

EUROCÓDIGOS

NORMA EUROPEA
EXPERIMENTAL

UNE-ENV 1997-3
Octubre 2002



EUROCÓDIGO 7

PROYECTO GEOTÉCNICO

**PARTE 3: PROYECTO ASISTIDO
POR ENSAYOS DE CAMPO**

AENOR

Asociación Española de
Normalización y Certificación

7

PREÁMBULO

Esta Norma Experimental UNE-ENV 1997-3: *Proyecto geotécnico. Parte 3: Diseño asistido por ensayo de campo*, complementa a la Norma Experimental UNE-ENV 1997-1: *Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales*, y constituye la parte tres del Eurocódigo 7: *Proyecto geotécnico*.

Se incluyen en esta norma un conjunto de ensayos de campo utilizados para el proyecto geotécnico, así como los procedimientos y equipos empleados para llevarlos a cabo. También se incorporan ejemplos de cómo puede deducirse los valores de los parámetros geotécnicos a partir de los resultados de dichos ensayos.

La traducción de esta norma experimental, desde la versión original en inglés a su texto en español, ha sido realizada por el Subcomité 7 del Comité Técnico de Normalización 140 *Eurocódigos Estructurales* de AENOR.

El conjunto de Normas UNE-ENV relativas a Eurocódigos Estructurales, conforman un grupo de normas experimentales de aplicación voluntaria, que están llamadas a construir el punto de partida de futuras normas europeas que contribuirán a la libre circulación de personas y productos de construcción en el ámbito de la Unión Europea, y serán susceptibles de servir de base para la elaboración de reglamentos técnicos sobre la materia.

Andrés Doñate Megías

Subdirector General de Normativa y
Estudios Técnicos y Análisis Económico

Secretaría General Técnica

MINISTERIO DE FOMENTO

norma española experimental

UNE-ENV 1997-3

Octubre 2002

TÍTULO

Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico

Parte 3: Proyecto asistido por ensayos de campo

Eurocode 7: Geotechnical design. Part 3: Design assisted by fieldtesting.

Eurocode 7: Calcul géotechnique. Partie 3: Calcul sur la base d'essais en place.

CORRESPONDENCIA

Esta norma experimental es la versión oficial, en español, de la Norma Europea Experimental ENV 1997-3 de julio de 1999.

OBSERVACIONES

ANTECEDENTES

Esta norma experimental ha sido elaborada por el comité técnico AEN/CTN 140 *Eurocódigos Estructurales* cuya Secretaría desempeña SEOPAN.

Editada e impresa por AENOR
Depósito legal: M 43523:2002

© AENOR 2002
Reproducción prohibida

LAS OBSERVACIONES A ESTE DOCUMENTO HAN DE DIRIGIRSE A:

AENOR

C Génova, 6
28004 MADRID-España

Asociación Española de
Normalización y Certificación

Teléfono 91 432 60 00
Fax 91 310 40 32

153 Páginas

Grupo 675

AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA MADRID

ICS 91.080.01; 93.020

Versión en español

Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico
Parte 3: Proyecto asistido por ensayos de campo

Eurocode 7: Geotechnical design.
Part 3: Design assisted by fieldtesting.

Eurocode 7: Calcul géotechnique.
Partie 3: Calcul sur la base d'essais en place.

Eurocode 7: Entwurf. Berechnung und Bemessung in der Geotechnik.
Teil 3: Felduntersuchungen für die geotechnische Bemessung.

Esta norma europea experimental (ENV) ha sido aprobada por CEN el 1997-07-30 como una norma experimental para su aplicación provisional. El período de validez de esta norma ENV está limitado inicialmente a tres años. Pasados dos años, los miembros de CEN enviarán sus comentarios, en particular sobre la posible conversión de la norma ENV en norma europea (EN).

Los miembros de CEN deberán anunciar la existencia de esta norma ENV utilizando el mismo procedimiento que para una norma EN y hacer que esta norma ENV esté disponible rápidamente y en la forma apropiada a nivel nacional. Se permite mantener (en paralelo con la norma ENV) las normas nacionales que estén en contradicción con la norma ENV hasta que se adopte la decisión final sobre la posible conversión de la norma ENV en norma EN.

Los miembros de CEN son los organismos nacionales de normalización de los países siguientes: Alemania, Austria, Bélgica, Dinamarca, España, Finlandia, Francia, Grecia, Irlanda, Islandia, Italia, Luxemburgo, Noruega, Países Bajos, Portugal, Reino Unido, República Checa, Suecia y Suiza.

CEN
COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN
European Committee for Standardization
Comité Européen de Normalisation
Europäisches Komitee für Normung
SECRETARÍA CENTRAL: Rue de Stassart, 36 B-1050 Bruxelles

© 1999 Derechos de reproducción reservados a los Miembros de CEN.

ÍNDICE

	Página
PREÁMBULO	11
1 GENERALIDADES.....	13
1.1 Ámbito de aplicación	13
1.2 Normas para consulta.....	14
1.3 Distinción entre “Principios” y “Reglas de Aplicación”.....	14
1.4 Definiciones.....	14
1.5 Símbolos y unidades.....	17
1.6 Relación entre las Normas Europeas Experimentales ENV 1997-1 y ENV 1997-3.....	17
2 PLANIFICACIÓN DE LOS ESTUDIOS DEL EMPLAZAMIENTO.....	18
2.1 Generalidades.....	18
2.2 Definiciones.....	23
2.3 Estudios previos para el posicionamiento de una estructura y para el anteproyecto.....	24
2.4 Estudios para el proyecto y para la construcción.....	25
2.5 Estudios de control.....	25
2.6 Informe de los trabajos de campo.....	26
2.7 Resultado de los estudios del emplazamiento	27
3 ENSAYOS DE PENETRACIÓN CON EL CONO Y EL PIEZOCONO – CPT(U)	28
3.1 Generalidades.....	28
3.2 Definiciones.....	29
3.3 Equipo	30
3.4 Procedimiento de ensayo	32
3.5 Interpretación de los resultados.....	33
3.6 Informe de resultados	33
3.7 Valores deducidos de los parámetros geotécnicos	34
4 ENSAYO PRESIOMÉTRICO (PMT)	35
4.1 Generalidades.....	35
4.2 Definiciones.....	36
4.3 Equipo	39
4.4 Procedimiento de ensayo	40
4.5 Interpretación de los resultados.....	43
4.6 Informe de resultados	44
4.7 Valores derivados de los parámetros geotécnicos.....	46
5 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	46
5.1 Generalidades.....	46
5.2 Definiciones.....	47
5.3 Equipo	47
5.4 Procedimiento de ensayo	48
5.5 Interpretación de los resultados.....	49
5.6 Informe de resultados	51
5.7 Valores deducidos de los parámetros geotécnicos	52
6 PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA	53
6.1 Generalidades.....	53
6.2 Definiciones.....	54

6.3	Equipo	54
6.4	Procedimiento de ensayo	57
6.5	Interpretación de los resultados de ensayo	57
6.6	Informe de resultados	58
6.7	Deducción de los parámetros geotécnicos	58
7	ENSAYO CON SONDA LASTRADA	59
7.1	Generalidades	59
7.2	Definiciones	59
7.3	Equipo	59
7.4	Procedimiento de ensayo	61
7.5	Interpretación de los resultados	61
7.6	Informe de los resultados de ensayo	62
7.7	Valores deducidos de los parámetros geotécnicos	62
8	“VANE TEST” ENSAYO DE MOLINETE	63
8.1	Generalidades	63
8.2	Definiciones	63
8.3	Equipo	64
8.4	Procedimiento de ensayo	65
8.5	Interpretación de los resultados	66
8.6	Informe de resultados	67
8.7	Valores deducidos de los parámetros geotécnicos	67
9	ENSAYO CON EL DILATÓMETRO PLANO (DMT)	67
9.1	Generalidades	67
9.2	Definiciones	68
9.3	Equipo	70
9.4	Procedimiento de ensayo	71
9.5	Interpretación de los resultados	73
9.6	Informe de resultados	73
9.7	Valores deducidos de los parámetros geotécnicos	74
10	ENSAYO DE DILATÓMETRO PARA ROCAS (RDT)	75
10.1	Generalidades	75
10.2	Definiciones y símbolos	75
10.3	Equipo	77
10.4	Procedimiento de ensayo	78
10.5	Interpretación de los resultados	79
10.6	Informe de resultados	81
10.7	Valores derivados de los parámetros geotécnicos	82
11	ENSAYO DE CARGA EN PLACA (PLT)	82
11.1	Generalidades	82
11.2	Definiciones	82
11.3	Equipo	82
11.4	Procedimiento de ensayo	85
11.5	Interpretación de los resultados	86
11.6	Informe de resultados	87
11.7	Valores deducidos de los parámetros geotécnicos	88
12	TOMA DE MUESTRA DE SUELOS	89
12.1	Generalidades	89
12.2	Categorías y conceptos	90
12.3	Equipo	93
12.4	Procedimiento de muestreo	94
12.5	Informe del sondeo y de la toma de muestras	96

13	MUESTREO DE ROCAS	97
13.1	Generalidades	97
13.2	Categorías y conceptos.....	97
13.3	Equipo	98
13.4	Muestreo rotativo.....	100
13.5	Informe de las operaciones de muestreo	101
14	MEDICIÓN DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS EN SUELOS Y ROCAS	102
14.1	Generalidades	102
14.2	Definiciones.....	103
14.3	Equipo	103
14.4	Procedimiento de ensayo	105
14.5	Interpretación de las medidas de las aguas subterráneas.....	106
14.6	Informe de las mediciones de las aguas subterráneas	107
14.7	Deducción de valores de las aguas subterráneas o de la presión intersticial.....	108
ANEXO A (Informativo)	EJEMPLO DE ORGANIGRAMA	109
ANEXO B.1 (Informativo)	ENSAYO DE PENETRACIÓN CON EL CONO (CPT).....	110
ANEXO B.2 (Informativo)	ENSAYO DE PENETRACIÓN CON EL CONO (CPT).....	111
ANEXO B.3 (Informativo)	ENSAYO DE PENETRACIÓN CON EL CONO (CPT).....	113
ANEXO B.4 (Informativo)	ENSAYO DE PENETRACIÓN CON EL CONO (CPT).....	114
ANEXO C.1 (Informativo)	ENSAYO PRESIOMÉTRICO (PMT)	119
ANEXO C.2 (Informativo)	ENSAYO PRESIOMÉTRICO (PMT)	120
ANEXO C.3 (Informativo)	ENSAYO PRESIOMÉTRICO (PMT)	121
ANEXO D.1 (Informativo)	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT).....	123
ANEXO D.2 (Informativo)	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT).....	124
ANEXO D.3 (Informativo)	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT).....	126
ANEXO D.4 (Informativo)	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT).....	127
ANEXO E.1 (Informativo)	PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA (DP)	129
ANEXO E.2 (Informativo)	PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA (DP)	130
ANEXO E.3 (Informativo)	PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA (DP)	131
ANEXO F (Informativo)	ENSAYO DE PENETRACIÓN LASTRADA (WST)	132
ANEXO G (Informativo)	“VANE TEST” (FVT).....	133
ANEXO H (Informativo)	ENSAYO CON EL DILATÓMETRO PLANO (DMT).....	135
ANEXO I.1 (Informativo)	ENSAYO DE CARGA EN PLACA (PLT).....	136
ANEXO I.2 (Informativo)	ENSAYO DE CARGA EN PLACA (PLT).....	137

ANEXO I.3 (Informativo)	ENSAYO DE CARGA EN PLACA (PLT).....	139
ANEXO I.4 (Informativo)	ENSAYO DE CARGA EN PLACA (PLT).....	140
ANEXO J (Informativo)	SELECCIÓN DE LOS MÉTODOS DE MUESTREO	142
ANEXO K (Informativo)	EJEMPLO SIMPLIFICADO DE UNA CLASIFICACIÓN DE LA METEORIZACIÓN EN SEIS GRADOS.....	144
ANEXO L (Informativo)	ORIENTACIONES SOBRE EL MUESTREO PARA LA MEDICIÓN DE AGUAS SUBTERRÁNEAS	145
BIBLIOGRAFÍA.....		151

PREÁMBULO

Objetivos de los eurocódigos

- (1) Los Eurocódigos estructurales comprenden un grupo de normas sobre el proyecto estructural y geotécnico de edificaciones y obras de ingeniería civil.
- (2) Su objetivo es servir como documentos de referencia para los propósitos siguientes:
 - a) como un medio para demostrar la conformidad de los trabajos de edificación y obra civil a los requisitos esenciales de la Directiva de Productos de la Construcción (DPC);
 - b) como un marco donde desplegar unas especificaciones técnicas armonizadas para los productos de la construcción.
- (3) Los Eurocódigos tratan la ejecución y el control solamente en la extensión necesaria para indicar la calidad de los productos de la construcción y el nivel de la ejecución, necesarios para cumplir con las hipótesis de las normas de proyecto.
- (4) Hasta que se disponga del conjunto de especificaciones técnicas armonizadas para los productos y para los métodos de ensayo de su comportamiento, algunos de los Eurocódigos estructurales tratan estos aspectos en anexos de carácter informativo.

Antecedentes del programa de Eurocódigos

- (5) La Comisión de las Comunidades Europeas (CCE) inició el trabajo de establecer un conjunto de reglas técnicas armonizadas para el proyecto de edificaciones y obra civil que servirían inicialmente como una alternativa a las distintas reglas de aplicación en los diferentes Estados Miembros y que, en último término, las sustituirían. Estas reglas técnicas se conocen con el nombre de “Eurocódigos Estructurales”.
- (6) En 1990, después de consultar a sus respectivos Estados Miembros, la CCE transfirió el trabajo de desarrollo posterior, publicación y actualización de los Eurocódigos Estructurales al Comité Europeo de Normalización (CEN), y el Secretariado de la EFTA acordó apoyar el trabajo del CEN.
- (7) El Comité Técnico del CEN, CEN/TC 250, es el responsable de todos los Eurocódigos Estructurales.

Programa de Eurocódigos

- (8) Se está trabajando en los siguientes Eurocódigos, cada uno de los cuales comprende normalmente varias partes:

ENV 1991, *Eurocódigo 1. Bases de proyecto y acciones sobre las estructuras.*

ENV 1992, *Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón.*

ENV 1993, *Eurocódigo 3. Proyecto de estructuras de acero.*

ENV 1994, *Eurocódigo 4. Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón.*

ENV 1995, *Eurocódigo 5. Proyecto de estructuras de madera.*

ENV 1996, *Eurocódigo 6. Proyecto de estructuras de fábrica.*

ENV 1997, *Eurocódigo 7. Proyecto Geotécnico.*

ENV 1998, *Eurocódigo 8. Disposiciones de proyecto para la resistencia sísmica de estructuras.*

ENV 1999, *Eurocódigo 9. Proyecto de estructuras de aluminio.*
- (9) El CEN/TC 250 ha formado distintos sub-comités para los diferentes Eurocódigos mencionados anteriormente.
- (10) Esta parte del Eurocódigo estructural para el proyecto geotécnico, que se había terminado y aprobado para su publicación bajo la dirección de la CCE, se publica ahora por el CEN como una Norma Europea Experimental (ENV), con una vida inicial de tres años.

- (11) Esta norma experimental tiene como objetivos la aplicación práctica experimental en el proyecto de obras de edificación y de ingeniería civil, dentro del ámbito de aplicación definido en 1.1.2, y el envío de comentarios.
- (12) Pasados dos años aproximadamente, los miembros del CEN serán invitados a remitir comentarios formales que serán tenidos en cuenta en la determinación de actuaciones futuras.
- (13) Mientras tanto, la correspondencia y los comentarios sobre esta norma experimental deben enviarse a la secretaría del Subcomité CEN/TC 250/SC 7, en la siguiente dirección:

NNI
P.O.Box 5059
NL-2600 GB Delft
The Netherlands

o al Organismo Nacional de Normalización correspondiente.

AENOR
Génova, 6
28004 MADRID
Teléfono: 914326000
Fax: 913104976

Documento de aplicación nacional (DAN)

- (14) A la vista de la responsabilidad de las autoridades de los países miembros en temas de seguridad, salud y otros aspectos contemplados como requisitos básicos en la DPC, se ha asignado a ciertos coeficientes de seguridad incluidos en esta ENV unos valores indicativos, identificables mediante corchetes []. Se espera que las autoridades de cada país miembro asignen valores definitivos a dichos coeficientes.
- (15) Algunas de las normativas básicas, incluyendo aquellas que definen los valores de las acciones a ser tenidas en cuenta y las medidas requeridas para la protección contra el fuego, no estarán disponibles en el momento en que esta norma experimental se publique. Por tanto, se anticipa que cada Estado Miembro o su Órgano de Normalización publicará un Documento de Aplicación Nacional (DAN) que dé valores definitivos para los elementos de seguridad, referenciando normativas básicas sobre la aplicación de esta norma experimental. Esta norma experimental debería ser utilizada junto con el Documento de Aplicación Nacional válido en el país donde se vaya a construir la obra de edificación o de ingeniería civil.

Materias específicas de esta norma experimental

- (16) Esta norma experimental pretende ser un documento de referencia para los ensayos de campo del proyecto geotécnico. Recoge la realización y la interpretación de los ensayos de campo utilizados más frecuentemente. Esta norma experimental tiene por objeto asegurar que se alcanza la calidad adecuada en la realización de los ensayos de campo y en su interpretación.
- (17) El Eurocódigo 7:Parte 1 sobre proyecto de estructuras geotécnicas se ha preparado en el marco de la normalización europea. En el Eurocódigo 7, parte 3 “Proyecto geotécnico basado en ensayos de campo” está indicada la conexión entre los requisitos generales para el proyecto que se establecen en la Norma Europea Experimental ENV 1997-1 y las normas existentes, códigos y otros documentos generalmente aceptados para los estudios de campo,. El Eurocódigo 7 parte 3, en particular, recoge algunos de los requisitos de la Norma Europea Experimental ENV 1997 parte 1, especialmente en su capítulo 3: “Datos Geotécnicos”.
- (18) La Norma Europea Experimental ENV 1997-3 no sustituye a las normas sobre equipos y prestaciones de los diferentes métodos de ensayo, pero establece los requisitos básicos para tales normas.
- (19) El capítulo 2 de la Norma Europea Experimental ENV 1997-3 establece los requisitos generales para la planificación de los estudios de campo y de laboratorio. Este capítulo sirve como capítulo común a las partes 2 y 3 del Eurocódigo 7.

1 GENERALIDADES

1.1 Ámbito de aplicación

1.1.1 Ámbito de aplicación del Eurocódigo 7

- (1)P El Eurocódigo 7 se aplica a los aspectos geotécnicos del proyecto de edificios y obras de ingeniería civil. Está subdividida en varias partes (véase el apartado 1.1.2).
- (2)P Esta norma experimental se refiere a los requisitos de resistencia, estabilidad, servicio y durabilidad de las construcciones. Otros requisitos, por ejemplo aquellos que tratan del aislamiento térmico o sonoro, no se consideran.
- (3)P Esta norma experimental se usará junto con la ENV 1991-1 “Bases de Proyecto”, del Eurocódigo 1 “Bases de Proyecto y Acciones sobre Estructuras”, que establece los principios y requisitos de seguridad y servicio, describe las bases para el proyecto y su verificación, y marca las pautas para los aspectos relacionados con la seguridad estructural.
- (4)P Esta norma experimental establece las reglas para calcular las acciones que provengan del terreno, tales como los empujes de tierras. Los valores numéricos de las acciones sobre edificaciones y obras civiles, que se deben tener en cuenta en el Proyecto, se proporcionan en la ENV 1991, Eurocódigo 1, “Bases de Proyecto y Acciones sobre Estructuras”, que es aplicable a los diferentes tipos de construcción.
- (5)P En esta norma experimental la ejecución de la obra se aborda con la extensión necesaria para indicar la calidad de los materiales de construcción y la de los productos que se deben usar, así como la calidad de realización de los trabajos que se requieren para cumplir los supuestos de las reglas de proyecto. Generalmente, las reglas relacionadas con la calidad de la ejecución se deben considerar como requisitos mínimos, que pueden ser ampliados para tipos particulares de edificaciones o de obra de ingeniería civil y para ciertos procedimientos de construcción.
- (6)P Esta norma experimental no contempla los requisitos especiales del proyecto sísmico. El Eurocódigo 8, “Recomendaciones de proyecto para la resistencia sísmica de estructuras”, proporciona las reglas adicionales para el cálculo sísmico, que complementan o adaptan las reglas de esta norma experimental.

1.1.2 Objeto de la Norma Europea Experimental ENV 1997-3

- (1)P Junto con la Norma Europea Experimental ENV 1997-1, el objeto de la ENV 1997-3 es facilitar, para ciertos ensayos de campo generalmente utilizados:
 - a) los requisitos del equipo y los procedimientos de ensayo;
 - b) los requisitos de los informes y la presentación de los resultados de ensayo;
 - c) la interpretación de los resultados de ensayo.
- (2)P La parte 3 debe servir de enlace entre los requisitos de proyecto de la parte 1 y los resultados de ciertos ensayos de campo. Por consiguiente, uno de sus objetivos es exponer:
 - d) ejemplos de cómo se deducen los valores de los parámetros geotécnicos a partir de los resultados de ensayo.
- (3)P La Norma Europea Experimental ENV 1997-3 debe utilizarse junto con la Norma Europea Experimental ENV 1997-1.

1.1.3 Limitaciones

- (1)P La deducción de los valores de los parámetros está orientada fundamentalmente al proyecto de pilotes y cimentaciones superficiales, como se calculan en los anexos B, C, D y E de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1.

(2)P La Norma Europea Experimental ENV 1997-3 no incluye:

- la estimación de los valores característicos;
- estudios geotécnicos y químicos del entorno o el impacto ambiental de las estructuras;
- ensayos hidrogeológicos, por ejemplo, ensayos de bombeo.

1.2 Normas para consulta

Esta norma europea experimental incorpora disposiciones de otras publicaciones por su referencia, con o sin fecha. Estas referencias normativas se citan en los lugares apropiados del texto de la norma y se relacionan a continuación. Para las referencias con fecha, no son aplicables las revisiones o modificaciones posteriores de ninguna de las publicaciones. Para las referencias sin fecha, se aplica la edición en vigor del documento normativo al que se haga referencia.

ENV 1991-1:1994 – *Eurocódigo 1. Base de proyecto y acciones sobre las estructuras. Parte 1: Bases de proyecto.*

ENV 1997-1:1994 – *Eurocódigo 7. Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales.*

ENV 1997-2:1998 – *Eurocódigo 7. Proyecto geotécnico. Parte 2: Proyecto asistido por ensayos de laboratorio.*

ISO 3898:1997 – *Bases para el proyecto de estructuras. Notaciones. Símbolos generales.*

1.3 Distinción entre “Principios” y “Reglas de Aplicación”

- (1)P Dependiendo del carácter de cada una de las cláusulas, en esta norma experimental se hace una distinción entre los Principios y las Reglas de Aplicación.
- (2)P Los Principios comprenden:
- declaraciones generales y definiciones, para los cuales no hay alternativa;
 - así como también requisitos y modelos analíticos, para los cuales no se permite ninguna alternativa, a no ser que se especifique claramente.
- (3)P Los Principios están precedidos por la letra P.
- (4)P Las Reglas de Aplicación son ejemplos de criterios generalmente reconocidos, que obedecen los Principios y satisfacen sus requisitos.
- (5)P Está permitido utilizar unos criterios alternativos, diferentes de las Reglas de Aplicación dadas en este Eurocódigo, siempre que se demuestre que dichos criterios alternativos utilizados están de acuerdo con los Principios con los que se relacionan.

1.4 Definiciones

1.4.1 Definiciones comunes a todos los Eurocódigos

- (1)P Los términos usados en común en todos los Eurocódigos se definen en la Norma Europea Experimental ENV 1991-1, “Bases del Proyecto”.

1.4.2 Definiciones utilizadas en el Eurocódigo 7

- (1)P La definición de los términos específicos del Eurocódigo 7 se recogen en el apartado 1.5.2 de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1.

1.4.3 Definiciones utilizadas en la Norma Europea Experimental ENV 1997-3

- (1) En los capítulos 3 a 14 se recogen las definiciones específicas relativas a cada uno de ellos.
- (2) En el contexto de esta norma experimental se aplican las siguientes definiciones:

1.4.3.1 valor deducido: Valor de un parámetro geotécnico obtenido, ya sea teóricamente, por correlación o empíricamente a partir de resultados de ensayo. Según lo indicado en el apartado 2.4.3 de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1, los valores deducidos son básicos para la selección de los valores característicos de las propiedades del suelo que se van a utilizar en el proyecto de las estructuras geotécnicas.

1.4.3.1.1 Concepto de valores deducidos

- (1) El concepto de “valores deducidos” se establece como el medio de enlazar los resultados de ensayo y los parámetros geotécnicos. A partir de los resultados de ensayo, se puede llegar a los valores de los parámetros geotécnicos que se han de utilizar en los métodos de análisis y de los coeficientes para los métodos semiempíricos o directos, por medio de:

- resultados de ensayos de campo -----> mediante correlaciones -----> a valores de los parámetros geotécnicos
-----> a coeficientes para los métodos directos
- resultados de ensayos de laboratorio -----> a valores de los parámetros geotécnicos
--> mediante correlaciones con otros ensayos --> a valores de los parámetros geotécnicos

Estos valores de los parámetros geotécnicos y/o de los coeficientes, obtenidos, por ejemplo, mediante correlaciones, se denominan “valores deducidos”.

- (2) La Norma Europea Experimental ENV 1997-3 facilita una serie de ejemplos de valores deducidos de los parámetros geotécnicos. A partir de estos, hay que establecer las características y los valores de proyecto, de acuerdo con los requisitos de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1.
- (3) El concepto de “valores deducidos” es el siguiente: se supone una zona de suelo representativa del comportamiento de la estructura geotécnica. Se supone que se han realizado dos tipos de ensayos de campo (véase la figura 1.1): cinco ensayos de cono de penetración (CPT) y cinco ensayos presiométricos (cuyos resultados son P_{LM}) y cinco ensayos de laboratorio para establecer la resistencia al corte sin drenar. A partir de los cinco valores CPT (tomados de una capa de profundidad media) y de los cinco valores P_{LM} de los ensayos presiométricos, se establecen los siguientes juegos de valores mediante las correspondientes correlaciones con la resistencia al corte sin drenar.

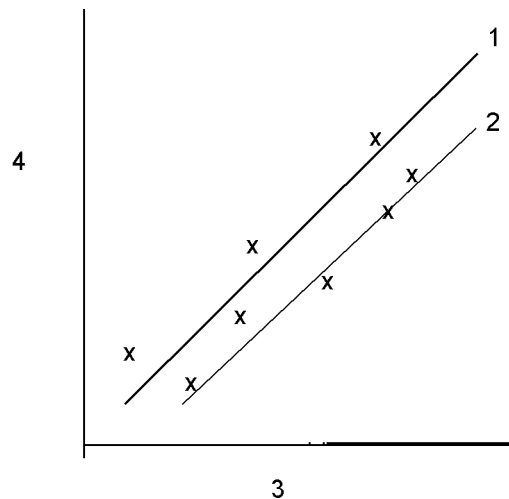
valores de c_u , expresados en kilopascales		
CPT:	-----*_*_*-----*_*_*-----*_*_	valores de c_u obtenido por correlación con q_c
PMT:	-----*_*_*-----*_*_*-----*_*_	valores de c_u obtenido por correlación con los P_{lm}
LAB:	-----*_*_*-----*_*_*-----*_*_	valores de c_u de los ensayos de laboratorio calculados teóricamente

Fig. 1.1 – Concepto de valores deducidos

- (4) A partir de estos tres conjuntos de valores deducidos de la resistencia al corte sin drenar de una masa de suelo homogéneo, se estiman los valores característicos que se han de utilizar en el proyecto.

1.4.3.1.2 Correlaciones

- (1) Los ejemplos recogidos en los apartados #.7 de los anexos, de esta norma experimental, están basados en varias correlaciones obtenidas de la bibliografía. Estas correlaciones pueden relacionar un valor derivado de un parámetro geotécnico, bien sea con un valor medido, por ejemplo, el valor q_c de un CPT, o bien con un valor corregido, por ejemplo, el valor q_t de un CPTU, donde q_c es el valor corregido para el exceso de presión intersticial medido.
- (2) Por otro lado, la correlación puede relacionar un valor de un parámetro geotécnico, bien con el valor medio de un valor medido o corregido, o bien con una estimación conservadora de un valor medido o corregido (véase la figura 1.2).



Leyenda

- 1 Correlación “media”
- 2 Correlación “de estimación conservadora”
- 3 Valores medidos o corregidos
- 4 Valor derivado de un parámetro geotécnico

Fig. 1.2 – Tipos de correlación

- (3) Cada apartado #.7 de los ensayos incluidos en la Norma Europea Experimental ENV 1997-3 recogen ejemplos de cómo se deducen los valores de los parámetros o los coeficientes geotécnicos por métodos directos. En los ejemplos incluidos en los anexos, se utilizan los apartados #.7 de la Norma Europea Experimental ENV 1997-3 referidos tanto a las correlaciones “medias” como a correlaciones “conservadoras”.

En ocasiones, la correlación puede incluso considerarse como una correlación de un parámetro geotécnico y del valor característico de un valor medido o corregido. Normalmente el tipo de correlación es desconocido. También, la teoría utilizada para determinar un valor del parámetro del suelo puede diferir según las fuentes y no siempre están recogidas en las referencias. Esto debe tenerse en cuenta al valorar los ejemplos de los anexos. En éstos se indica cuando se conoce el tipo de correlación.

1.4.3.2 exceso de presión intersticial: Aumento de la presión del agua de los poros sobre la presión intersticial de equilibrio al final de la consolidación.

1.5 Símbolos y unidades

1.5.1 Símbolos comunes a todos los Eurocódigo

- (1)P Los símbolos utilizados para todos los Eurocódigo se definen en la Norma Europea Experimental ENV 1997-1 “Bases de proyecto”.

1.5.2 Símbolos utilizados en el Eurocódigo 7

- (1)P Los símbolos que se utilizan en la Norma Europea Experimental ENV 1997-3 con carácter general, se definen en cada capítulo. En otros lugares del texto se definen otros símbolos utilizados puntualmente.
- (2)P Las unidades recomendadas para los cálculos geotécnicos se definen en el apartado 1.6 de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1.
- (3) Los símbolos siguen las reglas que se recogen en la Norma Internacional ISO 3898.

1.6 Relación entre las Normas Europeas Experimentales ENV 1997-1 y ENV 1997-3

- (1) El siguiente diagrama de flujo muestra la relación entre el proyecto y los ensayos de campo y de laboratorio. La Norma Europea Experimental ENV 1997-1 trata del proyecto; las Normas Europeas Experimentales ENV 1997-2 y ENV 1997-3; cubren la parte de los valores de los parámetros.

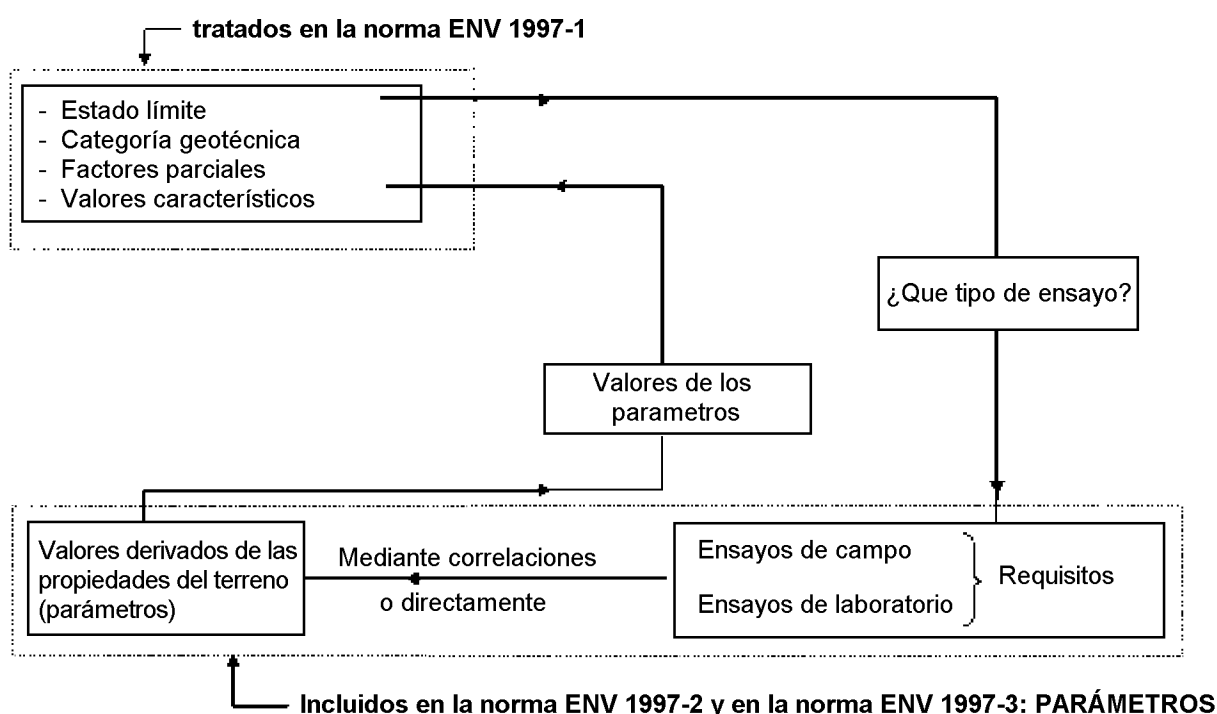


Fig. 1.3 – Diagrama del proyecto geotécnico

2 PLANIFICACIÓN DE LOS ESTUDIOS DEL EMPLAZAMIENTO

2.1 Generalidades

- (1)P Las estudios sobre el emplazamiento consisten en trabajos de gabinete, de campo y de laboratorio y cualquier otro estudio que sirva para conocer el terreno: condiciones del suelo, de las rocas y de las aguas subterráneas y para determinar las propiedades del suelo y de las rocas. Los estudios también pueden incluir consideraciones sobre las construcciones existentes, túneles, presas de tierra, taludes y el impacto medioambiental del proyecto.
- (2) Los estudios del terreno normalmente se desarrollan en fases, dependiendo de los temas que se hayan considerado en la planificación, el proyecto y la construcción del proyecto (véase el apartado 3.2.1 de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1). En este capítulo se tratarán separadamente las siguientes fases:
 - estudios preliminares para el emplazamiento y para el anteproyecto de la estructura (véase el apartado 2.3);
 - estudios para el proyecto y la construcción (véase el apartado 2.4);
 - estudios de control (véase el apartado 2.5).
- (3) Las disposiciones de este documento, en principio, están orientadas a proyectos de categoría geotécnica 2 (véase el apartado 2.1 de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1) y en el supuesto de que los resultados de los estudios recomendados en una fase están disponibles antes de iniciar la fase siguiente. En el caso que todos los estudios se realicen al mismo tiempo, se deben considerar simultáneamente los apartados 2.3. y 2.4.
- (4) Los requisitos para estudios del terreno en proyectos de categoría 1, normalmente se limitan a verificaciones que frecuentemente están basadas en experiencias locales. Para proyectos de categoría 3, los estudios necesarios son, como mínimo, los mismos que los indicados para proyectos de categoría 2 en los apartados siguientes. Además, pueden aplicarse estudios complementarios según las circunstancias por las que se clasifica el proyecto en la categoría 3.
- (5)P El contenido y la extensión de cada fase de estudio se basará en lo siguiente:
 - condiciones topográficas, geológicas e hidrogeológicas en el lugar del emplazamiento y la información pertinente disponible sobre ellos;
 - el tipo y proyecto de la construcción, es decir, el tipo de cimentaciones, método de mejora o estructura de contención, localización y profundidad de la construcción;
 - la experiencia local y las condiciones climáticas.
- (6)P Cuando se establece el programa de investigación, tanto para los ensayos de campo como de laboratorio, se considerarán los conocimientos deducidos de los estudios de gabinete de los siguientes documentos, si están disponibles, y los resultados de estudios de la zona (véase el apartado 3.2.3 de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1).
 - mapas topográficos;
 - planos urbanos antiguos que describen la utilización anterior del lugar;
 - mapas y descripciones geológicas;
 - mapas geológicos aplicados a la ingeniería;
 - mapas y descripciones hidrogeológicas;
 - mapa geotécnicos;
 - fotografías aéreas e interpretaciones de fotografías ya existentes;
 - estudios aerogeofísicos;
 - estudios previos del lugar y de los alrededores;
 - experiencias anteriores en la zona.

- (7)P Se debe considerar la utilización de estudios preliminares.
- (8) La amplitud de los estudios directos de campo y la toma de muestras, con la consiguiente clasificación, y los ensayos de laboratorio dependen de las condiciones geológicas, del tipo de estructura y de la experiencia local.
- (9)P Los estudios preliminares deben planificarse de forma que se obtengan, cuando sean aplicables, los datos adecuados sobre:
- la estabilidad global de la zona;
 - el emplazamiento adecuado de la estructura;
 - métodos posibles de cimentaciones y mejoras del terreno;
 - posibles efectos en los edificios de los alrededores;
 - costes preliminares para cimentaciones y mejoras del terreno;
 - costes preliminares para construcciones provisionales;
 - propuesta para estudios del proyecto.

Para la planificación y realización de estudios preliminares, véase el apartado 2.3.

- (10)P Los estudios para el proyecto y la fase de construcción deben suministrar la suficiente información para aquellos de los siguientes temas que sean aplicables:
- emplazamiento de la construcción;
 - métodos de cimentación y nivelaciones;
 - protección contra la erosión;
 - protección contra hinchamientos y contracciones;
 - mejoras del terreno y otras medidas de estabilización;
 - proyecto de cimentaciones;
 - proyecto de construcciones temporales;
 - aptitud a la excavación;
 - aptitud para hincar pilotes;
 - drenajes y filtros;
 - susceptibilidad a las heladas;
 - métodos y orden de la construcción o de las operaciones;
 - requisitos para la selección de los materiales de relleno;
 - inclinación de los taludes;
 - existencia de impedimentos tales como viejas construcciones y tuberías de servicio y de cables;
 - durabilidad de los materiales de construcción en el terreno.

Para la planificación y realización de estudios para el proyecto y construcción, véase el apartado 2.4.

- (11) En el anexo A se incluye un diagrama de flujo que puede utilizarse para la selección, de un método adecuado de investigación de campo en las diferentes etapas de estudio del suelo.

- (12)P Cuando el suelo circundante y el agua subterránea puedan afectar a la durabilidad de los elementos de construcción utilizados en estructuras geotécnicas, debe determinarse la agresividad del suelo y del agua subterránea, para permitir tomar las medidas oportunas, cuando sean aplicables (véase el apartado 2.3 de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1).
- (13) Para determinar la agresividad del suelo y de las aguas subterráneas, con frecuencia se deben realizar una serie de análisis químicos y comparar los resultados con experiencias disponibles sobre agresividad sobre diferentes materiales de construcción y sobre técnicas de protección. Con frecuencia, los análisis químicos precisan la toma de muestras de las aguas del terreno y por tanto tomar medidas especiales en los sondeos.
- (14) Para localizar los diferentes puntos de estudio se deben considerar los resultados de los trabajos de gabinete y la inspección de la zona. Las investigaciones deben programarse en puntos representativos de la variación de las condiciones del terreno en lo que se refiere al suelo, a las rocas y a las aguas subterráneas.
- (15)P En los casos en que deban realizarse más de un tipo de trabajo en un cierto emplazamiento, (por ejemplo: ensayo CPT y toma de muestras con pistón) los sondeos deben emplazarse a una distancia de 2 m como mínimo.
- (16)P La profundidad de los estudios debe incluir todas las capas que afectan al proyecto definitivo geotécnico.
- (17)P En la selección de la localización de los sondeos y de los pozos de ensayo deben tenerse en cuenta los posibles efectos adversos sobre la integridad de la construcción que se va a realizar y en las estructuras próximas y deben minimizar la probabilidad de efectos perjudiciales al medioambiente.
- (18)P Las clases y número de muestras deben determinarse en función de los objetivos y de la categoría de los estudios del suelo, en las condiciones geológicas del lugar y en la complejidad de la estructura geotécnica y de la construcción que se va a proyectar.
- (19)P El muestreo se realizará según lo indicado en los capítulos 12 y 13.
- (20) Cuando exista laminación o estratificación fina del subsuelo que pueda influir en el proyecto geotécnico, se deberían dar criterios para utilizar perforaciones continuas con tubos. Se pueden tomar muestras adicionales, por ejemplo, con un tomamuestras abierto corto, con un tomamuestras de pistón o sacamuestras en bloque.
- (21) En los casos en que no haya estratificación o que no tenga influencia, en suelos gruesos, pueden ser suficientes las muestras tomadas con barrena o con cuchara. En suelos arcillosos u orgánicos es conveniente tomar muestras de gran calidad con un equipo especial.
- (22) Es conveniente que los ensayos de laboratorio para la clasificación y determinación de las propiedades de los suelos o de las rocas se consideren importantes para el proyecto, como una parte del programa de estudio total. En los párrafos (23) a (26) se recogen unas orientaciones para la elección de los métodos de reconocimiento para obtener diferentes propiedades del suelo y de las rocas.
- (23) En la tabla 2.1 se incluye una clasificación normalizada adecuada de las muestras con distintos grados de alteración. Los ensayos habituales generalmente se realizan tanto en la fase preparatoria como en las de estudio del proyecto. Sin embargo, en la fase preparatoria con frecuencia se pueden ensayar un número limitado de muestras.

Tabla 2.1
Ensayos habituales para la clasificación de suelos

Tipo de suelo	Suelos arcillosos			Suelos de limos			Suelos arenosos y de grava	
Calidad de la muestra	Inalterada	Alterada	Con tierra vegetal	Inalterada	Alterada	Con tierra vegetal	Alterada	Con tierra vegetal
Parámetros								
Clase de suelo	X	X	X	X	X	X	X	X
Contenido de agua, (w)	X	(X)	(X)	X	(X)	(X)	(X)	(X)
Densidad, (D)	X	(X)	–	X	(X)	–	–	–
($D_{\text{máx.}}$), ($D_{\text{mín.}}$)	–	–	–	(X)	(X)	(X)	X	X
Límites de Atterberg	X	X	X	X	X	X		
Distribución del tamaño de grano	(X)	(X)	(X)	X	X	X	X	X
Resistencia al corte sin drenar, (c_u)	X	–	–	(X)	–	–	–	–
Sensibilidad, (S_r)	X	–	–	–	–	–	–	–
X = se ha de determinar normalmente; (X) = determinar ocasionalmente, si procede; – = no aplicable.								

- (24) Además de estos ensayos habituales de los suelos, se pueden realizar otros ensayos para su clasificación, por ejemplo, actividad, peso específico real de suelo, tamaño de grano del material y contenido orgánico.
- (25) En la tabla 2.2 se indican los ensayos de laboratorio para determinar varios parámetros geotécnicos para el proyecto.

Tabla 2.2
Ensayos de laboratorio para la determinación de ciertos parámetros geotécnicos

Parámetro geotécnico	Tipo de suelo					
	Grava	Arena	Limo	Arcilla NC	Arcilla OC	Arcilla con turba orgánica
Módulo oedométrico (E_{oed})	EOD**	EOD**	OED	EOD*	OED	EOD*
Resistencia al corte real (c'), (ϕ')	TX, DSS, (DST)	TX, DSS, (DST)	TX, DSS, (DST)	TX, DSS, (DST)	TX, DSS, (DST)	TX, DSS, (DST)
Resistencia al corte sin drenar (c_u)	–	–	TX, SIT, DSS, (DST)	TX, SIT*, DSS, (DST)	TX, SIT*, DSS, (DST)	TX, SIT*, DSS, (DST)
Permeabilidad (k)	PT (C), SV	PT (C), SV	PT(C), PT(F)	PT(F)	PT(F)	PT(F)
* Indica que estos estudios se realizan normalmente en la fase preliminar, al menos con cierta amplitud. ** Requiere dispositivos especiales.						

Abreviaturas de los ensayos de laboratorio

OED	Ensayo edométrico
TX	Ensayo triaxial
PT(F)	Ensayo de permeabilidad (con caída de presión)
PT(C)	Ensayo de permeabilidad (a presión constante)
DST	Ensayo de corte directo
SIT	Ensayos de índice de resistencia
SV	Ensayo de cribado
DSS	Ensayo de resistencia directa al corte

- (26) En la tabla 2.3 se indican los ensayos de laboratorio convenientes para muestras de rocas. Estos ensayos normalmente proporcionan las bases necesarias para la descripción de los materiales rocosos.

Tabla 2.3
Ensayos habituales sobre rocas

Tipo de ensayo	Tipo de roca***			
	1	2	3	4
Clasificación geológica	X	X	X	X
Masa específica, (γ)	X	X	X	X
Contenido de agua, (w)	X	X	X	X
Porosidad, (n)	X	X	X	X
Ensayo de compresión uniaxial	X	X	X	X
Ensayo de carga puntual	X	X	X	X
Comprensibilidad, (E)	X	X	X	X
*** Agrupación según la Norma Europea Experimental ENV 1997-1, anexo E, tabla E.1.				

- (27) La clasificación de los testigos normalmente incluirá una descripción geológica, el recubrimiento del testigo, la designación de la calidad de la roca (RQD), el grado de endurecimiento, la meteorización y la fisuración. Véase en el anexo L una clasificación de la meteorización. Además de los ensayos habituales indicados en la tabla 2.3 para las rocas, se pueden seleccionar otros ensayos con diferentes objetivos, por ejemplo, densidad del grano, velocidad de onda, ensayo brasileño, resistencia al corte de la roca y de las juntas, ensayo de durabilidad, ensayos de hinchamiento y de abrasión.
- (28) Las propiedades de las masas rocosas, incluyendo la estratificación y la fisuración, normalmente se pueden estudiar indirectamente mediante los ensayos de compresión y de resistencia al corte a lo largo de las juntas. En rocas blandas se pueden hacer ensayos complementarios en campo o mediante ensayos de laboratorio a gran escala sobre muestras bloque.

2.2 Definiciones

- (1)P **sondeo o prueba dinámica:** Introducción de un penetrómetro en el terreno mediante un martillo o con una máquina de perforación por percusión. La resistencia se mide por el número de golpes o por el número de segundos empleados para alcanzar una cierta penetración.
- (2)P **trabajos de campo con fines geotécnicos:** Investigación geofísica, ensayos de penetración, ensayos *in situ*, toma de muestras del suelo, toma de muestras de rocas, medición de las aguas subterráneas, ensayos a gran escala e instrumentación.
- (3) Ejemplos de los diversos tipos de trabajos de campo son:
- investigación geofísica (por ejemplo: perfiles sísmicos, georradar, mediciones de resistividad, registro de sondeos);
 - ensayos de penetración (por ejemplo: CPT, SPT, prueba estática y prueba dinámica);
 - ensayos *in situ* (por ejemplo, ensayos presiométricos, ensayo de dilatómetro, ensayo de placa de carga, “*vane tests*”, ensayo de permeabilidad);
 - muestreos del suelo y de la rocas para hacer una descripción de los mismos y para los ensayos de laboratorio;
 - mediciones de caudales subterráneos para determinar el nivel freático o el perfil de la presión intersticial y sus fluctuaciones;
 - ensayos a gran escala para determinar directamente la capacidad portante y el comportamiento de los elementos;
 - monitorización del comportamiento de las distintas construcciones; por ejemplo: movimiento de las estructuras de contención, asiento de las cimentaciones, disipación del agua intersticial por debajo de las presas de tierra, etc.
- (4)P **punto de estudio:** Coordenadas (x , y , z) del punto de donde se deben realizar uno o varios ensayos o donde se toman muestras.
- (5)P **ensayos a gran escala:** Ensayos para determinar directamente la capacidad portante y el comportamiento de las losas, pilotes, anclajes del terreno o la transmisividad del terreno mediante ensayos de bombeo.
- (6) **medición durante la perforación (MWD):** Técnica de medición de ciertos parámetros durante el sondeo en suelo o roca. Existen registros automáticos y manuales.
- (7) Por ejemplo, durante la perforación se pueden medir la velocidad relativa de perforación, el índice de rotación, la fuerza de empuje, el momento de torsión, la presión y el volumen del fluido de perforación.
- (8)P **ensayo de penetración:** Cualquier ensayo en el que una barra provista de una puntaza se introduce en el terreno mediante presión o golpeo y se anota la resistencia a la penetración.
- (9) Los ensayos de penetración, por tanto, incluyen los ensayos de penetración estáticos y dinámicos y los métodos de sondeo tales como CPT, WST, SPT, DP y los de sondeo suelo-roca (SR), según las definiciones que se incluyen en los apartados siguientes.
- (10) **estudio preeliminar:** Estudios realizados antes de iniciar el proyecto y de establecer el programa de investigación, y se incluyen los estudios de gabinete y la inspección del emplazamiento.

- (11)P **capa de suelo o de roca:** Capa de material normalmente uniforme y de propiedades similares, que se extiende a lo largo de un cierta zona de terreno.
- (12)P **sondeo suelo-roca:** Penetración dinámica a través de un posible suelo hasta alcanzar la roca, realizada con una máquina de perforación a percusión con herramientas de perforación de roca normales preferiblemente con la técnica MWD.
- (13)P **sondeo estático:** medición de la resistencia mediante empuje o rotación de un penetrómetro sobre el que se ejerce una carga estática; la medición puede expresarse en kilonewtons o, en el ensayo de sondeo con carga, en semivuelas por cada 0,2 m de penetración.

2.3 Estudios previos para el posicionamiento de una estructura y para el anteproyecto

- (1)P Un estudio previo de los suelos para el posicionamiento de la estructura y para el anteproyecto deberá facilitar una estimación de los datos del suelo relativos a:
- tipo de suelo o de roca y su estratificación;
 - espesor y densidad relativa o resistencia del suelo;
 - nivel freático o perfil de la presión intersticial;
 - avance de las propiedades de resistencia y deformación del suelo y roca;
 - la presencia de terrenos contaminados o de acuíferos que puedan ser perjudiciales para la salud o para los materiales de construcción.
- (2)P Se debe hacer un estudio preliminar en aquellos casos en los que se pueda afectar la estabilidad total de la zona.
- (3) Se debería hacer un estudio de la estabilidad de los taludes en el supuesto de la sección que se suponga más desfavorable y en la zona que la rodea, en la que se haya podido producir algún problema con anterioridad. El volumen que ha de estudiarse debería cubrir, al menos, una profundidad de 5 m por debajo de las superficies potencialmente deslizables.
- (4) Un estudio de la estabilidad de los taludes en suelos debería comprender: una inspección, ensayos de penetración, toma de muestras ensayos *in situ*, medición de aguas subterráneas y ensayos de laboratorios.
- (5) Los estudios en taludes rocosos deberían incluir además, una inspección del lugar, levantando un mapa de las discontinuidades y la determinación de la resistencia de las juntas.
- (6)P En la fase de estudios preliminares, los puntos de investigación deben distribuirse sobre toda la zona, de forma que represente una descripción adecuada de la variabilidad local de la estratificación, de la calidad del terreno y de la situación de las aguas subterráneas.
- (7)P Cuando ciertas partes del suelo y/o de la estructura son especialmente complejas, los estudios preliminares deben concentrarse en la parte afectada por la zona edificada.
- (8) Al definir el programa de los estudios preliminares, debe considerarse la influencia o la repercusión sobre las construcciones próximas.
- (9) La extensión de los estudios preliminares de los suelos debería, como mínimo, contener tres investigaciones verticales igualmente distribuidas en la planta de la zona a edificar. Este estudio puede incluir ensayos de penetración, ensayos *in situ*, extracción de testigos (en los suelos más blandos) y medición de las aguas subterráneas, donde se pueda esperar el nivel freático más desfavorable.

2.4 Estudios para el proyecto y para la construcción

- (1)P En la planificación de los estudios para el proyecto y la construcción se debe tener en cuenta el apartado 3.2.3 de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1. Los estudios para el proyecto y la construcción deben facilitar la información necesaria para los trabajos de construcción, y las condiciones del terreno y de las aguas subterráneas. Las investigaciones deben profundizar en el subsuelo y extenderse en los alrededores de la zona de la construcción en la medida en que el comportamiento del terreno pueda afectar desfavorablemente a los trabajos de construcción.
- (2)P En aquellos casos en los que del estudio previo no se deduzca claramente que la estabilidad global es satisfactoria, se deben realizar investigaciones complementarias durante la fase de estudio del proyecto.
- (3)P Los estudios de proyecto sobre la estabilidad global deben tener una composición y un número de puntos de investigación tales que se puedan realizar los análisis necesarios de estabilidad y puedan establecerse las medidas de estabilización.
- (4)P La composición del programa de los trabajos de campo y la localización de los puntos de investigación debe considerar la amplitud de la zona, las condiciones topográficas, geológicas e hídricas, el tipo y proyecto de la construcción y el tipo y localización de las estructuras circundantes.
- (5) El área estudiada se debería extender hasta una zona circundante en, al menos, una distancia de 1,5 veces la profundidad prevista de la excavación o de la capa de suelo que pueda provocar asentamientos en los alrededores.
- (6) Cuando proceda, los estudios en la fase de proyecto deberían incluir ensayos de penetración, ejecución de sondeos o pozos con toma de muestras, ensayos *in situ* y mediciones del nivel de agua.
- (7) Si se considera necesario, el número de puntos de investigación se debería ampliar para obtener un conocimiento completo de la complejidad y la variabilidad del terreno en el que va a asentarse la obra. Cuando las condiciones del terreno sean relativamente uniformes, se puede espaciar o disminuir los puntos de estudio. En ambos casos, se debe justificar la decisión.
- (8)P Para la identificación y clasificación del suelo, debe disponerse de, al menos, un sondeo con recuperación de testigo. Se deben obtener muestras de cada capa de suelo diferenciada que pueda tener influencia en el comportamiento de la estructura real.
- (9) En el caso de capas de suelo heterogéneas, suelos orgánicos o cuando se requieren muestras de gran calidad, las muestras se tomarán en el sondeo cada metro de profundidad.
- (10) La profundidad de las investigaciones se debería extender a todos los estratos que se verán afectados por el proyecto. En el caso de diques, presas, excavaciones por debajo del nivel freático o trabajos en los que sea necesario bombear agua, la profundidad de exploración debería seleccionarse en función de las condiciones hidrológicas. Las pendientes y desniveles del terreno deberían explorarse a profundidades por debajo de los posibles planos de deslizamiento.
- (11) La presión de las aguas subterráneas se debe medir a una profundidad de, al menos, 3 m por debajo del nivel previsto de la cimentación en los puntos alto y bajo de la zona o a la altura estimada de la superficie freática por encima del nivel de la cimentación.

2.5 Estudios de control

- (1)P Para comprobar que las condiciones del terreno, de los materiales de construcción entregados y de los trabajos de construcción corresponden a los previstos o a los solicitados, cuando proceda, durante la construcción y ejecución del proyecto se deben realizar un cierto número de comprobaciones y ensayos adicionales.

- (2) Pueden aplicarse las siguientes medidas generales de control:
- inspecciones de las excavaciones;
 - estudios complementarios de la zona;
 - comprobaciones del perfil y de las propiedades del terreno;
 - mediciones del nivel de las aguas subterráneas o de la presión intersticial y sus fluctuaciones;
 - mediciones del comportamiento de las construcciones circundantes, servicios y obras civiles;
 - mediciones del comportamiento de la construcción misma.
- (3)P Los resultados de las mediciones de control se debe recopilar, anotar y comparar con los requisitos de proyecto. Tomando como base estas comprobaciones deben tomarse las decisiones oportunas.

2.6 Informe de los trabajos de campo

- (1)P Se debe hacer un informe y evaluar los resultados de las investigaciones geotécnicas como se indica el apartado 3.4 de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1.
- (2)P Se debe realizar un informe de todos los trabajos de campo, de forma que los resultados se puedan comprobar y reevaluar.
- (3)P Para la identificación y aseguramiento de la calidad, todos los registros de la investigación, columnas de sondeos, muestras y representaciones deben tener la siguiente información:
- nombre de la compañía que realiza el ensayo;
 - identificación del lugar o de la zona real;
 - número de identificación del trabajo o de la orden;
 - número de sondeo;
 - tipo de ensayo.
- (4)P Además, en los informes de los trabajos de campo y de laboratorio, se deben añadir la siguiente información, junto con la información requerida para cada método de investigación específico, como se indica en los capítulos 3 a 14:
- fecha del trabajo;
 - nivel del terreno;
 - método de perforación y diámetro del sondeo;
 - métodos de los tipos de ensayo utilizados, haciendo referencia a las normas en vigor;
 - datos de calibración del equipo de medida utilizado;
 - cualquier desviación de los requisitos de esta norma experimental, o de otras normas o recomendaciones aplicables;
 - la firma del operario responsable o del director de obra.
- (5)P El informe de los trabajos de campo debe incluir los datos que indiquen las bases para supervisión del lugar.
- (6)P Los resultados de las investigaciones del terreno real se deben recopilar en un informe, incluyendo planos, de forma que la totalidad de la información básica se pueda utilizar para la evaluación de los resultados. Se debe indicar claramente la localización de todos los puntos de investigación.

- (7)P Según el apartado 3.4.2 de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1, el resultado del estudio geotécnico se debe basar en todas las informaciones básicas disponibles en cada fase del estudio.
- (8)P Se pueden hacer propuestas de investigaciones complementarias que ayuden a clarificar las condiciones del terreno en todas las zonas implicadas en el proyecto y en las estructuras circundantes que puedan estar afectadas por el mismo.
- (9) Tales propuestas deberían justificar las variaciones en la secuencia de las capas del suelo, las variaciones en el nivel de las aguas subterráneas o de la presión intersticial y las variaciones de las propiedades del terreno obtenidas de los estudios realizados.

2.7 Resultado de los estudios del emplazamiento

2.7.1 Resultado de los estudios preliminares

- (1)P La valoración de las condiciones del terreno en la fase de estudio preliminar para el posicionamiento de la estructura y el anteproyecto deben utilizar toda la información aplicable del estudio de gabinete y de las investigaciones realizadas en el lugar, relacionados con el proyecto en cuestión.
- (2) Se deberían utilizar los mapas geológicos y las descripciones de la zona, los resultados de los ensayos de penetración, los resultados de los ensayos *in situ*, la clasificación del suelo y las muestras de suelo y rocas, los resultados de los ensayos de laboratorio y las mediciones de las aguas subterráneas para identificar y describir las capas del suelo, las masas rocosas y las condiciones de las aguas subterráneas de la zona total implicada en el proyecto.
- (3) El análisis se debería recoger en un informe presentando los resultados de las investigaciones, según se indica en el apartado 2.6 (6)P.
- (4) Se puede presentar una deducción preliminar de los valores de los parámetros del terreno para identificar las capas y se pueden expresar, por ejemplo, en términos de densidad, contenido en agua, resistencia a la penetración, propiedades de resistencia y deformación y presión intersticial.

2.7.2 Resultado de los estudios para el proyecto y la construcción

- (1)P Para la valoración de las condiciones del terreno en la fase de proyecto y construcción, se debe utilizar toda la información aplicable de esta fase y de las anteriores para describir la situación que se relaciona con el proyecto.
- (2)P En el análisis, debe tenerse en cuenta la influencia procedente o sobre las estructuras próximas, servicios u obras de ingeniería civil con el fin de obtener todos los datos necesarios.
- (3) Para determinar los límites entre las diferentes capas de suelo, entre suelo y rocas y el nivel freático, normalmente suele ser suficientemente precisa una interpolación lineal entre puntos de investigación, a menos que haya una heterogeneidad importante.
- (4) La determinación del peso específico puede basarse en la medición de la densidad de muestras de suelos no alterados o en testigos de rocas. En los casos en que sólo se haya obtenido muestras alteradas, el peso específico puede estimarse a partir de ensayos *in situ* de la densidad o tomadas de experiencias locales, considerando especialmente el grado de saturación, el contenido de material grueso y la dispersión natural de la densidad.
- (5) El peso específico también se puede estimar a partir de las tablas de clasificación local, basadas en los resultados de los ensayos CPT o del dilatómetro. En el caso de rocas o de suelos entubados, como alternativa, la densidad se puede estimar a partir de registros geofísicos calibrados.
- (6) Para deducir los valores de los parámetros del terreno para el proyecto a partir de los trabajos de campo, se debe considerar el tipo de terreno, el tipo de construcción, las experiencias general y local de proyectos similares, así como la dispersión de los resultados de los ensayos.

- (7) Cuando se deduzcan los valores de los parámetros del terreno, se debería esquematizar el perfil del terreno en una secuencia representativa de capas de suelo y roca, basándose en la identificación geotécnica y en la clasificación de los ensayos de campo. Dentro de cada capa diferenciada, las propiedades de resistencia y de deformación no deberían variar apreciablemente.
- (8) Para la estimación de la resistencia y de la deformación de las distintas capas en el perfil esquemático de suelo o roca, debería tomarse en consideración lo siguiente:
- la medición directa de las propiedades, a partir de los “*vane tests*”, ensayos de carga con placa o ensayos de carga de pilotes;
 - las mediciones de laboratorio de algunos parámetros en ciertas condiciones de esfuerzo, por ejemplo, ensayos triaxiales, ensayos de corte directo, o ensayos edométricos;
 - transformación de los datos medidos en propiedades del suelo, utilizando correlaciones conjuntas de diferentes parámetros, por ejemplo, el ángulo de resistencia de corte, el módulo de elasticidad, la densidad relativa deducida, por ejemplo, de los ensayos de penetración estática con cono, de los ensayos de pruebas dinámicas, ensayos SPT, ensayos de dilatómetro o ensayos presiométricos. Puesto que las correlaciones de esta clase normalmente están limitadas a un único método de investigación y a un único tipo de experimento, no es recomendable utilizarlos para correlaciones cruzadas, por ejemplo para transformar N_{60} en q_c para obtener entonces N' o E_m ;
 - el uso directo de los valores de los parámetros medidos en un método de proyecto basado en experiencias recogidas, por ejemplo, calculando la capacidad portante y los asientos mediante ensayos presiométricos, ensayos de penetración estática con cono o ensayos de penetración normalizados.

3 ENSAYOS DE PENETRACIÓN CON EL CONO Y EL PIEZOCONO – CPT(U)

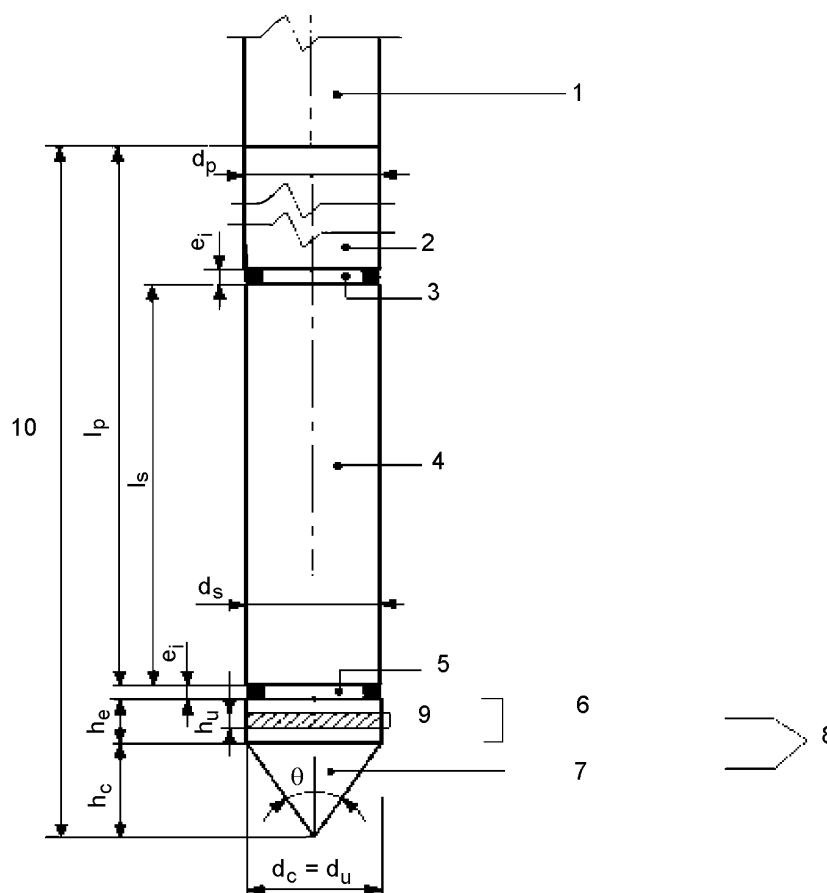
3.1 Generalidades

- (1)P El ensayo con el cono de penetración (CPT) consiste en hincar verticalmente en el suelo, a una velocidad relativamente baja y constante, un penetrómetro que se compone de una serie de varillas que termina en una punta, compuesta por un cono y un fuste cilíndrico con un dispositivo de medida de la resistencia a la penetración del cono; y posiblemente también para el rozamiento local en el manguito situado en el fuste cilíndrico.
- (2)P El ensayo con piezocono (CPTU) es un ensayo CPT que incluye la medición en la punta del cono de la presión del agua intersticial durante la penetración.
- (3)P Este capítulo se refiere principalmente a los penetrómetros eléctricos.
- (4)P Los ensayos se deben realizar siguiendo un método que cumpla los requisitos esenciales recogidos en este capítulo.
- (5)P El método de ensayo utilizado se debe incluir detalladamente con los resultados del ensayo.
- (6) Si el método de ensayo está definido en una norma, el informe del método se puede hacer por referencia a dicha norma.
- (7)P Se debe justificar cualquier desviación de los requisitos que se indican más abajo, y, en particular, se debe comentar su influencia en los resultados.
- (8) Se tiene experiencia de desviaciones respecto a:
- el tamaño del cono;
 - la utilización de penetrómetros mecánicos o hidráulicos.

3.2 Definiciones

En el contexto de esta norma experimental se utilizan las siguientes definiciones relativas a los CPT y CPTU:

- (1)P **punta del penetrómetro:** Las partes principales de la punta del penetrómetro se definen en la figura 3.1.
- (2)P **resistencia en el cono, q_c :** Medida de la fuerza axial, Q_c , que se ejerce sobre el cono, dividida por el área total de la sección del cono, A_c .
- (3)P **rozamiento lateral unitario local, f_s :** Medida de la fuerza de rozamiento medida, Q_s , que actúa sobre el manguito, dividida por su superficie.
- (4)P **porcentaje de rozamiento, R_t :** Relación f_s/q_c , expresada como un porcentaje, en la que q_c y f_s se determinan a la misma profundidad.
- (5)P **índice de rozamiento, I_t :** q_c/f_s , estando q_c y f_s determinadas a la misma profundidad.

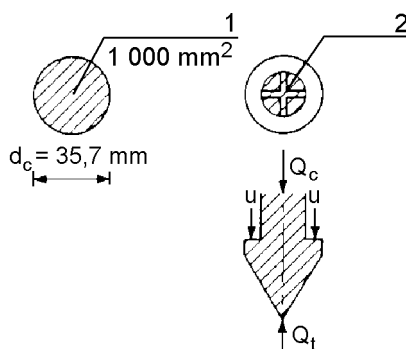


Leyenda

- 1 Varilla de empuje
- 2 Fuste
- 3 Separación y juntas de estanquidad
- 4 Manguito para el rozamiento (ocasional)
- 5 Separación y juntas de estanquidad
- 6 Parte cilíndrica
- 7 Parte cónica
- 8 Cono
- 9 Filtro (ocasional)
- 10 Punta penetrométrica

Fig. 3.1 – Esquema de la punta de un penetrómetro eléctrico

- (6)P Para los CPTU se definen los siguientes parámetros adicionales.
- (7)P **factor de área del cono, a :** A_N/A_c , donde A_N es el área neta del cono (véase la figura 3.2).
- (8)P **presión intersticial de penetración, u :** Presión intersticial medida durante la penetración en la parte cilíndrica del cono, justo encima de la parte cónica del mismo (véase la figura 3.1).
- (9)P **presión intersticial generada, Δu :** $u - u_0$ donde u_0 es la presión intersticial existente en el terreno en el nivel del cono antes del ensayo de perforación.
- (10)P **resistencia total en el cono (corregida), q_t :** $q_c + u(1 - a)$.
- (11)P **relación de presión intersticial, B_q :** $\Delta u/(q_t - F_{v0})$, donde F_{v0} es el esfuerzo vertical total existente en el terreno en el nivel del cono antes del ensayo de penetración.



Leyenda

- 1 Área total A_c
2 Área neta A_N

Fig. 3.2 – Definiciones para el ensayo con piezocono

3.3 Equipo

3.3.1 Aparatos

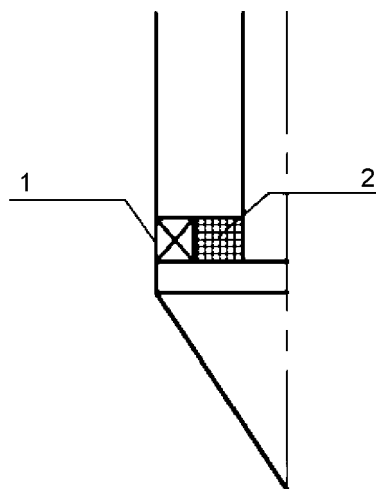
- (1)P El aparato debe disponer de:
- máquina de empuje;
 - varillas de empuje;
 - punta del penetrómetro;
 - equipo de medida o de registro.
- (2)P La máquina de empuje debe hincar las varillas en el suelo a una velocidad de penetración constante. Se estabilizará cuando no se desplace de forma significativa durante una acción de empuje.
- (3)P Las varilla se montarán apretadas para formar una serie de uniones rígidas con un eje recto continuo.
- (4) Para evitar el pandeo, se pueden disponer guías o entubaciones en las partes libres de las varillas de empuje, por encima del suelo, en capas muy blandas situadas encima de otras altamente resistentes y en las partes sumergidas en agua de las varillas.

- (5) Antes aplicar la carga, las varillas deben estar rectas, de forma que la desviación de un punto en 1 m de varillas, respecto a una línea recta que pase por los extremos, no sea superior a 1 mm en las cinco varillas más bajas y a 2 mm en las restantes.
- (6)P La serie de varillas finaliza en la punta del penetrómetro. Debe tener un cono y un fuste con el mismo eje que la serie de varillas.
- (7)P Cuando la punta del penetrómetro incluye manguitos para el rozamiento, éstos deben tener el mismo eje y estar colocados por encima del cono.
- (8)P El ángulo del vértice del cono, θ , debe ser de 60° .
- (9) La estimación de los valores deducidos en el apartado 3.7 está basada en el área nominal total de la base $A_c = 1\,000\text{ mm}^2$.
- (10) Cuando se utilizan conos con una base distinta de $1\,000\text{ mm}^2$, se debe prestar una atención cuidadosa a los efectos de tamaño.
- (11) En el anexo M se citan documentos que recogen ejemplos de las prescripciones para la forma, las tolerancias y la rugosidad superficial del cono, del manguito de rozamiento y del fuste, así como la forma de las separaciones y la forma y la deformabilidad de las juntas de sellado. Se recomienda que se utilicen estas especificaciones.
- (12)P En el ensayo CPTU, se añade en la parte cilíndrica del cono un elemento filtrante para medir la presión del agua intersticial. Su diámetro no será menor que el diámetro de la parte cilíndrica del cono y no mayor que el manguito de fricción, si lo hubiera.
- (13) En este capítulo, que sólo establece requisitos mínimos, no se impide que se añadan otros filtros adicionales colocados en otras partes.
- (14) Para el CPTU, la forma del cono debería ser tal que:
 - la altura h_e de la parte cilíndrica incluyendo la altura h_u del elemento filtrante sea: $7,0\text{ mm} \leq h_e \leq 10,0\text{ mm}$;
 - el diámetro, d_u del elemento filtrante sea: $d_c \leq d_u \leq d_c + 0,2\text{ mm}$;

donde

d_c es el diámetro de la parte cilíndrica del cono,

y la junta estanca en la separación debería ser tal que el área restante, A_i sea tan pequeña como sea posible (véase figura 3.3).

**Leyenda**

- 1 A_i (referido a un lado de la sección transversal)
 2 junta estanca

Fig. 3.3 – Área restante A_i en un ensayo con piezocono CPTU

3.3.2 Equipo de medida

- (1)P El aparato para el CPT o el CPTU deben incluir los dispositivos oportunos de medida con los adecuados sistemas de transmisión y registro de datos. Los datos anotados siempre deben estar accesible en el punto de ensayo.
- (2) Cuando proceda, se deberían utilizar los dispositivos de medida de las siguientes magnitudes:
- fuerza total de penetración, Q_t ;
 - fuerza axial, Q_c , que actúa sobre el cono, referida a éste;
 - fuerza de rozamiento, Q_s , que actúa sobre el manguito de fricción, referida al manguito de fricción (alternativamente, la suma de las fuerzas $Q_c + Q_s$ que actúan sobre el cono y el manguito de fricción, conectados a éstos);
 - inclinación y velocidad de penetración del cono;
 - en un CPTU, la presión intersticial de penetración, relativa a una presión conocida referida al elemento filtrante en el cono.
- (3) Si se han incluido en la punta dispositivos eléctricos, deberían tener compensadores de temperatura.
- (4) El dispositivo sensor para medir la resistencia en el cono y el rozamiento lateral local debería estar diseñado para que la excentricidad de la carga no afecte a las lecturas.
- (5)P La incertidumbre de las medidas no debe ser superior al 5 % del valor medido.

3.4 Procedimiento de ensayo

3.4.1 Calibración y comprobaciones

- (1)P Todos los dispositivos de medida deben facilitar medidas fiables y precisas.

- (2) Todos los dispositivos de medida deberían calibrarse cada 3 000 m de sondeo CPT o, al menos, cada seis meses o después de una reparación.
- (3)P En el caso del filtro del CPTU, su dispositivo sensor y todos los espacios por los que discurran fluidos deben rellenarse con un fluido sin aire ante de cada ensayo, y deben tomarse precauciones para asegurar que todo el sistema está completamente saturado.
- (4) Se debería comprobar regularmente el desgaste del cono y del manguito de rozamiento para asegurar que se mantienen dentro de las tolerancias. En el anexo M se recoge una lista de documentos que incluyen ejemplos de tolerancias.
- (5) Se deberían comprobar las juntas de sellado por si hubiera partículas de suelo adheridas y limpiarlas [si éste es el caso].
- (6) Si se utiliza un reductor del rozamiento, debería situarse a suficiente distancia por encima de la punta del penetrómetro para que no afecte a las medidas.

3.4.2 Realización del ensayo

- (1)P La penetración se debe realizar sin rotaciones, vibraciones ni golpes, y la dirección del empuje debe ser vertical.
- (2) El eje de las varillas no se debería desviar en la superficie, más del 2% de la vertical.
- (3)P La velocidad de penetración debe ser (20 ± 5) mm/s.
- (4)P La profundidad de penetración del cono se debe medir con una incertidumbre no mayor de 0,2 m y el intervalo de profundidades entre lecturas no debe exceder de 0,1 m.

3.5 Interpretación de los resultados

- (1) Los resultados del CPT y del CPTU se pueden utilizar para determinar la estratificación, para clasificar los suelos y para determinar las propiedades de un amplio rango de suelos y rocas blandas, si la penetración es posible.
- (2) En un CPTU, la resistencia total (corregida) del cono, q_t , y la relación de la presión intersticial, B_q , se deberían determinar con valores de q_c y u medidos al mismo nivel.
- (3) Para la interpretación de los resultados de un CPTU, es conveniente utilizar la presión intersticial, u_0 , y la tensión vertical, σ_{v0} , del terreno antes del ensayo. u_0 es la presión intersticial de equilibrio y σ_{v0} se puede determinar a partir de la masa específica de las capas del terreno.
- (4) Cuando se utilizan los valores de CPT para clasificar suelos, esta clasificación debería estar basada, al menos, en la resistencia en el cono, en el rozamiento lateral unitario y en el porcentaje de rozamiento (o índice de fricción). Se obtiene una mejor clasificación realizando un CPTU y utilizando la resistencia total en el cono (corregida), q_t , la presión intersticial generada, u , y la relación de presión intersticial, B_q , (y/o el porcentaje de rozamiento unitario local lateral y el índice de rozamiento).

3.6 Informe de resultados

- (1)P Además de lo indicado en 2.6, el informe del ensayo debe incluir la siguiente información:
 - aparato y tipo de punta utilizados;
 - fecha de calibración;
 - lectura de cero de los dispositivos de medida;

- sistema de medición (eléctrico, mecánico o hidráulico);
- profundidad a la que se ha utilizado un reductor de fricción o varillas de empuje con diámetro reducido;
- profundidad a la que se inicia el ensayo;
- profundidad del agua en el sondeo o el nivel freático, cuando sea aplicable;
- gráficos de los siguientes resultados, con indicación de la profundidad, en una escala decimal:
 - resistencia en el cono; q_c ;
 - rozamiento unitario lateral local, f_s , cuando sea importante;
 - resistencia al rozamiento lateral total, Q_{st} , cuando sea importante;
 - porcentaje de rozamiento R_t o índice de rozamiento: I_f , cuando sea importante;
- las observaciones del operario tales como incidencias, detalles del procedimiento no incluidos en el métodos de ensayo, que pueda tener influencia en los resultados de los ensayos.

(2)P Para los CPTU, el informe del ensayo debe incluir además:

- factor de área del cono, a ;
- gráficos de los siguientes resultados, con indicación de la profundidad, en una escala decimal:
 - presión del agua intersticial en la pretetración, u ;
 - resistencia total en el cono (corregida), q_t (sustituyendo a q_c);
 - relación de presiones intersticiales, B_q .

3.7 Valores deducidos de los parámetros geotécnicos

3.7.1 Valores deducidos mediante cálculos de la capacidad portante y de asentamiento de las cimentaciones superficiales

- (1)P Cuando se evalúe la capacidad portante o el asiento de cimentaciones superficiales mediante los resultados del CPT, debe utilizarse un método semiempírico o un método analítico.
- (2)P Cuando se utiliza un método semiempírico, se deben tener en cuenta todas las características del método.
- (3) Cuando se utiliza el método analítico de muestreo, para determinar la capacidad portante del anexo B de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1, la resistencia al corte sin drenar de suelos cohesivos, c_u puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v,0}}{N_k}$$

o, en el caso del CPTU, es preferible la expresión:

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v,0}}{N_{k,t}}$$

donde N_k o $N_{k,t}$ son los valores estimados de la experiencia local.

- (4) Cuando se utiliza el ejemplo del anexo B de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1 como método analítico para [determinar] la capacidad portante, el ángulo de la resistencia de corte ϕ' puede determinarse mediante la resistencia del cono, q_c , basándose en la experiencia local, teniendo en cuenta, cuando proceda, los efectos de la profundidad.

En el capítulo B.1 se recoge un ejemplo de los valores de arenas de cuarzo y feldespatos para estimar un valor de ϕ' a partir de q_c para la capacidad portante de cimentaciones superficiales, cuando no es necesario considerar el efecto de la profundidad.

- (5) También se pueden utilizar métodos más elaborados para determinar ϕ' a partir de q_c , teniendo en cuenta la tensión efectiva vertical, la compresibilidad y la relación de sobreconsolidación.
- (6) Cuando se utiliza el método de elasticidad ajustada del anexo D de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1 para calcular el asiento de cimentaciones superficiales mediante los resultados del CPT, la correlación entre la resistencia del cono, q_c y el módulo de Young drenado (largo plazo), E_m depende de la naturaleza del método: el método de elasticidad semiempírico, o el método de elasticidad teórico.
- (7) En el capítulo B.2 se recoge un ejemplo del método semiempírico para calcular el asiento en suelos sin cohesión.
- (8) Cuando se utiliza el método de elasticidad teórica, el módulo de Young drenado (largo plazo), E_m puede determinarse a partir de la resistencia del cono, q_c , basándose en experiencias locales. En el capítulo B.1 se incluye un ejemplo de los valores de arenas de cuarzo y feldespatos para estimar un valor de E_m a partir de q_c .
- (9) También pueden usarse correlaciones entre el módulo del oedometro, E_{eod} , y la resistencia del cono, q_c , cuando se quiere calcular el asentamiento de cimentaciones superficiales.

Frecuentemente se adopta la siguiente expresión para relacionar el módulo del oedometro, E_{eod} , y q_c

$$E_{eod} = \alpha \times q_c$$

donde

α es el factor de correlación estimado, basándose en experiencias locales.

En el anexo B.3 se incluye un ejemplo de una correlación.

3.7.2 Cimentaciones de pilotes

- (1)P Cuando se evalúa la resistencia portante máxima de los pilotes mediante los resultados del CPT, según lo indicado en el apartado 7.6.3.3 (4) de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1, se deben utilizar las reglas de cálculo basadas en las correlaciones establecidas entre los resultados de los ensayos de carga estática y los resultados del CPT.
- (2) En el capítulo B.4 se incluye un ejemplo de la estimación de la resistencia portante de un pilote aislado basándose en los valores q_c del CPT.

4 ENSAYO PRESIOMÉTRICO (PMT)

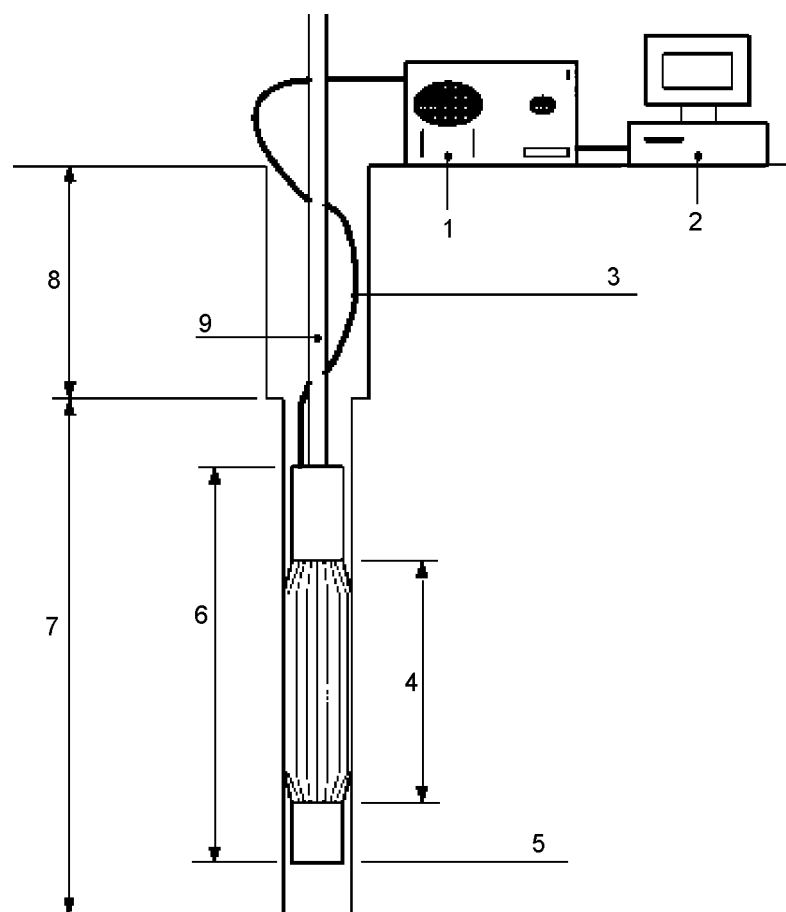
4.1 Generalidades

- (1)P El ensayo del presiómetro mide *in situ* la deformación de suelos y de rocas blandas mediante la expansión de una membrana cilíndrica flexible sometida a presión.

- (2)P Se especifican cuatro tipos de aparatos:
- presiómetro de Ménard (MPM),
 - presiómetro con perforación previa (PBP),
 - presiómetro autoperforante (SBP),
 - presiómetro de desplazamiento completo (FDP).
- (3) Los PBP y MPM están diseñados para ejecutarse en una perforación especial para este tipo de ensayos.
- (4) El SBP se perfora en un terreno con una cabeza de corte integral hasta su extremo más bajo, de forma que la sonda reemplaza el material que extrae, creando así su propia perforación.
- (5) El FDP normalmente se hincan en el terreno con un cono macizo en el extremo más bajo, creando así su propia perforación. En algunos casos, el MPM puede hincarse por presión o por golpeo en el terreno.
- (6) Las sondas de los PBP, SBP y FDP pueden tener diversas formas, por lo que su descripción depende del tipo de instalación y de los sistemas de medida.
- (7) Se describen dos procedimientos básicos diferentes: un procedimiento para obtener el módulo presiométrico, E_M , y la presión límite, p_{LM} , que se puede utilizar en los procedimientos de proyecto en los que se ha de usar el presiómetro de Ménard; el otro procedimiento permite obtener otros parámetros de rigidez y resistencia.
- (8)P Los ensayos se deben realizar de acuerdo con métodos de ensayo que cumplan los requisitos dados en este capítulo.
- (9)P El método de ensayo utilizado se debe recoger detalladamente en el informe de ensayo, junto con los resultados.
- (10) También se puede indicar el método de ensayo por referencia a una norma.
- (11)P Se debe justificar cualquier desviación respecto a los requisitos que se indican más abajo, comentando, en particular, su influencia en los resultados.

4.2 Definiciones

- (1)P **presiómetro:** Dispositivo cilíndrico, proyectado para aplicar una presión uniforme en las paredes de una cavidad mediante una membrana flexible. Los principales componentes de un presiómetro se muestran en la figura 4.1.



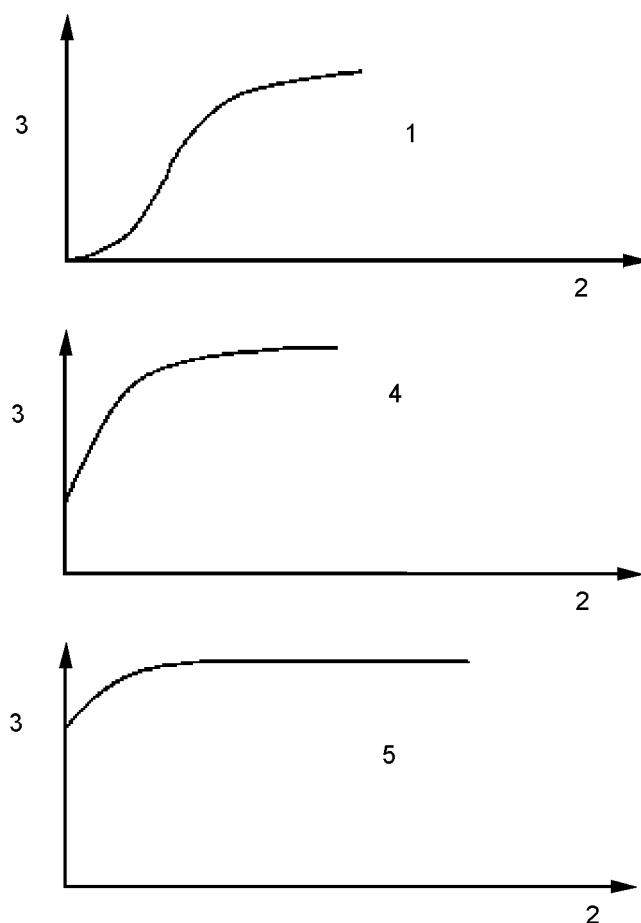
Leyenda

- 1 Control de ensayo
- 2 Procesador de datos
- 3 Cable de control o manguera
- 4 Sección de expansión y cavidad
- 5 Base de la sonda
- 6 Sonda
- 7 Sondeo de ensayo
- 8 Sondeo
- 9 Varillas

Fig. 4.1 – Elementos fundamentales de un presiómetro

- (2)P **sonda:** Parte cilíndrica del presiómetro que se hincha y de esta forma transmite la presión a las paredes de la cavidad. La sonda se puede introducir en el terreno en una perforación realizada previamente, ser perforada, hincada a presión o por golpeo (véase la figura 4.1).
- (3)P **sección de expansión:** Parte de la sonda provista de la membrana flexible. La sección de expansión se puede dividir en una o en tres celdas (véase figura 4.1).
- (4)P **perforación de ensayo:** Longitud de la perforación que se realiza especialmente para el ensayo presiométrico. Puede ser de un diámetro igual o menor que el sondeo y se realiza por debajo del fondo del sondeo.
- (5)P **cavidad:** Parte de la perforación de ensayo que está sometida a presión debido a la expansión de la membrana. Al iniciarse el ensayo, el diámetro de la cavidad es igual a la de la perforación de ensayo.

- (6)P **sonda monocelda:** Presiómetro con una sola celda de expansión.
- (7)P **sonda tricelular:** Presiómetro con tres celdas de expansión, una de las cuales, la celda central, es la celda de medida.
- (8)P **presiómetro de desplazamiento volumétrico:** Presiómetro provisto con un indicador de cambio volumétrico para medir el cambio de volumen de la sección de expansión.
- (9)P **presiómetro de desplazamiento radial:** Presiómetro provisto de transductores de desplazamiento para medir el cambio del radio o del diámetro de la sección de expansión.
- (10)P **rigidez de la membrana:** Presión que se precisa para inflar la membrana en el aire.
- (11)P **compresión de la membrana:** Cambio de espesor de la membrana cuando se incrementa la presión.
- (12)P **expansión del sistema:** Cambio de volumen del sistema del presiómetro, excluyendo el cambio de volumen de la sonda, como resultado del cambio de presión.
- (13)P **presión aplicada:** Presión aplicada por el presiómetro en las paredes de la cavidad en el suelo o en la roca.
- (14)P **cambio de volumen:** Cambio de volumen de la cavidad de expansión.
- (15)P **deformación de volumen:** Cambio de volumen de la cavidad respecto al volumen inicial bien de la cavidad o bien de la sección de expansión de la sonda.
- (16)P **deformación de la cavidad:** Cambio del radio de la cavidad respecto al radio inicial de la cavidad.
- (17)P **curva del ensayo presiométrico:** Gráfica de la variación de la presión aplicada en función de la deformación de la cavidad o de la deformación volumétrica.
- (18) La curva básica puede tener una de las siguientes formas, que se muestran en la figura 4.2. Para el ensayo MPM normalmente se trasladan los ejes.



Leyenda

- 1 a) Presiómetro MPM
- 2 Deformación
- 3 Presión aplicada
- 4 b) Presiómetro SPB
- 5 c) Presiómetro FDP

Fig. 4.2 – Forma de las curvas del presiómetro

4.3 Equipo

4.3.1 Aparatos

- (1)P La sección de expansión de un presiómetro, definida en 4.2, debe tener una relación longitud/diámetro mayor de 5.
- (2)P El diámetro de la membrana flexible debe permitir una expansión sin romperse de:
 - 50% si se utiliza el método de Ménard;
 - 50% si se utiliza el método FDP;
 - 25% si se utiliza el método PBP;
 - 15% si se utiliza un SBP en suelos;
 - 10 % si se utiliza el SBP en rocas blandas.

- (3)P Si se utiliza un sonda de desplazamiento de volumen, los cambios de volumen deben medirse en la unidad de control, en la superficie, o en la sonda.
- (4)P Si se utiliza un sonda de desplazamiento radial, los desplazamientos deben medirse directamente sobre la circunferencia de la membrana, en tres o más puntos equidistantes en el plano perpendicular al eje que pase por el centro de la sonda.
- (5)P La máquina de empuje y las varillas usadas para hincar un FDP en el terreno deben cumplir las especificaciones establecidas para los ensayos de penetración con cono.

4.3.2 Equipo de medición

- (1)P El indicador que mide el volumen debe permitir variaciones de volumen del 100% o del 50% del volumen inicial de la sección de expansión de la sonda, dependiendo del método de ensayo especificado (100% para el método Ménard).
- (2)P La presión aplicada debe medirse bien en la unidad de control en la superficie, bien en la misma sonda y el indicador o transductor debe tener una sensibilidad compatible con el intervalo de presión requerido para el terreno que se está ensayando.
- (3) El intervalo de trabajo de un transductor de presión o de un indicador debe ser adecuado al terreno que se está ensayando.
- (4)P La resolución de cualquier dispositivo de medida eléctrico y los sistema de obtención de datos asociado deben estar dentro del 0,1% de su rango total de trabajo. La resolución de cualquier otro dispositivo de medida debe estar dentro del 1% de su rango total de trabajo.

4.4 Procedimiento de ensayo

4.4.1 Calibraciones

- (1)P Las calibraciones de todas las sondas deben ser fiables, repetibles, precisas y trazables con los patrones.
- (2)P Los resultados de todas las calibraciones deben estar disponibles *in situ* para su inspección.
- (3)P Son necesarias las siguientes calibraciones
 - sondas de desplazamiento volumétrico:
 - manómetros o transductores de presión;
 - indicadores de desplazamiento, de volumen;
 - expansión del sistema;
 - rigidez de la membrana;
 - compresión de la membrana (si se ensayan rocas);
 - sondas de desplazamiento radial:
 - transductores de presión;
 - transductores de desplazamiento;
 - rigidez de la membrana;
 - compresión de la membrana (si se ensayan rocas).

- (4)P Los transductores e indicadores se deben calibrar al empezar y al terminar el programa de ensayos. Para los ensayos MPM, esto sólo es aplicable si no se ha realizado ninguna calibración en los últimos seis meses.
- (5)P La calibración de la rigidez de la membrana se debe realizar antes de iniciar los ensayos *in situ* y después de la terminación de cada sondeo. Una membrana nueva se debe calibrar antes de su utilización.
- (6)P Los transductores de desplazamiento y de presión se deben calibrar después de una reparación de la unidad de lectura/control de los transductores y de los cables de conexión.

4.4.2 Instalación

- (1)P La sonda se debe instalar de forma que las perturbaciones del terreno circundante sean mínimas para ese tipo de sonda.
- (2)P La perforación para formar el sondeo de ensayo, por debajo del fondo del sondeo para la inserción de un MPM o un PBP se debe realizar utilizando un equipo, unas técnicas y un sistema de limpieza que produzca la perturbación mínima. Se deben especificar los requisitos particulares para un sondeo de ensayo.
- (3)P Las técnicas de perforación y el sistema de limpieza utilizado en el SBP debe producir la mínima perturbación en el terreno que rodea a la sonda.
- (4)P El volumen inicial de una sonda de desplazamiento volumétrico deshinchada, se debe determinar en la superficie, antes de introducirse en el sondeo.
- (5) La orientación de la sonda se puede consignar antes de empezar la inserción en el sondeo y antes de extraerlo, en particular, cuando se utilizan sondas de desplazamiento radial.

4.4.2.1 Presiómetros de Ménard y otros con perforación previa

- (1)P El diámetro de la perforación de ensayo se debe mantener próximo al diámetro de la sonda desinflada, pero no debe ser menor de dicho diámetro.
- (2)P Si un sondeo de ensayo se utiliza sólo para una prueba, puede introducirse la sonda en él durante 60 min después de finalizar la perforación del sondeo, suponiendo que su profundidad no excede de 30 m. Para perforaciones superiores pueden utilizarse tiempos mayores.
- (3)P Si el sondeo previo es de mayor diámetro que la perforación de ensayo, la distancia entre la parte superior de la sección de expansión de una probeta y la base del sondeo previo será, como mínimo, la mitad de la longitud de la sección de expansión.
- (4)P En el caso de perforaciones de ensayo largos en los que se vayan a realizar varios ensayos, todas las perforaciones y ensayos se deben terminar en un mismo turno de trabajo.

4.4.2.2 Presiómetros autoperforadores

- (1)P El SBP se debe perforar de forma continua desde la superficie del terreno, o desde el fondo de un sondeo previo. Se debe perforar a una distancia suficientemente alejada de un ensayo previo o del fondo de un sondeo en el terreno que no esté afectado ni por ensayos previos ni por el taladrado de otros sondeos.
- (2)P La distancia mínima entre los emplazamientos de ensayos debe ser igual a dos veces la distancia entre el centro de la sección de expansión y la base de la sonda. Si se precisara una distancia mayor, se debe especificar la longitud de la autoperforación.
- (3)P Durante la autoperforación de un SBP, se deben ajustar la orientación, el tipo y la velocidad de rotación de la herramienta de corte, el tipo y características del fluido de perforación, la presión del fluido de perforación, la velocidad de avance y la presión de empuje, para asegurar que se producen las perturbaciones mínimas sin correr riesgos indebidos para el equipo.

- (4)P En terrenos drenados de forma natural, se debe iniciar, tan pronto como sea posible, el ensayo de expansión después de finalizar la autoperforación. En los demás suelos y en rocas blandas debe transcurrir, como mínimo, de 30 min y un máximo de 1 h entre la terminación de la autoperforación y el ensayo de expansión.

4.4.2.3 Presiómetros de desplazamiento completo

- (1)P Cuando se incorpora un cono eléctrico a un FDP, se debe hincar a presión en el suelo entre cotas de ensayo a (20 ± 5) mm/s ya sea desde el fondo del sondeo o desde la superficie.
- (2)P Se debe iniciar el ensayo de expansión tan pronto como sea prácticamente posible nada más acabado el hincado.

4.4.3 Procedimiento de ensayo

- (1)P La sección de expansión del presiómetro se debe presurizar hasta que se alcance el diámetro especificado como se define en el apartado 4.3.1 (2)P. La capacidad máxima de presión de la sonda debe ser compatible con la presión necesaria para inflar la sección de expansión, en las condiciones particulares del suelo, como se establece en 4.3 (2)P. Por razones de seguridad, se puede dar por concluida la expansión si se alcanza la capacidad máxima de la sonda, si cualquiera de los transductores de desplazamiento ha alcanzado el rango máximo de trabajo o si se alcanza el volumen máximo de seguridad.
- (2) El presiómetro se puede descargar para realizar un ciclo descarga-recarga. Se deberían especificar las velocidades de descarga y de recarga.
- (3) Antes de la descarga, se puede mantener constante la presión o el desplazamiento durante un cierto tiempo.
- (4) Se debería especificar la reducción de la tensión durante el ciclo de descarga-carga.
- (5) Se puede especificar la deformación al empezar cualquier ciclo de descarga-carga adicional.
- (6)P La señal de salida de los transductores se puede registrar a intervalos de 10 s, como mínimo, si se utiliza un registrador automático, o cada 30 s, si las lecturas se toman manualmente o si así se ha especificado.
- (7) En los ensayos MPM, las lecturas o los registros se toman convencionalmente cada 15 s, 30 s o 60 s después de que se ha terminado de aplicar la presión.

4.4.3.1 Ensayo de tensión controlada – Método Ménard

- (1)P Los ensayos por el método de tensión controlada de Ménard se deben realizar incrementando la presión a velocidad constante. Los incrementos se deben ajustar para conseguir que haya, al menos, siete incrementos de presión durante toda la etapa de carga; no obstante, es preferible que la presión se incremente en diez saltos.
- (2)P Cada incremento de presión se debe mantener constante durante 1 min.

4.4.3.2 Otros ensayos de tensión controlada

- (1)P Los ensayos con incrementos controlados se deben realizar a una velocidad constante del incremento de presión.
- (2) Si se precisa, se puede incluir un ciclo de descarga-carga en la secuencia de aplicación de cargas cuando la cavidad ha incrementado su diámetro entre el 1% y el 3% o cuando la presión ha alcanzado el valor de 10 MPa, lo que ocurra primero.
- (3)P Los incrementos no deben ser mayores del 5% de la capacidad máxima de la sonda y se deben ajustar para que, en la etapa de carga (excluyendo los ciclos de descarga-carga) la presión se incremente, al menos, en quince escalones.

- (4) La amplitud de los incrementos de presión se puede ajustar durante las primeras etapas del ensayo para que se obtenga el suficiente número de lecturas de forma que permita definir con seguridad cuando la membrana entra en contacto con las paredes del sondeo y no debe ser mayor de 0,2 MPa.

- (5)P Cada incremento de presión se debe mantener constante durante 1 min.

4.4.3.3 Ensayos con deformación controlada

- (1)P Las ensayos con deformación controlada incluidos en los PBP se deben realizar con incrementos constantes de la deformación del volumen o de la cavidad. El incremento total se debe repartir al menos en veinte escalones del volumen hasta completar la etapa de carga.
- (2)P Cada incremento se debe mantener durante 1 min.
- (3)P Los ensayos con deformación controlada incluidos en los SBP se deben realizar incrementando la tensión a una velocidad constante durante las primeras etapas del ensayo. Una vez iniciada la expansión, se debe utilizar una velocidad constante de deformación del 1% por minuto.
- (4)P Los ensayos con deformación controlada incluidos en los FDP se deben realizar incrementando la tensión a una velocidad constante durante las primeras etapas del ensayo. Una vez que ha comenzado la expansión se debe continuar de forma que se obtenga una velocidad de deformación constante.
- (5)P Se deben tomar un número suficiente de medidas para definir con seguridad las presión a la que comienza la expansión.
- (6) Si en un ensayo PBP se requiriera un ciclo descarga-carga, se debería realizar cuando el sondeo haya aumentado su diámetro entre el 1% y el 3% o cuando se hayan alcanzado los 10 MPa, lo que se produzca antes.
- (7) Si en un ensayo SBP, se requiriera un ciclo descarga-carga, se debería realizar cuando el sondeo haya aumentado su diámetro entre el 1% y el 3%.
- (8) Si en un ensayo FDP, se requiriera un ciclo descarga-carga, se puede realizar cuando se hayan alcanzado aproximadamente las condiciones de presión constante.

4.5 Interpretación de los resultados

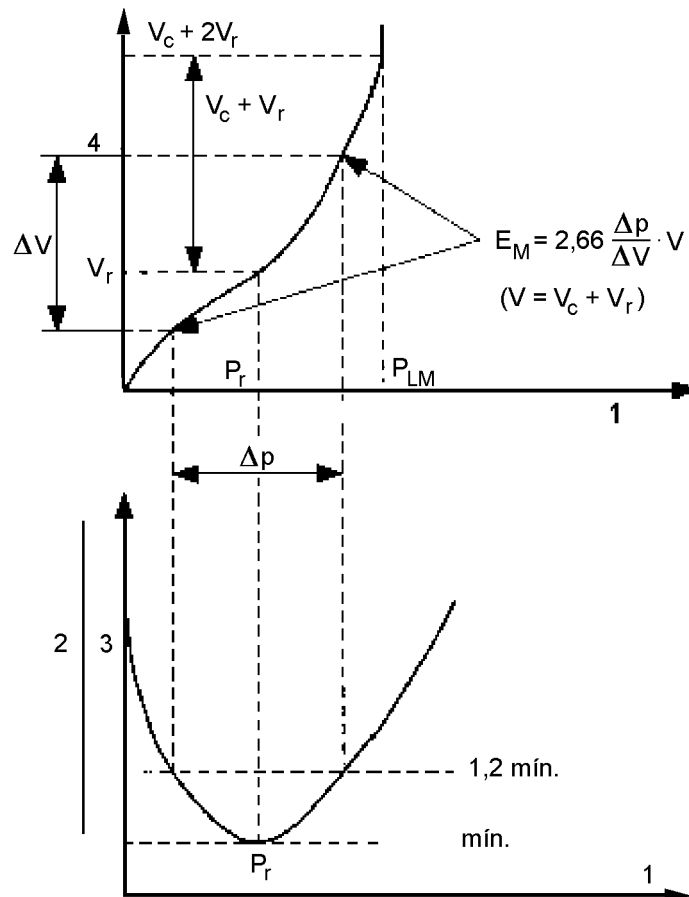
4.5.1 Reducción de datos de los ensayos del presiómetro

- (1)P La presión aplicada, corregida si fuera preciso, por el efecto de la rigidez de la membrana, debe transformarse en tensión.
- (2)P Si se utiliza un presiómetro de desplazamiento radial, las lecturas de los desplazamientos se deben transformar en deformaciones de la cavidad y, en el caso de rocas blandas, se deben corregir por el efecto de compresión y adelgazamiento de la membrana.
- (3)P Si se utiliza un presiómetro de desplazamiento volumétrico (por ejemplo: de Ménard), la lectura del volumen se debe corregir según el sistema de expansión.

4.5.2 Interpretación del ensayo de Ménard

- (1)P Se debe dibujar un gráfico del cambio de volumen corregido con relación a la presión corregida expresada como resistencia.
- (2)P El módulo del presiómetro de Ménard, E_m , y la presión límite p_{LM} se deben determinar utilizando el método que se ilustra en la figura 4.3.

- (3)P p_{LM} se define como la presión necesaria para duplicar el volumen total de la cavidad desde el punto (p_r, V_r) (véase la figura 4.3). La presión p_r es la presión a la que $d(\Delta V)/dp$ es mínimo, y V_r corresponde al valor del volumen inyectado. V_c es el volumen de la sonda desinflada.



Leyenda

- 1 Presión aplicada
- 2 Variación de volumen Δv
- 3 Variación de presión Δp
- 4 Volumen inyectado

Fig. 4.3 – Interpretación de E_M y p_{LM} en un ensayo MPM

4.6 Informe de resultados

- (1)P Antes de comenzar los ensayos, se debe disponer de la siguiente información:
- todos los detalles del presiómetro y del equipo de ensayo;
 - detalles del equipo de perforación y del sistema de limpieza que se va a utilizar en la perforación de los sondeos;
 - descripción de los métodos utilizados para realizar todas las operaciones de la perforación de ensayo;
 - hojas de datos de ensayos habitual y formularios de presentación de los resultados finales;
 - descripción de referencia de los métodos para realizar los ensayos.

- (2)P Además de los requisitos recogidos en 2.6, el informe debe incluir la siguiente información que debe remitirse con cada ensayo solicitado.
- profundidad de la boca y del fondo del sondeo de ensayo, y profundidad de los ejes de medición del desplazamiento;
 - detalles del sondeo, perforación (y si procede, del autoperforador), incluyendo la fecha y hora de comienzo y final de toda la perforación, la descripción y la estimación del retorno de los fluidos de perforación y la profundidad y el diámetro de la entubación utilizada, si la hubiera;
 - las salidas de los registros de los transductores antes y durante la instalación y al retirarlos del sondeo para cualquier BPB;
 - las salidas tabuladas de los transductores durante el ensayo, y si se requieren, hora de comienzo y final del ensayo y las velocidades tensión y/o deformación, en ambiente magnético;
 - los resultados de la calibración utilizados para transformar los datos de ensayo en unidades de ingeniería;
 - los datos de ensayo calibrado tabulados en ambiente magnético, si se solicita cuando sea aplicable;
 - un gráfico de la deformación volumétrica o de la cavidad media, en función de la presión aplicada expresada en tanto por ciento.
- (3)P Se debe presentar toda la información. Todos los gráficos se deben presentar a una escala que prácticamente abarquen toda la página.
- (4)P Deben incluirse los valores de E_M y p_{LM} si se ha realizado un ensayo Ménard.
- (5) En la tabla 4.1 se incluye una lista adicional de gráficos.

Tabla 4.1
Lista adicional de gráficos

Sonda	Tipo de suelo	Abscisas	Ordenadas
desplazamiento radial			
autoperforado hincado	todos	deformación de la cavidad por cada tramo	presión aplicada
perforación previa	todos	deformación de la cavidad por cada par de tramos	presión aplicada
autoperforado	todos	deformación inicial de la cavidad por cada tramo	presión aplicada
todos	arcillosos	deformación de la cavidad para un ciclo de descarga-carga de cada tramo	presión aplicada
todos	arenoso	logaritmo de la deformación en cada tramo	
todos	todos	logaritmo neperiano de la deformación actual de la cavidad en cada tramo	logaritmo neperiano de la presión real aplicada
desplazamiento de volumen (excepto MPNM)*			
perforación previa	todos	variación de volumen	presión aplicada
perforación previa	todos	tasa de variación de volumen	presión aplicada
* Para los ensayos MPM la presión se representa en las abscisas y el volumen en las ordenadas.			

4.7 Valores derivados de los parámetros geotécnicos

- (1)P Cuando se utiliza un método indirecto o analítico, los parámetros geotécnicos de la resistencia al corte y el módulo de corte deben deducirse de la curva presiométrica.
- (2) Cuando se utilizan métodos directos o semiempíricos, deben tomarse en cuenta todas las características del método.

4.7.1 Valores deducidos por cálculo de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales

- (1) Cuando se utilice el ejemplo de método semiempírico del anexo C de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1 se deben seguir las especificaciones del presiómetro de Ménard.
- (2) En el capítulo C.1 se incluye un ejemplo del cálculo de la capacidad de carga.
- (3) Cuando se utiliza el método de muestras analíticas del anexo B de la ENV 1997-1, la resistencia del suelo se puede determinar utilizando métodos empíricos y teóricos, pero sólo basados en la experiencia local.
- (4) El ángulo de resistencia al corte, ϕ' , en terrenos no cohesivos, puede determinarse a partir de un ensayo SBP mediante métodos teóricos y a partir de los ensayos FDP y PBP mediante correlaciones, pero sólo basándose en experiencias locales.

4.7.2 Valores deducidos por cálculo del asentamiento de cimentaciones superficiales

- (1) El asiento de cimentaciones superficiales se puede determinar a partir del ensayo de tensión controlada (método Ménard, véase 4.4.3.1) utilizando métodos empíricos.
- (2) En el capítulo C.2 se incluye un ejemplo del cálculo del asentamiento de cimentaciones superficiales.
- (3) Cuando se utilizan los métodos muestras analíticas recogidos en el anexo D de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1, la dureza del suelo puede determinarse mediante métodos teóricos, pero sólo basados en la experiencia local.

4.7.3 Cimentaciones de pilotes

- (1) La capacidad de la carga límite de los pilotes se puede evaluar directamente mediante ensayos controlados de tensión (método Ménard, véase el apartado 4.4.3.1).
- (2) En el capítulo C.3 se incluye un ejemplo del cálculo de la carga límite.
- (3) Cuando la carga límite de un pilote se evalúa indirectamente a partir de los resultados de ensayos presiométricos, se puede aplicar un método analítico para deducir los valores de la resistencia de la punta y del fuste basándose en la experiencia local.

5 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

5.1 Generalidades

- (1)P Este método se utiliza para determinar la resistencia de los suelos existentes en el fondo de un sondeo a la penetración dinámica de un tomamuestras de tubo bipartido y obtener muestras alteradas para su identificación.
- (2)P El fundamento de este ensayo consiste en hincar el tomamuestras dejando caer un maza de una masa de 63,5 kg sobre un yunque desde una altura de 760 mm. El número de golpes, N , necesario para alcanzar una penetración del tomamuestras de 300 mm (después de su penetración debida a su propio peso y por debajo del golpeo de asiento) es la resistencia a la penetración.

- (3) El ensayo se realiza principalmente para determinar las propiedades de resistencia y deformación de suelos no cohesivos, pero también pueden obtenerse datos válidos en otros tipos de suelos.
- (4)P Los ensayos se deben realizar según un método que cumpla los requisitos de esta sección.
- (5)P El método de ensayo utilizado se debe describir con detalle en el informe del ensayo.
- (6) Se puede indicar el método mediante la referencia a una norma.
- (7)P Cualquier desviación respecto a los requisitos dados a continuación se debe justificar y, en particular, se debe comentar su repercusión en los resultados del ensayo.
- (8) Ya hay experiencia de desviaciones respecto a los siguientes puntos:
 - utilización de un cono sólido de 60°, en lugar de la zapata estandar cuando se trata de materiales disgregados o con gravas;
 - utilización de un tubo central con un diámetro interno mayor que el de la zapata estandar, que permite alojar un tubo de recuperación de muestra de igual diámetro interno que la zapata;
 - un dispositivo de maza entubada que actúa directamente sobre la parte superior del tomamuestras en el fondo del sondeo.

5.2 Definiciones

- (1)P **conjunto guía-masa:** Dispositivo compuesto por la maza, guía de la caída de la maza, el yunque y el sistema de golpeo de la maza.
- (2)P **yunque o cabeza guía:** Aquella parte del conjunto guía-masa sobre la que golpea la maza y a través de la cual, la maza transmite su energía a las varillas.
- (3)P **varillas guía:** Varillas que conectan el conjunto guía-masa con el tomamuestras.
- (4)P **relación de energía- ER_r :** Relación entre la energía real transmitida a las varillas, inmediatamente debajo del yunque, y la energía teórica debida a la caída libre de la maza, expresada en tanto por ciento.
- (5)P **maza:** Parte del conjunto guía-masa que consiste en una masa de golpeo de 63,5 kg que, sucesivamente, se eleva y se deja caer para proporcionar la energía para realizar el muestreo y la penetración.
- (6)P **valor N:** Número de golpes necesarios para hincar el tomamuestras. El valor N, referido a golpes para 300 mm, es igual a la suma del número de golpes necesario para hincar el tomamuestras a una profundidad comprendida entre 150 mm y 450 mm desde la base del sondeo (después de su posible penetración por su propio peso).
- (7)P **valor N_{60} :** Valor N corregido con la relación de energía, ER_r , igual al 60%
- (8)P **valor $(N_1)_{60}$:** Valor N corregido con la relación de energía, ER_{60} , igual al 60%, y una tensión vertical efectiva, $\sigma = 100$ kPa.

5.3 Equipo

5.3.1 Equipo de perforación

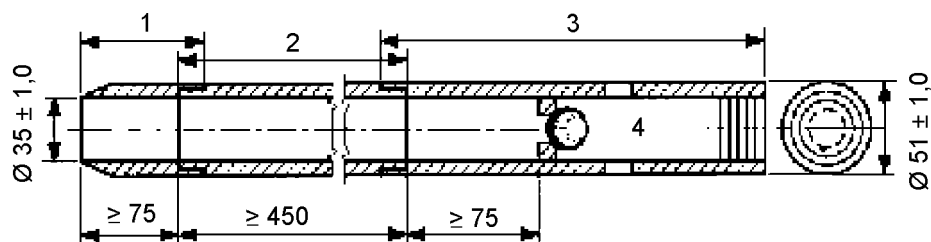
- (1)P El equipo de perforación debe permitir obtener un sondeo limpio para asegurar que el ensayo de penetración se realiza en un suelo sin alteración esencial. Debe considerarse la corrección por el diámetro.

- (2) El diámetro del sondeo no debería ser mayor de 150 mm.

5.3.2 Tomamuestras

- (1)P El tomamuestras de acero debe tener las medidas indicadas en la figura 5.1 y dispondrá de una válvula antiretorno con el espacio suficiente para permitir la libre circulación del agua y el lodo durante la perforación.

Dimensiones en milímetros



Leyenda

- 1 Zapata
- 2 Tubo partido
- 3 Acoplamiento
- 4 Bola

Fig. 5.1 – Sección longitudinal y transversal de un tomamuestras SPT

5.3.3 Varillas

- (1)P Las varillas deben tener una rigidez que evite su pandeo durante el hincado. No deben utilizarse varillas de masa superior a 10,0 kg/m.

5.3.4 Conjunto guía-masa

- (1)P El conjunto guía-masa, de una masa total no superior a 115 kg, debe comprender:
- un maza de acero de $(63,5 \pm 0,5)$ kg, convenientemente guiado para asegurar la resistencia mínima durante la caída;
 - un mecanismo automático de disparo que asegure una caída libre de (760 ± 10) mm, una velocidad despreciable al soltar la maza, y sin movimientos parásitos inducidos en las varillas guía;
 - una cabeza de acero o yunque rígidamente unido a la parte superior de las varillas. Puede ser una parte interna del conjunto, como en los martillos de seguridad.

5.4 Procedimiento de ensayo

5.4.1 Preparación del sondeo

- (1)P El sondeo se debe limpiar y mantener básicamente inalterado hasta la profundidad del ensayo y sin un gradiente ascendente de la presión del agua.
- (2)P Cuando se utilicen brocas, la descarga debe realizarse por los laterales y no con descarga frontal, desde una distancia suficiente hasta la profundidad del ensayo.

- (3)P Cuando el ensayo se realiza por debajo de la capa freática, se debe evitar especialmente la entrada de agua por el fondo del sondeo, ya que esto tendería a ablandar el suelo o, incluso tener pérdidas por erosión. Para esto, el nivel del agua o del fluido de perforación del sondeo se debe mantener, en todo momento, a suficiente distancia por encima del nivel de las aguas subterráneas, incluso durante la retirada de las herramientas de perforación. La retirada se debe realizar lentamente y de manera que las herramientas de perforación dejen suficiente espacio libre para evitar efectos de succión en el fondo.
- (4)P Cuando se ha entubado la perforación, los tubos no deben quedar por debajo del nivel de comienzo del ensayo.

5.4.2 Ensayo de penetración

- (1)P Se desciende el tomamuestras y las varillas (con el conjunto de la maza en la parte superior) hasta el fondo especificado del sondeo. El tomamuestras debe penetrar hasta un asentamiento inicial de 150 mm dejando caer una maza de 63,5 kg desde una altura de 760 mm y se anota el número de golpes. A continuación, se hinca el tomamuestras de igual manera en dos etapas de 150 mm. En cada etapa, se anota el número de golpes necesarios en cada etapa o cuando se alcancen los 50 golpes, lo que ocurra primero. El número total de golpes necesario para alcanzar los 300 mm de penetración después del asiento inicial, se considera como la resistencia a la penetración, N .
- (2)P Si el tomamuestras avanza por debajo del fondo de la perforación por efecto del peso estático de las varillas guía y del conjunto de percusión apoyada en ellas, la penetración correspondiente no debe considerarse como asiento inicial y esta información debería recogerse en el informe. Ningún material debe alcanzar el nivel de la válvula antiretorno.
- (3)P Las muestras representativas o las muestras recuperadas se deben colocar en depósitos herméticos, claramente etiquetadas y con todos los datos que sean oportunos.

5.5 Interpretación de los resultados

5.5.1 Introducción

- (1)P Los métodos existentes de cálculo de cimentaciones basados en ensayos SPT son de naturaleza empírica. Se han aportado adaptaciones para tener en cuenta las condiciones del ensayo y obtener resultados más fiables. Por tanto, se debe considerar la aplicación de factores de corrección apropiados para interpretar los resultados. En los apartados siguientes se indican factores de corrección para la energía transmitida a las varillas guía, debida a la presión de sobrecarga y a otras causas.

5.5.2 Energía transmitida a las varillas

- (1) Las pérdidas de energía del conjunto de percusión son debidas al rozamiento y a otros efectos parásitos que tienen como consecuencia que la velocidad de la maza en el momento del impacto sea inferior a la velocidad en caída libre. Otras pérdidas de energía son debidas al impacto sobre el yunque, dependiendo de su masa y de otras características. El tipo de máquina, la habilidad del operario y otros factores también pueden afectar a la energía transmitida a las varillas guía.
- (2)P El valor, N , de los golpes contados, en arenas es inversamente proporcional a la relación de energía ER_r como se indica a continuación:

$$N_a \times ER_{r,a} = N_b \times ER_{r,b}$$

- (3)P El valor ER_r del equipo utilizado ha de conocerse si los valores N van a utilizarse para la evaluación cuantitativa de las cimentaciones o para la comparación de los resultados. Se debe disponer de un certificado de calibración del valor de ER_r inmediatamente por debajo de cabeza de golpeo o yunque.

- (4)P Para el cálculo en general y para las comparaciones en arenas, los valores de N se deben ajustar a la relación de energía de referencia del 60% mediante la siguiente expresión:

$$N_{60} = \frac{(ER_r)}{60} N$$

donde

N es el número de golpes contados;

ER_r es la relación de energía de equipo de ensayo específico.

- (5) En la tabla D.1 (anexo D) se recoge un ejemplo de las relaciones de energía del equipo utilizadas comúnmente en diferentes países y los correspondientes factores de corrección para la relación normalizada de $ER_r = 60\%$.
- (6)P Si se ha preparado un método de cálculo para arenas con un valor de ER_r diferente de 60%, el valor N corregido correspondiente se determina mediante la expresión indicada en el apartado 5.5.2 (2).

5.5.3 Pérdidas de energía debidas a la longitud de las varillas

- (1) Si la longitud del varillaje es menor de 10 m, se reduce la energía que llega al tomamuestras, y deberían aplicarse los factores de corrección se indican en la tabla 5.1 a los golpes contados en arenas.

Tabla 5.1
Factores de corrección en arenas debidos a la longitud del varillaje

Longitud del varillaje debajo del yunque [m]	Factor de corrección λ
>10	1,0
6 a 10	0,95
4 a 6	0,85
3 a 4	0,75

5.5.4 Repercusión de la presión de sobrecarga en arenas

- (1) Se puede tener en cuenta la repercusión de la presión de sobrecarga sobre el valor N en arenas, respecto al índice de densidad, I_D aplicando al valor N medido la corrección C_N que se indica en la tabla 5.2.

(2) Tabla 5.2
Factores, C_N , de corrección debidos a la presión de sobrecarga en arenas

Tipo de arena	Índice de densidad, I_D [%]	C_N
Normalmente consolidada	40 a 60	$\frac{2}{1 + \sigma'_v}$
	60 a 80	$\frac{3}{2 + \sigma'_v}$
Sobreconsolidada		$\frac{1,7}{0,7 + \sigma'_v}$
$(\sigma'_v, \text{ en kPa} \times 10^2)$		

Para una presión real de sobrecarga de 100 kPa, $\sigma'_v = 1$ y, por tanto, C_N , y, en este caso, el valor de N se define como valor normalizado N_1 .

- (2) No deberían aplicarse valores de corrección, C_N , superiores a 2 y, preferiblemente, a 1,5.

5.5.5 Otros factores de corrección

- (1) Si el diámetro interior del tomamuestras es 3,0 mm mayor que el de la zapata, como se ha reseñado en las desviaciones al procedimiento de ensayo citadas en 5.1 (7), no es necesaria ninguna corrección si se utiliza un tubo interior de espesor adecuado, de manera que por el interior de todo el tomamuestras esté prácticamente enrasado a un diámetro uniforme de 35 mm. No obstante, se debería prestar atención a un posible deterioro del tubo interior durante el hincado y su influencia en el correspondiente recuento de golpes. Si no se utiliza el tubo interior, el espacio libre adicional en el interior del tomamuestras respecto a la zapata da lugar a un valor N en arenas entre un 10% y un 20% más bajo.

5.5.6 Utilización de los factores de corrección

- (1)P En los apartados anteriores se han mencionado varios factores de corrección. Como los métodos existentes de cálculo de cimentaciones, basados en el SPT son empíricos, sólo se deben usar los factores de corrección correspondientes, a menos que se justifique adecuadamente.
- (2) Si se aplican todos los factores correctores correspondientes a este método de ensayo para un método de cálculo basado en una relación de energía del 60%, se debe obtener el siguiente valor en el recuento final de golpes [sin incluir el factor mencionado en 5.5.5 (1)]:

$$N_{60} = \frac{(ER_r)}{60} \lambda \cdot C_N \cdot N$$

donde

λ es el factor de corrección de las pérdidas de energía debidas a la longitud de las varillas en arenas;

C_N es el factor de corrección debido a la presión efectiva de sobrecarga en arena.

5.6 Informe de resultados

- (1)P Además de los requisitos recogidos en el apartado 2.6, el informe debe incluir la siguiente información:
- penetración del tomamuestras debido al propio peso, si es significativo;
 - número de golpes necesarios por cada tramo de 150 mm de penetración (incluyendo el golpeo de asiento);
 - si el golpeo se alcanza antes de la penetración completa en cualquiera de los tramos de 150 mm, se anota la profundidad de penetración a los 50 golpes;
 - el valor N original, el correspondiente intervalo de profundidad y la descripción del suelo;
 - las correcciones aplicadas, si las hay, y el valor N corregido;
 - método de perforación y diámetro;
 - localización del nivel freático, si se conoce, y nivel del agua o del fluido de perforación durante la preparación y realización de cada ensayo;
 - medidas y masa de las varillas guía utilizadas en los ensayos de penetración;
 - tipo de mecanismo, mecanismo de disparo y masa de la cabeza de golpeo;

- la relación de energía ER_r ;
- los valores N deberían anotarse en el parte de perforación para cada profundidad correspondiente, mediante una representación gráfica.

5.7 Valores deducidos de los parámetros geotécnicos

5.7.1 Criterios generales

- (1) Cuando se trata de arenas sin cohesión, existe una amplia experiencia empírica en el uso de estos ensayos, así como para la evaluación cuantitativa del índice de densidad, la capacidad de carga y el asiento de las cimentaciones, incluso si los resultados se deberían considerar sólo como una primera aproximación. La mayoría de los métodos existentes están aún basados en valores incorrectos o parcialmente correctos.
- (2) No se ha alcanzado un acuerdo general sobre la utilización del SPT en suelos arcillosos. En principio, se debería limitar a una evaluación cualitativa del perfil del suelo o a una estimación cualitativa de sus propiedades resistentes. Sin embargo, a veces se puede utilizar en un sentido cuantitativo, cuando las condiciones locales son bien conocidas y cuando se puede establecer directamente una correlación con otros ensayos apropiados.

5.7.2 Capacidad de carga en arenas

- (1) Los problemas de la capacidad de carga pueden resolverse mediante la determinación del índice de densidad y del ángulo efectivo de resistencia de corte, ϕ' .

5.7.2.1 Valores deducidos para el índice de densidad

- (1) En el capítulo D.2 se incluye un ejemplo de la relación entre el N_{60} y el $(N_1)_{60}$ con relación al índice de densidad, I_D .
- (2) La resistencia de la arena a la deformación es tanto mayor cuanto mayor sea el periodo de consolidación. Este efecto del “envejecimiento” se refleja en un mayor número de golpes.
- (3) La sobreconsolidación aumenta el número de golpes, para los mismos valores de I_D y de F'_v .
- (4) En el capítulo D.2 se ilustra el efecto de la antigüedad y de la sobreconsolidación mediante algunas muestras de correlaciones.

5.7.2.2 Valores deducidos del ángulo de resistencia de corte ϕ'

- (1) El ángulo de resistencia de corte se puede deducir directamente del valor N mediante correlaciones empíricas.
- (2) También se puede estimar utilizando el índice de densidad como parámetro intermedio. En el capítulo D.3 se muestra una correlación de este tipo.

5.7.3 Asiento de cimentaciones superficiales en arena

- (1) Cuando se utiliza un método puramente elástico, el módulo de Young drenado, E_m se puede deducir de los valores N mediante correlaciones empíricas.
- (2) Como alternativa, el índice de densidad puede deducirse basándose en el valor N_{60} y después utilizar una correlación apropiada para obtener E_m mediante el índice de densidad.
- (3) Los métodos directos están basados en comparaciones de los valores N con los resultados de ensayos de placa de carga o con registros de mediciones de asentamiento de cimentaciones. Las presiones admisibles para un asentamiento máximo de 25 mm o el asentamiento correspondiente a una determinada presión aplicada, se puede obtener mediante los procedimientos correspondientes teniendo en cuenta la anchura de la zapata, su empotramiento en el terreno y la posición del nivel freático.

- (4) En el capítulo D.4 se incluye un modelo de método para el cálculo del asentamiento originado por las cimentaciones superficiales en arenas.

5.7.4 Cimentaciones con pilotes en arenas

- (1)P Cuando se evalúa la capacidad final de carga de los pilotes mediante los resultados de los SPT, según lo indicado en el apartado 7.6.3.3 (4) de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1, se deben utilizar las reglas de cálculo basadas en las correlaciones establecidas entre los resultados de los ensayos de carga estática y los resultados de los SPT.

6 PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA (DP)

6.1 Generalidades

- (1)P Este método se utiliza para la determinación *in situ* de la resistencia de los suelos y rocas blandas a la penetración dinámica de un cono. Se utiliza un maza de una determinada masa que se deja caer desde una altura dada para hincar el cono. La resistencia a la penetración se define por el número de golpes que se precisan para hincar el penetrómetro un intervalo de profundidad definida. Se facilita un registro continuo en función de la profundidad, pero no se recogen muestras.
- (2)P Se incluyen cuatro procedimientos que cubren un amplio rango de energía específica por golpe: DPL, DPM DPH y DPSH.
- Penetrómetro dinámico ligero (DPL): ensayo que representa el extremo más bajo dentro del rango de masas de penetrómetros dinámicos incluidos en este documento y definido en la tabla 6.1.
 - Penetrómetro dinámico medio (DPM): ensayo que representa un punto medio dentro del rango de masas de los penetrómetros dinámicos incluidos en este documento y definidos en la tabla 6.1.
 - Penetrómetro dinámico pesado (DPH): ensayo que representa un punto intermedio entre el medio y el extremo de masas muy pesadas dentro del rango de masas de los penetrómetros dinámicos incluidos en este documento y definidos en la tabla 6.1.
 - Penetrómetro dinámico superpesado (DPSH): ensayo que representa el extremo superior del rango de masas de los penetrómetros dinámicos incluidos en este documento y definidos en la tabla 6.1, estrechamente relacionado con las dimensiones del SPT.
- (3) Los resultados de este ensayo están especialmente indicados para una evaluación cualitativa de un perfil de suelo o para una comparación relativa con otros ensayos *in situ*. También se pueden utilizar para la determinación de las propiedades de resistencia y de deformación de los suelos, generalmente de tipo no cohesivos, mediante las correlaciones apropiadas.
- (4)P Los ensayos se deben realizar según un método que cumpla los requisitos recogidos en este capítulo (véase también el apartado 1.1, que se aplica especialmente a las normas de equipos nacionales de los diferentes países).
- (5)P Cualquier desviación de los requisitos que se citan más adelante debe justificarse y, en particular, se debe comentar su influencia en los resultados.
- (6) El método de ensayo utilizado se debe recoger detalladamente junto con los resultados del ensayo.
- (7)P El método de ensayo también puede definirse por referencia a una norma publicada.

- (8) Existe la experiencia de desviaciones respecto a:
- la masa de la maza: por ejemplo 63,5 kg en lugar de los 50 kg especificados para el DPH;
 - altura de la caída;
 - medidas del cono: por ejemplo un área de 15 cm² en lugar de los 10 cm² especificados para el DPM.
- (9) En zonas con dificultades especiales de accesibilidad, se puede utilizar un equipo más ligero y procedimientos distintos a los especificados más abajo.

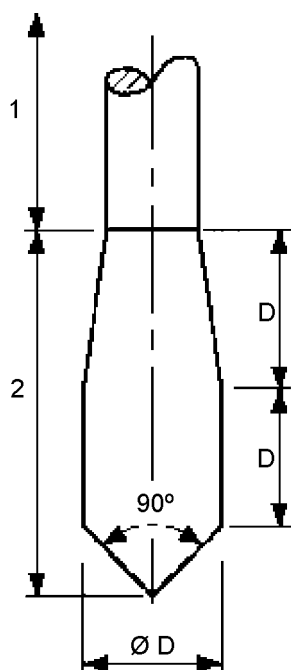
6.2 Definiciones

- (1)P **yunque o mesa de golpeo:** Parte del dispositivo de golpeo sobre la que impacta la maza y a través de la que éste transmite la energía al varillaje.
- (2)P **cono:** Sonda puntiaguda de medidas estandar utilizada para medir la resistencia a la penetración (véase la figura 6.1).
- (3)P **varillaje de golpeo:** Varillas que unen el dispositivo de golpeo y el cono.
- (4)P **dispositivo de golpeo:** Conjunto que integra una maza, una guía de caída de la maza, el yunque y el sistema de elevación.
- (5)P **relación de energía ER_r :** Relación entre la energía real liberada por el dispositivo de golpeo a las varillas, inmediatamente debajo del yunque, y la energía teórica de la caída libre de la maza, expresada en tanto por ciento.
- (6)P **maza:** Parte del dispositivo de golpeo que sucesivamente se eleva y se deja caer para proporcionar la energía que produce la penetración del cono.
- (7)P **valores N :** Número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro un intervalo de profundidad definido, expresado en centímetros, que se indica mediante el correspondiente subíndice (N_{10} o N_{20}).

6.3 Equipo

6.3.1 Cono

- (1)P El cono, de acero o de fundición, debe tener un vértice con un ángulo en el vértice de 90° al que sigue un cuerpo cilíndrico con un huso de acuerdo al diámetro del varillaje, como se ilustra en la figura 6.1. El cono puede ser perdido o recuperable.



Leyenda

- 1 Varillas
- 2 Cono

Fig. 6.1 – Cono de sondeo dinámico

6.3.2 Varillaje de golpeo

- (1)P Las varillas deben ser de acero de alta resistencia de características apropiadas al trabajo que han de desarrollar sin que se produzcan excesivas deformaciones ni desgastes. El ensamblaje de las varillas debe ser a tope. Las medidas y las masas de las varillas se recogen en la tabla 6.1.
- (2) Aunque pueden usarse varillas macizas, son preferibles las huecas por su menor peso.

Tabla 6.1
Medidas y masas para los cuatro tipos de aparatos de penetración dinámica

	Penetración dinámica			
	DPL (ligero)	DPM (medio)	DPH (pesado)	DPSH (super pesado)
Dispositivo de golpe				
maza: masa, m , (kg)	$10 \pm 0,1$	$30 \pm 0,3$	$50 \pm 0,5$	$63,5 \pm 0,5$
altura de caída, h , (mm)	500 ± 10	500 ± 10	500 ± 10	750 ± 20
relación longitud/diámetro, D_n	$\geq 1 \leq 2$	$\geq 1 \leq 2$	$\geq 1 \leq 2$	$\geq 1 \leq 2$
Yunque				
diámetro, d , (mm)	$100 < d < 0,5 D_h$	$100 < d < 0,5 D_h$	$100 < d < 0,5 D_h$	$100 < d < 0,5 D_h$
masa máxima (kg) (incluida la varilla guía)	6	18	18	30
Cono de 90°				
área de base nominal, A (cm ²)	10	10	5 ¹⁾	20
diámetro de la base, D , (mm) nuevo	$35,7 \pm 0,3$	$35,7 \pm 0,3$	$43,7 \pm 0,3$	$51 \pm 0,5$
diámetro mínimo de la base, D , (mm) gastado	34	34	42	49
longitud del cilindro (mm)	$35,7 \pm 1$	$35,7 \pm 1$	$43,7 \pm 1$	51 ± 2
ángulo del huso superior (grados)	11	11	11	11
longitud de la punta del cono, (mm)	$17,9 \pm 0,1$	$17,9 \pm 0,1$	$21,9 \pm 0,1$	$25,3 \pm 0,4$
desgaste permisible, (mm) de la punta del cono	3	3	4	5
Varillaje de golpeo				
masa máxima (kg/m)	3	6	6	6
diámetro exterior máximo OD (mm)	22	32	32	32
desviación del varillaje:				
en los 5 m más bajos, (%)	0,1	0,1	0,1	0,1
en el resto, (%)	0,2	0,2	0,2	0,2
Energía específica por golpe				
(mgh/A) , en kJ/m ²	50	150	167	238

6.3.3 Dispositivo de golpeo

(1)P Las medidas y las masas de los componentes del dispositivo de golpeo se recogen en la tabla 6.1. Se deben cumplir los siguiente requisitos:

- la maza de acero debe estar convenientemente guiada para que se produzca la resistencia mínima durante la caída;
- el mecanismo automático de disparo debe asegurar una caída libre permanente, con una velocidad despreciable de la maza cuando se suelta y que no se producen movimientos parásitos en el varillaje;
- la mesa de golpeo de acero o el yunque deben estar rígidamente conectados al varillaje guía.

1) NOTA NACIONAL: Consideramos que hay una errata en el texto original y el valor debe ser 15.

6.4 Procedimiento de ensayo

- (1)P El varillaje y el cono se deben mantener verticales y sin curvaturas indebidas en el tramo de varillaje libre por encima del terreno.
- (2)P El penetrómetro debe ser continuamente hincado en el terreno. La velocidad de hincado se debe mantener entre 15 y 30 golpes por minuto, excepto cuando la penetración se realiza sobre arena o grava, en cuyo caso la velocidad de golpeo se debe aumentar a 60 golpes por minuto. Se deben reseñar todas las interrupciones superiores a 5 min.
- (3)P Las varillas se deben rotar 1½ vueltas cada 1,0 m.
- (4) Para rotar las varillas, se deberían usar llaves dinamométricas (capacidad >200 Nm, presión <5 Nm).
- (5) Para disminuir el rozamiento superficial, se puede realizar la perforación inyectando lodo o agua a través de los agujeros horizontales o ascendentes de las varillas huecas próximas al cono. En ocasiones, se entuba la perforación con el mismo fin.
- (6)P Para los DPL, DPM y DPH (N_{10}), se debe reseñar el número de golpes cada 100 mm y para el DPSH (N_{20}), cada 200 mm
- (7) El rango normal de golpes, sobre todo para una interpretación cuantitativa de los resultados del ensayo, esta comprendido entre $N_{10} = 3$ y $N_{10} = 50$, para los DPL, DPM y DPH, y entre $N_{20} = 5$ y $N_{20} = 100$, para el DPSH. El rebote en cada golpe debería ser menor del 50 % de la penetración por golpe. Si se sobrepasan estos intervalos, en casos de baja resistencia a la penetración, por ejemplo en arcillas blandas, debe reseñarse la profundidad de penetración por golpe. En suelos duros o rocas blandas, en los que la resistencia a la penetración es muy alta, se debe anotar la penetración para un cierto número de golpes.
- (8) Para obtener resultados fiables, las profundidades máximas de estudio recomendadas son: 8 m para los DPL, entre 20 m y 25 m para el DPM y 25 m para el DPH.

6.5 Interpretación de los resultados de ensayo

- (1)P Los resultados de ensayo se deben interpretar de una de las dos maneras siguientes:
 - en función del N_{10} para los DPL, DPM y DPH, o del N_{20} , para el DPSH;
 - determinando la resistencia puntual unitaria (r_d) o la resistencia dinámica unitaria, utilizando las siguientes fórmulas:

$$r_d = \frac{mgh}{Ae}$$

$$q_d = \frac{m}{m + m'} r_d$$

donde

- r_d y q_d son los valores de la resistencia, en pascales;
- m es la masa de la maza, en kilogramos;
- g es la aceleración de la gravedad, en newtons por kilogramo;
- h es la altura de caída de la maza, en metros;
- A es el área en la base del cono, en metros cuadrados;
- e es el porcentaje de penetración, milímetros por golpe ($0,1/N_{10}$ para DPLm, DPM y DPH y $0,2/N_{20}$ para el DPSH);
- m' es la masa total del varillaje, del yunque y de la varilla guía, en kilogramos.

- (2) El valor de r_d es una estimación del trabajo de hincado realizado para penetrar el terreno. Para calcular los valores q_r , se modifican los valores r_d considerando la inercia de las varillas guía y de la maza después del impacto con el yunque. q_d debería permitir así la comparación de las configuraciones de diferentes equipos.
- (3) Se pueden aplicar factores de corrección apropiados para considerar el rozamiento en el varillaje.
- (4) Las pérdidas de energía se originan durante el hincado debido a alguno de los factores descritos para el ensayo SPT (5.5.2). Por tanto, cuando se utilicen estos ensayos para una evaluación cuantitativa, se recomienda conocer mediante una calibración, la relación real de energía ER_r transmitida al varillaje.

6.6 Informe de resultados

- (1)P Además de los requisitos recogidos en el apartado 2.6, el informe del ensayo debe incluir la siguiente información:
 - el tipo de penetrómetro dinámico: DPL, DPM, DPH o DPSH; se deben describir detalladamente todas las divergencias respecto a los procedimientos de aplicación de estos ensayos;
 - una representación gráfica de los datos siguientes en función de la profundidad:
 - número de golpes normalizados para hincar el cono 100 mm, en los ensayos DPL, DPM y DPH o 200 mm en el DPSH, o los valores r_d o q_d ;
 - el par máximo requerido para rotar el penetrómetro en cada nivel de ensayo (en Nm), si se ha medido;
 - cualquier interrupción de más de 5 min que se haya producido durante el trabajo;
 - la utilización de cualquier medida tomada para disminuir el rozamiento, tal como la entubación, lodos de perforación o agua;
 - si se han aplicado factores de corrección para considerar el rozamiento a lo largo del varillaje;
 - detalles de cualquier suceso no usual que se produzca durante el hincado, por ejemplo: penetración sin golpes, obstrucciones temporales, condiciones artesianas.

6.7 Deducción de los parámetros geotécnicos

- (1) En el caso de suelos no cohesivos, se pueden obtener correlaciones de algunos parámetros geotécnicos con los ensayos realizados *in situ* y utilizar los resultados para una evaluación cuantitativa en el proyecto de las cimentaciones, suponiendo que el rozamiento a lo largo de las varillas es despreciable, o está debidamente corregido.
- (2) En el caso de suelos cohesivos, el uso cuantitativo de los resultados es más dudoso y se debería emplear sólo cuando se conocen bien las condiciones locales y están avaladas por correlaciones específicas. El rozamiento superficial durante el ensayo es un factor que afecta especialmente a este tipo de suelos y se debería considerar adecuadamente.
- (3) Se han establecido varias correlaciones entre los diferentes penetrómetros dinámicos y entre ellos y otros ensayos o parámetros geotécnicos. En algunos casos el rozamiento a lo largo de las varillas se ha eliminado o corregido, pero la energía real transmitida a la sonda no se han medido. Por tanto, en general, no se pueden considerar válidos. Sin embargo, alguno de ellos se han incluido en el anexo E.

7 ENSAYO CON SONDA LASTRADA

7.1 Generalidades

- (1)P El penetrómetro de sonda lastrada consiste en una punta en forma de tornillo, varillas, pesos u otras cargas y un mango o un dispositivo de rotación. El ensayo de la sonda lastrada se realiza como un sondeo estático en suelos blandos cuando la resistencia a la penetración es menor de 1 kN. Si la resistencia es mayor de 1 kN se gira el penetrómetro, manual o automáticamente, y se reseña el número de semivuelts que se han dado para alcanzar una profundidad preestablecida.
- (2) El ensayo con sonda lastrada se utiliza fundamentalmente para obtener un perfil continuo del suelo y una indicación de la secuencia de las capas. Incluso la penetrabilidad en arcillas rígidas [compactadas] o en arenas densas es buena.
- (3) El ensayo con sonda lastrada también se puede utilizar para estimar la densidad de suelos no cohesivos y para estimar la resistencia de corte sin drenar de suelos cohesivos.
- (4)P El ensayo se debe realizar según un método que cumpla los requisitos recogidos en este capítulo.
- (5)P El método de ensayo utilizado se debe recoger detalladamente en el informe del ensayo.
- (6) En el informe también se puede indicar el método de ensayo por referencia a una norma.
- (7)P Se debe justificar cualquier desviación de los requisitos que se indican más abajo y en particular, comentar su influencia en los resultados.

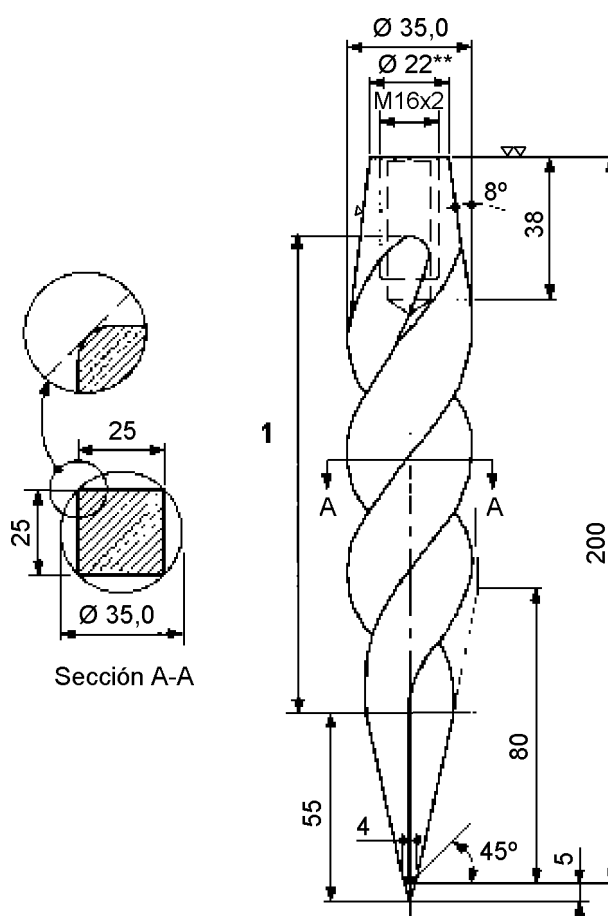
7.2 Definiciones

- (1)P **resistencia con sonda lastrada:** La menor carga estándar con la que se produce el hundimiento del penetrómetro sin rotación, o bien el número de semivuelts por cada 0,2 m de penetración, cuando el penetrómetro se gira estando con la carga máxima.
- (2)P **ensayo manual con sonda lastrada:** Ensayo realizado girando manualmente el penetrómetro utilizando un mango. El penetrómetro se carga con pesas.
- (3)P **ensayo mecanizado con sonda lastrada:** Ensayo en el que la rotación del penetrómetro se realiza mecánicamente. El penetrómetro se carga mecánicamente, mediante un dinamómetro o con pesas.

7.3 Equipo

7.3.1 Extremo del penetrómetro

- (1)P El diámetro de la circunferencia circunscrita a la punta en forma de tornillo debe ser de 35 mm. La longitud de la punta debe ser de 200 mm. La punta se retuerce una vuelta a la izquierda en una longitud de 130 mm y tiene una punta piramidal como se muestra en la figura 7.1.
- (2)P El diámetro de la circunferencia circunscrita a una punta desgastada no debe ser menor de 32 mm. El acortamiento máximo por desgaste de la punta permitido es de 15 mm. El extremo de la punta no debe estar doblado o roto.

Medidas en milímetros

Leyenda

- 1 Parte retorcida una vuelta a la izquierda: 130 mm
- 2 **) para varillas de 22 mm

Fig. 7.1 – Punta de un penetrómetro de sonda lastrada

7.3.2 Pesas o sistema de carga

- (1)P Las pesas para ensayo manual de sonda lastrada deben estar compuestas de una abrazadera de 50 N, dos pesas de 100 N y tres pesas de 250 N, es decir: un total de 1 000 N.
- (2) Las pesas para el ensayo mecanizado se pueden reemplazar con un dinamómetro de un rango de medida comprendido entre 0,05 kN y 1,00 kN.
- (3)P La desviación máxima permitida respecto a las cargas normalizadas y a la escala dinamométrica debe ser de $\pm 5\%$

7.3.3 Varillas

- (1)P Las varillas deben tener un diámetro de 22 mm.
- (2) La longitud de una varilla debe ser de, al menos, 1 m. En el ensayo mecanizado de la sonda lastrada, la longitud de las varillas puede estar comprendida entre 1,0 m y 2,0 m.

- (3)P La desviación respecto a un eje recto no debe ser superior a 4 mm por metro en los 5 m de varillas más bajas, y de 8 mm por metro para las restantes. La desviación angular permitida en las uniones no debe ser mayor de 0,005 rad.

7.4 Procedimiento de ensayo

7.4.1 Utilización de taladro previo o de entubamiento

- (1)P En cada caso se estimará la necesidad de un taladro previo a través de capas de suelo muy rígidas o densas.
- (2) Es frecuente que el taladro previo sea necesario en cortezas secas o en terraplenes, para minimizar el rozamiento superficial a lo largo de las varillas.

7.4.2 Sondeo lastrado manual

- (1)P Si se utiliza el penetrómetro como un penetrómetro estático en suelos blandos, la varilla debe cargarse escalonadamente, utilizando las siguiente cargas estándar: 0 kN, 0,05 kN, 0,15 kN, 0,50 kN, 0,75 kN, 1,0 kN. La carga estándar máxima es de 1,0 kN.
- (2)P La carga debe añadirse en tramos estandar para conseguir una velocidad de penetración de alrededor de 50 mm/s.
- (3)P Si la resistencia a la penetración es superior a 1 kN o la velocidad de penetración a 1 kN es menor de 20 mm/s, se debe girar la varilla. Se mantiene la carga de 1 kN y se cuenta el número de semivuelatas que se precisan para alcanzar una penetración de 0,2 m.
- (4)P No debe girarse las varilla cuando la resistencia a la penetración es menor de 1 kN.
- (5) El sondeo puede terminarse golpeando la varilla con una maza o dejando caer alguna de las pesas tras la grapa para comprobar que el rechazo [la resistencia] no es temporal.

7.4.3 Sondeo lastrado mecanizado

- (1)P El ensayo se realiza de forma similar a la del sondeo manual. La velocidad de rotación no debe ser superior a 50 rev/min [vueltas por minuto].
- (2) Es aconsejable que la velocidad de rotación está comprendida entre 15 rev/min y 40 rev/min.
- (3) La carga aplicada debería medirse con un dinamómetro o con una celda de medida acoplada a la máquina.
- (4)P Durante el sondeo, se deben mantener las vibraciones del motor a un nivel tal que no afecten a la resistencia a la penetración medida.

7.5 Interpretación de los resultados

- (1)P La resistencia a la penetración se expresa por las cargas estándar en las distintas etapas y, cuando está girando con la máxima carga, por el número de semivuelatas para una penetración de 200 mm.
- (2) Se pueden producir diferencias entre el ensayo manual y el mecánico. Cuando este sea el caso, por ejemplo, cuando al estimar densidad relativa de suelos sueltos no cohesivos, se recomienda hacer comparaciones entre los ensayos manual y mecánico.
- (3) El rozamiento del vástago de las varillas afecta notablemente a la resistencia de penetración

7.6 Informe de los resultados de ensayo

(1)P Además de los requisitos indicados en 2.6, el informe de resultados debe incluir la siguiente información:

- método de sondeo;
- tipo del dispositivo de carga;
- tipo de equipo de rotación y velocidad de rotación;
- perforación previa, diámetro y profundidad del sondeo, si se utiliza;
- diámetro y profundidad de la entubación, si se utiliza;
- diámetro de las varillas;
- profundidad de la penetración para carga estándar durante la fase de sondeo estático;
- número de semivuelatas necesario por cada 0,2 m de penetración durante la fase de rotación; en el caso de que no se alcance plenamente una penetración de 0,2 m, el número de semivuelatas y la penetración correspondiente;
- la profundidad de penetración y el número de golpes durante el hincado, si el penetrómetro se hince por golpes de maza o de algunas de las pesas;
- interrupciones durante el ensayo;
- cualquier observación que pueda ayudar a interpretar los resultados del ensayo.

7.7 Valores deducidos de los parámetros geotécnicos

- (1)P Cuando se evalúa la capacidad de carga o el asentamiento de grandes cimentaciones mediante ensayos de sondeo lastrado, se deben utilizar resultados y métodos analíticos.
- (2) Cuando se utiliza el método de muestras analíticas del anexo B de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1 para la capacidad de carga, el ángulo de resistencia al corte N puede determinarse mediante correlaciones con la resistencia en el sondeo lastrado. Tales correlaciones deberían basarse en una experiencia comparable, aplicable para la situación de proyecto. En el anexo F se presenta una correlación de prueba, deducida para cuarzo y feldespato, en una región europea.
- (3) Cuando se utiliza el método elástico teórico del anexo D de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1 para calcular los asentamientos de grandes cimentaciones mediante los resultados del sondeo lastrado, el módulo de Young drenado (largo plazo), E_m , puede determinarse a partir de la resistencia del sondeo lastrado basándose en la experiencia local. En el caso de arenas de cuarzo y feldespato se pueden utilizar valores deducidos, como por ejemplo en el anexo F, para estimar un valor del ángulo de la resistencia de corte, N' mediante la resistencia obtenida en el sondeo lastrado.
- (4) En suelos no cohesivos, puede utilizarse la resistencia en el sondeo lastrado para estimar la capacidad de carga de grandes cimentaciones y de pilotes.
- (5) En suelos cohesivos, puede utilizarse la resistencia del sondeo lastrado para estimar la resistencia al corte sin drenar, basándose en la experiencia local, considerando la sensibilidad del suelo y las condiciones de agua en el sondeo.

8 “VANE TEST” ENSAYO DE MOLINETE

8.1 Generalidades

- (1)P El “vane test” de campo es un ensayo *in situ* que se realiza con un molinete rectangular, constituido por cuatro placas colocadas a 90°, que se hincan en el suelo a la profundidad deseada y se hace girar.
- (2) Este apartado trata del ensayo de molinete en campo utilizado en suelos cohesivos blando o muy blandos para la determinación de su resistencia al corte sin drenar y su sensibilidad. El ensayo del molinete también se utiliza para la determinación de la resistencia al corte sin drenar de arcillas firmes, limos y morena arcillosos. La fiabilidad de los resultados de ensayo varía según los suelos.
- (3) Después de una amplia rotación del molinete, mediante la cual se remueve completamente el suelo a lo largo de la superficie cortada, se mide la resistencia al corte remoldeada y se puede calcular la sensibilidad del suelo.
- (4)P El ensayo debe realizarse siguiendo los requisitos de este capítulo.
- (5)P El método de ensayo debe reseñarse detalladamente en el informe del ensayo.
- (6) Se puede indicar también el método de ensayo por referencia a una norma.
- (7)P Se debe justificar cualquier desviación respecto a los requisitos que se indican a continuación y comentar su influencia en los resultados del ensayo.
- (8) Hay constancia de desviaciones con respecto a la forma de las paletas.

8.2 Definiciones

- (1)P **par máximo $T_{máx,u}$:** Par que es necesario para producir una superficie de fractura $M_{máx}$. es el par para un valor inalterado de la resistencia.
- (2)P **par máximo en condiciones de remoldeado, $T_{máx}$:** Par que es necesario aplicar para obtener la rotura a lo largo de la superficie de fractura en condiciones remoldeadas.
- (3)P **profundidad de ensayo:** Profundidad referida a media altura del molinete.
- (4)P **tiempo de fallo:** Tiempo transcurrido desde la primera aplicación del par al molinete hasta el momento que se alcanza el par máximo, cuando se está midiendo el valor de la resistencia inalterada.
- (5)P **valor de la resistencia de corte inalterada (c_{fv}):** Valor de la resistencia de corte en condiciones inalteradas.
- (6) **valor de la resistencia de corte remodelado (c_{rv}):** Valor de resistencia de corte después de remoldear el suelo.
- (7)P **sensibilidad según el ensayo del molinete en campo, (S_{tv}):** Relación entre el valor de la resistencia de corte inalterada y el valor de la resistencia de corte remoldeada.

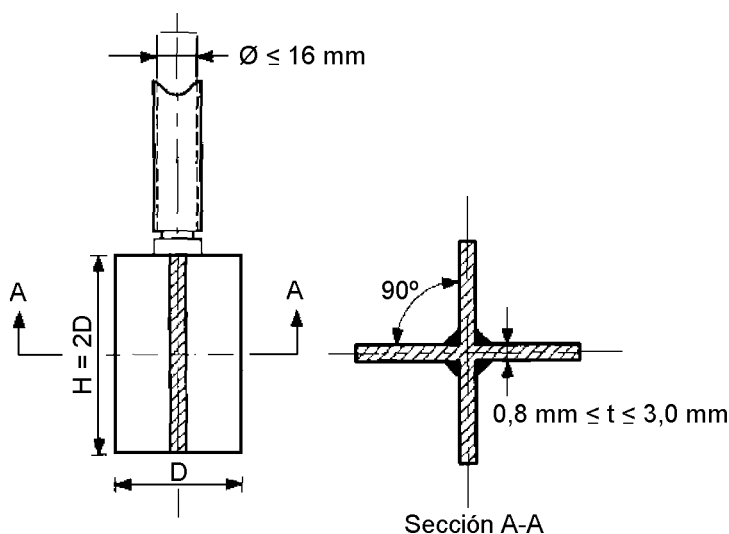


Fig. 8.1 – Esquema de un molinete

8.3 Equipo

8.3.1 Molinete

- (1)P El molinete consiste en cuatro paletas rectangulares unidas formando un ángulo de 90° (véase la figura 8.1). Cada hoja debe ser paralela a las varillas de prolongación y no se admite ninguna desviación.
- (2)P Para los molinetes estándar, la relación entre la altura, h , y el diámetro, d , debe ser 2,0.
- (3) Normalmente se utilizan molinetes de tamaño máximo ($d \times h$) de 100 mm y 200 mm para terrenos muy blandos y molinetes de tamaño mínimo de 40 mm \times 80 mm para suelos firmes.
- (4)P El espesor, t , de la hojas no debe ser superior a 3,0 mm, pero no debe ser inferior a 0,8 mm. El diámetro del eje del molinete, en lo posible con soldaduras en el centro del molinete, será lo suficientemente pequeño para evitar distorsiones al medir el valor de la resistencia al corte.
- (5) En arcillas muy sensitivas, el espesor de las hojas no debe ser superior a 2,0 mm para minimizar las alteraciones del suelo al introducir el molinete.
- (6)P Si el molinete está protegido por una carcasa, la longitud del tramo saliente durante el ensayo será, al menos, cinco veces el diámetro del molinete.
- (7)P El diámetro del eje del molinete en la parte próxima al molinete debería ser, al menos, 16 mm. Sin embargo el eje del molinete debe ser lo suficientemente rígido para que no sufra ninguna torsión a plena carga.
- (8) Se recomienda que el molinete esté provisto de un dispositivo que permita separar el par del molinete de las varillas de prolongación. Puede utilizarse un niple o una conexión de trinquete.

8.3.2 Varillas de prolongación

- (1)P Las varillas de prolongación deben tener un diámetro y una resistencia a la torsión suficiente para transmitir el par generado durante el ensayo.
- (2) Es aconsejable que las varillas tengan un diámetro de al menos 20 mm.

- (3)P Las varillas deben ser rectas. La excentricidad de las roscas en las juntas debe ser menor de 0,1 mm. El curvado máximo permitido para las varilla o para varillas unidas, es de 2 mm por metro, medida como flecha.
- (4)P Si emplea entubación el sondeo para evitar el pandeo de las varillas, el diámetro interior de los tubos debe ser lo suficientemente grande para minimizar el rozamiento a lo largo de las varillas. Cuando se utiliza esta entubación, se debe medir el rozamiento a lo largo de las varillas.

8.3.3 Equipo para rotación e instrumento de registro

- (1)P El equipo de rotación del molinete debe estar diseñado para que origine una rotación a una velocidad preestablecida y constante.
- (2)P El instrumento de registro debe estar diseñado para que, en lo posible, para medir con precisión el par máximo.
- (3)P El instrumento de registro debe calibrarse, al menos, una vez cada seis meses o cuando haya sufrido daños, sobrecargas o reparaciones.
- (4) Se recomienda un registro continuo y automático. Para la interpretación de los resultados, se debe realizar un gráfico en el que se represente el par medido en función del ángulo de rotación.
- (5) Se recomienda un intervalo de medida de 360° para la medición necesaria del ángulo de rotación, con divisiones de 1°.

8.4 Procedimiento de ensayo

8.4.1 Taladrado previo e hincado del molinete

- (1)P Se debe realizar un taladro previo en posibles costras o morenas cuando hay que realizar un ensayo de molinete en suelos por debajo de tales capas.
- (2)P Cuando se utiliza un sistema externo con un entubamiento protector del molinete, la presión del agua en el sistema de entubamiento debe ser la misma que en el suelo en el nivel de ensayo.
- (3)P El molinete debe hincarse siempre que sea posible sin utilizar golpes o vibraciones. Nunca está permitida la rotación. La velocidad de hincado debe ser constante y no ser superior a 20 mm/s.
- (4) En el caso de arcillas firmes, limos y morenas arcillosas, puede ser necesario la hincada a golpeo para llevar el molinete hasta la profundidad deseada.
- (5)P La proyección en un plano de la distancia entre los puntos de estudio debe ser, al menos, 2,0 m, en el caso de profundidades de ensayo mayor de 5 m.
- (6)P El primer ensayo debe llevarse a una profundidad de, al menos, 0,5 m por debajo de la superficie del terreno o a una profundidad de, al menos, cinco veces el diámetro del sondeo previo por debajo de su boca de inicio.
- (7)P La distancia vertical mínima entre dos ensayos realizados en el mismo sondeo debe ser de 0,5 m.

8.4.2 Ensayo de corte con molinete

- (1)P El tiempo desde el momento en que se alcanza la profundidad de ensayo y el principio del ensayo de molinete (tiempo de espera) debe ser, al menos, de 2 min y no mayor de 5 min.
- (2)P Se debe accionar el molinete aplicando un par de forma que la rotura del suelo se produzca en condiciones de no drenaje. El molinete debe girar a una velocidad constante.

- (3) Para cumplir los criterios dados anteriormente para suelos cohesivos, se pueden indicar valores orientativos de la velocidad de giro comprendidos entre 0,1°/s y 0,2°/s (entre 6°/min y 12°/min). Se pueden utilizar velocidades de rotación superiores a 0,5°/s en suelos cohesivos con baja sensibilidad.
- (4)P El ensayo realizarse de modo que pueda separarse el rozamiento superficial a lo largo de las varillas.
- (5)P Después de que se ha producido el corte y se ha anotado el par máximo, el molinete debe girar rápidamente, al menos, durante diez vueltas para remoldear el suelo en la superficie de corte, después de lo cual debe realizarse inmediatamente un nuevo ensayo según lo indicado más arriba. Se registra el valor constante del par en el estado remoldeado.

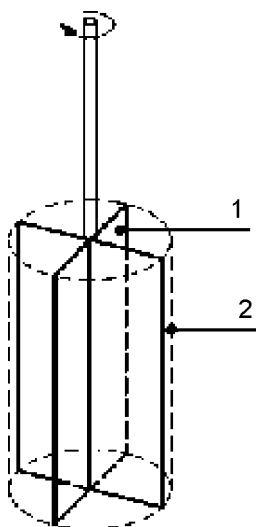
8.5 Interpretación de lo resultados

- (1)P Para molinetes estandar con $d/h = 1:2$ y con superficies de rotura que se muestra en la figura 8.2, el valor de la resistencia de corte del suelo inalterado se determina mediante la siguiente expresión:

$$c_{fv} = 0,273 \frac{T_{\text{máx.;u}}}{D^3}$$

donde

$T_{\text{máx.;u}}$ es el par máximo en el molinete.



Leyenda

- 1 Molinete
2 Superficie de corte

Fig. 8.2 – Superficie de rotura supuesta en un molinete estándar

- (2)P La superficie de rotura, en el caso de un molinete rectangular, se supone que es una superficie cilíndrica circunscrita al molinete y dos planos uno en la parte superior y otro en la partes inferior de ese cilindro respectivamente. Se supone que se ha movilizado completamente la resistencia de corte constante y uniformemente a lo largo del cilindro y a través de los extremos del cilindro (véase la figura 8.2).
- (3)P Se obtiene la resistencia de corte sin drenar, c_{fu} , del suelo a partir del valor de la resistencia de corte, inalterada corregida respecto al límite del líquido del suelo, el índice de plasticidad o de la tensión vertical real.

- (4)P $T_{\text{máx},u}$ debe reducirse debido al rozamiento a lo largo de las varillas.
- (5)P El valor de la resistencia de corte remoldeado, c_{rv} , debe determinarse mediante la misma fórmula, sustituyendo $T_{\text{máx},u}$ por $T_{\text{máx},r}$.
- (6) Al registrar el par como función de la torsión, se obtiene información sobre cómo se produce el corte en el terreno. Utilizando diferentes formas de molinete, se puede evaluar la anisotropía del suelo.

8.6 Informe de resultados

- (1)P Además de los requisitos indicados en 2.6, el informe de resultados debe incluir la siguiente información, registrada manual o automáticamente:
 - tipo del equipo de ensayo y dispositivo de medida del par;
 - tamaño del molinete;
 - diámetro de la varillas de prolongación;
 - número del dispositivo de medición del par (para comprobar la fecha de calibración);
 - fecha de la última calibración y factor de calibración del instrumento;
 - profundidad de ensayo;
 - velocidad de rotación del molinete durante el ensayo;
 - par máximo en el molinete en estado inalterado y par en estado remoldeado, en forma de lectura o de gráfico;
 - tiempo para la rotura (sólo el tiempo de funcionamiento del molinete);
 - cualquier observación que pueda hacerse sobre el ensayo, así como cualquier suceso o detalle que pueda tener influencia en los resultados.

8.7 Valores deducidos de los parámetros geotécnicos

- (1)P Si se evalúa la capacidad de carga de cimentaciones superficiales, la capacidad de carga final de pilotes o la estabilidad de taludes tomando como base los resultados de los ensayos de molinete, se debe utilizar un método analítico.
- (2)P Para obtener los valores deducidos de la resistencia al corte sin drenar, c_{fu} , el valor de la resistencia de corte inalterada debe corregirse tomando en consideración la experiencia empírica. El factor de corrección debe determinarse basándose en la experiencia local.
- (3) Los factores de corrección existentes, normalmente están relacionados con el límite de líquido o el índice de plasticidad y con la tensión vertical efectiva.
- (4) En el anexo G se incluyen ejemplo de estos factores de corrección.

9 ENSAYO CON EL DILATÓMETRO PLANO (DMT)

9.1 Generalidades

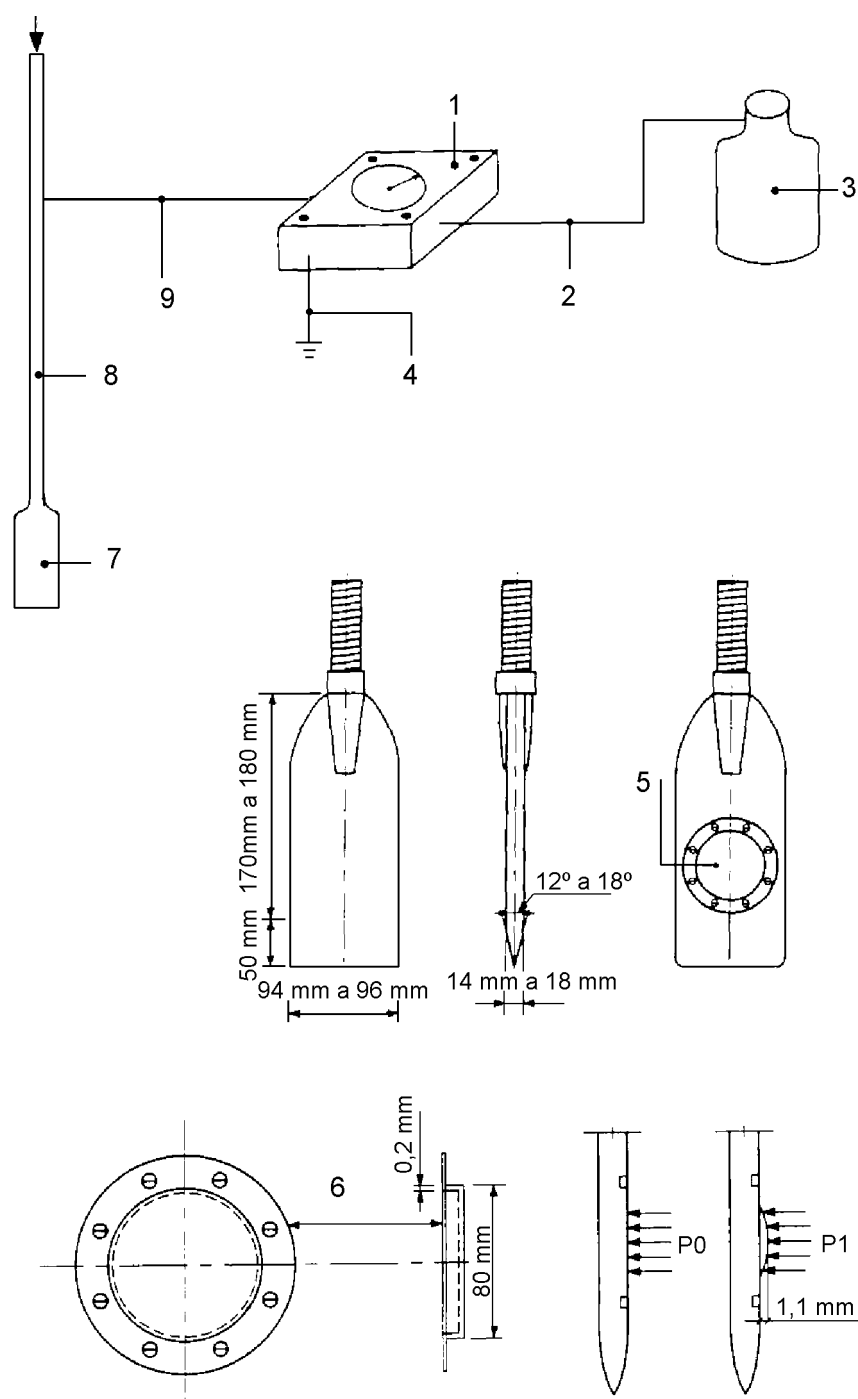
- (1)P El ensayo del dilatómetro plano, DMT, se aplica a la determinación *in situ* de las propiedades de resistencia y deformación de suelos de grano fino, usando una sonda con forma de cuchilla que tiene una delgada membrana circular de acero, encajada sobre una cara.

- (2) Los resultados de los DMT se utilizan en su mayor parte para obtener una información estratigráfica, el estado local de las tensiones, las propiedades de deformación y la resistencia al corte.
- (3)P La base del ensayo consiste en insertar verticalmente en el suelo la cuchilla de acero con una fina membrana circular de acero montada sobre una cara y determinar, a profundidades preestablecidas o de una manera semicontinua, la presión de contacto que ejerce el suelo sobre la membrana, cuando la membrana está encajada en la cuchilla y, posteriormente el valor de, la presión que se ejerce cuando el desplazamiento central de la membrana alcanza 1,10 mm.
- (4) El ensayo DMT es apropiado para arcillas, limos y arenas en las que las partículas del suelo son pequeñas en comparación con el tamaño de la membrana.
- (5)P Los ensayos deben realizarse de acuerdo con métodos de ensayo que cumplan los requisitos dados en este capítulo.
- (6)P El método de ensayo debe recogerse detalladamente en el informe de ensayo, junto con los resultados.
- (7) También puede indicarse el método de ensayo por referencia a una norma publicada.

9.2 Definiciones

9.2.1 Equipo y procedimiento de ensayo

- (1) Las partes principales de un dilatómetro se ilustran en la figura 9.1.
- (2)P **cuchilla del dilatometro o sonda del dilatómetro:** Sonda en forma de cuchilla que se inserta en el terreno durante el ensayo DMT.
- (3)P **membrana:** Lámina circular de acero que se encaja sobre una de las caras de la cuchilla y que se expande cuando se la aplica un gas por su cara interior.
- (4)P **mecanismo interruptor:** mecanismo alojado dentro de la cuchilla detrás de la membrana, que permite conectar o desconectar un contacto eléctrico que al girar elimina o emite respectivamente una señal sonora o visual cuando la membrana se expande y alcanza dos deformaciones preestablecidas iguales respectivamente a 0,05 mm y 1,10 mm.
- (5)P **cable neumático-eléctrico:** Cable que conecta la unidad de control con la cuchilla, aporta la presión del gas detrás de la membrana, y mantiene la conexión eléctrica entre la unidad de control y mecanismo interruptor.
- (6)P **control y calibración:** Conjunto de dispositivos que permite generar la presión del gas a la cara interior de la membrana, y mide la presión cuando el interruptor activa o desconecta el contacto eléctrico detrás de la membrana.
- (7)P **cable de tierra:** Cable que une a tierra la unidad de control.
- (8)P **fuelle de presión:** Botella a presión llena de un gas no inflamable y no corrosivo.
- (9)P **calibración de la membrana:** Procedimiento para determinar las presiones de calibración de la membrana es decir la succión y a la presión que debe aplicarse detrás de la membrana para retraer su centro a una deformación de 0,05 mm o para expandirla hasta 1,10 mm, respectivamente.
- (10)P **perfil dilatométrico:** Realización de una serie de ensayos dilatométricos, en la misma estación, desde la superficie del terreno y a lo largo de una vertical, con incrementos de profundidad comprendidos entre 150 mm y 300 mm.



Leyenda

- | | | | |
|---|---------------------------------|---|---------------------------|
| 1 | Unidad de control y calibración | 6 | Membrana |
| 2 | Generador de presión | 7 | Cuchilla |
| 3 | Tubo de presión | 8 | Varilla de empuje |
| 4 | Cable a tierra | 9 | Cable neumático-eléctrico |
| 5 | Membrana | | |

Fig. 9.1 – Dilatómetro y definición de la presión *in situ* de suelo calculada

9.2.2 Parámetros del DMT

(1)P Se definen los siguientes parámetros:

- **presión A:** Presión, P_a , que debe aplicarse en el anverso de la membrana para expandir su centro 0,05 mm en el suelo;
- **presión B:** Presión, P_b , que debe aplicarse en el anverso de la membrana para expandir su centro 1,10 mm en el suelo;
- **presión A – membrana – calibración:** Succión, (ΔP_A), registrada como valor positivo, que debe aplicarse al anverso de la membrana para retraer su centro 0,05 mm de desviación en el aire;
- **presión B – membrana – calibración:** Presión, (ΔP_B), que debe aplicarse al anverso de la membrana para expandir su centro hasta una desviación de 1,10 mm en el aire;
- **$\Delta P_{A;avg}$ y $\Delta P_{B;avg}$:** Valores medios de las presiones de calibración obtenidas de los valores de ΔP_A y ΔP_B , medidos antes y después de cada perfil o ensayo aislado del dilatómetro;
- **presión Z_m :** Desviación del indicador desde el cero cuando se despresuriza la cuchilla hasta la presión atmosférica;
- **presión del suelo, p_0 :** Presión del suelo sobre la membrana cuando está encajada en la cuchilla (por ejemplo, a expansión cero), o también llamada presión de contacto, como se muestra en la figura 9.1;
- **presión del suelo, p_1 :** Presión del suelo sobre la membrana cuando su centro está expandido 1,10 mm, como se muestra en la figura 9.1;
- **presión intersticial *in situ* antes de la inserción de la cuchilla, u_0 :** Presión intersticial *in situ*, antes de la inserción de la cuchilla para deformar el centro de la membrana;
- **presión vertical efectiva *in situ* F_{v0} :** Presión vertical antes de la inserción de la cuchilla para deformar el centro de la membrana;
- **índice dilatométrico del material, I_{DMT} :** Índice relacionado con el tipo de suelo;
- **índice dilatométrico de la presión horizontal, K_{DMT} :** Índice relacionado con la presión horizontal en el lugar;
- **módulo dilatométrico E_{DMT} :** Parámetro relacionado con la teoría del módulo de elasticidad del suelo.

9.3 Equipo

9.3.1 Dilatómetro

(1)P El equipo para el ensayo del dilatómetro se compone de:

- cuchilla con el adecuado adaptador roscado para conectar las varillas;
- cable neumático-eléctrico;
- cable para la conexión a tierra;
- unidad de control y calibración;
- fuente de presión.

- (2)P Las medidas de la cuchilla, el ángulo del vértice del borde de penetración y de la de la membrana deben estar comprendidas entre las indicadas en la figura 9.1.
- (3)P El cable neumático-eléctrico, que facilita la comunicación neumática y eléctrica entre la unidad de control y la cuchilla, debe tener conectores de acero inoxidable con cables aislados para evitar cortocircuitos y juntas de estanquidad para evitar pérdidas de gas.
- (4)P La unidad de control y calibración debe cumplir lo siguiente:
- estar conectada a tierra;
 - controlar la velocidad del gas que fluye durante la monitorización y medición de la presión del gas enviado desde la unidad de control a la cuchilla y a la membrana;
 - señalar cuando el interruptor eléctrico cambia de posición (de abierto a cerrado y viceversa).
- (5)P Los dispositivos de medición de la presión de la unidad de control y calibración deben permitir determinar la presión aplicada a la membrana con intervalos de 10 kPa y con un reproductibilidad de, al menos, 2,5 kPa, para presiones inferiores a 500 kPa.
- (6)P El generador de presión debe estar provisto de un regulador adecuado, válvulas y tubos de presión para conectar con la unidad de control.

9.3.2 Aparato de inserción

- (1)P El equipo de inserción de la cuchilla debe incluir:
- máquina de empuje para insertar y hacer avanzar la cuchilla del dilatómetro en el suelo;
 - varillas de empuje con el adaptador adecuado para conectar con la cuchilla;
 - adaptador ranurado hueco para la salida lateral del cable neumático-eléctrico.
- (2)P La máquina de empuje debe permitir el avance de la cuchilla verticalmente sin fuerzas significativas horizontales o de torsión.
- (3) Se deben aplicar velocidades de penetración comprendidas entre 10 mm/s y 30 mm/s. Se debe evitar el hincado, excepto en el avance de la cuchilla a través de capas rígidas o fuertemente cementadas que no puedan penetrarse mediante un empuje estático.
- (4)P Las varillas de empuje deben ser rectas y resistentes al pandeo.

9.4 Procedimiento de ensayo

9.4.1 Calibraciones y comprobaciones

- (1)P Todos los dispositivos de control, de conexión y de medida deben revisarse y calibrarse periódicamente respecto a un instrumento de referencia para garantizar que realiza mediciones fiables y precisas.
- (2)P El dilatómetro de cuchilla y membrana debe calibrarse antes de iniciar la penetración en el suelo. La cuchilla de debe montarse de forma que su eje y el de las varillas está alineados. La cuchilla debe ser plana, coaxial y tener un borde de penetración con la forma adecuada. La membrana debe estar libre de partículas de suelo, exenta de arañazos profundos, pliegues o cavidades y expandirse suavemente al insuflar el aire de presurización.

- (3)P La desviación máxima del plano de la cuchilla, definida como el espacio máximo existente bajo una longitud de 150 mm de un borde recto situado a lo largo de la cuchilla paralelamente a su eje, no debe exceder de 0,56 mm; el error máximo de coaxialidad de la cuchilla, definida como la desviación del borde de penetración del eje de las varillas, a las que está unida la cuchilla, no debe ser superior a 1,5 mm.
- (4)P Debe comprobarse la estanquidad de la unidad de control y de las tuberías antes de empezar la secuencia de perfiles dilatométricos aislando el extremo de la cuchilla del cable neumático-eléctrico y comprobando si se produce una caída de presión en el sistema. Debe considerarse inaceptable una pérdida de más de 100 kPa/min y debe repararse antes de empezar el ensayo.
- (5) Cuando el equipo del dilatómetro está montado y preparado para realizar los ensayos, se deben comprobar los interruptores, accionando a mano la membrana adosada a la cuchilla para comprobar que se activan las señales sonoras o visuales en la unidad de control.

9.4.2 Procedimiento de calibración de la membrana

- (1)P La membrana debe calibrarse para medir los valores de la succión, ΔP_A , y de la presión, ΔP_B , estando el equipo montado y listo para realizar los ensayos, e inmediatamente antes de introducir la cuchilla en el suelo y durante la retirada a la superficie del terreno, tanto si se realiza un perfil dilatométrico como un ensayo individual.
- (2)P La membrana debe remplazarse antes de comenzar el ensayo, si se obtienen valores de presión de calibración de ΔP_A y ΔP_B - ante de la introducción de la cuchilla, -fuera de los intervalos, 5 kPa y 30 kPa para ΔP_A y de 5 kPa y 80 kPa para ΔP_B respectivamente.
- (3) Después de cambiar una membrana, es conveniente expansionar la nueva para mejorar la estabilidad de los valores de ΔP_A y de ΔP_B . Esta expansión puede consistir en presurizar la membrana en el aire a 500 kPa durante unos cuantos segundos. Se debe evitar una sobreexpansión que puede producir una deformación permanente de la membrana.
- (4)P Después de cualquier calibración de una membrana, los valores de ΔP_A y de ΔP_B deben reseñarse inmediatamente. Todos los valores de ΔP_A y de ΔP_B deben estar disponibles en el lugar de trabajo.
- (5)P Durante la calibración, la señal sonora o visual activada mediante el interruptor eléctrico debe interrumpirse y activarse claramente y sin ambigüedad cuando la expansión registra 0,05 mm y 1,10 mm respectivamente.
- (6) Es conveniente que cuando se ensayan suelos blandos, el procedimiento de calibración de la membrana se realice más de una vez, para asegurar que los valores estables de ΔP_A y de ΔP_B , se mantienen dentro de los límites prescritos.

9.4.3 Realización del ensayo

- (1)P Después de que se ha hincado la cuchilla en el suelo y se ha introducido hasta la profundidad de ensayo, se deja de aplicar la carga empleada para empujar las varillas e inmediatamente se presuriza la cuchilla para expandir la membrana.
- (2)P La velocidad de la corriente de gas para presurizar la membrana debe ser tal que se obtenga la lectura de la presión A, P_A , a los 20 s después de alcanzar la profundidad de ensayo, la lectura de la presión, P_B , 20 s después de P_A .
- (3)P Una vez que se ha determinado P_B , se debe despresurizar inmediatamente la membrana, para evitar una expansión ulterior y deformaciones permanentes; seguidamente se hace avanzar la cuchilla hasta la siguiente profundidad de ensayo o se retira hasta la superficie.
- (4) Dependiendo del sistema de avance de la cuchilla utilizado, el cable neumático-eléctrico conectado a la cuchilla debería pre-rosarse a las varillas de empuje para protegerlo, utilizando un adaptador ranurado para extraerlo, y roscarlo a la varilla cada 1 m.

- (5) Si se utiliza un reductor del rozamiento para limitar la fuerza necesaria para hacer avanzar la cuchilla, se aconseja localizarlo, al menos, a 200 mm por encima del centro de la membrana.
- (6)P Después de haber retirado la cuchilla a la superficie del terreno, y realizado el procedimiento de calibración de la membrana, los valores de ΔP_A y de ΔP_B deben anotarse y compararse con los medidos previamente. Si los valores de ΔP_A y de ΔP_B medidos ante de introducir la cuchilla en el suelo y después de retirarla a la superficie del terreno difieren en más de 25 kPa, deben descartarse los ensayos realizados entre estas dos calibraciones.

9.5 Interpretación de los resultados

- (1) Los resultados de los ensayos DMT pueden interpretarse utilizando correlaciones bien establecidas para determinar la estratigrafía del subsuelo, las propiedades de deformación de suelos no cohesivos y cohesivos, el estado de tensiones *in situ* y en los suelos cohesivos la resistencia al corte sin drenaje.
- (2) La interpretación de los resultados de los ensayos DMT requieren el conocimiento de la presión intersticial local, u_0 , y la presión vertical efectiva, d_{v0} , antes de la inserción de la cuchilla. El valor de u_0 a la profundidad de ensayo se debe determinar a partir de mediciones fiables de la presión intersticial. El valor de σ'_{v0} a la profundidad de ensayo debería estimarse a partir de los pesos específicos de las capas por encima de la profundidad considerada.
- (3) Cuando se interpretan los resultados de los ensayos DMT, los valores de p_0 , p_1 , u_0 y σ'_{v0} para un punto de ensayo y una determinada profundidad de la membrana deberían corresponderse coherentemente.
- (4) La presión del suelo, p_1 , sobre la membrana DMT cuando su centro se expande 1,10 mm se debería determinar mediante la siguiente expresión:

$$p_1 = p_B - \Delta P_{B; \text{avg}} - Z_m$$

- (5) La presión del suelo, p_0 , sobre la membrana situada en el centro de la cuchilla, debería determinarse por extrapolación a partir de la presión del suelo sobre la membrana a las dos deformaciones de 0,05 mm y 1,10 mm, usando la siguiente expresión:

$$p_0 = 1,05 (P_A + \Delta P_{A; \text{avg}} - Z_m) - 0,05 p_1$$

- (6) El índice de material, I_{DMT} , el índice de fuerza horizontal, K_{DMT} , y el módulo dilatométrico, E_{DMT} , pueden calcularse mediante las siguientes expresiones:

$$I_{\text{DMT}} = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0}$$

$$K_{\text{DMT}} = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}}$$

$$E_{\text{DMT}} = 34,7 (p_1 - p_0)$$

9.6 Informe de resultados

- (1)P Además de los requisitos que se citan en 2.6, el informe de resultados debe incluir la siguiente información:
 - tipos de equipo y varillas;
 - características de los sistemas utilizados para el avance de la cuchilla;
 - profundidad de pretaladro y sistema del mantenimiento del sondeo, si lo hubiera;

- diámetro y localización del reductor del rozamiento, si se utiliza;
- empuje aplicado a las varillas y en la parte superior de la cuchilla, si se mide;
- elevación del nivel freático;
- procedimientos de cálculo de la presión intersticial sobre la membrana a cada cota de ensayo;
- características del sistema de medición para obtener la presión intersticial *in situ*, cuando sea importante;
- tipo y tamaño de la cuchilla y de la membrana;
- lectura de cero de los dispositivos de medida;
- valores de las presiones de calibración, ΔP_A y de ΔP_B , medidos antes y después de realizar cada perfil dilatométrico o cada ensayo individual y los correspondientes valores medios;
- registro de los valores obtenidos de las presiones P_A y P_B ;
- registro de los valores obtenidos calculados de las presiones p_0 y p_1 ;
- cualquier observación importante del operador, tales como: incidentes, daños en el equipo durante el ensayo, reparaciones y sustituciones, detalles no incluidos en la lista anterior que puedan afectar a la interpretación de los resultados de ensayo.

9.7 Valores deducidos de los parámetros geotécnicos

9.7.1 Capacidad de carga de cimentaciones superficiales

- (1)P Cuando se evalúa la capacidad de carga de cimentaciones superficiales tomando como base los resultados de los ensayos DMT, se debe utilizar un método analítico
- (2) Cuando se utiliza el ejemplo de método analítico recogido en el anexo B de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1, el valor deducido de la resistencia de corte sin drenar de arcillas no cementadas, para los que los resultados del ensayo DMT ofrecen valores de $I_{DMT} < 0,8$, se pueden calcular mediante la siguiente expresión:

$$c_u = 0,22 \sigma'_{v0} (0,5 K_{DMT})^{1,25}$$

o cualquier otra relación bien documentada basada en la experiencia local.

9.7.2 Asentamiento de cimentaciones superficiales

- (1) Cuando se aplica el método elástico ajustado del anexo D de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1, el asentamiento unidireccional de cimentaciones superficiales puede calcularse utilizando los valores del módulo tangente unidimensional, E_{oed} , determinado a partir de los resultados de los ensayos DMT como se refleja en el anexo H. En suelos cohesivos, este procedimiento puede aplicarse cuando al incrementar la fuerza inducida por la carga de la cimentación es inferior a la presión de preconsolidación.

9.7.3 Cimentaciones de pilotes

- (1)P Cuando la capacidad portante última de los pilotes se evalúa a partir de los resultados de los ensayos DMT se debe aplicar un método de cálculo analítico para adoptar los valores de la resistencia de la punta y del fuste.

10 ENSAYO DE DILATÓMETRO PARA ROCAS (RDT)

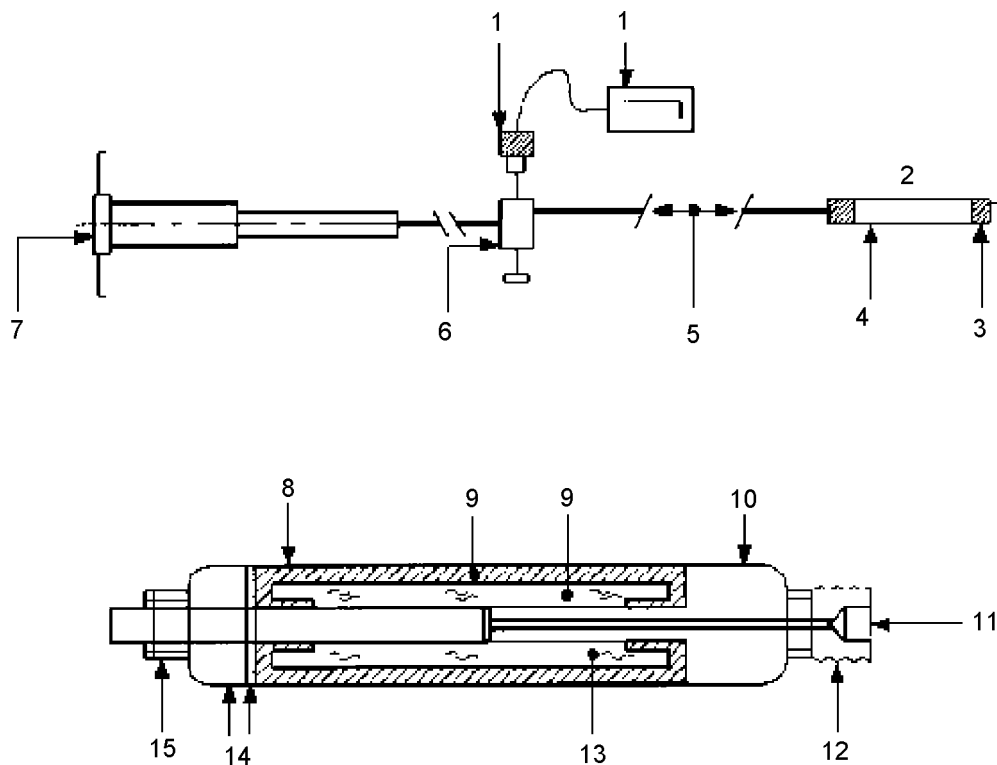
10.1 Generalidades

- (1)P Este ensayo se utiliza para la determinación *in situ* de la deformabilidad de las rocas mediante la medición de la expansión radial de una sección de un sondeo, debida a una presión radial uniforme conocida aplicada por medio de una sonda dilatómetrica cilíndrica.
- (2)P El fundamento del ensayo consiste en insertar dentro de un sondeo una sonda cilíndrica, que tiene una membrana flexible que se puede expandir hacia el exterior, y medir, a intervalos predeterminados o de una manera semicontinua en localizaciones de ensayo próximas, el desplazamiento radial del sondeo cuando se hincha la sonda con una presión radial conocida.
- (3) Este ensayo se utiliza principalmente en formaciones de rocas duras para obtener la variación de la deformabilidad con la profundidad.
- (4)P El ensayo debe realizarse según un método que cumpla los requisitos de este capítulo.
- (5)P El método de ensayo debe incluirse detalladamente en el informe de resultados de ensayo.
- (6) También puede definirse por referencia a una norma publicada.

10.2 Definiciones y símbolos

10.2.1 Sonda dilatómetrica y aparato de ensayo

- (1) Los componentes principales de un aparato dilatómetrico para el ensayo de rocas se indican en la figura 10.1.



Leyenda

- 1 Unidad de medición y registro de presión
- 2 Sonda dilatométrica
- 3 Tapón final
- 4 Membrana
- 5 Tubo de alta presión
- 6 Válvula
- 7 Unidad de control del funcionamiento de la bomba y del desplazamiento del fluido
- 8 Membrana flexible
- 9 Localización de los transductores de desplazamiento
- 10 Cuerpo central
- 11 Conexión de alta presión
- 12 Adaptador roscado para insertar la herramienta
- 13 Fluido
- 14 Extremo desmontable tapadera de cierre
- 15 Tuerca de retención

Fig. 10.1 – Principales componentes de un dilatómetro para rocas

- (2)P **sonda:** Dispositivo cilíndrico que consiste en una membrana exterior flexible montada sobre un núcleo de acero que puede llenarse de un fluido que infla la membrana desde el interior y la expande contra las paredes del sondeo aplicando una presión radial uniforme.
- (3)P **rigidez de la membrana:** Presión que ha de aplicarse en el interior de la membrana para inflarla y expandirla en el aire.
- (4)P **compresión de la membrana:** Cambio de espesor de la membrana cuando se incrementa la presión interior.
- (5)P **cilindro de calibración:** Cilindro fabricado con un material de propiedades elásticas conocidas y que tiene un diámetro interior ligeramente mayor que el diámetro de la sonda desinchada y de una longitud igual a la de la ésta.

- (6)P **rigidez del sistema hidráulico:** Incremento de presión que la superficie del terreno ejerce sobre el dilatómetro, que corresponde a un incremento de volumen dado del sistema de presurización medido en la superficie del terreno.
- (7)P **dilatación del sondeo, ΔD :** Incremento medio del diámetro del sondeo, D , a lo largo de la sección a la que se aplica la presión.
- (8)P **presión de asentamiento p_s :** Presión mínima que se ha de aplicar antes de expandir la sonda para asegurar el contacto permanente de la membrana flexible con las paredes del sondeo sin que se produzca ningún deslizamiento.
- (9)P **gráfico presión-dilatación:** Gráfico que representa la presión aplicada y la correspondiente dilatación, como ΔD en función de p_i , y el volumen de la sonda en función de p_i .

10.2.2 Símbolos de los parámetros del dilatómetro

- (1)P Se definen los siguientes parámetros:

- p_i presión en el interior de la sonda durante el ensayo;
- p_{ic} presión aplicada a las paredes del sondeo durante el ensayo;
- ν_z coeficiente de Poisson de la roca que se esta ensayando;
- E_d módulo dilatómico de deformación de una sección de ensayo del sondeo;
- E_{d1} módulo dilatómico secante de un sondeo que corresponde a un incremento finito de la presión, Δp_{ic} .

10.3 Equipo

10.3.1 Equipo de perforación

- (1)P El equipo de perforación debe permitir obtener un sondeo limpio y de paredes lisas, de un diámetro ligeramente superior al de la sonda desinflada y más pequeño que el diámetro de la sonda dilatada con aire cuando se expande en el aire dentro del rango de presiones que se van a aplicar durante el ensayo.
- (2) Cuando sea necesario, las paredes del sondeo deben entubarse, excepto en la sección de ensayo, o mediante una cementación y un ulterior reperforación. Durante la cementación, la parte superior de la lechada fluida no conviene que sea superior a 3 m para evitar la presión de la lechada. Después de reperforar y antes de ensayar el espesor del recubrimiento de cemento no conviene que sea más delgado de 1 mm.

10.3.2 Sistema de presurización

- (1)P El sistema hidráulico de la sonda dilatómica debe permitir almacenar y desplazar el fluido necesario para llenar, inflar y desinflar la sonda, cuando se aplican todos los rangos especificados de presión de fluido y realizando la carga cíclica y el ensayo de relajación de la tensión cuando se requiera.
- (2) Para la medición en formaciones de rocas duras puede ser suficiente la aplicación de presiones de 20 MPa, como máximo.
- (3)P La rigidez del sistema hidráulico deber ser tal que la dilatación del sistema sea mínima si los desplazamientos radiales del sondeo están recalculados a partir de mediciones de cambios de volumen tomadas a nivel del suelo.
- (4) Los fluidos que se utilizan más frecuentemente para alcanzar la presión son: glicerina etileno, glicol, agua y aceite hidráulico.

10.3.3 Sistema de medida

- (1)P El sistema de medida debe permitir calcular la presión del fluido aplicada con una precisión mejor del 2% y el volumen del fluido desplazado para presurizar la sonda con una precisión de 1% del volumen de la sonda, en el rango completo de presiones que se van a emplear en el programa de ensayos.
- (2)P Cuando se han obtenido los desplazamientos del sondeo por medición directa sobre las paredes del sondeo, como con transductores de desplazamiento, el dispositivo de medida debe permitir determinar el diámetro del sondeo con una precisión de, al menos 0,02 mm.

10.3.4 Equipo de calibración

- (1)P En el lugar de los ensayos se debe disponer de, al menos, un cilindro de calibración de propiedades elásticas conocidas, de un diámetro interno igual al del sondeo y de una longitud igual a la de la sonda, para determinar la rigidez del sistema del dilatómetro de ensayo.
- (2) El cilindro de calibración debe tener una rigidez similar a la de la masa rocosa que se va a ensayar y es conveniente que permita la calibración en todo el rango de presiones especificado para el programa de ensayos.
- (3) Se aconseja utilizar dos o más cilindros de diferente rigidez para mejorar la incertidumbre de las medidas y la precisión del procedimiento de calibración.

10.3.5 Sonda dilatométrica

- (1)P La sonda debe estar provista de los componentes necesarios para asegurar el control de la presión y de la estanquidad, la purga del sistema y la conexión con las varillas, la conducción de alta presión y el cable para presurizar y colocar en posición la sonda dentro de la perforación.
- (2) Es conveniente que la membrana flexible sea lo suficientemente sólida para que no se dañe cuando se introduce y se retira del sondeo, pero lo suficientemente flexible para transmitir, al menos, el 90% de la presión que se aplica en el interior de la sonda.
- (3)P Para ensayos en formaciones rocosas duras se debe utilizar una sonda equipada con los dispositivos de medida que permitan medir las dilataciones del sondeo directamente sobre las paredes del sondeo. Los dispositivos de medición deben montarse en el punto medio de la membrana e igualmente espaciados.
- (4) Las sondas no equipadas con los dispositivos necesarios para medir las dilataciones del sondeo sobre las paredes de éste sólo pueden utilizarse en rocas blandas o cuando se prevén grandes deformaciones en comparación con el volumen de la sonda.

10.4 Procedimiento de ensayo

10.4.1 Calibraciones y comprobaciones

- (1)P Todos los dispositivos de medición proporcionarán medidas fiables y precisas.
- (2)P Antes de realizar cada serie de ensayos, y periódicamente durante el programa de ensayos o después de una reparación importante, se debe realizar una revisión completa de todo el equipo del dilatómetro, con la sonda y el sistema hidráulico y el sistema de presurización lleno de fluido, completamente purgado para eliminar cualquier burbuja de aire y presurizado para comprobar que no se producen fugas.
- (3) La sonda debe inflarse en el aire, sin confinamientos, y se deben tomar medidas para obtener la relación entre la presión sin confinamiento y de dilatación, a partir de la cual se determine la rigidez de la membrana flexible.

- (4)P Cuando se utilizan sondas provistas de transductores de desplazamiento, que miden la dilatación de la membrana relativa al interior de cavidad, en lugar de la relativa a la paredes del sondeo, se debe determinar antes del ensayo la compresión de la membrana.
- (5)P Cuando se utiliza un equipo que permite medir la presión del fluido y el volumen del fluido desplazado sólo en la superficie del terreno, antes del ensayo se debe determinar la rigidez del sistema hidráulico.
- (6)P La rigidez del sistema hidráulico debe determinarse a partir de la rigidez del cilindro de calibración y de la rigidez conjunta del sistema hidráulico y del cilindro de calibración.
- (7)P La rigidez conjunta del sistema de calibración y del cilindro de calibración se debe determinar a partir del gráfico presión-dilatación obtenido con la sonda dentro del cilindro de calibración, incrementando la presión del fluido escalonadamente y midiendo el volumen correspondiente del fluido desplazado. La presión debe incrementarse dentro del rango de presiones especificado para el programa de ensayos establecido para obtener, al menos, cinco medidas de presión y los valores correspondientes del volumen de fluido desplazado.

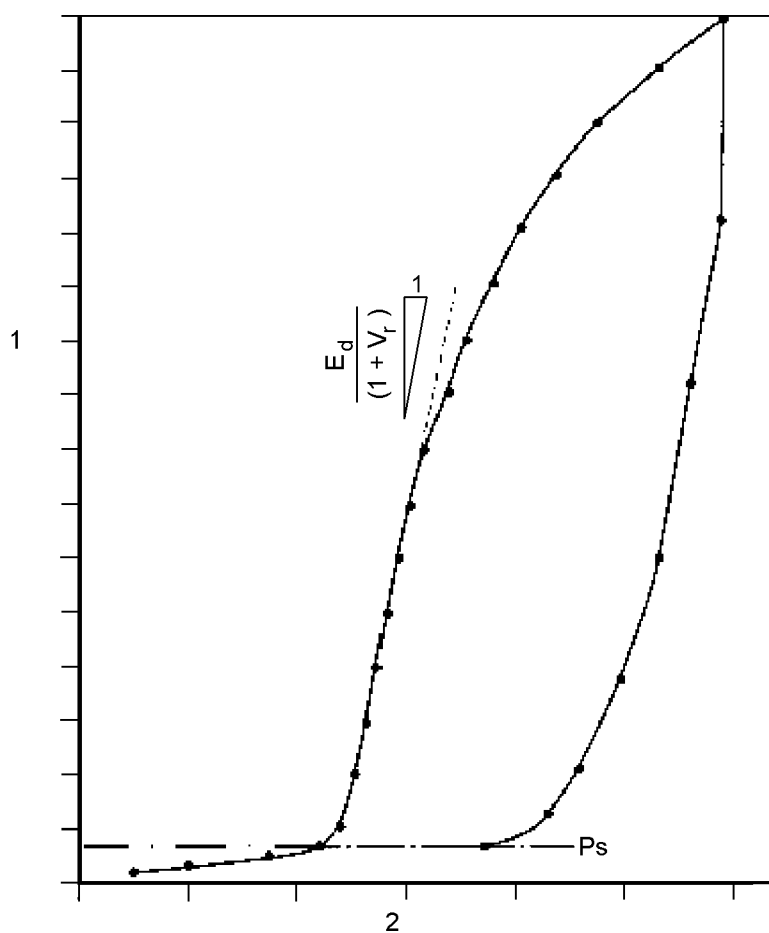
10.4.2 Realización del ensayo

- (1)P Después que se ha completado el sondeo, antes de insertar la sonda, se debe comprobar el diámetro y el espacio libre y registrarlos.
- (2) Se aconseja comprobar el espacio libre del sondeo utilizando una galga cilíndrica del mismo tamaño que la sonda. También es conveniente comprobar las paredes de sondeo para detectar la presencia de fisuras, huecos o fragmentos de rocas que puedan dañar la membrana flexible u obstaculizar la sonda.
- (3)P Se debe determinar con una precisión de ± 50 mm y registrar la posición de la sonda a la profundidad de ensayo requerida.
- (4) Cuando se quiere obtener un perfil continuo de la deformabilidad, se aconseja que el incremento de la profundidad entre sucesivas alturas de ensayo varíe entre 1 m y 5 m.
- (5)P Después que se ha colocado la sonda en posición a la profundidad de ensayo requerida, se infla , aplicando el primer escalón de presión, que debe ser la presión mínima durante el ensayo.
- (6)P Cuando la sonda está situada, se debe incrementar la presión, al menos, en, aproximadamente cinco incrementos iguales, hasta alcanzar el valor máximo posible sin sobrepasar una presión de seguridad que pueda dañar el equipo de ensayo.
- (7)P Se deben anotar y registrar las medidas de la presión aplicada y del volumen de fluido desplazado o la dilatación del sondeo para cada incremento de presión. Se debe mantener la presión en cada incremento durante un tiempo suficiente para determinar si el comportamiento de la roca depende del tiempo.
- (8) Conviene evaluar el comportamiento dependiente del tiempo y la velocidad de la fluencia, manteniendo constante el volumen de fluido dentro de la sonda y registrando el tiempo durante el que decrece la presión, o manteniendo la presión del fluido constante y registrando el incremento de la dilatación del sondeo con el tiempo.
- (9)P Se debe mantener la presión máxima constante, al menos, durante 10 min, y registrar las medidas del volumen del fluido desplazado o de la dilatación del sondeo que se produzcan durante este tiempo.
- (10) También se aconseja tomar y registrar las medidas de la presión aplicada y del volumen desplazado o de la dilatación del sondeo durante la descarga.

10.5 Interpretación de los resultados

- (1) Los resultados del dilatómetro cilíndrico puede utilizarse para determinar las propiedades de deformación y de fluencia de la roca de la zona mediante un ensayo realizado en rocas intactas.

- (2) En rocas frágiles o arcillosas y en formaciones fracturadas o muy juntas, donde el recubrimiento del núcleo es pobre o inadecuado para obtener muestras representativas para ensayos de laboratorio, se puede utilizar el ensayo del dilatómetro cilíndrico para clasificar rápidamente el registro del sondeo y para comparaciones de deformabilidades relativas de diferentes estratos de rocas.
- (3) Para la interpretación de los ensayos del dilatómetro cilíndrico es necesario conocer el módulo de Poisson de la roca ensayada.
- (4) Cuando se ensayan rocas duras y no fracturadas y cuando la presión aplicada y la dilatación correspondientes del sondeo se miden directamente sobre las paredes del sondeo, se puede determinar el módulo dilatométrico, E_d , de la sección de ensayo del sondeo a partir de la pendiente de la parte recta de la curva presión-deformación para el rango de presiones mayor que las presiones de asentamiento que se muestran en la figura 10.2.



Leyenda

- 1** Presión aplicada (p_{ic})
- 2** Deformación radial ($\epsilon = \Delta D/D$)

Fig. 10.2 – Definición del módulo dilatométrico (p_s = presión de asentamiento)

- (5) El valor del módulo dilatómetro secante, E_{d1} , expresado en MPa y que corresponde a un incremento de presión Δp_{ic} , puede determinarse a partir de la curva de la figura 10.2 o mediante la siguiente expresión:

$$E_{d1} = (1 + \nu_r) D \frac{\Delta p_{ic}}{\Delta D}$$

donde

Δp_{ic} es la presión aplicada a las paredes del sondeo de ensayo, en megapascasles;

ΔD es la dilatación del sondeo de ensayo, en milímetros;

D es el diámetro del sondeo de ensayo antes del ensayo, en milímetros.

- (6)P Cuando se mide la presión aplicada en el interior de la sonda, el valor p_{ic} se debe determinar a partir del correspondiente valor de p_i corregido considerando la rigidez de la membrana antes de determinar los valores E_d y E_{d1} .
- (7)P Cuando se ha determinado la dilatación del sondeo a partir de las mediciones sobre las paredes interiores de la membrana, estas medidas deben corregirse para considerar la compresión de la membrana antes de determinar los valores E_d y E_{d1} .
- (8)P Cuando se determinan la presión aplicada a las paredes del sondeo y la dilatación correspondiente del sondeo a partir de las medidas de la presión del fluido y del volumen de fluido desplazado tomados en la superficie, estas medidas deben corregirse para tener en cuenta la rigidez del sistema hidráulico, la rigidez y la compresión de la membrana.

10.6 Informe de resultados

- (1)P Además de los requisitos recogidos en 2.6 en el informe de ensayo se debe incluir la siguiente información:
- diámetro y longitud del sondeo;
 - detalles del programa de perforación, incluyendo el método y el equipo utilizado;
 - registro geotécnico del testigo de perforación, indicando el tipo y propiedades de la roca, nivel de las aguas subterráneas emplazamiento de las secciones de ensayo y de las secciones entubadas o cementadas, si las hubiera;
 - detalles del equipo y del procedimiento de ensayo y calibración, junto con los resultados de la calibración, incluyendo la temperatura del aire ambiente en el momento de la calibración;
 - lecturas de ensayo tabuladas de la presión aplicada y el correspondiente volumen de fluido desplazado o de la dilatación del sondeo de ensayo medida por cada transductor, obtenidas para cada profundidad de ensayo en los sondeos, y para cada rango de presión e intervalo de tiempo;
 - cuando proceda, gráfico de las curvas presión-dilatación, obtenidas durante la calibración y ensayo, para cada profundidad de ensayo; y para cada desplazamiento del transductor interior de la sonda;
 - cuando proceda, dibujo de las curvas presión-dilatación obtenidas durante la calibración y ensayo para cada profundidad de ensayo, corregidas según la rigidez del sistema, la rigidez de la membrana y la compresión de la membrana;

10.7 Valores derivados de los parámetro geotécnicos

- (1) Los resultados de los ensayos dilatómétricos pueden utilizarse para comprobar el estado límite de servicio de cimentaciones superficiales sobre rocas mediante el análisis de las deformaciones.
- (2) Cuando se realiza un análisis de deformación, el módulo de Young, E , puede tomarse igual a E_d , en el supuesto de que la roca sea linealmente elástica e isotrópica.

11 ENSAYO DE CARGA EN PLACA (PLT)

11.1 Generalidades

- (1)P El ensayo de carga en placa se utiliza para la determinación *in situ* de las propiedades del asiento vertical y de la resistencia de suelos y macizos rocosos registrando la carga y el correspondiente asentamiento cuando se aplica mediante una placa rígida esta carga al terreno.
- (2) Este capítulo se refiere al ensayo de la carga en placa realizado en un terreno excavado expresamente o en el fondo de una excavación a cierta profundidad o en el fondo de un sondeo de gran diámetro perforado previamente.
- (3) El ensayo es aplicable a todos los suelos, rellenos y rocas, pero normalmente no es recomendable para los suelos cohesivos muy blandos.
- (4)P El ensayo de be realizase siguiendo un método que cumpla las prescripciones que se indican en este capítulo.
- (5)P El método utilizado debe describirse detalladamente junto con los resultados del ensayo.
- (6) El método de ensayos también puede describirse por referencia a una norma publicada.
- (7)P Se debe justificar cualquier desviación de las prescripciones que se dan a continuación y, en particular, comentar su influencia en los resultados.
- (8) Existe experiencia de desviaciones respecto a:
 - tamaño de la placa;
 - procedimiento de ensayo (incrementos de carga, velocidad constante de deformación).

11.2 Definiciones

- (1)P **presión de contacto aplicada, p :** La presión de contacto es igual a la carga aplicada, incluyendo, el peso del aparato que actúa directamente sobre la placa y el peso de la placa, dividida por el área de la base de la placa.
- (2)P **presión de contacto última, p_u :** Es la mayor presión de contacto posible o la presión de contacto para la que el asiento alcance o supere un valor especificado.

11.3 Equipo

11.3.1 Aparato

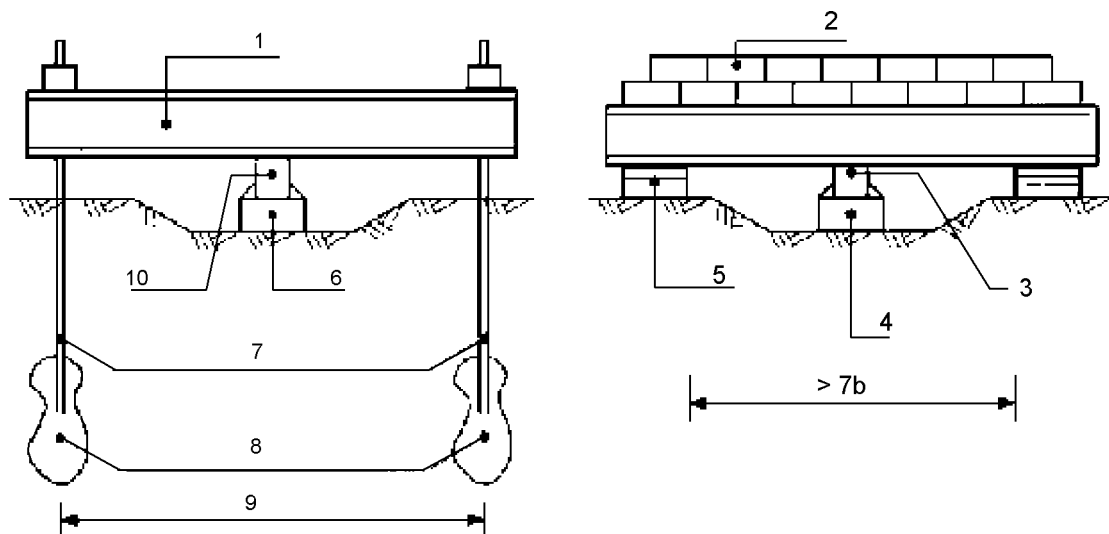
11.3.1.1 Placa

- (1)P La placa debe ser rígida para evitar que se doble y, nominalmente plana por su parte inferior La parte superior debe contener la guía para situar la columna de carga, en particular, cuando el ensayo se va a hacer en un sondeo. El eje longitudinal de la columna de carga y el centro de la placa deben coincidir y el contacto debe ser mediante una rótula.

- (2)P Cuando se realiza el ensayo cargando una placa en terrenos muy heterogéneos, la placa debe tener un tamaño tal que no tengan influencias las irregularidades firmes o blandas. La anchura de la placa, b , debe ser, al menos, cinco veces –preferiblemente diez veces– mayor que la partícula más grande.
- (3) En este capítulo se consideran placas circulares y cuadradas. Para deducir las propiedades de asentamiento y de resistencia, es preferible utilizar placas circulares. Por el contrario, para el cálculo directo de un proyecto normalmente se utilizan placa cuadradas. Si se pretende producir una rotura en una determina dirección, se puede conseguir utilizando una placa de ensayo rectangular. Es aconsejable que la relación entre la dimensión menor de la placa rectangular y la mayor sea mayor de 0,8; la dimensión menor normalmente debería ser mayor de 1 m.
- (4) En el caso de placa circulares, se utilizan normalmente de diámetros superiores a 0,6 m.

11.3.1.2 Sistema de aplicación de cargas y de reacción

- (1)P El sistema de aplicación de cargas debe estar diseñado para poder producir las presiones de contacto establecidas, así como los asientos requeridos y se puede alcanzar el asentamiento requerido.
- (2) La carga de reacción necesaria puede obtenerse mediante un gato hidráulico que empuja un contrapeso o unos pilotes o anclajes o por oposición a unos apoyos existentes (véase la figura 11.1).
- (3)P Los contrapesos o sus soportes deben colocarse lo suficientemente separados de la posición de ensayo propuesta para reducir a un nivel aceptable su influencia en los resultados.
- (4) Normalmente es suficiente una distancia entre el centro de la placa y el sistema de reacción de 3,5 veces la anchura o el diámetro de la placa.
- (5)P La columna de carga debe tener suficiente resistencia para evitar un pandeo indebido bajo carga máxima y, en caso de ensayos en pozos, deben quedar limpias las paredes del pozo.
- (6) Es conveniente que la columna de carga tenga una rótula de bola entre la viga de reacción y la placa, que asegure la estabilidad horizontal.



Leyenda

- | | |
|--------------------|---------------------------------------|
| 1 Viga de reacción | 6 Placa de ensayo |
| 2 Apoyo | 7 Varillas de anclaje |
| 3 Gato hidráulico | 8 Cementado |
| 4 Placa de ensayo | 9 >7b (anchura de la placa de ensayo) |
| 5 Contrapeso | 10 Gato hidráulico |

Fig. 11.1 – Ejemplos de sistema de aplicación de cargas

11.3.2 Equipo de medida

11.3.2.1 Sistema de medición de cargas

- (1)P Se debe colocar el dispositivo de medición de cargas entre el sistema de aplicación de cargas y la placa de ensayo, el cual debe calibrarse para la carga de ensayo máxima prevista y para la precisión requerida para el ensayo.
- (2)P La precisión del sistema de medida de la carga permitirá medir cualquier carga aplicada con incertidumbre menor del 5%.
- (3) Es conveniente que el sistema de medida de carga no tenga histéresis.

11.3.2.2 Sistema de medida del asentamiento

- (1)P La medición del asentamiento del centro de la placa debe realizarse por referencia a puntos fijos no influidos por la carga de la placa o por la reacción del sistema de carga.
- (2)P La precisión del sistema completo de medida de asentamiento debe ser inferior al 2% o, al menos, 0,1 mm.
- (3) Si se usan indicadores de dial o transductores eléctricos de desplazamiento para medir el asentamiento, éstos deben fijarse a un marco que sea lo suficientemente rígido para evitar flechas y vibraciones.
- (4) Es conveniente proteger el puente de medida del viento, del sol y de las heladas.

- (5) Si se emplean placas grandes, de mas de 1 m de anchura, se recomienda medir el asentamiento con un nivel telescópico de una precisión de 0,1 mm. Se deben elegir dos puntos fijos de referencia que estén suficientemente próximos pero fuera del área de influencia de las cargas.
- (6) Es conveniente que el sistema de medida del asentamiento permita medir el desplazamiento medio y la inclinación de la placa. Se recomienda que la placa se sitúe centrada en, al menos, en un sistema de medición de tres puntos; los tres puntos de medición deberían estar igualmente repartidos en la placa.

11.4 Procedimiento de ensayo

11.4.1 Exploraciones previas de las condiciones del terreno

- (1)P Si no se conocen las condiciones existentes del terreno en el emplazamiento del ensayo, éstas se deben determinar a una profundidad de más de cinco veces (preferiblemente ocho veces) el diámetro o la anchura de la placa por debajo del nivel del ensayo.
- (2) En el caso de rocas, puede ser suficiente un profundidad de menos de cinco veces el diámetro o la anchura de la placa para realizar estudios de laboratorio.

11.4.2 Calibraciones y comprobaciones

- (1)P Se deben calibrar los manómetros, los sistemas de transductores de carga, y los transductores eléctricos de desplazamiento, al menos, cada seis meses y comprobarse antes de cada operación de ensayo.
- (2)P Los comparadores y los transductores de desplazamientos deben comprobarse en el emplazamiento antes de cada ensayo mediante un bloque de medida de tamaño conocido colocado bajo la punta del indicador.

11.4.3 Preparación del área de ensayo

- (1)P El terreno debe estar inalterado si el ensayo se realiza en suelo natural o en roca. Se debe eliminar el material alterado.
- (2)P La superficie de contacto del suelo o de la roca con la placa debe ser lisa y estar nivelada horizontalmente.
- (3) Si fuera necesario, esto puede conseguirse con un material de relleno de una resistencia mayor que el terreno. Para ensayos en suelos cohesivos después de nivelar el terreno, y lo antes posible es conveniente verter y extender una pasta de yeso de fraguado rápido para obtener una superficie nivelada de no más de 20 mm de espesor. Inmediatamente después de extender la pasta, se asienta la placa.
- (4) En el caso de suelos granulares, se debe rellenar cualquier hueco con arena limpia y seca para obtener una superficie nivelada en la que se apoye la placa.
- (5) Si es posible, la preparación final de la nivelación de ensayo, tanto en pozos, como en sondeos, se debe hacer a mano.
- (6)P Cuando se realicen varios ensayos en un área determinada, la distancia entre los centros de las placas contiguas debe ser, al menos, seis veces el diámetro o la anchura de las placas.
- (7) En el caso de placas de hormigón vertido *in situ*, no es necesaria ninguna preparación especial del suelo; si se trata de rocas, es conveniente limpiar a mano la superficie de detritus.

11.4.4 Preparación y colocación [asentamiento] del aparato de carga y medida

- (1)P Cuando se utilizan pilotes tensados para la reacción, éstos deben colocarse antes de descubrir el área de ensayo. Los pilotes tensados no deben influir en el terreno ensayado.

- (2)P No se debe precargar la placa de ensayo durante el levantamiento del sistema de reacción y medición de la fuerza. La columna de carga debe colocarse centrada sobre la placa y perpendicularmente, para que la carga de reacción se apliquen directamente sobre la placa sin excentricidad.

11.4.5 Ensayo de carga

11.4.5.1 Ensayo de carga por incrementos

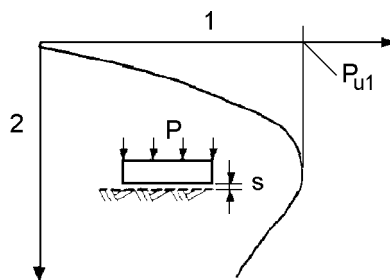
- (1)P Un ensayo de carga por incrementos debe realizarse si se han deducido las propiedades de carga drenada del suelo.
- (2)P Se debe aplicar la carga en incrementos iguales (aproximadamente en diez escalones) y en cada escalón se mantendrá la carga durante un cierto tiempo.
- (3)P En suelos cohesivos, al final de cada incremento se debe realizar una consolidación primaria; esto debe comprobarse evaluando las curvas tiempos-asentamiento, incluyendo la fluencia al final de cada incremento.
- (4) En suelos cohesivos, cada escalón de carga se aplica normalmente cada 8 min y los asentamientos después de 1 min, 2 min, 4 min y 8 min o de forma continua una o dos veces por minuto, con un equipo de medición automático. En ocasiones, cada nivel de carga se aplica cada 16 min en lugar de 8 min.
- (5) En el caso de ensayo para diseño directo, la aplicación de los incrementos ascendentes de carga hasta la carga de trabajo puede durar un largo periodo de tiempo (uno o dos meses) para una estimación del comportamiento a largo plazo.
- (6)P Si debe obtenerse una indicación de las cantidades relativas de los asentamientos reversibles y permanentes, el ensayo debe realizarse mediante ciclos de carga y descarga.
- (7) Durante la descarga, los decrementos pueden ser el doble que durante la carga.
- (8) Conviene que los ciclos de descarga y carga se apliquen antes de que se alcance la carga crítica; se debe evitar la descarga total.

11.4.5.2 Ensayo con velocidad de penetración constante

- (1) Un ensayo a velocidad de penetración constante puede realizarse si hay que deducir las propiedades de carga sin drenar de suelos cohesivos. Debe elegirse la velocidad de asentamiento según la permeabilidad del suelo y del tamaño de la placa para asegurar las condiciones sindrenaje durante el ensayo.
- (2) El ensayo debe continuarse hasta que se alcance un asentamiento igual al 15 % del diámetro o de la anchura de la placa.

11.5 Interpretación de los resultados

- (1) Los resultados del PTL se presentan en forma de curvas que representa el asentamiento en función de la presión de contacto aplicada, p_u , y una indicación de la última presión de contacto (véase la figura 11.2).

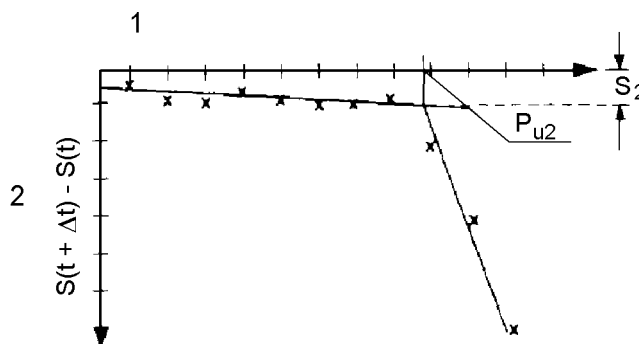


Leyenda

- 1 presión de contacto media, p , kPa;
- 2 asentamiento, s , mm.

Fig. 11.2 – Relación entre la presión de contacto aplicada y el asentamiento de una placa apoyada en una arcilla sensitiva o en una arena densa

- (2) La presión de contacto máxima, p_u obtenida a partir de los resultados del ensayo PLT, puede tomarse como:
- la mayor presión posible, p_{u1} , en arcilla sensitiva o en arena densa, (véase la figura 11.2);
 - la presión p_{u2} a la que la fluencia $s_2 = (t + \Delta t) - s(t)$ aumenta considerablemente (véase la figura 11.3);
 - igual a la presión p_{u3} , para un asentamiento definido, por ejemplo, el 15 % del diámetro o de la anchura de la placa.



Leyenda

- 1 Presión de contacto media, p , kPa
- 2 Fluencia, mm $s_2 = (t + \Delta t) - s(t)$

Fig. 11.3 – Evaluación de la presión máxima de contacto en función de la fluencia (p_{u2} puede ser un método alternativo para determinar la presión máxima de contacto, p_u)

11.6 Informe de resultados

- (1)P Además de los requisitos establecidos en 2.6, el informe de resultados debe incluir la siguiente información:
- número de la placa;
 - tamaño de la placa;

- emplazamiento;
- método para acceder a la posición de la placa de ensayo, por ejemplo mediante un sondeo, un pozo de ensayo, etc.
- tamaño o área del pozo de ensayo, diámetro del sondeo, etc.;
- cota de la placa de ensayo;
- duración (principio y final del ensayo);
- descripción de suelo o de la roca ensayada;
- descripción de la disposición del ensayo (sistemas de reacción y carga y sistema de medición del asentamiento);
- fecha de calibración y equipos de comprobación de medidas;
- velocidad de asentamiento durante cada incremento de carga (programa de carga);
- tiempo y presión de contacto dependiendo de las lecturas del asentamiento;
- gráfico del asentamiento en función de la presión de contacto aplicada incluyendo los ciclos de carga y descarga;
- fluencia durante cada incremento del ciclo de carga;
- gráfico del asentamiento en función del tiempo a partir de los incrementos de carga de interés;
- lecturas de la temperatura (en la placa de ensayo) en función del tiempo;
- cualquier observación de interés del observador que pueda afectar a la interpretación de los resultados del ensayo.

11.7 Valores deducidos de los parámetros geotécnicos

- (1) Los resultados del PLT pueden utilizarse para predecir el comportamiento de cimentaciones superficiales.
- (2) Para deducir los parámetros geotécnicos de una capa homogénea (para uso en diseño indirecto), la capa debería tener un espesor debajo de la placa de, al menos dos veces la anchura o el diámetro de la placa.
- (3) Los resultados del PLT sólo puede utilizarse para el diseño directo si:
 - el tamaño de la placa se ha elegido considerando la anchura de la cimentación superficial proyectada (en cuyo caso las observaciones se transforman directamente);
 - existe una capa homogénea superior a dos veces la anchura de la cimentación proyectada (en cuyo caso los resultados de placas pequeñas – no considerando la anchura de la cimentación proyectada – se utilizan para transformar los resultados en una base empírica para el tamaño real de la cimentación).
- (4) Si se utiliza el ejemplo de método analítico para el cálculo de la capacidad de carga, del anexo B de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1, la resistencia al corte sin drenar, c_u , puede deducirse a partir de un PTL, realizado a velocidad constante de penetración.

- (5) En el anexo I.1 se incluye un ejemplo de la estimación del valor deducido de c_u .
- (6) Si para la evaluación del asentamiento se utiliza el método de la elasticidad ajustada descrito en el anexo D de la Norma Europea Experimental ENV 1997-1, el módulo de Young, E_M , puede deducirse del módulo de asentamiento de placa E_{PLT} , basado en experiencias reconocidas.
- (7) En el anexo I.2 se indica la determinación del módulo E_{PLT} .
- (8) El coeficiente de reacción del terreno (coeficiente de balasto), k_s , para evaluar el asentamiento puede deducirse de los resultados del ensayo de cargas por incrementos.
- (9) En el anexo I.3 se recoge un ejemplo del cálculo de k_s .
- (10) Para un diseño directo, los resultados del PLT pueden transferirse directamente al problema de la cimentación sin utilizar ningún parámetro geotécnico.
- (11) Para determinar directamente el comportamiento del asentamiento de las cimentaciones alargadas a partir de los resultados del PLT, se recomienda que el tamaño de la placa tenga una cierta relación con la anchura de la zapata. Los tamaños recomendados de la placa están tabulados en la tabla 11.1 para diferentes zapatas.

Tabla 11.1
Tamaño de la placa según la anchura de la zapata

Zapata alargada	Anchura [m]	0,5	1,0	1,5
Placa de ensayo rectangular	Área [m²]	1,0	2,25	4,0

- (12) En el caso de que se tengan que usar tamaños más pequeños que los definidos en la tabla 11.1 del 11.7 (11), el asentamiento de la zapata en arena puede deducirse de lo indicado en el anexo I.4.

12 TOMA DE MUESTRA DE SUELOS

12.1 Generalidades

- (1)P El objetivo del muestreo de suelos es obtener muestras para su identificación así como realizar ensayos de laboratorio que determinen las propiedades geotécnicas del terreno.
- (2) Las propiedades más importantes de los suelos que se necesitan en el diseño geotécnico son las de resistencia y las de deformación. Sólo se pueden obtener en laboratorio estas propiedades de forma fiable a partir de muestras no alteradas de alta calidad, representativas de cada capa de suelo. Las muestras inalteradas de suelos granulares, se obtienen utilizando métodos especiales que no se tratan en este capítulo. Las propiedades de resistencia y deformación de estos suelos granulares normalmente se deducen de ensayos *in situ* y se correlacionan mediante muestras alteradas. Las propiedades para clasificar los suelos también se pueden obtener de muestras alteradas.
- (3) Los ensayos de laboratorio comúnmente utilizados para la identificación de suelos y para la determinación de sus propiedades geotécnicas se recogen en la Norma Europea Experimental ENV 1997-2.

12.2 Categorías y conceptos

12.2.1 Categorías de métodos de muestreo

- (1) Existen tres categorías de métodos de muestreo:
 - métodos de categoría A;
 - métodos de categoría B;
 - métodos de categoría C.
- (2) El objetivo que se pretende para utilizar los métodos de categoría A es obtener muestras que no alteren – o sólo lo hagan de forma muy ligera – la estructura del suelo durante el muestreo o durante la manipulación de las muestras. La relación entre el contenido de agua y el volumen de vacíos del suelo equivale al valor *in situ*. No se produce ningún cambio en los constituyentes ni en la composición química del suelo.
- (3) Si se utilizan los métodos de categoría B, las muestras contienen todos los constituyentes del suelo *in situ* en sus proporciones originales y el suelo ha retenido sus contenidos naturales de agua. Se puede identificar la disposición general de las capas de los diferentes suelo. [Pero] Se ha alterado la estructura del suelo.
- (4) Cuando se utilizan los métodos de categoría C, se cambia totalmente la estructura del suelo. Se cambia la disposición general de las diferentes capas o sus componentes, de forma que no pueden identificarse las capas *in situ* con precisión. El contenido de agua de la muestra puede que no represente el contenido natural de agua en la capa del suelo de donde se ha tomado la muestra.

12.2.2 Relación de área y espacio interior del tubo de muestreo

- (1)P El porcentaje de área, C_a , (%) del tubo tomamuestras está definido por la siguiente expresión:

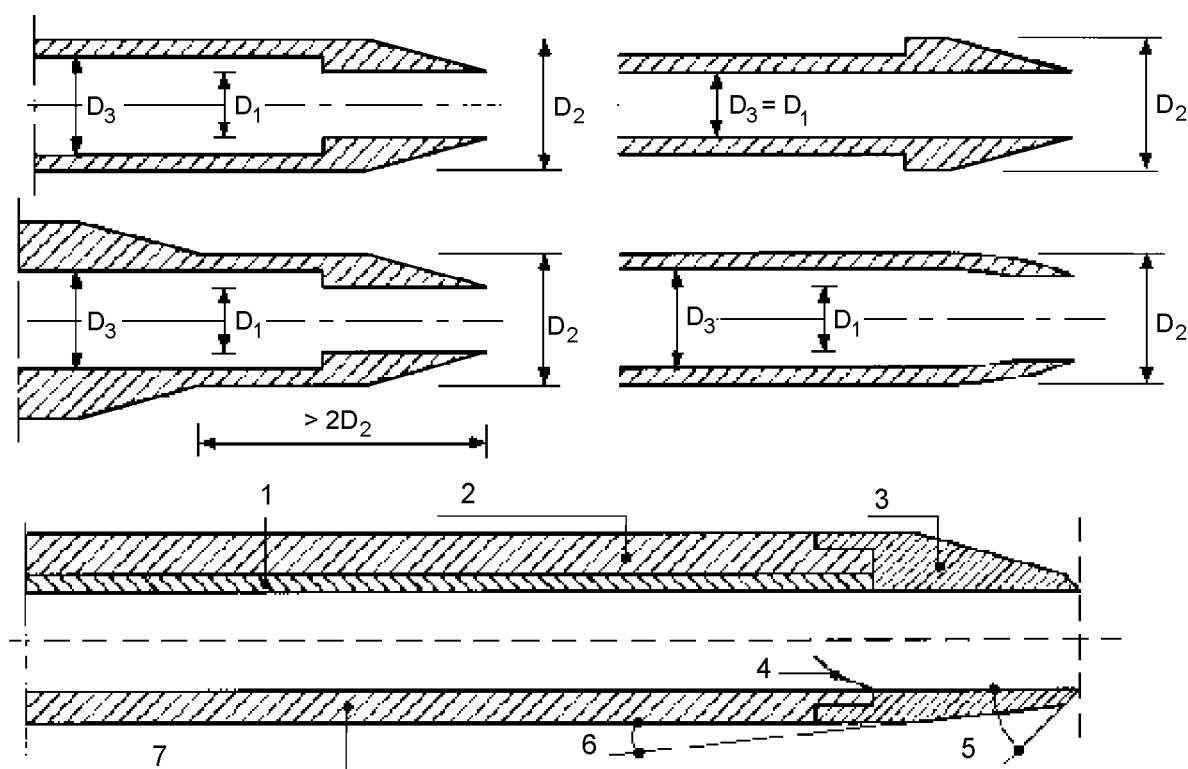
$$C_a = \frac{D_2^2 - D_1^2}{D_1^2} \times 100$$

donde

D_1 el diámetro interior de la boca de corte;

D_2 el mayor diámetro exterior de la boca cortante.

- (2) La relación de área es uno de los factores que contribuyen a la alteración mecánica del suelo, y representa la relación entre el volumen de suelo desplazado por el tomamuestras y el volumen de la muestra.
- (3)P La longitud mínima del tubo en la que se debe aplicar la relación de área es de dos veces el diámetro exterior del tubo o de la boca de corte (véase la figura 12.1).
- (4) Los tomamuestras de pared fina tiene un tubo de muestreo en el que la relación de área es igual o menor del 15% y tubo abierto de pared gruesa, mayor del 15%.



Leyenda

- | | |
|--|-------------------------------|
| 1 Forro | 5 Ángulo de borde |
| 2 Tubo de muestreo | 6 Ángulo de estrechamiento |
| 3 Punta de corte | 7 Tubo de muestreo o depósito |
| 4 Dispositivo de retención de la muestra | |

Fig. 12.1 – Definiciones y medidas de los tubos tomamuestras

(5)P El porcentaje de despeje interior, C_i , del tomamuestras está definido por la expresión:

$$C_i = \frac{D_3 - D_1}{D_1} \times 100$$

donde

D_1 es el diámetro interior de la boca de corte;

D_3 es el diámetro interior del tubo tomamuestras o del forro.

(6) El porcentaje de despeje interior es uno de los factores que contribuyen a la alteración mecánica del suelo debido al rozamiento de la pared interior del tomamuestras o del forro.

12.2.3 Técnicas de muestreo

- (1) Las técnicas para obtener muestras de suelo se pueden dividir en los cuatro grupos que se definen a continuación:
- toma de muestras por hincas en la que un tubo continuo o un tubo bipartido, que tiene una boca cortante en su extremo inferior, se clava en el terreno mediante un empuje estático, por un impacto dinámico o por percusión. Los tomamuestras de hincas normalmente son abiertos o de pistón. En la mayoría de los casos se utilizan en los métodos de las categorías A o B;
 - toma de muestras mediante testigos a rotación, en el que un tubo con una corona cortante en su extremo inferior se introduce por rotación en el terreno, obteniendo así una muestra en el núcleo. Los tomamuestras rotativos pueden ser de tubo simple, doble o triple, con o sin forro [revestimiento]. Los tomamuestras rotativos normalmente se utilizan en los métodos de muestreo de categoría B y en algunos casos en métodos de categoría A. El testigo a rotación puede sustituirse por un testigo vibratorio;
 - tomamuestras de barrena con una barrena manual o mecánica. Normalmente se utilizan como métodos de muestreo de categoría C y raramente de categoría B;
 - muestra en bloque obtenida por tallado manual en un agujero de ensayo, en un pozo, en una galería o a profundidad usando un tomamuestras de bloque diseñado especialmente con un mecanismo de corte. El muestreo de bloque se utiliza en su mayor parte en métodos de muestreo de categoría A.

12.2.4 Clases de calidad de muestras de suelo relacionadas con las categorías de muestreo

- (1) Según el apartado 2.3 de la Norma Europea Experimental ENV 1997-2, las muestras de suelos para ensayos de laboratorio se clasifican en cinco clases en relación con las propiedades que se supone que permanecen inalteradas durante el muestreo y la manipulación, y la categoría del método de muestreo que puede utilizarse. Las clases se describen en la tabla 12.1.

Tabla 12.1
Clase de calidad de muestras de suelo para ensayos de laboratorio

Propiedades del suelo/clase de calidad	1	2	3	4	5
Propiedades inalteradas del suelo					
tamaño de partículas	*	*	*	*	
contenido en agua	*	*	*		
densidad, índice de densidad, permeabilidad	*	*			
comprensibilidad, resistencia al corte	*				
Propiedades que pueden determinarse					
secuencia de capas	*	*	*	*	*
límites de estratos gruesos	*	*	*	*	
límites de estratos finos	*	*			
límites de Atterberg, densidad de partículas					
contenido orgánico	*	*	*	*	
contenido en agua	*	*	*		
densidad, índice de densidad, porosidad, permeabilidad	*	*			
comprensibilidad, resistencia al corte	*				
Categoría de muestreo que debe utilizarse	A				
			B		
				C	

12.3 Equipo

12.3.1 Requisitos básicos que deben cumplir los tomamuestras

(1)P Un tomamuestras debe disponer de los dispositivos técnicos para asegurar lo siguiente:

- introducir el suelo dentro del tomamuestras y mantenerlo durante su retirada;
- obtener la muestra con un mínimo de alteración del material del suelo durante el propio muestreo y antes y después de esta operación.

(2) Un tomamuestras debe adaptarse para que sea posible obtener muestras del suelo donde se está utilizando, de la calidad requerida en el apartado 2.3 de la ENV 1997-2.

12.3.2 Requisitos para hincar los tomamuestras

12.3.2.1 Generalidades

(1)P Los tomamuestras de hincado utilizados en los métodos de muestreo de la categoría A deben cumplir todos los requisitos recogidos en los apartados 12.3.2.2 a 12.3.2.7.

(2) Aunque se cumplan estos requisitos no se puede garantizar que siempre se obtendrán muestras completamente inalteradas, pero al menos se minimiza su alteración y, por tanto, el efecto de tales alteraciones en los resultados de los ensayos de laboratorio realizados con esas muestras.

12.3.2.2 Diámetro del tubo del tomamuestras

(1)P Para los métodos de muestreo de categoría A, no se deben usar tubos de muestreo de diámetro inferior a 70 mm, y menor de 50 mm, para arcillas blandas. La sección transversal del tubo debe ser circular.

(2) Para métodos de muestreo de categoría A, se recomienda tubos de muestreo de diámetro interior de 100 mm.

12.3.2.3 Longitud del tubo del tomamuestras

(1)P Para la categoría A, la longitud máxima del tubo tomamuestras debe ser tal que el rozamiento de la pared interior y la adherencia durante la toma de muestra no ha de tener demasiada influencia en los resultados de los ensayos de laboratorio que se han de realizar.

(2) Para los métodos de muestreo de categoría A conviene usar una longitud del tomamuestras comprendida entre dos y seis veces el diámetro interior del tubo. Los tubos para tomar muestras de terrenos cohesivos pueden ser algo más largos.

12.3.2.4 Espesor de pared del tubo para muestreo

(1)P El espesor de la pared del tubo del tomamuestras debe ser el adecuado para resistir las deformaciones mientras se hincan en el suelo. El tubo del tomamuestras, sin embargo, deberá ser lo suficientemente fino para minimizar las alteraciones del suelo causadas por el desplazamiento al clavarse el tubo en el suelo.

(2) En algunos tomamuestras y en determinados suelos se puede utilizar forros dentro del tubo.

(3)P Para los métodos de muestreo de categoría A, el porcentaje de área del tubo del tomamuestras debe mantenerse tan pequeña como sea posible, compatible con los requisitos de resistencia del tubo.

(4) Para los métodos de muestreo por hincado de categoría A, en arcillas sensitivas blandas, se recomienda un porcentaje de área de menos del 15%.

- (5) Para los métodos de muestreo por hincado de categoría A en suelos no sensitivos cohesivos, se recomienda un porcentaje de área menor de 30 %.

12.3.2.5 Forma del borde de corte

- (1)P La boca de corte debe tener un borde de una forma y un ángulo de borde tan pequeños como sea posible.
- (2)P Se debe especificar el ángulo de borde dependiendo del porcentaje de área. Para tomamuestras con un porcentaje de área superior al 15% el ángulo debe ser menor de 10°, excepto en la proximidad del borde, donde puede incrementarse para evitar que se dañe el extremo del borde.

12.3.2.6 Espacio interior

- (1)P El interior del tubo del tomamuestras o el forro debe estar limpio y liso sin protuberancias con aristas o irregularidades que puedan alterar el suelo.
- (2)P El espacio interior debe tener una cierta holgura para permitir cualquier expansión lateral que pueda tener la muestra, pero no tanta que permita deformaciones excesivas y causar alteraciones innecesarias de la muestra. El espacio interior no será tan grande que elimine completamente el rozamiento de la pared interior, y por tanto, permitir las pérdidas de muestra durante la extracción o la ausencia del soporte lateral del tomamuestras.
- (3) Para los métodos de la categoría A se recomienda tener un porcentaje de espacio interior entre el 0,5% y el 1% para tubos de tomamuestras utilizados en suelos cohesivos y del 3% para otros tipo de suelos.

12.3.2.7 Dispositivo de retención de muestras

- (1) Para suelos que son difíciles de muestrear, se puede disponer de un dispositivo para retener la muestra entre el borde de corte y el tubo, pero no es aconsejable utilizarlo en suelos cohesivos. Este dispositivo de retención de las muestras puede causar alteraciones en la muestra.

12.4 Procedimiento de muestreo

12.4.1 Selección del método de muestreo

- (1)P La categoría y el método de muestreo deben seleccionarse con anticipación, dependiendo de la calidad de la muestra que se requiera para la clasificación del suelo y los ensayos de laboratorio que han de realizarse.
- (2) Conviene elegir el diámetro de la muestra de suelos que contienen partículas grandes según el tamaño de la partícula mayor del material muestreado.
- (3) Es previsible que se produzcan diferentes alteraciones de la muestra cuando se utilizan varios métodos de muestreo. La calidad de la muestra obtenida con el mismo tomamuestras puede variar dependiendo, por ejemplo, del tipo de suelo que se está muestreando, de la presencia de aguas subterráneas y de la realización del muestreo.
- (4) En la selección de muestras para los ensayos de laboratorio y para la interpretación de los resultados se deben tener en cuenta los procedimientos de muestreo, de transporte y de almacenamiento.
- (5) En el anexo K, se han listado algunos ejemplos de métodos de muestreo más comunes y su compatibilidad con las diferentes categorías de métodos de muestreo en diferentes suelos.

12.4.2 Operación de toma de muestras por presión

- (1)P Para obtener una buena calidad de las muestras en suelos rígidos o cuando se utiliza tomamuestras de tubo abierto hincados, se debe emplear el procedimiento de perforación previa. Se debe seleccionar una técnica de perforación que minimice las alteraciones del suelo. Los sondeos en suelos inestables deben mantenerse mediante entubación o usando un fluido de perforación.

- (2)P Cuando se utilice tomamuestras de tubo abierto hincado en los métodos de muestreo de categoría A, o en sondeos sin entubar en suelos poco cohesivos y en suelos no cohesivos por debajo del nivel freático, el sondeo previo debe llenarse con agua o con fluido de perforación. El nivel del fluido debe mantenerse al nivel freático o ligeramente por encima.
- (3) Cuando se utilizan métodos de muestreo de categoría A por encima del nivel freático, es preferible mantener seco el sondeo. El sondeo previo debe mantenerse lleno con fluido de perforación, o con agua, sólo en el caso de capas artesianas.
- (4)P Para obtener muestras del fondo de un sondeo perforado previamente por un método de sondeo de categoría A, se debe limpiar el agujero de las alteraciones del suelo y de material segregado. Cuando se utilice un tomamuestra de tubo abierto hincado en un sondeo entubado, se debe limpiar el borde del entubamiento.
- (5) No es preciso hacer una limpieza cuando el sondeo está sin entubar y el tomamuestras de pistón cerrado se clava en un suelo no alterado.
- (6)P Se debe hincar un tomamuestras de pistón a través de la zona de suelo alterado antes de liberar el pistón y de comenzar el muestro propiamente dicho.
- (7)P Cuando se utilizan métodos de muestreo de categoría A en suelos blandos a firmes cohesivos, se debe clavar en tomamuestras en el suelo a una profundidad determinada mediante un empuje continuo. No debe girarse de tomamuestras durante el movimiento descendente.
- (8) En suelos cohesivos rígidos, el tomamuestras puede clavarse en el suelo mediante impactos dinámicos que, sin embargo, pueden ser una causa adicional de alteración de la muestra.
- (9)P Se debe extraer el tomamuestras lenta y cuidadosamente y sin rotaciones.
- (10) Es conveniente extraer el tomamuestras después de algunos minutos, de forma que pueda desarrollarse la adhesión suficiente entre la muestras y tubo o el forro.
- (11)P En un muestreo de categoría A, después de que se ha desconectado el tubo de la cabeza del tomamuestras, se debe eliminar el material alterado de la parte superior de la muestra. Se debe sellar la parte superior de la muestra y rellenar el espacio de la parte superior del tubo, por ejemplo con material remoldeado, adecuadamente identificado.
- (12)P Las muestras obtenidas mediante métodos de muestreos de las categorías A y B, deben sellarse inmediatamente después de retirados para evitar modificaciones en el contenido de agua.

12.4.3 Manipulación y almacenamiento de las muestras

- (1)P Las muestras obtenidas por métodos de muestreo de categoría A debe manipularse de forma que no pueda producirse ninguna alteración después de extraídas del tomamuestras o durante su transporte y almacenamiento.
- (2) Es conveniente proteger de forma efectiva las muestras obtenidas por métodos de muestreo de categoría A, del calor, de las heladas de las vibraciones o de los choques durante el transporte y el almacenamiento. Se recomienda tener un gran cuidado de no quitar las identificaciones y de no deformar los tubos de los tomamuestras.
- (3) Las muestras obtenidas por métodos de muestreo de categoría A deben almacenarse durante el transporte en un contenedor y, en el laboratorio, en una habitación a temperatura y humedad constantes y, en lo posible, lo más parecidas a las condiciones del lugar [en que fueron extraídas].

12.5 Informe del sondeo y de la toma de muestras

12.5.1 Informe del sondeo

(1)P Además de los requisitos que se recogen en 2.6, el informe del sondeo debe contener la siguiente información:

- fecha del sondeo;
- coordenadas y número del sondeo;
- cota de la superficie del terreno de cada sondeo u otro dato de referencia, por ejemplo, parte superior del recubrimiento;
- profundidad del nivel freático libre;
- método del sondeo previo, si se realiza;
- entubamiento y profundidad del borde de entubamiento de cada muestra;
- la utilización de fluido de perforación y el nivel del mismo en el sondeo previo;
- las especificaciones y el tipo del tomamuestras utilizado, por ejemplo, si procede, por referencia a una norma;
- el diámetro de cada muestra;
- la profundidad de las partes inferior y superior de la muestra;
- avances del sondeo; cualquier obstrucción o dificultad encontrada durante la operación.

12.5.2 Etiquetado de las muestras

(1)P Todas las muestras deben numerarse, registrarse y etiquetarse inmediatamente después de extraídas del sondeo o de la excavación y sellarse.

(2)P La etiqueta de la muestra debe recoger la información sobre:

- datos de identificación del proyecto;
- fecha del muestreo;
- número del sondeo de ensayo;
- método de muestreo y tipo de tomamuestras utilizado;
- cota o profundidad de las partes superior e inferior de la muestra.

(3)P Las muestras deben marcarse adecuadamente de forma que no puedan presentarse dudas de cual es su parte superior y cual la inferior.

(4) Siempre que sea posible, es conveniente incluir una descripción del aspecto visual del tipo del suelo.

12.5.3 Informe del muestreo

(1)P El informe de campo de las operaciones de muestreo incluido en el informe de los estudios de la zona debe ser claro y preciso y debe contener, no sólo los datos necesarios para la determinación del perfil del suelo y el emplazamiento de la muestras obtenidas, sino también cualquier observación que pueda contribuir a una estimación de las condiciones de las muestras y de las propiedades físicas del suelo *in situ*.

(2)P Debe informarse de las operaciones de muestreo que hayan fracasado.

13 MUESTREO DE ROCAS

13.1 Generalidades

- (1)P El objetivo del muestreo de rocas es obtener las muestras adecuadas para la identificación de las mismas y su ensayo en laboratorio para [disponer de] una información fiable de la roca en el estrato.
- (2) Las propiedades más importantes de la roca que se necesitan en el proyecto geotécnico son las propiedades de estructura, de resistencia y de deformación. Estas propiedades se pueden obtener de forma apropiada mediante la descripción y ensayo de laboratorio de muestras de alta calidad que represente el estrato al que pertenecen.

13.2 Categorías y conceptos

13.2.1 Categoría de los muestreos

- (1)P Las muestras adecuadas deben contener todos los minerales constituyentes del estrato del que se han obtenido. Dichas muestras no deben estar contaminadas con materiales de otros estratos ni de aditivos distintos de la muestra utilizados durante la toma de muestras.
- (2) Se pueden establecer tres categorías de métodos de muestreo para la descripción y el ensayo de laboratorio:
 - métodos de muestreo de categoría A;
 - métodos de muestreo de categoría B;
 - métodos de muestreo de categoría C.
- (3) Los métodos de categoría A deben utilizarse para obtener muestras de la estructura de la roca no alteradas - o sólo alteradas ligeramente - durante su extracción y manipulación. Las propiedades de resistencia y deformación, el contenido de agua, la densidad, la porosidad y la permeabilidad de una muestra de roca corresponde a los valores *in situ*. No se ha producido ningún cambio ni en los constituyente ni en la composición química del macizo rocoso.
- (4) Los métodos de categoría B deben utilizarse para obtener muestras que contengan todos los constituyentes del macizo rocoso *in situ* en las mismas proporciones originales y el testigo conserva sus propiedades de resistencia y deformación, contenido de agua, densidad y porosidad.
- (5) Cuando se utilizan los métodos de categoría B se puede identificar la disposición general de las discontinuidades en el macizo rocoso. Se ha alterado la estructura de la macizo rocoso y, por consiguiente, las propiedades de resistencia y deformación, contenido de agua, densidad, porosidad y permeabilidad de la propia masa rocosa.
- (6) Cuando se utilizan los métodos de categoría C se cambia completamente la estructura del macizo rocoso y sus discontinuidades. Se ha machacado el material de la roca. Se pueden producir algunos cambios en los constituyentes o en la composición química del material de la roca. Se pueden identificar la roca tipo y su matriz, su textura y su estructura.

13.2.2 Identificación visual de la roca en el campo

- (1)P La identificación visual de la roca debe basarse en el examen del macizo rocoso y de las muestras, incluyendo todas las observaciones sobre su descomposición y discontinuidades.
- (2)P La clasificación según la meteorización debe relacionarse con el proceso geológico y debe considerar todos los grados entre la roca intacta y la roca descompuesta en suelo.
- (3) En el anexo L se incluye una clasificación simplificada en seis grados de la meteorización.

- (4)P Las discontinuidades son planos de estratificación, juntas, fisuras, planos de crucero y fallas que debe cuantificarse sin ambigüedades según su tipo espaciado y buzamiento.

13.2.3 Recuperación de la roca

- (1)P El RQD (Rock Quality Designation), es la suma de las longitudes de todos los testigos de 100 mm o más de longitud, medida a lo largo de la línea central del testigo, expresada como un porcentaje de la longitud de maniobra.
- (2)P La recuperación de testigos sólidos, SRC, es la longitud de testigos recuperados como cilindros sólidos, expresada como porcentaje de la longitud de la maniobra.
- (3)P La recuperación total de testigos, TCR, es la longitud total del testigo recuperado, expresada como un porcentaje de la longitud de la maniobra.

13.2.4 Relación de área y espacio interior del tubo tomamuestras

- (1)P La relación de área y el espacio interior definida en 12.2.2 son determinantes de la alteración mecánica durante el muestreo de estrato de la roca, en el que se descompone una parte importante.

13.3 Equipo

13.3.1 Requisitos básicos para los tomamuestras

- (1) Un tomamuestras debe adaptarse adecuadamente desde el punto de vista técnico para:
- introducir una masa rocosa en el tomamuestras y mantenerla allí durante el corte de la muestra y la retirada del tomamuestras;
 - después de las operaciones de toma de muestras proporcionar testigos, con un grado de alteración aceptable, del estado actual del macizo rocoso.

13.3.2 Técnicas de muestreo

- (1) Los métodos más idóneos para obtener muestras de masas rocosas están relacionados con la estructura y con el grado de descomposición del macizo rocoso y con el nivel de calidad requerida por el laboratorio:
- categorías A o B: muestreo rotativo en el que un tubo con una corona en el extremo inferior se introduce por rotación en la macizo rocoso, obteniendo de este modo un testigo;
 - categorías A o B: muestreo por hincado, en el que un tubo o un tomamuestra de tubo hendido que tiene un borde de corte conformado en su extremo más bajo se hincan en macizo rocoso alta o completamente meteorizada, bien mediante un empuje estático o por un impacto dinámico. Los tomamuestras de hincado son normalmente de pistón o un tubo tomamuestras abierto;
 - categoría C: muestreo de barrena o de concha, en el que se toma la muestra directamente de la herramienta de perforación;
 - categoría C: muestreo de detritus (cuttings) de sondeos en el que la masa rocosa, remodelada y triturada, mediante cables o varillas de percusión o herramientas de corte, se sube a la superficie mediante una "herramienta de pesca" ("achicador") o mediante la circulación de una sustancia de transporte;
 - categoría A: muestreo manual realizado mediante tallado manual desde un agujero de ensayo, por un pozo o por una galería o utilizando un tomamuestras especialmente diseñado para esta operación.

- (2)P La elección de la técnica debe hacerse en función de la calidad requerida de la muestra para la clasificación de la macizo rocoso y del ensayo de laboratorio que ha de realizarse.
- (3) Todas las técnicas de muestreo descritas en 13.3.2 son aplicables desde macizos rocosos descompuestos hasta rocas completamente meteorizadas o a suelos residuales.
- (4) En el caso de rocas alta o completamente meteorizadas, los requisitos y el procedimiento de muestreo con la técnica de muestreo por presión son similares a los requisitos y procedimientos para el muestreo de suelos, descritos para el muestreo de suelos en los apartados 12.3.2 y 12.4 a los que se ha hecho referencia.
- (5) Para roca fresca y masas menos descompuestas que la meteorización completa o los suelos residuales, se puede aplicar:
 - el muestreo rotatorio;
 - el muestreo por corte;
 - el muestreo por bloques.

13.3.3 Requisitos para los tomamuestras rotatorios

- (1)P Los tomamuestras rotatorios para el muestreo de categoría A en masas rocosas deben cumplir los requisitos generales relacionados con discontinuidades en el macizo rocoso y con el grado de meteorización como se indica en los párrafos (3) a (16).
- (2) El cumplimiento de estos requisitos no garantiza que se vayan a obtener muestras inalteradas. Por el contrario, normalmente es imposible tomar muestras inalteradas de masas rocosas descompuestas algo más que ligeramente, especialmente cuando las discontinuidades dominan la estructura de la roca. Sin embargo, el cumplimiento de los requisitos, al menos, minimiza la alteración de las muestras.
- (3) Las baterías de tubo simple giran directamente contra el testigo y esta muestra sólo pueden ser de categoría B [y utilizarse] en el caso de masas rocosas sanas y sin discontinuidades.
- (4) Las baterías de doble tubo con cojinete de bolas giran entre el tubo exterior y el interior que no rotan contra el testigo, cuando se utiliza en masas rocosas sanas o ligeramente meteorizadas, constituye un método que puede clasificarse en la categoría A y, al menos, como categoría B.
- (5) Las baterías de triple tubo llevan un forro dentro del tubo interior que permanece estacionario; cuando se utilizan en masas rocosas moderada o altamente meteorizadas con discontinuidades normalmente deberían constituir un método de muestreo que se clasifica en la categoría B. Cuando la roca del macizo es fresca, ligeramente meteorizada o convertida en un suelo duro con cohesión aparente, el método de muestreo puede clasificarse en la categoría A.
- (6) El diámetro interior mínimo de la corona (igual al diámetro del testigo) debe determinarse en función de la estructura de la macizo rocoso.
- (7) Las masas rocosas con discontinuidades no deben perforarse utilizando un diámetro interno de corte menor de 76 mm.
- (8)P La longitud mínima del tubo interior, o si se usa, del forro, debe ser tal que una serie de testigos contenga una cantidad de macizo rocoso suficiente para la identificación [de la roca] y para la realización de los ensayos de laboratorio.
- (9)P La longitud máxima del tubo interior o la longitud de la maniobra que se está realizando, debe ser tal que el rozamiento con la pared interior no tenga demasiada influencia en los resultados de los ensayos de laboratorio.
- (10) Las longitudes normales de los tubos interiores son 1 m, 1,5 m, 3 m y 6 m.

- (11)P El espacio interior debe ser suficiente para permitir el movimiento lateral de la muestra durante el desplazamiento continuo del testigo, pero no tanto que permita deformaciones excesivas y cause alteraciones adicionales de la muestra.
- (12)P La pared interior del tubo interior o del forro debe estar limpio, ser liso sin bordes salientes o irregularidades, que puedan alterar la muestra.
- (13) El rozamiento con la pared del tubo interior o con el forro puede reducirse utilizando un borde de corte con un diámetro ligeramente inferior al diámetro del tubo o del forro.
- (14) Cuando se toman muestras de masas rocosas altamente meteorizadas o masas con discontinuidades dominantes pueden usarse tubos interiores o forros acanalados longitudinalmente para minimizar el riesgo de bloqueo del testigo.
- (15) Un anillo de bloqueo situado en la batería justo detrás de la corona permite recuperar testigos de roca sana o moderadamente alterada en el interior de la batería y ofrecer la resistencia necesaria para desprender el testigo del estrato de roca por debajo del frontal de la corona.
- (16) Para tomar testigos de macizos rocosos que estén muy o totalmente descompuestos el anillo de bloqueo puede incluir un dispositivo de retención, tal como una cesta de resortes.

13.4 Muestreo rotativo

13.4.1 Modo de operación en el muestreo rotativo

- (1)P Antes del comienzo de un muestreo rotatorio de categoría A ó B en un sondeo de diámetro adecuado, perforado previamente, se debe limpiar el fondo del agujero a la profundidad inicial del muestreo.
- (2)P Antes de introducir la batería en el sondeo se debe comprobar que:
 - no se produce rozamiento entre los tubos interior y exterior;
 - la distancia entre la punta del tubo interior y el trozo de testigo se ajusta a las especificaciones;
 - si la descarga del fluido de perforación es a través de los canales laterales de la corona éste debe permitir el avance del testigo al interior del tubo;
 - la presión de la bomba que impulsa el fluido de perforación se ajusta a las especificaciones.
- (3)P Se debe comprobar durante la toma de la muestra, que la carga sobre la corona, el caudal del fluido de perforación circulante y la velocidad de rotación cumplen con lo especificado para la batería que se está usando.
- (4)P Es conveniente registrar la velocidad de penetración en función del tiempo y de los avances de la maniobra.
- (5)P La penetración total durante una maniobra no debe exceder de la longitud neta del tubo interior o del forro.
- (6)P Se desprende el testigo del estrato y se retira el tomamuestras sin girar la batería.
- (7)P El tomamuestras debe retirarse a velocidad constante.
- (8)P Si se utiliza un varillaje para accionar la batería, al desconectar las varillas se debe evitar producir golpes sobre el dispositivo de muestreo.
- (9)P Durante la retirada del testigo del tubo portatestigos, se deben aplicar las técnicas adecuadas para asegurar que no se dañe al testigo o que sufra alteraciones.
- (10)P Después de que el tubo portatestigo se desconecta de la batería se debe medir la longitud de la muestra recuperada y determinar las pérdidas de testigo, si las hubiera.

13.4.2 Conservación, manipulación y almacenamiento de los testigos

- (1)P Después de obtener la muestra y realizar una inspección visual, los testigos de las categorías A o B deben sellarse inmediatamente en el caso que deba mantenerse el contenido natural de agua.
- (2) Cuando se utiliza un forro, éste debería cortarse a una longitud adecuada para la colocación de las tapas en contacto con las partes superior e inferior de la muestra.
- (3) Cuando se utilizan cajas para testigos o tubos para el transporte y almacenamiento, las muestras deben cubrirse con una lámina impermeable.
- (4)P Las muestras deben marcarse adecuadamente de forma que no se presenten dudas de cuál es su parte superior y cuál la inferior.
- (5)P Los testigos obtenidos por métodos de las categorías A o B deben manejarse de manera que no se produzca ningún deterioro después de su extracción o durante su transporte o almacenamiento.
- (6) Los testigos obtenidos por métodos de las categorías A o B deben protegerse de un calor excesivo, de las heladas, de vibraciones y choques durante su transportes y almacenamiento. Se debe tener un gran cuidado de no dañar el sellado de las muestras y de no deformar los embalajes.
- (7) Los testigos obtenidos por métodos de las categorías A o B deben almacenarse durante el transporte en un contenedor, y en el laboratorio, en una sala con humedad y temperatura constantes.

13.5 Informe de las operaciones de muestreo

13.5.1 Etiquetado, conservación y manipulación de los testigos

- (1)P Todas las muestras deben numerarse, reseñarse y etiquetarse inmediatamente después de haberse sellado.
- (2)P Se debe disponer de toda la información necesaria sobre las muestras acerca de:
 - datos de identificación del proyecto al que pertenecen;
 - fecha del muestreo;
 - número de la perforación;
 - clase de muestreo y tipo de tomamuestras utilizado;
 - elevación o retracción de las partes superior e inferior de la muestra;
 - la longitud de la maniobra.
- (3) Siempre que sea posible, en la etiqueta se debe indicar el tipo de roca, el grado de descomposición y posibles discontinuidades apreciadas a simple vista.

13.5.2 Informe del sondeo

- (1)P Además de los requisitos indicados en 2.6, el informe del muestreo mediante sondeo en el macizo rocoso debe incluir lo que sea aplicable de los siguientes datos esenciales:
 - fecha del muestreo;
 - posición y altitud del emplazamiento del sondeo;
 - dirección del sondeo, inclinación y orientación;

- siempre que sea posible, la profundidad del nivel freático libre;
 - el método utilizado para el sondeo previo;
 - entubación (si se ha utilizado) y profundidad del extremo de la entubación;
 - la utilización de un fluido de perforación y su nivel en el sondeo;
 - color y cambios de color del fluido de perforación;
 - pérdidas, si las hubiera, del fluido de perforación;
 - presión y caudal del fluido de perforación;
 - la especificación y el tipo del tomamuestras utilizado;
 - el diámetro o el tamaño de la muestra;
 - la profundidad (de las partes superior e inferior de la muestra) y la longitud de la muestra;
 - el intervalo del testigo extraído;
 - la presión en el borde de corte;
 - el tipo de macizo rocoso, las discontinuidades y el grado de descomposición observados en un examen visual del operador y su juicio de la categoría de muestreo;
 - cualquier impedimento y dificultad encontrados durante la operación de muestreo.
- (2)P El informe de la toma de muestras debe ser claro y preciso y no limitarse sólo a los datos requeridos para la determinación del estrato rocoso y la localización (x, y, z) de las muestras obtenidas sino también añadir cualquier observación que contribuya a estimar las condiciones de las muestras y las propiedades físicas de la macizo rocoso *in situ*.
- (3) Se deben reseñar en el informe todas las operaciones fracasadas en la toma de muestras.

14 MEDICIÓN DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS EN SUELOS Y ROCAS

14.1 Generalidades

- (1)P La medición de las aguas subterráneas consiste en determinar el nivel feático o la presión intersticial en los suelos o en las rocas con diferentes tipos de equipos para su observación o instrumentación. La medición se realiza instalando tuberías abiertas o tuberías con filtros y, en ocasiones, con transductores y captadores para recoger la presión en la punta.
- (2)P Las mediciones de las aguas subterráneas se utilizan para determinar la presión del agua o la presión intersticial y sus variaciones en los niveles necesarios para los fines del proyecto.
- (3)P Las mediciones de las aguas subterráneas se debe utilizar para controlar mediante monitorización la presión del agua o la presión intersticial durante ciertas actividades o para una evaluación de riesgos.
- (4)P En este capítulo se utilizan las medidas positivas de la presión intersticial respecto a la presión atmosférica para aplicaciones en edificación y en construcción civil. Por eso no se consideran presiones intersticiales negativas. Tampoco se considera en este capítulo la toma de muestras de las aguas subterráneas y la determinación de su calidad.
- (5)P La medición de las aguas subterráneas para aplicaciones geotécnicas debe realizarse de acuerdo con los requisitos que se recogen en este capítulo.

- (6)P Se debe informar prioritariamente de cualquier desviación de los requisitos.
- (7) En el anexo L se pueden encontrar orientaciones adicionales para la medición de la aguas subterráneas, la presentación de las medidas y la deducción de la presión de dichas aguas.

14.2 Definiciones

- (1)P **sistema cerrado:** Sistema en el que no se produce el contacto de las aguas subterráneas con la atmósfera y la presión se registra mediante un transductor.
- (2) La ventaja de los sistemas cerrados consiste en que sólo una cantidad pequeña de agua entra o sale del piezómetro con las fluctuaciones de la presión. Existen sistemas piezométricos cerrados hidráulicos, neumáticos y eléctricos.
- (3)P **filtro:** Extremidad de las tuberías de aguas subterránea o de los piezómetros provista de un filtro que evita que entren partículas en el equipo.
- (4)P **celda galvánica:** Unión de metales o aleaciones diferentes en el terreno, de la que resulta una célula de corrosión y una corriente eléctrica y posiblemente cambios en la presión intersticial.
- (5)P **fluctuaciones de las agua subterráneas:** Variaciones en el tiempo del nivel freático o de la distribución de la presión intersticial.
- (6)P **nivel freático:** Nivel del agua en el que la presión intersticial es igual a la presión atmosférica, en ese punto y en ese momento.
- (7)P **filtro de alta entrada de aire:** Filtro con pequeños poros que, cuando se satura, ofrece una gran resistencia a la entrada de aire.
- (8)P **estación de medida de aguas subterráneas:** Lugar en el que se sitúan uno o varios equipos de medición de las aguas subterráneas.
- (9)P **sistemas abiertos:** Sistemas en los que el agua del equipo está en contacto directo con la atmósfera y las mediciones se realizan a nivel del agua en el sondeo, en tuberías o en mangueras de plástico.
- (10) En la práctica, los sistemas abiertos pueden ser de tres tipos diferentes: un sondeo de observación, entubado o no, una tubería perforada abierta, ocasionalmente con un filtro de arena gruesa o de un geotextil y, por último, una tubería provista de un filtro y una manguera.
- (11)P **piezómetro:** Equipo para la medición de las aguas subterráneas aplicable tanto a sistemas cerrados como abiertos.
- (12)P **presión intersticial:** Presión del agua (o del gas) en los huecos y fisuras del terreno en un punto y en un momento determinados.
- (13)P **lapso de tiempo:** Tiempo transcurrido entre un cambio de la presión atmosférica y el cambio correspondiente en la presión intersticial.

14.3 Equipo

14.3.1 Generalidades

- (1)P Se debe elegir el tipo de equipo que se ha de utilizar para medir las aguas subterráneas con antelación, dependiendo del tipo de terreno que se va a estudiar, la finalidad de las medidas y el tiempo de respuesta del equipo y del sistema de suelo.

- (2) Al planificar las mediciones de las aguas subterráneas para determinar el nivel freático o la presión intersticial, se deben considerar las condiciones del suelo o de las rocas donde se produzcan variaciones de permeabilidad. En la elección del sistema de medición también es importante tener en cuenta los objetivos de las medidas:
- disponer de una sola observación del nivel freático o el perfil de la presión intersticial;
 - determinar las fluctuaciones del nivel de las aguas o la presión intersticial durante un cierto periodo;
 - disponer de un sistema monitorizado.
- (3) Existen dos métodos principales para medir la presión del agua: sistemas abiertos o sistemas cerrados:
- los sistemas abiertos en la forma de los sondeos de observación y tubos perforados abiertos sólo pueden utilizarse en suelos y rocas homogéneos con una alta permeabilidad, por ejemplo, arenas, gravas o rocas muy fisuradas, donde no existe peligro de que partículas sólidas entren en el sondeo o en la tubería;
 - si el tiempo de respuesta es lo suficientemente corto para los objetivos de las mediciones, también pueden utilizarse sistemas abiertos, tales como tuberías abiertas con filtros y una manguera de plástico en el interior, en suelos con baja permeabilidad, por ejemplo, depósitos glaciales, limos y arcillas;
 - conviene utilizar los sistemas cerrados en suelos de baja permeabilidad y cuando se precisa un registro continuo o se requiere monitorizar variaciones en un corto plazo, por ejemplo, para derivaciones de flujo. También están recomendados los sistemas cerrados en casos de aguas artesianas de gran presión.
- (4) En la tabla 14.1 se recoge una guía para la selección del sistema de medición dependiendo de la finalidad de la medición y del tipo de terreno en el nivel de medida.

Tabla 14.1
Aptitud de los diferentes sistemas de medida de aguas subterráneas
según su tiempo de respuesta y del objetivo de la medida

Condiciones del terreno	Grava, arenas gruesa	Arenas finas, limos gruesos	Limos finos, depósitos glaciares, arcillas
Finalidad de las mediciones			
Medición de los niveles de las aguas o perfiles de presión intersticial y sus fluctuaciones	observación de sondeos abiertos tuberías filtro	tubería abierta filtro piezómetro (hidráulico, neumático o eléctrico)	filtro; piezómetro (hidráulico, neumático o eléctrico)
Medición de las variaciones de la presión intersticial debidas a fluctuaciones, bombeos, excavaciones, cargas o descargas, efectos del hincamiento de pilotes, o para la monitorización, por ejemplo, de taludes, etc.	filtro piezómetro (hidráulico, neumático o eléctrico)	filtro; piezómetro (hidráulico, neumático o eléctrico)	piezómetro (hidráulico, neumático o eléctrico)

- (5)P Si dentro de la zona que se está estudiando - o en su proximidad - existen lagos, río o corrientes de agua, el nivel de agua en estas zona deben medirse como referencia a otras medidas. También puede influir en el nivel del agua de los pozos la presencia de manantiales y capas artesianas.

14.3.2 Requisitos básicos

- (1)P El equipo debe medir la presión intersticial con relación a la presión atmosférica real y medir tanto la presión absoluta como la atmosférica.

- (2)P Las partes metálicas del equipo conectadas eléctricamente con otras deben estar fabricadas con el mismo tipo de aleación para evitar celdas galvánicas con el terreno.
- (3) Si existe el riesgo de heladas, el sistema de medida debe llenarse de un anticongelante de igual densidad que el agua o, si es posible, colocarse en un recinto cerrado.
- (4)P Cuando deba medirse la presión intersticial a un determinado nivel o en una capa determinada, se debe utilizar un equipo especial con obturadores, o se deben tomar medidas en una instalación especial para asegurar que se bloquean las conexiones con otras capas.
- (5)P El equipo seleccionado debe facilitar datos fiables durante todo el periodo de observación.
- (6)P Las tuberías con filtro, provistas de una manguera interior de plástico deben permitir el paso de burbujas a través de la manguera.
- (7)P Los piezómetros hidráulicos cerrados deben permitir el flujo de agua desgasificada a través del sistema para liberar las posibles burbujas de aire.
- (8) Es conveniente calibrar los piezómetros de tipo cerrado antes de cada instalación o reinstalación.
- (9) Es conveniente que los sistemas cerrados se puedan poner a cero durante el periodo de medición, en especial en el caso de mediciones a largo plazo.
- (10) Es conveniente que los piezómetros neumáticos se calibren con la longitud real del circuito y con la unidad de medida que se va a utilizar.
- (11)P Se debe decidir de antemano la precisión requerida de las medidas para un cierto proyecto, para elegir el equipo adecuado para dicho proyecto.
- (12) Teniendo en cuenta todas las posibles fuentes de errores y de la compensación de la presión atmosférica, la precisión de la medida no debería ser peor de 1 kPa, en el intervalo de 1kPa a 100 kPa y de 2kPa para valores mayores de 100 kPa.

14.4 Procedimiento de ensayo

14.4.1 Instalación

- (1)P El emplazamiento y la profundidad de cada piezómetro o tubería debe elegirse considerando la finalidad de la medición, las condiciones topográficas y estratigráficas y las condiciones del suelo, especialmente la permeabilidad del terreno o de los acuíferos identificados.
- (2)P El número y emplazamiento de las estaciones de medida debe elegirse de forma que pueda hacerse una interpolación razonable de la situación de las aguas subterráneas para el objetivo que se pretende.
- (3)P Para proyectos de monitorización, por ejemplo: descensos de agua, excavaciones, rellenos y túneles, la localización debe elegirse, además, dependiendo de los cambios que se han de monitorizar.
- (4) Es conveniente medir también las fluctuaciones naturales en la presión de las aguas subterráneas respecto a estaciones de medición exteriores pero próximas, y en las mismas capas, como también la zona influida antes y después de las actividades.
- (5)P Para obtener medidas que reflejen la presión intersticial en un punto determinado, capa de suelo o de roca, se deben tomar precauciones para asegurar que el filtro requerido y el sellado hacia otras capas o acuíferos y el funcionamiento del equipo de medida.
- (6)P La instalación de piezómetros debe hacerse por presión o por perforación previa.

- (7) Durante la instalación, se debe comprobar lo siguiente, según el tipo de medida:
- que los filtros funcionan, antes y después de su instalación;
 - que la saturación del filtro y la inundación de otras partes del piezómetro hasta que está situado por debajo del agua;
 - que se han eliminado las burbujas del circuito;
 - que el exceso de presión residual generado no sobrepasa la capacidad del equipo;
 - que se ha añadido el anticongelante, si es necesario;
 - que los cables o tubos extendidos sobre la superficie del terreno están protegidos contra rellenos y daños;
 - que el agua superficial no puede entrar en el sondeo;
 - que se ha registrado la altitud o la profundidad del filtro o del extremo de la tubería;
 - que es suficiente la protección para separar los diferentes acuíferos.

14.4.2 Mediciones

- (1)P Para cada misión, se debe establecer con anticipación, en un plan previo, el número y frecuencia de las lecturas y el intervalo entre mediciones, considerando la finalidad de las mediciones y el periodo de estabilización.
- (2) Todas las mediciones deben referirse al sistema de altitud real en la zona.
- (3) Con objeto de detectar fluctuaciones a largo plazo, deben realizarse mediciones regulares a intervalos razonablemente frecuentes durante un largo periodo de tiempo.
- (4) Para medidas a corto plazo, por ejemplo para controlar los efectos del hincado de pilotes, descensos de las aguas subterráneas o excavaciones, también pueden considerarse sistemas automáticos de registro.
- (5) Para comprobar que se han obtenido resultados fiables en un punto determinado, es conveniente registrar y comprobar *in situ* las medidas tomadas, por ejemplo, por comparación con medidas previas y próximas.

14.5 Interpretación de las medidas de las aguas subterráneas

- (1)P Las medidas de las aguas subterráneas deben expresarse de una de las siguientes maneras:
- presión del agua, en el extremo de la tubería abierta o el nivel medio de llenado, en metros de columna de agua;
 - nivel freático, altitud, en metros;
 - presión intersticial a una cierta profundidad o altitud, en kPa.
- (2)P La interpretación de los resultados de las mediciones de las aguas subterráneas debe hacerse respecto a las medidas actuales, al diseño del piezómetro y, si es aplicable, a la presión atmosférica.
- (3) En los sondeos de observación y las tuberías abiertas, con o sin filtro, el nivel freático normalmente se refiere al extremo superior de la tubería o a la superficie del terreno, la cual debe reseñarse.
- (4) En los piezómetros hidráulicos, la interpretación debería basarse en la presión medida y la deferencia de altitud entre la unidad de medida y el punto medio del filtro.

- (5) En los equipos neumáticos o eléctricos, en los que la membrana se sitúa por encima del filtro, la interpretación debería basarse en la presión medida y la diferencia de altitud entre el punto medio del filtro y la membrana.
- (6)P Las medidas de la presión absoluta realizada con transductores que miden la presión intersticial, deben corregirse dependiendo de la presión atmosférica real.
- (7) Se debe tener en cuenta el posible lapso entre los cambios de la presión atmosférica y los de la presión intersticial.

14.6 Informe de las mediciones de las aguas subterráneas

- (1)P Los informes de las mediciones de aguas subterráneas deben contener, además de la información general que se indica en 2.6, la siguiente información, siempre que sea aplicable. Los informes deben presentarse si se solicitan e incluirse en el informe del estudio del terreno:
 - fecha de instalación;
 - tipo de mediciones realizadas, referidas a la altitud o a la presión atmosférica;
 - tipo de equipo, por ejemplo, por referencia a una norma publicada;
 - presión atmosférica durante la puesta a cero, para los transductores de un sistema cerrado;
 - nivel del terreno en el emplazamiento del piezómetro;
 - altitud de la punta de la tubería o del filtro;
 - elevación por encima del extremo de la tubería;
 - fecha de cada lectura;
 - presión intersticial interpretada o elevación de la capa freática;
 - firmas de la instalación y de cada lectura;
 - otras medidas tomadas durante el estudio del flujo o de la calidad de las aguas subterráneas.
- (2) Es conveniente que en la presentación de los resultados se indique la finalidad de las mediciones, el número de piezómetros y la amplitud del periodo de medición. En el anexo L.2 se incluyen algunos ejemplos.
- (3)P El informe de los estudios del terreno debe incluir una evaluación de la precisión de las mediciones de las aguas subterráneas o sobre la conveniencia de hacer nuevas instalaciones o mediciones.
- (4) Las medidas pueden tener falta de precisión por muchas razones, tales como:
 - burbujas de gas o de aire en el sistema;
 - obstrucciones del filtro;
 - falta de estanquidad de la tubería;
 - fluctuaciones de temperatura y heladas;
 - cambios en los factores de calibración;
 - corrosión, producida, por ejemplo, por celdas galvánicas;
 - actividades humanas, por ejemplo, bombeo [extracción] de pozos próximos.

- (5) Se pueden necesitar nuevas instalaciones o medidas debido a la complejidad del perfil del suelo o porque se han obtenido perfiles de presión inesperados.

14.7 Deducción de valores de las aguas subterráneas o de la presión intersticial

- (1)P Los valores de las presiones de las aguas debe deducirse de las mediciones de las aguas, considerando las fluctuaciones naturales en el terreno, la estación en la que se realiza la medición y las condiciones meteorológicas reales.
- (2)P Siempre que sea posible se deducirán los valores máximo y mínimo para circunstancias normales y extremas. Véase la ENV 1997-1; apartado 2.4.1, párrafos (10)P y (11).
- (3) Los valores máximo y mínimo en condiciones extremas puede deducirse de los valores medidos, sumando o restando parte de las fluctuaciones esperadas en una zona típica, considerando las condiciones del terreno. Para más información, véase el anexo M.3.
- (4) Los valores máximo y mínimo en circunstancias normales puede deducirse de los valores medidos, sumando o restando parte de las fluctuaciones esperadas en la zona considerada. La reducción depende de lo que se pretende, por ejemplo, el tiempo de consolidación de una capa.

ANEXO A (Informativo)

EJEMPLO DE ORGANIGRAMA

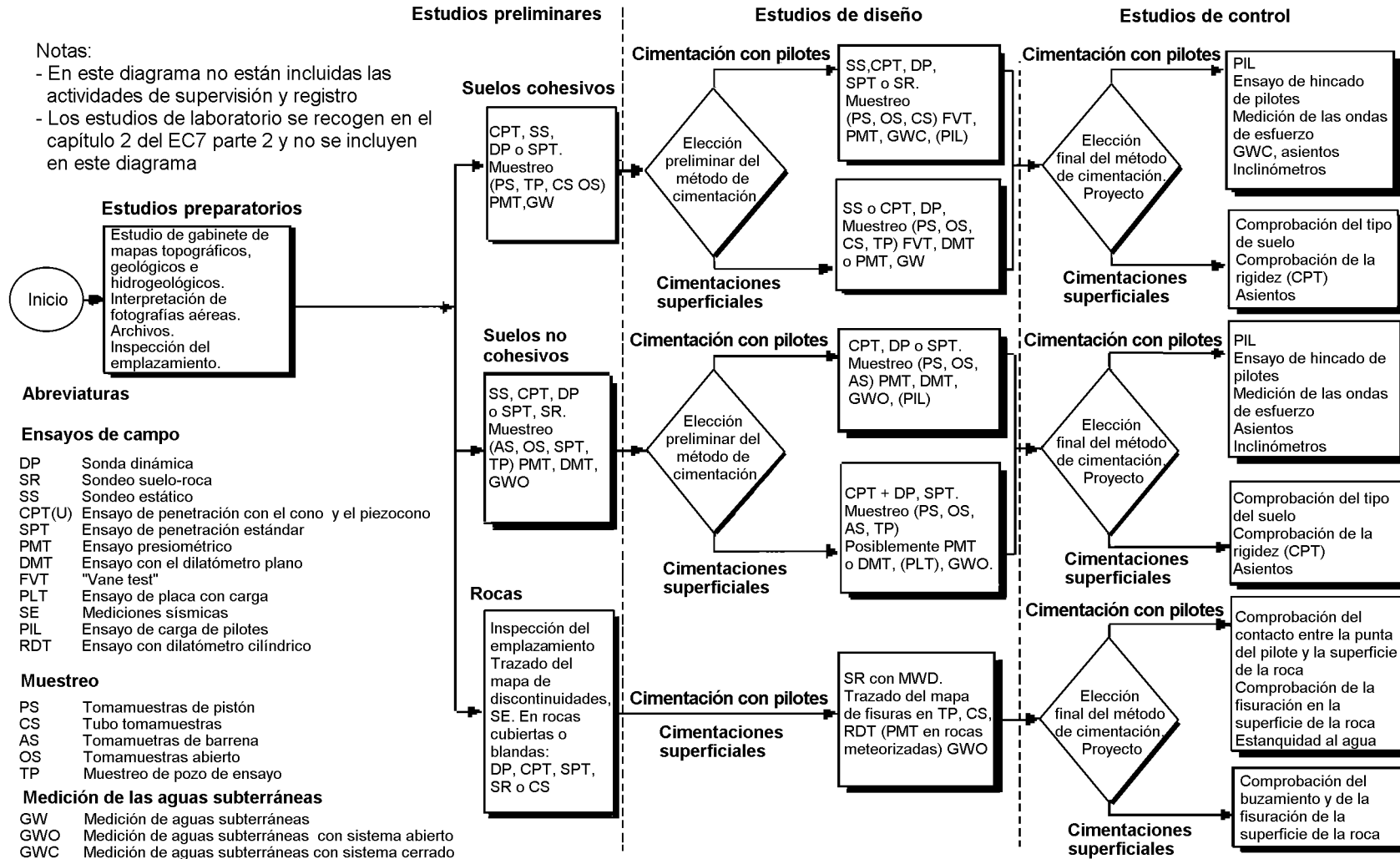


Fig. A.1 – Ejemplo de un diagrama para la selección de los métodos de estudio de terrenos en las diferentes fases

ANEXO B.1 (Informativo)

ENSAYO DE PENETRACIÓN CON EL CONO (CPT)

- (1) La tabla B.1 es un ejemplo de valores deducidos de los valores de q_z del ángulo de la resistencia de corte N' y del módulo de Young, E_m , drenado (largo plazo) en arenas de cuarzo y feldespato, para el cálculo de la capacidad portante y el asentamiento de cimentaciones superficiales.
- (2) Este ejemplo correlaciona el valor medio de q_c en una capa con el valor medio N' y E_m (véase el apartado 1.3.2)

Tabla B.1

Valores deducidos para el ángulo de resistencia al corte, N' , y el módulos de Young E_m , para arenas de cuarzo y feldespato a partir de la resistencia al cono q_c . (según Bergdahl et al. 1993)

Densidad relativa	Resistencia al cono [MPa] (del ensayo CPT)	Ángulo de resistencia al corte ¹⁾ (N')	Módulo de Young drenado ²⁾ , E_m [MPa]
Muy bajo	0,0 a 2,5	29 a 32	>10
Bajo	2,5 a 5,0	32 a 35	10 a 20
Medio	5,0 a 10,0	35 a 37	20 a 30
Alto	10,0 a 20,0	37 a 40	30 a 60
Muy alto	>20,0	40 a 42	60 a 90
<p>1) Los valores dados son válidos para arenas. Para limos se debe hacer una reducción de 3° Para gravas se deben añadir 2°.</p> <p>2) Los valores dados para el módulo drenado corresponde a un asentamiento para diez años. Se ha obtenido suponiendo que la distribución de las tensiones verticales es aproximadamente de 2:1. Además, algunas investigaciones indican que estos valores pueden ser un 50% más bajos en suelos limosos y un 50% mas altos en suelos de grava. En suelos sobre consolidados no cohesivos, el módulo puede ser considerablemente más alto. Cuando se calcula los asentamientos para presiones de suelo mayores de $\frac{2}{3}$ de la presión portante de proyecto en el estado de límite último, el módulo debería reducirse a la mitad de los valores dados en esta tabla.</p>			

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos.

ANEXO B.2 (Informativo)

ENSAYO DE PENETRACIÓN CON EL CONO (CPT)

- (1) A continuación se expone un ejemplo de un método semiempírico para el cálculo de cimentaciones superficiales en suelos no cohesivos (según Schertman, 1970).
- (2) El asentamiento, s , de una cimentación bajo una presión de carga, q , se expresa mediante la expresión:

$$s = C_1 \times C_2 \times (q - \sigma'_{v0}) \times \int_0^z \frac{I_z}{E_m} dz$$

donde

$$C_1 = 1 - \frac{0,5 \sigma'_{v0}}{q - \sigma'_{v0}};$$

$$C_2 = 2 + 0,2 \lg t;$$

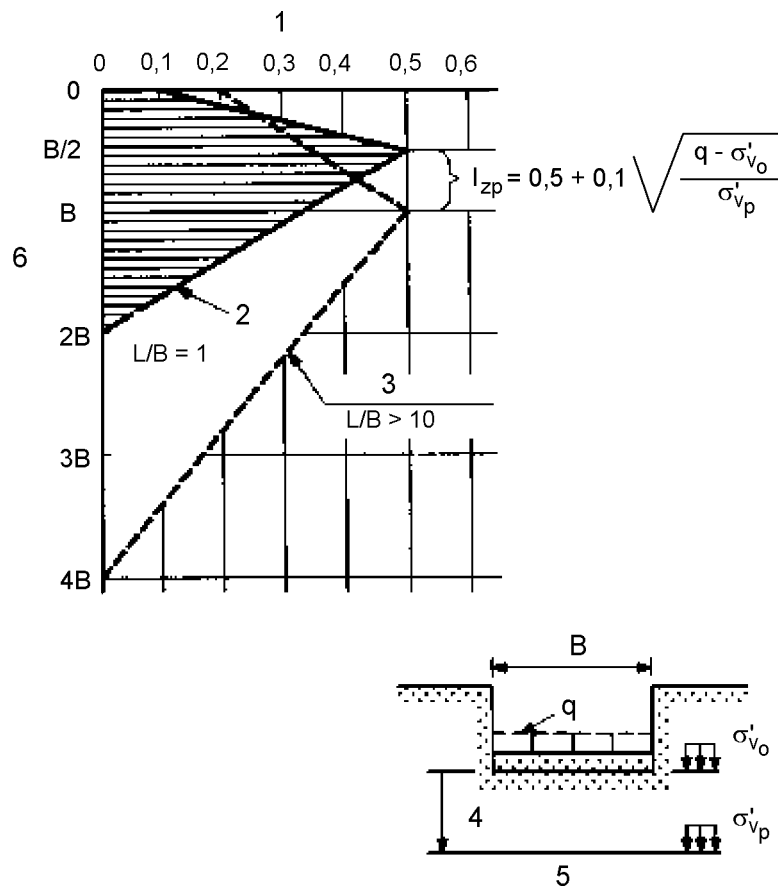
σ'_{v0} es la fuerza vertical inicial real en el nivel de la cimentación;

t es el tiempo en años.

- (3) La figura B.1 representa la distribución del factor de influencia, I_z , de la deformación vertical. para cimentaciones superficiales axisimétricas (circulares o cuadradas y para deformaciones planas (cimentaciones superficiales alargadas). El valor deducido para el módulo de Young E_m que se utiliza en este método es:

– $E_m = 2,5 \times q_c$, para axisimétrico, y

– $E_m = 3,5 \times q_c$, para deformaciones planas



Leyenda

- 1 Factor de influencia, l_z , de la deformación vertical de una zapata
- 2 Axisimétrica
- 3 Deformación plana
- 4 B/2 axisimétrica B (deformación plana)
- 5 Profundidad a 1 zp
- 6 Profundidad relativa por debajo del nivel de zapata

Fig. B.1 – Diagrama de los valores para el factor de influencia de la deformación

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos.

ANEXO B.3 (Informativo)

ENSAYO DE PENETRACIÓN CON EL CONO (CPT)

- (1) A continuación se expone un ejemplo de valores deducidos “ para varios tipos de suelos (según Sanglerat 1972)

CL arcillas de baja plasticidad	$q_c \leq 0,7$ [Mpa]	$3 < \alpha < 8$
	$0,7 < q_c < 2$ [Mpa]	$2 < \alpha < 5$
	$q_c \geq 2$ [Mpa]	$1 < \alpha < 2,5$
ML - lodos de baja plasticidad	$q_c < 2$ [Mpa]	$3 < \alpha < 6$
	$q_c \geq 2$ [Mpa]	$1 < \alpha < 2$
CH – arcilla muy plásticas	$q_c < 2$ [Mpa]	$2 < \alpha < 6$
MH – limos muy plásticos	$q_c > 2$ [Mpa]	$1 < \alpha < 2$
OL – lodos muy orgánicos T-OH- turba y arcilla muy orgánicas	$q_c < 1,2$ [Mpa]	$2 < \alpha < 8$
	$q_c < 0,7$ [Mpa]	
	$50 < w \leq 100$	$1,5 < \alpha < 4$
	$100 < w \leq 200$	$1 < \alpha < 1,5$
	$w > 300$	$\alpha < 0,4$
Calizas	$2 < q_c \leq 3$ [Mpa]	$2 < \alpha < 4$
	$q_c > 3$ [Mpa]	$1,5 < \alpha < 3$
Arenas	$q_c < 5$ [Mpa]	$\alpha = 2$
	$q_c > 10$ [Mpa]	$\alpha = 1,5$

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos

ANEXO B.4 (Informativo)

ENSAYO DE PENETRACIÓN CON EL CONO (CPT)

- (1) A continuación se expone un ejemplo de la determinación de la resistencia portante máxima de un pilote aislado basándose en los valores q_c del CPT.
- (2) La máxima resistencia portante de un pilote se expresa como:

$$F_{\text{máx.}} = F_{\text{máx.;base}} + F_{\text{máx.;eje}}$$

donde

$$F_{\text{máx.;base}} = A_{\text{base}} \times p_{\text{máx.;base}}$$

y

$$F_{\text{máx.;shaft}} = O_p \int_0^{\Delta L} p_{\text{máx.;shaft}} dz$$

donde

$F_{\text{máx.}}$ es la resistencia portante máxima del pilote, en MN;

$F_{\text{máx.;base}}$ es la resistencia máxima de la punta, MN;

$F_{\text{máx.;eje}}$ es la resistencia máxima en el fuste, en MN;

A_{base} área de la sección transversal de la base, en m²;

D_{eq} diámetro equivalente de la base, en metros;

$$D_{\text{eq}} = 1,13 a/(b/a)$$

donde

a es la longitud del lado menor del área de base, en metros;

b es la longitud del lado mayor, en metros;

$p_{\text{máx.;base}}$ es la resistencia máxima en la base, en MN/m²;

O_p es la circunferencia de la parte del fuste del pilote en la capa en que se ha colocado el pilote, en metros.

ΔL es la distancia desde la punta del pilote hasta la parte superior de la primera capa de suelo por encima de la base con $q_c < 2 \text{ MN/m}^2$; además, $\Delta L \leq$ que la parte ampliada del punto del pilote, si existe, en metros;

$p_{\text{máx.;eje}}$ es la resistencia máxima en el fuste, en MN/m²;

z es la profundidad o dirección vertical (positivo hacia abajo).

- (3) La resistencia máxima en la punta puede deducirse de la siguiente expresión:

$$p_{\text{máx. base}} = 0,5 \times \alpha_p \times \beta \times s \left(\frac{q_{c;I;\text{media}} + q_{c;II;\text{media}}}{2} + q_{c;III;\text{media}} \right)$$

y

$$p_{\text{máx., base}} \leq 15 \text{ MN/m}^2$$

donde

$q_{c;I;\text{media}}$ es la media de los valores de $q_{c;I}$ en los puntos comprendidos desde la cota de la punta del pilote hasta la cota que está al menos a 0,7 veces y como máximo a cuatro veces el diámetro, D_{eq} equivalente de la punta del pilote más profundo (véase la figura B.2);

$$q_{c;I;\text{media}} = \frac{1}{d_{\text{crit}}} \int_0^{d_{\text{crit}}} q_{c;I} \, dz$$

$$0,8 D_{\text{eq}} < d_{\text{crit}} < 4 D_{\text{eq}}$$

A la profundidad crítica, el valor calculado de $p_{\text{máx.; base}}$ llega a hacerse mínimo;

$q_{c;II;\text{media}}$ media de los valores $q_{c;II}$ en los puntos comprendidos desde la profundidad crítica hasta la punta del pilote (véase la figura B.2)

$$q_{c;II;\text{media}} = \frac{1}{d_{\text{crit}}} \int_{d_{\text{crit}}}^0 q_{c;II} \, dz$$

$q_{c;III;\text{media}}$ media de los valores $q_{c;III}$ en los puntos situados por encima de una profundidad que va desde la cota de la punta del pilote hasta una cota de ocho veces el mayor diámetro de base del pilote. Este procedimiento empieza con el valor más bajo de $q_{c;II}$ utilizado para el cálculo de $q_{c;II;\text{media}}$ (véase la figura B.2).

$$q_{c;III;\text{media}} = \frac{1}{8 D_{\text{eq}}} \int_0^{-8 D_{\text{eq}}} q_{c;III} \, dz$$

En el caso de pilotes de recorrido continuo de barrena, $q_{c;III;\text{media}}$ no puede exceder de 2 MN/m^2 , a menos que se utilicen los resultados de los CPT que se realicen a una distancia de un pilote mayor de 1 m después de la fabricación del pilote para calcular la resistencia portante,

α_p factor de clase del pilote dado en la tabla B.2;

β factor que considera la forma de la punta del pilote, como se indica en la figura B.3;

OCR relación de la sobreconsolidación.

- (4) La resistencia máxima del fuste, $p_{\text{máx. eje}}$ se puede determinar mediante la expresión:

$$p_{\text{máx. eje}} = \alpha_s q_{c;z;a}$$

donde

α_s el factor indicado en las tablas B2 y B 3;

$q_{c;z;a}$ el valor q_c a la profundidad z , en MN/m^2 ;

si $q_{c;z} \geq 15 \text{ MN/m}^2$ en un intervalo de profundidad de 1 m o más;

$q_{c;z;a} \leq 15 \text{ MN}$ para intervalos mayores.

Cuando el intervalo de profundidad con $q_{c;z;a} > 12 \text{ MN/m}^2$ es menor de 1 m, $q_c \leq 12 \text{ MN/m}^2$ por encima de este intervalo

Tabla B.2
Valores máximos de α_p y α_s para arenas y gravas arenosas

Clase o tipo de pilote	α_p	$\alpha_s^{1)}$
Pilotes de desplazamiento en suelo, diámetro > 150 mm		
– pilotes prefabricados para hincado,		
– pilotes fabricados <i>in situ</i> mediante el hincado de un tubo de acero con extremo cerrado. La tubería de acero se recupera durante el fraguado.	1,0	0,010
Pilotes de sustitución del terreno	1,0	0,014
– pilotes de recorrido con barrena,	0,8	0,006 ²⁾
– pilotes perforados (con lodos).	0,6	0,005
1) Valores válidos para arenas finas y gruesas. Para arenas muy gruesas es necesario aplicar un factor de 0,75; para gravas este factor de reducción es 0,5.		
2) Este valor se utiliza en el caso de aplicar los resultados de los CPT realizados antes de la instalación de los pilotes. Cuando se utilizan los resultados de los CPT realizados en la proximidad de los pilotes de recorrido con barrena, α_s puede elevarse a 0,01.		

Tabla B.3
Valores máximos de α_s para arcillas, lodos y turbas

Tipo de suelo	Profundidad relativa, z/d_{eq}	α_s
arcilla/lodos ($q_c \leq 1 \text{ MN/m}^2$)	$5 < z/d_{eq} < 20$	0,025
arcilla/limos ($q_c \geq 1 \text{ MN/m}^2$)	$z/d_{eq} \geq 20$	0,055
arcilla/limos ($q_c > 1 \text{ MN/m}^2$)	no aplicable	0,035
turbas	no aplicable	0
d_{eq} = diámetro equivalente del fuste del pilote.		

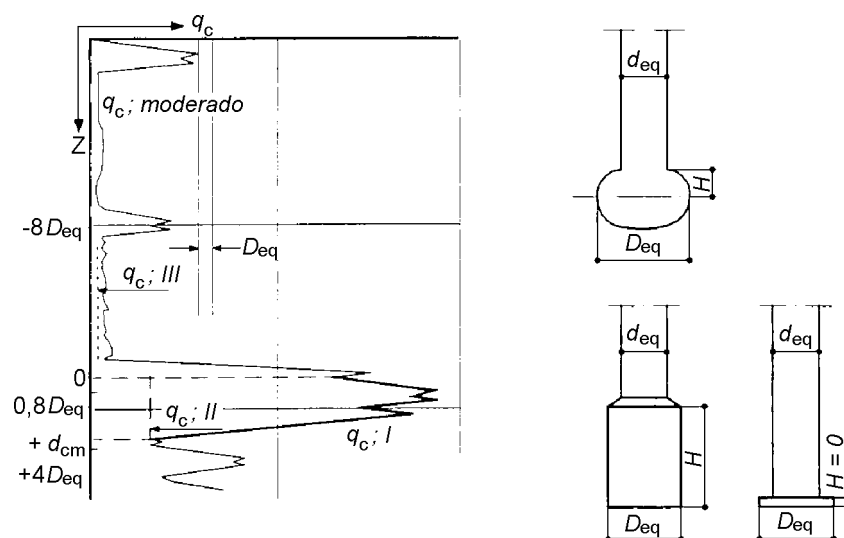


Fig. B.2 – Explicación de $q_{c;I}$, $q_{c;II}$ $q_{c;III}$

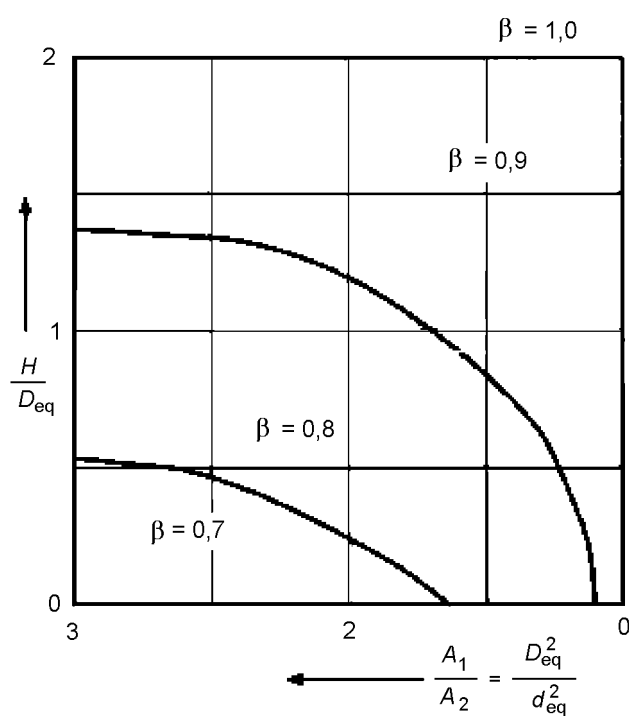


Fig. B.3 – Factor de forma de la punta del pilote

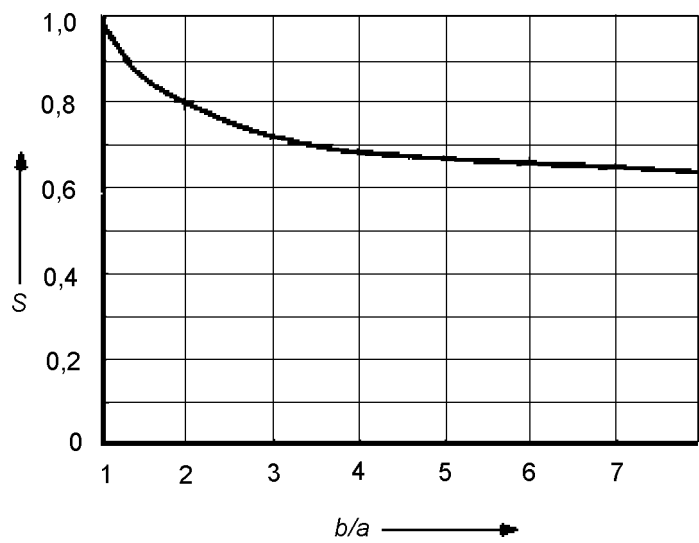


Fig. B.4 – Valores de s

ANEXO C.1 (Informativo)

ENSAYO PRESIOMÉTRICO (PMT)

- (1) A continuación se expone un ejemplo del cálculo de la resistencia portante de cimentaciones superficiales utilizando un método semiempírico y el resultado del ensayo MPM.
- (2) La resistencia portante se calcula mediante la expresión.

$$\frac{R}{A'} = \sigma_{vo} + k (p_{LM} - p_o)$$

donde

R es la resistencia de la cimentación a cargas normales;

A' es el área de la base real tal como se define en ENV 1997-1;

σ_{vo} es la fuerza vertical total (inicial) en el nivel de la base de cimentación;

p_{LM} es el valor representativo de la presión límite de Ménard en la base de la cimentación superficial;

p_o es el valor $[K_o(\sigma_v - u) + u]$, tomando convencionalmente $K_o = 0,5$ y F_v es la fuerza vertical total en el nivel ensayado, y u es la presión intersticial en el nivel de ensayo;

k es el factor de resistencia portante que se indica en la tabla C.1;

B es la anchura de la cimentación;

L es la longitud de la cimentación;

D_e es la profundidad equivalente de la cimentación.

Tabla C.1

Valores deducidos para el factor de la resistencia portante para cimentaciones superficiales

Categorías de suelo		p_{LM} [MPa]	k
arcillas y limos	A	<0,7	$0,8 \times [1 + 0,25 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e/B]$
	B	1,2-2,0	$0,8 \times [1 + 0,35 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e/B]$
	C	>2,5	$0,8 \times [1 + 0,50 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e/B]$
arenas y gravas	A	<0,5	$[1 + 0,35 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e/B]$
	B	1,0-2,0	$[1 + 0,50 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e/B]$
	C	>2,5	$[1 + 0,80 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e/B]$
calizas			$1,3 \times [1 + 0,27 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e/B]$
margas y rocas meteorizadas			$[1 + 0,25 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e/B]$

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos.

ANEXO C.2 (Informativo)

ENSAYO PRESIOMÉTRICO (PMT)

- (1) A continuación se expone un ejemplo del cálculo del asiento, s , de cimentaciones superficiales utilizando un método semiempírico desarrollado para los ensayos MPM.

$$s = (q - \sigma_{vo}) \left[\frac{2 B_o}{9 E_d} \times \left(\frac{\lambda_d B}{B_o} \right)^\alpha + \frac{\alpha \lambda_c B}{9 E_c} \right]$$

donde

B_o es una anchura de referencia de 0,6 m;

B es la anchura de la cimentación;

λ_d y λ_c son los factores de forma indicados en la tabla C.2;

α es el factor reológico indicado en la tabla C.3;

E_c es el valor ponderado de E_M inmediatamente debajo de la cimentación;

E_d es la media armónica de E_M en todas las capas superiores a $8 \times B$ por debajo de la cimentación;

σ_{vo} es la fuerza vertical total (inicial) a nivel de la base de la cimentación;

q es la presión normal de proyecto aplicada a la cimentación

Tabla C.2
Coeficiente de forma λ_c y λ_d para el asiento de cimentaciones superficiales

L/B	Círculo	Cuadrado	2	3	5	20
λ_c	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
λ_d	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

Tabla C.3
Valores deducidos para el coeficiente α para cimentaciones superficiales

Tipo de terreno	Descripción	E_M/p_{LM}	α
Turba			1
Arcilla	sobre consolidado	<16	1
	normalmente consolidado	9 a 16	0,67
	remoldeado	7 a 9	0,5
Limos	sobre consolidado	>14	0,67
	normalmente consolidado	5 a 14	0,5
Arenas		>12	0,5
		5 a 12	0,33
Arenas y gravas		>10	0,33
		6 a 10	0,25
Rocas	ampliamente fracturadas		0,33
	inalterada		0,5
	meteorizada		0,67

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos.

ANEXO C.3 (Informativo)

ENSAYO PRESIOMÉTRICO (PMT)

- (1) A continuación se expone un ejemplo del cálculo de la resistencia portante, Q , de pilotes a partir del ensayo MPM, utilizando la expresión:

$$Q = A k [p_{LM} - p_o] + P \sum (q_{si} - z)$$

donde

A es el área de la base del pilote que es igual al área real en el caso de pilotes con extremos cerrados o parte de esa área en el caso de pilotes con extremos abiertos;

p_{LM} es el valor representativo de la presión límite en la base del pilote corregido para cualquier capa blanda inferior;

p_o es el valor $[K_o(\sigma_v - u) + u]$, tomando convencionalmente $K_o = 0,5$ y σ_v es la presión de sobrecarga vertical total en el nivel del ensayo y u es la presión intersticial en el nivel del ensayo;

k factor de resistencia portante definido en la tabla C.4;

P perímetro del pilote;

q_{si} unidad de resistencia del pozo para la capa del suelo i dada en la figura C.1 utilizando conjuntamente la tabla C.5;

z_i espesor de la capa de suelo i .

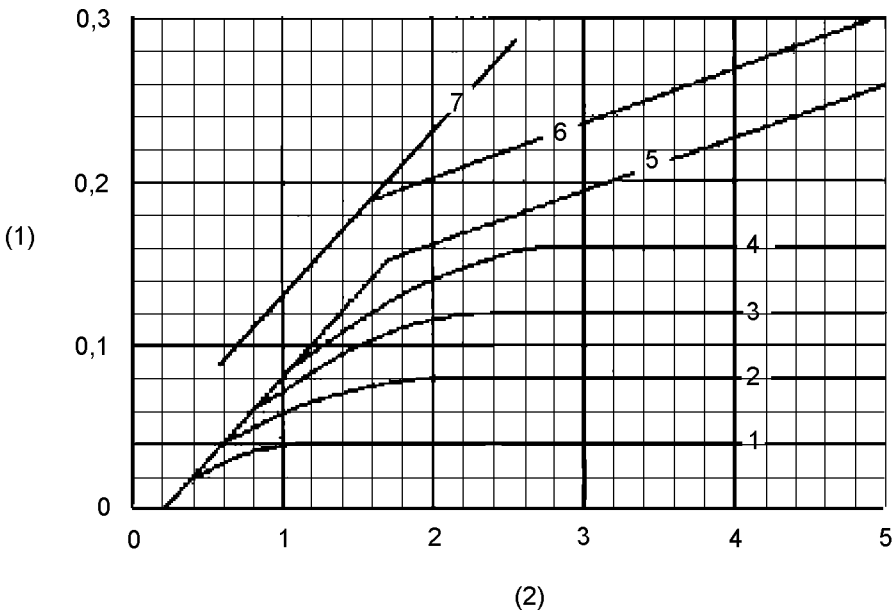
Tabla C.4
Valores deducidos del factor, k , de la resistencia portante para pilotes cargados axialmente

Categoría del suelo		P_{LM} [MPa]	Pilotes perforados y pilotes de pequeño desplazamiento	Pilotes de desplazamiento completo
arcillas y limos	A	<0,7	1,1	1,4
	B	1,2 - 2,0	1,2	1,5
	C	>2,5	1,3	1,6
arenas y gravas	A	<0,5	1,0	4,2
	B	1,0 - 2,0	1,1	3,7
	C	>2,5	1,2	3,2
calizas	A	<0,7	1,1	1,6
	B	1,0 - 2,5	1,4	2,2
	C	>3,0	1,8	2,6
margas	A	1,5 - 4,0	1,8	2,6
	B	>4,5	1,8	2,6
rocas meteorizadas	A	2,5 - 4,0	(i)	(i)
	B	>4,5		

(i) Se debe elegir k para la categoría de suelo más próxima.

Tabla C.5
Selección de curvas de proyecto por resistencia unitaria del *shaft*

Categorías de suelos		Arcillas y limos			Arenas y gravas			Calizas			Margas		Rocas
Tipo de pilotes		A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Pilotes perforados y cajones	sin carga	1	1/2	2/3	–		–	1	3	4/5	3	4/5	6
	carga de lodos	1	1/2	1/2	1	1/2	2/3	1	3	4/5	3	4/5	6
	encajonado temporal	1	1/2	1/2	1	1/2	2/3	1	2	3/4	3	4	–
	encajonado permanente	1	1	1	1	1	2				2	3	–
Cajones excavados a mano		1	2	3	–	–	–	1	2	3	4	5	6
Pilotes de desplazamiento	extremo cerrado	1	2	2	2	2	3				3	4	4
	prefabricado	1	2	2	3	3	3				3	4	4
	hormigón	1	2	2	2	2	3	1	2	3	3	4	–
	vertido <i>in situ</i>	1	2	2	3	3	4				3	4	–
	pozo recubierto												
Pilotes hormigonados	baja presión	1	2	2	3	3	3	2	3	4	5	5	–
	alta presión	1	4	5	5	5	6	–	5	6	6	6	7



Leyenda
1 Rozamiento unitario de la superficie (MPa)
2 Presión límite, p_{LM} (MPa)

Fig. C.1 – Resistencia unitaria del pozo para pilotes cargados axialmente

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos.

ANEXO D.1 (Informativo)

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

Tabla D.1

Valores de las relaciones de energía ER_r del equipo común utilizado en varios países y factores de corrección que se han de aplicar para una $ER_r = 60\%$ normalizada

País	Maza	Retirada	ER_r (%)	$ER_r/60$
América del Norte y del Sur	Anillo	Dos vueltas de cable	45	0,75
	Seguridad	Dos vueltas de cable	55	0,92
	Automático	Banda	55 a 83	0,92 a 1,38
Japón	Anillo	Dos vueltas de cable	65	1,08
	Anillo	Auto-disparo	78	1,3
China	Anillo	Dos vueltas de cable	50	0,83
	Automático	Banda	60	1,0
Reino Unido	Seguridad	Dos vueltas de cable	50	0,83
	Automático	Banda	60	1,0
Italia	Anillo	Banda	65	1,08

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos.

ANEXO D.2 (Informativo)

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

- (1) A continuación se recogen ejemplos de correlación entre el número de golpes contados y el índice de densidad (según Skempton, 1986).
- (2) La relación entre el número de golpes contados, N_{60} , y el índice de densidad, $I_D = (e_{\text{máx.}} - e)/(e_{\text{máx.}} - e_{\text{mín.}})$ y la presión real de sobre carga $\sigma'_v (\text{kPa} \times 10^{-2})$ para una arena dada se representa por:

$$\frac{N_{60}}{I_D^2} = a + b \sigma'_v$$

Los parámetros a y b , en arenas normalmente consolidadas, es prácticamente constante para $0,35 < I_D < 0,85$ y $0,5 < \sigma'_v < 2,5$, en $\text{kPa} \times 10^{-2}$.

- (3) Para depósitos de arena natural, normalmente consolidados, la correlación que se recoge en la tabla D.2 se ha establecido entre I_D y el número de golpes contados $(N_1)_{60}$

Tabla D.2
Correlación entre el índice de densidad I_D y el número de golpes normalizado $(N_1)_{60}$

$I_D =$	0%	15%	35%	65%	85%	100%
	Muy suelto	Suelto	Medio	Denso	Muy denso	
$(N_1)_{60} =$	0	3	8	25	42	58

Para $I_D > 0,35$ corresponde a $(N_1)_{60}/I_D^2 \cong 60$

- (4) Para arenas finas los valores N deben reducirse en la relación 55/60 y para arenas gruesas, aumentarse en la relación 65/60.
- (5) La resistencia de una arena a la deformación es tanto mayor cuanto más largo sea el periodo de consolidación. Este efecto de “envejecimiento” se refleja en un mayor número de golpes y da lugar a un incremento del parámetro a .

En la tabla D.3 se recogen valores típicos para arenas fina de una consolidación normal.

Tabla D.3
Efecto del tiempo en arenas finas normalmente consolidadas

	Edad, [años]	$(N_1)_{60}/I_D^2$
Ensayos de laboratorio	10^{-2}	35
Terrenos de aluvión	10	40
Depósitos naturales	$>10^2$	55

- (6) La sobreconsolidación aumenta el coeficiente b multiplicándolo por el factor:

$$\frac{1 + 2 \times K_0}{1 + 2 \times K_{\text{ONC}}}$$

donde

K_0 y K_{ONC} son las relaciones de fuerzas en la zona entre las fuerzas efectivas, vertical y horizontal para arenas sobreconsolidadas y de consolidación normal respectivamente.

- (7) Todas las correlaciones citadas más arriba se han establecido para arenas predominantemente silíceas. Su utilización en el caso de arenas más frágiles y compresibles, como son las arenas calcáreas, incluso las arenas silíceas con contenidos no despreciables de finos, puede llevar a una subestimación de I_D .

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos.

ANEXO D.3 (Informativo)**ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)**

- (1) A continuación se incluye un ejemplo de la deducción del ángulo de resistencia al corte de una arena silícea, N' , a partir del índice de densidad I_D . Los valores de N' también están influidos la angulosidad de las partículas y el nivel de fuerza.

Tabla D.4
Ángulo de resistencia al corte, ϕ' , arenas silíceas

Índice de densidad I_D	Grano fino		Grano medio		Grano grueso	
	Uniforme	Muy degradado	Uniforme	Muy degradado	Uniforme	Muy degradado
[%]						
40	34	36	36	38	38	41
60	36	38	38	41	41	43
80	39	41	41	43	43	44
100	42	43	43	44	44	46

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos

ANEXO D.4 (Informativo)

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

- (1) A continuación se incluye un ejemplo de un método empírico directo para el cálculo del asiento en suelos granulares de cimentaciones superficiales propuesto por Burland y Burbidge (1985).
- (2) El asiento debido a esfuerzos inferiores a la presión de sobreconsolidación se supone que es 1/3 del que corresponde a la consolidación normal de la arenas. El asiento inmediato, s_i , en milímetros, de una zapata cuadrada, de anchura B , en milímetros viene dada por:

$$s_i = \sigma'_{v0} \times B^{0,7} \times \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \times B^{0,7} \times I_c$$

donde

σ'_{v0} es la presión máxima de sobrecarga previa, en kilopascales;

q' es la presión media real en la cimentación, en kilopascales;

$I_c = a_f/B^{0,7}$;

a_f es la compresibilidad de la cimentación subnivelada, $\Delta s_i/\Delta q'$, en mm/kPa.

- (3) Mediante un análisis de regresión de los registros de asientos, los valores de I_c se obtiene mediante la expresión:

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

donde \bar{N} es la media de los golpes en el SPT sobre la profundidad de influencia. El error típico de a_i varía desde 1,5 para \bar{N} mayor de 25, hasta 1,8 para \bar{N} menos de 10, aproximadamente.

- (4) Los valores de N para un método empírico particular no debería corregirse para una presión de sobrecarga. No se menciona la relación de energía, ER_r que corresponden a los valores de N . Se supone que ya se ha reflejado el efecto de la capa freática al contar los golpes, pero, para $N > 15$ debe aplicarse la corrección $N' = 15 + \frac{1}{2} \times (N - 15)$ debido a los finos sumergidos o los lodos arenosos.

En los casos de gravas, o de gravas arenosas el valor de los golpes del SPT multiplicarse por factor de aproximadamente 1,25.

- (5) Los valores de \bar{N} son la media aritmética de los valores de N medidos por encima de la profundidad de influencia, $z_i = B^{0,75}$, con el cual se consigue un 75 % del asentamiento, en aquellos casos en los que N aumenta o se mantiene constante con la profundidad. Si N disminuye claramente con la profundidad, la influencia de ésta se toma como $2 B$ o la parte inferior de la capa blanda, lo que sea menor.
- (6) Se debería aplicar el factor de corrección, f_s , para la relación longitud/anchura de la cimentación:

$$f_s = \left[\frac{1,25 \times L/B}{(L/B) + 0,25} \right]^2$$

El valor de f_s tiende a 1,56 cuando L/B tiende a infinito. Para $D/B < 3$, no se aplica ningún factor de corrección debido a la profundidad.

- (7) Las cimentaciones en arenas y gravas presentan asientos que dependen del tiempo. Se debería aplicar un factor de corrección, f_t , para los asientos inmediatos, que está definido por la expresión:

$$f_s = (1 + R_3 + R_t \log t/3)$$

donde f_s el factor de corrección para un tiempo ≥ 3 años; R_3 es el factor de tiempo para el asiento que tiene lugar durante los tres primeros años después de la construcción y R_t es el factor de tiempo para el asiento que se produce en cada ciclo de registro de tiempo después de tres años.

- (8) Para cargas estáticas, los valores de 0,3 y 0,2 para R_3 y R_t respectivamente son valores conservadores. Así que para $t = 30$ años, $f_t = 1,5$. Para fluctuaciones de carga (chimeneas altas, puentes, silos turbinas, etc) los valores de R_3 y R_t son 0,7 y 0,8 respectivamente; por tanto, para $t = 30$ años, $f_s = 2,5$.

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos.

ANEXO E.1 (Informativo)

PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA (DP)

- (1) A continuación se incluye un ejemplo de valores deducidos para el índice de densidad, I_D , a partir de un ensayo DP de penetración dinámica, para diferentes valores del coeficiente de uniformidad, C_U (rango de validez $3 \leq N_{10} \leq 50$):

- a) arena ligeramente degradada ($C_U \leq 3$) por encima de las aguas subterráneas

$$I_D = 0,15 + 0,260 \log N_{10} \text{ (DPL)}$$

$$I_D = 0,10 + 0,435 \log N_{10} \text{ (DPH)}$$

- b) arena ligeramente degradada ($C_U \leq 3$) por debajo de las aguas subterráneas

$$I_D = 0,21 + 0,230 \log N_{10} \text{ (DPL)}$$

$$I_D = 0,23 + 0,380 \log N_{10} \text{ (DPH)}$$

- c) gravas arenosas muy degradada ($C_U \geq 6$) por encima de la aguas subterráneas

$$I_D = 0,14 + 0,550 \log N_{10} \text{ (DPH)}$$

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos.

ANEXO E.2 (Informativo)

PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA (DP)

- (1) A continuación se incluye un ejemplo de deducción del ángulo de la resistencia de corte ϕ' a partir del índice de densidad I_D para cálculos de la capacidad portante de suelos no cohesivos.

Tabla E.1
Estimaciones conservadoras de valores deducidos para el ángulo de resistencia
al corte N' de suelos no cohesivos, a partir del índice de densidad I_D para
diferentes valores del coeficiente de uniformidad U

Tipo de suelo	Degradación	Intervalo de I_D [%]	Ángulo de resistencia al corte
arenas de grano ligeramente fino arenosas, gravas arenosas	Ligeramente degradada ($U < 6$)	15 – 35 (suelto)	30
		35 – 65 (densidad media)	32,5
		> 65 (denso)	35
arenas, arenas grava, grava	Muy degradada ($6 \leq U \leq 15$)	15 – 35 (suelto)	30
		35 – 65 (densidad media)	34
		> 65 (denso)	38

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos.

ANEXO E.3 (Informativo)

PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA (DP)

- (1) A continuación se incluye un ejemplo de la deducción del módulo de deformación oedométrica, E_{oed} , recomendado frecuentemente para el cálculo del asiento de cimentaciones superficiales:

$$E_{\text{oed}} = \nu \times P_a \left(\frac{\sigma'_v + 0,5 \sigma'_p}{P_a} \right)^w$$

donde

- ν es el coeficiente de rigidez;
- w es el exponente de rigidez; para arenas con un coeficiente de uniformidad de $U \leq 3$; $W = 0,5$; para arcillas de baja plasticidad ($I_p \leq 10$; $w_L \leq 35$) $W = 0,6$;
- σ'_v es la fuerza vertical efectiva en la base de la cimentación o a una profundidad inferior debida a la sobrecarga del suelo;
- σ'_p es la fuerza vertical efectiva causada por la estructura en la base de la cimentación a cualquier profundidad por debajo de ella;
- p_a es la presión atmosférica;
- I_p es el índice de plasticidad;
- w_L es el límite del líquido.

- (2) Los valores del coeficiente de rigidez, ν , pueden deducirse a partir de los ensayos DP utilizando, por ejemplo las siguientes expresiones, dependiendo del suelo:

- a) arenas muy degradadas ($U \leq 3$) por encima del nivel freático

$$\nu = 214 \log N_{10} + 71 \text{ (DPL; intervalo de validez: } 4 \leq N_{10} \leq 50 \text{)}$$

$$\nu = 249 \log N_{10} + 161 \text{ (DPH; intervalo de validez: } 3 \leq N_{10} \leq 10 \text{)}$$

- b) arcilla de baja plasticidad y menor consistencia elástica ($0,75 \leq I_c \leq 1,30$) y por encima del nivel freático (I_c es el índice de consistencia)

$$\nu = 4N_{10} + 30 \text{ (DPL; intervalo de validez: } 6 \leq N_{10} \leq 19 \text{)}$$

$$\nu = 6N_{10} + 50 \text{ (DPH; intervalo de validez: } 3 \leq N_{10} \leq 13 \text{)}$$

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos.

ANEXO F (Informativo)

ENSAYO DE PENETRACIÓN LASTRADA (WST)

Tabla F.1

Ejemplo de deducción de los valores del ángulo de resistencia al corte ϕ' y módulo de Young drenado de elasticidad, E_m , para arenas de cuarzo y feldespatos naturalmente depositada a partir de la resistencia a la penetración lastrada en Suecia

Densidad relativa	Resistencia en el sondeo lastrado ¹⁾ medias vueltas/0,2 m	Ángulo de resistencia al corte ²⁾ [N]	Módulo de Young drenado ³⁾ [MPa]
muy baja	0 a 10	29 a 32	>10
baja	10 a 30	32 a 35	10 a 20
media	20 a 50	35 a 37	20 a 30
alta	40 a 90	37 a 40	30 a 60
muy alta	>80	40 a 42	60 a 90

1) Antes de la determinación de la densidad relativa se debe dividir la resistencia al sondaje lastrado por el factor 1,3.
 2) Los valores dados son aplicables a las arenas. Para suelos limosos se debe reducir el ángulo en 3°. Para gravas, se deben añadir 2°.
 3) Los valores dados para el módulo drenado corresponde a un asentamiento después de 10 años. Se han obtenido suponiendo que la distribución de fuerzas verticales sigue una ley de aproximación de 2:1. Investigaciones ulteriores indican que estos valores pueden ser un 50% más bajos en suelos limosos y un 50% más altos en suelos de gravas. En suelos no cohesivos sobreconsolidados, el módulo puede ser considerablemente más alto. Para calcular el asentamiento para presiones del terreno mayores de 2/3 de la presión de proyecto en el estado límite último, el módulo debería rebajarse a la mitad de los valores dados en esta tabla.

- (1) La tabla F.1 recoge un ejemplo de valores deducidos del ángulo de resistencia al corte ϕ' y del módulo de Young drenado de elasticidad, E_m , estimado a partir de la resistencia en el ensayo de sondaje lastrado. Este ejemplo relaciona el valor medio de la resistencia en el sondaje lastrado en una capa con los valores medios de N' y de E_m .
- (2) Si sólo están disponibles los resultados de los ensayos de sondaje lastrado, en la tabla F.1 se debe seleccionar para cada intervalo el valor más bajo del ángulo de la resistencia cortante y del módulo de Young.
- (3) Cuando se evalúan los diagramas de la resistencia de la penetración lastrada para aplicar la tabla F.1, los picos debidos, por ejemplo, a piedras o guijarros no deben tenerse en cuenta. Tales picos son frecuentes en los ensayos de sondaje lastrado que se realizan en gravas.

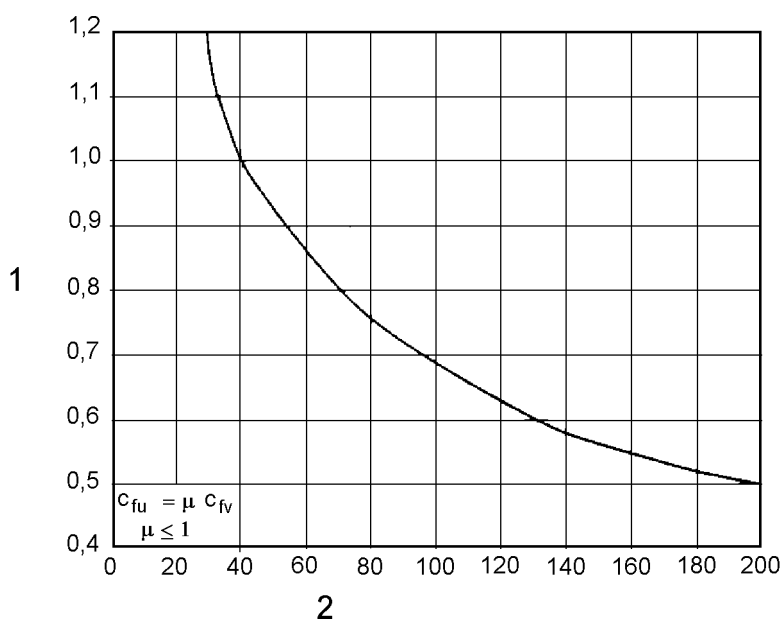
Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos.

ANEXO G (Informativo)

“VANE TEST” (FVT)

- (1) En las figuras G.1 y G.2 se muestran ejemplos de factores de corrección para obtener la resistencia al corte sin drenar a partir de los valores medidos, basados en la experiencia local y el inventario de fallos de taludes.
- (2) Los factores de corrección de la figura G.1 pueden aplicarse a arcillas blandas normalmente consolidadas.
- (3) Los factores de corrección de la figura G.2 pueden aplicarse a arcillas sobreconsolidadas.
- (4) Si se utiliza más de un método de corrección del valor medido, se debe aplicar el valor del factor que dé el valor más bajo de la resistencia al corte sin drenar.
- (5) No se debe utilizar un factor de corrección mayor de 1,2 sin hacer investigaciones suplementarias.
- (6) Para arcillas fisuradas, puede ser necesario utilizar un factor de corrección de 0,3.

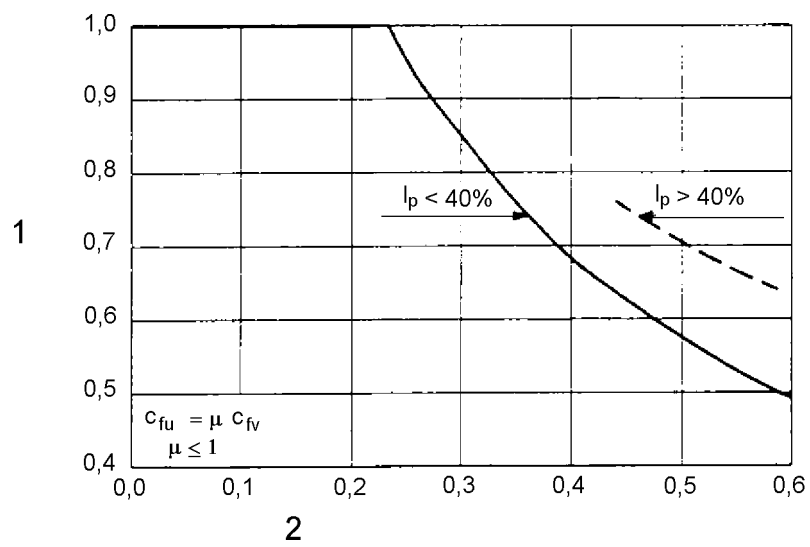
Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos



Leyenda

- 1 Factor de corrección, μ
- 2 Límite de líquido w_L

Fig. G.1 – Ejemplo de factores de corrección c_{iv} basado en el líquido límite en arcillas normalmente consolidadas



- Leyenda
- 1 Factor de corrección, μ
 - 2 Valor medio de c_{iv}/σ'_v

Fig. G.2 – Ejemplo de factores de corrección c_{iv} basado en el índice de plasticidad y en la fuerza vertical efectiva σ'_v en arcillas consolidadas

ANEXO H (Informativo)

ENSAYO CON EL DILATÓMETRO PLANO (DMT)

- (1) A continuación se incluye un ejemplo de correlaciones que pueden usarse para determinar el valor del módulo tangente unidimensional $E_{\text{eod}} = d\sigma'_v/d\varepsilon$ a partir de los valores de los resultados de los ensayos DMT

$$E_{\text{eod}} = R_M \times E_{\text{DMT}}$$

En esta expresión, R_M se estima, bien basándose en la experiencia local, bien en las relaciones siguientes:

si $I_{\text{DMT}} \leq 0,6$,	entonces $R_M = 0,14 + 2,36 \lg K_{\text{DMT}}$
si $I_{\text{DMT}} \geq 3,0$,	entonces $R_M = 0,5 + 2 \lg K_{\text{DMT}}$
si $0,6 < I_{\text{DMT}} < 3,0$,	entonces $R_M = R_{M0} + (2,5 - R_{M0}) \lg K_{\text{DMT}}$ donde $R_{M0} = 0,14 + 0,15 (I_{\text{DMT}} - 0,6)$
si $K_{\text{DMT}} > 10$,	entonces $R_M = 0,32 + 2,18 \lg K_{\text{DMT}}$

Si se obtienen valores de $R_M < 0,85$ en las relaciones anteriores, se toma el valor 0,85 para R_M .

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos.

ANEXO I.1 (Informativo)**ENSAYO DE CARGA EN PLACA (PLT)**

- (1) A continuación se expone un ejemplo para obtener la deducción de la resistencia de corte sin drenar utilizando la siguiente expresión:

$$c_u = \frac{p_u - \gamma \times z}{N_c}$$

donde

p_u es la presión de contacto última, a partir de los resultados;

$\gamma \times z$ es la tensión total (tensión litostática) en el nivel de ensayo incluido cuando éste se lleva en un sondeo con un diámetro menor que tres veces el diámetro o la anchura de la placa;

N_c es el factor de capacidad portante, que para placas circulares es:

- $N_c = 6$ para el PLT, en la superficie del subsuelo;
- $N_c = 9$ para el PLT en sondeos a profundidades mayores a cuatro veces el diámetro o la anchura de la placa.

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos.

ANEXO I.2 (Informativo)

ENSAYO DE CARGA EN PLACA (PLT)

- (1) A continuación se incluye un ejemplo de cómo se deduce el módulo de deformación en un ensayo con placa, E_{PLT} (módulo secante).
- (2) En el caso de ensayos realizados a nivel del terreno o en una excavación cuya parte inferior es, al menos, cinco veces el diámetro de la placa, el módulo, E_{PLT} puede calcularse a partir de la fórmula general:

$$E_{PLT} = \frac{\Delta p}{\Delta s} \cdot \frac{\pi \times b}{4} (1 - \nu^2)$$

donde

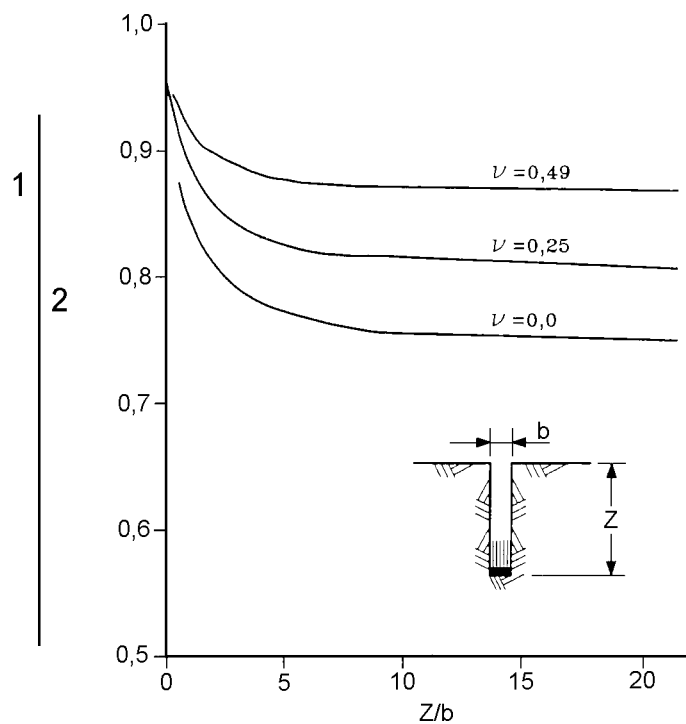
- Δp es el intervalo seleccionado para aplicar la presión de contacto considerada;
- Δs es el cambio en el asentamiento total debido al cambio correspondiente en la presión de contacto aplicada, Δp , incluyendo los asentamientos por fluencia;
- b diámetro de la placa;
- ν relación de Poisson para las condiciones del ensayo.

- (3) Si no se determina por otros procedimientos, ν es igual a 0,5 para suelos cohesivos sin drenar y 0,3 para suelos no cohesivos.
- (4) Si el ensayo se realiza en la base de un sondeo previo, el valor de E_{PLT} puede calcularse mediante la expresión:

$$E_{PLT} = \frac{\Delta p}{\Delta s} \cdot \frac{\pi \times b}{4} (1 - \nu^2) \times C_z$$

donde

- C_z es un factor de corrección de profundidad; en la figura I.1 se da un ejemplo de valores que se sugieren



Leyenda

- 1 Asientos de cargas profundas
- 2 Asiento de la correspondiente carga de superficie

Fig. I.1 – Factor de profundidad C_2 en función del diámetro b de la placa y de la profundidad z para resultados obtenidos con una carga circular uniforme en el fondo de un pozo revestido (según Burland 1969)

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos.

ANEXO I.3 (Informativo)

ENSAYO DE CARGA DE LA PLACA (PLT)

- (1) A continuación se expone un ejemplo de deducción del coeficiente de reacción del terreno (coeficiente de balasto), k_s ; se puede calcular mediante la expresión:

$$k_s = \frac{\Delta p}{\Delta s}$$

donde

Δp es el intervalo seleccionado de presiones de contacto aplicadas;

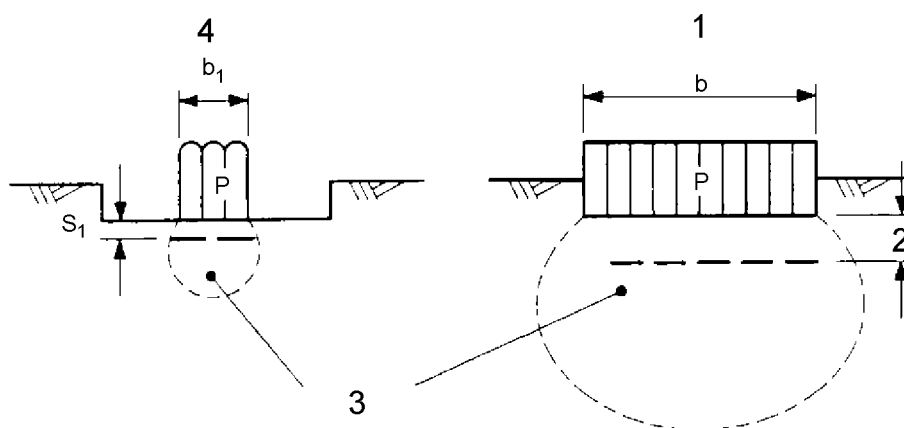
Δs es el incremento del asiento debido al intervalo de presiones considerado, incluyendo los asientos por fluencia.

- (2) Las medidas de la placa de carga debe establecerse cuando se calculan los valores de k_s .

ANEXO I.4 (Informativo)

ENSAYO DE CARGA DE LA PLACA (PLT)

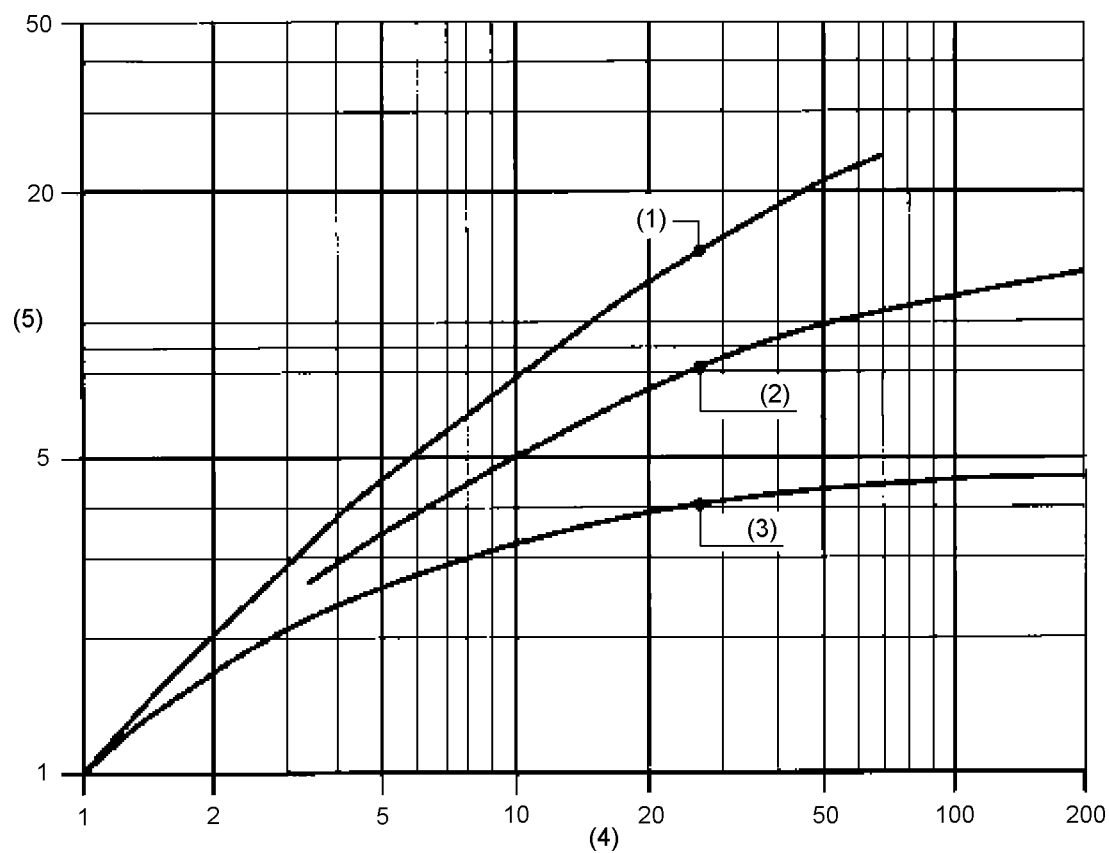
- (1) A continuación se expone un ejemplo para deducir directamente los asentamientos. Los asentamientos de las zapatas en arenas pueden deducirse empíricamente según las relaciones que se indican en la figura I.3, si el terreno de debajo de la zapata a una profundidad mayor a dos veces la anchura es el mismo que el terreno que se halla debajo de la placa.



Leyenda

- 1 Zapata
- 2 Asentamiento
- 3 Zonas de influencia
- 4 Placa de ensayo

Fig. I.2 – Zona influenciada debajo de la placa de ensayo de la zapata



Leyenda

1 Suelto

2 Densidad media

3 Denso

4 Relación de anchuras $\frac{b}{b_1}$

5 Relación de asentamiento $\frac{S}{S_1}$

Fig. I.3 – Gráfico para el cálculo de los asentamientos basado en los ensayos de carga de placa

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos.

ANEXO J (Informativo)

SELECCIÓN DE LOS MÉTODOS DE MUESTREO

Tabla J.1
Ejemplos de métodos de muestreo, según su categoría, en diferentes suelos;
las abreviaturas de los tipos de muestreo están recogidas en la tabla J.2

Tipo de suelo	La conveniencia depende, por ejemplo, de:	Categoría A	Categoría B	Categoría C
		Método de muestreo		
Arcilla	<ul style="list-style-type: none"> – la rigidez o resistencia – la sensibilidad 	PS-PU OS-TNW-PU OS-TNW-PE* OS-TCW-PE* CS-DT BS-TP BS-FD	OS-TNW-PE OS-TCW-PE CS-ST AS*	AS
Limo	<ul style="list-style-type: none"> – la rigidez o resistencia – la sensibilidad – el nivel freático 	PS-PU OS-TNW-PU BS-TP	CS-DT OS-TCW-PE	AS CS-ST
Arenas	<ul style="list-style-type: none"> – el tamaño de las partículas – la densidad – el nivel freático 	BS-TP OS-TNW-PU* OS-TCW-PE*	OS-TCW-PE CS-DT	AS CS-ST
Grava	<ul style="list-style-type: none"> – el tamaño de las partículas – la densidad – el nivel freático 	BS-TP	OS-TCW-PE* CS-DT*	AS
Turba	<ul style="list-style-type: none"> – estado de descomposición 	PS-PU OS-TNW-PU BS-TP	CS-ST AS*	AS

* Puede utilizarse sólo en condiciones muy favorables.

- (2) La clase de calidad de la muestra obtenida para los ensayos de laboratorio también puede verse fuertemente afectada por:
- características del tomamuestras;
 - esmero del procedimiento de muestreo.

Tabla J.2
Métodos de muestreo y sus abreviaturas usadas en la tabla J.1

OS-TNW-PU	Tomamuestras de tubo abierto, pared fina; de empuje
OS-TNW-PE	Tomamuestras de tubo abierto, pared fina; de percusión
OS-TCW-PE	Tomamuestras de tubo abierto, pared gruesa; de percusión
PS-PU	Tomamuestras de pistón ; de empuje
CS-ST	Perforación con rotación, tubo sencillo, núcleo vibratorio
CS-ST	Perforación con rotación, tubo doble o triple
AS	Barrenado
BS-TP	Tomamuestras de bloque; pozo de ensayo
BS-FD	Tomamuestras de bloque ; de profundidad

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos.

ANEXO K (Informativo)**EJEMPLO SIMPLIFICADO DE UNA CLASIFICACIÓN DE LA METEORIZACIÓN EN SEIS GRADOS**

Grado	Grado de descomposición	Características de diagnóstico en muestras y testigos
I	Roca fresca	Ningún signo visible de material meteorizado; tal vez ligeras decoloraciones o mayor discontinuidad de las superficie
II	Roca ligeramente meteorizada	Decoloraciones que indican meteorización de material rocoso y superficies de discontinuidad
III	Roca moderadamente meteorizada	Se ha descompuesto o desintegrado al suelo menos de la mitad del material rocoso. La roca fresca o decolorada se conserva como un marco discontinuo o como un núcleo rocoso
IV	Roca altamente meteorizada	Se ha descompuesto o desintegrado al suelo más de la mitad del material rocoso. La roca fresca o decolorada se conserva como un marco o como un núcleo rocoso
V	Roca totalmente meteorizada	Todo el material rocoso se ha descompuesto o se ha desintegrado en suelo. La estructura másica original aún está intacta ampliamente
VI	Suelo residual	Todo el material rocoso se ha convertido en suelo. Se ha destruido la estructura másica y el material de fábrica. Existe un gran cambio en volumen, pero el suelo no se ha transportado significativamente

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos.

ANEXO L (Informativo)

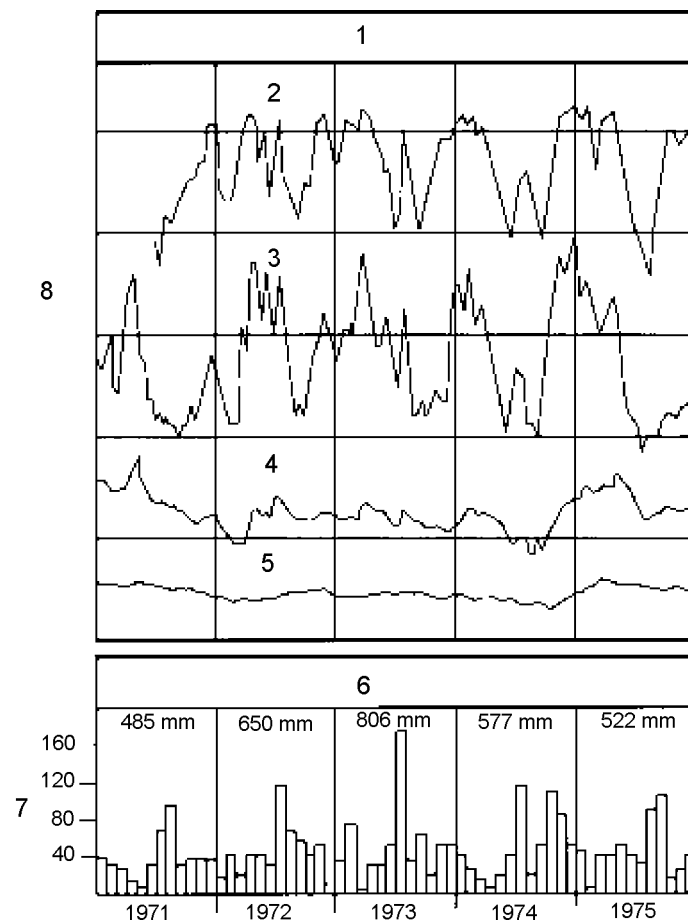
ORIENTACIONES SOBRE EL MUESTREO PARA LA MEDICIÓN DE AGUAS SUBTERRÁNEAS

L.1 Generalidades

- (1) El nivel de las aguas subterráneas y la presión del agua intersticial en el suelo y en las socas tiene una gran influencia en muchas cuestiones geotécnicas: estabilidad de taludes, capacidad portante, drenaje de asentamientos erosiones y repercusión de las heladas. La situación de las aguas subterráneas también influye en la interpretación de los resultados de otros estudios de la zona. Por tanto, las mediciones de las aguas subterráneas son parte importante de los estudios de la zona e, incluso, pueden formar parte del sistema de monitorización, por ejemplo, en taludes, presas de tierra y proyectos de depresión de aguas subterráneas.

En algunos casos, puede resultar que la calidad de las aguas subterráneas puede jugar un papel importante en el proyecto de ciertas construcciones, por ejemplo, en la durabilidad de los pilotes de acero.

- (2) Una medición insuficiente de las aguas subterráneas puede dar lugar a insuficiente información sobre sus condiciones con las consecuencias siguientes:
- una subestimación del nivel de las aguas subterráneas o de la permeabilidad, que puede dar lugar a una construcción sensitivo y in incremento de las asentamientos;
 - una sobrestimación, que puede dar lugar a incrementar los costes de la construcción.
- (3) Existen muchos factores que influyen en la situación de las aguas subterráneas: las condiciones geológicas, estratigráficas, climáticas, la presión atmosférica y también las actividades humanas. En la figura L.1, se representan las fluctuaciones naturales en diferentes clases de terrenos comparados con la precipitación actual. En ocasiones pueden obtenerse mejores correlaciones comparando las fluctuaciones de las aguas subterráneas con las precipitaciones de la cuenca o con la media de las precipitaciones en un cierto periodo.
- (4) Debe tenerse en cuenta que, normalmente, la presión de las aguas subterráneas no es la hidrostática debido a capas de diferente permeabilidad y las aguas subterráneas fluyen.
- (5) En este anexo se recoge información adicional sobre las mediciones de las aguas subterráneas para facilitar el cumplimiento de los requisitos del capítulo 14.
- (6) En el anexo M se pueden encontrar otras orientaciones sobre las disposiciones de algunos sistemas de medida de las aguas subterráneas con relación a los diferentes sistemas de acuíferos.
- (7) Cuando se emplazan los piezómetros o se colocan los tubos para un cierto proyecto, es necesario conocer la finalidad de las mediciones y la secuencia de capas de suelo. En capas de suelos complejos y en terrenos montañosos puede ser necesario un cierto número de mediciones para modelizar las condiciones de las aguas subterráneas. Esto significa que, en terrenos montañosos, las estaciones de medición debería emplazarse donde se presenten mayores cambios de pendiente.
- (8) En cada estación de medición, se debería elegir la posición en altura de cada piezómetro, según la finalidad de la medida y de las variaciones del terreno.
- (9) Cuando sea conveniente observar el nivel freático en suelos de una permeabilidad constante alta o media, normalmente sólo es necesario un tubo introducido en las aguas a nivel freático.



Leyenda

- 1 Nivel del agua en el terreno
- 2 Granito
- 3 Morrena
- 4 Arena
- 5 Grava
- 6 Precipitación
- 7 En mm
- 8 Altura relativa en mm

Fig. L.1 – Fluctuaciones de las aguas subterráneas en diferentes clases de terrenos comparadas con la precipitación

- (10) En terrenos arcillosos o de permeabilidad variable con la profundidad, normalmente se precisan un cierto número (al menos tres) de piezómetros para obtener un perfil de la presión de las aguas subterráneas.
- (11) La instalación de tubos de agua subterráneo de piezómetros puede realizarse por empuje o por perforación previa.
- (12) En arcillas blandas, normalmente es suficiente clavar el penetrómetro cuidadosamente en el terreno. Sin embargo, el sondeo previo en la capa freática requiere mantener la punta del piezómetro o el filtro de agua saturado durante la instalación. El espacio anular que queda entre el tubo y el suelo puede llenarse, por ejemplo, con bentonita, para evitar la afluencia de agua superficial.

- (13) Cuando se clava el piezómetro en la arcilla, se puede genera un exceso de presión intersticial de alrededor de 15 veces la resistencia al corte sin drenar de la arcilla. Este exceso de la presión intersticial se disipará durante el periodo de estabilización. Este periodo puede oscilar entre 1 día y 20 días, dependiendo de la permeabilidad del suelo.
- (14) Para preservar el piezómetro de sobrecargas, la velocidad de penetración debería mantenerse suficientemente baja o bien se debería utilizarse un piezómetro con un límite suficientemente alto de sobrepresión, de precisión satisfactoria
- (15) Se deben evitar aditivos al agua de perforación en el sondeo previo para los tubos de agua subterránea o para los piezómetros.
- (16) Cuando se instale un filtro en el sondeo previo, se debe arreglar la zona de alrededor de la punta del filtro. Por encima de la zona del filtro se debe hacer un tapón de permeabilidad más baja que el terreno circundante.

L.2 Orientaciones de muestreo para la presentación de las medidas de las aguas subterráneas

- (1) La presentación de las medidas de las aguas subterráneas puede hacerse de diferentes maneras según la finalidad de las mediciones y de la presentación de otros estudios del terreno. Como las condiciones de las aguas subterráneas normalmente influyen en la interpretación global de la situación del terreno, los resultados deberían presentarse como planos y como perfiles. Además puede ser necesario presentar medidas a largo plazo y perfiles de presión intersticial en diagramas especiales.
- (2) En un alzado, la altura del nivel freático puede indicarse su posición real como se indica a continuación:

o N° 16
GW +8.30 82 – 03-15
GL + 9.20

donde

o es el emplazamiento del sondeo;

N°16 es el número de sondeo;

GW +8.30 es el nivel del agua + 8.30;

82-03-15 es la fecha de la medición;

GL + 9.20 es la cota de la superficie del terreno.

- (3) Los resultados de las observaciones de las aguas subterráneas en los sondeos, previos, tubos o piezómetros, puede presentarse de una manera simplificada en secciones como se indica en la figura L.2.

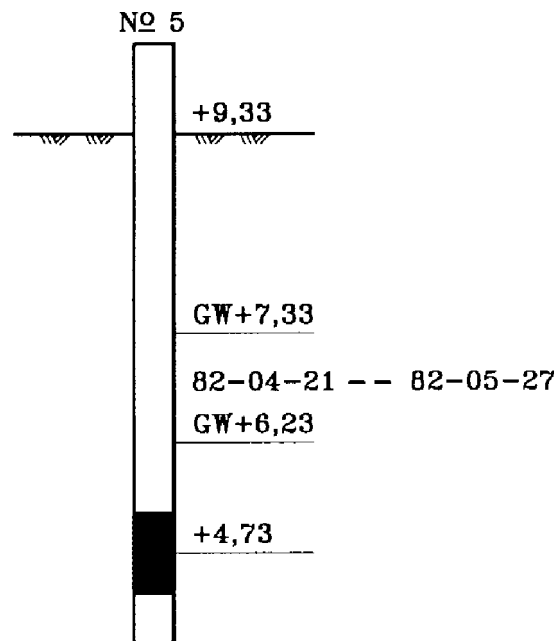
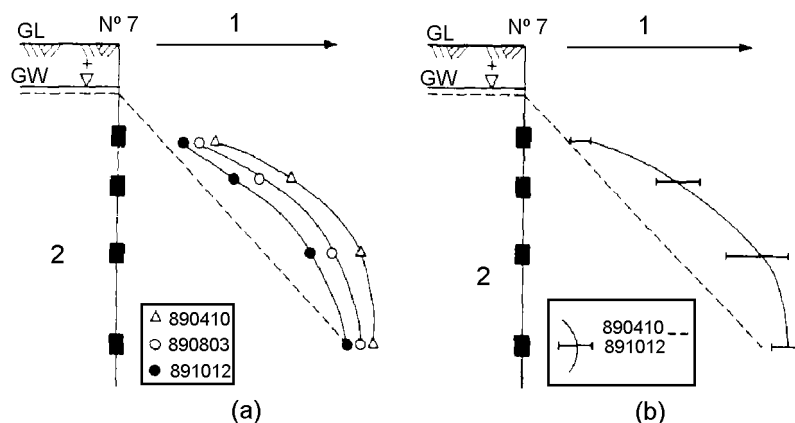


Fig. L.2 – Presentación en secciones de las medidas de las aguas subterráneas durante un cierto periodo

La figura L.2 indica las mediciones realizadas con un piezómetro a + 9.33 sobre la superficie del terreno y se ha colocado un filtro en la posición + 4.73. Durante el periodo de medición – de 1982-04-21 a 1982-05-27- el nivel más alto observado fue +7.33 y el más bajo + 6.23. La indicación de “sondeo Nº 5” se indica en la parte superior

- (4) Los resultados procedentes de un cierto número de piezómetros a diferentes profundidades en una misma estación puede representarse como se indica en los ejemplos de la figura L.3, en la que también se indica una referencia a la línea hidrostática. La figura a) indica la presión intersticial para cada nivel, en tres ocasiones. La figura b) indica las presiones máxima y mínima medidas durante el periodo de medición desde el 1989-04-10 a 1989-10-12 y los valores medios de cada elevación.

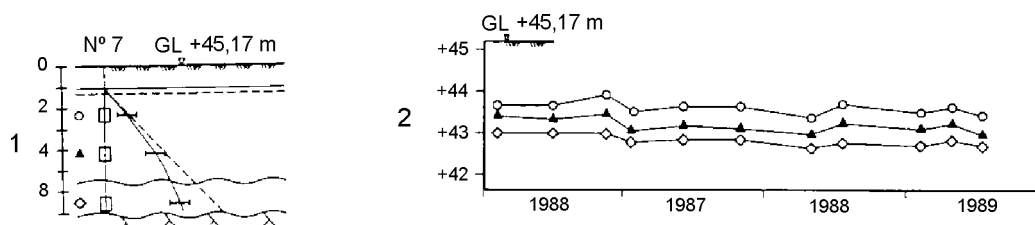


Leyenda

- 1 Presión intersticial
2 Profundidad

Fig. L.3 – Presentación de resultados de un cierto número de piezómetros colocados en una misma estación designada como Nº 7

- (5) La presentación de medidas a largo plazo se puede hacer como se indica en la figura L.4. Como alternativa, el nivel de las aguas se puede expresar como profundidad por debajo de la superficie del terreno, en metros, o como presión intersticial en kilopascales.



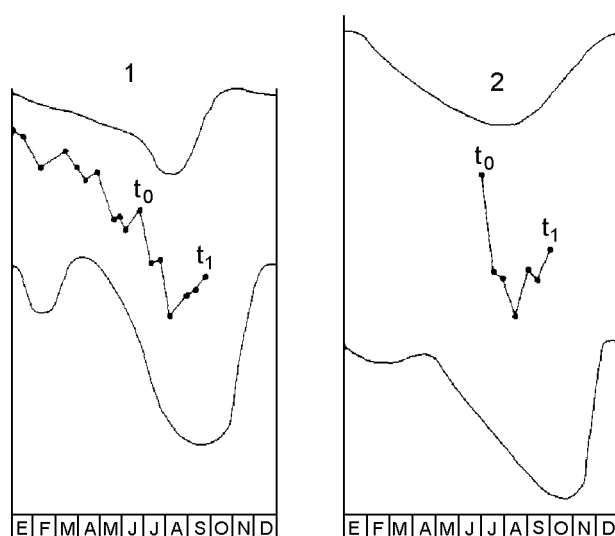
Leyenda

- 1 Profundidad en m
- 2 Presión intersticial en m

Fig. L.4 – Presentación de medidas a largo plazo de tres piezómetros de una misma estación de medición

L.3 Orientaciones de muestreo para la deducción de la presión de las aguas subterráneas

- (1) La presión natural de las aguas subterráneas es parte del ciclo hidrológico y está influido por la precipitación, la evapotranspiración, la fusión de la nieve, la escorrentía, etc.
- (2) Para establecer un modelo de la situación de las aguas subterráneas para un proyecto de ingeniería de edificación o de obra civil, es conveniente recopilar la información hidrogeológica disponible de la zona y del área circundante y compararla con las mediciones actuales. Tal información podría ser:
 - fluctuaciones del nivel de las aguas;
 - mapas hidrogeológicos;
 - mediciones anteriores en los alrededores;
 - niveles típicos de las aguas superficiales o en los pozos;
 - mediciones a largo plazo de acuíferos similares.
- (3) Las mediciones de las aguas subterráneas para un proyecto, normalmente sólo contienen series cortas de medidas. En estos casos, es importante hacer una predicción de la presión del agua esperada para la situación del proyecto actual. Tal predicción puede basarse en el modelo citado más arriba y en las mediciones a largo plazo de acuíferos análogos en la misma región que el proyecto junto con mediciones a corto plazo en la zona.
- (4) Utilizando métodos estadísticos, ha sido posible predecir la presión de las aguas subterráneas con una aproximación de pocos decímetros, basándose en mediciones de un sistema de referencia de 15 años a 20 años, y con un periodo de tres meses de mediciones en la zona; véase la figura L.5.



Leyenda

- 1 Tubo de referencia
- 2 Tubo de predicción

Fig. L.5 – Izquierda: niveles máximo y mínimo de los niveles de las aguas subterráneas medidos con el tubo de referencia; derecha: medida actuales junto con los niveles máximo y mínimo de las aguas subterráneas

- (5) Un modelo conceptual también puede simular las fluctuaciones. Las precipitaciones y la temperatura pueden utilizarse como datos de entrada en el modelo. La respuesta de las aguas subterráneas puede calibrarse respecto a las medidas a largo plazo de las fluctuaciones de las aguas en la región.

Véase el anexo M para información adicional y documentos que recogen otros ejemplos.

ANEXO M (Informativo)

BIBLIOGRAFÍA

La lista que sigue recoge ciertos documentos que facilitan una información adicional y ejemplos en los siguientes textos.

Ensayo de penetración con el cono

Bergdahl U., Ottosson E., Malmborg B.S. (1993)
Plattgrundläggning (Spread foundations) (in Swedish)
AB Svensk Byggtjänst, Stockholm, 282 pages.

Schmertmann J.H. (1970)
Static cone to compute settlement over sand
Jnl Soil Mech. Fdns Div., ASCE, 96, SM3, May, pp 1011-1043.

Schmertmann J.H., Hartman J.P., Brown P.R. (1978)
Improved strain influence factor diagrams
Jnl Geotech. Enging Div., ASCE, 104, GT8, Proc. Paper 7302, August, pp 1131-1135.

Sanglerat G. (1972)
The penetrometer and soil exploration
Elsevier Publishing Company, Amsterdam, 464 pages.

Ensayo presiométrico

Ministère de l'Équipement du Logement et des Transports (1993)
Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie civil, CCTG, Fascicule no. 62, Titre V.

Ensayo de penetración estándar

Canadian Foundation Engineering Manual (1992)
Third Edition, Canadian Geotechnical Society,
Technical Committee on Foundations, BiTech Publishers Ltd.

Skempton, A.W. (1986)
Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure relative density, particle size, ageing and overconsolidation
Geotechnique 36, No. 3, pp 425-447.

US Army Corps of Engineers (1993)
ASCE, Technical Engineering and design guides as adapted from the US Army Corps of Engineers, No. 7:
Bearing capacity of soils (1993), ASCE Press.

Burland, J.B. and Burbidge, M.C. (1985)
Settlements of foundations on sand and gravel
Proceedings Inst. Civil Engineers, U.K., Part 1, 78, Dec. 1325-1381.

Ensayo de penetración dinámica

DIN 4094; Beiblatt 1

Baugrund-Erkundung durch Sondierungen; Anwendungshilfen, Erklärungen (Dezember 1990) and supplement 1; Soil exploration by penetration testing; aids to application, supplementary information).

DIN V 1054-100

Baugrund-Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten (Manuskript, Januar 1996)

DIN 4094-100; Soil verification of earthworks and foundation, Part 100: Analysis in accordance with the partial safety factor concept).

DIN 4094; Beiblatt 1

Baugrund-Erkundung durch Sondierungen; Anwendungshilfen, Erklärungen (Dezember 1990) and supplement 1; Soil exploration by penetration testing; aids to application, supplementary information).

Bergdahl U., Ottosson E., Malmberg B.S. (1993)
Plattgrundläggning (Spread foundations) (in Swedish)
AB Svensk Byggtjänst, Stockholm, 282 pages.

“Vane test”

Veiledning for utførelse av vingeboor
(Recommendations for vane boring) (in Norwegian)
Melding No. 4, Utgitt 1982, Rev. 1, 1989
Norwegian Geotechnical Institute.

Recommended standard for field shear test, 1993
Swedish Geotechnical Society
SGF Report 2:93E.

Ensayo de dilatómetro plano

Marchetti, S. (1980)
In situ test by flat dilatometer
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. ASCE, Vol. 106, N. GT3, pp 299-321.

Ensayo de carga en placa

British Standard BS 1377, Part 9 (1990)
In situ vertical settlement and strength tests.

Burland, J.B. (1969)
Reply to discussion
Proc. conf. on in situ investigations of soils and rock
Inst. Civil Engineers, London, pp 62.

Bergdahl U., Ottosson E., Malmberg B.S. (1993)
Plattgrundläggning (Spread foundations) (in Swedish)
AB Svensk Byggtjänst, Stockholm, 282 pages.

Selección de métodos de muestreo

Code of Practice for Site Investigations
British Standard Institution BS 5930:1981.

DIN 4021 (1990)
Aufschluss durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben.

Sols: Reconnaissance et essais
Prélèvement des sols et des roches
Méthologie et procédures
Normalisation Française XP, P 94-202, Décembre 1995.

Clasificación simplificada de meteorización de rocas

ISO/DIS 14689
Geotechnics in civil engineering
Identification and description of rock.

Orientaciones de muestreo para mediciones de aguas subterráneas

DIN 4021 (1990)
Ground exploration by excavation, boring and sampling.

AENOR Asociación Española de
Normalización y Certificación

Dirección C Génova, 6
28004 MADRID-España

Teléfono 91 432 60 00

Fax 91 310 40 32

AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA MADRID