondeos en el mar puede hacerse con los equipos trabajando en el fondo, pero normalmente exige disponer de pontonas donde instalar la sonda. En altamar se necesitan embarcaciones especiales que incluyen, además, otros equipos de ensayos "in situ" y un laboratorio de geotecnia donde realizar la campaña de reconocimiento geotécnico completa.

2.7.2 Profundidad de los reconocimientos

Los factores que más influyen en la profundidad conveniente de los sondeos son:

- ◆ Tipo de problema a analizar.
- ◆ Configuración del subsuelo.
- ◆ Intensidad de la carga aplicada.

(1) En el caso de rocas se sugiere la utilización del parámetro RQD (Rock Quality Designation) que mide, para cada metro de avance de la perforación, el porcentaje de la longitud de testigo que resulta en fragmentos de más de 10 cm de longitud individual.

La gran variedad de situaciones que pueden darse hace imposible unas recomendaciones detalladas aplicables a todos los casos, por lo que a continuación se dan unas recomendaciones generales, siempre aplicables, y una serie de recomendaciones específicas para ciertas situaciones típicas.

De modo general, los reconocimientos deben tener una profundidad suficiente para reconocer todos los niveles cuyo comportamiento puede tener una influencia significativa en el comportamiento de la obra, ya sea en relación con la capacidad portante o asientos de cimentaciones y/o rellenos, como respecto a problemas de filtraciones o de estabilidad de taludes de excavación o relleno.

Es frecuente utilizar el criterio de profundizar los sondeos hasta encontrar “roca sana” y, salvo que el propósito del reconocimiento sea precisamente investigar la calidad de la roca (cimentación con pilotes por punta), bastará con penetrar en ella lo suficiente para confirmar su continuidad en los metros superiores.

En el caso de que los sondeos alcancen el sustrato rocoso, deberán penetrar en el mismo un mínimo de 2 m en roca sana en aquellos casos en los que, a través de información previa, es conocida la naturaleza de la roca y ésta se encuentra poco alterada.

Si la roca presenta un grado de alteración importante o no existe información previa precisa sobre su naturaleza o aparecen niveles cementados (areniscosos, conglomeráticos, etc) intercalados con otros con un bajo grado de cementación, los sondeos deberán penetrar en el sustrato al menos 6 m en roca.

I. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

La profundidad de reconocimiento necesaria para estudiar una cimentación superficial debe determinarse por vía doble según se indica a continuación.

Por un lado, los sondeos deben profundizar por debajo de la zona del terreno que puede estar involucrado en el hundimiento potencial de la cimentación. Para cubrir este aspecto se recomienda que la profundidad de prospección “z” bajo el nivel de cimentación sea como mínimo:

$$z_{\min} = 1,5 B$$

donde “B” es la dimensión transversal de la cimentación a utilizar en el estudio de la carga de hundimiento.

Para cimentaciones superficiales por losa de gran anchura donde la carga de hundimiento no sea crítica, la profundidad de reconocimiento se fijará por razones de asiento.

Por otro lado, los sondeos deben profundizar lo suficiente como para reconocer el terreno que puede inducir asientos en la cimentación. En este sentido se considera que la profundidad necesaria, en las situaciones normales en las que la deformabilidad del terreno disminuye con la profundidad, es tal que al nivel más profundo reconocido la carga vertical inducida por la cimentación suponga una pequeña fracción, del orden del 10%, de la presión vertical efectiva existente antes de hacer la obra.

Comentario: Ese criterio se cumple para zapatas de pequeñas dimensiones respecto al espesor de suelos compresibles ($B \ll z_{\min}$) cuando la profundidad del reconocimiento “z” bajo el nivel de cimentación es:

$$z_{\min} = 0,8 \text{ m } \sqrt[3]{\frac{N}{N_o}} ; N_o = 1 \text{ kN}$$

donde N es la carga total sobre la zapata menos las tierras excavadas para su construcción y z_{\min} es la profundidad necesaria de reconocimiento, bajo el nivel de apoyo de la cimentación.

Para cimentaciones alargadas, en las que la relación entre las dimensiones mayor y menor está por encima de 2, se puede utilizar la expresión:

$$z_{\min} = 0,8 \text{ m} \sqrt{\frac{M}{M_0}} ; M_0 = 1 \text{ kN / m}$$

donde M es la carga neta de cimentación por unidad de longitud y z_{\min} la profundidad de reconocimiento necesaria bajo el nivel de cimentación.

Para obras portuarias anejas con cimentaciones mediante losa de grandes dimensiones en planta o para el estudio de asientos de zonas de acopios cuya carga neta expresada sea « p » (peso total menos tierras excavadas), la profundidad de reconocimiento bajo el nivel de apoyo, expresada en metros, que cumple ese criterio, es:

$$z_{\min} = 1 \text{ m} \cdot \frac{p}{p_0} ; p_0 = 1 \text{ kPa}$$

salvo que antes aparezca roca sana o suelo firme cuya compresibilidad pueda ignorarse.

Para áreas cargadas de dimensiones intermedias puede ser necesario un estudio previo de las tensiones inducidas en el terreno para determinar la profundidad z_{\min} .

Cuando el nivel freático esté por debajo de la cimentación, la profundidad mínima de reconocimiento por razón de asientos podrá reducirse multiplicando por el coeficiente reductor:

$$\alpha = 1 - 0,2 \frac{z}{z_{\min}} \leq 0,8 \quad \text{cimentaciones no alargadas}$$

$$\alpha = 1 - 0,3 \frac{z}{z_{\min}} \leq 0,7 \quad \text{cimentaciones alargadas}$$

Siendo z la profundidad del nivel freático bajo el plano de cimentación y z_{\min} el valor antes determinado por razón de asientos.

2. CIMENTACIONES PROFUNDAS

La profundidad de reconocimiento necesaria para estudiar una cimentación profunda ha de estimarse tras considerar tres problemas típicos: el hundimiento individual del pilote, el hundimiento en grupo de varios pilotes y el asiento de la cimentación.

Para cubrir el primer aspecto se recomienda profundizar el reconocimiento hasta 5 veces el diámetro del pilote bajo el nivel previsto de su punta. Esto es, la profundidad de reconocimiento mínima bajo la superficie de los encepados de los pilotes será:

$$z_{\min} = L + 5 \phi$$

Siendo L y ϕ la longitud y el diámetro del pilote.

Para cubrir el aspecto del hundimiento de algún grupo de pilotes se recomiendan las siguientes profundidades mínimas de sondeo bajo el nivel de su encepado.

$$z_{\min} = L + 1,5 B \quad \text{pilotes por punta}$$

$$z_{\min} = \frac{5}{3} L + 1,5 B \quad \text{pilotes por fuste}$$

donde L es la longitud del pilote y B el ancho del grupo.

Para cubrir el aspecto del posible problema de asientos, se utilizarán los criterios mencionados para las cimentaciones superficiales suponiendo que el plano de cimentación equivalente está al nivel de las pun-

tas si los pilotes trabajan fundamentalmente por punta y a 1/3 de su longitud sobre el plano de las puntas, si trabajan fundamentalmente por fuste.

Comentario: En estos casos y para tener en cuenta la diferencia principal entre la cimentación profunda y la cimentación superficial equivalente, las profundidades de reconocimiento correspondientes deducidas de las fórmulas recomendadas para las cimentaciones superficiales por razón de asientos se reducirán multiplicando por el factor:

$$\beta = 1 - 0,2 \frac{L}{z_{\min}} \leq 0,6$$

donde:

L = Longitud del pilotaje a utilizar.

z_{\min} = Profundidad mínima de reconocimiento correspondiente a la cimentación superficial equivalente.

Las profundidades mínimas que se obtengan se entienden contadas desde el nivel de cimentación virtual supuesto.

3. ESTABILIDAD DE TALUDES DE EXCAVACIÓN O RELLENO

Para definir la profundidad de los sondeos encaminados a estudiar problemas de estabilidad de taludes de excavación o relleno será preciso estimar antes la máxima profundidad de los deslizamientos potenciales.

La profundidad de los reconocimientos debe ser tal que se alcance el nivel estimado del deslizamiento más profundo.

4. DRAGADOS

La profundidad mínima en los sondeos destinados al estudio de dragados será al menos del orden de 2 m mayor que el espesor del dragado previsto. En ocasiones puede ser necesario reconocer profundidades mayores. Junto a los bordes del dragado se tendrá en cuenta lo dicho en el apartado anterior.

Estas profundidades de reconocimiento corresponden a situaciones normales de terreno homogéneo y de compacidad creciente de un modo regular con la profundidad.

Si a profundidades menores que las indicadas aparece roca sana se aplicará el criterio de profundidad de sondeo recomendado en el principio de este apartado.

Si a la profundidad indicada del reconocimiento existen zonas blandas de arcillas o limos normalmente consolidados o suelos orgánicos, se profundizará el reconocimiento hasta atravesarlas completamente. Aún en esas ocasiones no se cree necesario profundizar los reconocimientos más allá de tres veces las profundidades mínimas correspondientes a situaciones usuales.

Se recomienda que alguno o algunos de los sondeos de reconocimiento sean claramente más profundos para confirmar la hipótesis que se haga relativa a la estructura general del terreno.

2.8 POZOS, CALICATAS Y ZANJAS

La forma más rápida, directa y económica de reconocer la zona más superficial del terreno en zonas emergidas es la excavación a cielo abierto de zanjas o calicatas. Para profundidades mayores pueden realizarse pozos que, sólo en casos especiales, pueden ofrecer alguna ventaja sobre los sondeos.

Estas excavaciones están especialmente indicadas en la prospección de préstamos de materiales en los que hayan de hacerse ensayos de compactación, ya que tales ensayos requieren muestras voluminosas difíciles de obtener por otros procedimientos.

Es posible tomar muestras inalteradas en el fondo y paredes de estas excavaciones, aunque se recomienda que, en el documento que se redacte para planificar el reconocimiento geotécnico y que ha de servir de guía a estos trabajos, se prohíba expresamente la toma de muestras manual, con personal trabajando a más de un metro de profundidad, salvo que la excavación esté debidamente entibada; los accidentes en este tipo de prospecciones son frecuentes y peligrosos.

Para documentar la ejecución de estas excavaciones se recomienda dibujar un croquis en planta reflejando su situación e indicando sus coordenadas, hacer una descripción de los materiales excavados y de los que aparecen en el fondo de la excavación con la ayuda de dibujos y fotografías adecuados, señalar la situación del nivel freático y anotar la relación de muestras tomadas y ensayos “in situ” que se hayan podido realizar.

2.9 ENSAYOS “IN SITU”

La determinación de las características del terreno mediante ensayos “in situ” ofrece una ventaja clara sobre la determinación de características en laboratorio. El terreno es ensayado, en el primer caso, en condiciones parecidas a las que interesan para los estudios posteriores. Esto no es siempre cierto, ya que existen situaciones (ensayos de préstamos, por ejemplo) en los que la conservación de las condiciones naturales no es de interés. También pueden existir situaciones singulares en las que los ensayos “in situ” se han de realizar en condiciones más lejanas de aquellas de interés que las que se pueden simular en laboratorio.

En términos generales se recomienda determinar el mayor número de parámetros geotécnicos mediante ensayos “in situ”, especialmente los relativos a la resistencia al corte, la compresibilidad y la permeabilidad. Los ensayos de laboratorio permitirán después ampliar esas características a rangos de presiones y ambientes diferentes a los de los ensayos “in situ” y que pudieran ser de interés dentro de los objetivos del reconocimiento.

2.9.1 Ensayo de penetración estándar. SPT

El ensayo de penetración estándar, SPT (Standard Penetration Test), es el más común dentro de los ensayos “in situ”; prácticamente todas las empresas dedicadas a los reconocimientos geotécnicos disponen del equipo necesario para realizarlo y además, en la geotecnia actual, es el mejor ensayo para investigar la compacidad de depósitos de arena en profundidad.

El ensayo se realiza dentro de un sondeo cuyas paredes son estables o están soportadas por un revestimiento adecuado. Una vez alcanzada la profundidad donde ha de realizarse el ensayo y estando el fondo limpio de los detritus del sondeo, se procede a hincar, en el fondo, una tubería hueca con la punta biselada (cuchara SPT) de diámetro exterior igual a 51 mm (2”) y de diámetro interior igual a 35 mm (1 1/8”). La hincada se realiza mediante golpes de maza en la cabeza del varillaje. La maza es de 63,5 kg y se deja caer libremente desde 76 cm de altura sobre la cabeza del varillaje.

Para depósitos de gravas, y para evitar la rotura de la cuchara, se utilizan puntazas ciegas de igual diámetro exterior.

Durante la hincada se cuentan los números de golpes necesarios para avanzar tramos de 15 cm. La hincada se detiene cuando el avance total es de 60 cm.

El número de golpes necesario para avanzar la hincada los 30 cm centrales es el índice N del SPT. Al extraer la cuchara, una vez realizado el ensayo, se puede obtener una muestra, alterada por la hincada, del terreno atravesado.

El ensayo está normalizado (Norma UNE 103800 o Norma ASTM D-1586-67) y su ejecución debe ser cuidadosa, de manera que el resultado pueda ser interpretado en el contexto de la gran experiencia existente. En particular se advierte que pueden ser motivo de error importante, entre otros, los siguientes hechos:

- ◆ Sifonamiento del fondo del sondeo por desequilibrio entre el nivel piezométrico externo y el nivel de agua en el sondeo.
- ◆ Mala limpieza del fondo antes de iniciar el ensayo.
- ◆ Peso de la maza diferente de los 63,5 kg.
- ◆ Defecto en la medida de la altura de caída de la maza.
- ◆ Rozamiento en la caída de la maza (caída no libre).
- ◆ Golpeo excéntrico sobre el varillaje.
- ◆ Mal estado de la cuchara (biseles romos o dañados).
- ◆ Uniones flojas en el varillaje.
- ◆ Sondeo de tamaño excesivo.
- ◆ Revestimiento muy por encima o muy por debajo del nivel de ensayo.
- ◆ Varillaje más pesado del estándar.

El estudio dinámico de la hincada de la cuchara del SPT permite evaluar la energía que se transmite a través del varillaje. Esa energía se puede medir durante la realización de los ensayos con equipos de auscultación especiales (acelerómetros y defórmómetros). En los ensayos SPT realizados con normalidad, esa energía es aproximadamente igual al 60% de la energía potencial teórica de la maza. En ocasiones es posible conocer esa energía (tamaño de equipos) y puede existir información fehaciente relativa al porcentaje de energía transmitida “ η ”. Cuando eso sea así, el valor del índice N (SPT) puede transformarse al valor que correspondería a una hincada normalizada del 60% de energía mediante la ecuación siguiente:

$$N_{60} = N \text{ (SPT)} \cdot \frac{\eta}{60}$$

donde η es la fracción de energía correspondiente expresada en tanto por ciento. A falta de información específica se supondrá $\eta = 60\%$.

Los ensayos SPT permiten determinar parámetros del terreno especialmente indicados para estimar la facilidad de hincada de pilotes y tablestacas.

El índice SPT está relacionado con la compacidad de las arenas. Terzaghi y Peck ⁽²⁾ (1948) propusieron la siguiente relación:

N (SPT)	Compacidad
0-4	Muy floja
5-10	Floja
11-30	Media
31-50	Densa
Más de 50	Muy densa

(2) Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons

En ocasiones interesa concretar con números el concepto de compactidad, para ello es recomendable utilizar el concepto de densidad relativa, D_r (Ver 2.2.4).

La relación que existe entre la densidad relativa, D_r , y el índice, N , del SPT es diferente según sea la presión efectiva vertical al nivel del ensayo. De entre las correlaciones existentes y a falta de mejor información, se considera admisible la de Gibbs & Holtz ⁽³⁾ (1957), indicada en la Fig. 2.9.1.

Existe una correlación evidente entre el ángulo de rozamiento de los suelos granulares y el índice N (SPT). La de mayor difusión probablemente sea la definida por Schmertmann ⁽⁴⁾ que puede aproximarse con la siguiente expresión analítica:

$$\operatorname{tg} \phi = \left(\frac{N}{12,2 + 20,3 \frac{\sigma'_{vo}}{p_a}} \right)^{0,34}$$

donde:

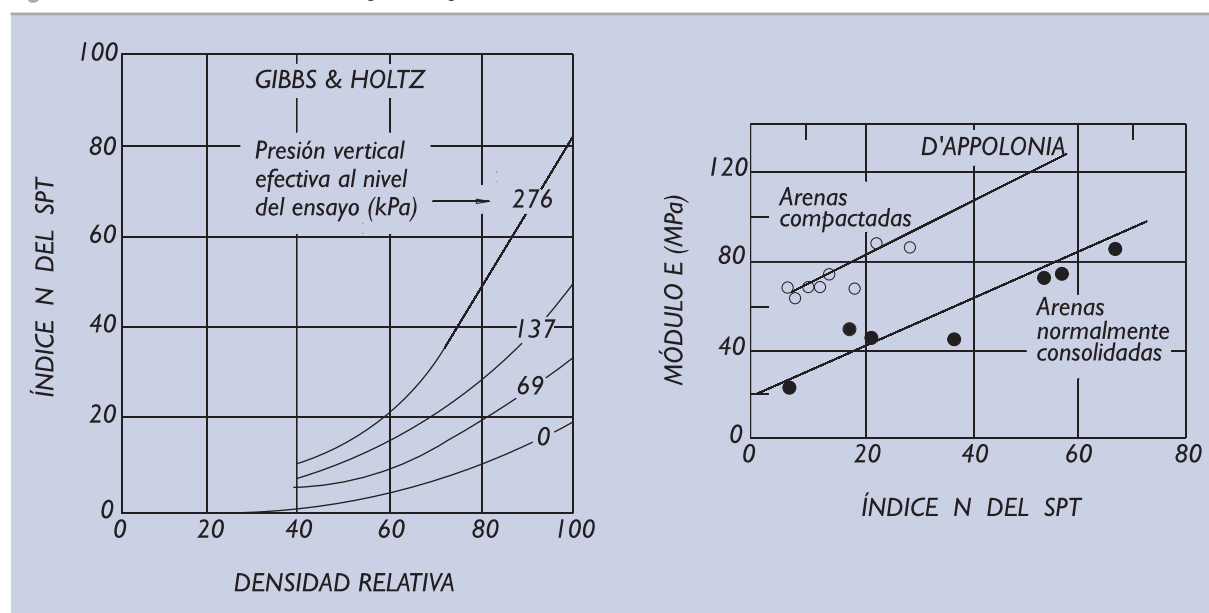
ϕ = ángulo de rozamiento.

N = índice del ensayo SPT.

σ'_{vo} = presión vertical efectiva al nivel del ensayo.

p_a = presión de referencia (1 bar = 100 kPa).

Figura 2.9.1. Correlaciones SPT (arenas)



(3) Gibbs, H. J.; Holtz, N. G. (1957): "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing". Proc. 4th. ICSMFE. Londres.

(4) Schmertmann, J. H. (1975): "Measurement of In-Situ Shear Strength". Proc. ASCE Specialty Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties. Raleigh. USA.

La deformabilidad de las arenas, a efectos de cálculo de asentos de cimentaciones superficiales, y a falta de una información más específica, puede estimarse según la correlación de D'Appolonia ⁽⁵⁾ (1970) que se indica también en la Fig. 2.9.1.

Es posible establecer criterios de carga de hundimiento de cimentaciones superficiales o profundas, así como estimaciones de los asentos, en base a resultados de ensayos SPT cuando las formaciones son arenosas normales y sobre las que existe experiencia local contrastada. Sólo se pueden obtener valores orientativos respecto a estos criterios cuando los ensayos SPT se realizan en suelos cohesivos o rocas blandas.

En formaciones arenosas calcáreas, particularmente de origen orgánico (conchíferas, coralinas, etc.), se recomienda no utilizar los criterios usuales basados en experiencia del SPT; las cargas de hundimiento podrían resultar excesivamente optimistas.

2.9.2 Penetrómetros dinámicos

La forma más económica y sencilla de ensayar el terreno en profundidad consiste en la hincada de un varillaje con una punta metálica de forma conveniente. El ensayo penetrométrico más difundido en España (y en Europa) es el conocido con el nombre de Borro (NLT 261). Este equipo consiste en un varillaje metálico macizo de 32 mm de diámetro exterior que hincada una puntaza metálica de la forma y dimensiones que se indican en la Fig. 2.9.2. La hincada se realiza con una maza de 65 kg (o con los 63,5 kg del SPT) que cae libremente desde 50 cm de altura. Durante la hincada se van contabilizando los números de golpes para hacer avanzar la hincada 20 cm. El resultado se suele representar en forma de diagrama de ese número de golpes " N_g " obtenido en cada profundidad.

Como quiera que el tamaño de la puntaza es más amplio que el diámetro del varillaje, el rozamiento entre éste y el terreno es pequeño y el resultado del ensayo estaría relacionado con la resistencia del terreno en el entorno de la punta.

La hincada se continúa hasta la profundidad de interés previamente fijada o hasta alcanzar una resistencia elevada. La punta metálica queda perdida en el terreno al recuperar el varillaje.

Para evitar que el varillaje roce con el terreno se le suelen dar, aunque sea manualmente, algunas vueltas. Existen equipos de penetración en los que este giro se hace de una manera regular y donde, además, existe un mecanismo de escape de la maza de golpeo que evita también los posibles rozamientos del cable de izado.

Existe, dentro del equipo Borro, otra puntaza diferente, con forma cónica y de menor tamaño.

Además del equipo Borro existen, aunque se empleen con menos frecuencia, penetrómetros dinámicos como el DIN ligero o el Stump, que se idearon, inicialmente para ser hincados manualmente (sin motor y cabrestante para el izado).

En España están normalizados dos ensayos de penetración dinámica continua:

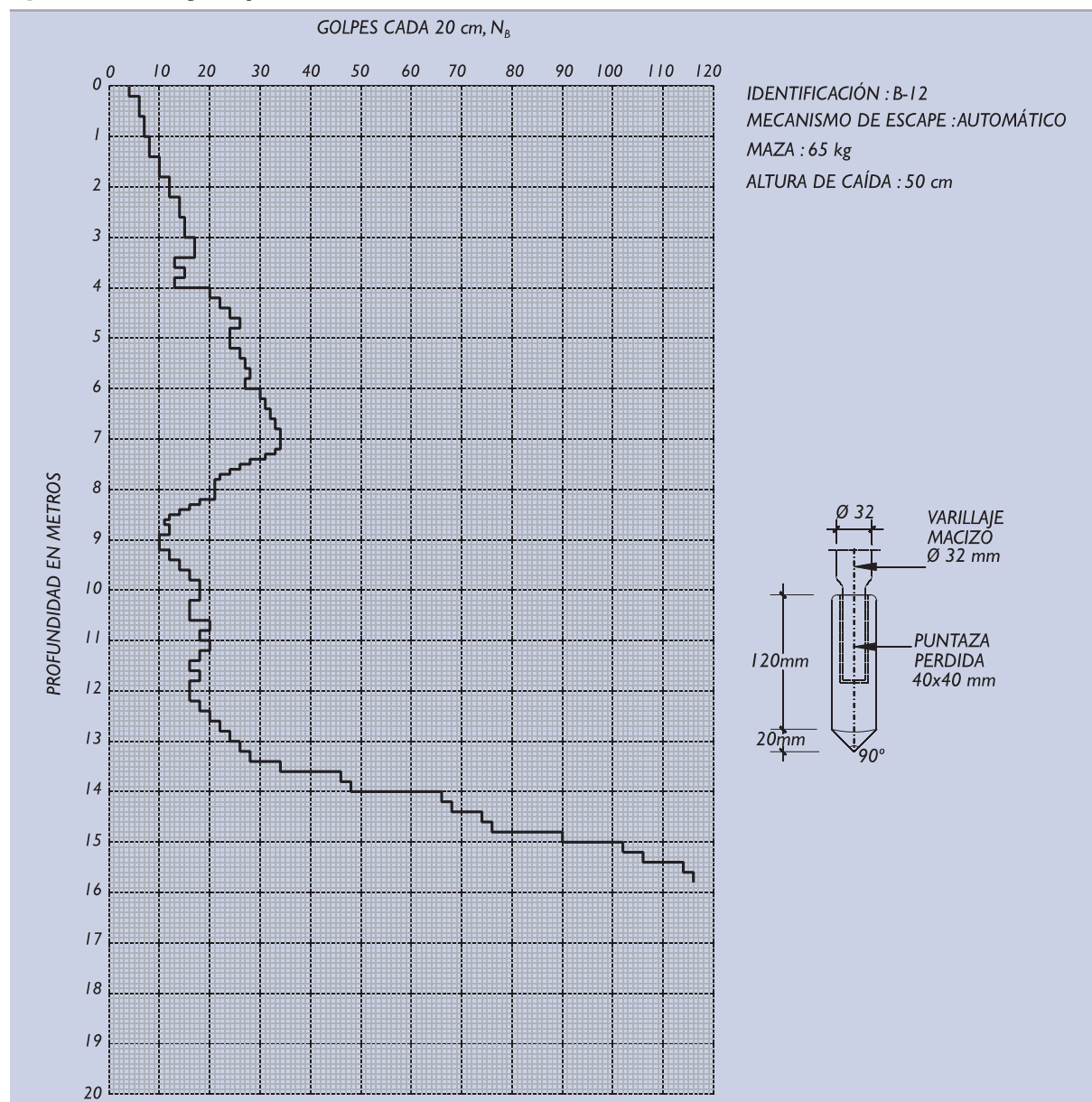
- ◆ DPSH. Norma UNE 103.801.
Ensayo de penetración dinámica superpesado.
- ◆ DPH. Norma UNE 103.802.
Ensayo de penetración dinámica pesado.

Las posibles correlaciones entre los resultados de los diferentes tipos de ensayos penetrométricos pueden investigarse según se indica en 2.9.5.

(5) D'Appolonia, D.J.; D'Appolonia, E. and Brisette, R.F. (1970). Discussion on "Settlement of Spread Footing on Sand". Proc. ASCE, J. Soil Mech. and Found. Engng. Div., 96 (S12), pp. 754-761.

Los penetrómetros dinámicos tienen su mejor campo de aplicación en la determinación de la profundidad de suelos blandos o de consistencia media que apoyan sobre formaciones mucho más resistentes donde la hincas se detiene.

Figura 2.9.2. Ensayo de penetración dinámica Borro



El ensayo de penetración es muy útil para detectar cambios de compacidad en el terreno (zonas más blandas de los rellenos, oquedades, defectos de compactación en terraplenes, etc.). Este ensayo es también útil en la estimación de la facilidad de hincas de pilotes.

Es recomendable realizar ensayos de penetración dinámica en las mismas alineaciones que los sondeos de reconocimiento y/o en los mismos perfiles en que se realicen prospecciones geofísicas; sus resultados permiten confirmar la homogeneidad del terreno entre los puntos reconocidos mediante sondeos o detectar posibles heterogeneidades locales que adviertan sobre la necesidad de densificar la malla de sondeos mecánicos.

En cualquier caso y dadas las posibles variaciones en cuanto a detalles de la ejecución, se recomienda que en los diagramas de resultados de estos ensayos figuren explícitamente los datos siguientes:

- ◆ Peso de la maza y altura de caída.
- ◆ Forma de escape de la maza (manual o automática).
- ◆ Forma de la puntaza, en un pequeño dibujo.

La resistencia al avance de las tuberías de entubación de los sondeos colocadas mediante hincas, así como el control del número de golpes necesarios para hincar el tomamuestras, son datos que pueden servir también para estimar la consistencia del terreno. A esos efectos, sería necesario conocer los detalles de esas hincas.

Se recomienda no utilizar los datos de los penetrómetros dinámicos continuos con el fin de cuantificar cargas de hundimiento o asientos de cualquier tipo de cimentación si no es a través de una experiencia local claramente contrastada por otros métodos.

2.9.3 Penetrómetros estáticos

El ensayo de penetración estático (o CPT “Cone Penetration Test”) consiste en una hincas mediante empuje, a velocidad lenta (1 a 3 cm/s), de una varilla con una punta adecuada, dentro del terreno. El equipo más común en España (y en Europa) es el cono holandés (UNE 103804).

El avance del penetrómetro se realiza en intervalos discontinuos de modo que se pueda medir la resistencia a la penetración de la punta sola o del conjunto completo. Existen equipos automáticos que miden, en una hincas continua, la resistencia al avance en la punta y la resistencia a la penetración por fuste en el manguito lateral.

Los equipos varían según su capacidad de empuje y distintas formas de las puntas. Existen normativas en otros países sobre la ejecución del ensayo (DIN 4094, ASTM D-3441) cuya aplicación puede ser de interés.

En los gráficos de resultados conviene incluir un esquema del tipo de punta utilizado, pues este dato no siempre es el mismo (varias normativas). Ver Fig. 2.9.3.

La interpretación de estos ensayos permite determinar la resistencia al corte del terreno y obtener una descripción indirecta del tipo de suelo atravesado y de su compresibilidad. En ese sentido, se necesitarían reconocimientos complementarios por otros métodos para obtener una descripción cierta de la naturaleza del terreno e, incluso, una determinación más exacta de su deformabilidad.

La resistencia al corte del terreno obtenida mediante estos ensayos es especialmente adecuada para el cálculo de la carga de hundimiento de cimentaciones profundas.

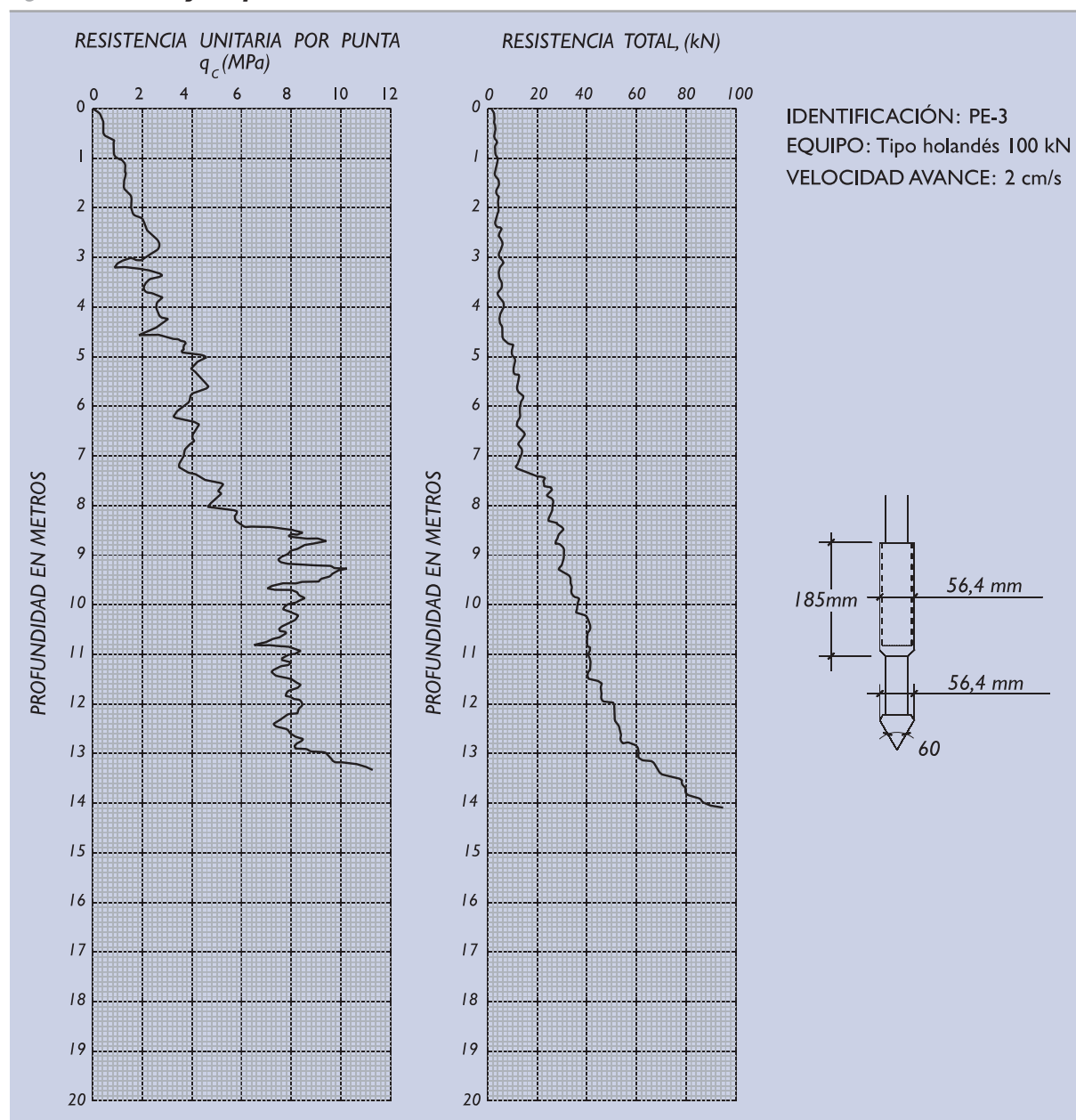
Existe una relación entre la resistencia por la punta en el ensayo de penetración estática, q_c , y la densidad relativa de las arenas. También existe una relación entre esa resistencia de las arenas y el módulo de deformación que se debe utilizar en los cálculos de asientos de cimentaciones superficiales. A falta de mejor información se consideran aceptables las correlaciones de Schmertmann ⁽⁶⁾ (1978) que se indican en la Fig. 2.9.4.

Para suelos granulares existe una correlación evidente entre la resistencia por punta del ensayo de penetración estática y el ángulo de rozamiento. Aunque esta correlación depende de varios factores, como valor orientativo se puede usar la siguiente expresión dada por Robertson y Campanella ⁽⁷⁾:

(6) Schmertmann, J.H. (1978) «Guidelines for Cone Penetration Test Performance and Design». U.S. Federal Highway Administration. Report FHVV-TS-78-209.

(7) Robertson P.K. y Campanella R.G. (1983) «Interpretation of Cone Penetration Test». Canadian Geotechnical Journal. Vol. 20.

Figura 2.9.3. Ensayo de penetración estática

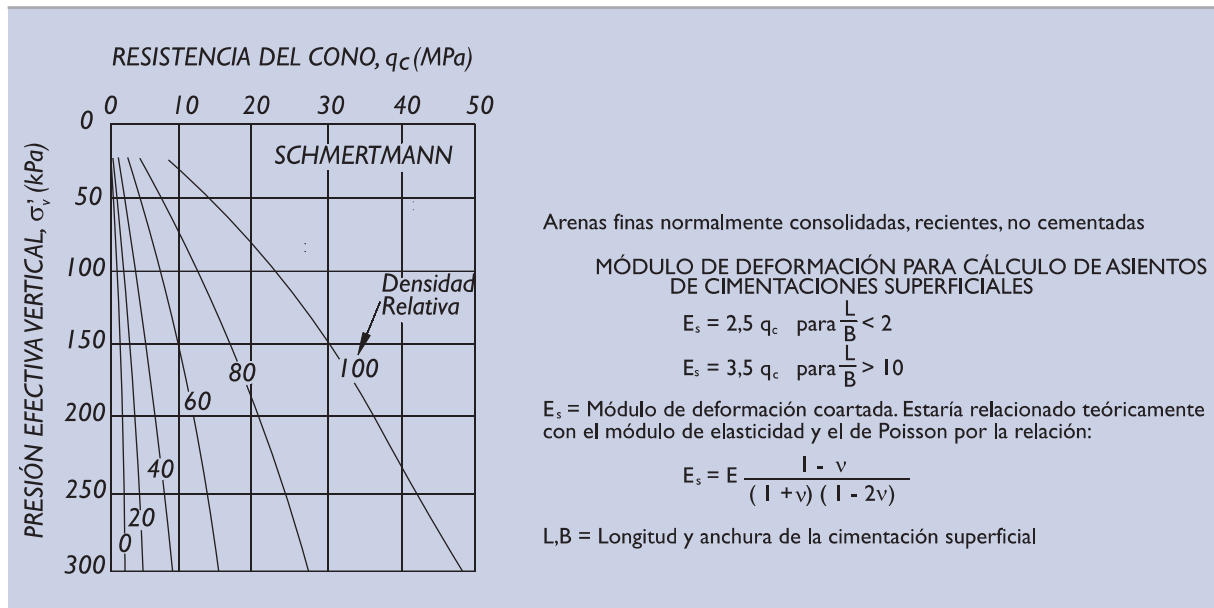


$$\operatorname{tg} \phi = 0,10 + 0,38 \cdot \log_{10} \frac{q_c - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$$

donde:

- ϕ = ángulo de rozamiento.
- q_c = resistencia por punta.
- σ_{vo} = presión vertical total al nivel del ensayo.
- σ'_{vo} = presión vertical efectiva al nivel del ensayo.

El ensayo de penetración estática es especialmente adecuado para medir la resistencia al corte sin drenaje de los suelos cohesivos blandos. La relación que se suele establecer para los suelos cohesivos de los fondos marinos es:

Figura 2.9.4. Correlaciones del ensayo de penetración estática

$$s_u = \frac{1}{N_k} (q_c - \sigma_v)$$

donde:

- s_u = Resistencia al corte sin drenaje.
- q_c = Resistencia unitaria por la punta al avance del cono.
- σ_v = Presión vertical total en el terreno al nivel del ensayo.
- N_k = Factor adimensional de proporcionalidad.

El factor N_k está próximo a 15. El ingeniero puede utilizar este dato como referencia básica, pero sabiendo que es un factor variable dependiente del tipo de terreno, de la profundidad y de otros posibles factores aún no bien conocidos.

2.9.4 El piezocono. CPTU

El piezocono o CPTU consiste en un penetrómetro estático continuo en cuya punta se añade un piezómetro. El equipo permite el registro continuo de resistencia por punta y por fuste y además el control de las presiones intersticiales generadas durante la hinca, así como la evolución de su disipación cuando la hinca se detiene.

Este tipo de penetrómetros es muy adecuado para el reconocimiento de suelos blandos, fundamentalmente para determinar parámetros destinados al estudio de problemas de consolidación y problemas de estabilidad que impliquen roturas profundas a través de suelos blandos.

Los registros que se obtienen durante la hinca del piezocono permiten la identificación de niveles de diferente permeabilidad aunque tengan estos niveles pequeños espesores. Este aspecto es de especial interés cuando se trata de evaluar las condiciones de drenaje de los procesos de consolidación.

No existe una normativa claramente establecida, aunque sí hay una literatura técnica abundante acerca de su interpretación.

Para interpretar los resultados medidos con el piezocono se suelen calcular, a cada profundidad, los siguientes parámetros auxiliares:

- ◆ Resistencia a la penetración adimensional, Q_t , de acuerdo con la expresión siguiente:

$$Q_t = \frac{q_c - \sigma_v}{\sigma'_v}$$

donde:

- q_c = resistencia unitaria al avance en la punta del cono en la zona de interés.
- σ_v = presión vertical total natural (antes de hacer el ensayo) en la zona de interés.
- σ'_v = presión vertical efectiva natural (antes de hacer el ensayo) en la zona de interés.

- ◆ Incremento relativo de presión intersticial, B_t , definida por:

$$B_t = \frac{u_c - u_o}{q_c - \sigma_v}$$

donde:

- u_c = presión intersticial medida por el piezocono en el nivel de interés.
- u_o = presión intersticial preexistente, en el nivel de interés.
- q_c, σ_v = igual significado que en el caso anterior.

- ◆ Fricción lateral relativa, F_r , calculada como sigue:

$$F_r = \frac{f_s}{q_c - \sigma_v}$$

donde f_s es la fricción lateral medida por el piezocono en el nivel de interés y q_c y σ_v tienen el mismo significado antes indicado.

Existen correlaciones basadas en la experiencia que permiten clasificar el tipo de terreno en función de estos parámetros. Una de ellas ⁽⁸⁾, de uso bien extendido, se incluye en la Fig. 2.9.5.

Para interpretar los resultados de los ensayos de disipación de presiones intersticiales (evolución de la presión medida por el piezómetro cuando el avance del cono se detiene) es preciso calcular, del diagrama correspondiente, el valor que corresponde al 50% de disipación. Este tiempo puede obtenerse con las mismas técnicas que se utilizan en la interpretación de los tiempos de consolidación de los ensayos edométricos (método logarítmico o de Casagrande y método de la raíz cuadrada del tiempo, por ejemplo).

También se necesita conocer el índice de rigidez I_r , definido mediante la siguiente igualdad:

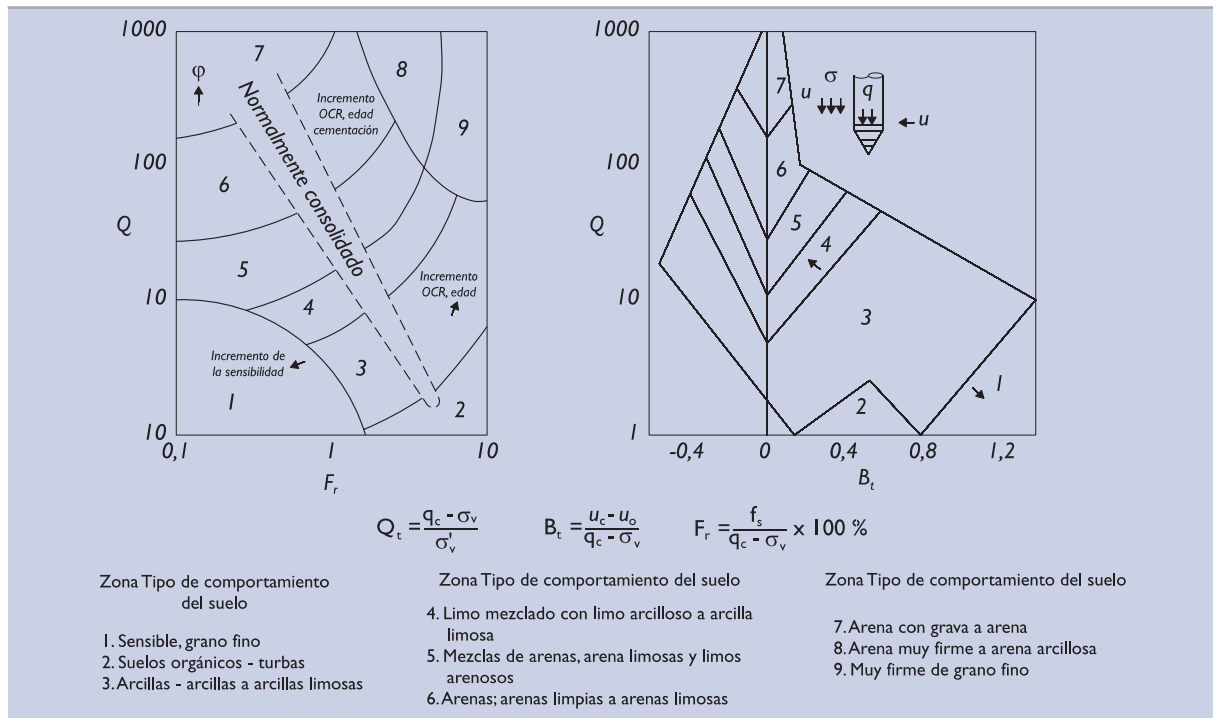
$$I_r = \frac{G}{s_u}$$

donde:

- G = módulo de rigidez transversal del suelo.
- s_u = resistencia al corte sin drenaje.

(8) Robertson, P.K. (1990). "Soil Classification Using the Cone Penetration Test". Canadian Geotechnical Journal, 27 (1), p. 151-158.

Figura 2.9.5. Clasificación del suelo a partir de los resultados del piezocono CPTU

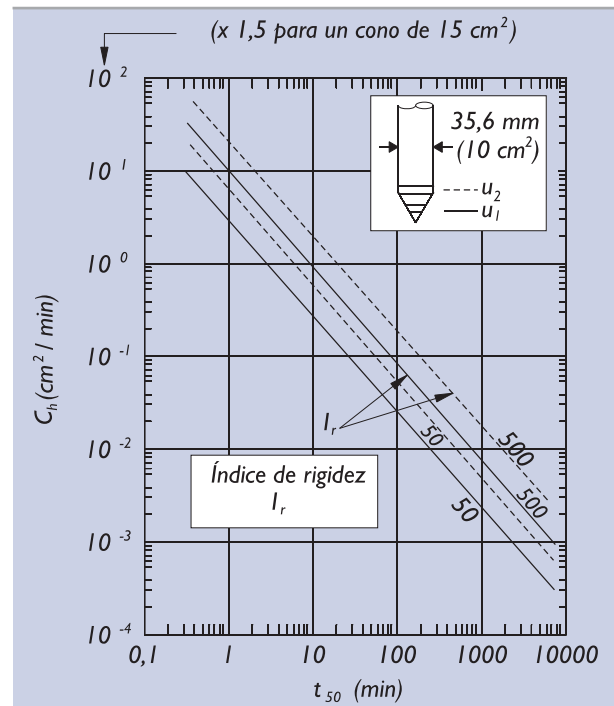


Con estos datos (t_{50} e I_r) se puede estimar el valor del coeficiente de consolidación radial, c_h , del nivel donde se detenga la hinca del cono y se realice el ensayo de disipación. Esa estimación está basada en experiencias previas ⁽⁹⁾, tal como la que se recoge en la Fig. 2.9.6.

2.9.5 Correlación entre ensayos de penetración

Entre distintos penetrómetros dinámicos continuos se puede establecer una equivalencia de manera que la energía específica de la hinca sea semejante.

El índice N_B del ensayo tipo Borro (con escape automático de la maza de 65 kg cayendo de 50 cm de altura con puntaza cuadrada de 4 x 4 cm y medida del número de golpes para avanzar la hinca 20 cm) suele ser mayor que el N (SPT) a grandes profundidades y menor en los primeros metros. La correlación, sin embargo, es muy dispersa y, de ser necesaria su definición, debe ser analizada en cada formación y a cada profundidad o utilizar correlaciones previamente establecidas o basadas en experiencias locales contrastadas.

 Figura 2.9.6. Gráfico para la determinación de c_h a partir de t_{50} y un índice de rigidez (I_r) entre 50 y 500


(9) Robertson, P.K. et al (1992). "Estimating Coefficient of Consolidation from Piezocone Test". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 29, n° 4, pp. 539-550.

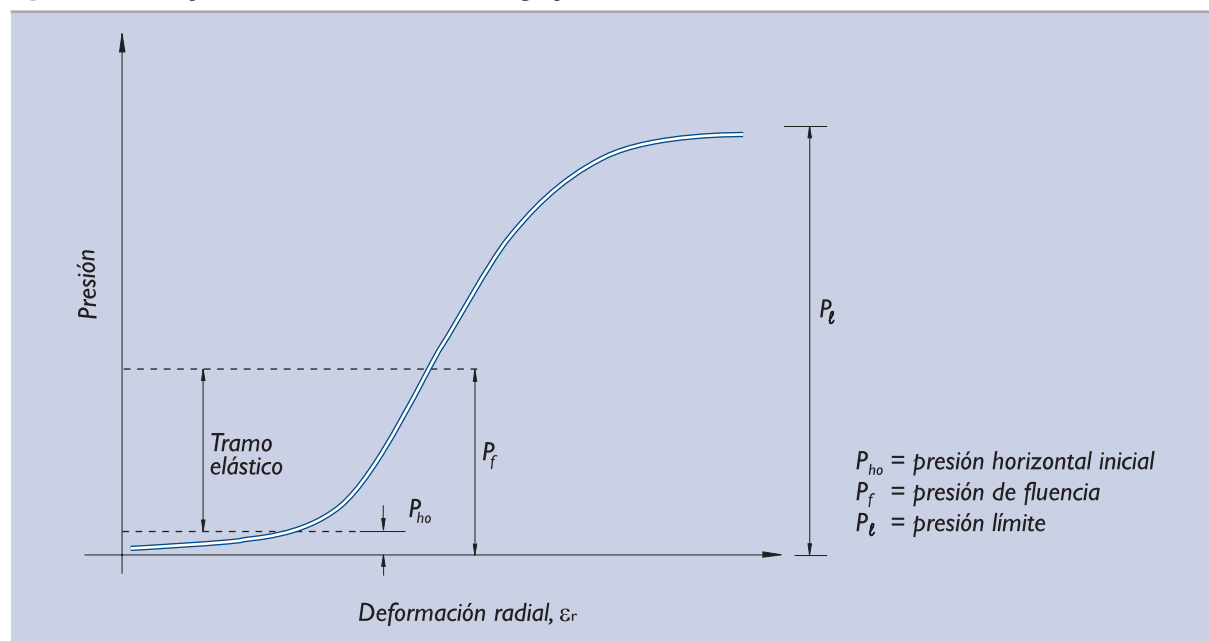
2.9.6 Presiómetros y dilatómetros

Estos ensayos consisten en la aplicación de una presión en el interior del terreno midiendo la deformación que se provoca. Normalmente el ensayo se realiza en el interior de un sondeo previamente perforado (PBP, Pre-Boring Pressuremeter) donde se introduce el equipo presiométrico. Recientemente se ha comenzado a utilizar el presiómetro autoperforador (SBP, Self-Boring Pressuremeter) que va alojado en el propio equipo de perforación y, en consecuencia, no requiere la separación del ensayo en dos fases. Con este nuevo equipo se evita la relajación de tensiones y deformación previa (incluso posible rotura) que se puede producir antes de posicionar los presiómetros convencionales. También pueden utilizarse presiómetros hincados en suelos blandos (PIP, Push-In Pressuremeter).

Estos ensayos no están normalizados en España, realizándose normalmente al amparo de la normativa francesa (NFP 94-110).

En los presiómetros se utiliza un recinto cerrado por una membrana que aloja un volumen de fluido controlable. El aumento del volumen de ese fluido comprime la membrana contra las paredes del sondeo. Con estos dos datos (volumen y presión) se puede preparar el diagrama deformación-presión que se ilustra en el esquema de la Fig. 2.9.7.

Figura 2.9.7. Esquema del resultado de un ensayo presiométrico



Normalmente los resultados del ensayo presiométrico se representan en gráficos cuya abscisa corresponde a la deformación radial, ε_r , definida por la expresión:

$$\varepsilon_r = \frac{r - r_o}{r_o}$$

donde:

- r = radio medio de la cavidad en un momento del ensayo.
- r_o = radio inicial de referencia.

Para el ensayo de rocas y de suelos muy firmes se pueden utilizar equipos más robustos, que se denominan dilatómetros y que miden la deformación mediante extensómetros, con lo cual se obtiene la deformación radial directamente y con mayor precisión.

El tarado del equipo, antes de su utilización, permite conocer qué parte de la presión que se aplica es necesaria para deformar la membrana y ese valor se debe restar a la presión aplicada para obtener la presión corregida que es la que debe utilizarse en el gráfico de resultados.

La interpretación del ensayo presiométrico permite conocer tres presiones de interés:

- a. Presión horizontal inicial, p_{ho} . Es la presión que ha de ejercerse para establecer el contacto membrana-terreno y deformarlo hasta su posición original, antes de practicar el sondeo. En los presiómetros convencionales esa presión corresponde al quiebro de la curva presión-deformación (punto de máxima curvatura). Existen procedimientos detallados para determinarla ⁽¹⁰⁾.
- b. Presión de fluencia, p_f . Es la presión donde acaba un tramo recto que suele aparecer en estos diagramas. A partir de ella, las deformaciones son claramente no lineales. Su determinación detallada puede realizarse con ciertas técnicas, aunque en la práctica rutinaria suele definirse casi a simple vista.
- c. Presión límite, p_l . Es la presión que provoca una deformación radial del 41% (deformación volumétrica del 100%). Si el Ensayo no ha alcanzado esa deformación, es necesario hacer una extrapolación para obtenerla.

Los datos mencionados (p_{ho} , p_f y p_l) pueden utilizarse para el proyecto de cimentaciones superficiales y profundas tal como se indica más adelante, en la Parte 3 de estas Recomendaciones.

Además, la interpretación de la curva presiométrica permite obtener, si bien sólo con una aproximación grosera, ciertos parámetros característicos del comportamiento del terreno, tal como se indica a continuación.

El coeficiente de empuje al reposo, K_o , del terreno se puede obtener mediante la expresión siguiente:

$$K_o = \frac{p_{ho} - u}{\sigma'_{vo}}$$

donde:

- p_{ho} = presión horizontal inicial, deducida del ensayo.
 u = presión intersticial al nivel del ensayo.
 σ'_{vo} = presión vertical efectiva al nivel del ensayo.

El módulo de rigidez transversal, G , del terreno, para el nivel de deformaciones del ensayo y para la dirección de carga correspondiente (perpendicular al eje del sondeo), se puede obtener mediante la expresión:

$$G = V_o \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

donde:

- Δp = aumento de presión entre los dos puntos donde se advierte una respuesta lineal.
 ΔV = aumento de volumen entre esos dos mismos puntos.
 V_o = volumen de referencia.

(10) Véase, por ejemplo, la tesis doctoral de H. Cano Linares "Técnicas 'in situ' para la caracterización del comportamiento elástico no lineal de suelos duros". E.T.S. Ing. Caminos, Canales y Puertos. U.P.M. Madrid 2004.

Normalmente se debe utilizar como volumen de referencia el correspondiente al inicio del tramo elástico (tramo recto).

Se define como módulo presiométrico, E_p , al valor siguiente:

$$E_p = \frac{G}{2(1 + \nu)}$$

donde:

G = módulo de rigidez transversal, antes definido.
 ν = módulo de Poisson.

El módulo de Poisson no se puede determinar con este ensayo. Si se quiere conocer el módulo presiométrico habrá que hacer alguna hipótesis sobre el valor adecuado de ν .

Los ensayos presiométricos permiten conocer la naturaleza del terreno ya que, para su ejecución, requieren la extracción previa del terreno donde ha de alojarse el equipo de ensayo. Estos testigos deben ser objeto de análisis de laboratorio; al menos deben realizarse con ellos los ensayos de identificación más elementales.

En suelos arcillosos saturados es posible obtener un valor recomendado de la resistencia al corte sin drenaje, s_u , mediante un análisis específico de la zona no lineal del final de la curva presiométrica (presión de ensayo comprendida entre p_f y p_l). La expresión correspondiente es:

$$s_u = \frac{p_2 - p_1}{\ln \left(\frac{V_2 - V_o}{V_1 - V_o} \right)}$$

donde:

p_1, p_2 = presiones cualquiera en el tramo $p_f - p_l$.
 V_1, V_2 = volúmenes de fluido en el presiómetro para esas mismas presiones.
 V_o = volumen de referencia. Se tomará el que corresponde a p_{ho} .

Teóricamente el valor de s_u sería independiente de los puntos 1 y 2 que se elijan. Pero será necesario tantear distintos valores para obtener un valor razonable.

En suelos arenosos permeables, siempre que se garantice que durante el ensayo no se generan presiones intersticiales importantes, se puede obtener, de esa misma rama curva final del ensayo, una idea aproximada del ángulo de rozamiento interno del terreno, mediante la expresión siguiente ⁽¹¹⁾:

$$\phi = 7^\circ (1 + 10 s) > 30^\circ$$

donde:

$$s = \frac{\ln \left(\frac{p_2 - u_o}{p_1 - u_o} \right)}{\ln \left(\frac{r_2 - r_o}{r_1 - r_o} \right)}$$

(11) Expresión simplificada deducida del gráfico de la publicación de Mair, R.J. y Word, D.M. (1987). "Pressuremeter Testing: Methods and Interpretation". Butterworths. London. Para ello se ha supuesto un suelo granular convencional cuyo ángulo de rozamiento crítico sea de 30° .

donde:

- p_1, p_2 = presiones cualesquiera en el tramo $p_f - p_l$.
- r_2, r_1 = radios del presiómetro para esas mismas presiones.
- r_o = radio de referencia, se tomará el que corresponda a p_{ho} .
- u_o = presión hidrostática del agua intersticial al nivel del ensayo.

2.9.7 Ensayos de molinete

El ensayo de molinete o “vane test”, realizado en el fondo de sondeos o mediante hinca directa hasta el nivel de ensayo, está especialmente indicado para investigar la resistencia al corte sin drenaje de suelos arcillosos blandos.

Existen normalizaciones de este ensayo (ASTM D 2573, DIN 4096). En España está en vías de normalización.

La interpretación de sus resultados permite obtener, además, una estimación indirecta de la deformabilidad del terreno.

Los parámetros de resistencia que se obtienen están igualmente indicados para la determinación de cargas de hundimiento de cimentaciones superficiales o profundas en condiciones no drenadas así como para el estudio de estabilidad de taludes de dragado o relleno, también en condiciones no drenadas.

2.9.8 Ensayos de placa de carga

Los ensayos de placa de carga están especialmente indicados en el estudio de la capacidad portante de rellenos compactados y también de terrenos naturales.

La interpretación de sus resultados permite obtener valores de los módulos de deformación aplicables a la predicción de asentos así como una estimación aproximada de las cargas de hundimiento de las cimentaciones superficiales.

Dado que el ensayo afecta a una zona pequeña del terreno para los tamaños usuales de las placas (ver NLT 357, ϕ 30, 60 ó 76,2 cm), estos ensayos no permiten conocer la deformabilidad del terreno más que en la zona próxima a la superficie del ensayo.

2.9.9 Ensayos de permeabilidad en sondeos y calicatas

El control de las pérdidas de agua en calicatas cuyo entorno se haya saturado previamente, o en sondeos llenos de agua hasta niveles superiores al nivel freático del entorno (ensayo Lefranc) o en sondeos obturados con presión forzada (ensayo Lugeon), permite una estimación aproximada de la permeabilidad del terreno.

La permeabilidad obtenida de estos ensayos puede utilizarse en el análisis cualitativo de las condiciones de drenaje de un determinado problema. Si la permeabilidad de un determinado nivel de terreno resultase ser un parámetro crítico de proyecto, entonces tal parámetro debiera determinarse mediante ensayos de bombeo específicamente pensados para el análisis del problema concreto.

En el Apéndice I se indican fórmulas útiles en la interpretación de los resultados de ensayos de permeabilidad “in situ”.

2.9.10 Pruebas de campo y otros ensayos “in situ”

Para el estudio de problemas geotécnicos que puedan tener una repercusión importante puede ser recomendable realizar pruebas de campo especialmente destinadas al análisis del problema en cuestión.

Entre ellas se destacan las siguientes:

- ◆ Son relativamente frecuentes los estudios de asientos y consolidación de zonas blandas mediante terraplenes de prueba instrumentados.
- ◆ Son especialmente recomendables las pruebas de hinca de pilotes, que hoy se pueden instrumentar y analizar detalladamente.
- ◆ Son frecuentes, y recomendables en grandes obras, las pruebas de carga de hundimiento de pilotes y de resistencia de anclajes o elementos en tracción horizontal.
- ◆ Son de particular interés, por su menor dificultad de ejecución, las pruebas de empuje o tiro horizontal entre pilotes. De ellas puede deducirse con buena precisión los parámetros de deformabilidad del terreno para el estudio de pilotes sometidos a esfuerzos horizontales con distintas configuraciones.
- ◆ Los ensayos de bombeo son especialmente útiles en el análisis de problemas de filtración y se consideran imprescindibles cuando el reconocimiento está encaminado al estudio de obras que después requieran un drenaje forzado con achique permanente.

En cuanto a otros equipos de ensayos in situ se destacan los siguientes:

- ◆ Existen equipos de penetración mixtos (estático-dinámicos) que permiten atravesar zonas duras, mediante hinca y proseguir el ensayo de penetración estática a mayor profundidad. Aunque su utilización puede ser de interés en formaciones blandas con niveles cementados o encostrados más duros, estos equipos mixtos están poco difundidos.
- ◆ Existen equipos de ensayo de permeabilidad in situ (permeámetros autoperforadores) así como una gran variedad de otros equipos de ensayo en sondeos (placa de carga en el fondo) que suelen resultar interesantes en algunos casos, pero que son aún de escasa difusión.

Se recomienda a los planificadores de las campañas de reconocimiento geotécnico que, en caso de necesitar algún equipo especial de reconocimiento in situ, consulten a las empresas especialistas, ya que cada vez existen más procedimientos definidos con propósitos específicos que pueden ser de interés especial en algunas campañas de reconocimiento geotécnico.

Existen una gran variedad de otros ensayos “in situ” y pruebas de campo (resistencia al corte de pedraplenes y escolleras, hundimiento de cimentaciones superficiales, excavaciones instrumentadas, redes de observación de evolución de presiones intersticiales, etc.) que enlazan ya con la auscultación y observación del comportamiento. Son de gran interés pero fuera ya del ámbito de las recomendaciones generales de esta ROM.

2.10 TOMA DE MUESTRAS

La toma de muestras es una de las actividades importantes de las campañas de reconocimiento geotécnico. Por ese motivo ha de estar planificada antes de comenzar la campaña de reconocimientos.

Las muestras pueden obtenerse de sondeos, de calicatas o de lugares especificados donde no se haya hecho perforación o excavación previa.

Las muestras pueden ser alteradas, esto es, que después de tomadas tengan otra densidad o humedad distintas de las originales o inalteradas, esto es, en las que la humedad y la densidad (y por lo tanto la resistencia, la deformabilidad y la permeabilidad) sean lo más próximas posibles a las originales. En cualquier caso las muestras han de ser representativas del suelo que se quiere ensayar; en ese sentido deben evitarse siempre los lavados o segregaciones de las muestras salvo que ese aspecto, por alguna razón singular, no tenga importancia en el problema en estudio.

Las muestras alteradas pueden tomarse manualmente, con pico y pala, con excavadoras mecánicas o proceder de testigos de sondeos. Pueden transportarse en sacos o bolsas.

Las muestras inalteradas o poco alteradas pueden tomarse con tomamuestras específicos (hincando tubos cortos biselados) de paredes de pozos, zanjas o calicatas previamente apuntalados. Deben empaquetarse, transportarse y conservarse en laboratorio hasta su ensayo de manera que no sufran alteración.

La toma de muestras más usual de los reconocimientos geotécnicos se realiza en sondeos mediante tomamuestras específicos adaptados al tipo de terreno. En la Tabla 2.10.1 se resume información relativa a los más empleados.

La toma de muestras inalteradas o poco alteradas de suelos granulares limpios no es posible por procedimientos convencionales. En algunas arenas resultan eficaces los tomamuestras de pistón tipo Osterberg o tipo Bishop.

La toma de muestras debe ser supervisada por el técnico responsable de los trabajos de campo. Es de gran importancia que el carácter más o menos alterado de las muestras tomadas sea estimado por un técnico experto.

El procedimiento debe quedar documentado indicando, para cada muestra o grupo de muestras, su procedencia (sondeo, calicata u otro punto de coordenadas conocidas), la columna litológica correspondiente al lugar donde se hace la toma, la indicación expresa de su profundidad, la posición del nivel freático en el lugar donde se tomó la muestra así como cualquier observación que el técnico responsable crea oportuna.

Ya que las muestras se toman para hacer ensayos de laboratorio, la programación del número de ellas y su ubicación sólo deberá definirse tras considerar los ensayos que resulten necesarios para analizar los problemas objeto del informe geotécnico.

Tabla 2.10.1. Procedimientos habituales de toma de muestras en profundidad

	Tipo de terreno	Calidad de la muestra
TUBOS TOMAMUESTRAS HINCADOS En el fondo de los sondeos se pueden hincar tubos de pared delgada (Shelby) que alteran poco al terreno que queda alojado en su interior. Existen distintos procedimientos según los suelos sean blandos (tomamuestras hincados a presión o por vibración, "vibrocore", y con distintos sistemas de retención del testigo) o a percusión cuando el terreno es de compacidad media e incluso alta.	Suelos cohesivos de compacidad muy floja, floja y media y algunos suelos granulares con suficientes finos y no muy densos.	Poco alterada
TUBOS PORTAMUESTRAS En los sondeos mecánicos realizados a rotación se aloja un tubo en el interior del elemento inferior de la perforación que protege parcialmente la muestra a tomar de los efectos de la rotación.	Suelos cohesivos de consistencia firme a muy firme y rocas.	Algo alterada
TESTIGOS DE PERFORACIÓN En los sondeos perforados con corona hueca se puede obtener en suelos firmes el núcleo de terreno no destruido durante el avance.	Suelos cohesivos de consistencia firme o muy firme y rocas.	Algo alterada a muy alterada
CUCHARA SPT La hincada del tubo que conforma la cuchara del SPT permite, en buen número de suelos, obtener una muestra del terreno atravesado durante su hincada.	Suelos cohesivos no muy firmes y suelos granulares sin gravas no muy densos y con algunos finos.	Muy alterada

2.11 ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio constituyen hoy la herramienta principal para el estudio de las características geotécnicas del terreno. Rara vez será posible un estudio geotécnico correcto que no incluya ensayos de laboratorio.

Existen ensayos de laboratorio destinados a definir la naturaleza del suelo, esto es, su composición granulométrica y mineralógica, sus propiedades índice, etc. Existen ensayos de laboratorio especialmente destinados al estudio de la resistencia, de la deformabilidad y de la permeabilidad.

Siempre que se haga un ensayo de laboratorio debe quedar constancia clara de la muestra sobre la que se ha hecho, debe constatarse si la muestra está total o parcialmente alterada o si se considera inalterada. Debe dejarse constancia de la forma en que fue embalada, transportada y conservada en el laboratorio hasta su ensayo, así como los procedimientos con los que se hicieron los ensayos de laboratorio.

2.11.1 Ensayos de identificación de suelos

Dentro de este grupo de ensayos de laboratorio se consideran incluidos los siguientes:

- ◆ Ensayos granulométricos por tamizado y por sedimentación (UNE 103101:1995 y UNE 103102:1995).
- ◆ Ensayo de límites de Atterberg (UNE 103103:1994 y UNE 103104:1993).
- ◆ Densidades mínima y máxima de arenas (UNE 103105:1995 y UNE 103106:1993).
- ◆ Determinaciones del peso específico de las partículas (UNE 103302:1994).
- ◆ Análisis químicos del suelo. Contenido en sulfatos, carbonatos y materia orgánica como más interesantes (UNE 103201:1996 cuantitativa, ó UNE 103202:1995 cualitativa, UNE 103200:1993 y UNE 103204:1993).
- ◆ Análisis químicos del agua intersticial.

Estos ensayos se pueden realizar con muestras alteradas o inalteradas. En cualquier caso exigen desmenuzar previamente la muestra.

Con los dos primeros ensayos (granulometría y límites de Atterberg) es posible clasificar los suelos dentro de tipos cuyas características geotécnicas son similares. A estos efectos se recomienda utilizar el sistema unificado de clasificación de suelos, que está ampliamente difundido.

También se consideran de este grupo los ensayos de densidad seca y humedad natural que permiten conocer las dos variables más importantes del estado del suelo. Su determinación debe hacerse, sin embargo, en muestras inalteradas o poco alteradas.

2.11.2 Ensayos de compresión simple de suelos

Están indicados para ensayar muestras de suelos cohesivos de consistencia media, firme o muy firme, inalteradas o poco alteradas, así como suelos cohesivos recompactados. UNE 103400:1993.

De su resultado se obtiene una idea precisa de la resistencia al corte del suelo en condiciones de saturación similares a las del ensayo.

El resultado puede ser poco preciso en arcillas que muestren síntomas de fisuración.

Siempre que se haga este ensayo se recomienda que se determine específicamente, en cada probeta, la humedad y la densidad seca antes del ensayo.

La resistencia a la compresión simple de los suelos arcillosos puede calificarse de acuerdo con la siguiente escala:

Consistencia de los suelos arcillosos	Ensayo manual	Resistencia a compresión simple (kN/m ²)
Muy blanda	Se extruye entre los dedos	0-25
Blanda	Se puede moldear fácilmente	25-50
Media	Se moldea con dificultad	50-100
Firme	Se puede deformar con el dedo pulgar	100-200
Muy firme	Se puede arañar con la uña del pulgar	200-500
Dura	Difícil de arañar	>500

2.11.3 Corte directo de suelos, gravas y escolleras finas

Está indicado para cualquier tipo de muestra de suelos cohesivos o granulares, estén o no alterados. Evidentemente la preparación de probetas de ensayo procedentes de muestras arenosas inalteradas es complicada y requiere técnicas especiales que desaconsejan su utilización.

El ensayo de corte directo puede realizarse con las probetas semisaturadas, tal como esté la muestra de la que procedan, o con una saturación adicional provocada en el equipo de ensayo.

Del ensayo se puede obtener una estimación aproximada de la resistencia al corte. Las condiciones de deformación son tan poco homogéneas en la caja de corte que no se debe esperar precisión en los parámetros resistentes. Por ese motivo su utilización sólo es aconsejable cuando no existe la posibilidad de hacer ensayos triaxiales.

Existe una versión de ensayo de corte directo normalizado en España UNE 103401:1998.

Para el estudio de suelos de grano grueso y, sobre todo, para el caso de gravas y escolleras finas (materiales de enrase de las banquetas) son necesarios equipos de grandes dimensiones. En España se dispone de cajas de corte de hasta 1 m × 1 m.

2.11.4 Ensayo triaxial de suelos

El ensayo está especialmente indicado para conocer la resistencia y la deformabilidad del suelo ante distintos niveles de confinamiento. Se puede realizar con muestras de cualquier tipo de suelo ya sean alteradas o inalteradas. Es difícil, sin embargo, preparar probetas inalteradas de suelos granulares.

El ensayo se puede hacer con probetas de distinto tamaño. Usualmente (UNE 103402:1998) se ensayan probetas cilíndricas de altura igual al doble del diámetro. Los diámetros usuales mínimos son 1 1/2" y es posible ensayar en España probetas de hasta 9" de diámetro con cierta normalidad cuando el suelo contiene gravas de hasta 2".

El ensayo suele hacerse con o sin consolidación previa y rompiendo con el drenaje abierto o cerrado. Son típicos los ensayos:

- ◆ UU Sin consolidación previa y rotura sin drenaje.
- ◆ CU Con consolidación previa y rotura sin drenaje.
- ◆ CD Con consolidación previa y rotura con drenaje.

El ensayo tipo CU, se puede hacer con o sin medida de las presiones intersticiales de la probeta.

El ensayo se suele realizar con probetas saturadas previamente con una contrapresión de 6 bares, aunque el ensayo UU puede hacerse con probetas no saturadas.

En cada ensayo triaxial se suelen romper tres probetas, cada una de ellas sometidas a una presión de célula que supera en 0,5, 1 y 3 bares a la contrapresión de saturación. Es posible y aconsejable indicar otras presiones de ensayo que puedan ser más adecuadas al problema que se investiga.

Durante la fase de carga vertical del ensayo hasta rotura, se controla la deformabilidad tomando nota de la carga para cada 0,5% adicional de reducción de altura de la probeta. El conocimiento de esos datos de deformación es esencial para deducir la deformabilidad del suelo.

De la interpretación de ensayos triaxiales se puede obtener los parámetros de resistencia y deformación del suelo en condiciones no drenadas (ensayos UU) o drenadas (ensayos CU con medida de presiones intersticiales o ensayos CD).

Los resultados de resistencia y deformación de suelos obtenidos de ensayos triaxiales son aplicables al estudio de todos los problemas geotécnicos.

2.11.5 Ensayos edométricos

Los ensayos edométricos están especialmente indicados para estudiar los asentos de suelos arcillosos blandos saturados. Pueden realizarse con muestras inalteradas de suelos cohesivos o muestras recompactadas de cualquier material.

Estos ensayos suelen realizarse incrementando la carga vertical en escalones, de manera que cada nueva carga duplica la compresión vertical existente en el escalón anterior. El ensayo suele alcanzar la carga vertical máxima de 1 MN/m² aunque es posible especificar cargas mayores si el problema que se pretende analizar lo requiere. El ensayo incluye también el control de deformaciones durante la descarga.

Cada escalón de carga del ensayo edométrico se mantiene durante un día. Se recomienda mantener este tiempo mínimo de espera y, por lo tanto, se desaconseja especificar duraciones menores al solicitar la realización de estos ensayos.

Los ensayos edométricos suelen realizarse con probetas saturadas aunque es posible, en casos especiales, hacerlos con humedad menor o saturarlos después de haber colocado cierta sobrecarga. Estas variantes pueden ser de interés en el estudio del colapso o la expansión de suelos metaestables.

De la interpretación de los ensayos edométricos se deducen parámetros geotécnicos relativos a la deformabilidad y permeabilidad del suelo especialmente indicados para el estudio de problemas de consolidación. Existe una norma española, UNE 103405:1994, que regula la realización de este ensayo.

2.11.6 Ensayos de compactación

Los ensayos de compactación están indicados para el estudio del efecto de la humedad en la densidad máxima que puede alcanzarse al compactar un suelo. Se realizan con muestras de cualquier tipo de suelo hasta gravas que puedan tener 25 mm (1") de tamaño máximo (aprox.).

Los ensayos más tradicionales son el Proctor Normal (UNE 103500:1994) y el Proctor Modificado (UNE 103501:1994). El segundo se realiza compactando en moldes más grandes y con energías mayores y por eso suelen alcanzar densidades claramente más altas (5 a 15% mayores que las correspondientes al P.N.).

El resultado de estos ensayos es especialmente aplicable al control de calidad de compactación de rellenos.

2.11.7 Permeabilidad

La determinación del coeficiente de permeabilidad se puede hacer en laboratorio mediante permeámetros de carga constante (UNE 103403:1999) o variable.

Las condiciones de ensayo, tales como tamaño de las muestras, forma de preparación, gradientes hidráulicos etc., deben especificarse debidamente, ya que no existe una normativa claramente establecida para todas las variantes de este tipo de ensayos.

La permeabilidad de los suelos cohesivos puede deducirse de los ensayos edométricos.

2.11.8 Ensayos dinámicos

Para el estudio de los efectos de cargas dinámicas cíclicas y principalmente el de acciones sísmicas fuertes, existen equipos dinámicos que permiten obtener parámetros geotécnicos adecuados.

Para problemas de resistencia frente a cargas cíclicas (licuefacción) el ensayo más indicado es el de corte simple.

Para problemas de deformación dinámica el ensayo más adecuado es el de columna de resonancia.

Estos u otros ensayos dinámicos deben ser especificados e interpretados por técnicos especialistas, ya que hoy aún están lejos de ser ensayos rutinarios normalizados.

2.11.9 Ensayos de rocas

Entre los ensayos más comunes específicos de mecánica de rocas quieren citarse:

- ◆ Determinación del peso específico y la absorción.
- ◆ Compresión simple (UNE 22950-1:1990) con bandas extensométricas.
- ◆ Ensayos de resistencia al corte de diaclasas.
- ◆ Ensayo de carga puntual (UNE 22950-5:1996).
- ◆ Determinación de la velocidad de propagación de ondas en testigos de roca.
- ◆ Ensayo triaxial en roca (UNE 22950-4:1990).
- ◆ Ensayos de permeabilidad en muestras cilíndricas huecas.
- ◆ Ensayos petrográficos con lámina delgada.
- ◆ Ensayos de durabilidad de las rocas (Slake Durability Test).
- ◆ Ensayo de Los Ángeles de desgaste de rocas (UNE EN 1097-2:1994).
- ◆ Ensayos de resistencia a los ciclos de humedad-sequedad (NLT 260).
- ◆ Ensayos de resistencia a los sulfatos sódico o magnésico.
- ◆ Ensayo de desgaste Deval (UNE EN 1097-1:1997).

2.11.10 Otros ensayos de laboratorio

Los ensayos mencionados en los apartados anteriores están muy lejos de ser una relación completa de los posibles. Existe una gran variedad de ensayos, menos comunes, que pueden ser de gran interés en el estudio de determinados problemas geotécnicos específicos.

Entre otros ensayos de suelos, se citan los siguientes:

- ◆ CBR. Determinación de la capacidad portante para explanadas y capas de firmes.
- ◆ Determinación de la relación succión-humedad en procesos de humectación y secado de suelos.
- ◆ Determinación de la presión de hinchamiento y de la expansión libre de suelos expansivos.
- ◆ Ensayos de dispersabilidad (o dispersividad) mediante análisis químico de los cationes del agua de adsorción de arcillas. Ensayos de dispersabilidad “pin-hole”. Ensayo de dispersión mediante doble densímetro.
- ◆ Ensayos de compresión brasileños (medida indirecta de la resistencia a tracción).
- ◆ Ensayos de molinete (vane test) y penetrómetro en laboratorio.
- ◆ Ensayos de compresión en la célula Rowe: edómetro de 25 cm (10”) de diámetro.

Cada vez con mayor frecuencia se realizan ensayos de laboratorio especiales (muestras de gran tamaño, prototipos ensayados en máquinas centrífugas, modelos reducidos, etc.) que son de gran interés pero que se escapan del ámbito de los problemas considerados en esta ROM.

2.12 INTENSIDAD DEL RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO

El número de sondeos mecánicos que conviene realizar, su ubicación y su longitud, la extensión de los reconocimientos geofísicos, el número de ensayos “in situ” (penetrómetros y ensayos en sondeos), el número de muestras que deben tomarse y los ensayos a realizar con ellas, así como cualquier otro elemento que defina el reconocimiento geotécnico necesario han de decidirse en función de los siguientes factores:

- ◆ *Condiciones geotécnicas*

El terreno sobre el que ha de construirse la obra puede presentar condiciones más o menos favorables respecto a la obra en cuestión. Se entiende que las condiciones son favorables cuando no son de temer problemas de rotura del terreno (falta de estabilidad o fallos de capacidad portante). Además, los problemas que puedan plantearse son comunes, han sido resueltos en ocasiones anteriores con facilidad y se dispone de experiencia contrastada para definir las formas de cimentación adecuada en este tipo de terreno.

Las condiciones geotécnicas deben considerarse desfavorables cuando se espera que las características del terreno resulten ser claramente críticas para el proyecto en cuestión habida cuenta de la solución estructural adoptada o cuando la obra a realizar requiere la utilización de técnicas o procedimientos poco usuales y sobre los que existe poca experiencia.

Uno de los aspectos que pueden conducir a unas condiciones geotécnicas desfavorables es la heterogeneidad del terreno. Sería el caso de aquellos terrenos que puedan ofrecer características claramente diferentes entre unos puntos y otros o presentar fallos locales donde las características resistentes puedan ser notablemente deficientes.

Antes de decidir la intensidad de los reconocimientos debe hacerse una estimación explícita acerca de las condiciones esperadas y calificar si éstas son *favorables*, *normales* o *desfavorables*.

◆ *Carácter de la obra*

La intensidad de los reconocimientos geotécnicos debe fijarse tras conocer el carácter de la obra. El carácter de la obra queda definido en la ROM 0.0. Allí se describe el procedimiento adecuado para obtener los índices IRE e ISA.

El índice IRE (Índice de Repercusión Económica) trata de medir las consecuencias económicas que tendría un fallo último de la obra.

El índice ISA (Índice de Repercusión Social y Ambiental) trata de medir en términos no económicos el efecto sobre vidas humanas, medio ambiente y, en general, impacto social que implicaría la ruina de la obra.

En función de estos índices y al objeto de decidir la intensidad de los reconocimientos y otros aspectos del proyecto geotécnico, pueden definirse las tres categorías A, B y C, según la tabla siguiente:

Tabla 2.12.1. Categoría de las obras según los índices IRE e ISA, a los efectos de la definición de la intensidad de los reconocimientos geotécnicos

ISA \ IRE	Bajo ≤ 5	Medio 5 a 20	Alto > 20
No significativo < 5	C	B	A
Bajo 5 a 19	B	B	A
Alto y muy alto ≥ 20	A	A	A

Comentario: La tabla 4.6 de la ROM 0.0 indica unos caracteres de obra que, a efectos de los reconocimientos geotécnicos, se pueden agrupar en tres categorías, de acuerdo con la siguiente correlación:

<u>Categoría</u>	<u>Carácter</u>
C	$r_1 s_1$
B	$r_2 s_1, r_2 s_2$ y $r_1 s_2$
A	resto

Esta misma agrupación será válida también para decidir sobre el tipo de cálculos u operaciones de comprobación de proyecto.

Los procedimientos de análisis de los problemas geotécnicos pueden agruparse en dos tipos o clases.

Clase 1. Procedimientos basados en información estadística de tipo general que permiten establecer los requisitos de seguridad mediante coeficientes de seguridad global o coeficientes parciales. Son los métodos de Nivel I relacionados en la ROM 0.0.

Clase 2. Procedimientos que requieren la utilización expresa de información estadística local y específica que debe definirse en el informe geotécnico. Son los métodos del Nivel II y Nivel III descritos en la ROM 0.0.

En todas las obras habrán de realizarse después comprobaciones de la seguridad basadas en procedimiento de Clase 1, pero en las obras de categoría A habrán de utilizarse, además, procedimientos de verificación de la seguridad de la Clase 2 y por eso, cuando la categoría sea «A», será necesario determinar, no sólo las características geotécnicas del terreno mediante valores adecuados de los datos correspondientes, sino también mediante parámetros adicionales que representen la variabilidad de los mismos. En estos casos, además de considerarse los aspectos que se indican en los distintos apartados de esta Parte 2, se tendrá en cuenta específicamente lo indicado en el apartado 2.14.

2.12.1 Tipos de reconocimiento

A efectos de establecer los criterios que pudieran ayudar al ingeniero a decidir sobre la intensidad de los reconocimientos más adecuados, se definen los tres tipos básicos siguientes: *detallados*, *reducidos* y *mínimos*.

Aunque más adelante se precisará mejor el alcance de un reconocimiento geotécnico mínimo, se avanza aquí que su objetivo es establecer las líneas generales de la estructura del terreno sin llegar a caracterizarlo con detalle.

En el otro extremo, un reconocimiento geotécnico detallado es aquél que investiga la estructura del terreno y sus características de manera tal que pueda conocerse, con suficiente precisión, los datos geotécnicos necesarios para cualquier punto de interés afectado por la obra.

El tipo de reconocimiento que se recomienda en cada caso, cuando se trata de realizar el informe geotécnico de un Proyecto de Construcción de una solución previamente estudiada, es el que se indica en la tabla 2.12.2.

Tabla 2.12.2. Tipo de reconocimiento recomendado para un proyecto constructivo

Categoría de la obra	Condiciones geotécnicas		
	Desfavorables	Normales	Favorables
A	Detallado	Detallado	Detallado
B	Detallado	Reducido	Reducido
C	Detallado	Reducido	Mínimo

El Informe Geotécnico Preliminar debe haber analizado previamente la situación correspondiente y haber identificado los objetivos de los reconocimientos de manera que el número de sondeos y su situación estén ya bastante condicionados por la geometría prevista de las obras a realizar y por la información preexistente.

2.12.2 Número de puntos de investigación en los reconocimientos detallados

El terreno debe explorarse normalmente mediante sondeos mecánicos que permitan extraer muestras y testigos con los que después se realizan los ensayos oportunos. También pueden realizarse ensayos de penetración continua en determinados puntos que permiten conocer la resistencia a la hinca y, conociendo el tipo de terreno, interpretar debidamente los resultados.

La ejecución de sondeos debe seguirse con detalle, conociendo los resultados primeros (columnas litológicas) cuanto antes para confirmar las profundidades y las ubicaciones de los sondeos posteriores. En general, es una buena estrategia explorar con sondeos espaciados las distintas zonas de la obra y después intercalar otros sondeos. El orden de ejecución de las prospecciones debe figurar de forma expresa en los planes de reconocimiento.

La realización de reconocimientos geofísicos en zonas marítimas o portuarias es una tarea prácticamente ineludible, pues suministra gran cantidad de información con un coste moderado. Las campañas de geofísica permitirán obtener una primera apreciación muy útil para programar la ubicación de los sondeos. Puede ser conveniente completar los reconocimientos geofísicos después de realizar los sondeos para ampliar el conocimiento de algunos detalles.

Los ensayos de geofísica sísmica permiten afianzar las posibles interpolaciones de la naturaleza del terreno que existe entre distintos sondeos en la dirección del extendimiento. Normalmente, deben realizarse extendimientos a lo largo de las alineaciones donde se ubiquen los puntos de reconocimiento (sondeos o ensayos de penetración).

En aquellos terrenos en los que sea posible realizar ensayos de penetración continuos, el número de sondeos mecánicos a realizar puede resultar notablemente reducido, siempre que la naturaleza del terreno atravesado quede claramente determinada por interpolación entre sondeos próximos o por algún otro procedimiento.

A título orientativo, se dan las recomendaciones que siguen para algunos casos típicos donde se supone que el reconocimiento geotécnico está destinado al proyecto de construcción de una solución cuya geometría ha sido previamente definida y que el terreno es poco conocido, pero se espera uniforme, esto es, sin variaciones locales que puedan afectar notablemente a la obra.

Si el objeto del trabajo es la realización de un estudio previo de soluciones o de viabilidad de una determinada obra, puede ocurrir, tal como se dice en el comentario del apartado 2.4, que no sea necesario hacer más sondeos de reconocimiento geotécnico.

Si el terreno es bien conocido mediante sondeos previos y los ensayos correspondientes, el número de sondeos a realizar puede reducirse en tanto en cuanto el lugar donde se ejecutaron coincida con los puntos de interés de la campaña que se necesita.

Para las situaciones de terreno poco homogéneas no se dan recomendaciones específicas sobre el número mínimo de sondeos de reconocimiento. El número adicional de sondeos a realizar en esos casos dependerá de cuál sea la singularidad que resta homogeneidad al terreno (fallas de gran amplitud en superficie, zonas de alteración irregulares, cauces próximos, cavidades de carstificación, depósitos de suelos erráticos y cuyas propiedades influyen notablemente en el proyecto, etc.). En términos generales, si al realizar un determinado sondeo se encuentra un terreno sensiblemente diferente del que se podría suponer por interpolación entre sondeos próximos, de manera que tales diferencias podrían inducir cambios inaceptables en las obras proyectadas, entonces debe concluirse que el reconocimiento mediante sondeos es aún escaso. En obras de importancia puede ser recomendable llegar hasta espaciamientos de sondeos inferiores a 5 m si las condiciones son, además de no homogéneas, desfavorables.

Cuando el grado de conocimiento necesario del terreno llegue a ser tal que requiera espaciamientos tan pequeños como el último indicado, se debe reconsiderar la tipología de la solución proyectada de manera que sea menos sensible a las variaciones locales de la naturaleza del terreno.

I. OBRAS DE GRAN EXTENSIÓN

En general los puntos de reconocimiento se dispondrán a lo largo de alineaciones, de manera que después sea más sencillo realizar perfiles geotécnicos según las direcciones de más interés.

Como planificación general se recomienda establecer esos puntos en una malla aproximadamente cuadrada en planta y con espaciamiento máximo de unos 30 m. Si la información preliminar indica que la variación de características del terreno es más pronunciada en una determinada dirección (perpendicular a la costa, por ejemplo) y más suave en otra sensiblemente ortogonal, la malla de puntos de reconocimiento más adecuada sería rectangular, haciendo los reconocimientos más próximos entre sí en el sentido de la máxima variación y más separados en la dirección ortogonal.

Si las condiciones del terreno son claramente desfavorables puede que sea necesario reducir el espaciamiento hasta unos 20 m.

En cualquier caso se realizarán al menos tres sondeos no alineados en planta.

Además de estos reconocimientos destinados al conocimiento geotécnico general de áreas de gran extensión, serán necesarios otros sondeos específicos para obtener información concreta de las condiciones del subsuelo en cada parte de la obra.

2. ESTRUCTURAS CONCENTRADAS

Estas estructuras, cuyo caso típico sería un dique seco de carena, deben tener reconocimientos específicos mediante puntos de reconocimiento separados entre sí del orden de 25 m.

Es recomendable disponer sondeos adicionales en lugares de especial interés, tales como pozos de achique, apoyo de mayores cargas, galerías profundas, etc.

3. ESTRUCTURAS LINEALES

Estas estructuras, cuyo caso típico sería un muelle de gran calado, deben tener puntos de reconocimiento geotécnico dispuestos en tres alineaciones paralelas a la línea de costa, separadas entre sí una distancia similar a la altura de la obra y con la línea central discurriendo, aproximadamente, por la zona de mayor carga. Para calados menores puede bastar con una o dos alineaciones. Ver Fig. 2.12.1.

El espaciamiento entre esos puntos debe ser del orden de 40 m, quedando más o menos separados según sean más o menos favorables las condiciones del terreno.

4. EDIFICIOS O INSTALACIONES LIGERAS

Se entiende por tales aquéllos que ocupan extensiones superiores a 200 m² y no requieren la aplicación de grandes cargas concentradas.

Se recomienda realizar al menos un sondeo por cada 400 m² de área ocupada.

El mínimo número de sondeos será cuatro, salvo que el área a ocupar sea menor de 400 m², en cuyo caso el número de sondeos podría ser tres.

Cuando el número de sondeos sea superior a tres, alguno de ellos puede sustituirse por un reconocimiento alternativo (ensayo de penetración continuo, por ejemplo).

5. TALUDES DE EXCAVACIÓN O RELLENO

Antes de realizar los sondeos se debe decidir la situación de los perfiles de análisis en la dirección de los posibles deslizamientos. Estos perfiles estarán separados entre sí unos 50 m.

En cada perfil se realizará un mínimo de un sondeo en obras pequeñas o de hasta tres sondeos si la obra es de mayores dimensiones. Ver Fig. 2.12.1.

6. DRAGADOS

Para el proyecto de las obras de dragado se deben realizar investigaciones según alineaciones verticales o puntos de reconocimiento dispuestos en planta tal como se indica en el punto 1.- “Obras de gran extensión”, y con mayor intensidad en los bordes de dragado, tal como se indica en el punto 5.- “Talu-des de excavación o relleno”.

En el caso de los dragados, además de los parámetros geotécnicos que pueden ser necesarios para ejecutar la excavación (ver apartado 4.9), puede ser necesario investigar otros parámetros relacionados con el impacto ambiental. Este aspecto puede requerir una campaña de reconocimiento específica.

El número de sondeos que se define inicialmente en una campaña de reconocimiento debe ser confirmado, ampliado o reducido si, a medida que se conoce el terreno, éste resulta más o menos homogéneo o favorable respecto a la estimación previa.

El número de sondeos puede reducirse si, a cambio, existe una campaña amplia de ensayos de penetración estática. Ver nota de pie en Fig. 2.12.1

Figura 2.12.1. Número de puntos recomendados en reconocimientos detallados.
(Para aclaraciones y complementos, ver texto)

Tipos de obra	Espaciamiento entre perfiles	Espaciamiento entre perfiles o puntos de perfil			Esquemas
Áreas de gran extensión. Ejemplo: Relleno soporte de un pavimento	30 m	30 m			
Estructuras concentradas. Ejemplo: Dique seco de carena	25 m	25 m			
Estructuras lineales. Ejemplo: Muelle	40 m	H (m)			
		≤ 10	10 a 15	> 15	
		1	2	3	
Edificaciones o instalaciones ligeras. Ejemplo: Almacén	20 m	20 m			
Taludes de excavación o relleno	40 m	H (m)			
		≤ 10	10 a 15	> 15	
		1	2	3	

Nota: En suelos blandos, los puntos de reconocimiento pueden investigarse mediante ensayos de penetración estática, aunque se recomienda que al menos la mitad de los puntos indicados se investiguen mediante sondeos mecánicos.

2.12.3 Reconocimientos reducidos y mínimos

Cuando se tenga constancia fehaciente de que las condiciones de cimentación no son desfavorables y cuando, además, la obra es de importancia limitada (clases B ó C antes mencionadas), el número de puntos de reconocimiento geotécnico que se recomienda es menor que el indicado en apartados precedentes

Los reconocimientos geotécnicos reducidos pueden realizarse explorando el terreno mediante perfiles de geofísica (sísmica) y mediante sondeos ejecutados según alineaciones y/o perfiles más espaciados

que los indicados en el apartado anterior pero nunca con espaciamientos mayores que los propuestos en la Tabla 2.12.3.

Excepcionalmente, en obras de escasa importancia (Clase C) y en condiciones de terreno favorables, se recomienda realizar reconocimientos geotécnicos mínimos con el número mínimo de puntos de exploración indicados en la Tabla 2.12.3.

Tabla 2.12.3. Número de puntos de investigación en reconocimientos reducidos y mínimos

Tipo de obra	Tipos de reconocimiento	
	Reducidos	Mínimos
Áreas de gran extensión	mallá 50 × 50 m	mallá 75 × 75 m
Estructuras concentradas	mallá 50 × 50 m	mallá 75 × 75 m
Estructuras lineales	un punto cada 50 m	un punto cada 100 m
Edificios o instalaciones ligeras	mallá 25 × 25 m	mallá 40 × 40 m
Taludes de excavación o relleno	un punto cada 50 m	un punto cada 100 m

2.12.4 Número de ensayos de laboratorio

Para definir el número de ensayos de laboratorio es preciso clasificar, antes, los tipos de terreno existentes en el subsuelo. En términos generales, una formación particular (depósito de arenas, capa de arcilla, fondo rocoso, etc.) queda mínimamente definida en un determinado aspecto cuando al menos se hacen dos determinaciones en laboratorio de la propiedad que controla el aspecto en cuestión.

En general, se recomienda tomar al menos dos muestras en cada formación diferente de las que atravesase un determinado sondeo y no espaciar, dentro de un sondeo, la toma de muestras más allá de 5 m aunque la formación atravesada sea, aparentemente, muy homogénea.

Todas las muestras tomadas en los reconocimientos deben ser sometidas a los ensayos de identificación más sencillos (granulometrías y plasticidad si es el caso); sólo algunas (una de cada cinco y dos como mínimo de cada formación) deben ser sometidas a ensayos de identificación más completos (peso específico de partículas, análisis químicos y densidades extremas de arenas).

Todas las muestras inalteradas deben ser ensayadas para conocer su densidad seca y humedad natural.

Es recomendable que en uno de los sondeos se realice la toma de muestras con mayor intensidad y que se ensayen los terrenos con más profusión de manera que, al menos en una vertical, el terreno quede definido con mayor detalle.

Conocidos los resultados de los ensayos de identificación o antes si existe información suficiente, los terrenos atravesados deben clasificarse en grupos o niveles para los que se esperan características de resistencia, deformabilidad y permeabilidad similares.

Cuando se requiere que la similitud de características sea importante, puede ocurrir que se llegue a definir un número de formaciones o niveles excesivo conduciendo a modelos del terreno difícilmente manejable con los métodos de cálculo que más adelante se comentarán. La clasificación de los distintos terrenos en grupos homogéneos es una tarea trascendente y difícil de realizar. El ingeniero siempre ha de buscar un punto óptimo en cuanto a la complejidad del esquema del terreno que es conveniente preparar para decidir los ensayos de resistencia y permeabilidad que después conviene realizar con muestras procedentes de una determinada formación.

Dependiendo del tipo de problema a analizar, deben predominar los ensayos de resistencia (triaxiales y compresiones simples para problemas de hundimiento o estabilidad) o los de deformación (edómetros en suelos cohesivos para estimación de asentos y tiempos de consolidación) o los de permeabilidad (ensayos de permeabilidad en permeámetro o ensayos de bombeo para problemas de achique).

Los ensayos de resistencia y deformabilidad (compresión simple, corte directo, triaxiales y edómetros) deben realizarse únicamente con muestras poco alteradas o inalteradas.

El número de ensayos de resistencia (tanto con drenaje como sin drenaje en arcillas) que conviene realizar con muestras de cada formación debe ser, como mínimo, de 5 Uds en los reconocimientos detallados y 3 Uds en los reconocimientos reducidos. Si es de interés este aspecto en algún reconocimiento somero, se podrán realizar 2 Uds de estos ensayos. Esas mismas cantidades aplican a los ensayos edométricos en suelos blandos y a los ensayos de permeabilidad, cuando éstos tengan interés.

En cualquier caso, se recomienda que la definición precisa de los ensayos de laboratorio a realizar se haga después de conocer el resultado de los primeros sondeos y que tal definición se concluya una vez estén disponibles los resultados de todos los trabajos de campo.

2.13 INFORME GEOTÉCNICO

A la hora de redactar el Informe Geotécnico correspondiente a un determinado propósito (estudio previo, proyecto, etc.) deben existir dos documentos previos, que son:

- ◆ Informe geotécnico preliminar.
- ◆ Plan de reconocimientos geotécnicos.

En obras de escasa importancia, donde no son de prever problemas geotécnicos y donde existe abundante información previa contrastada con los sondeos pertinentes realizados en la fase de estudio preliminar, puede que el segundo de los documentos citados no exista, que no hayan sido necesarios reconocimientos geotécnicos adicionales. En ese caso no será necesario redactar nuevos documentos y entonces el informe geotécnico preliminar será la única parte del Informe Geotécnico.

Normalmente, cuando se hayan hecho trabajos de reconocimiento adicionales, existirán ambos documentos, que se consideran parte integrante del Informe Geotécnico y que se pueden editar separadamente o integrados a modo de apéndices en la edición del Informe Geotécnico.

El Informe Geotécnico contendrá toda la información geotécnica disponible ordenándola en una Memoria principal y una serie de Anejos que faciliten su utilización posterior.

La información de detalle que debe figurar en Anejos dependerá de la amplitud de datos existentes. En las situaciones más usuales es recomendable ordenar la información de detalle en, al menos, dos Anejos según se indica en 2.13.1 y 2.13.2.

2.13.1 Anejo de trabajos de campo

Este Anejo contendrá la información relativa a:

- ◆ Situación detallada de los reconocimientos y fecha de ejecución.
- ◆ Columnas litológicas y fotografías de testigos de sondeos.
- ◆ Descripción de zanjas, calicatas y pozos y sus fotografías.

- ◆ Definición de la localización de las muestras tomadas y observaciones sobre el procedimiento utilizado para tomarlas y transportarlas.
- ◆ Resultados detallados de cada uno de los ensayos «in situ».
- ◆ Datos de observación del nivel freático.
- ◆ Observaciones detalladas del técnico responsable de los trabajos de campo.

2.13.2 Anejo de ensayos de laboratorio

Este Anejo contendrá la información de detalle correspondiente a:

- ◆ Relación de muestras con indicación de su procedencia y su naturaleza (alterada, inalterada, en sacos, tubos portatestigos, testigos parafinados, muestras en bloque, etc.).
- ◆ Informe sobre la apertura de muestras y descripción de su estado. Es recomendable incluir fotografías realizadas en el momento de la apertura.
- ◆ Relación detallada de ensayos realizados.
- ◆ Resultados de los ensayos debidamente ordenados.

Estos y otros posibles Anejos (la cartografía geológica, los reconocimientos geofísicos, etc. pueden constituir otros Anejos) contendrán toda la información básica, de manera que la Memoria pueda escribirse y leerse claramente.

2.13.3 Memoria

La Memoria del Informe Geotécnico tratará al menos los aspectos siguientes:

- ◆ Propósito del informe geotécnico.
- ◆ Descripción de la obra, proyecto o características del problema que motivan su redacción. En caso de tratarse de una obra a realizar, incluirá en su descripción la situación y geometría de la obra, las tipologías estructurales previstas, los materiales a emplear y una estimación de las cargas principales.
- ◆ Trabajos de campo. Con referencias cronológicas de los distintos trabajos de campo y descripción de los equipos empleados y personal que los ha realizado.
- ◆ Trabajos de laboratorio. Describiendo los procedimientos de ensayos empleados, los tipos de muestras analizadas y la cantidad de ensayos de cada tipo.
- ◆ Descripción de las condiciones geológico-geotécnicas del emplazamiento. Se incluirá en este apartado la historia geológica y geomorfológica del lugar (se recomienda la ayuda de fotos aéreas donde sea aplicable), la cartografía geológica, la estructura del subsuelo, los tipos de suelos o rocas que pueden intervenir en el problema en estudio, la experiencia geotécnica local, la observación del nivel freático, etc. Esta descripción debe ser realizada con ayuda de mapas, planos, perfiles geotécnicos, fotografías y esquemas o dibujos suficientes para la clara exposición de todos los detalles de interés.
- ◆ Características geotécnicas del terreno. Hecha la clasificación de los distintos materiales reconocidos, se describirán, para cada uno de ellos, las características geotécnicas que se deducen de los ensayos de laboratorio y de los ensayos “in situ”. En términos generales, se tratará de establecer las causas de variación

de los distintos parámetros mediante gráficos, figuras y correlaciones. Son de particular interés los diagramas de variación de los distintos parámetros en profundidad.

- ◆ Consideraciones del técnico responsable del informe geotécnico relativas al grado de cumplimiento de los objetivos indicando, expresamente, los puntos en los que a su juicio sería necesario ampliar el reconocimiento.

Si tras la consideración de toda la información disponible resultasen aspectos dudosos inadmisibles, se deberá ampliar los reconocimientos y revisar el Informe Geotécnico o editar el complemento necesario.

2.14 RECONOCIMIENTOS GEOTÉCNICOS PARA OBRAS O PROYECTOS DE CATEGORÍA A

En las obras o proyectos de categoría A (ver Tabla 2.12.1 y su comentario) es recomendable realizar las verificaciones o comprobaciones de tipo geotécnico utilizando, además de los métodos basados en los coeficientes de seguridad, procedimientos probabilísticos de Nivel II y III para los cuales es necesaria una información local específica de la variabilidad de los parámetros del terreno. Para obtener este tipo de información, el ingeniero deberá programar los reconocimientos del terreno y analizar sus resultados de manera adecuada.

2.14.1 Identificación de diferentes terrenos

El primer paso necesario para la ordenación y el análisis de la información geotécnica es la identificación de los diferentes terrenos.

En primera instancia, deberían identificarse separadamente los rellenos artificiales que pudieran existir y distinguir los suelos cuaternarios de los materiales más antiguos.

Las rocas que se hallasen serán clasificadas atendiendo a su naturaleza y dentro de cada grupo habrán de diferenciarse niveles o tramos de acuerdo con su grado de fracturación y alteración.

Los suelos que pudieran existir habrán de clasificarse por tramos de características suficientemente homogéneas. Como norma general, será obligado considerar que dos suelos (o dos tramos o zonas del terreno) son diferentes cuando se da alguna de las siguientes circunstancias:

- a. La diferencia estimada del valor medio de la tangente del ángulo de rozamiento, $\tan \phi$, supera cierto umbral. Generalmente, diferencias del orden del 10% en el valor de $\tan \phi$ deben justificar la identificación de terrenos diferentes.
- b. En suelos cohesivos, dos formaciones deben considerarse diferentes cuando el valor medio de la relación que existe entre la resistencia al corte sin drenaje y la presión efectiva vertical (s_u/σ'_v) correspondiente a cada uno de ellos difiere en más de un 10%.

Para explorar estos dos valores clave (ϕ y s_u) se utilizarán, además de los datos específicos que se obtengan en la campaña de reconocimiento, correlaciones locales (obtenidas con datos de terrenos similares a los de la zona de estudio) con los parámetros de identificación y estado siguientes:

- ◆ Granulometría. Es especialmente interesante la correlación que existe entre el contenido de finos (tamiz 0,08 UNE) y el ángulo de rozamiento.
- ◆ Plasticidad. En particular es de interés la correlación del cociente s_u / σ'_v con el índice de plasticidad, IP, y la razón de sobreconsolidación, OCR.
- ◆ Densidad seca, humedad natural e índice de fluidez. Debe existir una correlación clara entre estos datos y el valor de la resistencia al corte sin drenaje en suelos cohesivos.

2.14.2 Parámetros geotécnicos comunes

Para cada tipo de terreno que se identifique deben describirse los parámetros geotécnicos de interés, que serán diferentes dependiendo del problema en estudio y del procedimiento de verificación que se utilice.

En general, para cualquier terreno y cualquiera que sea el problema en estudio y el procedimiento de análisis, se hará constar siempre los siguientes datos:

Datos esenciales (Identificación y estado)

- ◆ Densidad seca y humedad natural.
- ◆ Granulometría, en caso de suelos.
- ◆ Plasticidad de la fracción fina.
- ◆ Identificación petrográfica de las rocas.

Cuando se trate de rocas cuyo comportamiento pueda afectar a algún estado límite, será obligatorio, además, definir los siguientes parámetros:

Caracterización de rocas

- ◆ Descripción de las litoclasas y grado de alteración.
- ◆ Resistencia a compresión simple de la roca sana.
- ◆ Alguno de los valores siguientes relacionados con su deformabilidad.
 - Velocidad de propagación de ondas de presión y de corte (v_p y v_s).
 - Módulo presiométrico (o dilatómetro).

Cuando se trate de suelos que puedan jugar algún papel significativo en el comportamiento de la obra frente a Estados Límite Últimos será recomendable conocer:

Caracterización de suelos

- ◆ Identificación mineralógica y química de las partículas de los suelos.
- ◆ Resistencia al corte sin drenaje en suelos cohesivos, s_u .
- ◆ Resistencia al corte con drenaje. Parámetros del modelo de Mohr-Coulomb: c' ϕ' .
- ◆ Parámetros de deformación según alguno de los dos modelos siguientes:
 - Elástico: módulos de elasticidad y de Poisson, que pueden ser variables durante el proceso de carga.
 - Edométrico: consignando al menos los cinco datos siguientes:
 - e_o = índice de poros inicial.
 - p_c = presión de preconsolidación.
 - C_c, C_s = índices de compresión y entumecimiento.
 - c_v = coeficiente de consolidación.

Los datos de resistencia podrían ser sustituidos justificadamente por datos indirectos tales como:

- ◆ Índice N(SPT).
- ◆ Resistencia en ensayos de penetración estática (q_c y q_f).
- ◆ Presión límite en ensayos presiométricos.
- ◆ Ensayos de penetración dinámica continuos.

Los datos de deformabilidad podrían ser obtenidos indirectamente, también de forma justificada, mediante correlaciones conocidas aplicables al caso en cuestión.

2.14.3 Variabilidad de los parámetros geotécnicos

De cada parámetro geotécnico X , se definirá el valor más representativo que, en general, será una estimación del valor medio, X_m .

Para cada nivel o estrato o zona de suelo o roca que se haya diferenciado se indicará no sólo ese valor representativo, sino también el rango de variación esperado. Los límites del rango de variación posible del parámetro en cuestión deben establecerse de manera que sea muy poco probable (nominalmente del orden de uno entre mil) que el parámetro correspondiente quede fuera de dicho intervalo.

Para establecer ciertos modelos probabilísticos de la variabilidad de los datos del terreno es preciso que, como mínimo, se incluya un valor suficientemente preciso del coeficiente de variación ⁽¹²⁾.

El coeficiente de variación de los parámetros del terreno depende de la amplitud de la zona en cuestión. No resultará el mismo coeficiente de variación cuando se trata del entorno de la punta de un pilote que cuando se trata del conjunto del terreno implicado en la estabilidad global de la obra. Los coeficientes de variación que se indiquen en el informe geotécnico deben adscribirse a zonas concretas del terreno.

Los coeficientes de variación han de asignarse únicamente a los parámetros geotécnicos que hayan de usarse directamente en los cálculos. No es necesario hacerlo para aquellos parámetros auxiliares tales como son los datos granulométricos, plasticidad, mineralogía, etc.

El coeficiente de variación debe determinarse mediante estudios estadísticos de los resultados. Como información genérica se indica el siguiente valor aproximado del coeficiente de variación:

$$v = \frac{\text{Valor máximo estimado} - \text{Valor mínimo estimado}}{n \times \text{Valor medio}}$$

donde “n” es un número adimensional que puede oscilar, según los casos, dentro del rango de 4 a 6. Ver más detalles en el apartado 3.3.10.

(12) Para una muestra estadística que contiene «n» datos X_i , las dos determinaciones más elementales que pueden hacerse son las que conducen al valor medio X_m y a la desviación estándar σ_x definidas por las expresiones siguientes:

$$X_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$$

$$\sigma_x = \left\{ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - X_m)^2 \right\}^{1/2}$$

Se entiende como coeficiente de variación, v , el cociente definido mediante la expresión siguiente:

$$v = \frac{\sigma_x}{X_m}$$

2.14.4 Funciones probabilísticas recomendados

Para realizar cálculos con métodos de la Clase 2 (éstos son los de Nivel II o Nivel III: Ver apartado 2.12) es necesario definir los parámetros geotécnicos que entren en los cálculos mediante una función probabilista.

Dependiendo del tipo de parámetro, esa función puede ser de tipo diferente. El ingeniero deberá investigar, en cada caso concreto, cuál es el tipo de distribución que representa mejor la variabilidad observada.

En general, aunque las distribuciones normales sean fáciles de utilizar, se huirá de ellas pues la forma de sus colas está lejos de representar, siquiera aproximadamente, la variabilidad natural de la mayoría de los parámetros geotécnicos. Y la forma de las colas es esencial en los cálculos probabilistas, particularmente los que corresponden a obras de ISA alto.

Una ley sencilla, que se utiliza con relativa frecuencia, es la log-normal que queda definida por el valor medio, λ , y la desviación estándar, ζ , del logaritmo del parámetro, X , en cuestión, mediante las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned}\text{Valor medio del logaritmo} \quad \lambda &= \ln X_m - \frac{1}{2} \zeta^2 \\ \text{Desviación estándar del logaritmo} \quad \zeta &= \sqrt{\ln(1 + v^2)}\end{aligned}$$

donde X_m y v son el valor medio de X y su coeficiente de variación, según se define en 2.14.3.

Cuando exista información específica, el ingeniero debe proponer leyes de variación más acordes con la variabilidad de cada parámetro.

En la Tabla 2.14.1 se indican a título orientativo valores típicos de algunos coeficientes de variación. También se indica la unidad de medida usual de cada parámetro.

Tabla 2.14.1. Unidades de referencia recomendadas y valores aproximados del coeficiente de variación de los parámetros geotécnicos para terrenos normalmente homogéneos

Parámetro	Símbolo	Ud. de referencia recomendada	Coefficiente de variación típica
Pesos específicos	γ_d	kN/m ³	0,05
Humedades	w	%	0,10
Ángulo de rozamiento (tangente)	$\text{tg } \phi$	Adimensional	0,07
Cohesión	c	kPa	0,10
Resistencia al corte sin drenaje	c_u, s_u	kPa	0,15
Resistencia a compresión simple, suelos	q_u	MPa	0,15
Resistencia a compresión simple, rocas	R_c	MPa	0,20
Resistencia por punta de ensayos de penetración estática	q_c	MPa	0,15
Presión límite, ensayos presiométricos	p_l	MPa	0,15
Índice N (SPT)	N	Adimensional	0,15
Módulo de elasticidad	E	MPa	0,30
Módulo de Poisson	ν	Adimensional	0,05
Presión de preconsolidación	p_c	MPa	0,15
Índices de compresión y entumecimiento	C_c, C_s	Adimensional	0,10
Coefficiente de consolidación	c_v	cm ² /s	0,50
Coefficiente de permeabilidad (Darcy)	k	cm/s	*

2.15 COSTE DE LOS RECONOCIMIENTOS DEL TERRENO

Las consecuencias negativas que se pueden presentar durante la construcción de las obras como secuela de un mal conocimiento del terreno son importantes en algunas ocasiones. Pueden darse situaciones de incrementos de coste y/o de plazo difícilmente asumibles e incluso de ruina de la obra si el problema no se detecta a tiempo.

El hecho de que en el Programa ROM se admitan probabilidades de fallo explícitas de valor considerable no debe amparar, ni mucho menos, fallos ocasionados por causa de desconocimiento del terreno. Esas probabilidades de fallo serán siempre controladas y debidas a cualquier otra causa. Nunca a un conocimiento del terreno de calidad inferior al indicado en esta Parte 2 de la ROM 0.5.

El coste de los reconocimientos debe compararse con el beneficio que reporta. Los costes usuales de las campañas de reconocimiento geotécnico suponen una fracción apreciable de la inversión total (construcción de la obra objeto del reconocimiento). Esa proporción es variable y puede oscilar entre el 0,5% para reconocimientos en obras de atraque en terrenos buenos, hasta más del 3% en obras de abrigo donde los reconocimientos, con ayuda de medios flotantes, son muy costosos. Estos costes deben considerarse como parte de la inversión; en realidad es una partida más de las destinadas a la realización de la obra en cuestión.

APÉNDICE I. FÓRMULAS PARA LA INTERPRETACIÓN DE ENSAYOS DE PERMEABILIDAD EN POZOS Y SONDEOS

A1.1 Interpretación de ensayos de permeabilidad en sondeos

A1.1.1 Ensayos Lefranc

Los ensayos de permeabilidad más frecuentes en sondeos consisten en el control del caudal del agua introducido en el terreno bajo ciertas condiciones de geometría de la zona de contacto del agua libre con el terreno circundante y ciertas condiciones de carga hidráulica.

En todos estos ensayos, de carácter tridimensional, el caudal viene dado por una expresión del tipo:

$$Q = \Delta\phi \cdot K \cdot n$$

donde:

- Q = Caudal de agua necesario para mantener el sondeo con nivel de agua constante.
- $\Delta\phi$ = Diferencia de potencial entre el interior y el exterior del sondeo.
- K = Permeabilidad que se busca.
- n = Coeficiente de forma.

El coeficiente “n” tiene dimensiones de longitud.

Los valores del coeficiente “n” para algunos casos típicos son los indicados en la Fig.A1.1.

A1.1.2 Ensayos Lugeon

Los ensayos Lugeon son exclusivos de rocas duras en las que la permeabilidad se mide en unidades Lugeon, UL. Una unidad Lugeon es aquella que permite el paso de un caudal de 1 litro/minuto por cada ml de sondeo cuando la presión de ensayo es 10 bares. Sólo cierto tipo de rocas muy resistentes admiten tan altas presiones sin fracturarse.

Para estimar la permeabilidad equivalente en medio poroso, se puede usar la correlación teórica:

$$1 \text{ UL} \approx 1,3 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$$

aunque tal correlación puede ser dispersa y debe comprobarse si la aplicación específica en que se pretende utilizar es sensible a tal dispersión.

A1.1.3 Ensayos con carga variable

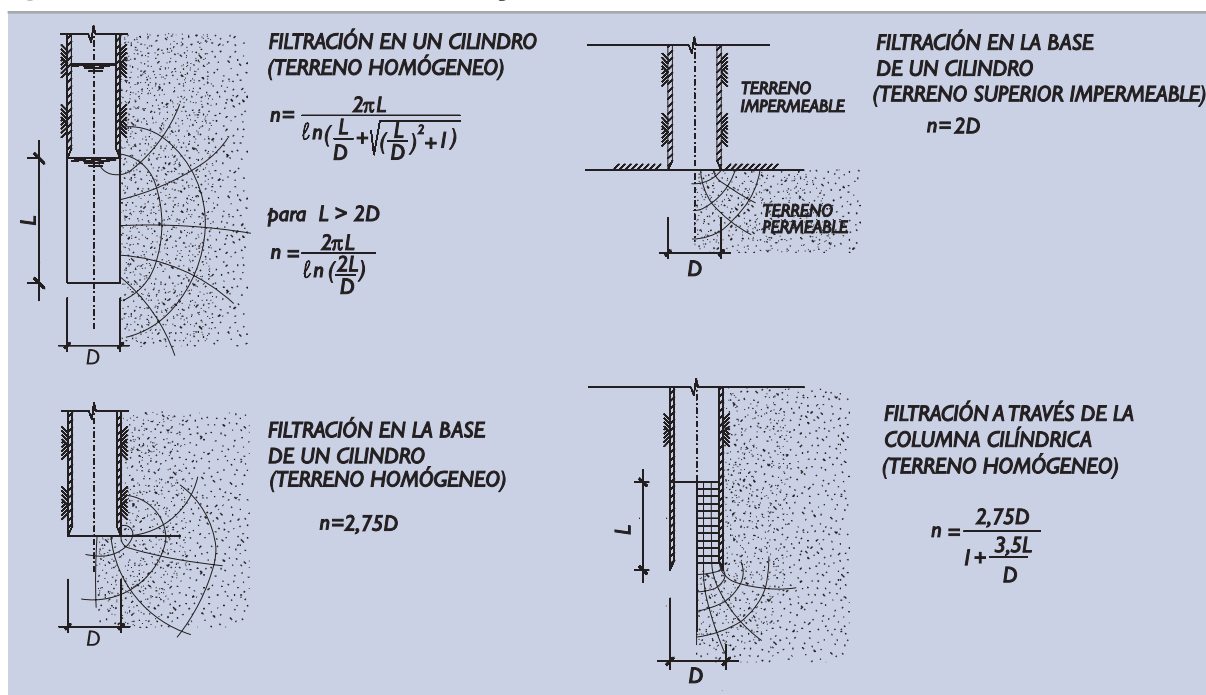
Los ensayos en sondeos con carga variable en los que se controla la variación de alturas de agua sobre el nivel freático ΔH_1 y ΔH_2 que corresponden a dos tiempos t_1 y t_2 se pueden interpretar con la expresión:

$$K = \frac{\pi D_o^2}{4(t_2 - t_1)} \frac{1}{n} \ln \left(\frac{\Delta H_1}{\Delta H_2} \right)$$

donde:

- D_o = Diámetro del interior de la entubación en la zona donde oscila el nivel de agua.
 t_1, t_2 = Tiempos correspondientes a las medidas de ΔH_1 y ΔH_2 .
 n = Coeficiente de forma de la zona de contacto del agua libre del interior del sondeo y el terreno. Ver Fig. A1.1.
 $\Delta H_1, \Delta H_2$ = Altura de la lámina libre del agua dentro del sondeo respecto al nivel freático en los tiempos t_1 y t_2 .

Figura A1.1. Coeficientes de forma en el ensayo Lefranc



Los detalles de ejecución de estos ensayos tales como la limpieza del fondo del sondeo, la estabilidad de sus paredes, la obturación de la zona revestida del sondeo, etc. tienen o pueden tener repercusiones muy altas en los resultados. Por eso, la determinación de la permeabilidad es siempre una tarea de resultados poco precisos.

A1.2 Interpretación de ensayos de bombeo

Para el estudio de la permeabilidad del terreno mediante ensayos de bombeo o para proyectar el rebajamiento del nivel freático con pozos, conviene la asistencia técnica de especialistas competentes en la hidráulica de pozos.

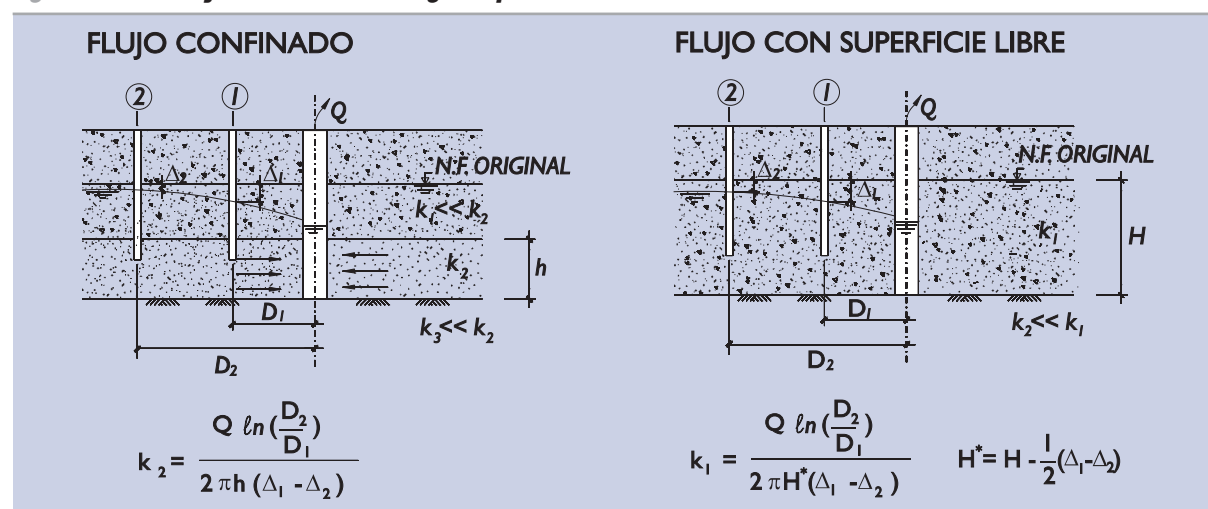
Para resolver temas sencillos de menor trascendencia se traen a esta ROM las fórmulas elementales de uso más extendido.

A1.2.1 Ensayos en régimen permanente

No es frecuente ni recomendable realizar ensayos de bombeo hasta alcanzar el régimen permanente, ya que son difíciles de interpretar; en los resultados influyen las condiciones de borde lejanas, generalmente mal conocidas y además pueden requerir tiempos de ensayo largos.

En cualquier caso, si se miden los descensos del nivel freático en al menos dos puntos fuera del pozo y se conoce el caudal permanente que los causa, se puede estimar la permeabilidad con las expresiones que se indican en la Fig. A1.2, según se trate de un acuífero confinado o un acuífero libre y siempre que el pozo alcance un estrato profundo impermeable. En la literatura técnica especializada existen soluciones para otras configuraciones más complejas.

Figura A1.2. Ensayos de bombeo en régimen permanente



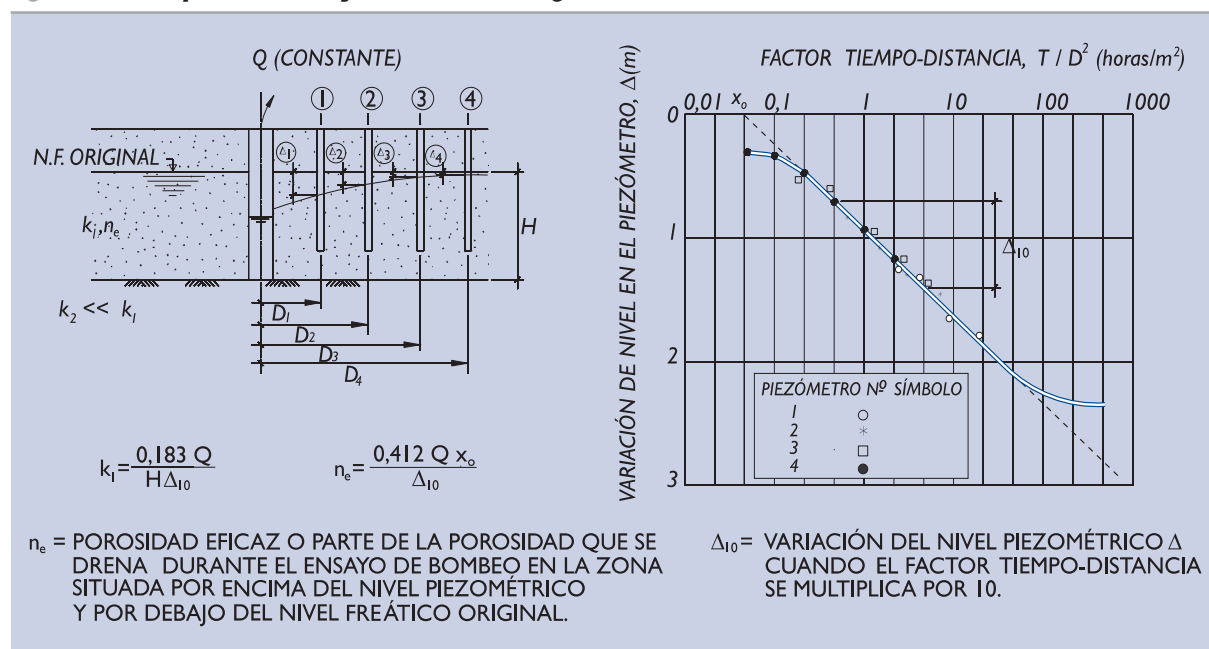
A1.2.2. Ensayos en régimen transitorio

Es práctica normal recomendable hacer los ensayos de bombeo transitorios de manera que se controle, fuera del pozo, la evolución del descenso del nivel freático en función del tiempo, cuando se extrae el caudal constante Q .

La práctica demuestra que en buen número de situaciones existe una forma de representar los descensos del nivel freático que permite una interpretación posterior sencilla. Tal sistema se ilustra en la Fig. A1.3.

En el eje de abcisas se representa, en una escala logarítmica, el factor:

$$x = \frac{T}{D^2}$$

Figura A1.3. Esquema del ensayo de bombeo en régimen transitorio

donde:

- T = Tiempo transcurrido desde el inicio del ensayo.
D = Distancia del punto considerado al eje del pozo.

En el eje de ordenadas y hacia abajo, se representan los descensos registrados, en escala natural.

La recta que mejor ajuste los datos de los distintos tiempos y piezómetros permite definir una abcisa teórica x_0 y una pendiente, Δ_{10} , que están relacionadas con la porosidad eficaz del medio y con la permeabilidad, según se indica en dicha figura.

A1.2.3 Inversión del ensayo de bombeo

Es frecuente y recomendable controlar los ascensos de los pozos una vez detenido el bombeo. La interpretación de estos ascensos permite estimar unos nuevos datos en cada piezómetro "i" y para cada instante "T" contado a partir del momento en que se detiene el bombeo del caudal Q. Esa estimación puede hacerse restando al descenso que se mide, el descenso que habría habido en caso de continuar el bombeo. Este último puede obtenerse prolongando a sentimiento los registros de observación de descensos obtenidos durante el bombeo, o mediante el uso de la correlación del gráfico logarítmico antes mencionado, para extrapolar datos a tiempos mayores.

La nueva colección de datos permite una nueva evaluación de K y n_e con las mismas fórmulas antes indicadas, ya que el cese del bombeo se puede interpretar como la superposición de un caudal -Q al estado anterior de bombeo de un caudal Q.

A1.2.4 Niveles dentro del pozo

En cualquier ensayo de bombeo no se considera adecuado utilizar, como dato de «nivel piezométrico», el nivel del agua dentro del pozo, ya que existe, en general, una zona de surgencia libre (diferencia de cota entre el N.F. y el nivel de agua en el interior del pozo) de difícil control.