



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**GUÍA PRÁCTICA PARA LA ELABORACIÓN DEL INFORME DE SUELOS
PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS POR MEDIO DE
LA PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)**

José Leonel Pérez Tróccoli

Asesorado por el Ing. Omar Enrique Medrano Méndez

Guatemala, agosto de 2017

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**GUÍA PRÁCTICA PARA LA ELABORACIÓN DEL INFORME DE SUELOS
PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS POR MEDIO DE
LA PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JOSÉ LEONEL PÉREZ TRÓCCOLI

ASESORADO POR EL ING. OMAR ENRIQUE MEDRANO MÉNDEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO DE 2017

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Jurgen Ardoni Ramírez Ramírez
VOCAL V	Br. Oscar Humberto Galicia Nuñez
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Guillermo Francisco Melini Salguero
EXAMINADOR	Ing. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Ing. Jorge Alejandro Arévalo Valdez
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

GUÍA PRÁCTICA PARA LA ELABORACIÓN DEL INFORME DE SUELOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS POR MEDIO DE LA PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 10 de octubre de 2016.

José Leonel Pérez Tróccoli

Guatemala, 29 de marzo 2017

Ingeniero
José Gabriel Ordóñez Morales
Coordinador del Área de Materiales y Construcciones Civiles
Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería

Ingeniero Ordóñez Morales.

Le saludo cordialmente, el motivo de la presente es para informarle que el trabajo de graduación **"GUÍA PRÁCTICA PARA LA ELABORACIÓN DEL INFORME DE SUELOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS POR MEDIO DE LA PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT)"**, elaborado por el estudiante de ingeniería civil José Leonel Pérez Troccoli, ha sido finalizado a satisfacción y revisado por mi persona.

Sin otro particular,

Atentamente

"Id y Enseñad a Todos"

OMAR ENRIQUE MEDRANO MENDEZ
INGENIERO CIVIL
COLEGIADO No. 6842

Omar E. Medrano Méndez
Ing. Civil Omar Enrique Medrano Méndez
Colegiado 6842
Jefe de Sección Mecánica de Suelos



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Guatemala,
18 de mayo de 2017

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **GUÍA PRÁCTICA PARA LA ELABORACIÓN DEL INFORME DE SUELOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS POR MEDIO DE LA PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Leonel Pérez Tróccoli, quien contó con la asesoría del Ing. Omar Enrique Medrano Méndez.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la ingeniería nacional y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. civil José Gabriel Ordóñez Morales
Jefe Del Departamento de Materiales y
Construcciones Civiles



FACULTAD DE INGENIERIA
AREA DE MATERIALES Y
CONSTRUCCIONES CIVILES
USAC

/mrrm.





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Omar Enrique Medrano Méndez y Coordinador del Departamento de Materiales y Construcciones Civiles Ing. José Gabriel Ordoñez Morales, al trabajo de graduación del estudiante José Leonel Pérez Troccoli GUÍA PRÁCTICA PARA LA ELABORACIÓN DEL INFORME DE SUELOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS POR MEDIO DE LA PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT) da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, agosto 2017
/mrm.



Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 365.2017

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **GUÍA PRÁCTICA PARA LA ELABORACIÓN DEL INFORME DE SUELOS PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS POR MEDIO DE LA PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)**, presentado por el estudiante universitario: **José Leonel Pérez Tróccoli**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano

Guatemala, agosto de 2017



/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por brindarme el regalo de la vida y permitirme alcanzar mis metas, siendo mi fortaleza en los momentos difíciles.
- Mis abuelos** Luis Pérez Salvatierra y Hermelinda Oliva Caceres (q.e.p.d.). Quienes han sido mi mayor inspiración y mejor ejemplo de honradez y perseverancia. Que desde el cielo puedan compartir este triunfo conmigo.
- Mis hijos** Nathalie, Fátima y Santiago quienes representan un motivo para seguir adelante y me inspiran para ser mejor cada día.
- Mis padrinos** Napoleón Gutiérrez Vargas y Elizabeth Pérez de Gutiérrez. Por ayudarme siempre y en todos los momentos, por inculcarme siempre ética moral y educativa.
- Mi padre** Marco Tulio Pérez Oliva (q.e.p.d.). Por haber estado conmigo aún con las adversidades que pasamos juntos.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Mi <i>alma mater</i> y segunda casa que me inspiró para seguir esta carrera.
Facultad de Ingeniería	Por ser la facilitadora de la adquisición del conocimiento técnico científico que me permitió obtener el título de Ingeniero Civil.
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez	Por su asesoría en la elaboración de este trabajo de graduación, apoyo, ayuda y tiempo brindado para el desarrollo del mismo.
Mis abuelos (q.e.p.d.)	Por el ejemplo de responsabilidad, lucha y haber puesto su confianza en mi.
Ing. Guillermo Mellini	Por su apoyo, amistad y lo mas importante enseñarme que todo se puede lograr con ética profesional y honradez.
Mis amigos	Por que juntos compartimos ideas, inquietudes, alegrías, tristezas, ya que el verdadero amigo es aquél que está a tu lado cuando preferiría estar en otra parte.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	XI
LISTA DE SÍMBOLOS	XVII
GLOSARIO	XXI
RESUMEN	XXV
OBJETIVOS.....	XXVII
INTRODUCCIÓN	XXIX
1. DEPÓSITOS NATURALES DE SUELO	1
1.1. Formación del suelo	2
1.1.1. Suelo residual	4
1.1.1.1. Características del suelo residual	5
1.1.2. Depósitos aluviales.....	7
1.1.2.1. Depósitos de corrientes interconectadas	7
1.1.2.2. Depósitos de cinturones meándricos	9
1.1.3. Depósitos glaciares	11
1.1.3.1. Formas constituidas por tills	12
1.1.3.2. Morrenas laterales y centrales.....	13
1.1.4. Depósitos eólicos de suelo	16
1.1.5. Suelo orgánico.....	18
1.2. Principales tipos de suelos	19
1.2.1. Gravas	20
1.2.2. Arenas	20
1.2.3. Limos	21
1.2.4. Arcillas	21

1.2.5.	Caliche	26
1.2.6.	Loess.....	26
1.2.7.	Diatomita	27
1.2.8.	Gumbo.....	27
1.2.9.	Tepetate	27
1.2.10.	Suelos cohesivos y no cohesivos.....	28
2.	EXPLORACIÓN SUBSUPERFICIAL	29
2.1.	Propósito de la exploración del suelo.....	29
2.2.	Programa de exploración del sub-suelo	30
2.2.1.	Recolección de información preliminar.....	30
2.2.2.	Reconocimiento.....	31
2.2.3.	Investigación del sitio	32
2.3.	Perforaciones exploratorias en campo	35
2.3.1.	Perforación con barrena.....	35
2.3.2.	Sondeo de lavado	38
2.3.3.	Sondeo rotatorio.....	39
2.3.4.	Sondeo por percusión	39
2.4.	Procedimiento para muestreo del suelo	39
2.4.1.	Muestreo con tubo muestreador de media caña	40
2.4.1.1.	Cucharon raspador.....	50
2.4.1.2.	Tubo de pared delgada	50
2.4.1.3.	Muestreador de pistón.....	51
2.4.2.	Prueba de corte de veleta	53
2.4.3.	Prueba de penetración de cono	56
2.4.4.	Prueba de presurímetro (PMT).....	65
2.4.5.	Prueba del dilatómetro	68
2.4.6.	Extracción de núcleos de roca	71
2.4.7.	Excavación de pozos a cielo abierto	75

3.	PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	81
3.1.	Descripción del ensayo.....	81
3.1.1.	Energía entregada al tomamuestras.....	87
3.1.2.	Relación de energía a la barra (ER)	88
3.2.	Equipo a utilizar	89
3.3.	Procedimiento para realizar la prueba	91
3.4.	Uso y abusos del ensayo de penetración estándar	92
3.5.	Factores importantes que afectan los resultados del ensayo de penetración estándar	94
3.6.	Determinación del valor N de diseño	95
3.7.	Aplicabilidad de los resultados del ensayo de penetración estándar.....	95
3.8.	Ejemplo ilustrativo.....	96
4.	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS SUELOS	99
4.1.	Plasticidad	99
4.1.1.	Determinación del límite líquido (LL)	101
4.1.1.1.	Descripción del ensayo.....	101
4.1.1.2.	Equipo a utilizar	106
4.1.1.3.	Procedimiento para realizar la prueba.....	109
4.1.2.	Determinación del límite plástico (LP)	112
4.1.2.1.	Descripción del ensayo.....	112
4.1.2.2.	Equipo a utilizar	112
4.1.2.3.	Procedimiento para realizar la prueba.....	113
4.1.3.	Índices de consistencia.....	115
4.1.3.1.	Índice de plasticidad (IP).....	116

	4.1.3.2.	Índice de consistencia relativa (CR) ...	116
	4.1.3.3.	Índice de liquidez (IL)	117
	4.1.3.4.	Número de actividad (A)	117
	4.1.3.5.	Índice de tenacidad (I_t)	118
4.2.		Granulometría	119
	4.2.1.	Análisis granulométrico –método mecánico–	121
		4.2.1.1. Descripción del ensayo	121
		4.2.1.2. Equipo a utilizar	123
		4.2.1.3. Procedimiento para realizar la prueba –con lavado–	125
		4.2.1.4. Procedimiento para realizar la prueba –sin lavado–	127
4.3.		Clasificación de los suelos	129
	4.3.1.	Sistema de clasificación de los suelos <i>AASHTO</i> ...	130
	4.3.2.	Sistema unificado de clasificación de los suelos SUCS	137
4.4.		Gravedad específica de los suelos.....	146
	4.4.1.	Descripción del ensayo	146
	4.4.2.	Equipo a utilizar	150
	4.4.3.	Procedimiento para realizar la prueba.....	151
4.5.		Peso específico de los sólidos	154
	4.5.1.	Descripción del ensayo	154
	4.5.2.	Equipo a utilizar	156
	4.5.3.	Procedimiento para realizar la prueba.....	156
4.6.		Porcentaje de humedad	159
	4.6.1.	Descripción del ensayo	159
	4.6.2.	Equipo a utilizar	160
	4.6.3.	Procedimiento para realizar la prueba.....	161

5.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	165
5.1.	Informe de la exploración del suelo	165
5.2.	Preparación de registros de perforaciones	166
5.3.	Valores de ángulos de fricción interna por medio de la prueba de SPT.....	169
5.3.1.	Aporte de Meyerhof	170
5.4.	Valores de cohesión por medio de la prueba de SPT.....	172
5.5.	Valores de C_n por medio de la prueba de SPT	175
5.6.	Valores de N_c , N_q y N_y calculados de acuerdo con la tabla 4.1 (Bearing-Capacity factors for the Terzagui) del Libro Fondations Analysis and Desing, Autor: Joseph Bowles pag:220.....	176
5.7.	Capacidad de carga del suelo	178
5.7.1.	Capacidad de carga de cimentaciones superficiales.....	182
5.7.1.1.	Ecuación general de capacidad de carga.....	182
5.7.1.1.1.	Factores de capacidad de carga	182
5.7.1.1.2.	Factores de forma	183
5.7.1.1.3.	Factores de profundidad.....	183
5.7.1.1.4.	Factores de inclinación de la carga	183
5.7.2.	Capacidad de carga por medio de la prueba SPT	184
5.7.3.	Ecuaciones de capacidad de carga más utilizadas.....	186
5.7.3.1.	Ecuación de Terzaghi	186
5.7.3.2.	Ecuación de Meyerhof	186

	5.7.3.3.	Ecuación de Hansen	187
	5.7.3.4.	Ecuación de Vesic.....	187
	5.7.4.	Capacidad de carga para losas de cimentación por medio de SPT	187
	5.7.5.	Capacidad de carga para cimentaciones profundas a la punta por medio de SPT	189
5.8.		Factor de seguridad	190
5.9.		Diferentes tipos de cimientos	192
	5.9.1.	Cimentaciones superficiales.....	192
	5.9.1.1.	Zapatas aisladas	193
	5.9.1.2.	Cimientos o zapatas corridas	193
	5.9.1.3.	Losas de cimentación.....	193
	5.9.1.3.1.	Tipos de losas de cimentación	194
	5.9.2.	Cimentaciones profundas.....	196
	5.9.2.1.	Pilotes.....	196
	5.9.2.2.	Tipos de pilotes	197
	5.9.2.2.1.	Pilote de concreto.....	197
	5.9.2.2.2.	Pilote de acero	197
	5.9.2.2.3.	Pilotes de madera	198
	5.9.2.2.4.	Pilotes combinados	198
	5.9.3.	Pilas perforadas	199
	5.9.4.	Tipos de pilas perforadas	201
	5.9.4.1.	Procedimiento de construcción	202
5.10.		Valores de zonas sísmicas en el área (AGIES NSE 2-10)	205
	5.10.1.	Sismicidad y nivel de protección	205
	5.10.1.1.	Índice de sismicidad	205
	5.10.1.2.	Nivel de protección sísmica.....	206
	5.10.1.3.	Sismos para diseño estructural	207

5.10.1.4.	Definiciones	207
5.10.1.5.	Selección de parámetros	208
5.10.1.5.1.	Parámetros iniciales ...	208
5.10.1.5.2.	Ajuste de clase de sitio	208
5.10.1.5.3.	Ajuste por intensidades sísmicas especiales.....	209
5.10.1.5.4.	Período de transición..	210
5.10.1.5.5.	Coefficiente de Sitio F_a	210
5.10.1.5.6.	Coefficiente de sitio F_v .	210
5.10.1.6.	Construcción de los espectros de diseño	212
5.10.1.6.1.	Factores de escala	212
5.10.1.6.2.	Espectro calibrado al nivel de diseño requerido	212
5.10.1.6.3.	Aceleración máxima del suelo (AMS)	213
5.10.1.6.4.	Componente vertical del sismo de diseño....	213
5.10.1.6.5.	Casos especiales	213
5.10.1.6.6.	Memoria de diseño	214
5.10.2.	Sismos específicos para un sitio determinado.....	214
5.10.2.1.	Establecer espectro en la superficie a partir de sismo en el basamento rocoso	214

5.10.2.2.	Establecer espectros aplicables al sitio con base en un análisis de amenaza sísmica.....	215
5.10.2.3.	Espectros permitidos en estas normas	215
5.10.2.4.	Informe técnico.....	216
5.10.3.	Clasificación del sitio	216
5.10.3.1.	General.....	216
5.10.3.2.	Perfil de suelo de los sitios clase AB ..	217
5.10.3.3.	Perfil de suelo de los sitios clase F.....	218
5.10.3.4.	Perfil del suelo en los sitios clase C, D o E	218
5.10.3.5.	Dictamen geotécnico.....	220
5.10.3.6.	Definición de parámetros de suelo	221
5.10.4.	Amenazas de intensidades sísmicas especiales...	221
5.10.4.1.	Proximidad de fallas activas	222
5.10.4.1.1.	Método simplificado.....	222
5.11.	Asentamientos.....	224
5.11.1.	Asentamientos en cimentaciones superficiales	225
5.11.1.1.	Asentamiento inmediato	225
5.11.1.2.	Asentamiento inmediato de cimentaciones sobre arcillas saturadas.....	228
5.11.1.3.	Rango de los parámetros del material para calcular el asentamiento inmediato	230
5.11.1.4.	Asentamientos tolerables en edificios	232
5.12.	Condiciones del nivel freático.....	236
5.12.1.	Agua freática	237

5.12.2.	Agua gravitacional	239
5.12.3.	Agua retenida	239
CONCLUSIONES		241
RECOMENDACIONES		245
BIBLIOGRAFÍA.....		247
ANEXOS		249

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Esquema general de una ladera en un suelo residual	6
2.	Sección transversal de un depósito de corrientes interconectadas.....	9
3.	Formación de depósitos en bancos de arena y lago de lago brazo muerto en una corriente meándrica.....	10
4.	Depósitos de borde y pantanosos	11
5.	Depósitos glaciares	16
6.	Duna de arena.....	18
7.	Arcilla del tipo lámina silícica.....	22
8.	Arcilla del tipo lámina aluminico	23
9.	Arcilla caolinítica.....	25
10.	Arcilla montmorilonítica	25
11.	Arcilla ilítica	26
12.	Determinación de la profundidad mínima de perforación	33
13.	Herramienta de mano: (a) posteadora; (b) Barrena helicoidal.....	37
14.	Perforación con barrenas de raspado continuo.....	37
15.	Perforación por inyección.....	38
16.	(a) Penetrómetro estándar; (b) receptor de núcleos con resorte	41
17.	Variación de $N_{(medido)}/N_{(en\ S_t = 1)}$ con S_t de arcillas (según Schmertmann, 1975).....	45
18.	Correlación de Shmertmann (1985) entre NF , σ'_o y ϕ para suelos granulares.	48
19.	Resultado de prueba de laboratorio de Hataka y Uchida (1996) para la correlación entre ϕ y $\sqrt{N_{corr}}$	49

20.	Accesorios de muestreo: (a) cucharón raspador; (b) tubo de pared delgada; (c) y (d) muestreador de pistón.	51
21.	Geometría de una veleta de campo (según la ASTM, 1997).	55
22.	Penetrómetro de cono de fricción mecánica (según la ASTM, 1997).....	58
23.	Penetrómetro de cono eléctrico de fricción (según la ASTM, 1997).	62
24.	Pruebas de penetrometros con medición de la fricción (según Ruitter, 1971).	63
25.	Variación de q_c , σ'_o y C , para arena de cuarzo normalmente consolidada (según Baldi y otros, 1982, y Robertson y campanella, 1983).....	64
26.	Correlación de Robertson y Campanella (1983) para q_c , F_r y el tipo de suelo	64
27.	(a) Presurímetro; (b) gráfica de presión versus volumen total de la cavidad.....	68
28.	(a) Diagrama esquemático de un dilatómetro de placa plana; (b) sonda de dilatómetro insertada en el terreno.....	70
29.	Carta para la determinación de la descripción del suelo y peso específico (según Schmertmann, 1986).....	73
30.	Extracción de núcleos de roca: (a) barril de extracción de tubo simple; (b) barril de extracción de tubo doble.	74
31.	Muestra inalterada tomada y untada en parafina.....	79
32.	Prueba de penetración estándar en ejecución.....	90
33.	Penetrómetro muestrador estándar y tubería de muestreo.....	91
34.	Perfil estratigráfico, para el ensayo de penetración estándar	98
35.	Copa de <i>Casagrande</i> ASTM D4318	107
36.	Casuela de porcelana y apisonador.....	107
37.	Probeta y pipeta para proveer cantidades controladas de agua	108
38.	Espátula con hoja flexible para alisar la muestra en la copa.....	108

39.	Pasos en el ensayo de límite líquido	111
40.	Equipo para determinación de límite plástico	113
41.	Cilindro de suelo obtenido en el ensayo de límite plástico	115
42.	Máquina tamizadora con juego de tamices	124
43.	Tamices tipo U.S. Standard.....	124
44.	Juego de tamices para lavado.....	125
45.	Colocación de una muestra de suelo en el juego de tamices.....	129
46.	Sistema de clasificación <i>AASHTO</i>	136
47.	Cuadros para utilización en el sistema de clasificación <i>AASHTO</i>	137
48.	Gráfico de plasticidad para el sistema unificado de clasificación de los suelos SUCS	144
49.	Procedimiento auxiliar para la clasificación de suelos en laboratorio SUCS.....	145
50.	Equipo para determinación de la gravedad específica del suelo.....	151
51.	Equipo para determinar el peso específico de una muestra de suelo	156
52.	Especímenes de muestras inalteradas, para determinar el peso específico del suelo	159
53.	Equipo a utilizarse en el porcentaje de humedad	164
54.	Bitácora típica de perforación.....	168
55.	Correlaciones $N - D_r$ y $N - \phi$ (Meyerhof.).....	171
56.	Valores de la resistencia a compresión simple a partir de N_{SPT} para suelos cohesivos de distinta plasticidad.	174
57.	Modelo de Khristianovich, $Q < P$	179
58.	Modelo de Khristianovich, $Q > P$	180
59.	Modelo de Khristianovich aplicado a cimentación.	181
60.	Tipos de losas de cimentación	195
61.	Clasificación de los pilotes	199
62.	Tipos de pilas perforadas: (a) pila recta; (b) pila recta,; (b) y (c) pila con campana; (d) pilas rectas empotradas en roca.....	202

63.	Trépano ensanchador.....	204
64.	Diagrama esquemático de barril de perdigones.....	204
65.	Zonificación sísmica para la republica de Guatemala.....	211
66.	Perfil de un asentamiento inmediato y presión de contacto en arcilla: (a) cimentación flexible; (b) cimentación rígida.....	226
67.	Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígida	226
68.	Valores de α , α_{prom} y α_r	227
69.	Cimentación sobre arcilla saturada.....	228
70.	Parámetros para la definición tolerable (según Whals, 1981; redibujado).....	234
71.	Estado del agua en el suelos.....	237

TABLAS

I.	Profundidades aproximadas de perforaciones para edificios con un ancho de 30 m.	33
II.	Separación aproximada de perforaciones.....	34
III.	Consistencia de arcillas y correlación aproximada con el número de penetración estándar N	43
IV.	Relaciones empíricas para C_N (Nota: σ'_o está en kN/m^2).....	45
V.	Relación entre los valores N corregidos y la compacidad relativa en arenas.....	47
VI.	Dimensiones recomendadas por la ASTM para veletas de campo*	56
VII.	Diámetros de la sonda y barreno para la prueba del presurímetro	68
VIII.	Tamaño estándar y designación del aparato, barril de extracción y barra perforadora compatible.....	74
IX.	Relación entre la calidad de la roca <i>in situ</i> y RQD	75
X.	Relaciones aproximadas, para el número N de la prueba de penetración en arcillas.	85

XI.	Relaciones aproximadas, para el número N de la prueba de penetración en arenas.....	85
XII.	Valores aproximados del ángulo de fricción interna, para ciertos tipos de suelo	86
XIII.	Datos del ensayo de penetración estándar	97
XIV.	Valores de K para diferentes numero de golpes	106
XV.	Clasificación de los suelos según su índice plástico (IP)	116
XVI.	Actividad de la arcilla en función del número de actividad (A)	118
XVII.	Tamaño patrón de tamices tipo USA.....	120
XXVIII.	Sistema unificado de clasificación de suelos SUCS.....	143
XIX.	Valores típicos para el factor de corrección α	148
XX.	Gravedad específica de los sólidos de algunos suelos	150
XXI.	Valores empíricos de D_r , ϕ , y peso específico para suelos granulares basados en el SPT, aproximadamente a 6 metros de profundidad normalmente consolidados.....	170
XXII.	Correlaciones para obtener el angulo de fricción efectiva a partir del ensayo de SPT.....	172
XXIII.	Valores de c_u en función de N_{SPT}	173
XXIV.	Ecuaciones para la obtención de los valores N_c , N_q y N_y de diversos autores.....	177
XXV.	Factores de capacidad de carga por la ecuación de Terzaghi	178
XXVI.	Factores “F” para SPT.....	184
XXVII.	Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño.....	206
XXVIII.	Coeficientes de sitio F_a	210
XXIX.	Coeficiente de sitio F_v	210
XXX.	Guía para clasificación de sitio.....	220
XXXI.	Tipo de fuente sísmica.	223
XXXII.	Factores de N_a para períodos cortos de vibración.	223

XXXIII.	Factores N_v para períodos largos de vibración.	224
XXXIV.	Variación de A_1 con H/B	229
XXXV.	Variación de A_2 con D_f/B	230
XXXVI.	Parámetros elásticos de varios suelos.....	232
XXXVII.	Distorsión angular límite según recomendada por Bjerrum (compilación de Wahls, 1981).....	235
XXXVIII.	Criterios de asentamientos admisibles: 1955 U.S.S.R. Buiding Code (compilación de Wahls, 1981).	235
XXXIX.	Asentamiento promedio admisible para tipos diferentes de edificios (compilación de Wahls, 1981).....	236
XL.	Valores promedio del coeficiente K en cm/seg.	238

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
g	Aceleración de la gravedad
ϕ	Ángulo de fricción interna
A	Área de la cimentación
A_p	Área de punta del pilote
S_c	Asentamiento por consolidación
S_e	Asentamiento elástico
q_{adm}	Capacidad de carga admisible
$q_{neta(u)}$	Capacidad de carga neta última
q_u	Capacidad de carga última
P	Carga axial instantánea sobre el espécimen
Q_d	Carga de diseño
Q	Carga puntual sobre la cimentación
c	Cohesión del suelo
γ_d	Densidad seca
D	Diámetro de las partículas más finas
E_g	Eficiencia de un grupo de pilotes
E_{in}	Energía de ingreso del muestreador al suelo para SPT
E_a	Energía de ingreso real del muestreador al suelo para SPT
CPT	Ensayo de penetración de cono

α	Factor de corrección para el peso unitario de los sólidos
b_c, b_q, b_γ	Factores de base para el caso de cimentaciones inclinadas
C_N	Factor de corrección para el número de penetración estándar
d_c, d_q, d_γ	Factores de profundidad
F_c	Factor de corrección para el número de penetración estándar
$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$	Factores de profundidad
$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$	Factores de inclinación de carga
$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$	Factores de forma
FS	Factor de seguridad
g_c, g_q, g_γ	Factores de terreno
I_c, I_q, I_γ	Factores de inclinación de la carga
N_c	Factor de capacidad de carga por cohesión
N_γ	Factor de capacidad de carga por peso específico
N_q	Factor de capacidad de carga por sobrecarga efectiva
S_c, S_q, S_γ	Factores de forma
G_s	Gravedad específica de los sólidos
IG	Índice de grupo
I_p	Índice de plasticidad del suelo
I_r	Índice de rigidez del suelo
kN	Kilo Newton
KPa	Kilo Pascal
m	Metro
mm	Milímetro

E	Módulo de elasticidad o de Young del suelo
N_{corr}	Número de penetración estándar corregido
N	Número de penetración estándar no corregido por esfuerzo efectivo o valor de campo
N_{campo}	Número de penetración estándar no corregido o de campo
N₆₀	Número de penetración estándar, para energía de base de 60
N₇₀	Número de penetración estándar, para energía de base de 70
μ	Número de poisson del suelo
γ_s	Peso específico de los sólidos
γ_T	Peso específico de los sólidos a una temperatura dada
γ_w	Peso específico del agua
q'	Presión de sobrecarga efectiva o esfuerzo efectivo
q_{max}	Presión máxima en cimentaciones
q_{min}	Presión mínima en cimentaciones
E_r	Proporción de energía estándar para SPT
e	Relación de vacíos
OCR	Tasa de preconsolidación

GLOSARIO

Ademe	Cubierta o forro de madera, metal u otro material con el que se aseguran y resguardan pilas, pilotes y otras obras subterráneas.
Arcilla	Roca sedimentaria, formada a partir de depósitos de grano muy fino, compuesta, esencialmente, por silicatos de aluminio hidratados con partículas menores a 0.002 mm.
Arena	Conjunto de partículas desagregadas de las rocas y acumuladas en las orillas del mar, del río, o en capas de los terrenos de acarreo de granulometría comprendida de 0.06 mm a 2 mm.
Asentamiento	Efecto de descenso del terreno bajo la cimentación de una edificación ocasionada por las cargas que se transmiten al mismo.
Cohesión	Fuerza de atracción entre partículas adyacentes dentro de un mismo cuerpo.
Compacidad relativa	Densidad relativa.
Consolidación	Proceso de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocado por la actuación de solicitaciones (cargas) sobre su masa y que ocurre en el transcurso de un tiempo generalmente largo. Es la reducción gradual de volumen del suelo por compresión, debido a cargas estáticas.

Densidad relativa	Propiedad índice de estado de los suelos que se emplea normalmente en gravas y arenas, es decir, en suelos que contienen reducida cantidad de partículas menores que 0.074 mm (tamiz # 200). La densidad relativa indica el grado de compactación del material y se emplea tanto en suelos naturales como en rellenos compactados.
Esfuerzo efectivo	Esfuerzo transmitido a través de la estructura sólida del suelo por medio de los contactos intergranulares. Se ha definido en forma cuantitativa como la diferencia entre el esfuerzo total y la presión de poro.
Esfuerzo normal	Esfuerzo interno o resultante de las tensiones perpendiculares (normales) a la sección transversal de un prisma mecánico.
Esfuerzo cortante	Esfuerzo interno o resultante de las tensiones paralelas a la sección transversal de un prisma mecánico como por ejemplo, una viga o un pilar.
Grava	Conjunto de materiales procedentes de erosiones meteorológicas que se encuentra en yacimientos. Partículas rocosas de tamaño comprendido entre 2 y 64 mm.
Índice de plasticidad	Parámetro físico que se relaciona con la facilidad de manejo del suelo con el contenido y tipo de arcilla presente.
Índice de rigidez	Coeficiente que sirve para identificar el tipo de comportamiento del suelo, plástico o no plástico.
“In situ”	En el lugar, en el sitio.

Limo	Material suelto con una granulometría comprendida entre la arena fina y la arcilla. Es un sedimento clástico incoherente transportado en suspensión por los ríos y por el viento, que se deposita en el lecho de los cursos de agua o sobre los terrenos que han sido inundados. Para que se clasifique como tal, el diámetro de las partículas de limo varía de 0.002 mm a 0.06 mm.
Loes	Depósito o sedimento de grano fino, de tonos amarillos u ocre, transportado por el viento generalmente en zonas de cierta altitud.
Muestra inalterada	Estructura de contención rígida, destinada a contener algún material, generalmente masas de suelo o tierras.
Nivel freático	Nivel en el cual la presión del agua en los poros del suelo es igual a la de la atmósfera.
OCR	Tasa de preconsolidación, relación entre la presión de preconsolidación de un espécimen de suelo y la presión o esfuerzo vertical efectivo presente. De valor igual a uno para arcillas no consolidadas y mayor a uno en arcillas sobreconsolidadas.
Penetrómetro	Instrumento que sirve para evaluar el estado del terreno.
Sedimentación	Proceso por el cual el suelo, transportado por una corriente de agua, se deposita en el fondo del río, embalse, canal artificial, o dispositivo construido especialmente para ese fin.
Sílice	Mineral formado por silicio y oxígeno.

Suelo cohesivo	Suelo, que no estando confinado, tiene considerable resistencia cuando se ha secado al aire, y tiene una cohesión importante cuando está sumergido.
Suelo consolidado	Suelo arcilloso que nunca en su historia geológica ha soportado las cargas actuales. Es una arcilla generalmente compresible.
Suelo no cohesivo	Suelo que, cuándo está confinado, tiene poca o ninguna resistencia cuándo está secado al aire, y que tiene poca o ninguna cohesión cuando está sumergido.
Suelo preconsolidado	Suelo arcilloso que recibe, en la actualidad, cargas menores de las que en su historia geológica ha recibido. Es una arcilla generalmente dura.
Suelo saturado	Suelo que se caracteriza por tener todos sus vacíos ocupados por agua.
Turba	Residuos vegetales acumulados en sitios pantanosos.

RESUMEN

Este trabajo contiene los conocimientos necesarios que todo Ingeniero Civil debe saber y aplicar, relacionados con la ejecución de las pruebas de laboratorio y ensayos *in situ*, como la prueba de SPT para la Mecánica de Suelos. También es una guía teórica y práctica que encierra la descripción de los métodos de prueba, desarrollo de experimentos y análisis e interpretación de los resultados.

En el primer capítulo, se desarrolla la formación de los suelos y los principales tipos de suelos existentes.

El segundo capítulo describe la exploración subsuperficial del suelo, la determinación de un programa de exploración del suelo, las clases de perforaciones exploratorias en el campo. Se exponen también, los procedimientos para muestreo de los suelos.

El tercer capítulo, muestra la Prueba de Penetración Estándar (SPT) desarrollado por la ASTM, la cual está destinada a la exploración de suelo y para determinar de los parámetros de corte del mismo.

En el cuarto capítulo, se desarrollan los ensayos para encontrar las características físicas de los suelos, clasificación de los suelos, plasticidad, granulometría, gravedad específica y pesos específicos de los mismos.

El quinto capítulo amplía la información de la exploración del suelo, se presentan las ecuaciones de capacidad de carga por medio de la Prueba de Penetración Estándar (SPT) para cimentaciones superficiales y profundas.

También se presentan los diferentes métodos para analizar las cimentaciones dependiendo ubicación o situación donde se encuentre. Se buscarán las formas para encontrar el ángulo de fricción interna, cohesión, valores de C_n , valores de factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción interna por medio de la Prueba de Penetración Estándar (STP), valores sísmicos del área, asentamientos y condiciones del nivel freático.

OBJETIVOS

General

Proporcionar una guía teórica y práctica basada en los datos de campo y laboratorio que recopile la información necesaria con respecto a la determinación de la capacidad de carga del suelo por medio de la prueba de SPT para cimentaciones superficiales y profundas.

Específicos

1. Proporcionar la información mínima y necesaria para que el ingeniero a su cargo, tenga los elementos precisos para calcular y diseñar la cimentación correspondiente.
2. Aplicar las normas y estándares que exigen los códigos de construcción relacionados con el manejo adecuado del suelo.
3. Dar a conocer los diferentes métodos y ecuaciones para el cálculo de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales, losas de cimentación, pilotes y pilas perforadas.
4. Dar a conocer las normas por las que se rigen los ensayos de laboratorio.
5. Proporcionar una guía para el cálculo de la capacidad de carga tanto para estudiantes como para profesionales de la ingeniería civil.

INTRODUCCIÓN

Debido al intenso crecimiento tecnológico que se ha generado en los últimos años en la rama de mecánica de suelos, es necesario que las bibliotecas cuenten con material didáctico que facilite la adquisición de dichos conocimientos.

La capacidad de carga o capacidad portante del suelo es un tema amplio y del cual se cuenta con una gran cantidad de información. Sin embargo esta información puede variar de un texto a otro, sea en el proceso de cálculo o en la determinación de los factores utilizados. Algunos autores utilizan gráficas y otras tablas. En el caso de esta guía se optó en la mayoría de los casos el uso de ecuaciones.

La importancia de conocer los métodos diferentes es que el suelo no es un material del cual se dispongan las condiciones físicas y mecánicas según lo desee el constructor, varia de un lugar a otro por lo que al conocer sus propiedades pueden estimarse su capacidad de carga admisible, la carga máxima que puede soportada y la cimentación adecuada, lo que proporciona un buen margen de seguridad.

Al conocer la base teórica, base de campo de los ensayos y por medio de los resultados se obtiene un indicador del comportamiento del suelo bajo carga. Esto también puede ser utilizado para tomar las precauciones necesarias y un adecuado factor de seguridad, como en los casos de suelos arcillosos o suelos sin cohesión.

Para encontrar esa capacidad de carga mencionada se tiene una herramienta útil y práctica que es el ensayo de penetración estándar (SPT). Este ensayo, además de indicar la capacidad soporte del suelo, permite obtener muestras del mismo para realizar otros ensayos para cuantificar las propiedades índices y de resistencia de los suelos. Aunque se denomina “estándar”, el ensayo tiene muchas variantes y fuentes de diferencias, en especial la energía que llega al tomamuestras la cual depende del equipo empleado, por lo que se es necesario aplicar factores de corrección para expresar los resultados en función de la energía entregada.

Este trabajo examina el ensayo de penetración estándar (SPT) para la determinación de la capacidad de soporte admisible del suelo. Se hace un análisis actualizado de los puntos asociados al ensayo, uso y abusos y su aplicabilidad en el dimensionamiento de cimentaciones.

1. DEPÓSITOS NATURALES DE SUELO

El suelo es producido por intemperismo, es decir, por la fractura y rompimiento de varios tipos de rocas en piezas más pequeñas mediante procesos mecánicos y químicos. Algunos suelos permanecen donde se forman y cubren la superficie rocosa de la que se derivan y se llaman suelos residuales. En contraste, algunos productos intemperizados son transportados por medio de procesos físicos a otros lugares y depositados. Esos se llaman suelos transportados. Según el agente de transporte, se subdividen en tres categorías principales:

- Aluviales o fluviales: depositados por agua en movimiento.
- Glaciales: depositados por acción glacial.
- Eólicos: depositados por acción del viento.

En adición a los suelos transportados y residuales, las turbas se derivan de la descomposición de materiales orgánicos encontrados en áreas de poca altura donde el nivel freático está cerca o arriba de la superficie del terreno. La presencia de un nivel alto del agua freática ayuda o soporta el crecimiento de plantas acuáticas, que al descomponerse, forman turba. Este tipo de depósito se encuentra comúnmente en áreas costeras y regiones glaciares. Cuando un porcentaje relativamente grande de turba se mezcla con suelo inorgánico, se le denomina suelo orgánico.

Durante la planificación, diseño y construcción de cimentaciones, terraplenes y estructuras de retención, los ingenieros deben conocer el origen de los depósitos de los suelos sobre los que se construirán las cimentaciones debido a que cada depósito de suelo tiene atributos físicos propios y únicos.

1.1. Formación del suelo

A través de un proceso de desintegración mecánica y descomposición química, las rocas de la corteza terrestre forman los materiales sueltos que se encuentran en ella.

Suelo es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas. Así, cuando el efecto alterativo de las rocas se lleva a cabo por un medio físico se produce un suelo con la misma composición de ellas. Cuando es de efecto químico el proceso por medio del cual se produce el suelo, la constitución mineralógica de él es diferente a los que poseía la roca madre.

Entre los agentes físicos que producen cambios en las rocas figuran el sol, el agua, el viento y los glaciares.

Al actuar sobre las rocas, el sol calienta más su exterior que su interior, provocando diferencias de expansión que generan esfuerzos muy fuertes, los cuales dan como resultado un rompimiento de la capa superficial y el desprendimiento de la misma. Este proceso es conocido como exfoliación y cambia de carácter en diferentes localidades, a distintas alturas sobre el nivel del mar y en diversas épocas de cada año, con cada tipo de roca. Los cambios de temperatura producen más efecto en las rocas duras como las ígneas (caliza, travertino, dolomita), especialmente cuando aquéllas son de grano grueso y se componen de diversos minerales, cuyos coeficientes de dilatación difieren mucho unos a otros.

El agua en movimiento es un importante elemento de erosión, al arrastrar los fragmentos angulosos de las rocas y provocar fricción de unos con otros,

haciéndolos redondeados como los cantos rodados de los ríos. El agua también deja sentir sus efectos cuando, en forma de lluvia cae en las superficies pétreas, llena sus cavidades, abre grietas y tiende a llenar los espacios huecos de las rocas; si entonces se congela, ejerce fuerte poder de fracturación en la roca que la encierra, y se produce la desintegración en un corto periodo de tiempo. El impacto directo del agua sobre las rocas, como el que provoca el oleaje, también causa erosión en las mismas.

El viento también contribuye a la erosión del suelo, cuando arrastra arenas, como el caso de los médanos y los loess (suelos eolíticos).

Los glaciares que son depósitos de hielos en las altas montañas, ejercen una gran acción abrasiva y de transporte de los materiales a la superficie de la Tierra, los efectos sobre la topografía son diferentes si es glaciar de montaña, que desciende lentamente por el barranco que rellena, o glaciar continental, que rebasa las montañas y colma los valles.

Los agentes químicos principales son la oxidación, la carbonatación y la hidratación.

La oxidación es la reacción química que puede ocurrir en las rocas al recibir el agua de lluvia, ya que el oxígeno del aire, en presencia de humedad, reacciona químicamente produciéndose el fenómeno de oxidación.

La carbonatación es el ataque que el ácido carbónico [anhídrido carbónico (CO_2) y agua (H_2O)] efectúa sobre las rocas que contienen fierro, calcio, magnesio, sodio o potasio. Así las rocas ígneas, que en su mayoría contienen dichos elementos, pueden ser descompuestas de esta manera.

La hidratación es la acción y efecto de combinar un cuerpo con agua para formar hidratos, o sea compuestos químicos que contienen agua en combinación. El agua absorbe y se combina químicamente formando nuevos minerales.

La acción de los agentes de intemperismo mencionados se conoce comúnmente en el medio ingenieril como meteorización y alteración que dan origen a los suelos inorgánicos. La meteorización se refiere únicamente a los cambios superficiales que sufren las rocas debido a la acción de los agentes atmosféricos, y la alteración designa los cambios internos de las rocas que se presentan en forma de hidratación y motivan que se formen nuevos minerales dentro de la masa pétreo, conservando su individualidad y su identificación geológica.

1.1.1. Suelo residual

Los suelos residuales son los que se forman en el sitio por procesos de meteorización física y química y se desarrollan principalmente, en condiciones tropicales húmedas, de meteorización química intensa (figura 1). Algunos autores los denominan “suelos tropicales”. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que los suelos residuales también se encuentran en zonas no tropicales, aunque en menor proporción. Se conoce que el comportamiento ingenieril de los suelos residuales es muy diferente al de los suelos transportados y depositados. Sus propiedades especiales son una respuesta a la combinación de los ambientes encontrados en los trópicos, relacionados con el clima, la lluvia, los regímenes de temperatura, la litología del material de roca parental, el movimiento del agua, las condiciones de drenaje, el relieve, la vegetación, la edad y los niveles de meteorización, entre otros factores. Los deslizamientos en

materiales meteorizados ocurren en diferentes ambientes (geológicos y geomorfológicos).

La mayoría de deslizamientos de suelos residuales son los deslizamientos poco profundos y rápidos del suelo residual sobre el saprólito (roca algo meteorizada) o la roca, pero cuando los perfiles de meteorización del suelo residual son muy profundos, se pueden presentar también deslizamientos rotacionales. Las propiedades de los suelos residuales varían de una región a otra, debido a la naturaleza heterogénea de los ambientes tropicales. La meteorización está controlada por el clima regional, el relieve y la litología de la roca y estos factores varían de sitio en sitio. Por la razón anterior, las propiedades geotécnicas de los suelos tropicales son diferentes para cada país y para cada región dentro de cada país. El comportamiento de los suelos residuales y las rocas blandas en el caso de los deslizamientos, difiere del de las rocas duras y del de los suelos transportados. La meteorización o la falta de litificación traen como resultado, un material con discontinuidades o superficies de debilidad y con posibilidad de movimiento por desplazamiento, a lo largo de las discontinuidades o por rotura al cortante o a tensión a través de la matriz del material. Las propiedades de los suelos residuales generalmente son controladas por la fábrica micro o macro, las juntas y demás detalles estructurales, los cuales eran parte integral de la masa de roca original y son heredados por el suelo. La meteorización afecta principalmente las juntas y fracturas.

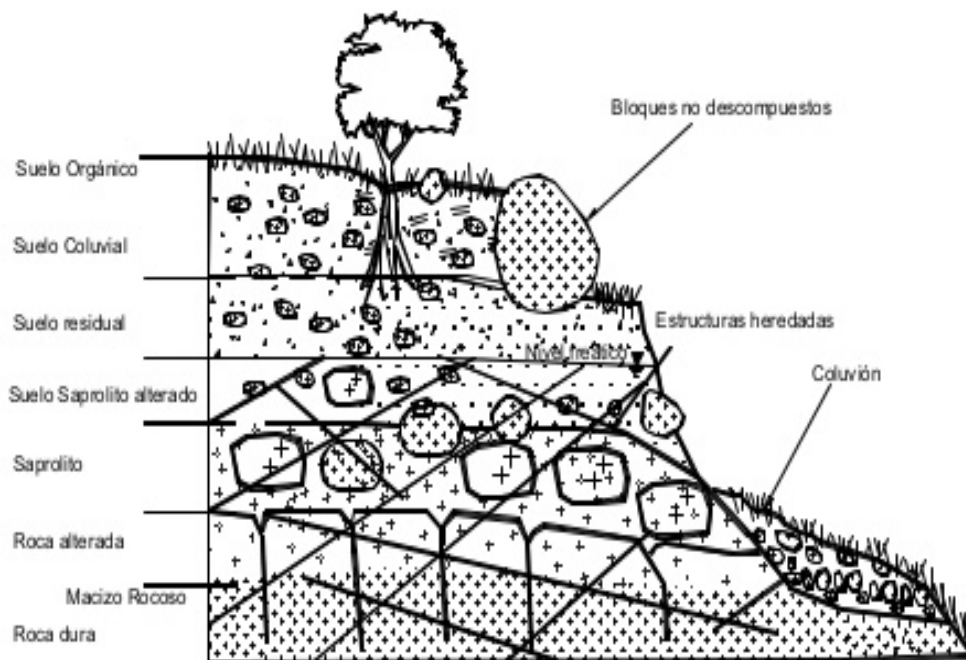
1.1.1.1. Características del suelo residual

La definición de “suelo residual” varía de un país a otro, pero una definición razonable podría ser la de un suelo derivado de la meteorización y

descomposición de la roca *in situ*, el cual no ha sido transportado de su localización original.

Las características de los suelos residuales son muy diferentes a las de los suelos transportados. Por ejemplo, el concepto convencional de grano de suelo o tamaño de partícula es inaplicable a muchos suelos residuales, debido a que las partículas de suelo residual, con frecuencia, consisten en agregados (“clusters”) o cristales de mineral meteorizado que se rompen y se vuelven progresivamente finos, si el suelo es manipulado. Lo que parece en el sitio como una grava arenosa, se puede convertir en un limo fino durante las actividades de excavación, mezclado o compactación.

Figura 1. Esquema general de una ladera en un suelo residual



Fuente: SUÁREZ, Jaime. Deslizamientos: *Análisis Geotécnico*. p. 389.

1.1.2. Depósitos aluviales

Estos son materiales transportados y depositados por el agua. Su tamaño empieza desde las rocas hasta las gravas gruesas, cantos y bloques y estos tipos de suelos o rocas presentan bordes redondeados y se distribuye en forma de capa mineral sedimentaria y son muy anisótropos.

Estos materiales están muy desarrollados en los depósitos de climas tropicales, ocupan cauces, llanuras, terrazas etc. Sus propiedades están relacionadas con la granulometría, su continuidad es irregular, por eso es que estos depósitos tienen alto contenido en materia orgánica en determinado medio y para que estos tipos de suelos puedan ser penetrado por algún fluido depende de la granulometría y presenta un alto contenido de aguas acumuladas en el subsuelo sobre una capa impermeable y que solamente puede ser aprovechada por medio de pozos (alto nivel freático). Este depósito aluvial constituye una fuente de recursos de materiales de construcción.

1.1.2.1. Depósitos de corrientes interconectadas

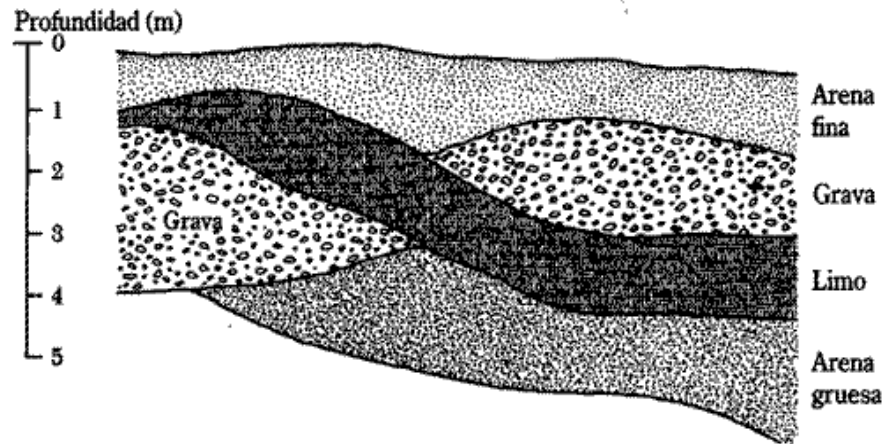
Las corrientes interconectadas son de rápido flujo y alto gradiente. Son altamente erosivas y arrastran grandes cantidades de sedimentos. Debido al alto acarreo de fondo, un cambio pequeño en la velocidad del flujo ocasionará el depósito de sedimentos y así generan una compleja maraña de canales convergentes y divergentes separados por bancos e islotes de arena.

Los depósitos formados por corrientes interconectadas son muy irregulares en su estratificación y tienen un amplio rango de tamaños de grano. La figura 2 muestra una sección transversal de un depósito de ese tipo. Sus características comunes son:

- Los tamaños de los granos varían generalmente entre los de gravas y limos. Las partículas con tamaños asociados a las arcillas no se encuentran regularmente en esos depósitos.
- Aunque el tamaño de los granos varía ampliamente, el suelo en una lente o bolsón dado es bastante uniforme.
- En cualquier profundidad, la relación de vacíos y el peso unitario pueden variar enormemente dentro de una distancia lateral de solo unos pocos metros. La variación se observa durante la exploración del suelo para la construcción de la cimentación para una estructura. La resistencia a la penetración estándar (valor N) a una profundidad dada obtenida en varios barrenos, será altamente irregular y variable.

Los depósitos aluviales están presentes en varias partes al oeste de Estados Unidos, como en el sur de California, Utah y partes de Nevada. Una gran cantidad de sedimentos originalmente derivados de las Montañas Rocallosas fue acarreada hacia el este para formar los depósitos aluviales de las Grandes Planicies. En menor escala, este tipo de depósitos de suelo natural, dejado atrás por las corrientes de agua interconectadas, se encuentran también localmente.

Figura 2. **Sección transversal de un depósito de corrientes interconectadas**



Fuente: SUÁREZ, Jaime. Deslizamientos: *Análisis Geotécnico*. p. 399.

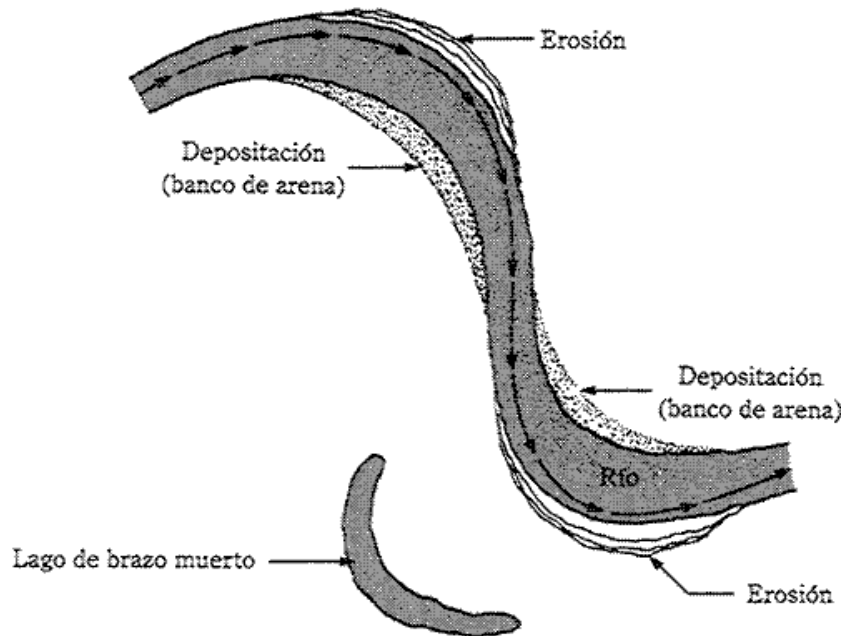
1.1.2.2. Depósitos de cinturones meándricos

El término meandro se deriva de la palabra griega *maiandros* que significa “curvas”. Las corrientes maduras corren en un valle describiendo una gran cantidad de curvas. El piso de un valle en que se mueve un río en tal forma se denomina cinturón meándrico. En un río meándrico, el suelo de sus orillas es continuamente erosionado donde es cóncavo y es depositado en los puntos donde el borde es convexo, como muestra la figura 3. Esos depósitos se llaman bancos de arena y consisten generalmente en partículas de arena y en partículas del tamaño de limos. Algunas veces, durante el proceso de erosión y depósito, el río abandona un meandro y toma una trayectoria más corta. El meandro abandonado, al llenarse con agua, se llama lago de brazo muerto (véase la figura 3).

Durante las grandes avenidas, los ríos se desbordan inundando zonas de bajo nivel. La arena y las partículas de tamaño de limo arrastradas por el río son

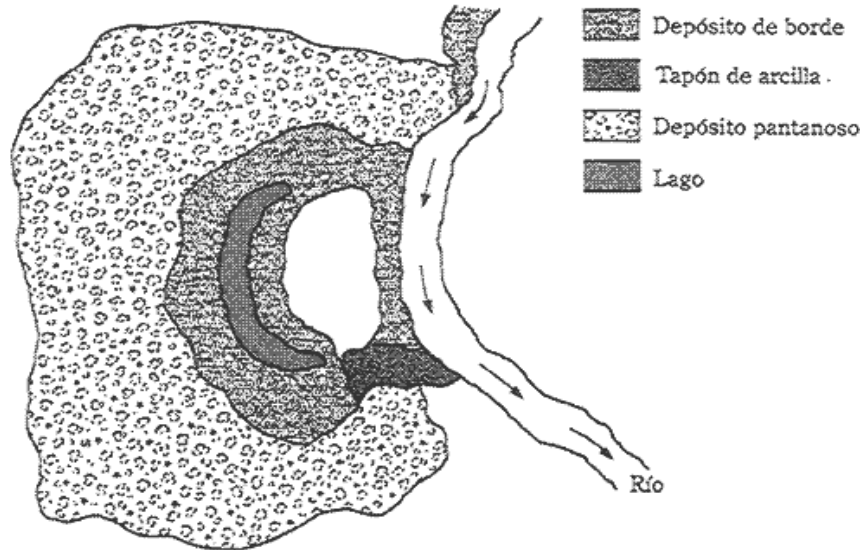
depositadas a lo largo de las orillas formando líneas conocidas como bordos naturales (figura 4). Las partículas más finas de suelo, es decir: limos y arcillas, son arrastradas por el agua hacia las planicies de inundación, asentándose en diferentes proporciones para formar depósitos pantanosos (figura 4). Esas arcillas pueden ser sumamente plásticas.

Figura 3. **Formación de depósitos en bancos de arena y lago de lago brazo muerto en una corriente meándrica**



Fuente: SUÁREZ, Jaime. Deslizamientos: *Análisis Geotécnico*. p. 408.

Figura 4. **Depósitos de borde y pantanosos**



Fuente: SUÁREZ, Jaime. Deslizamientos: *Análisis Geotécnico*. p. 421.

1.1.3. Depósitos glaciares

Los glaciares recogen y transportan una enorme carga de derrubios a medida que avanzan lentamente a través del terreno. Por fin, esos materiales se depositan cuando se funde el hielo. En las regiones donde se deposita, el sedimento glaciar puede desempeñar un papel verdaderamente significativo en la formación del paisaje físico. Por ejemplo, muchas áreas, durante el reciente período glacial, estuvieron cubiertas por los glaciares continentales, es raro que el sustrato rocoso quede expuesto, porque el terreno está completamente cubierto por depósitos glaciares cuyo espesor es de decenas o incluso centenares de metros. El efecto general de esos depósitos es el de reducir el relieve local y, por tanto, nivelar la topografía.

De hecho, las escenas rurales que son familiares para muchos son el resultado directo de la sedimentación glaciar. Mucho antes de que se propusiera incluso la teoría de una edad del hielo generalizada, se reconocía

que gran parte del suelo y los derrubios rocosos que cubren diversas zonas de Europa procedían de algún otro lugar. En aquella época, se creía que esos materiales habían sido a sus posiciones actuales por hielo flotante durante una inundación antigua. Por consiguiente, en inglés se dio el nombre de drift (que significa arrastre) a este sedimento. En castellano se denominan derrubios glaciares, término que abarca todos los sedimentos de origen glaciar sin importar cómo, dónde o de qué forma fueron depositados.

Una de las características que distinguen los derrubios glaciares de los sedimentos dejados por otros agentes erosivos es que los depósitos glaciares consisten fundamentalmente en derrubios de roca mecánicamente meteorizada que experimentaron poco o ninguna meteorización química antes de su deposición. Por tanto, los minerales que tienen una notable propensión a la descomposición química, como la hornablenda o las plagioclasas, a menudo son componentes abundantes de los sedimentos glaciares.

Los geólogos dividen los derrubios glaciares en dos tipos distintos: (1) los materiales depositados directamente por el glaciar, que se conocen como tills, y (2) los sedimentos dejados por el agua de fusión del glaciar, denominados derrubios estratificados. Consideraremos ahora las formas creadas por cada uno de estos tipos.

1.1.3.1. Formas constituidas por tills

Un till se deposita a medida que el hielo glacial se funde y deja su carga de fragmentos rocosos. A diferencia de las corrientes de agua y viento, el hielo no puede seleccionar el sedimento que transporta; por consiguiente, los depósitos de till son mezclas característicamente no seleccionadas de granos de muchos tamaños (figura 5). Un examen de cerca de este sedimento

demuestra que muchos de sus fragmentos están arañados y pulidos como consecuencia de haber sido arrastrados por el glaciar. Estos fragmentos ayudan a distinguir el till de otros depósitos que son una mezcla de tamaños diferentes de sedimento, como los materiales procedentes de un flujo de derrubioso un deslizamiento de rocas. Los grandes bloques encontrados en el till o libres sobre la superficie se denominan erráticos glaciares, si son diferentes del lecho de roca sobre el que se encuentran. Por supuesto, esto significa que deben haber sido desviados de su lugar de origen, fuera del área donde se encuentran. Aunque se desconoce la localidad de donde proceden muchos bloques erráticos, puede determinarse el origen de algunos. En muchos casos, los enormes bloques fueron transportados hasta 500 kilómetros de su área original y, en unos pocos casos, más de 1.000 kilómetros. Por consiguiente, estudiando los bloques erráticos glaciares, así como la composición mineral del till que queda, los geólogos son a veces capaces de seguir la pista a un lóbulo.

1.1.3.2. Morrenas laterales y centrales

El término más común para las formas constituidas por los depósitos glaciares es el de morrena. Originalmente, este término lo utilizaron los campesinos franceses para referirse a los rebordes y los terraplenes de derrubios encontrados cerca de los márgenes de los glaciares en los Alpes franceses. En la actualidad, sin embargo, morrena tiene un significado más amplio, porque se aplica a una serie de formas, todas ellas compuestas fundamentalmente por till.

Los glaciares alpinos producen dos tipos de morrenas que aparecen exclusivamente en los valles de montaña. El primero de ellos se denomina morrena lateral. Como se vio antes, cuando un glaciar alpino se desplaza valle abajo, el hielo erosiona las laderas del valle con gran eficacia. Además, se

añaden grandes cantidades de derrubios a la superficie del glaciar a medida que el material cae, o se desliza, desde una posición más elevada en los muros del valle y se acumula en los bordes del hielo en movimiento. Cuando el hielo acaba por derretirse, esta acumulación de derrubios se deja caer cerca de las paredes del valle. Estas acumulaciones de till que corren paralelas a los laterales del valle constituyen las morrenas laterales. El segundo tipo de morrena que es exclusivo de los glaciares alpinos es la morrena central. Las morrenas centrales se crean cuando dos glaciares alpinos se unen para formar una sola corriente de hielo. El till que antes era transportado a lo largo de los laterales de cada glaciar se junta para formar una única banda oscura de derrubios dentro del recién ensanchado glaciar.

La creación de estas bandas oscuras dentro de la corriente de hielo es una prueba obvia de que el hielo glaciar se mueve, porque la morrena no podría formarse si el hielo no fluyera valle abajo. Es bastante común ver varias morrenas centrales dentro de un solo glaciar alpino grande, porque se formará una línea cuando un glaciar afluente se una al valle principal. Morrenas terminales y de fondo Una morrena terminal es un montículo de till que se forma al final de un glaciar. Estas formas relativamente comunes se depositan cuando se alcanza el estado de equilibrio entre la ablación y la acumulación de hielo. Es decir, la morrena terminal se forma cuando el hielo se está fundiendo y evaporando cerca del extremo del glaciar a una velocidad igual a la del avance del glaciar desde su área de alimentación. Aunque el extremo del glaciar es ahora estacionario, el hielo continúa fluyendo hacia delante, liberando un suministro continuo de sedimento, de la misma manera que una cinta transportadora libera los productos al final de una línea de producción. A medida que el hielo se funde, el till se deposita y la morrena terminal crece. Cuanto más tiempo permanezca estable el frente de hielo, mayor tamaño adquirirá el montículo de till.

Por fin, llegará el momento en que la ablación supere la alimentación. En este punto, el frente del glaciar empieza a retroceder en la dirección desde la cual avanzaba en un principio. Sin embargo, a medida que el frente de hielo retrocede, la acción de la cinta transportadora del glaciar continúa proporcionando suministros frescos de sedimento al extremo del glaciar. De esta manera, se deposita una gran cantidad de till a medida que el hielo se funde, creando una llanura ondulante de roca diseminada. Esta capa de till suavemente ondulada depositada conforme retrocede el frente de hielo se denomina morrena de fondo.

La morrena de fondo tiene un efecto nivelador, rellenando los puntos bajos y obturando los viejos cauces de corrientes de agua, induciendo a menudo un desarreglo del sistema de drenaje existente.

En áreas donde esta capa de till está todavía relativamente fresca, como en el norte de la región de los Grandes Lagos, son bastantes comunes terrenos pantanosos poco drenados.

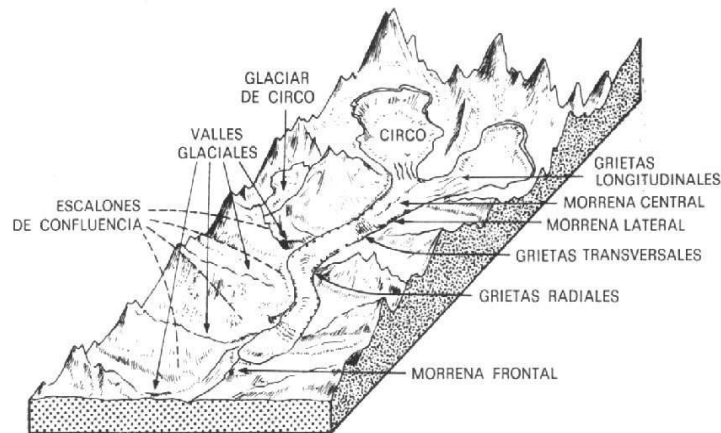
Periódicamente el glaciar retrocederá hasta un punto donde la ablación y la alimentación se equilibrarán una vez más. Cuando esto ocurra, el frente de hielo se estabilizará y se formará una nueva morrena terminal.

El modelo de formación de morrenas terminales y de deposición de morrenas de fondo puede repetirse muchas veces antes de que el glaciar se haya desvanecido por completo. Dicho modelo se ilustra en la figura 5.

Debe señalarse que la morrena terminal más exterior marca el límite de avance del glaciar. Las morrenas terminales que se depositaron durante las estabilizaciones ocasionales del frente de hielo durante los retrocesos se

denominan morrenas de retroceso. Obsérvese que las morrenas terminales y las morenas de retroceso son esencialmente iguales; la única diferencia entre ellas es su posición relativa.

Figura 5. Depósitos glaciares



Fuente: SUÁREZ, Jaime. Deslizamientos: *Análisis Geotécnico*. p. 430.

1.1.4. Depósitos eólicos de suelo

El viento es también un agente importante de transporte que conduce a la formación de depósitos de suelos. Cuando grandes áreas de arena se encuentran expuestas, el viento puede desplazarlas y redepositarlas en algún otro lugar. Los depósitos de arena desplazada toman generalmente la forma de dunas (figura 5). Al formarse las dunas, la arena es desplazada sobre la cresta por el viento. Más allá de la cresta, las partículas de arena ruedan hacia abajo por la pendiente. Este, proceso tiende a formar un depósito compacto de arena sobre el lado expuesto al viento y un depósito suelto sobre el lado opuesto al viento.

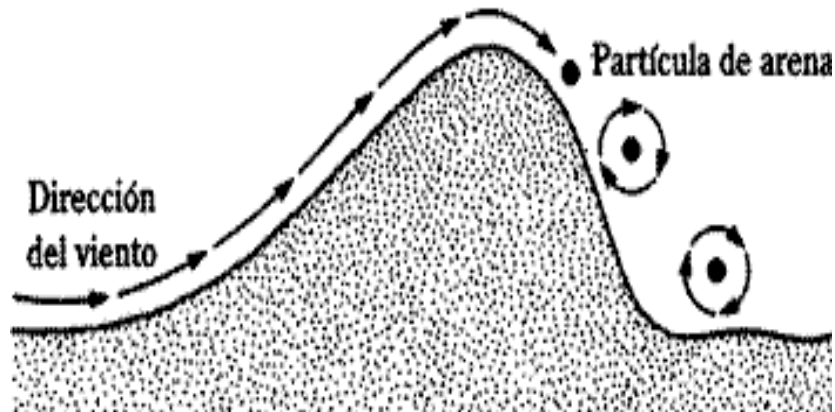
Existen dunas a lo largo de las orillas del este y sudeste del lago Michigan, de la costa atlántica, de la costa sur de California y en varios lugares del litoral

de Oregón y Washington. Se encuentran también dunas en las planicies aluviales y rocosas del oeste de Estados Unidos. A continuación se mencionan algunas de las propiedades típicas de las dunas de arena:

- La granulometría de la arena en cualquier localidad particular es sorprendentemente uniforme, lo cual puede ser atribuido a la acción distribuidora del viento.
- El tamaño general del grano decrece con la distancia desde la fuente debido a que el viento arrastra a las partículas pequeñas más lejos que a las grandes.
- La compacidad relativa de la arena depositada sobre el lado de expuesto al viento de las dunas es de entre 50 y 65% y decrece a valores de entre 0 y 15% sobre el lado contrario al viento.

El loess es un depósito eólico que consiste en partículas de limo y otras de tamaño de limo. La granulometría del loess es bastante uniforme. Su cohesión se deriva generalmente de un recubrimiento arcilloso sobre las partículas de tamaño de limo, lo que contribuye a generar una estructura estable de suelo en un estado no saturado. La cohesión puede también ser el resultado de la precipitación de productos químicos lixiviados por el agua de lluvia. El loess es un suelo colapsable, porque cuando se satura pierde su resistencia adherente entre las partículas del suelo. Precauciones especiales deben tomarse al construir cimentaciones sobre depósitos de loess.

Figura 6. **Duna de arena**



Fuente: SUÁREZ, Jaime. Deslizamientos: *Análisis Geotécnico*. p. 435.

1.1.5. Suelo orgánico

El estudio de la dinámica del suelo muestra que sigue un proceso evolutivo al que son aplicables por completo los conceptos de la sucesión ecológica. La formación de un suelo profundo y complejo requiere, en condiciones naturales, largos períodos de tiempo y el mínimo de perturbaciones. Donde las circunstancias ambientales son más favorables, el desarrollo de un suelo a partir de un sustrato geológico bruto requiere cientos de años, que pueden ser millares en climas, topografías y litologías menos favorables.

Los procesos que forman el suelo arrancan con la meteorización física y química de la roca bruta. Continúa con el primer establecimiento de una biota, en la que frecuentemente ocupan un lugar prominente los líquenes, y el desarrollo de una primera vegetación. El aporte de materia orgánica pone en marcha la constitución del edafon. Éste está formado por una comunidad de descomponedores, bacterias y hongos sobre todo y detritívoros, como los colémbolos o los diplópodos, e incluye también a las raíces de las plantas, con sus micorrizas. El sistema así formado recicla los nutrientes que circulan

por la cadena trófica. Los suelos evolucionados, profundos, húmedos y permeables suelen contar con las lombrices de tierra, anélidos oligoguetos comedores de suelo, en su edafón, lo que a su vez favorece una mejor mezcla de las fracciones orgánica y mineral y la fertilidad del suelo.

1.2. Principales tipos de suelos

De acuerdo con el origen de sus elementos (aspecto que ya se ha desglosado en la definición), los suelos se dividen en dos amplios grupos: suelos cuyo origen se debe a la descomposición física y/o química de las rocas, o sea los suelos inorgánicos, y suelos cuyo origen es principalmente orgánico.

Si en los suelos inorgánicos el producto del intemperismo de las rocas permanece en el sitio donde se formó, da origen a un suelo residual; en caso contrario, forman un suelo transportado, cualquiera que haya sido el agente transportador (por gravedad: talus; por agua: aluviales o lacustres; por viento: eólicos; por glaciares: depósitos glaciales).

Los suelos orgánicos, ellos se forman casi siempre in situ. Muchas veces la cantidad de materia orgánica, ya sea en forma de humus o de materia no descompuesta, o en su estado de descomposición, es tan alta con relación a la cantidad de suelo inorgánico que las propiedades que pudieran derivar de la porción mineral quedan eliminadas. Esto es muy común en zonas pantanosas, en las cuales los restos de vegetación acuática llegan a formar verdaderos depósitos de gran espesor, conocidos con el nombre genérico de turbas. Se caracterizan por su color negro o café oscuro, por su poco peso cuando están secos y su gran comprensibilidad y porosidad. La turba es el primer paso de la conversión de la materia vegetal en carbón.

A continuación se describen los suelos más comunes con los nombres generalmente utilizados por el ingeniero civil para su identificación.

1.2.1. Gravas

Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas y que tienen más de dos milímetros de diámetro. Dado el origen, cuando son acarreadas por las aguas las gravas sufren en sus aristas y son, por lo tanto, redondeadas. Como material suelto suele encontrarse en los lechos, en las márgenes y en los conos de deyección de ríos, también en muchas depresiones de terrenos rellenadas por el acarreo de los ríos y en muchos otros lugares a los cuales las gravas han sido retransportadas. Las gravas ocupan grandes extensiones, pero casi siempre se encuentran con mayor o menor proporción de cantos rodados, arenas, limos y arcillas. Sus partículas varían desde 7,62 cm (3") hasta 2,0 mm.

La forma de las partículas de las gravas y su relativa frescura mineralógica dependen de la historia de su formación, encontrándose variaciones desde elementos rodados a los poliédricos.

1.2.2. Arenas

La arena es el nombre que se le da a los materiales de granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, y cuyas partículas varían entre 2 mm y 0,05 mm de diámetro.

El origen y la existencia de las arenas es análoga a la de las gravas: las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. La arena de río contiene muy a menudo proporciones relativamente grandes de grava y arcilla. Las

arenas estando limpias no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi de manera instantánea.

1.2.3. Limos

Los limos son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico como el producido en canteras, o limo orgánico como el que suele encontrarse en los ríos, en este último caso es de características plásticas. El diámetro de las partículas de los limos está comprendido entre 0,05 mm y 0,005 mm.

Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de zapatas. Su color varía desde gris claro a muy oscuro. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su comprensibilidad muy alta. Los limos, de no encontrarse en estado denso, a menudo son considerados como suelos pobres para cimentar.

1.2.4. Arcillas

Se da el nombre de arcilla a las partículas sólidas con diámetro menor de 0,005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua. Químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque en no pocas ocasiones contiene también silicatos de hierro o de magnesio hidratados.

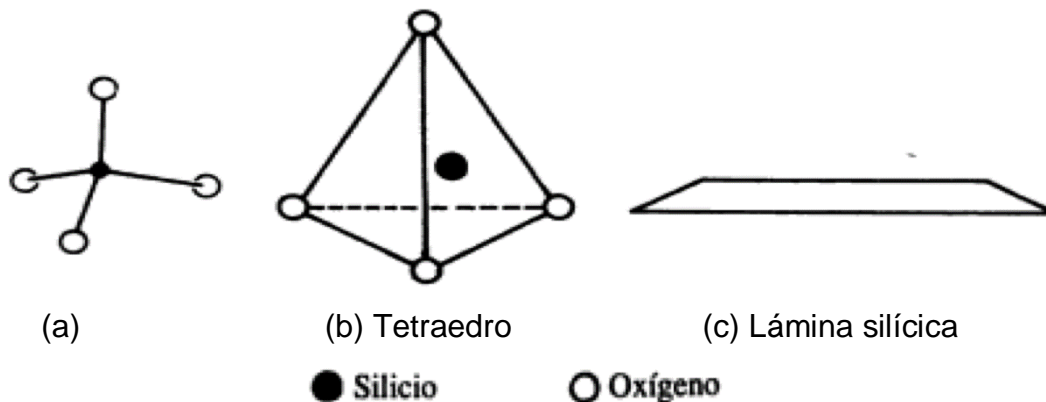
La estructura de estos minerales es, generalmente, cristalina complicada, y sus átomos están dispuestos en forma laminar.

De hecho se puede decir que hay dos tipos clásicos de tales láminas: uno de ellos del tipo silíceo y otro del tipo aluminico.

Una lámina del tipo silíceo se encuentra formada por un átomo de silicio rodeado de cuatro átomos de oxígeno (figura 7a), arrojándose el conjunto en forma de tetraedro (figura 7b). Estos tetraedros se agrupan entre sí formando una unidad hexagonal, la cual se repite indefinidamente constituyendo una red de láminas (figura 7c).

La unión entre cada dos tetraedros se lleva a cabo mediante un mismo átomo de oxígeno. Algunas entidades consideran como arcillas a las partículas menores a 0,002 mm.

Figura 7. **Arcilla del tipo lámina silíceo**

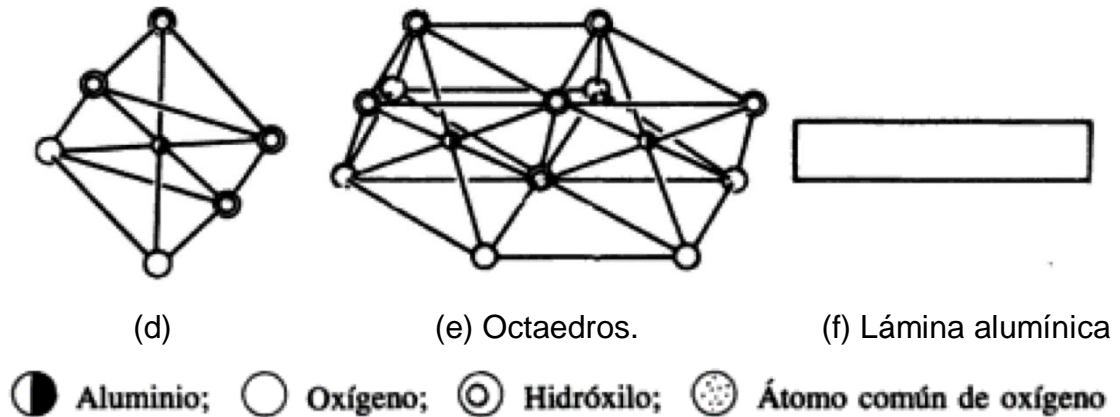


Fuente: CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. p. 23.

Una lámina del tipo aluminico está formada por un átomo de aluminio rodeado de seis átomos de oxígeno y de oxígeno e hidrógeno (figura 8d) arrojándose el conjunto en forma de octaedro (figura 8e), los cuales se agrupan entre sí mediante un átomo común de oxígeno, repitiéndose la

formación indefinidamente y dando como resultado una redícula laminar alumínica (figura 8f).

Figura 8. **Arcilla del tipo lámina alumínico**



Fuente: CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. p. 24.

De acuerdo con su arreglo reticular los minerales de arcilla se pueden clasificar en tres grupos básicos, que son:

- El caolinítico (del nombre chino *Kau-ling*), que procede de la carbonatación de la ortoclasa (feldespato potásico). Las arcilla caoliníticas (figura 9) están formadas por una lámina silícica y una lámina alumínica superpuestas de manera indefinida y con una unión tal entre sus retículas que no permiten la penetración de moléculas de agua entre ellas, pues producen una capa electrónicamente neutral, lo que induce, desde luego, a que estas arcillas sean bastantes estables en presencia del agua.
- El montmorilonítico (que debe su nombre a Montmorillon, Francia), al cual pertenecen la bentonitas, se forman por la superposición indefinida de una lámina alumínica entre dos láminas silícicas, pero con una unión débil entre retículas, lo que hace que el agua pueda penetrar en su

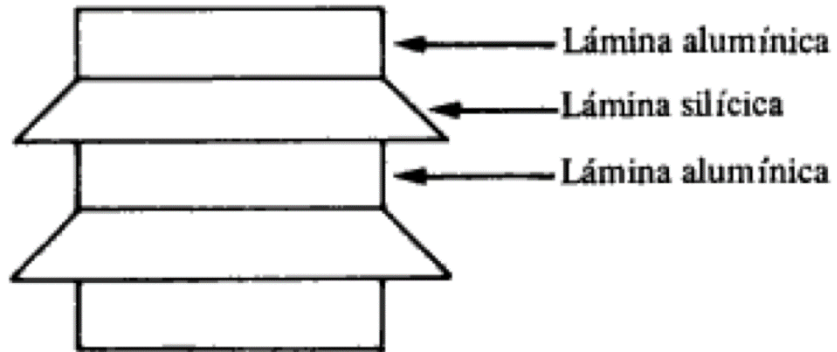
estructura con facilidad, Estas arcillas sufren fuerte expansión (figura 10) en contacto con el agua, lo que provoca inestabilidad en ellas.

- El ilítico (que debe su nombre a Illinois, E.U.A.), producto de la hidratación de las micas y que presentan un arreglo reticular similar al de las montmoriloníticas, pero con la tendencia a formar grumos por la presencia de iones de potasio, lo que reduce el área expuesta al agua, razón por la cual no son tan expansivas como las arcillas montmoriloníticas.

En general, las arcillas, ya sean caoliníticas, montmoriloníticas o ilíticas (figura 11), son plásticas, se contraen al secarse, presentan marcada cohesión según su humedad, son comprensibles y al aplicárseles una carga en su superficie se comprimen lentamente. Otra característica interesante, desde el punto de vista de la construcción, es que la resistencia perdida por el remoldeo se recupera parcialmente con el tiempo. Este fenómeno se conoce con el nombre de tixotropía y es de naturaleza físico-química. Se puede decir que un contenido mínimo del 15% de arcilla en un suelo le dará a éste las propiedades de arcilla.

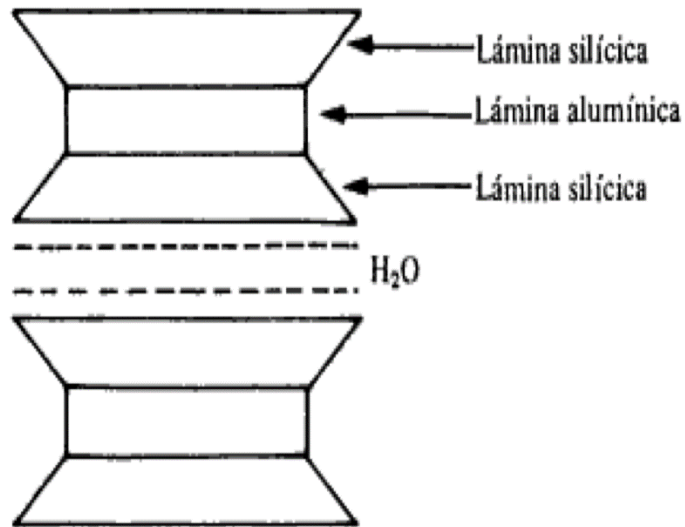
Además de los clásicos suelos indicados con anterioridad, se encuentran en la naturaleza ciertos suelos especiales que a continuación se indican.

Figura 9. **Arcilla caolinítica**



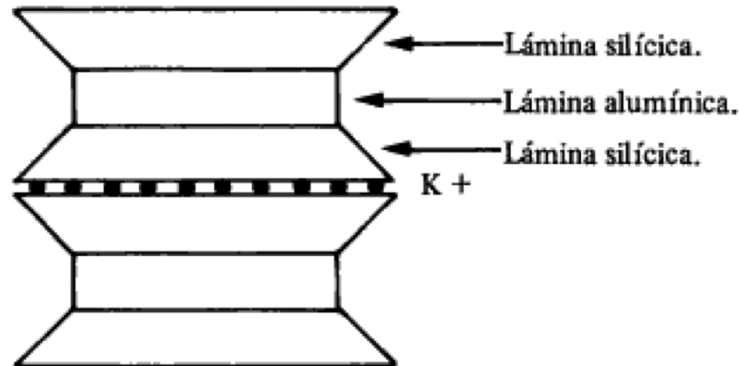
Fuente: CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. p. 24.

Figura 10. **Arcilla montmorilonítica**



Fuente: CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. p. 24.

Figura 11. **Arcilla ilítica**



Fuente: CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. p. 25.

1.2.5. Caliche

El término caliche se aplica a ciertos estratos de suelo cuyos granos se encuentran cementados por carbonatos calcáreos. Parece ser que para la formación de los caliches es necesario un clima semiárido. La marga es una arcilla con carbonato de calcio, más homogéneo que el caliche y generalmente muy compacto y de color verdoso.

Se habla de un depósito que está sedimentado con otros materiales endurecidos, como carbonato de calcio, arena, arcilla y grava, que se encuentran en todas partes del mundo sobre todo en tierras áridas, como los desiertos, entre ellos están el desierto de Atacama y el Sonora y en los Estados Unidos en sus grandes llanuras. Su nombre proviene del término Calx del latín que su significado es cal.

1.2.6. Loess

Los loess son sedimentos eólicos uniformes y cohesivos. Esa cohesión que poseen se debe a un cementante del tipo calcáreo y cuyo color es

generalmente castaño claro. El diámetro de las partículas de los loess está comprendido entre 0,01 mm y 0,05 mm. Los loess se distinguen por que presentan agujeros verticales que han sido dejados por raíces extinguidas. Los loess modificados son aquellos loess que han perdido sus características debido a procesos geológicos secundarios. Debido al contenido calcáreo los cortes hechos en loess se mantienen generalmente casi verticales. Los loess son colapsables, aunque disminuye dicha tendencia al incrementársele su peso volumétrico.

1.2.7. Diatomita

Las diatomitas o tierras diatomáceas son depósitos de polvo silíceo, generalmente de color blanco, compuesto total o parcialmente por residuos de diatomeas.

Las diatomeas son algas unicelulares microscópicas de origen marino o de agua dulce, presentando las paredes de sus células características silíceas.

1.2.8. Gumbo

Es un suelo arcilloso fino, generalmente libre de arena y que parece cera a la vista; es pegajoso, muy plástico y esponjoso. Es un material difícil de trabajar.

1.2.9. Tepetate

Es un material pulverulento, de color café claro o café oscuro, compuesto de arcilla, limo y arena en proporciones variables, con un cementante que puede ser la misma arcilla o el carbonato de calcio. Según sea el componente predominante el tepetate se suele llamar arcilloso, limoso, arenoso, arcillo-

limoso si es que predomina la arcilla, areno-limoso si predomina la arena, limo-arenoso si predomina el limo, y así sucesivamente.

La mayoría de las veces el tepetate debe su origen a la descomposición y alteración, por intemperismo, de cenizas volcánicas basálticas. Puede encontrarse dentro del tepetate capas o lentes de arena y cenizas basálticas que no alcanzaron a intemperizarse cuando fueron cubiertas por una capa que sí se alteró. También suelen encontrarse lentes de piedra pómez dentro del tepetate.

1.2.10. Suelos cohesivos y no cohesivos

Una característica que hace muy distintivos a diferentes tipos de suelos es la cohesión. Debido a ella los suelos se clasifican en “cohesivos” y “no cohesivos”. Los suelos cohesivos son los que poseen cohesión, es decir, la propiedad de atracción intermolecular, como las arcillas. Los suelos no cohesivos son los formados por partículas de roca si ninguna cementación, como la arena la grava.

2. EXPLORACIÓN SUBSUPERFICIAL

2.1. Propósito de la exploración del suelo

El proceso de identificar los estratos de depósitos que subyacen a una estructura propuesta y sus características físicas se denominan generalmente exploración del subsuelo, cuyo propósito es obtener información que ayude al ingeniero en geotecnia en las siguientes tareas:

- Seleccionar el tipo y profundidad de una cimentación adecuada para una estructura dada.
- Evaluar la capacidad de carga de la cimentación.
- Estimar el asentamiento probable en una estructura.
- Determinar problemas potenciales de la cimentación (por ejemplo, suelo expansivo, suelo colapsable, rellenos sanitarios, etc.)
- Determinar la posición del nivel del agua.
- Predecir la presión lateral de tierra en estructuras tales como muros de retención, tabla estacas y cortes apuntalados.
- Establecer métodos de construcción para condiciones cambiantes del subsuelo.

La exploración del subsuelo es necesaria también para construcciones y excavaciones en el subsuelo y puede ser requerida cuando se contemplan adiciones o alteraciones de estructuras existentes.

2.2. Programa de exploración del sub-suelo

2.2.1. Recolección de información preliminar

Debe obtenerse información relativa al tipo de estructura por construirse y acercarse de su uso general. Para la construcción de edificios, se deben conocer las cargas aproximadas en columnas y su espaciamiento, el código de construcción local y requisitos de los sótanos. La construcción de los puentes requiere la determinación de la longitud del claro y las cargas sobre estribos y pilas.

Una idea general de la topografía y del tipo de suelo por encontrarse cerca y alrededor del sitio propuesto se obtiene de las siguientes fuentes:

- Mapas topográficos de Guatemala a escala 1:50,000.
- Mapas de fracturas del terremoto 1976.
- Mapas de amenazas (deslizamientos, inundaciones, amenaza sísmica y volcánica, licuefacción).
- Mapas agronómicos publicados.
- Información hidrológica publicada por el cuerpo de ingenieros, incluyendo los registros de flujos de corrientes, niveles altos de inundaciones, registros de mareas, etc.
- Manuales sobre suelos del departamento de Carreteras publicados.

La información recolectada de estas fuentes es sumamente útil para quienes planean una investigación del sitio. En algunos casos, se obtienen ahorros sustanciales por la anticipación de problemas que se presentan después en el programa de exploración.

2.2.2. Reconocimiento

El ingeniero debe efectuar siempre una inspección visual del sitio para obtener información acerca de las siguientes características:

- La topografía general del sitio y la posible existencia de zanjas de drenaje, tiraderos abandonados o basura, u otros materiales. También, la evidencia de escurrimiento plástico en taludes y grietas profundas y anchas de contracción a intervalos espaciados regularmente es indicativo de suelos expansivos.
- La estratificación del suelo en cortes profundos, como los hechos para la construcción de carreteras vías férreas cercanas.
- El tipo de vegetación en el sitio, que indica la naturaleza del suelo. Por ejemplo, una cubierta de mezquite en el centro de Texas indica la existencia de arcillas expansivas que llega a causar posibles problemas den las cimentaciones.
- Marcas altas de agua en edificios y estribos de puentes cercanos.
- Niveles del agua freática, que se determinan por revisión de pozos cercanos.
- Tipos de construcción cercana y existencia de grietas en muros u otros problemas.

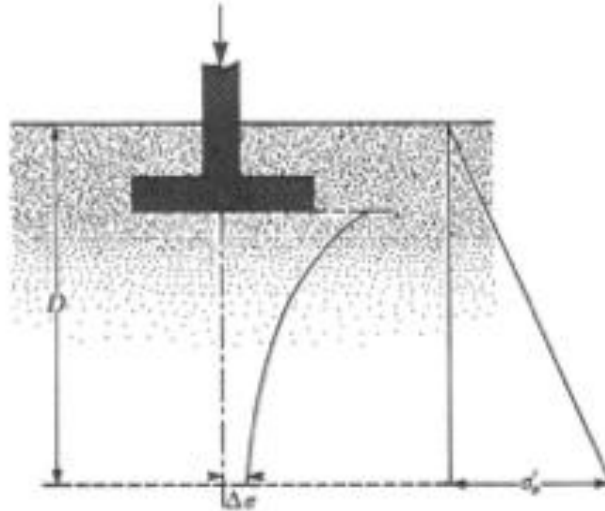
La naturaleza de la estratificación y propiedades físicas del suelo cercano también se obtiene de reportes disponibles de exploración del subsuelo para estructuras existentes cercanas.

2.2.3. Investigación del sitio

La fase de investigación del sitio del programa de exploración consiste en planear, hacer barrenos de prueba y recolectar muestras de suelo a intervalos deseados para observaciones y pruebas de laboratorio subsecuentes. La profundidad mínima aproximada requerida de los barrenos debe predeterminarse; sin embargo, la profundidad puede cambiarse durante la operación de perforado, dependiendo del subsuelo encontrado. Para determinar la profundidad mínima de barrenado para cimentaciones, los ingenieros usan las reglas establecidas por la Sociedad Estadunidense de Ingenieros Civiles(1972):

- Determine el incremento neto de esfuerzo, $\Delta\sigma$, bajo una cimentación con profundidad como muestra la figura 12.
- Estime la variación del esfuerzo vertical efectivo, σ'_0 , con la profundidad.
- Determine la profundidad, $D = D_1$ para la cual el incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$ es igual a $(1/10) q$ (q = esfuerzo neto estimado sobre la cimentación).
- Determine la profundidad, $D = D_2$, a la que $\Delta\sigma/\sigma'_0 = 0,05$.
- A menos que se encuentre un lecho rocoso, la menor de las dos profundidades, D_1 y D_2 , antes determinadas, es la profundidad mínima aproximada de perforación requerida.

Figura 12. **Determinación de la profundidad mínima de perforación**



Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 251.

Si se usan las reglas precedentes, las profundidades de perforación para un edificio con un ancho de 30 m serán aproximadamente las dadas en la tabla 1, de acuerdo con Sowers y Sowers (1970)¹. Para hospitales y edificios de oficinas, ellos usan también la siguiente regla para determinar la profundidad de la perforación:

Tabla I. **Profundidades aproximadas de perforaciones para edificios con un ancho de 30 m.**

No. de pisos	Profundidad de perforación (m)
1	3,5
2	6
3	10
4	16
5	24

*Nota técnica: ASCE (American Society of Civil Engineers)

Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 251.

¹ BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 251.

Tabla II. **Separación aproximada de perforaciones**

Tipo de proyecto	Separación (m)
Edificio de varios niveles	10-30
Plantas industriales de un piso	20-60
Carreteras	250-500
Subdivisión residencial	250-500
Presas y diques	40-80

Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 252.

$D_b = 3S^{0.7}$ (para edificios ligeros de acero o edificios estrechos de concreto)

$D_b = 6S^{0.7}$ (para edificios pesados de acero o edificios anchos de concreto)

donde:

D_b = profundidad de la perforación (m)

S = número de pisos

Cuando se pretenden excavaciones profundas, la profundidad de la perforación debe ser por lo menos 1,5 veces la profundidad de la excavación.

Algunas veces las condiciones del subsuelo requieren que la carga de la cimentación sea transmitida al lecho rocoso. La profundidad mínima de perforación en el lecho rocoso es de aproximadamente 3 m. Si el lecho rocoso es irregular o está intemperizados las perforaciones tienen que ser más profundas.

No existen reglas fijas para la separación de los barrenos. La tabla 2 proporciona algunas directrices generales. El espaciamiento se incrementa o disminuye, dependiendo de la condición del subsuelo. Si varios estratos de

suelo son más o menos uniformes y predecibles, se necesitarán menos barrenos que en un estrato de suelo no homogéneo.

El ingeniero debe tomar en cuenta también el costo final de la estructura al tomar decisiones respecto a la extensión de la exploración de campo. El costo de la exploración debe ser en general de 0,1% a 0,5% del costo de la estructura.

2.3. Perforaciones exploratorias en campo

2.3.1. Perforación con barrena

La perforación con barrena es el método más simple para efectuar sondeos de exploración. La figura 13 muestra dos tipos de barrenas manuales: la de agujeros para postes (o posteadora) y la helicoidal. Las barrenas manuales no se usan para excavaciones a más de 3 a 5 m; sin embargo, se usan para trabajos de exploración de suelos en algunas carreteras y estructuras pequeñas. Existen barrenas helicoidales eléctricas portátiles (30 a 75 mm de diámetro), adecuadas para perforaciones más profundas. Las muestras de suelo obtenidas en tales perforaciones son sumamente alteradas.

En algunos suelos no cohesivos o suelos con baja cohesión, las paredes de los barrenos no son estables por sí mismas. En tales circunstancias, un tubo metálico se usa como ademe para impedir que el suelo se derrumbe.

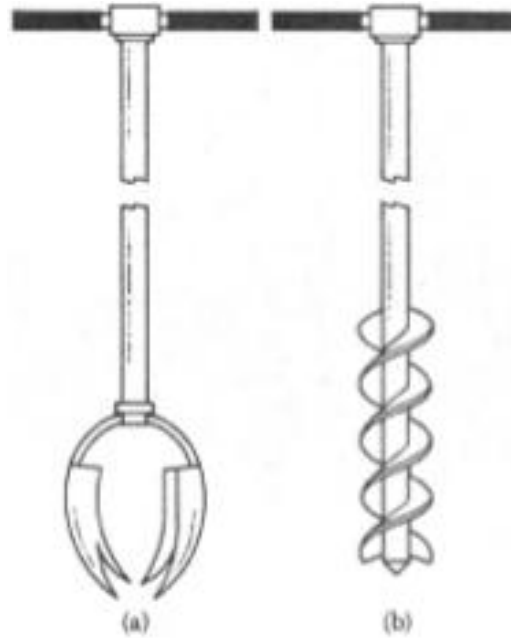
Cuando se dispone de energía eléctrica, las barrenas de raspado continuo son probablemente las más idóneas para efectuar una perforación. La energía para efectuar la perforación se suministra desde torres de perforación montadas en camión o en tractor. De esta manera se efectúan fácilmente barrenos de

hasta 60-70 m de profundidad. Las barrenas de raspado continuo existen en secciones de aproximadamente 1-2 m y pueden ser huecas o sólidas. Algunas de las barrenas sólidas comúnmente usadas tienen diámetros exteriores de 67 mm, 83 mm, 102 mm y 114 mm. Las barrenas huecas comercialmente disponibles tienen dimensiones de 64 mm de diámetro interior (DI) y 158 mm de diámetro exterior (DE), 70 mm de DI y 178 de DE, 76 mm de DI y 203 mm de DE, y 83 mm de DI y 229 mm de DE.

La punta de la barrena se conecta a una cabeza cortadora. Durante la perforación (figura 14), sección tras sección de barrena se agregan para aumentar la profundidad de la excavación. La hélice de la barrena lleva el suelo suelto desde el fondo del agujero a la superficie. El operador llega a detectar cambios en el tipo de suelo notando cambios en la velocidad y sonido del taladrado. Cuando se usan barrenas sólidas, éstas deben retirarse a intervalos regulares para obtener muestras del suelo y también para efectuar otras operaciones como la prueba de penetración estándar. Las barrenas huecas tienen una clara ventaja sobre las sólidas, ya que no tienen que ser retiradas frecuentemente para efectuar muestreos u otras pruebas. El exterior de la barrena hueca actúa como ademe. Un obturador o tapón removible está unido al fondo de la barrena por medio de un vástago central. Durante la perforación, el obturador debe ser extraído, manteniendo la barrena en su lugar y llevarse a cabo entonces el muestreo y las pruebas de penetración estándar.

Cuando se usan barrenas huecas en suelos arenosos debajo del nivel freático, la arena debe ser empujada varios metros en el tubo de la barrena por el exceso de presión hidrostática inmediatamente después del retiro del obturador. En tales condiciones no debe usarse el obturador, más bien, el agua dentro del tubo hueco debe mantenerse a un nivel superior al del nivel freático.

Figura 13. **Herramienta de mano: (a) posteadora; (b) Barrena helicoidal**



Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 253.

Figura 14. **Perforación con barrenas de raspado continuo**

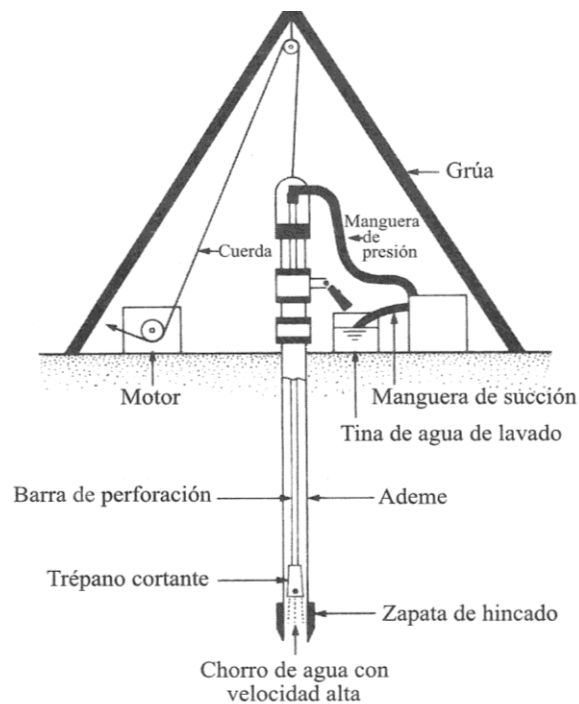


Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 254.

2.3.2. Sondeo de lavado

El sondeo de lavado es otro método para efectuar perforaciones. En este, un ademe de aproximadamente 2-3 m de largo se hincan en el terreno. El suelo dentro del ademe se retira entonces por medio de un trépano cortador unido a una barra perforadora. El agua es inyectada a través de la barra perforadora y sale a muy alta velocidad por los agujeros en el fondo del trépano (Figura 15). El agua y las partículas desmenuzadas del suelo se elevan por el agujero taladrado y fluyen en la parte superior del ademe a través de una conexión en T. El agua de lavado se recoge en un recipiente. El ademe se extiende con partes adicionales según progresa el barrenado; sin embargo, esto no se requiere si el barreno permanece abierto y no se derrumba.

Figura 15. **Perforación por inyección**



Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 255.

2.3.3. Sondeo rotatorio

El sondeo rotatorio es un procedimiento por medio del cual trépanos rotatorios de perforación unidos al fondo de las barras perforadoras cortan y muelen el suelo y profundizan el barreno. El sondeo rotatorio se usa en arena, arcilla y roca (a menos que esté muy fisurada). Agua o lodo de perforación se inyecta a presión hacia abajo por las barras de perforación hasta los trépanos y el flujo de retorno lleva los recortes a la superficie. Con este procedimiento se hacen fácilmente barrenos con diámetros de entre 50 y 200 mm. El lodo de perforación es una lechada de agua y bentonita. Generalmente se usa cuando resulta probable que el suelo encontrado se desmorone.

Cuando se requieren muestras de suelo, la barra perforadora se eleva y el trépano se reemplaza por un muestreador.

2.3.4. Sondeo por percusión

El sondeo por percusión es un método alternativo de excavar un barreno, particularmente a través de roca y suelo duro. Un trépano pesado de perforación se sube y baja para cortar el suelo duro. Las partículas de suelo recortado son llevadas a la superficie por circulación del agua. El sondeo por percusión llega a requerir ademe.

2.4. Procedimiento para muestreo del suelo

Dos tipos de muestras de suelo se obtienen durante la exploración del subsuelo: alteradas o inalteradas. Las muestras alteradas, pero representativas, generalmente se usan para los siguientes tipos de pruebas de laboratorio:

- Análisis granulométrico.
- Determinación de los límites líquido y plástico.
- Densidad de los sólidos del suelo.
- Determinación del contenido orgánico.
- Clasificación del suelo.

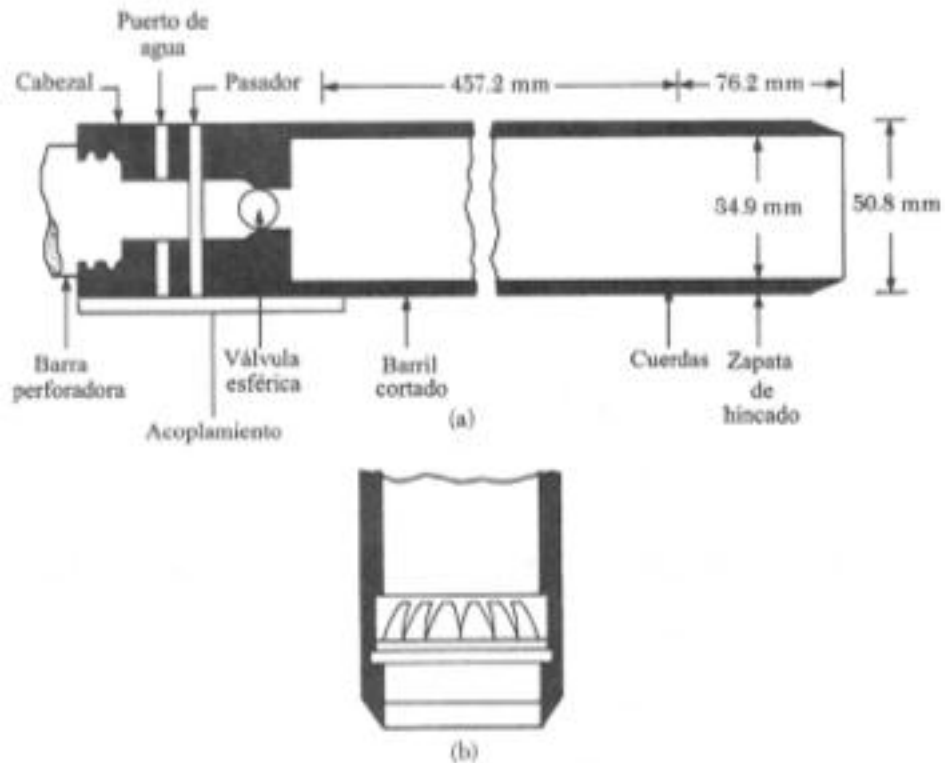
Sin embargo, las muestras inalteradas de suelo no se usan para pruebas de consolidación, permeabilidad o resistencia al corte. Para estas pruebas deben obtenerse muestras de suelo inalteradas.

2.4.1. Muestreo con tubo muestreador de media caña

Los muestreadores de media caña se usan en el campo para obtener muestras de suelo generalmente alteradas pero son aún representativas. En la figura 16a se muestra una sección de muestreador de media caña estándar, consistente en una zapata de acero para hincado, un tubo de acero cortado longitudinalmente en dos y un cople en su parte superior. El cople conecta el muestreador a la barra de perforación. El penetrómetro estándar tiene un diámetro interior de 34,93 mm y un diámetro exterior de 50,8 mm; sin embargo, se dispone también de muestreadores con diámetros interior y exterior de hasta 63,5 mm y 76,2 mm, respectivamente.

Cuando un barreno se lleva hasta una profundidad predeterminada, las herramientas de perforación se retiran y el muestreador se baja al fondo del agujero barrenado. El muestreador se hinca en el suelo con golpes de martillo en la parte superior de la varilla de perforación. El peso estándar del martinete es de 62,3 N y en cada golpe el martinete tiene una altura de caída de 762 mm.

Figura 16. (a) Penetrómetro estándar; (b) receptor de núcleos con resorte



Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 256.

El número de golpes requeridos para la penetración del muestreador de tres intervalos de 152,4 mm es registrado. El número de golpes requeridos para los dos últimos intervalos se suman para dar el número de penetración estándar a esa profundidad. A esta cifra se le llama generalmente el valor N (American Society for Testing and Materials, 1997, Designación D-1586). Luego se saca el muestreador, y la zapata y el cople también se retiran. La muestra de suelo recuperada del tubo se coloca entonces en una botella de vidrio y se transporta al laboratorio.

El grado de alteración de una muestra de suelo es usualmente expresado como:

$$A_R(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2} (100)$$

donde:

A_R = relación de área

D_o = diámetro exterior del tubo muestreador

D_i = diámetro interior del tubo muestreador

Cuando la relación de área es de 10% o menor, la muestra se considera generalmente como inalterada.

Las muestras con penetrómetro estándar se toman generalmente a intervalos de aproximadamente 1,5 m. Cuando el material encontrado en el campo es arena (particularmente arena fina debajo del nivel freático), la obtención de una muestra por medio del penetrómetro estándar resulta difícil. En tal caso, un dispositivo conocido como extractor de núcleos de resortese coloca dentro del penetrómetro estándar (figura 16b).

Además de la obtención de muestras de suelos, las pruebas de penetración estándar proporcionan varias correlaciones útiles. Por ejemplo, la consistencia de los suelos arcillosos es con frecuencia estimada con el número N de penetración estándar, como muestra la tablalll.

Sin embargo, las correlaciones para las arcillas requieren pruebas para verificar que las relaciones son válidas para el depósito de arcilla bajo consideración.

Tabla III. **Consistencia de arcillas y correlación aproximada con el número de penetración estándar N**

Número de penetración estándar, N	Consistencia	Resistencia a compresión simple, q_u (kN/m ²)
0-2	Muy blanda	0-25
2-5	Blanda	25-50
5-10	Rigidez media	50-100
10-20	Firme	100-200
20-30	Muy firme	200-400
> 30	Dura	>400

Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 257.

La literatura técnica contiene muchas correlaciones entre el número de penetración estándar y la resistencia cortante c_u no drenada de la arcilla. Con base en los resultados de pruebas triaxiales no drenadas llevadas a cabo en arcillas insensitivas, Stroud (1974)² sugirió que:

$$c_u = KN$$

Donde:

$$K = \text{constante} = 3,5 - 6,5 \text{ kN/m}^2$$

N = número de penetración estándar obtenido en el campo

El valor promedio de K es aproximadamente 4,4 kN/m². Rara y otros (1971)³ también sugirieron que:

$$c_u(\text{kN/m}^2) = 29N^{0,72}$$

² BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 258.

³ *Ibíd.*

La tasa de OCR , de un depósito natural de arcilla también es correlacionada con el número de penetración estándar. Fundamentado en el análisis de regresión de 110 puntos de una base de datos experimentales, Mayne y Kemper (1988)⁴ obtuvieron la relación:

$$OCR = 0,193 \left(\frac{N}{\sigma'_o} \right)^{0,689}$$

Donde:

σ'_o =esfuerzo efectivo vertical (MN/m²)

Es importante señalar que cualquier correlación entre c_u y N es solo aproximada. La sensibilidad S_l de suelos arcillosos juega también un rol importante en el valor real de N obtenido en campo.

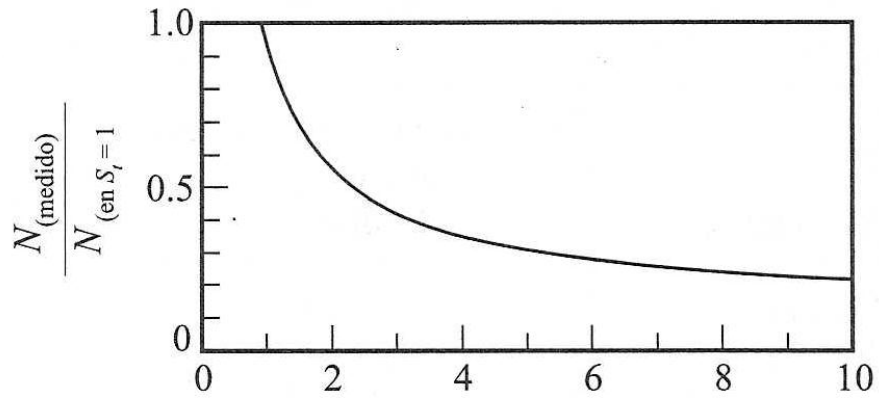
La figura 17 muestra una gráfica de $N_{(\text{medido})} / N_{(\text{en } S_t = 1)}$ versus S_t según lo predicho por Schmertmann (1975)⁵.

En suelos granulares, el valor de N es afectado por la presión efectiva de sobrecarga, Por esa razón, el valor N obtenido en una exploración de campo bajo diferentes presiones efectivas de sobrecarga debe ser cambiado para corresponder a un valor estándar de decir:

⁴ BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 258.

⁵ *Ibíd.*

Figura 17. **Variación de $N_{(\text{medido})} / N_{(\text{en } S_t = 1)}$ con S_t de arcillas (según Schmertmann, 1975)**



Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 258.

Tabla IV. **Relaciones empíricas para C_N (Nota: σ'_o está en kN/m^2)**

Fuente	C_N
Liao y Whitman (1986)	$9,78 \sqrt{\frac{1}{\sigma'_o}}$
Skempton (1986)	$\frac{2}{1 + 0.01\sigma'_o}$
Seed et al. (1975)	$1 - 1,25 \log\left(\frac{\sigma'_o}{95,6}\right)$
Peck et al. (1974)	$0,77 \log\left(\frac{1912}{\sigma'_o}\right)$
	para $\sigma'_o \geq 25 \text{ kN/m}^2$

Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 259.

$$N_{cor} = C_N N_F$$

Donde:

N_{cor} = valor N corregido a un valor estándar de σ'_o (95,6 kN/m²)

C_N = factor de corrección

N_F = valor N obtenido en campo

Varias relaciones empíricas se han propuesto para C_N y algunas se dan en la tabla IV. Las más comúnmente citadas son las dadas por Liao y Whitman (1986), y Skempton (1986)⁶.

En la tabla V se da una relación aproximada entre el número de penetración estándar corregida y la compacidad relativa de la arena. Esos valores son aproximados, principalmente porque la presión efectiva de sobrecarga y la historia del esfuerzo del suelo influyen considerablemente en los valores N_F de la arena. Un extenso estudio realizado por Marcuson y Bieganousky (1977)⁷ produjo la relación empírica:

$$C_r(\%) = 11,7 + 0,76(222N_F + 1600 - 7,68\sigma'_o - 50C_u^2)^{0.5}$$

donde:

C_r = compacidad relativa

N_F = número de penetración estándar en el campo

σ'_o = presión de sobrecarga efectiva (kN/m²)

C_u = coeficiente de uniformidad de la arena

⁶ BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 259.

⁷ *Ibíd.*

Tabla V. **Relación entre los valores N corregidos y la compacidad relativa en arenas**

Número de penetración estándar, N_{corr}	Compacidad relativa aproximada, C_r (%)
0-5	0-5
5-10	5-30
10-30	30-60
30-50	60-95

Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 259.

El ángulo pico de fricción ϕ de suelos granulares fue correlacionado con el número de penetración estándar por Peck, Hanson y Thornburn (1974)⁸. Ellos dieron una correlación entre N_{corr} y ϕ en forma gráfica, que es aproximada por (Wolff, 1989)⁹.

$$\phi \text{ (grados)} = 27,1 + 0,3 N_{cor} - 0,00054 N_{cor}^2$$

Schmertmann (1975) dio una correlación entre N_F , σ'_o y ϕ que se muestra en la figura 18. La correlación es aproximada por (Kulhawy y Mayne, 1990)¹⁰.

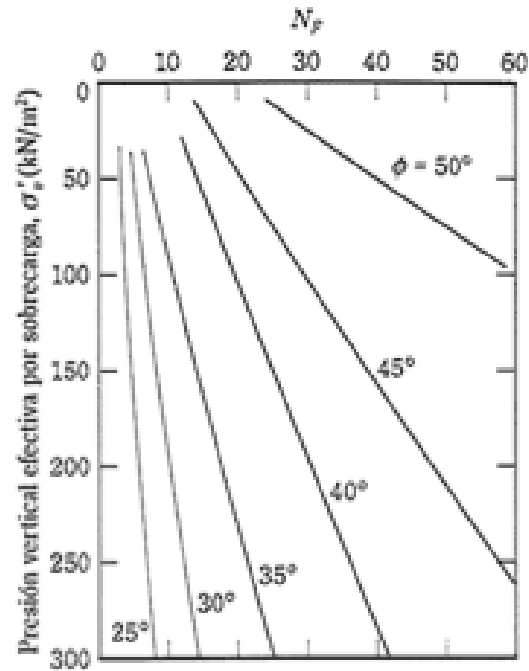
$$\phi = \tan^{-1} \left[\frac{N_F}{12 + 20,3 (\sigma'_o/p_o)} \right]^{0,34}$$

⁸ BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 260.

⁹ *Ibíd.*

¹⁰ *Ibíd.*

Figura 18. **Correlación de Shmertmann (1985) entre N_F , σ'_o y ϕ para suelos granulares**



Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. Pág. 259.

Donde:

N_F =número de penetración estándar en campo

σ'_o =presión de sobrecarga efectiva

p_a =presión atmosférica en las mismas unidades que σ'_o

ϕ =ángulo de fricción del suelo

Más recientemente, Hatanaka y Dchida (1996)¹¹dieron una simple correlación entre ϕ y N_{corr} (figura 19), que se expresa como:

$$\phi = \sqrt{20N_{corr}} + 20$$

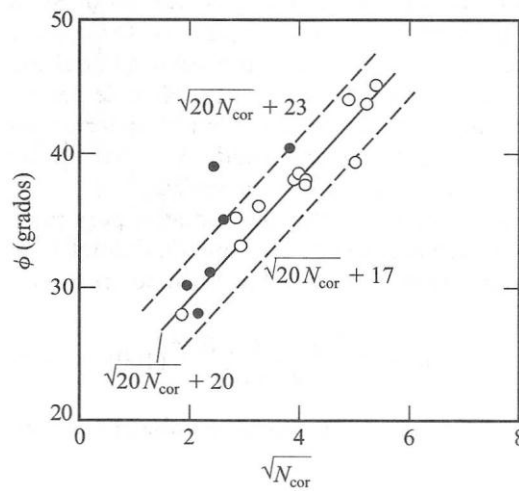
¹¹ BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 261.

Cuando los valores de la resistencia a la penetración estándar son usados en las correlaciones anteriores para estimar los parámetros del suelo, deben tenerse presentes las siguientes observaciones:

- Las ecuaciones son aproximadas y de carácter empírico.
- Debido a que el suelo no es homogéneo, los valores de N obtenidos en un barreno varían ampliamente.
- Endepósitos de suelo que contienen grandes boleos y grava, los números de penetración estándar son erráticos y de poca confianza.

Aunque aproximada, con una correcta interpretación, la prueba de penetración estándar da una buena evaluación de las propiedades de los suelos. Las principales fuentes de error en las pruebas de penetración estándar son una limpieza inadecuada del barreno, un conteo descuidado del número de golpes, un golpeteo excéntrico del martinete sobre la barra de perforar y un mantenimiento inadecuado del nivel del agua en el barren.

Figura 19. **Resultado de prueba de laboratorio de Hataka y Uchida (1996) para la correlación entre ϕ y $\sqrt{N_{corr}}$**



Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 261.

2.4.1.1. Cucharón raspador

Cuando los depósitos de suelos están constituidos por arena mezclada con guijarros (o grava fina), la obtención de muestras por medio de cuchara partida con un captador de núcleos de resorte, a veces no es posible debido a que los guijarros impiden que los resortes se cierren. Entales casos, se usa un cucharón raspador para obtener muestras inalteradas representativas (Figura 20a). El cucharón raspador tiene una punta de hincado y se une a una barra perforadora. El muestreador es hincado y girado en el suelo y el suelo lateral desprendido cae en el cucharón.

2.4.1.2. Tubo de pared delgada

Los tubos de pared delgada son llamados a veces *tubos Shelby*; están hechos de acero sin costura y se usan comúnmente para obtener muestras de suelos arcillosos inalterados. Los muestreadores de tubos de pared delgada usados comúnmente tienen diámetros exteriores de 50,8 mm y 76,2 mm. El extremo del fondo del tubo está afilado. Los tubos se unen a barras de perforación (Figura 20b). La barra de perforación con el muestreador unido es bajado al fondo de la perforación y el muestreador se hinca en el suelo. La muestra de suelo dentro del tubo es entonces extraída. Los dos extremos del muestreador son sellados y se envía al laboratorio para su análisis.

Las muestras obtenidas de esta manera se usan para pruebas de corte o de consolidación. Un tubo de pared delgada de 50,8 mm de diámetro exterior tiene un diámetro interior de aproximadamente 47,63 mm. La razón de area es:

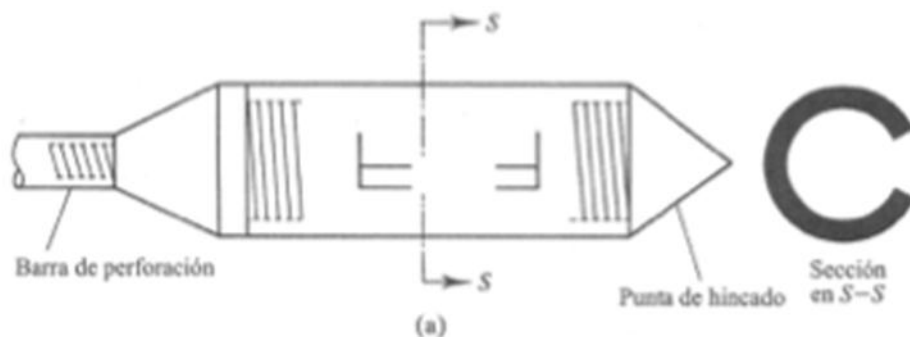
$$A_R(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2}(100) = \frac{(50,8)^2 - (47,63)^2}{(47,63)^2}(100) = 13,75$$

El incremento en los diámetros de las muestras sube el costo de obtención de estas.

2.4.1.3. Muestreador de pistón

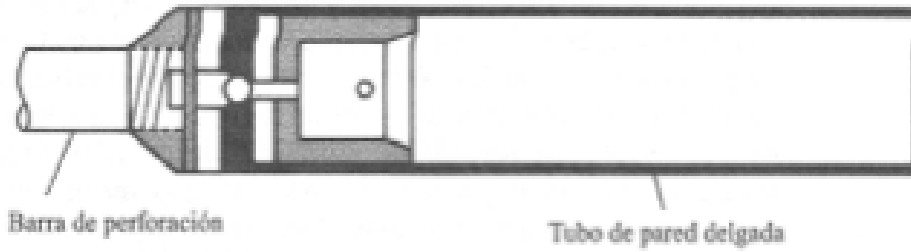
Cuando las muestras inalteradas de suelo son muy blandas o mayores que 76,2 mm de diámetro, tienden a salirse del muestreador. Los muestreadores de pistón son particularmente útiles bajo tales condiciones y existen varios tipos; sin embargo, el propuesto por Osterberg (1952)¹² es el más útil (véanse las figuras 20c y d). Consiste en un tubo de pared delgada con un pistón. Inicialmente, el pistón cierra el extremo del tubo de pared delgada. El muestreador se baja al fondo del barreno (Figura 20c) y el tubo se hinca hidráulicamente en el suelo más allá del pistón. La presión es entonces liberada a través de un agujero en la barra del pistón (Figura 20d). En gran medida, la presencia del pistón impide la distorsión de la muestra al no dejar que el suelo se aplaste muy rápidamente en el tubo muestreador y al no admitir suelo adicional. En consecuencia, las muestras obtenidas de esta manera quedan menos alteradas que las obtenidas con los tubos Shelby.

Figura 20. **Accesorios de muestreo: (a) cucharón raspador; (b) tubo de pared delgada; (c) y (d) muestreador de pistón**

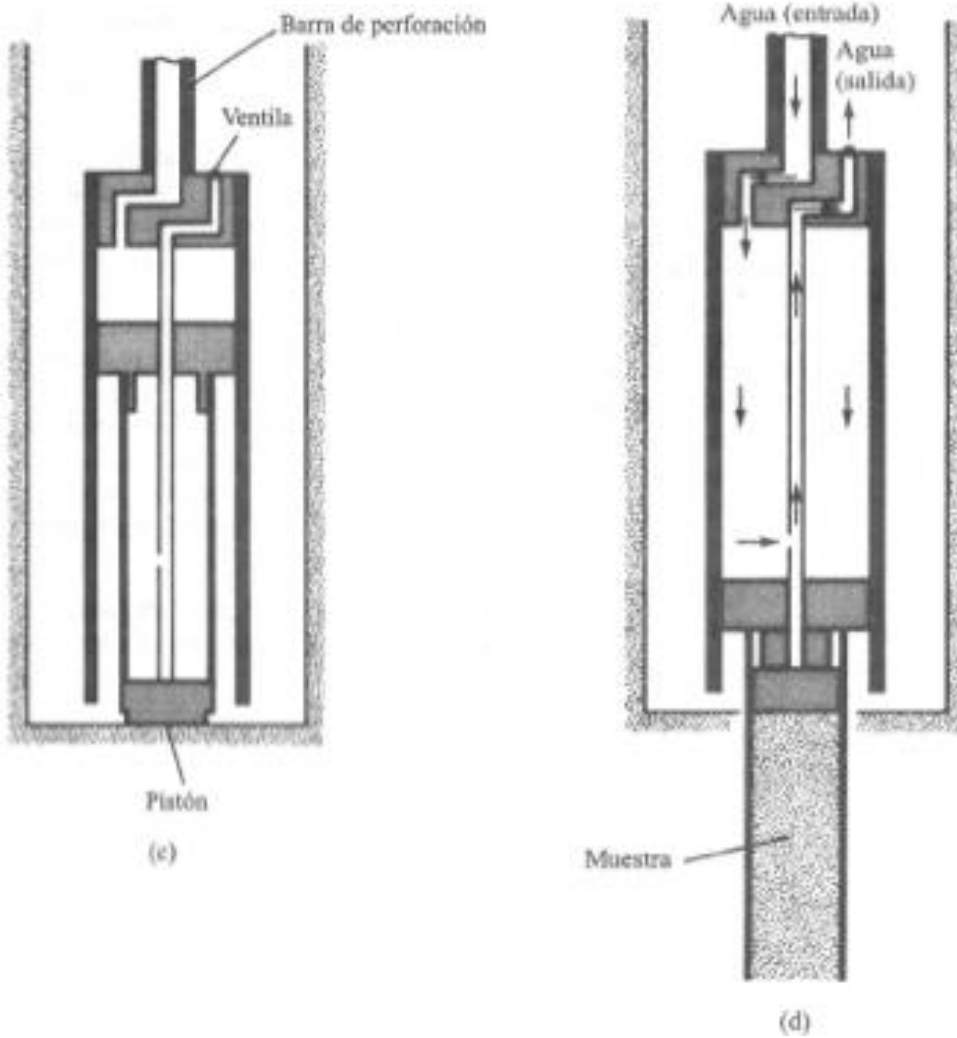


¹² BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 264.

Continuación figura 20.



(b)



Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 262 y 263.

2.4.2. Prueba de corte de veleta

La prueba de corte con veleta (ASTM D-2573) se usa durante la operación de barrenado para determinar *in situ* la resistencia de corte no drenada, c_u , de suelos arcillosos, particularmente de arcillas blandas. El aparato de corte con veleta consta de cuatro paletas en el extremo de una varilla, como muestra la figura 21. La altura h de la veleta es de dos veces su diámetro d . La veleta puede ser rectangular o ahusada (véase la figura 21). Las dimensiones de las veletas usadas en el campo están dadas en la tabla IV. Las paletas del aparato son empujadas en el suelo al fondo de un barreno sin alterar apreciablemente el suelo. Se aplica un torque en la parte superior de la barra para hacer girar las paletas con una velocidad de 0,1°/s. Esta rotación inducirá la falla en un suelo de forma cilíndrica que rodea a las paletas. Se mide el torque T máximo aplicado que causa la falla. Note que:

$$T = f(c_u, h \text{ y } d)$$

O

$$c_u = \frac{T}{K}$$

donde:

T está en N.m y c_u está en kN/m²

K = una constante cuya magnitud depende de la dimensión y forma de la veleta

$$K = \left(\frac{\pi}{10^6}\right) \left(\frac{d^2 h}{2}\right) \left(1 + \frac{d}{3h}\right)$$

donde:

d = diámetro de la veleta (cm)

h =altura medida de la veleta (cm)

Si $h/d = 2$, la ecuación da $K = 366 \times 10^{-8} d^3$ d en cm.

Las pruebas de corte con veleta en campo son moderadamente rápidas y económicas, y se usan ampliamente en programas de exploración de suelos en campo. La prueba da buenos resultados en arcillas blandas y medio firmes, y es también una excelente prueba para determinar las propiedades de las arcillas sensitivas.

Son fuentes de errores significativos en la prueba de corte con veleta en campo: una pobre calibración del torque aplicado y paletas dañadas. Otros errores pueden provocarse si la velocidad de rotación de las paletas no es controlada apropiadamente.

La resistencia cortante con veleta en campo también se correlaciona con la presión de preconsolidación y la tasa de preconsolidación de la arcilla. Usando 343 puntos de una base de datos experimentales, Mayne y Mitchell (1988) obtuvieron la siguiente relación empírica para estimar la presión de preconsolidación de un depósito natural de arcilla:

$$\sigma'_o = 7,04 [c_{u(campo)}]^{0,83}$$

donde:

σ'_o =presión de preconsolidación (kN/m²)

$c_{u(campo)}$ = resistencia al corte de veleta en campo (kNm²)

Mayne y Mitchell¹³ también mostraron que la tasa de preconsolidación (OCR) se correlaciona con $C_{u(campo)}$ por:

$$OCR = \beta \frac{C_{u(campo)}}{\sigma'_o}$$

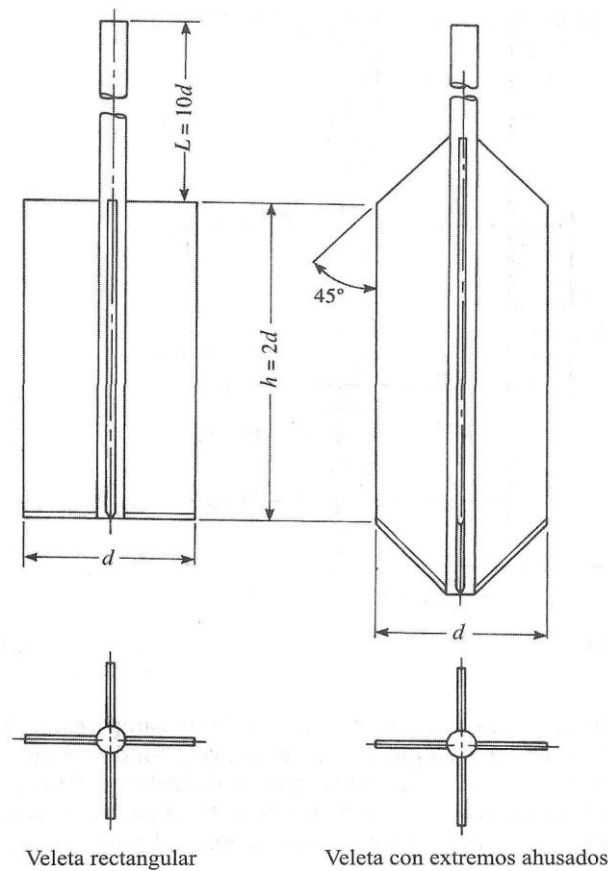
donde:

σ'_o = presión de sobrecarga efectiva

$$\beta = 22(PI)^{-4.8}$$

PI = índice de plasticidad

Figura 21. Geometría de una veleta de campo según la ASTM, 1997



Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 268.

¹³ BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 269.

Tabla VI. **Dimensiones recomendadas por la ASTM para veletas de campo**

Tamaño del Aparato	Diámetro, d (mm)	Altura, h (mm)	Espesor de la hoja (mm)	Diámetro de la barra (mm)
AX	38,1	76,2	1,6	12,7
BX	50,8	101,6	1,6	12,7
NX	63,5	127,0	3,2	12,7
101,6 mm	92,1	184,1	3,2	12,7

*La selección del tamaño de la veleta está directamente relacionada con la consistencia del suelo que se está probando; es decir, entre más blando el suelo, mayor debe de ser el diámetro de la veleta.

Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p.268.

2.4.3. Prueba de penetración de cono

La prueba de penetración de cono (CPT), conocida originalmente como la prueba de penetración de cono holandés, es un método versátil de sondeo que se usa para determinar los materiales presentes en un perfil de suelo y estimar sus propiedades ingenieriles. Esta prueba es también llamada de penetración estática y no son necesarios los barrenos para llevarla a cabo. En la versión original, un cono a 60° con área en su base de 10 cm² era empujado en el terreno a una tasa constante de aproximadamente 20 mm/s y se medía la resistencia a la penetración (llamada la resistencia de punta).

Los penetrómetros de cono actualmente en uso miden a) *la resistencia de cono, q_c* , a la penetración desarrollada por el cono, que es igual a la fuerza vertical aplicada al cono dividida entre su área horizontal proyectada y b) *la resistencia por fricción, f_c* que es la resistencia medida por un manguito situado arriba del cono con el suelo local rodeándolo. La resistencia por fricción es igual a la fuerza vertical aplicada al manguito dividido entre su área superficial, en realidad la suma de la fricción y la adhesión.

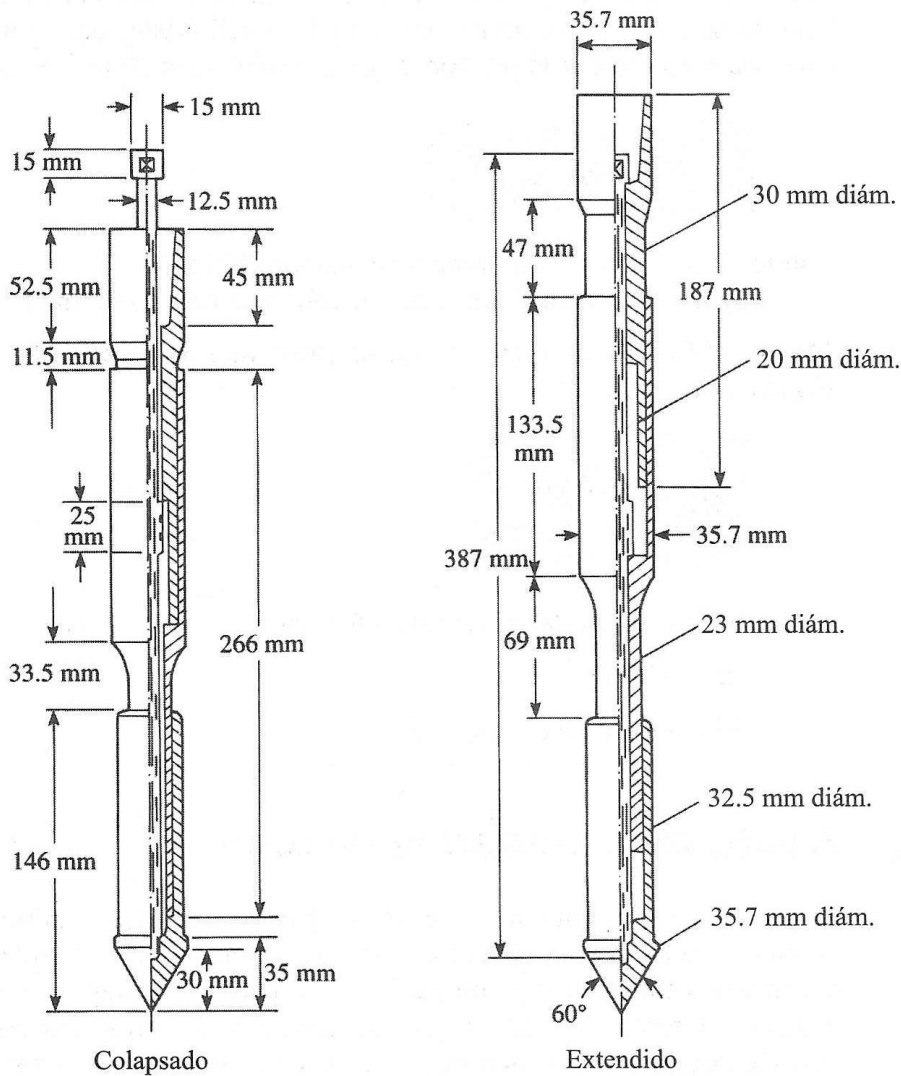
Generalmente, dos tipos de penetrómetros se usan para medir q_c y f_c .

- Penetrómetro de cono de fricción mecánica (Figura 22). En este caso, la punta del penetrómetro está conectada a un conjunto de barras internas. La punta es primero empujada aproximadamente 40 mm, dando la resistencia del cono.

Con un empuje adicional, la punta acciona la fricción del manguito.

Conforme la barra interior avanza, la fuerza en la barra es igual a la suma de la fuerza vertical sobre el cono y el manguito. Restando la fuerza sobre el cono se obtiene la resistencia lateral.

Figura 22. **Penetrómetro de cono de fricción mecánica según la ASTM, 1997**



Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 270.

- Penetrómetro de cono eléctrico de fricción (figura 23). En este caso la punta está unida a un grupo de barras de acero. La punta se empuja en el terreno a razón de 20 mmJs. Alambres de los transductores se pasan por el centro de las barras y dan en forma continua las resistencias de cono y lateral

La figura 24 muestra los resultados de pruebas de penetrómetros en un perfil de suelo con medición de la fricción por medio de un penetrómetro de cono mecánico de fricción y de un penetrómetro de cono eléctrico de fricción.

Varias correlaciones útiles para estimar las propiedades de suelos encontrados durante un programa de exploración han sido desarrolladas para la resistencia de cono, q_c , y la razón de fricción, F_r , obtenidas en las pruebas de penetración de cono. La razón de fricción F_r se define como:

$$F_r = \frac{\text{resistencia por fricción}}{\text{resistencia de cono}} = \frac{f_c}{q_c}$$

Lancellotta (1983) y Jamiolkowski y otros (1985)¹⁴ mostraron que la compacidad relativa C_r de una arena normalmente consolidada y q_c se correlacionan por:

$$C_r(\%) = A + B \log_{10} \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_o}} \right)$$

donde:

A, B = constantes

σ'_o = esfuerzo vertical efectivo

Los valores de A y B son -98 y 66, respectivamente, y q_c y σ'_o están en toneladas métricas/m².

Baldi y otros (1982), y Robertson y Campanella (1983)¹⁵, recomendaron también una relación empírica entre el esfuerzo vertical efectivo la compacidad

¹⁴ BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 271.

¹⁵ *Ibíd.* p. 272.

relativa (C_r), y q_c para arena normalmente consolidada, como muestra la figura 25.

Robertson y Campanella (1983)¹⁶ dieron una relación gráfica entre σ'_o , q_c y el ángulo de fricción pico para arena de cuarzo normalmente consolidada. La relación se expresa como (Kulhawy and Mayne, 1990)¹⁷

$$\phi = \tan^{-1} \left[0,1 + 0,38 \log \left(\frac{q_c}{\sigma'_o} \right) \right]$$

Robertson y Campanella (1983)¹⁸ también encontraron una correlación general entre q_c la tasa de fricción F_r y el tipo de suelo encontrado en el campo (figura 26).

De acuerdo con Mayne y Kemper (1988)¹⁹, en suelo arcilloso la resistencia de corte no drenada C_u , la presión de preconsolidación σ'_o y la tasa de preconsolidación se correlacionan por:

$$\frac{c_u}{\sigma'_o} = \left(\frac{q_c - \sigma_o}{\sigma'_o} \right) \frac{1}{N_K}$$

o bien,

$$c_u = \left(\frac{q_c - \sigma_o}{N_K} \right)$$

¹⁶BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 272..

¹⁷ *Ibid.*

¹⁸ *Ibid.*

¹⁹ *Ibid.*

donde:

N_K =factor de capacidad de carga ($N_K = 15$ para cono eléctrico y $N_K = 20$ para cono mecánico)

σ_o = esfuerzo vertical *total*

σ'_o = esfuerzo vertical efectivo

Unidades consistentes de c_u , σ_o , σ'_o y q_c deben usarse con la ecuación anterior.

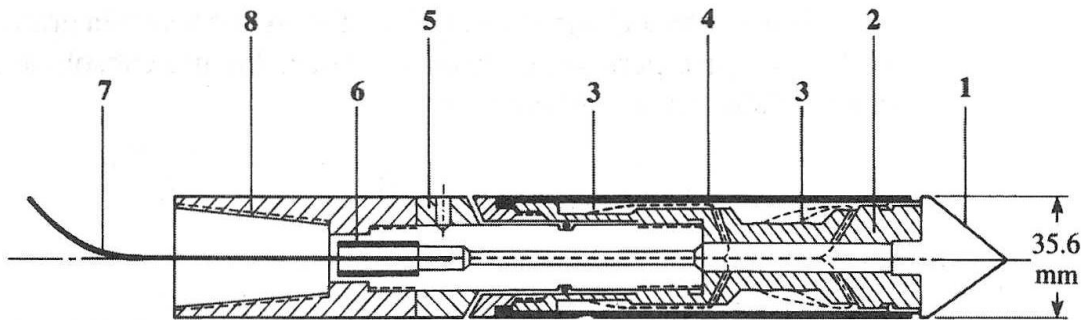
$$\begin{array}{ccc} \sigma'_o & = & 0.243(q_c)^{0,96} \\ \uparrow & & \uparrow \\ (\text{MN/m}^2) & & (\text{MN/m}^2) \end{array}$$

Y

$$OCR = 0,37 \left(\frac{q_c - \sigma_o}{\sigma'_o} \right)^{1,01}$$

donde, σ_o y σ'_o son los esfuerzos total y efectivo, respectivamente.

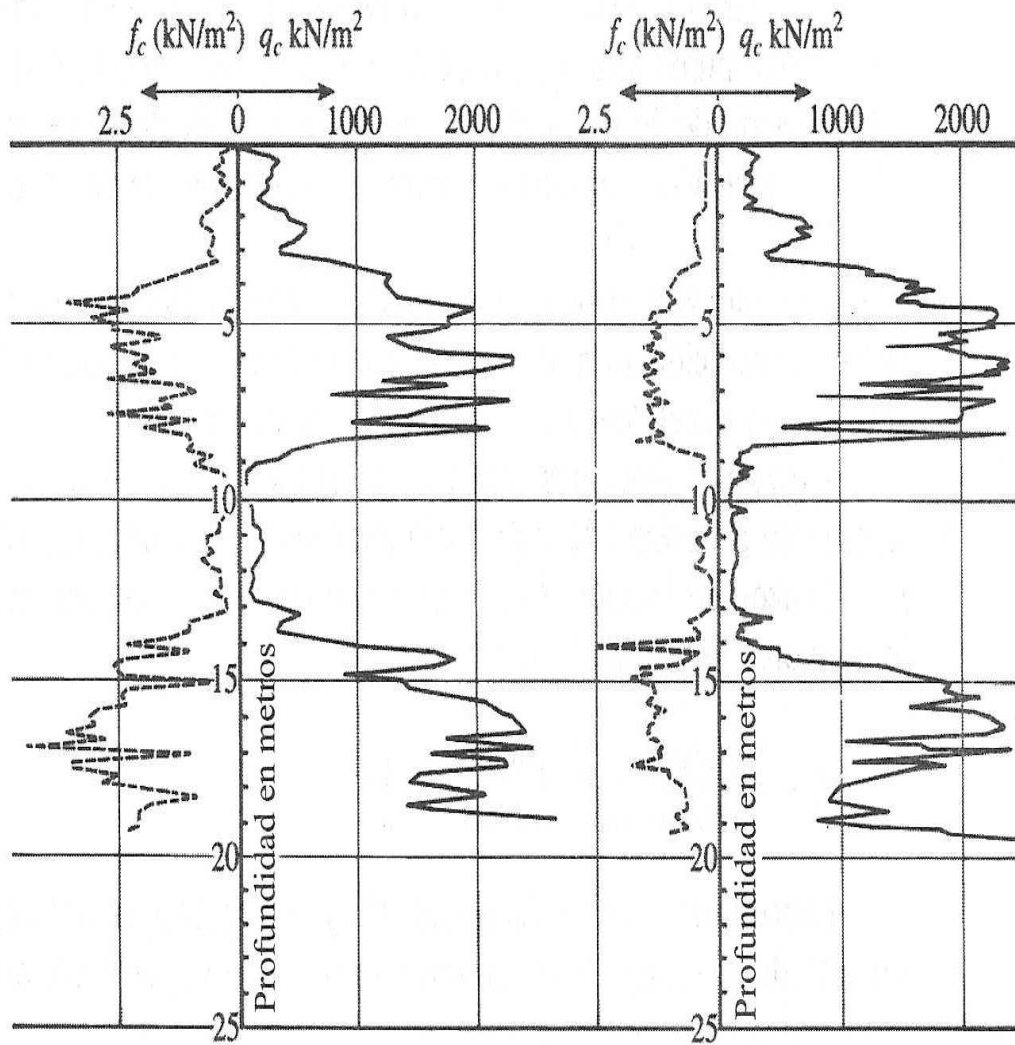
Figura 23. **Penetrómetro de cono eléctrico de fricción según la ASTM, 1997**



- 1 Punta cónica (10 cm²)
- 2 Celda de carga
- 3 Extensómetros
- 4 Manguito de fricción (150 cm²)
- 5 Anillo de ajuste
- 6 Buje impermeable
- 7 Cable
- 8 Conexión con barras

Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 271.

Figura 24. Pruebas de penetrómetros con medición de la fricción según Ruitter, 1971

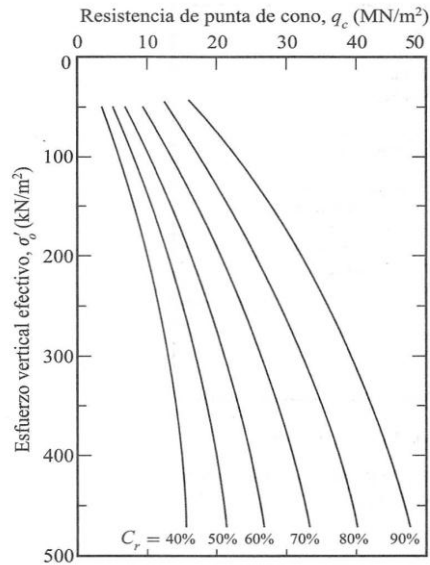


(a) Cono mecánico,
lecturas discontinuas

(b) Cono eléctrico,
registrado continuamente

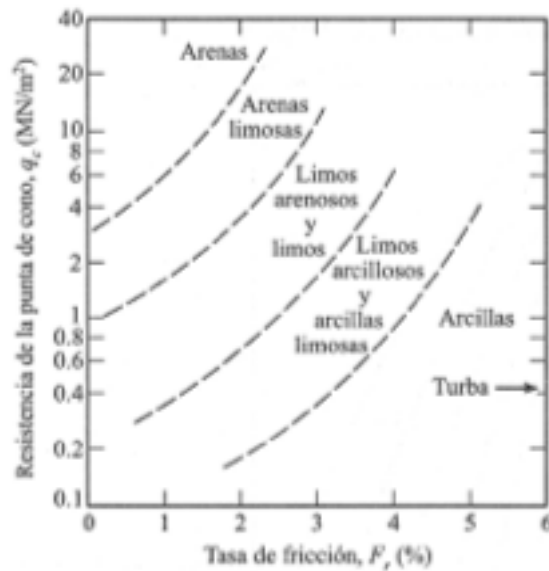
Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 272.

Figura 25. **Variación de q_c , σ'_o y C_r para arena de cuarzo normalmente consolidada según Baldi y otros, 1982, y Robertson y Campanella, 1983**



Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 273.

Figura 26. **Correlación de Robertson y Campanella 1983, para q_c , F_r y el tipo de suelo**



Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 274.

2.4.4. Prueba de presurímetro (PMT)

La prueba del presurímetro es una prueba *in situ* conducida en un barreno, originalmente desarrollada por Menard (1956)²⁰ para medir la resistencia y deformabilidad de un suelo. Ha sido adoptada por la ASTM con la Designación de Prueba 4719 y consiste esencialmente en un probador (tipo sonda) con tres celdas, de las cuales la superior y la inferior son celdas de guarda y la intermedia es la celda de medición, como muestra esquemáticamente la figura 27a. La prueba se conduce en un agujero perforado previamente, que debe tener un diámetro de entre 1.03 y 1.2 veces el diámetro nominal del probador. El probador más usado tiene un diámetro de 58 mm y una longitud de 420 mm. Las celdas del probador pueden expandirse por medio de un líquido o un gas. Las celdas de guarda son expandidas para reducir el efecto de la condición de extremo sobre la celda de medición que tiene un volumen, V_0 de 535 cm³. En la tabla VII se dan las dimensiones para el diámetro del probador y para el diámetro del barreno recomendadas por la ASTM.

Para llevar a cabo una prueba, se mide el volumen, V_0 , de la celda de medición y el probador se inserta en el barreno. Se aplica presión en incrementos y se mide la expansión volumétrica de la celda. Se continúa de esta manera hasta que el suelo falla o hasta que la presión límite de la sonda se alcanza. Se considera que el suelo ha fallado cuando el volumen total de la cavidad expandida, V , es aproximadamente dos veces el volumen de la cavidad original. Después de terminada la prueba, el probador se desinfla y se desplaza para probar en otra profundidad.

Los resultados de la prueba del presurímetro se expresan en una forma gráfica de presión versus volumen, como muestra la figura 27b. En esta, la zona

²⁰ BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 274.

I representa la porción de recarga durante la cual el suelo alrededor del barreno es vuelto a empujar a su estado inicial (es decir, al estado en que estaba antes de la perforación). La presión, P_o , representa el esfuerzo horizontal total in situ. La zona II representa una zona pseudoelástica en la que el volumen de la celda versus la presión de la misma es prácticamente lineal. La presión, p_f , representa la presión de fluencia o de flujo plástico. La zona marcada III es la zona plástica. La presión, p_l , representa la presión límite.

El módulo del presurímetro, E_p , del suelo se determina usando la teoría de la expansión de un cilindro infinitamente grueso. Se tiene entonces:

$$E_p = 2(1 + \mu)(V_o + v_m) \left(\frac{\Delta p}{\Delta v} \right)$$

donde:

$$v_m = \frac{v_o + v_f}{2}$$

$$\Delta p = p_f - p_o$$

$$\Delta v = v_f - v_o$$

μ = relación de poisson (que se supone igual a 0,33)

La presión límite, p_l generalmente se obtiene por extrapolación y no por medición directa. Para vencer la dificultad de preparar el barreno al tamaño apropiado se desarrollaron presurímetros autobarrenantes. Los detalles relativos a éstos se encuentran en el trabajo de Baguelin y otros (1978)²¹.

²¹ BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 276.

Varios investigadores desarrollaron correlaciones entre varios parámetros del suelo y los resultados obtenidos en las pruebas con presurímetros. Kulhawy y Mayne (1990)²² propusieron:

$$\sigma'_c = 0.45p_l$$

donde:

σ'_c = presión de preconsolidación.

Con base en la teoría de la expansión de cavidades, Baguelin y otros (1978)²³ propusieron la relación:

$$c_u = \frac{p_l - p_o}{N_p}$$

donde:

c_u = resistencia cortante no drenada de una arcilla y,

$$N_p = 1 + \ln\left(\frac{E_p}{3c_u}\right)$$

Los valores típicos de N_p varían entre 5 y 12 con un valor promedio de aproximadamente 8.5. Ohya y otros (1982) (véase también Kulhawy y Mayne, 1990)²⁴ correlacionaron E_p con los números de penetración N_F estándar de campo para arenas y arcillas por medio de las expresiones:

$$\text{Arcilla: } E_p(\text{kN/m}^2) = 1930 N_F^{0.63}$$

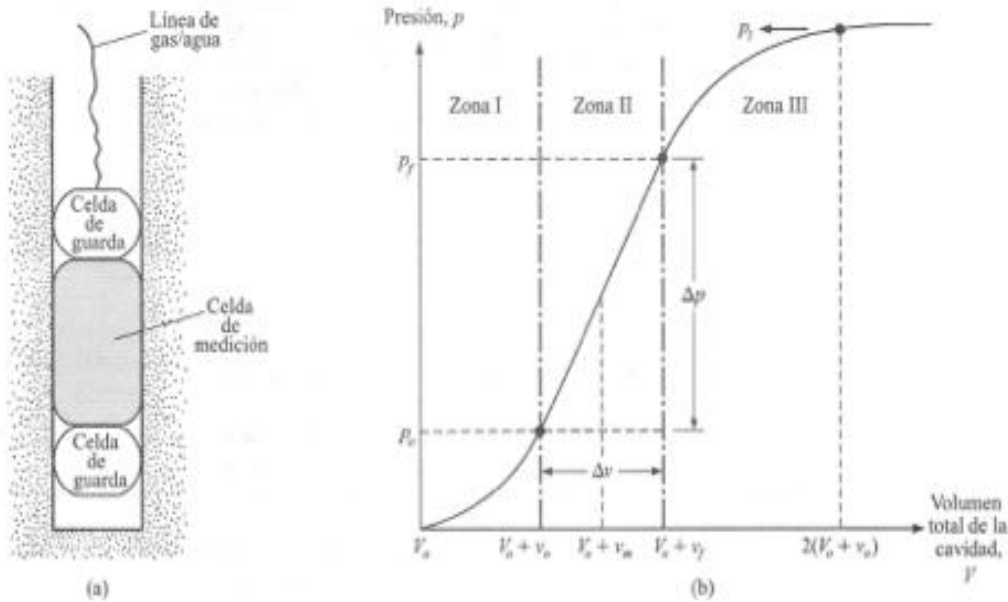
$$\text{Arcilla: } E_p(\text{kN/m}^2) = 908 N_F^{0.66}$$

²² BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 276.

²³ *Ibíd.*

²⁴ *Ibíd.*

Figura 27. (a) Presurímetro; (b) gráfica de presión versus volumen total de la cavidad



Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 275.

Tabla VII. Diámetros de la sonda y barreno para la prueba del presurímetro

Diámetro de la sonda (mm)	Diámetro del barreno	
	Nominal (mm)	Máximo (mm)
44	45	53
58	60	70
74	76	89

Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 275.

2.4.5. Prueba del dilatómetro

El uso de la prueba con el dilatómetro de placa plana es relativamente reciente (Marchetti, 1980; Schmertmann, 1986)²⁵. El equipo consiste

²⁵ BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 276.

esencialmente en una placa plana con dimensiones de 220 mm (longitud) X 95 mm (ancho) X 14 mm (espesor). Una membrana de acero, delgada, plana, circular y expandible, con diámetro de 60 mm, se localiza al ras en el centro sobre un lado de la placa (figura 28a). El dilatómetro se inserta en el terreno usando un aparejo de la prueba de penetración de cono (figura 28b). Duetos de gas y eléctricos se extienden desde la caja de control en la superficie hasta la placa a través del vástago del penetrómetro. A la profundidad requerida, se usa gas nitrógeno a alta presión para inflar la membrana. Se toman dos lecturas:

- La presión A para "levantar" la membrana.
- La presión B a la que la membrana se expande 1,1 mm hacia el suelo que la rodea.

Las lecturas A y B se corrigen como sigue (Schmertmann, 1986)²⁶:

Esfuerzo de contacto, $p_o = 1,05 (A + \Delta A - Z_m) - 0,05(B - \Delta B - Z_m)$

Esfuerzo de expansión, $p_1 = B - Z_m - \Delta B$

donde:

ΔA = presión respecto al vacío requerida para mantener la membrana en contacto con su asiento

ΔB = presión del aire requerida dentro de la membrana para desviarla hacia afuera a una expansión central de 1,1 mm

Z_m = desviación de la presión manométrica desde 0 cuando está ventilada a la presión atmosférica.

²⁶ BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 277.

La prueba se conduce normalmente a profundidades separadas entre sí 200 mm a 300 mm. El resultado de una prueba dada se usa para determinar tres parámetros:

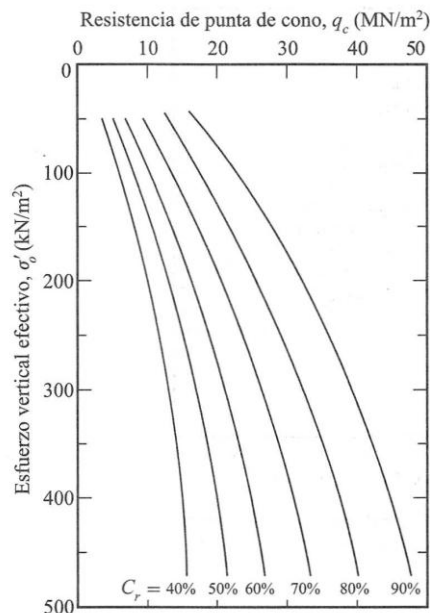
- Índice del material, $I_p = \frac{p_1 - p_o}{p_o - u_o}$
- Índice del esfuerzo horizontal, $K_D = \frac{p_o - u_o}{\sigma_o}$
- Módulo del dilatómetro, $E_D (kN/m^2) = 34,7 (p_1 \text{ kN/m}^2 - p_o \text{ kN/m}^2)$

donde:

μ_o = presión de poro del agua

σ_o = esfuerzo vertical efectivo *in situ*

Figura 28. (a) Diagrama esquemático de un dilatómetro de placa plana; (b) sonda de dilatómetro insertada en el terreno



Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 277.

2.4.6. Extracción de núcleos de roca

Cuando se encuentra una capa de roca durante una perforación, es necesario efectuar una extracción de núcleos de la misma. Para la cual un barril de extracción se une a la barra perforadora. Un trépano saca muestras se conecta al fondo del barril (figura 30). Los elementos de corte pueden ser diamante, tungsteno, carburo, etc. La tabla VIII resume varios tipos de barril y sus tamaños, así como las barras perforadoras compatibles comúnmente usadas para la exploración de las cimentaciones. El trépano avanza por perforación rotatoria. Se hace circular agua a través de la barra de perforación durante la extracción y los residuos son lavados hacia afuera.

Se dispone de dos barriles: el barril de tubo simple (figura 30a) y el barril de tubo doble (figura 30b). Los núcleos de roca obtenidos con barriles de tubo simple son sumamente alterados y fracturados debido a la torsión. Los núcleos de roca menores que el tamaño BX tienden a fracturarse durante el proceso de extracción.

Cuando las muestras se recuperan, la profundidad de recuperación debe ser apropiadamente registrada para su posterior evaluación en el laboratorio. Con base en la longitud del núcleo de roca recuperada en cada avance, las siguientes cantidades son calculadas para una evaluación general de la calidad de roca encontrada.

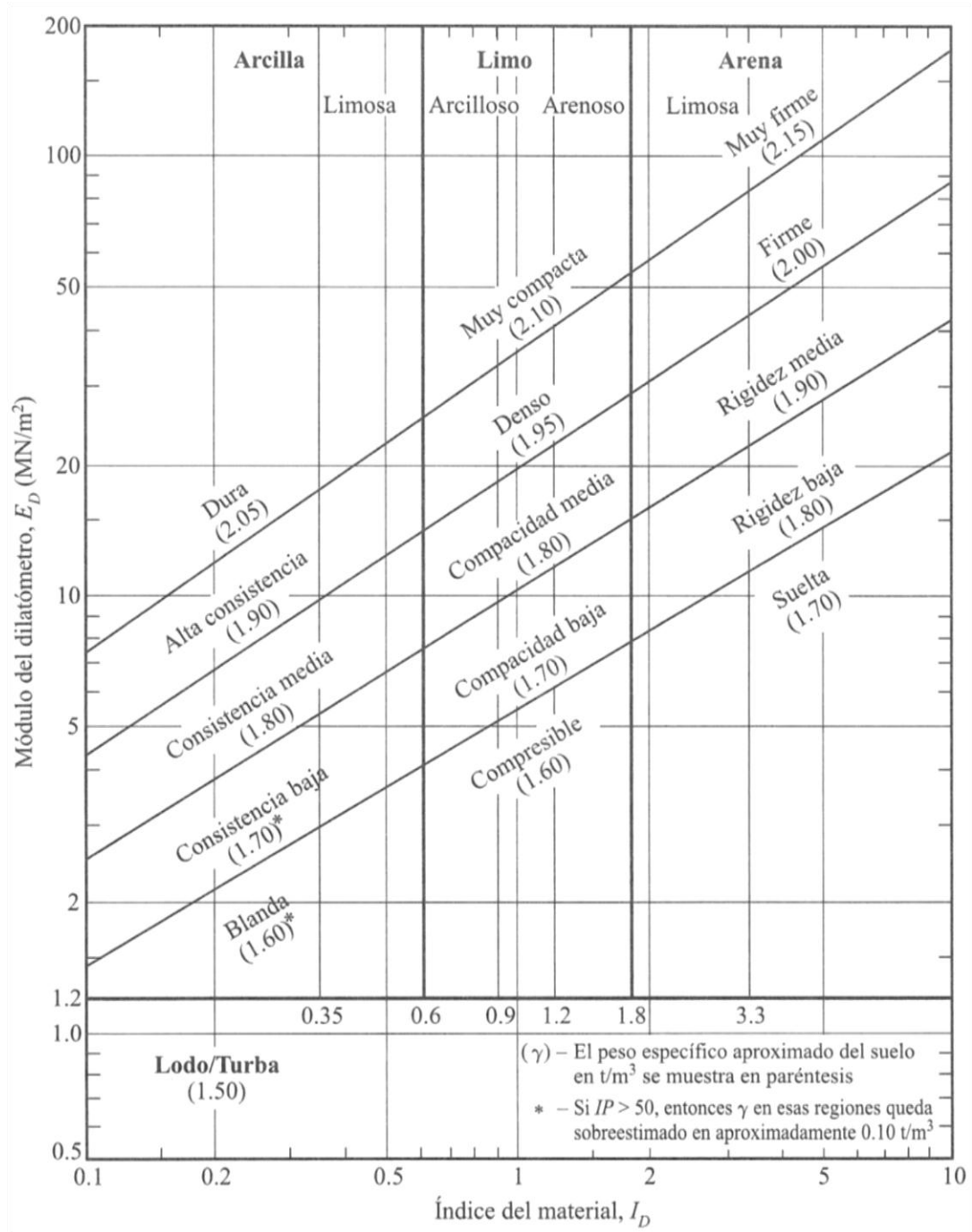
$$\text{tasa de recuperación} = \frac{\text{longitud de núcleo recuperado}}{\text{longitud teórica de núcleo recortado}}$$

$$\begin{aligned} & \text{Designación de la calidad de la roca (RQD)} \\ = & \frac{\Sigma \text{ longitud de piezas recuperadas iguales o mayores que 101.6 mm}}{\text{longitud teórica del núcleo de roca recortada}} \end{aligned}$$

Una tasa de recuperación de 1 indicará la presencia de roca intacta; para rocas altamente fracturadas, la tasa de recuperación es de 0.5 o menor. La tabla IX presenta la relación general (Deere, 1963)²⁷ entre la RQD y la calidad de la roca *in situ*.

²⁷ BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 282.

Figura 29. Carta para la determinación de la descripción del suelo y peso específico según Schmertmann, 1986. Nota: $1 \text{ t/m}^3 = 9.81 \text{ kN/m}^3$



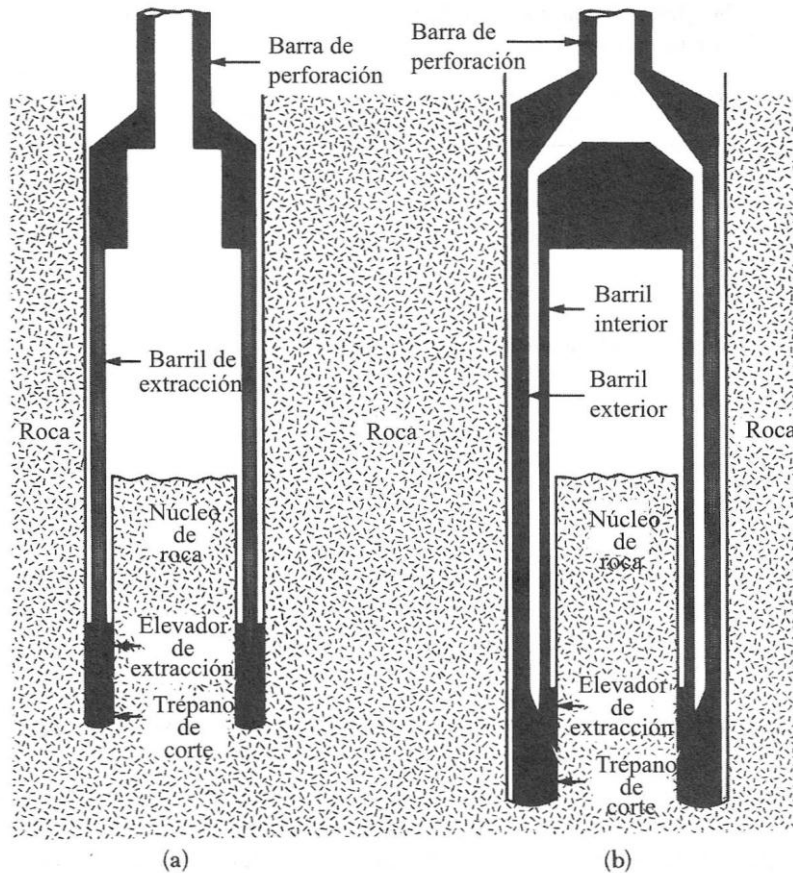
Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 280.

Tabla VIII. **Tamaño estándar y designación del aparato, barril de extracción y barra perforadora compatible**

Designación del aparato y barril de extracción	Diámetro exterior del trépano del barril de extracción (mm)	Designación de la barra de perforación	Diámetro exterior de la barra de perforación (mm)	Diámetro del barreno (mm)	Diámetro de la muestra de roca (mm)
EX	36,51	E	33,34	38,1	22,23
AX	47,63	A	41,28	50,8	28,58
BX	58,74	B	47,63	63,5	41,28
NX	74,61	N	60,33	76,2	53,98

Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 279.

Figura 30. **Extracción de núcleos de roca: (a) barril de extracción de tubo simple; (b) barril de extracción de tubo doble**



Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 281.

Tabla IX. **Relación entre la calidad de la roca *in situ* y RQD**

RQD*	Calidad de la roca
0-0,25	Muy mala
0,25-0,5	Mala
0,5-0,75	Regular
0,75-0,9	Buena
0,9-1,0	Excelente

* Designación de la calidad de la roca

Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 282.

2.4.7. Excavación de pozos a cielo abierto

Para determinar las propiedades de un suelo en laboratorio es preciso contar con muestras representativas de dicho suelo. Un muestreo adecuado y representativo es de primordial importancia, pues tiene el mismo valor que el de los ensayos en sí. A menos que la muestra obtenida sea verdaderamente representativa de los materiales que se pretende usar, cualquier análisis de la muestra sólo será aplicable a la propia muestra y no al material del cual procede, de ahí la imperiosa necesidad de que el muestreo sea efectuado por personal conocedor de su trabajo. Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas o inalteradas. Se dice que una muestra es alterada cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno donde procede, e inalterada en caso contrario.

Para obtener muestras alteradas el muestreo debe efectuarse según el fin que se persiga. Para tomar muestras individuales de un sondeo a cielo abierto (pozo de 1,50 m x 1,50 m de sección y de la profundidad requerida) se efectúa el procedimiento siguiente:

- Se rebaja la parte seca y suelta de suelo con el propósito de obtener una superficie fresca.
- Se toma una muestra de cada capa en un recipiente y se coloca una tarjeta de identificación.
- Las muestras se envían en bolsas a laboratorio.

Para tomar muestras individuales mediante perforaciones con barrena se hace lo siguiente:

- Se coloca el suelo excavado en hilera con el debido orden.
- Se toma una porción representativa de cada clase de suelo encontrado y se colocan en bolsas separadas con su identificación correspondiente.
- Las bolsas con material se envían al laboratorio.

Para tomar muestras integrales, ya sean zanjas abiertas o de cortes, se sigue el procedimiento descrito a continuación:

- Se retira la capa de despulme superficial.
- Se quita el material seco y suelto para obtener una superficie fresca de donde obtener la muestra.
- Se extiende una lona impermeable al pie del talud para recoger la muestra.
- Se excava un canal vertical de sección uniforme desde la parte superior hasta el fondo, depositando el material en la lona impermeable.
- Se escoge todo el material excavado, se coloca en una bolsa con su etiqueta de identificación y se envía a laboratorio.

Para obtener muestras inalteradas, el caso más simple corresponde al de cortar un determinado trozo de suelo del tamaño deseado (normalmente de

0,30 m x 0,30 m x 0,30 m), cubriéndolo con parafina para evitar pérdidas de humedad y empacándolo debidamente para su envío a laboratorio. A continuación se indican diferentes formas de obtener muestras inalteradas. Si desea una muestra inalterada de una superficie más o menos plana el procedimiento es el siguiente:

- Se limpia y alisa la superficie del terreno y se marca el contorno del trozo.
- Se excava una zanja alrededor de esto.
- Se profundiza la excavación y se cortan los lados del trozo empleando un cuchillo de hoja delgada.
- Se corta el trozo con el cuchillo y se retiran del hoyo.
- La cara del trozo extraído que corresponda al nivel del terreno se marca con una señal cualquiera para conocer la posición que ocupaba en el lugar de origen. Se achaflanar inmediatamente las aristas de la muestra y se le aplican tres capas de parafina caliente con una brocha.
- Si la muestra no se usará pronto, necesita una protección adicional a las tres capas de parafina ya indicadas. Esta protección consiste en envolver la muestra con una tela blanda, amarrándola con un cordel. Hecho esto se sumerge la muestra entera en parafina fundida.

Sumergiendo la muestra repetidas veces en la parafina fundida, puede alcanzar un espesor de unos 3 mm (1/8”), suficiente para garantizar su impermeabilidad.

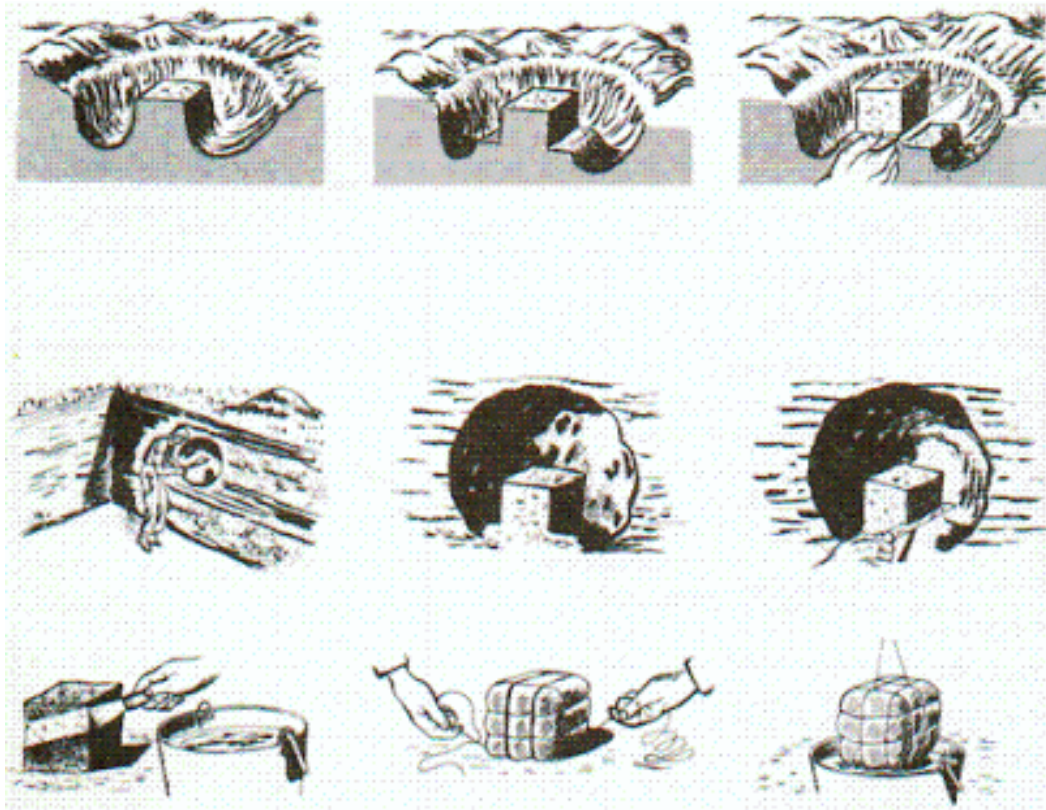
Si las muestras inalteradas necesitan ser enviadas a un laboratorio muy alejado del lugar de a su extracción, entonces necesitan aun mayor protección.

La protección mencionada consiste en recubrir la mezcla con 1,27 cm (1/2”), como mínimo, de parafina y empacarla con aserrín, paja o papel en una pequeña caja.

Para obtener una muestra inalterada de la pared de un sondeo a cielo abierto o de la pared de un corte, el procedimiento es el siguiente:

- Se limpia y alisa cuidadosamente la cara de la superficie y se marca el contorno.
- Se excava alrededor y por atrás dándole forma la trozo. Para ello se usa un cuchillo de hoja delgada.
- Se corta el trozo con el cuchillo y se retira del hoyo cuidadosamente. Se marca la parte superior.
- Se emparafina, como ya se sabe, para su traslado a laboratorio.

Figura 31. **Muestra inalterada tomada y untada en parafina**



Fuente: VILLALAZ, Crespo. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. p. 31.

3. PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

AASHTO T206-09: Standard Method for Penetration Test and Split-Barrel of Soils

ASTM D-1586-11: Standard Test Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils

3.1. Descripción del ensayo

La Prueba de Penetración Estándar (SPT) es un método esencialmente dinámico, consiste en determinar el número de golpes requeridos, para poder hincar 12 plg (30 cm) un penetrómetro muestreador estándar en el terreno. El hincado del muestreador se hace dejando caer un peso de 140 lb (63,50 kg) desde una altura de 30 plg (76,2 cm). Realmente el muestreador en total se hinca 18 plg (45 cm) en tres tandas de seis pulgadas (15 cm) cada una, pero no se consideran los golpes, para que el muestreador penetre las primeras seis pulgadas.

A estos primeros golpes se les llama hincada de asiento; de allí que solo se suma el número de golpes necesarios, para penetrar la segunda y la tercera tanda de seis pulgadas; esto si el muestreador consigue penetrar las 18 plg.

Si no penetra las 18 plg, pero penetra más de 12 plg, el número de golpes *SPT*, se considerara el que corresponda a las últimas 12 plg. Cuando el muestreador no penetra las 12 plg, se anota el número de golpes, para la penetración lograda por ejemplo, 10 golpes–2 plg (5 cm), el rechazo absoluto se

da cuando, para 50 golpes se consigue una penetración inferior a una pulgada (2,54 cm).

El muestreador es conocido como *Terzaghi* y se tiene un diámetro externo de dos pulgadas y el diámetro interno es de 1 3/8 plg. La barra utilizada para el ensayo es la denominada AW que tiene un diámetro externo igual a 1 3/4 plg (44,45 mm) y diámetro interno de 1,22 plg (31 mm); el cual pesa 13,23 lb/ml (6 kg/ml).

A diferencia de otros tipos de penetrómetros, los ensayos de penetración estándar pueden ser efectuados en forma continua o a intervalos frecuentes, por ejemplo, a cada cinco pies y por lo menos un ensayo en cada uno de los diferentes estratos del suelo, a lo largo de la profundidad de la penetración.

En los depósitos de grava suelta, el muestreador tiende a deslizarse hacia los vacíos, dando valores bajos de resistencia. La baja resistencia puede ser ocasionada por la rotación de gravas en forma redondeada, al ir penetrando el muestreador en los vacíos.

Por otra parte se puede esperar una resistencia excesiva cuando el muestreador es bloqueado por una pieza grande de grava, o bien cuando una grava obstruye el interior del muestreador; en esos casos, la curva debe ser considerada únicamente como una gruesa aproximación.

Posteriormente, investigaciones han revelado que aparte de la densidad relativa y de allí la densidad seca, el número de golpes pie de penetración, en un material arenoso uniforme y homogéneo, aumenta con la profundidad, que cerca de la superficie. La prueba de penetración estándar es básicamente un ensayo de corte y la resistencia al corte de un depósito uniforme de arena

depende del peso de la sobrecarga por ejemplo, la profundidad con respecto a la superficie.

El aumento de la humedad en una arena sin cohesión tiene un efecto ligero sobre la resistencia a la penetración, sin embargo, para un alto contenido de humedad, tiende a disminuir la resistencia a la penetración. Las arenas finas son generalmente, un excelente material de fundación, si se previenen que escapen por debajo de la fundación o que sean ligeramente cohesivas debido a alguna mezcla con arcilla, la cuenta de golpes por pie de penetración puede ser baja en estos casos.

Algunas veces la disminución en un depósito aparentemente uniforme puede ser explicada por la proximidad de tablas de agua. Arenas finas saturadas se pueden comportar como líquido bajo el golpe del martillo.

El ensayo de penetración estándar no puede ser considerado como un método muy refinado y completamente confiable en todos los casos, sin embargo, los valores del número de golpes proporcionan una indicación preliminar muy útil, de la consistencia o densidad relativa de la mayor parte de los depósitos de suelo.

En resumen, una cuenta elevada de golpes por pie de penetración, es indicativa de materiales con buenas características, para fundación y con una estructura estable, principalmente arenas gruesas. En materiales cuya estructura es alterable, como lo son las arcillas y los loes (variedad de limo, de origen eólico cuya fertilidad está vinculada a la riqueza de materiales calizos), la cuenta de golpes es indicativa de la resistencia al corte exclusivamente en el momento del ensayo de penetración estándar.

En este caso los resultados del ensayo no son aplicables a un largo período de tiempo, debido a las obvias variaciones del contenido de humedad, que alteran la estructura de tales suelos, profundidad, cambios en las propiedades físico-químicas de los minerales de arcilla.

Para estos casos, la cuenta de número de golpes se debe considerar solo como un método empírico, para estimar la calidad del subsuelo si se requiere utilizar el material como base de fundación. A pesar de todas las incertidumbres el ensayo de penetración estándar, proporciona una manera rápida y económica, para estimar si un suelo es adecuado para propósitos de cimentación de estructuras.

Este ensayo debe ser cuidadosamente ejecutado en cada estudio de fundación, excepto, desde luego en aquellos casos en los que sea evidente el tipo de suelo.

En la tabla X, se muestra las relaciones aproximadas entre el número N de la prueba de penetración, la resistencia a compresión axial no confinada, la consistencia de las arcillas, la compacidad relativa de los suelos granulares y el ángulo de fricción interna de éstos. Si las gravas, arenas o mezclas de ellas contienen menos del cinco por ciento de arena fina o limo, aumentese en cinco grados los valores del ángulo de fricción interna dados en la Tabla XI. Los valores "N" de la prueba de penetración de campo, en los materiales no cohesivos, se deben multiplicar por el factor:

$$F_c = 0,77 \log \left(\frac{20}{p_i} \right), \text{ con } p_i \text{ en } \text{kg/cm}^2$$

La fórmula no es válida, para $p_i < 0,25 \text{ kg/cm}^2$, en los materiales cohesivos "N" no se corrige.

Tabla X. **Relaciones aproximadas, para el número N de la prueba de penetración en arcillas**

N	En arcillas		Ø Ángulo de fricción interna	E kg/cm ²
	$q_u \text{ kg/cm}^2$	Descripción		
< 2	< 0,25	Muy blanda	0°	3
2 – 4	0,25 - 0,50	Blanda	0 – 2	30
4 – 8	0,50 - 1,00	Media	2 – 4	45 - 90
8 – 15	1,00 - 2,00	Compacta	4 – 6	90 - 200
15 – 30	2,00 - 4,00	Muy compacta	6 – 12	> 200
> 30	> 4,00	Dura	> 14	> 200

q_u = esfuerzo de ruptura en la prueba de compresión axial no confinada

Fuente: VILLALAZ, Crespo. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. p. 175.

Tabla XI. **Relaciones aproximadas, para el número N de la prueba de penetración en arenas**

N_{corr}	En arenas		Ø Ángulo de fricción interna	E kg/cm ²
	Compacidad relativa	Descripción		
0 – 4	0 – 15%	Muy floja	28°	100
5 – 10	16 – 35%	Floja	28 – 30	100 - 250
11 – 30	36 – 65%	Media	30 – 36	250 - 500
31 – 50	66 – 85%	Densa	36 – 41	500 - 1000
> 50	86 – 100%	Muy densa	>41	>1000

Fuente: VILLALAZ, Crespo. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. p. 175.

Cuando no se cuenta con pruebas de laboratorio que sirvan, para determinar la cohesión y el ángulo de fricción interna de los suelos, se podría emplear los valores siguientes (aproximados):

Tabla XII. **Valores aproximados del ángulo de fricción interna, para ciertos tipos de suelo**

Tipo de suelo	Ángulo de fricción interna
Limo	20°
Arena húmeda	10-15
Arena seca	30-34
Grava y arena cementadas húmedas Con cohesión $c = 0.25 \text{ kg/cm}^2$	34°

Fuente: VILLALAZ, Crespo. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. p. 175.

Aunque se denomina “estándar”, el ensayo tiene muchas variantes y fuentes de diferencia, en especial a la energía que llega al tomamuestras, entre las cuales sobresalen:

- Equipos producidos por diferentes fabricantes.
- Diferentes configuraciones del martillo de hincas, de las cuales son las más comunes el martillo anular y el martillo de seguridad.
- El control de la altura de caída la cual puede realizarse manualmente o con malacate y sogas.
- Si hay o no revestimiento interno en el tomamuestras.
- La longitud de la barra entre la cabeza de golpeo y el tomamuestras,
- El diámetro de perforación,
- La presión de confinamiento efectiva sobre el tomamuestras en el punto de ensayo.

Para todas estas variantes hay factores de corrección a la energía teórica de referencia E^* y el valor N de campo debe corregirse de la siguiente forma:

$$N_{corr} = NC_N n_1 n_2 n_3 n_4$$

Donde:

N_{corr} = valor de N corregido

N = valor de campo

C_N = factor de corrección por confinamiento efectivo

η_1 = corrección por energía del martillo ($0,45 \leq \eta_1 \leq 1$)

η_2 = corrección por longitud de la barra ($0,75 \leq \eta_2 \leq 1$)

η_3 = corrección por revestimiento interno del toma muestras ($0,8 \leq \eta_3 \leq 1$)

η_4 = corrección por diámetro de la perforación ($1 \leq \eta_4 \leq 1,15$)

3.1.1. Energía entregada al tomamuestras

De todas las correcciones señaladas anteriormente, se considera la corrección por energía la más importante y significativa. Este aspecto es muy conflictivo a raíz de las prácticas locales. Es evidente que entre la supuesta energía potencial de un martillo preparado para ser liberado en caída libre (4200 lb-in) y la energía que recibe el tomamuestras hay una importante diferencia. En principio resulta razonable suponer que diferentes tipos de liberación de energía, distintas barras de perforación y distintas cabezas de golpeo conduzcan a diferentes energías entregadas al tomamuestras propiamente dicho.

Diferentes investigaciones han llegado a conclusiones aceptables con respecto a la relación entre la energía que puede liberar un martillo en caída libre teórica y la que realmente llega al tomamuestras.

3.1.2. Relación de energía a la barra (ER)

En principio debido a la práctica normalizada de emplear un malacate para izar y liberar el martillo con la ayuda de una soga que envuelve el tambor, naturalmente genera una importante pérdida de energía respecto a la caída libre teórica.

El rendimiento del impacto sobre la cabeza de golpeo se denomina ER (relación de energía a la barra). Se ha establecido que esta relación es en EEUU y otros países de América es:

$$ER = E_i/E^* \approx 60 \%$$

Siendo:

E_i = energía real entregada a la cabeza de golpeo

E^* = energía desarrollada en caída libre teórica = 4200 lb-in

El valor de ER puede escribirse como una relación de energías cinéticas:

$$ER = (1/2 mv_m^2)/(1/2 mv_t^2) = v_m^2/v_t^2$$

Donde:

m = masa del martillo

v_m = velocidad real medida sobre la cabeza de golpeo en el instante de choque

v_t = velocidad teórica de caída libre

Claramente el número de vueltas de la soga en el tambor del malacate influye sobre E_i . En mediciones realizadas de tales velocidades utilizando dos vueltas de la soga se obtuvo:

$$v_m^2/v_t^2 = (290 \text{ cm/s})^2/(387 \text{ cm/s})^2 \approx 56 \%$$

Solo por razones de uso (martillo de seguridad) se adoptó en EEUU como energía de referencia $E_i = 60\% E^*$.

El número de golpes N con una energía $E_i = 60\%$ se denomina internacionalmente como N_{60} . Obviamente, no todos los países emplean en sus ensayos SPT una energía $E_i = 60\%E^*$ pero si es cierto que la comparación de valores suele hacerse contra N_{60} .

$$N_{60} = NC_N n_1 n_2 n_3 n_4$$

Cuando se realiza la corrección por confinamiento efectivo, la cual depende del esfuerzo vertical estandarizado a 1 atmósfera o 1 kg/cm² se denomina:

$$(N_1)_{60} = N_{60} C_N$$

donde:

$$C_N = 0,77 \log (200/p) \leq 2,0 \text{ siendo } p = \text{esfuerzo efectivo vertical en t/m}^2$$

3.2. Equipo a utilizar

- Penetrómetro muestreador estándar, diámetro de 1,5 plg.
- Martinete de 140 lb.
- Tubería de muestreo. Tubos de perforación de acero con uniones para conectar el penetrómetro muestreador de tubos partidos a la cabeza, sobre los cuales cae el martinete.

- Muestreador de madera, para colocar el suelo extraído del penetrómetro a diferentes niveles de perforación.

Figura 32. **Prueba de penetración estándar en ejecución**



Fuente: elaboración propia.

Figura 33. **Penetrómetro muestreador estándar y tubería de muestreo**



Fuente: elaboración propia.

3.3. Procedimiento para realizar la prueba

- Limpiar el área donde se va ahincar el penetrómetro muestreador.
- Ajustar cuidadosamente el muestreador al suelo y a la barragüía del peso. Las uniones no deben estar flojas, el martinete debe ser levantado por tres operarios para garantizar la altura correcta; al llegar el martinete a la altura de caída el personal debe soltar y dejar caer, sin acompañar al martinete en su caída.

Nota. Actualmente se dispone de motores a gasolina o diésel que ayudan a levantar el martinete de forma mecánica. Estos motores tienen la ventaja de ser manipulados por un sólo operario y disminuyen el riesgo de accidentes en el momento de la ejecución manual del ensayo (Figura 32). Cuando no se disponga de este recurso o el combustible sea escaso; se debe de seguir el ensayo de la forma expresada en el inciso dos.

- Se comienza a golpear la cabeza de la barra para que el muestreador penetre las primeras seis pulgadas (15 cm) en el suelo.
- A partir de este instante se cuenta el número de golpes N, necesarios para que el muestreador penetre las siguientes 12 plg (30 cm).
- Hecho lo anterior, se saca el penetrómetro muestreador y se extrae el material recogido en su interior para hacer una inspección visual del suelo. Colocar en el muestreador de madera para hacer los análisis correspondientes.
- Repetir los pasos dos, tres, cuatro y cinco; hasta que surja el rechazo absoluto, el cual se da cuando, para 50 golpes se consigue una penetración inferior a una pulgada (2,54 cm).

3.4. Uso y abusos del ensayo de penetración estándar

Las causas de error que son considerablemente más importantes que aquellos inherentes en el ensayo mismo son los que ocurren debido a un manejo inapropiado de las herramientas y el equipo al realizar el sondeo. Toma un poco de tiempo y esfuerzo limpiar adecuadamente el hoyo antes de tomar una muestra. Cuando se dejan 12 in (0,30 m) o más de sólidos asentados en el fondo de la perforación, el tomamuestras atrapa el lodo, de manera que este es comprimido cuando se hinca, incrementando el número de golpes requeridos y a menudo imposibilitando la recuperación de toda la muestra.

Los perforadores algunas veces no limpian el fondo del forro, y el hincamiento del tomamuestras puede ser iniciado estando aún está por encima del fondo del forro. Esto incrementa seriamente el número de golpes.

Ciertos tipos de equipos de perforación usan un alambre pelado en un tambor para levantar y bajar el martillo. Este procedimiento retarda la caída del

martillo, y cualquier SPT realizado de esta manera ha resultado engañoso. Por otro lado cuando se utilizan barras N que son más rígidas y pesadas, también se producen resultados de valores dudosos. Estos dos últimos ejemplos pueden afectar seriamente el número de golpes por lo cual tal práctica debe ser prohibida en la realización de sondeos, ya que no son registradas en los reportes que muestran los resultados de los sondeos.

Con frecuencia las perforaciones se realizan con equipo de barrena rotatoria. Los resultados de la SPT no se ven afectados en suelos granulares por arriba del nivel freático, y en suelos cohesivos que no son lo suficientemente blandos como para comprimirse. No obstante, si el diámetro del hoyo excede las 4 in (0,10 m), un forro de 2 1/2 in (0,06 m) debe ser insertado, y la operación de muestreo deberá ser conducida a través del forro.

Un examen visual y físico de las muestras, junto con un conocimiento del número de golpes del tomamuestras que fueron requeridos para cada muestra, proporciona las bases para el discernimiento de características tales como densidad relativa, peso volumétrico seco, relación de vacíos y ángulo de fricción interna. Estas determinaciones son, por supuesto, aproximaciones, pero con experiencia el rango de aproximación puede ser reducido. La SPT es útil determinar la capacidad de soporte admisible supuesta establecida en el Reglamento Estructural de Panamá 2004; consecuentemente, el dimensionamiento de los cimientos es a menudo confirmado con la SPT.

En suelos granulares el número de golpes es idéntico para todas las muestras en una formación. Probablemente, la causa más frecuente de una dispersión amplia de los resultados de los ensayos surge cuando la grava se encuentra esparcida a través de todo el depósito. Cuando el tomamuestras encuentra grava demasiado grande para pasar por la abertura, golpes

adicionales son necesarios para hincarla. En tales casos, es prudente elegir el número más bajo de golpes registrados en la formación para evaluar su densidad. En arenas muy finas y limos orgánicos por arriba del nivel freático, la prueba de penetración puede ser engañosa.

Debido al uso de agua en la operación de perforación, la formación puede ser suavizada y aflojada de manera que los golpes en el tomamuestras sean engañosamente bajos comparados con la densidad real de la formación.

3.5. Factores importantes que afectan los resultados del ensayo de penetración estándar

- Limpieza inadecuada del hoyo.
- Variaciones de la altura exacta de caída de 30 in (0,76 m) del martillo.
- Utilización de barras más pesadas que las de 1 in (0,025 m), tubos extra heavy o barras A.
- Longitud extrema de las barras de perforación (más de 175 pies).
- Interferencia en la caída libre del martillo por cualquier causa.
- Utilización de un peso de 140 lb (63,5 kg) sin amortiguador de madera, bloque o guía para la barra.
- Utilización de un peso deslizante que puede golpear la cabeza de golpeo excéntricamente.
- Hincado excesivo del tomamuestras antes del conteo de los golpes.
- Descuido al asentar el tomamuestras sobre material no alterado.
- Hincado del tomamuestras por encima del fondo del forro.
- Negligencia en el conteo de los golpes en la medición de la penetración.

3.6. Determinación del valor N de diseño

Existen diferentes criterios para elegir el valor del número de golpes de diseño. A continuación se presentan los criterios más comunes:

- Debe calcularse para cada sondeo el promedio de los valores de N, y el valor más pequeño obtenido de estos promedios debe usarse para determinar la capacidad de soporte admisible del suelo o utilizarse para correlacionar indirectamente una propiedad índice o de resistencia del suelo.
- Cuando existan suficientes valores confiables de la penetración estándar, aplicar estadísticos, como el promedio aritmético, promedio ponderado, mediana, desviación estándar, coeficiente de variación y rango; presentando los resultados basado en un intervalo de confianza de la media muestra.

3.7. Aplicabilidad de los resultados del ensayo de penetración estándar

En este medio la mayor aplicabilidad de los resultados del ensayo de penetración estándar es en la determinación de la capacidad de soporte admisible del suelo. Aunque originalmente tal aplicabilidad fue derivada para suelos granulares se ha estado utilizando para suelos cohesivos. La ecuación más utilizada para determinar la capacidad de soporte admisible (q_a) de un suelo es la presentada por Peck, Hanson & Thornburn (1974)²⁸:

$$q_a(\text{kg/m}^2) = 1000 N \text{ debiéndose introducir el valor de } N = N_{\text{campo}} C_N$$

²⁸ VILLALAZ, Crespo. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. p. 175.

En esta expresión sólo se considera la corrección por confinamiento efectivo, se considera además un asentamiento total de 1 in (0,025 m) y que el nivel freático se encuentra a gran profundidad.

Otra ecuación para determinar la capacidad de soporte admisible es la presentada por Meyerhof (1974) y modificada por Bowles (1996)²⁹:

$$q_a \text{ (KPa)} = N/F_1 K_d \text{ para cimientos menores de 4 pies (1,20 m)}$$

$$q_a \text{ (KPa)} = N (B+F_3) K_d/F_2 \text{ para cimientos mayores de 4 pies (1,20 m)}$$

donde:

$$K_d = 1 + 0,33 (D_f/B) \leq 1,33;$$

D_f = profundidad de desplante,

B = dimensión menor del cimiento. Se introducirá $N = N_{55}$ por lo que será necesario realizar las correcciones correspondientes al valor N de campo.

3.8. Ejemplo ilustrativo

La empresa SPT PERFORACIONES., realizó la Prueba de Penetración Estándar *SPT* (Sondeo Dinámico), para la construcción de una bodega. El terreno está ubicado en la zona 5 de la ciudad de Guatemala.

- De la Prueba de Penetración Estándar se obtiene la tablaLXXIII:

²⁹ VILLALAZ, Crespo. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. p. 175.

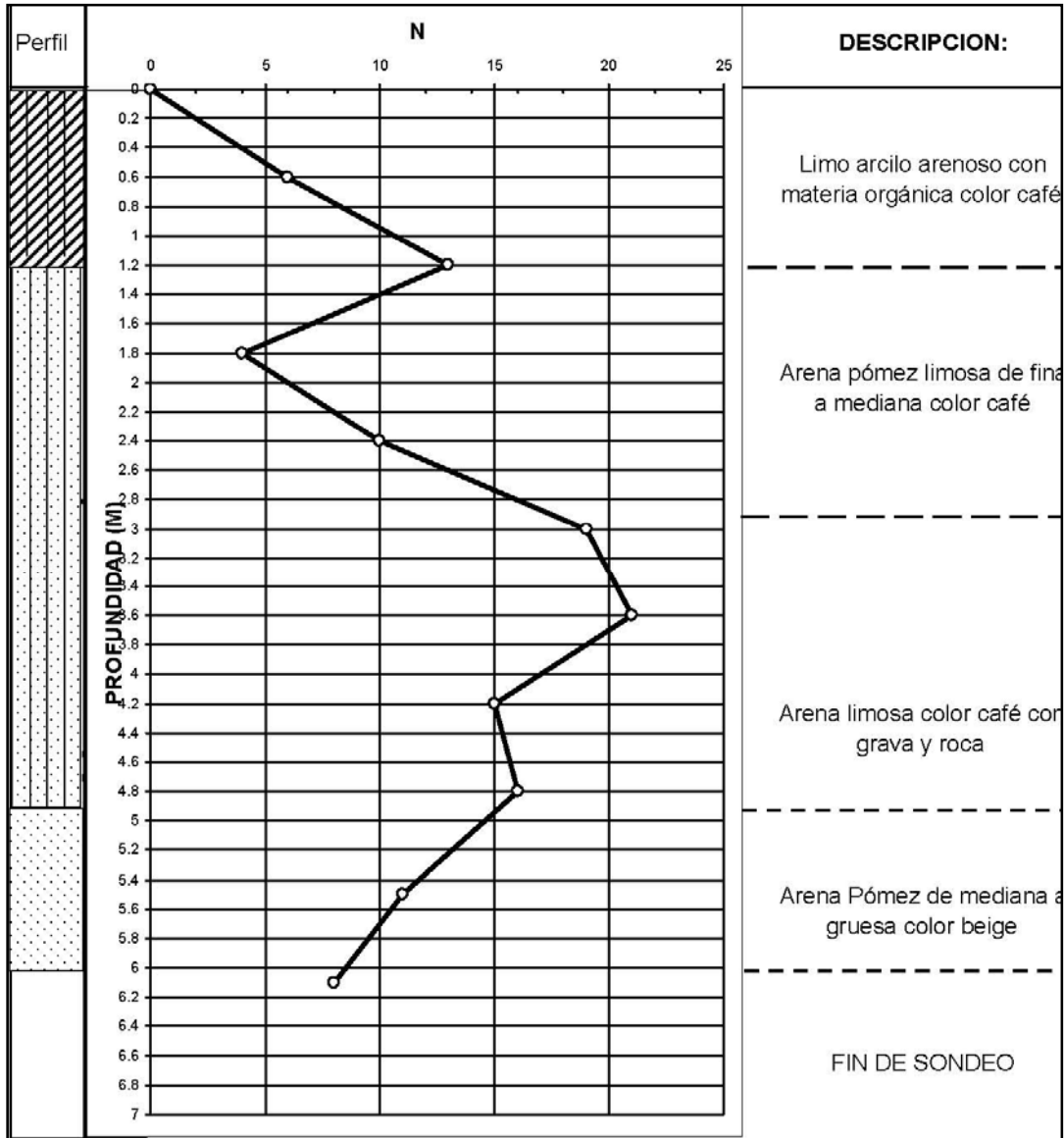
Tabla XIII. **Datos del ensayo de penetración estándar**

Profundidad (Pies)	Profundidad (Metros)	N Número de golpes	Descripción del material
0 – 2	0,60	6	Limo arcillo arenoso con materia orgánica color café
2 - 4	1,20	13	
4 – 6	1,80	4	Arena pómez limosa de fina a mediana color café
6 – 8	2,40	10	
8 – 10	3,00	19	
10 – 12	3,60	21	Arena limosa color café con grava y roca
12 – 14	4,20	15	
14 – 16	4,80	16	
16 – 18	5,50	11	Arena pómez de mediana a gruesa color beige
18 - 20	6,10	8	

Fuente: elaboración propia con base a resultados del ensayo.

- Dibujar el perfil estratigráfico, según el material que se extrajo del muestreador. En una hoja de Excel o en papel milimetrado, colocar en el eje de las ordenadas la profundidad en metros y en el eje de las abscisas el número de golpes “N” (figura 34).

Figura 34. Perfil estratigráfico, para el ensayo de penetración estándar



Fuente: elaboración propia con base a resultados del ensayo.

4. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS SUELOS

4.1. Plasticidad

La consistencia es el grado de cohesión que tienen las partículas de los suelos arcillosos, estos pueden tener diferentes grados de cohesión dependiendo de la cantidad de agua que contengan, esto da lugar a los estados de consistencia. Las partículas de una arcilla muy seca pueden estar tan estables como las de un ladrillo, con plasticidad nula y estas mismas partículas con gran contenido de agua pueden presentar las propiedades de un lodo semilíquido o inclusive, las de una suspensión líquida.

Debido a lo anterior, los límites de Atterberg límites de consistencia se basan en el concepto de que los suelos finos, presentes en la naturaleza, pueden encontrarse en diferentes estados, dependiendo del contenido de agua.

Así un suelo se puede encontrar en un estado sólido, semisólido, plástico, semilíquido y líquido. La arcilla por ejemplo, al agregarle agua, pasa gradualmente del estado sólido al estado plástico y finalmente al estado líquido.

El contenido de agua con que se produce el cambio de estado varía de un suelo a otro y en Mecánica de Suelos interesa fundamentalmente conocer el rango de humedades, para el cual el suelo presenta un comportamiento plástico, es decir, acepta deformaciones sin romperse (plasticidad), es decir, la propiedad que tienen algunos suelos de deformarse sin agrietarse, ni producir rebote elástico. El método usado para medir estos límites de humedad fue

ideado por Atterberga principios del siglo XX, a través de dos ensayos que definen los límites del estado plástico.

Los límites de Atterbergson propiedades índices de los suelos con que se definen la plasticidad y se utilizan en la identificación y clasificación de un suelo. Atterbergdividió y consideró tres límites o estados de consistencia: el límite de contracción que es la frontera convencional entre el estado sólido y semisólido, el límite plástico que es la frontera entre los estados semisólido y plástico; y el límite líquido que se define como la frontera entre estado plástico y semilíquido. También se denomina al límite líquido como la frontera entre el estado plástico y líquido.

Sólido	Semisólido	Plástico	Semilíquido	Líquido
LÍMITE DE CONTRACCIÓN		LÍMITE PLÁSTICO		LÍMITE LÍQUIDO

En los granos gruesos de los suelos, las fuerzas de gravitación predomina fuertemente sobre cualquiera otra fuerza; por ello, todas las partículas gruesas tienen un comportamiento similar.

En los suelos de granos muy finos, sin embargo fuerzas de otros tipos ejercen acción importantísima; ello es debido a que en estos granos, la relación de área–volumen alcanza valores de consideración y fuerzas electromagnéticas desarrolladas en la superficie de los compuestos minerales cobran significación.

Los límites de Atterberg y los índices asociados resultan muy útiles para la identificación y clasificación de suelos (AASHTO y SUCS). Frecuentemente los límites se utilizan directamente en las especificaciones para controlar los suelos que se utilizarán en terraplenes y en métodos semiempíricos de proyecto.

4.1.1. Determinación del límite líquido (LL)

AASHTO T089-02: Standard Method of Test for Determining the Liquid Limit of Soils

ASTM D423-66 (1982): Method of Test for Liquid Limit of Soils

4.1.1.1. Descripción del ensayo

El límite líquido está definido, como el contenido de humedad en el cual una masa de suelo se encuentra entre el estado plástico para pasar al estado líquido o semilíquido, en donde el suelo toma las propiedades y apariencias de una suspensión.

Puesto que no existe una separación muy clara entre los estados de consistencia semilíquido, plástico y semisólido, se ha ideado el procedimiento estándar para la determinación de este límite; el cual se denomina “método mecánico” el que ideó *Casagrande* y también denominado “Copa de *Casagrande*”.

El dispositivo o aparato diseñado por *Arthur Casagrande*, ha eliminado en su mayoría la influencia del factor personal en dicha prueba, el cual es una copa esférica con un radio interior de 54 mm, espesor de dos milímetros y peso de 200,20 g incluyendo el tacón los cuáles giran en torno a un eje fijo unido a la base. *Casagrande* (1932), determinó que el límite líquido es una medida de resistencia al corte del suelo a un determinado contenido de humedad y que cada golpe necesario para cerrar el surco, corresponde a un esfuerzo cortante cercano a 1 g/cm². El límite líquido puede utilizarse para estimar asentamiento en problemas de consolidación y en conjunto con el límite plástico algunas veces pueden predecir la máxima densidad en estudios de compactación.

Para controlar la velocidad de golpeado de la copa, se debe rotar la manivela a una velocidad aproximadamente de 120 revoluciones por minuto o sea a una tasa de 120 golpes por minuto. La norma *ASTM* para esta prueba estipula el uso de agua destilada para la preparación de la muestra. Sin embargo, la mayoría de los laboratorios utilizan el agua común con resultados satisfactorios.

Algunas variables afectan el resultado de la prueba del límite líquido o el número de golpes requeridos para cerrar la ranura-patrón en la longitud mencionada, entre ellas están:

- Tamaño de la masa de suelo contenido en la copa (espesor y cantidad).
- Velocidad a la cual se le dan los golpes (debería ser 120 revoluciones por minuto).
- Tiempo de reposo del suelo en la cazuela antes de comenzar la cuenta de golpes y estado de limpieza de la cazuela antes de colocar la pasta de suelo para el ensayo.
- Humedad del laboratorio y rapidez con la cual se hace el ensayo.
- Tipo de material utilizado como base del aparato o sea superficie contra la cual se debe golpear la cazuela (comúnmente se utiliza caucho duro).
- Ajuste o calibración de la altura de caída de la copa (debe ser exactamente 1 cm).
- Tipo de herramienta utilizada para hacer la ranura (bien la recomendada por la *ASTM* o la llamada tipo *Casagrande*)
- Condición general del aparato del límite líquido (pasadores desgastados, conexiones que no estén firmemente apretadas).

Para corregir errores y descartar algunas de las variables mencionadas se deben verificar periódicamente los aspectos siguientes:

- Que no se produzca juego lateral de la cazuela por desgaste del pasador que la sostiene.
- Que los tornillos que conectan la cazuela con el apoyo estén apretados.
- Que el desgaste de la taza no sobrepase la tolerancia especificada.
- Que el desgaste de la base no exceda de 0,1 mm de profundidad. Cuando suceda esto, debe pulirse nuevamente verificando que se mantiene la resiliencia.
- Que el desgaste de los soportes no llegue al punto de quedar apoyados en sus tornillos de fijación.
- Que el desgaste del ranurador no sobrepase las tolerancias dimensionales.
- Previo a cada ensayo se verificará que la cazuela y la base estén limpias y secas.

Las variables anteriores pueden ser todas controladas por el operador. El límite líquido (w_L) es también afectado significativamente por el tipo de suelo y otros factores adicionales. Para intentar reducir estas variables en el ensayo, se ha desarrollado y utilizado una herramienta patrón para hacer la ranura, propuesta por la *ASTM*. Otra herramienta fue desarrollada por *Casagrande* (1932). Esta herramienta tiene la ventaja de permitir un mejor control de la profundidad de la pasta de suelo en la copa.

La herramienta de la *ASTM* es mejor para suelos con bajo límite líquido, como materiales arenosos y limosos en los cuáles es generalmente, difícil hacer la ranura.

Para estos suelos, sería incluso necesario formar parcialmente la ranura con la ayuda de la espátula. Después la ranura puede ser mejorada adecuadamente utilizando cualquiera de los ranuradores patrón.

En general, la prueba consiste en determinar el número de golpes necesarios para cerrar la ranura hecha en una muestra de suelo, con tres o más diferentes contenidos de agua. Se ha encontrado empíricamente que si se hace un gráfico en el cual se represente el contenido de humedad en una escala aritmética contra la variación del número de golpes necesario para cerrar la ranura en una escala semilogarítmica, el lugar geométrico de los puntos resultantes insinúa una variación de comportamiento lineal.

Con este fenómeno establecido, se vuelve relativamente sencillo establecer el contenido de humedad en el límite líquido de una forma indirecta. Como el gráfico semilogarítmico de contenido de humedad contra logaritmo del número de golpes es una línea recta, la ecuación de esta línea se puede representar en la forma general:

$$W = -F \log(N) \pm C$$

Hacer el desarrollo de la ecuación conlleva tiempo y un gran número de ensayos de límite líquido, la Estación Experimental de Hidrovías (*Waterways Experimental Station, Vicksburg Miss*), en 1949 concluyó sobre el análisis de 767 ensayos, que el límite líquido puede establecerse a partir de un sólo ensayo utilizando la siguiente ecuación:

$$W_L = W_N \left(\frac{N}{25} \right)^{\text{tag } \beta}$$

Donde:

W_N = contenido de humedad al número de golpes N obtenido en el ensayo.

β = pendiente de la recta en el gráfico semilogarítmico W versus Log N.

Para esta serie de valores de límite líquido, se encontró que $\tan\beta = 0,121$ resultó ser una buena aproximación, de donde se puede expresar la ecuación como:

$$W_L = W_N \left(\frac{N}{25} \right)^{0,121}$$

El valor de 0,121 no es para todos los suelos; sin embargo se puede generalmente, obtener buenos resultados a partir de la expresión anterior, si el contenido de humedad W_N utilizado en la fórmula se determina para un número N de golpes entre 20 y 30. En la práctica resulta complicado realizar el cálculo para obtener el valor del límite líquido con la ecuación anterior; por lo que se ha denotado a la constante K como:

$$K = \left(\frac{N}{25} \right)^{0,121}$$

Tabla XIV. **Valores de K para diferentes número de golpes**

N	K	N	K
15	0,9401	26	1,0048
16	0,9474	27	1,0094
17	0,9544	28	1,0138
18	0,9610	29	1,0181
19	0,9673	30	1,0223
20	0,9734	31	1,0264
21	0,9791	32	1,0303
22	0,9847	33	1,0342
23	0,9900	34	1,0379
24	0,9951	35	1,0416
25	1,0000	36	1,0451

Fuente: elaboración propia con base a resultados del ensayo.

4.1.1.2. Equipo a utilizar

- Copa de *Casagrande* (ASTM D4318), copa esférica con un radio interior de 54 mm, espesor de 2 mm y peso de 200,20 g incluyendo el tacón los cuáles giran en torno a un eje fijo unido a la base.
- Ranurador, combinación de acanalador y calibre, con borde contrario al acanalador de 1 cm².
- Tamiz No. 40.
- Cazuela de porcelana y apisonador.
- Recipientes para muestra de contenido de humedad.
- Balanza con precisión de 0,01 g.
- Espátula con hoja flexible de, aproximadamente, 75 mm de largo y 20 mm de ancho.
- Probeta con una capacidad de 25 cm³.
- Horno capaz de mantener temperatura constante de 105°C.

Figura 35. **Copa de Casagrande ASTM D4318**



Fuente: ELE International. *Testing Equipment for Construction Materials*.p. 147.

Figura 36. **Cazuela de porcelana y apisonador**



Fuente: ELE International. *Testing Equipment for Construction Materials*.p. 149.

Figura 37. **Probeta y pipeta para proveer cantidades controladas de agua**



Fuente: ELE International. *Testing Equipment for Construction Materials*.p. 148.

Figura 38. **Espátula con hoja flexible para alisar la muestra en la copa**



Fuente: ELE International. *Testing Equipment for Construction Materials*.p. 32.

4.1.1.3. Procedimiento para realizar la prueba

- Colocar el aparato de límite líquido o copa de *Casagrande* sobre una base firme y horizontal; para verificar la calibración de la copa. Ajustar la altura de la caída de la copa haciendo girar la manivela hasta que la taza se eleve a su mayor altura. Utilizando el calibrador de un centímetro, adosado al ranurador, se verifica que la distancia entre el punto de percusión y la base sea de un centímetro exactamente. De ser necesario, se aflojan los tornillos de fijación y se mueve el ajuste hasta obtener la altura de caída requerida. Si el ajuste es correcto se escuchará un ligero campanileo producido por la leva al golpear el tope de la taza; si la taza se levanta por sobre el calibre o ningún sonido se escucha debe realizarse un nuevo ajuste.
- La muestra de ensayo debe ser igual o mayor que 100 g y pasar completamente por el tamiz No. 40 (malla de 0,5 mm); obtenido de acuerdo con la norma *AASHTO T87*. Si la muestra contiene partículas de mayor tamaño, se deben eliminar.
- Extraer, por cuarteo, una muestra representativa de un tamaño que asegure una masa mínima de ensayo de 160 g de material. Luego se procede a agregar agua cuando sea necesario, revolver la muestra hasta obtener una pasta semilíquida homogénea.
- Se deja un tiempo de curado para que la fase líquida y sólida se mezclen homogéneamente. Esto depende del grado de plasticidad del suelo, para la cual existe la siguiente clasificación: suelos de alta plasticidad ≥ 24 h, suelos de plasticidad media ≥ 12 h, suelos de baja plasticidad ≥ 1 h.
- El límite líquido, se determina considerando que el suelo remoldeado a la humedad de límite líquido ($\%H_{LL}$), tiene una pequeña resistencia al corte de aproximadamente $0,02 \text{ kg/cm}^2$; de tal modo que la muestra

remoldeada necesita 25 golpes para cerrar dos secciones de una pasta de suelo de dimensiones especiadas por norma.

- Luego, colocan aproximadamente entre 50 y 70 g de muestra (pasta de suelo), en la copa y se extiende con la espátula de hoja flexible para evitar la incorporación de burbujas de aire. Encerrar y nivelar a una altura de un centímetro en el punto de mayor profundidad de la copa.

Nota. El nivelado a un centímetro implica un volumen de material aproximado de 16 cm^3 y una longitud de surco, medida sobre la superficie nivelada de 63 mm.

- Reincorporar el material sobrante a la cazuela de porcelana y usando el ranurador, separar la mezcla depositada en la copa de la máquina en dos mitades, según el eje de simetría de la copa, entonces, queda; una ranura de un centímetro a lo largo de 13 mm aproximadamente. Para una arcilla el surco se puede hacer de una sola vez, los limos pueden exigir dos o tres pasadas suaves antes de completarlo.
- Girar la manivela levantando y dejando caer la copa desde una altura de un centímetro a razón de dos golpes por segundo hasta que las paredes del surco sufran un cierre de un centímetro después de 25 golpes. Si el cierre del surco es irregular, descártelo.
- Retirar a aproximadamente 10 g de material que se junta en el fondo del surco, en un recipiente pesado con anterioridad depositar el material extraído y determinar su humedad (%H). Transferir el material sobrante desde la copa hasta la cazuela, donde se tiene el total de la mezcla homogénea. Limpiar y secar la copa de la máquina y el ranurador.
- Repetir todo el ensayo, con el mismo material, por lo menos dos pruebas adicionales para tener suficiente información que permita formar el gráfico con una abscisa semilogarítmica, en la cual se ubicará el número

de golpes; y en la ordenada una escala aritmética donde se ubica el porcentaje de humedad (%H).

- Los puntos obtenidos tienden a alinearse sobre una recta, lo que permite la determinación de la ordenada para la abscisa $N = 25$ golpes. Y este porcentaje de humedad se denomina como límite líquido.
- Como alternativa para determinar el contenido de humedad correspondiente al límite líquido, se pueden utilizar los datos de la Tabla XIV donde se requiere el número de golpes N para determinar el valor K , el cual debe ser multiplicado por la humedad correspondiente determinada en laboratorio.

Figura 39. Pasos en el ensayo de límite líquido



(a) Suelo colocado en la copa

(b) Muestra de suelo con la ranura hecha utilizando el ranurador

(c) Ranura de 1 cm de ancho y 13 mm de largo



(d) Muestra para contenido de humedad tomada de la zona de cierre de la ranura

Fuente: elaboración propia.

4.1.2. Determinación del límite plástico (LP)

AASHTO T090-00: Standard Method of Test for Determining the Plastic Limit and Plasticity index of Soils

ASTM D424-54 (1982): Standard Method of Test for Plastic Limit

4.1.2.1. Descripción del ensayo

El límite plástico está definido como el contenido de humedad, en el cual una masa de suelo se encuentra entre el estado semisólido y el estado plástico. En el estado semisólido el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado y en el estado plástico el suelo se comporta plásticamente. Arbitrariamente, también se define como el contenido de humedad del suelo al cual un cilindro se rompe o se agrieta, cuando se enrolla a un diámetro aproximado de tres milímetros (1/8 plg), al rodarse con la palma de la mano sobre una superficie lisa.

Esta prueba es muy subjetiva (depende del operador) que el ensayo del límite líquido pues la definición del agrietamiento del cilindro de suelo así como el diámetro de tres milímetros están sujetos a la interpretación del operador. El diámetro del cilindro de suelo puede establecerse por comparación con un alambre común o de soldadura del mismo diámetro. Con la práctica, se encuentra que diferentes laboratorios pueden reproducir los valores del límite plástico sobre el mismo suelo dentro de un rango del uno al tres por ciento.

4.1.2.2. Equipo a utilizar

- Plato de evaporación de porcelana, con un diámetro de aproximadamente 120 mm.

- Espátula con una hoja flexible de aproximadamente 75 mm de largo y 20 mm de ancho.
- Placa de vidrio esmerilado de 20x20 cm, aproximadamente.
- Cazuela para secado.
- Recipientes para muestra de contenido de humedad.
- Balanza con precisión de 0,01 g.
- Probeta con una capacidad de 25 cm³.
- Horno capaz de mantener temperatura constante de 105°C.
- Patrón de comparación, alambre o plástico de 3 mm.
- Tamiz No. 40 *ASTM*.

Figura 40. **Equipo para determinación de límite plástico**



Fuente: ELE International. *Testing Equipment for Construction Materials*.p. 32.

4.1.2.3. Procedimiento para realizar la prueba

- La muestra necesaria para realizar este ensayo debe tener un peso aproximado de 20 g y pasar completamente por el tamiz No. 40 *ASTM*(0,5 mm).

- Tomar la muestra de ensaye del material completamente homogeneizado que pasa por el tamiz No. 40, colocar en el plato de evaporación y mezclar completamente con agua destilada (como se dijo en el capítulo anterior, el agua común brinda muy buenos resultados para este tipo de ensayos), mediante la espátula hasta que la pasta se vuelva suficientemente plástica para moldearla como una esfera.
- Curar la muestra durante el tiempo necesario para que las fases líquida y sólida se mezclen homogéneamente.

Nota. En suelos de alta plasticidad este plazo no debe ser menor que 24 h. En suelos de baja plasticidad este plazo puede ser mucho menor y en ciertos casos puede eliminarse.

- Tomar una porción de la muestra de ensayo acondicionada, de aproximadamente un centímetro cúbico.
- Amasar la muestra entre las manos y luego hacerla rodar con la palma de la mano sobre la placa de vidrio hasta conformar un cilindro de tres milímetros de diámetro aproximadamente, conformar dicho cilindro solo con el peso de la mano.
- Cuando el cilindro alcance un diámetro de aproximadamente tres milímetros, doblar, amasar nuevamente y volver a conformar el cilindro.
- Repetir la operación hasta que el cilindro se disgregue al llegar a un diámetro de aproximadamente tres milímetros, en trozos de orden de 0,5 a un centímetro de largo y no pueda ser reamasado ni reconstruido.
- Repetir las etapas anteriores con dos porciones más de la muestra de ensaye, hasta obtener un número considerable de cilindros (de 15 a 20).
- Reunir las fracciones del cilindro disgregado y colocarlas en un recipiente (tarro). Para determinar y registrar su humedad la cual será el porcentaje de humedad que corresponde al límite plástico.

- La falla o agrietamiento del cilindro se puede definir de las siguientes maneras; simplemente por separación en pequeños pedazos, por desprendimiento de escamas de forma tubular desde dentro hacia fuera del cilindro de suelo, o por pedacitos en forma de barril de seis a ocho centímetros de largo.

Figura 41. **Cilindro de suelo obtenido en el ensayo de límite plástico**



Fuente: elaboración propia.

4.1.3. Índices de consistencia

De los ensayos de los límites de consistencia (LL y LP) y del gráfico del límite líquido (porcentaje de humedad versus número de golpes), se pueden determinar varios índices de suma importancia en la clasificación de los suelos.

4.1.3.1. Índice de plasticidad (IP)

Numéricamente es la diferencia entre el límite líquido (LL) y el límite plástico (LP). El cual representa la variación de humedad que puede tener un suelo que se conserva en estado plástico. Tanto el límite líquido como el límite plástico dependen de la calidad y tipo de arcilla presente en la muestra, sin embargo el índice de plasticidad depende generalmente, de la cantidad de arcilla en el suelo.

$$IP = LL - LP$$

Atterberg clasificó el IP en diferentes secciones, que varía de cero hasta 17, en los cuales los suelos se comportan de acuerdo con la magnitud del índice de plasticidad, es decir, que se muestra un indicativo para razonar cómo trabaja el suelo en el terreno.

Tabla XV. **Clasificación de los suelos según su índice plástico (IP)**

Si $IP = 0$	Si no es posible determinar uno de los dos límites (LL o LP), o si la diferencia es negativa (IP), el suelo se clasifica como No Plástico (NP).
Si $IP < 7$	El suelo tiene una baja plasticidad
Si $7 < IP < 17$	El suelo es medianamente plástico
Si $IP > 17$	Suelo altamente plástico

Fuente: BOWLES, Joseph E. *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*. p. 21.

4.1.3.2. Índice de consistencia relativa (CR)

Se calcula en función de los límites de consistencia de los suelos cohesivos, de la siguiente forma:

$$CR = \frac{LL - W_n}{IP}$$

Donde:

W_n = humedad del suelo en estado natural.

Si resulta negativo, o sea cuando la humedad del suelo es mayor que su límite líquido, el amasado del suelo lo transforma en un barro viscoso, perjudicial para cualquier construcción o edificación. Por lo tanto, se dedujo que el esfuerzo de corte de un suelo crece a medida que la consistencia relativa varía de cero a uno.

4.1.3.3. Índice de liquidez (IL)

Se calcula con base a los límites de consistencia con la siguiente fórmula:

$$IL = \frac{W_n - LP}{IP}$$

En los suelos plásticos, el índice de liquidez es indicativo de los esfuerzos a los cuáles los mismos han sido sometidos. Si el valor del índice de liquidez es cercano a cero, se considera el suelo como preconsolidado y sí, es cercano a uno, es normalmente consolidado.

4.1.3.4. Número de actividad (A)

Término que se aplica a los suelos plásticos que están propensos a padecer cambios de volumen en presencia de diferentes contenidos de humedad. Dicho número de actividad es definido como:

$$A = \frac{IP}{\% a 0,002 \text{ mm}}$$

Donde:

% a 0,002 mm = porcentaje en peso de las partículas con diámetro equivalente menor de 0,002 mm

Tabla XVI. **Actividad de la arcilla en función del número de actividad (A)**

A < 0,75	Arcilla relativamente inactiva
0,75 < A < 1,50	Arcilla con actividad normal
A > 1,50	Arcilla progresivamente más activa

Fuente: BOWLES, Joseph E. *Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil*. p. 22.

4.1.3.5. Índice de tenacidad (I_t)

La tenacidad se define como el esfuerzo cortante de una arcilla en el límite plástico. La tenacidad de las arcillas de igual índice plástico es inversamente proporcional al índice de fluidez y directamente proporcional al índice plástico.

$$I_t = \frac{IP}{LL}$$

Los límites de consistencia y los índices de consistencia sirven principalmente para determinar separaciones marcadas entre distintos tipos de suelo. Se basan en ellas en la granulometría para diferenciarlos.

4.2. Granulometría

La variedad en el tamaño de las partículas del suelo, casi es ilimitada. Por definición, los granos de mayor tamaño son los que se pueden mover con gran facilidad, mientras que los más finos son tan pequeños que no se puede apreciar con un microscopio corriente. Las partículas producidas por la meteorización mecánica rara vez son de diámetro inferior a 0,001 mm y generalmente, son mucho mayores. Para clasificar por tamaño de partículas gruesas, el procedimiento más expedito es el del tamizado. Sin embargo, al aumentar la finura de las partículas, el tamizado se hace cada vez más difícil, entonces, se debe recurrir al procedimiento de sedimentación.

La información obtenida del análisis granulométrico puede en ocasiones utilizarse para predecir movimientos del agua a través del suelo, aún cuando los ensayos de permeabilidad se utilizan más comúnmente. El análisis granulométrico es un intento de determinar las proporciones relativas de los diferentes tamaños de grano presentes en una masa de suelo dada. Obviamente para obtener un resultado satisfactorio la muestra debe ser estadísticamente representativa de la masa de suelo.

Para lograr esto se obtiene la cantidad de material que pasa a través de un tamiz con una malla dada pero que es retenido en un siguiente tamiz, cuya malla tiene diámetros ligeramente menores a la del anterior. Es evidente que el material retenido de esta forma en cualquier tamiz consiste en partículas de muchos tamaños, los cuáles son menores al tamaño de la malla anterior a la que pasó.

Los bastidores de los tamices son de bronce centrifugado o de acero inoxidable con bordes laminados, fondos extendidos para que se adapten a

todos los armazones, recipientes o fondos separadores del mismo diámetro. Esto permite que se puedan apilar. Los tamices de bronce son más económicos; los tamices de acero inoxidable son de más larga duración, con una malla resistente al pandeo.

El número del tamiz, los micrones, la apertura nominal en milímetros y pulgadas están escritos en una placa de metal permanente pegada en cada tamiz. Todos los tamices cumplen con la norma ASTM E11; AASHTO M92.

Tabla XVII. **Tamaño patrón de tamices tipo USA**

Abertura en mm	USA standard ASTM E 11-61	Número mesh de Tyler (mesh/in.)	British standard (mesh/in.)
0,037	400	400	—
0,044	325	325	—
0,045	—	—	350
0,053	270	270	300
0,063	230	250	240
0,074	200	200	—
0,075	—	—	200
0,088	170	170	—
0,090	—	—	170
0,105	140	150	150
0,125	120	115	120
0,149	100	100	—
0,150	—	—	100
0,177	80	80	—
0,180	—	—	85
0,210	70	65	72
0,250	60	60	60
0,297	50	48	—
0,300	—	—	52
0,354	45	42	—
0,355	—	—	44
0,420	40	35	35
0,500	35	32	30
0,595	30	28	—
0,600	—	—	25
0,707	25	24	—
0,710	—	—	22
0,841	20	20	—
1,00	18	16	16
1,19	16	14	—
1,20	—	—	14
1,41	14	12	—
1,68	12	10	10
2,00	10	9	8

Fuente: ELE International. *Testing Equipment for Construction Materials*.p. 127.

Todos los sistemas de clasificación utilizan el tamiz No. 200 como punto divisorio. Las clasificaciones se basan generalmente, en términos de la cantidad retenida o la cantidad que pasa a través del tamiz No. 200. Ocasionalmente es deseable conocer la escala aproximada de partículas de suelo menores que el tamiz No. 200. Para este caso, el método del hidrómetro es el más utilizado.

4.2.1. Análisis granulométrico –método mecánico–

AASHTO T087-86: Standard Method of Test for Dry Preparation of Disturbed Soil and Soil-Aggregate Samples for Test

ASTM D421-98: Standard Practice for Dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants

AASHTO T088-00: Standard Method of Test for Particle Size Analysis of Soils

ASTM D422-02: Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils

4.2.1.1. Descripción del ensayo

Según sean las características de los materiales finos de la muestra, el análisis por tamices se hace con la muestra entera, o bien, lavado. Si la necesidad del lavado no se puede determinar por examen visual, se seca a estufa una pequeña porción húmeda de material y luego se examina su resistencia en seco, rompiéndola entre los dedos. Si se puede romper fácilmente y el material fino se pulveriza bajo la presión de los mismos, entonces el análisis con tamices, se puede efectuar sin previo lavado.

El proceso de tamizado no provee información sobre la forma de los granos de suelo, es decir si son angulares o redondeados. Solamente brinda información sobre los granos que pueden pasar, o qué orientación adecuada

pasa, a través de una malla de abertura rectangular de cierto tamaño. La información del análisis granulométrico se presenta en forma de curva para; comparar suelos y visualizar fácilmente la distribución de los tamaños de grano presentes y cómo una masa de suelo típica puede tener partículas que varíen entre tamaños de dos milímetros y 0,075 mm las más pequeñas.

Lo anterior repercute en utilizar una escala muy grande para dar el mismo peso y precisión de lectura a todas las medidas. Por eso es necesario recurrir a una representación logarítmica para los tamaños de partícula. Los procedimientos patrones utilizan el porcentaje que pasa como la ordenada en la escala natural de la curva de distribución granulométrica. Es evidente que una curva de distribución solo puede aproximar la situación real, esto se debe a las razones consideradas anteriormente, incluyendo las limitaciones físicas para obtener muestras estadísticamente representativas, la presencia de grumos en el suelo, la limitación práctica impuesta por la utilización de mallas de forma regular para medir partículas de suelo de forma irregular y número limitado de tamices utilizable en el análisis.

A partir de la curva de distribución granulométrica, se pueden obtener diámetros característicos como el D_{10} , D_{85} , D_{60} , etc. La letra D se refiere al tamaño del grano o diámetro aparente, de la partícula de suelo y el subíndice (10, 85, 60) denota el porcentaje de material más fino. Por ejemplo, $D_{10} = 0,15$ mm, significa que el 10% de los granos de la muestra son menores en diámetro que 0,15 mm; el diámetro D_{10} es llamado "tamaño efectivo de un suelo".

Una indicación de la variación o rango del tamaño de los granos presentes en la muestra se obtiene mediante el Coeficiente de uniformidad C_u , definido como:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Un valor grande de este parámetro, indica que los diámetros D_{60} y D_{10} , difieren en tamaño apreciablemente.

No asegura sin embargo, que no exista un vacío de gradación, como el que se presenta cuando faltan por completo o solamente existe una muy pequeña cantidad de diámetros de un determinado tamaño.

El “Coeficiente de curvatura” C_c , es una medida de la forma de la curva entre el D_{60} y D_{10} , y se define de la siguiente forma:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60}D_{10}}$$

Valores de C_c muy diferentes de uno indican que falta una serie de diámetros entre los tamaños correspondientes al D_{60} y D_{10} . Los diámetros correspondientes al D_{15} y al D_{85} pueden utilizarse para determinar la capacidad del suelo para ser utilizado en diseño de filtros para una presa o para recubrir los agujeros de tubería perforada como sistema de sub-drenaje dentro de un suelo.

4.2.1.2. Equipo a utilizar

- Juego de tamices (1 1/2”, 3/4”, No. 4, No. 10, No. 40, No. 200 y fondo); de arriba hacia abajo en ese orden.
- Máquina tamizadora.

- Balanza de 20 kg de capacidad y aproximación de 1 g o una de 35 lb de capacidad y aproximación de 0,01 lb.
- Martillo, formón, cepillo.

Figura 42. **Máquina tamizadora con juego de tamices**



Fuente: ELE International. *Testing Equipment for Construction Materials*.p. 126.

Figura 43. **Tamices tipo U.S. Standard**



Fuente: ELE International. *Testing Equipment for Construction Materials*.p. 127.

Figura 44. **Juego de tamices para lavado**



Fuente: ELE International. *Testing Equipment for Construction Materials*.p. 128.

4.2.1.3. Procedimiento para realizar la prueba –con lavado–

- Obtener una muestra representativa del suelo (mayor a 500 g, pero muestras mayores son estadísticamente más representativas), colocar en el horno para que el contenido de humedad que exista desaparezca.
- Sacar la muestra del horno y colocarlo en el tamiz No. 200 de lavado. Lavar cuidadosamente el material a través del tamiz utilizando agua común, hasta que el agua que pasa a través del tamiz mantenga su transparencia. Es necesario ser cuidadoso en este proceso para evitar daños en el tamiz y la pérdida de suelo que eventualmente pueda salpicar fuera del tamiz.
- Verter cuidadosamente el residuo, con ayuda de agua, en un recipiente de secado y permitir por un período de tiempo suficiente hasta lograr que el agua en la parte superficial de la suspensión se vuelva transparente.

Botar tanto como se pueda de esta agua transparente y colocar el recipiente con la suspensión suelo – agua en el horno de secado.

- Al día siguiente, pesar el residuo secado al horno (PBS). Hacer pasar la muestra a través de una serie de tamices que varíen desde los diámetros mayores hasta los diámetros inferiores en un agitador eléctrico automático.

Como el objetivo de la práctica es lograr una curva semilogarítmica del porcentaje de material más fino contra el tamaño de las partículas, será necesario obtener una distribución razonable de puntos a lo largo del rango potencial de diámetros presentes en la muestra.

Nota. Si hay gravas pequeñas en la muestra se puede utilizar el tamiz de 1/2 plg antes del tamiz de 3/4 plg en la serie. Para muestras con grava de gran tamaño, debería utilizarse una muestra mayor en conjunción con una adecuada serie de tamices. El tamaño de la muestra varía entre 1,500 g, para gravas con partículas máximas de 19 mm hasta 5000 g para materiales cuya partícula máxima tenga 75 mm.

- Retirar la serie de tamices del agitador mecánico y obtener el peso del material que quedó retenido en cada tamiz. Sumar estos pesos y comparar el total con el peso obtenido en el paso cuatro (el residuo de material procedente del secado al horno con el cual se comenzó). Esta operación permite detectar cualquier pérdida de suelo durante el proceso de tamizado mecánico. Si se tiene una pérdida de más del dos por ciento con respecto al peso original se considera no satisfactorio.
- Calcular el porcentaje en cada tamiz dividiendo el peso retenido en cada uno de ellos por el peso de la muestra original obtenido en el paso uno.

Esto es válido ya que el material que haya pasado a través del tamiz No. 200 pasaría cualquier otro por encima del mismo en la serie.

- Calcular el porcentaje que pasa (o el porcentaje más fino) comenzando por 100% y sustraer el porcentaje retenido en cada tamiz como un proceso acumulado. Como se muestra en el ejemplo siguiente.
- Trazar la curva granulométrica, colocando en el eje de las abscisas en escala semilogarítmica el diámetro en milímetros y en el eje de las ordenadas en escala aritmética el porcentaje que pasa.

Nota. Si menos del 12% del material pasa a través del tamiz No. 200, es necesario calcular el C_U y el C_C . Pero si más del 12% del material pasa a través del tamiz No. 200, es necesario hacer un análisis por sedimentación sobre el suelo y en este caso guardar los datos del mismo para completar la curva granulométrica.

4.2.1.4. Procedimiento para realizar la prueba –sin lavado–

- Este procedimiento obedece a muestras que contengan apreciable cantidad de gravas y muy pocos finos; dichas muestras deben ser mayores a 500 g (un kilogramo se considera representativo). Colocar en el horno para que el contenido de humedad que exista desaparezca.
- Al día siguiente, pesar el residuo secado al horno (PBS). Hacer pasar la muestra a través de una serie de tamices que varíen desde los diámetros mayores hasta los diámetros inferiores en un agitador eléctrico automático. Como el objetivo de la práctica es lograr una curva semilogarítmica del porcentaje que pasa contra el tamaño de las partículas, será necesario obtener una distribución razonable de puntos a lo largo del rango potencial de diámetros presentes en la muestra.

Nota. Utilizar el tamiz de tres pulgadas antes del tamiz de 1 1/2 plg en la serie. Para muestras con grava de gran tamaño, debería utilizarse una muestra mayor en conjunción con una adecuada serie de tamices. El tamaño de la muestra varía entre 1500 g, para gravas con partículas máximas de 19 mm hasta 5000 g para materiales cuya partícula máxima tenga 75 mm.

- Retirar la serie de tamices del agitador mecánico y obtener el peso del material que quedó retenido en cada tamiz. Sumar estos pesos y comparar el total con el peso obtenido en el paso dos (el residuo de material procedente del secado al horno con el cual se comenzó). Con esta operación se identifica cualquier pérdida de suelo durante el proceso de tamizado mecánico. Si se tiene una pérdida de más del dos por ciento con respecto al peso original se considera no satisfactorio.
- Calcular el porcentaje en cada tamiz dividiendo el peso retenido en cada uno de ellos por el peso de la muestra original obtenido en el paso uno, esto es válido ya que el material que haya pasado a través del tamiz No. 200 pasaría cualquier otro por encima del mismo en la serie.
- Calcular el porcentaje que pasa (o el porcentaje más fino) comenzando por 100% y sustraer el porcentaje retenido en cada tamiz como un proceso acumulado.
- Trazar la curva granulométrica, colocando en el eje de las abscisas en escala semilogarítmica el diámetro en milímetros y en el eje de las ordenadas en escala aritmética el porcentaje que pasa.

Nota. Si menos del 12% del material pasa a través del tamiz No. 200, es necesario calcular el C_u y el C_c . Pero si más del 12% del material pasa a través del tamiz No. 200, es necesario hacer un análisis por sedimentación sobre el suelo y en este caso guardar los datos del mismo para completar la curva granulométrica.

Figura 45. **Colocación de una muestra de suelo en el juego de tamices**



Fuente: elaboración propia.

4.3. Clasificación de los suelos

Dada la gran variedad de suelos que se presentan en la naturaleza, la Mecánica de Suelos ha desarrollado algunos métodos para clasificarlos. Cada uno de estos métodos tiene, prácticamente su campo de aplicación según la necesidad y uso que las haya fundamentado.

La existencia de esta variedad de sistemas de clasificación de suelos se debe, a que, tanto el Ingeniero Civil como el Geólogo y el Agrónomo analizan el suelo desde diferentes puntos de vista. Sin embargo, lo fundamental es que cualquier clasificación que quiera abarcar las necesidades correspondientes, debe estar basada en las propiedades mecánicas de los suelos, ya que estas son primordiales en las variadas aplicaciones de la ingeniería.

En general, la textura de un suelo se refiere a su apariencia superficial, la cual es influenciada por el tamaño de los granos presentes en él. La clasificación por texturas permite dividir el suelo en categorías básicas dependiendo del tamaño presente: grava, arena, limo y arcilla, pero en la naturaleza la presentación habitual de los suelos es una mezcla de ellos. En este caso, el nombre del suelo depende de los componentes principales o según el tamaño de grano que predomina. El suelo se puede clasificar como arcillo limoso, areno arcilloso, franco arenoso.

En nuestro medio se utilizan los siguientes métodos: el sistema de clasificación de los suelos *AASHTO* (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) y el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos *SUCS* o *USCS* (*Unified Soil Classification System*) también llamado sistema de clasificación *ASTM*.

4.3.1. Sistema de clasificación de los suelos *AASHTO*

Está destinada principalmente a clasificar los suelos de acuerdo con su adaptabilidad para ser usados en la construcción de pavimentos en carreteras y caminos. El sistema *AASHTO* se usa principalmente para clasificar las capas de carreteras. No se usa en la construcción de cimentaciones.

Este sistema describe un procedimiento para clasificar suelos en siete grupos principales: desde A-1 hasta A-7, basado en el tamaño del grano (granulometría), en la plasticidad (límite líquido e índice de plasticidad). Para evaluación cualitativa de la conveniencia de un suelo como material para subrasante de un camino, se desarrolló también un número denominado índice de grupo (IG).

- Grupo A-1: el material clasificado en este grupo, es una mezcla bien gradada de fragmentos de piedra o grava, arena gruesa, arena fina y un aglomerante no plástico o poco plástico.
- Grupo A-1-a: en este sub-grupo se clasifican los materiales formados, principalmente, de fragmentos de piedra o grava con un aglomerante fino bien gradado sin él.
- Grupo A-1-b: aquellos materiales que están formados de arena gruesa con aglomerante bien gradado o sin él.
- Grupo A-2: incluye todos los materiales que contienen hasta un 35% del material que pasa la malla No. 200 y que no pueden clasificarse en los grupos A-1 y A-3, por sobrepasar las limitaciones de dichos grupos debido a un exceso en la proporción de finos, en la plasticidad o en ambas.
- Subgrupo A-2-4 y A-2-5: además de sobrepasar en un 35% de la malla No. 200; en la fracción que pasa por la malla No. 40 tiene características de los grupos A-4 y A-5. Quedan incluidos los materiales como gravas y arenas gruesas, con una porción de limo o un índice de plasticidad mayor a la limitación del grupo A-1 y arenas finas que contienen limo no plástico en cantidad superior a las limitaciones del grupo A-3.
- Subgrupo A-2-6 y A-2-7: aquí se incluyen los materiales similares a los de los grupos A-2-4 y A-2-5, con la diferencia de que el material fino contiene arcilla plástica que tiene las características de los grupos A-6 y A-7. Los efectos combinados del aumento por encima de 10 del índice plástico y del aumento por encima del 15% de lo que pasa de la malla No. 200, se reflejan en los valores del índice de grupo desde cero a cuatro (materiales limo-arcillosos).
- Grupo A-4: a este grupo pertenecen los suelos limosos sin plasticidad o poco plásticos, que tienen más del 75% de sus partículas pasando por la malla No. 200. También se incluyen este grupo las mezclas de limo fino y

hasta un 64% de arenas y gravas que carecen de la fracción que pasa de la malla No. 200. El índice de grupo varía de uno a ocho, notándose un aumento en el porcentaje de material grueso a medida que se reduce el índice de grupo.

- Grupo A-5: son similares al grupo anterior, pero se diferencian en que son del tipo diatomáceo o micáceo. Estos suelos pueden ser muy elásticos según se refleja por su alto límite líquido. Su índice de grupo varía de uno a 12, indicando los valores crecientes, el efecto combinado de la disminución del porcentaje de material grueso y el aumento de su límite líquido.
- Grupo A-6: arcillas plásticas que tiene el 75% o más del material pasado de la malla No. 200. Incluye también mezclas de suelo arcilloso fino hasta con un 64% de grava y arena que carecen de la fracción que pasa de la malla No. 200. Con la humedad estos suelos suelen experimentar fuertes cambios de volumen. Su índice de grupo varía de uno a 16, indican los valores crecientes el efecto del aumento del índice plástico y la disminución del porcentaje de material grueso.
- Grupo A-7: son similares al grupo anterior, excepto que tiene el límite líquido muy alto como es característico de los suelos del grupo A-5. Pueden ser elásticos y están sujetos a grandes cambios de volumen, estos suelos tienen un índice de grupo que varía de uno a 20.

Reflejándose el efecto combinado del aumento del límite líquido, el índice plástico y la disminución del porcentaje del material grueso, en los valores crecientes del índice de grupo.

- Subgrupo A-7-5: son materiales con un índice de plasticidad moderado en relación con el límite líquido, los cuáles pueden ser muy elásticos y están sujetos a grandes cambios de volumen.

- Subgrupo A-7-6: estos materiales tienen un índice plástico muy alto con relación a su límite líquido y están sujetos a extremos cambios de volumen con los cambios de humedad.

En la Figura 32 se presenta la clasificación *AASHTO* donde se describen otras propiedades de los suelos definidos anteriormente y donde, además, se muestran algunas recomendaciones para el uso adecuado en carreteras.

- Tamaño de grano: se distinguen tres tamaños principales: grava, arena y finos (limo y arcilla). Los bloques de roca (tamaño superior a los 75 mm) encontrados dentro de la muestra de suelo, se excluyen de la porción de análisis para la clasificación, pero se registra la cantidad presente.
- Plasticidad: el término limo es aplicado a las fracciones finas donde el índice de plasticidad es inferior o igual a 10, el término arcilloso a las fracciones con plasticidad superior o igual a 11.
- Índice de grupo (IG): el índice de grupo incluyendo el grupo de clasificación, se usa para determinar la calidad relativa de suelos de terraplenes, material de sub-rasante, sub-bases y bases.

El índice de grupo se determina por medio de la evaluación en cada grupo, mediante el cálculo de la fórmula empírica:

$$IG = (F_{200} - 35)[0,2 + (LL - 40)] + 0.01(F_{200} - 15)(IP - 10)$$

Donde:

F_{200} = porcentaje que pasa la malla No. 200, expresado como un número entero.

LL = límite líquido.

IP = índice de plasticidad.

Si el porcentaje que pasa por la malla No. 200, menos 35, es mayor de 75, se anotará 75 y si es menor de 35, se anotará cero. Si el porcentaje de material que pasa por la malla No. 200, menos 15, es mayor de 55, se anotará 55, si es menor de 15, se anotará cero. Valor del límite líquido, menos 40, si el LL es mayor de 60, se anotará 60 y si es menor de 40 se anotará cero. Valor del índice de plasticidad, menos 10, si el IP es mayor de 30, se anotará 30 y si es menor de 10 se anotará cero. Al calcular el índice de grupo para un suelo de los grupos A-2-6 o A-2-7, se debe usar la ecuación de índice de grupo parcial relativa al índice de plasticidad:

$$IG = 0,01(F_{200} - 15)(IP - 10)$$

Cuando el suelo es NP o cuando el límite líquido no puede ser determinado, el índice de grupo se debe considerar cero. Si un suelo es altamente orgánico (turba) puede ser clasificada como A-8 solo con una inspección visual generalmente, es de color oscuro, fibroso y olor putrefacto.

Algunas reglas relacionadas con el uso de estas ecuaciones, son las siguientes:

- Si el valor obtenido es negativo, se debe asumir como $IG=0$.
- No hay un límite superior para el índice de grupo.
- El IG debe redondearse a valores enteros: por ejemplo, si el valor obtenido es $IG = 3.3$ realmente es $IG = 3$ o si es $IG = 3.5$ realmente es $IG = 4$.
- El índice de grupo de A-1, A-3 y A-2-4 y A-2-5 siempre es igual a cero.
- Para los grupos A-2-6 y A-2-7, el índice de grupo se calcula con la segunda parte de la ecuación, dependiendo solo del IP.

- El valor del índice de grupo debe ir siempre en paréntesis después del símbolo del grupo, como: A-2-6 (3); A-7-5 (17), etc.
- Como subbase es inversamente proporcional al índice de grupo.

Figura 46. Sistema de clasificación AASHTO

GRUPO SUB-GRUPO	Suelos Granulares: 35% o menos pasa malla # 200							Suelos Arcillosos y Limosos: Más de 35% pasa malla # 200					
	A-1		A-3	A-2			A-4	A-5	A-6	A-7	A-7-5*	A-7-6*	
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6							A-2-7
Porcentaje de material que pasa el tamiz													
No. 10	50max												
No. 40	30max	51min											
No. 200	15max	10max	35max	35max	35max	35max	36min	36min	36min	36min		36min	
Plasticidad													
Pasa la malla # 40													
LL													
IP	6max	NP											
Índice de Grupo ^a	0	0	0	0	4max	8max	12max	16max	20max				
Materiales Constructivos	Fragmentos de Piedra, grava y Arena	Arena Fina	Grava y/o Arena limosa	Grava y/o Arena arcillosa	Suelos Limosos	Suelos Arcillosos							
Calidad (Subrasante)	Excelente a Buena			Regular a Mala									

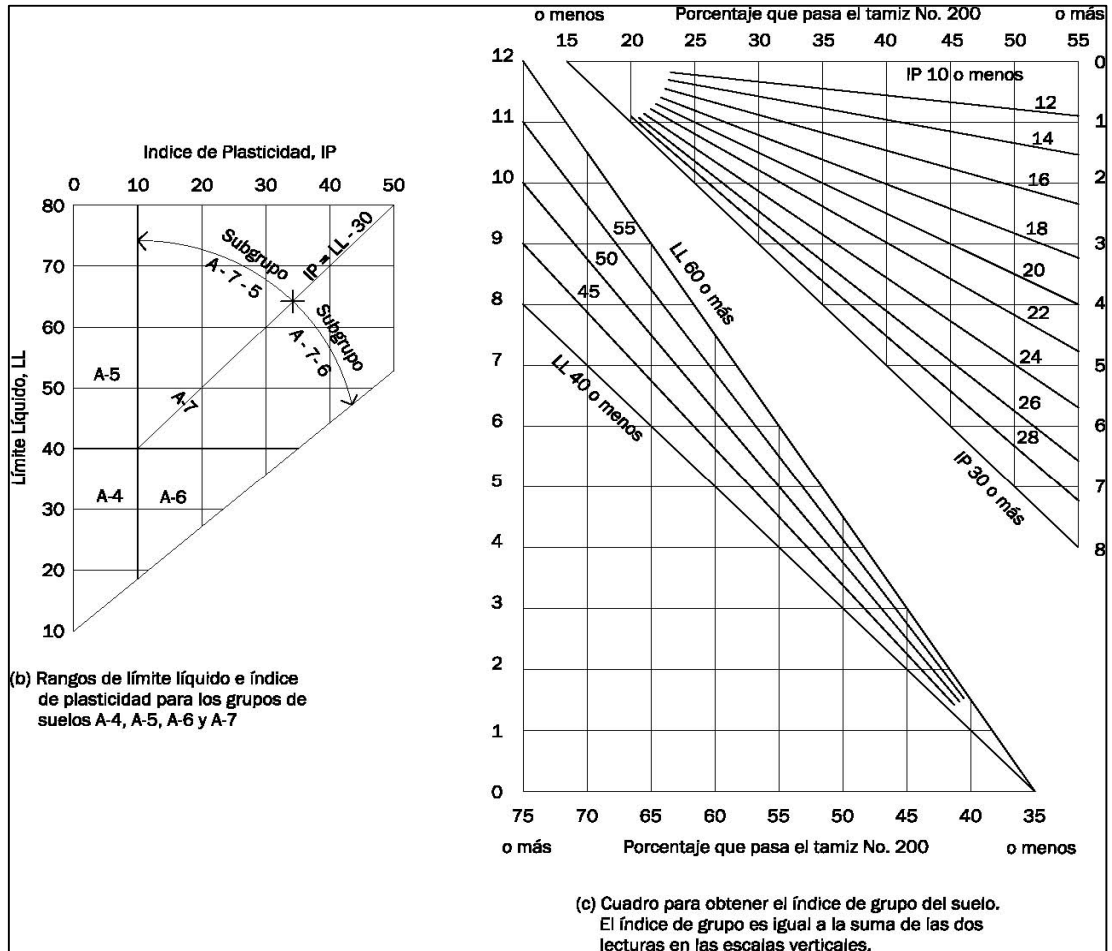
* A-7-5: IP menor o igual a LL - 30 * A-7-6: IP mayor que LL - 30

^a Índice de Grupo = IG = (F₂₀₀ - 35) [0.2 + 0.005 (LL - 40)] + 0.01 (F₂₀₀ - 15)^a (IP - 10)

Fuente: BOWLES, Joseph E. *Manual de laboratorio de suelos en Ingeniería Civil*. p. 70.

Figura 47. Cuadros para utilización en el sistema de clasificación

AASHTO



Fuente: BOWLES, Joseph E. *Manual de laboratorio de suelos en Ingeniería Civil*. p. 70.

4.3.2. Sistema unificado de clasificación de los suelos SUCS

La forma original del sistema de clasificación de suelos fue desarrollada por *Arthur Casagrande* en 1942 para que la utilizara, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos durante la Segunda Guerra Mundial. En 1952 el Cuerpo de Ingenieros en cooperación con el *US. Bureau Reclamation*, revisó el sistema creado y aún en la actualidad, es el más usado por los ingenieros en la clasificación de suelos.

La clasificación es basada en las propiedades de plasticidad y en la distribución del tamaño de grano, según esta última, el sistema divide el suelo en dos grandes categorías:

- Suelos de grano grueso (granulares): son aquellos materiales en los cuáles el porcentaje retenido en la malla No. 200 es superior al 50%. Dentro de ellos están las fracciones de arena y grava, son suelos donde la distribución del tamaño y la forma de los granos influye notablemente en las propiedades físico-mecánicas del suelo. El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo. El significado se especifica a continuación:
- G: del término Inglés *Gravel*, fracción de suelo más grueso o tamaño grava.
- S: del término Inglés *Sand*, fracción del suelo con tamaño de grano comprendido entre malla No. 4 y malla No. 200.

Las gravas y arenas se separan por la malla No. 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G, si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla No. 200) no pasa por la malla No. 40 y es del grupo genérico S, en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

- a) Materiales prácticamente limpios de finos, bien gradados.
- W: del término Inglés *Well*, buena gradación del suelo, o sea que dentro de la masa de suelo hay predominio de un tamaño de grano. En

combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.

b) Materiales prácticamente limpios de finos, mal gradados.

- P: del término Inglés *Poorly*, mala gradación. Significa que dentro de la masa de suelo hay variedad en el tamaño de grano, aunque haya predominio de uno de ellos. Da lugar a los grupos GP y SP.

c) Materiales con cantidad apreciable de finos no plásticos.

- M: del término sueco *Mo*, fracción fina del suelo que no posee propiedades de plasticidad, o de tener, es muy baja. Da lugar a los grupos GM y SM.

d) Materiales con cantidad apreciable de finos plásticos.

- C: del término Inglés *Clay*, fracción fina del suelo que posee propiedades de plasticidad. Da lugar a los grupos GC y SC .
- Suelos de grano fino: también en este caso el sistema considera los suelos agrupados De esta manera se forman el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos y dando lugar a las siguientes divisiones:

a) Limos inorgánicos.

- M: del término sueco *Mo*, fracción fina del suelo que no posee propiedades de plasticidad o de tener, es muy baja.

b) Arcillas inorgánicas.

- C: del término Inglés *Clay*, fracción fina del suelo que posee propiedades de plasticidad.

c) Limos y arcillas orgánicas.

- O: del término inglés *Organic*, define a los suelos que tiene propiedades orgánicas como turba. Suelos no aptos para ingeniería.

Cada uno de estos tres tipos de suelo se subdividen, según su límite líquido, en dos grupos. Si este es menor del 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade el símbolo genérico:

- L: del término Inglés *Low*, suelos con baja plasticidad, son aquellos donde $LL < 50$. Obteniéndose de esta combinación los grupos ML, CL y OL.

Si los suelos son finos con límite líquido mayor del 50% o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico:

- H: del término Inglés *High*, suelos con alta plasticidad, aquellos donde $LL > 50$. Teniéndose así los grupos MH, CH y OH.

Ha de notarse que las letras L y H no se refieren a alta o baja plasticidad, pues esta propiedad del suelo ha de expresarse en función de dos parámetros (LL e IP), mientras que en el caso actual solo el valor del límite líquido interviene. En la Tabla XXVIII se presentan los factores que se deben

considerar en la clasificación de un suelo de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (SUCS).

- Gravas o arenas son: GW, GP, SW o SP, si menos del cinco por ciento del material que pasa a través del tamiz No. 200; la designación bien graduada o grada depende de los valores característicos para C_u y C_c (Ver Granulometría inciso 4.2).
- Gravas y arenas son: GM, GC, SM o SC, si más del 12% del material que pasa a través del tamiz No. 200; la designación limo o arcilla se determina después de obtener los valores de los límites líquido y plástico de la fracción menor al tamiz No. 40 y utilizando los criterios de carta de plasticidad de la figura 48.
- Las gravas y las arenas se pueden clasificar así:

GW-GC SW-SC GP-GCSP-SC
GW-GM SW-SM GP-GM SP-SM

Siente 5 y 12% del material pasa a través del tamiz No. 200

- Los suelos de grano fino (más del 50% pasa el tamiz No. 200) son, ML, OL o CL. Si los límites líquidos son menores que 50%.
- Los suelos de grano fino son: MH, OH o CH, si los límites líquidos son superiores a 50%. Los límites líquido y plástico se ejecutan sobre material correspondiente a la fracción menor del tamiz No. 40 de todos los suelos, incluyendo gravas, arenas y suelos finos, utilizando en la ejecución los procedimientos del ensayo del límite líquido y plástico. Estos límites se utilizan con la carta de plasticidad, para determinar el prefijo M, O o C, dependiendo de la localización de las coordenadas de plasticidad del suelo dentro de la carta.

Una descripción visual del suelo debe siempre incluirse conjuntamente con el símbolo unificado para completar la clasificación igualmente para el Sistema de Clasificación *AASHTO*. En la Figura 48, se presenta la carta de plasticidad para el SUCS. Este cuadro es otra contribución de *Casagrande* al sistema y la línea A que se encuentra en él, es conocida como línea A de *Casagrande*, acuerdo con las sugerencia del Cuerpo de Ingenieros en el sentido de que no se han encontrado suelos con coordenadas superiores a las determinadas por la línea “límite superior” mostrada.

Tabla XVIII. Sistema unificado de clasificación de suelos SUCS

Divisiones Mayores		Símbolo de Grupo	Nombres Típicos	Criterios de clasificación para suelos granulares			
Suelos de grano grueso Si menos del 50% del material pasa el tamiz No. 200	Gravas Si menos del 50% de la fricción gruesa pasa por el tamiz No. 4)	Gravas limpias (pocos o ningún fino)	GW	Gravas bien gradadas, mezclas gravosas, pocos o ningún fino	$C_u = D_{60}/D_{10} > 4$ $C_c = 1 < D_{30}^2/D_{10} \times D_{60} < 3$		
			GP	Gravas pobremente gradadas, mezclas grava-arena, pocos o ningún fino	No cumplir todos los requisitos de gradación para GW		
		Gravas con finos (cantidad apreciable de finos)	GM	d_u	Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo	Límites de Atterberg por debajo de la línea A o $IP < 4$	A los materiales sobre la línea A con $4 < IP < 7$ se considera de frontera y se les asigna doble símbolo
			GC		Gravas arcillosas, mezclas gravo-areno-arcillosas	Límites de Atterberg por encima de la línea A o $IP > 7$	
	Arenas (Si más del 50% de la fricción gruesa pasa por el tamiz No. 4)	Arenas limpias (pocos o ningún fino)	SW	Arenas bien gradadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino	$C_u = D_{60}/D_{10} > 6$ $C_c = 1 < D_{30}^2/D_{10} \times D_{60} < 3$		
			SP	Arenas pobremente gradadas, arenas gravosas, pocos o ningún fino	No cumplir todos los requisitos de gradación para SW		
Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)		SM	d_u	Arenas limosas, mezclas arena-limo	Límites de Atterberg por debajo de la línea A o $IP < 4$	Si el material está en la zona sombreada con $4 \square IP \square 7$ se considera de frontera y se le asigna doble símbolo	
	SC		Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla	Límites de Atterberg por encima de la línea A o $IP > 7$			
Suelos de grano fino Si más del 50% del material pasa el tamiz No. 200	Limos y arcillas (Límite Líquido $LL < 50$)	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas, o limos arcillosos con poca plasticidad	1. Determinar el porcentaje de arenas y gravas de la curva de granulometría. 2. Dependiendo del porcentaje de finos (fracción menor que el tamiz No. 200) los suelos gruesos se clasifican como sigue: Menos del 5% --- GW, GP, SW, SP Más del 12% --- GM, GC, SM, SC De 5 a 12% --- Casos de frontera que requieren doble símbolo			
		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras				
		OL	Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad				
	Limos y arcillas (Límite Líquido $LL > 50$)	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o diatomáceos, suelos elásticos				
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas				
		OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta, limos orgánicos				
	Suelos altamente orgánicos	Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos				

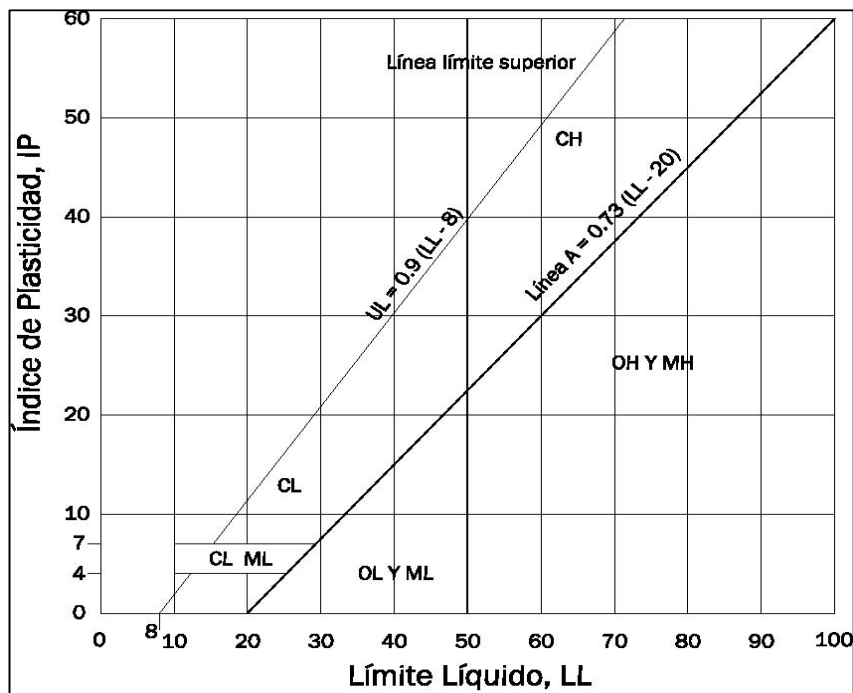
Fuente: BOWLES, Joseph E. *Manual de laboratorio de suelos en Ingeniería Civil*. p. 74.

Para clasificación de suelos de grano fino y suelos de granos gruesos con parte de finos. Los límites de *Atterberg* que se grafican en el área sombreada son clasificaciones de frontera y requieren el uso de símbolos duales.

La designación limo o arcilla se determina después de obtener los valores de los límites líquido y plástico de la fracción menor al tamiz No. 40 y utilizando los criterios de la carta de plasticidad.

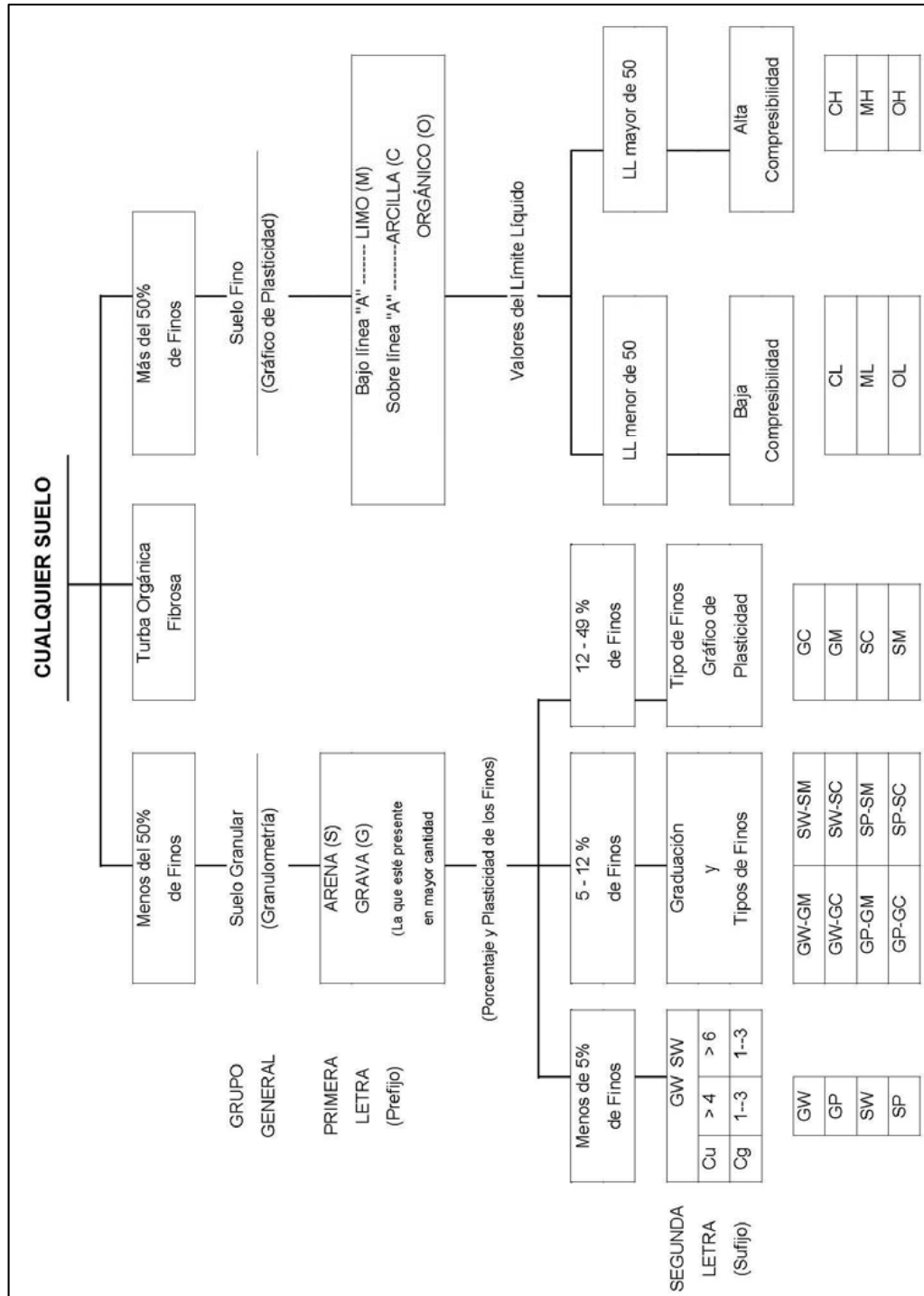
$$IP = 0,73(LL - 20)$$

Figura 48. **Gráfico de plasticidad para el sistema unificado de clasificación de los suelos SUCS**



Fuente: BOWLES, Joseph E. *Manual de laboratorio de suelos en Ingeniería Civil*. p. 75.

Figura 49. Procedimiento auxiliar para la clasificación de suelos en laboratorio SUCS



Fuente: BOWLES, Joseph E. *Manual de laboratorio de suelos en Ingeniería Civil*. p. 75.

4.4. Gravedad específica de los suelos

AASHTO T100-06: Standard Method of Test for Specific Gravity of Soils
ASTM D854-07: Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by
Water Pycnometer

4.4.1. Descripción del ensayo

El valor de la gravedad específica es necesario para calcular la relación de vacíos de un suelo, es utilizada en el análisis hidrométrico y es útil para predecir el peso unitario del suelo y sirve para graficar la recta de saturación máxima en el ensayo de compactación Próctor. La gravedad específica de un suelo (G_s) se define como el peso unitario del material en cuestión dividido por el peso unitario del agua destilada a cuatro grados Celsius. Así, se consideran solamente los granos del suelo; G_s se calcula mediante la siguiente expresión:

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

Donde:

γ_s = peso específico de los sólidos, g/cm^3

γ_w = peso específico del agua a 4° C, g/cm^3

De esta forma, la gravedad específica puede ser calculada utilizando cualquier relación de peso de suelo (W_s) al peso del agua (W_w), siempre y cuando se consideren los mismos volúmenes, como se observa en la siguiente expresión:

$$G_s = \left(\frac{\frac{W_s}{V_s}}{\frac{W_w}{V_w} \times \gamma_w} \right) = \frac{W_s}{W_w \times \gamma_w}$$

donde:

V_s = volumen de sólidos.

V_w = volumen de agua.

Es evidente que en la ecuación anterior, el valor de los volúmenes se cancela, pero el problema consiste en obtener el volumen de un peso conocido de granos de suelo y dividirlo por el peso del mismo volumen de agua, pues esta forma es más difícil de captar y de evaluar en el laboratorio. El volumen de un peso conocido de partículas de suelo puede obtenerse utilizando un recipiente de volumen conocido y el principio de Arquímedes, según el cual un cuerpo sumergido dentro de una masa de agua desplaza un volumen de agua igual al del cuerpo sumergido.

El recipiente de volumen conocido es el matraz volumétrico el cual mide un volumen patrón de agua destilada a 20°C. A temperaturas mayores, el volumen será ligeramente mayor. A temperaturas menores de 20°C el volumen será ligeramente menor. Como el cambio sufrido en el volumen es pequeño para desviaciones de temperaturas pequeñas en el fluido; y además es relativamente fácil mantener la temperatura de ensayo cercana a los 20°. Es posible aplicar una corrección aproximada de temperatura para desviaciones pequeñas de temperatura en los cálculos del ensayo, que permita una aproximación satisfactoria sin necesidad de recurrir a determinar experimentalmente el cambio en el contenido volumétrico del matraz con la temperatura.

A menudo para este experimento se utiliza agua común en lugar de agua destilada; el error, también en este caso, es bastante pequeño. Es posible determinar el error introducido al usar agua común, de la siguiente forma:

- Se llena el matraz volumétrico hasta la marca y se obtiene la temperatura y el peso.
- Si se resta este dato, al peso del matraz volumétrico vacío, es posible determinar la densidad del agua común y compararla con la densidad del agua destilada a la temperatura adecuada en tablas.

Nótese que si la temperatura no es exactamente 20°C es necesario para determinar el volumen del matraz recurrir a una calibración como la que se ha sugerido. Generalmente, si el error de densidad es menor que 0,001, puede ser despreciado.

Tabla XIX. **Valores típicos para el factor de corrección α**

Temperatura °C	α	V_w g/cm ³
16	1,0007	0,99897
18	1,0004	0,99862
20	1,0000	0,99823
22	0,9996	0,99780
24	0,9991	0,99732
26	0,9986	0,99681

Fuente: BOWLES, Joseph E. *Manual de laboratorio de suelos en Ingeniería Civil*. p. 64.

La fuente de error más considerable en la determinación experimental de la gravedad específica no es la temperatura, ni la utilización de agua común, la mayor fuente de error proviene de la inadecuada aireación de la mezcla suelo-agua. El agua contiene, en condiciones normales, aire disuelto. Las partículas de suelo también contienen aire y si este aire no se remueve de ambos materiales, el volumen de aire produce una disminución en el peso W_{msw} , significativamente grande. Lo cual da un menor valor de G_s , ya que la expresión $W_{mw} + W_s - W_{msw}$ resulta mayor y es otra fuente de error, la utilización

de balanzas desajustadas o la práctica de pesar en diferentes balanzas durante el ensayo.

Se puede lograr la de aireación adecuada de la mezcla suelo-agua aplicando vacío y/o calentamiento. El vacío solo es normalmente suficiente para arenas, limos y arcillas. En suelos orgánicos es aconsejable dejar hervir cerca de 30 minutos la mezcla suelo-agua, añadiendo agua a medida que se necesite para mantener el matraz volumétrico medio lleno. El intervalo de tiempo de aplicación del vacío puede variar entre unos pocos minutos, hasta unas seis u ocho horas para suelos plásticos y entre cuatro a seis horas para suelos de baja plasticidad.

La forma de calcular G_s , difiere según el tipo de suelo analizado y el tamaño de sus partículas. Para suelos que contienen partículas mayores que el tamiz No. 4 (5 mm), el método recomendado a seguir es el C-127 *ASTM*, llamado gravedad específica y absorción de agregados gruesos. Si el suelo se compone de partículas mayores y menores que cinco milímetros la muestra se separa en el tamiz, determinando el porcentaje en masa seca de ambas fracciones y se ensayan por separado con el método correspondiente.

Tabla XX. **Gravedad específica de los sólidos de algunos suelos**

Tipo de suelo	G_s
Arena	2,65 – 2,67
Arena limosa	2,67 – 2,70
Arcilla inorgánica	2,70 – 2,80
Yeso	2,60 – 2,75
Loes	2,65 – 2,73
Suelos con mica o hierro	2,75 – 3,00
Suelos orgánicos	Variable puede ser inferior a 2,00

Fuente: BOWLES, Joseph E. *Manual de laboratorio de suelos en Ingeniería Civil*. p. 64.

4.4.2. Equipo a utilizar

- Matraz volumétrico, preferiblemente de 250 ó 500 cm³.
- Balanza de precisión de 0.1 g.
- Agua común.
- Termómetro de mercurio.
- Opcional: suministro de agua desairada con temperatura estabilizada.

Figura 50. **Equipo para determinación de la gravedad específica del suelo**



Fuente: Humbolt. *Testing Equipment for Construction*.p. 230.

4.4.3. Procedimiento para realizar la prueba

El método de trabajo en el laboratorio para determinar la gravedad específica del suelo utilizando un matraz volumétrico es en realidad un método indirecto, por eso, se derivan expresiones para calcular la gravedad específica.

- Pesarse entre 100 y 200 g de suelo secado al aire en un recipiente evaporador. La *ASTM* sugiere 12 horas para muestras secadas al horno.
- Pesarse el matraz volumétrico vacío (peso matraz limpio y seco W_m), a continuación llenar el matraz hasta la marca con agua destilada y pesarlo (peso matraz + agua W_{mw}), tener mucho cuidado en no introducir aire nuevamente al agua por agitación excesiva.
- Medir la temperatura con un termómetro de mercurio de manera tal que se encuentre entre los rangos descritos en la Tabla XIX (temperatura del agua T).

- Pesar el matraz con la cantidad de suelo escogida dentro del mismo (peso matraz + suelos seco W_{ms}).
- Luego de 15 a 30 minutos, transferir el suelo saturado del plato de evaporación al matraz volumétrico. Cuidar de que no queden partículas de suelo en el recipiente evaporador. Añadir suficiente agua con temperatura estabilizada para completar 2/3 o 3/4 de la capacidad del matraz.
- Golpear suavemente de forma continua el matraz en la parte inferior de manera tal, que se elimine el aire de la mezcla suelo-agua, durante unos 15 minutos hasta que no existan burbujas de aire. Si al final del período no se ha extraído todo el aire, se debe dejar sedimentar la solución, por espacio de unos pocos minutos de forma que se aclare el agua superficial y se pueda extraer suficiente para permitir que el vacío trabaje eficientemente.

Nota. El paso anterior puede tomar varias horas, sin embargo, en laboratorio para estudiantes, el instructor continuará con el paso siguiente después de un tiempo razonable.

- Cuando el proceso de desaireamiento se haya completado, se debe añadir cuidadosamente agua hasta que la base del menisco se encuentre exactamente en la marca del matraz.

Esta operación debe realizarse con mucho cuidado para no reintroducir aire en el matraz. El agua utilizada debe provenir de un suministro desaireado y con temperatura estabilizada. Se debe secar cuidadosamente el cuello del matraz por encima de la marca de calibración con un papel enrollado o por algún método similar.

- Pesar el matraz (peso matraz + suelo + agua W_{msw}), con una aproximación de 0,01 g. Asegurarse de que la temperatura se encuentra dentro de un grado Celsius de la temperatura utilizada para obtener el peso del matraz + agua (W_{mw}) (a menos de que se utilice una curva de calibración).
- Vaciar el matraz y su contenido en un plato evaporador profundo u otro recipiente similar y secarlo al horno. Es necesario hacerlo con mucho cuidado, porque no se debe perder nada de suelo en este proceso. Luego se pesa el suelo secado al horno para obtener el peso suelo seco (W_s).
- Calcular la gravedad específica utilizando la siguiente ecuación:

$$GS = \frac{W_s}{W_{MW} + W_s - W_{MSW}}$$

Comparar la densidad del agua utilizada con la del agua destilada.

- Puede obtenerse un incremento pequeño en precisión si se tiene el efecto de la temperatura sobre la densidad del agua de la siguiente forma:

$$GS = \left(\frac{W_s}{W_{MW} + W_s - W_{MSW}} \right) \alpha$$

Donde α , es la corrección de temperatura y se calcula como:

$$\alpha = \frac{\gamma_T}{\gamma_{20^\circ\text{C}}}$$

O interpolando la tabla XX.

- Repetir la secuencia sugerida (pasos del uno al 10) para obtener valores adicionales de G_s , hasta dentro de un rango de variabilidad del dos por ciento definido de la siguiente forma:

$$\frac{\text{Mayor valor de } G_s}{\text{Menor valor de } G_s} \leq 1,02$$

- Luego de obtenido el valor mayor y menor que cumpla lo anterior, se determina el promedio entre ambos, redondear a la 0.01 más cercana y registrar este valor como G_s del suelo.

4.5. Peso específico de los sólidos

4.5.1. Descripción del ensayo

El peso específico relativo de una sustancia es la razón de su peso al peso de igual volumen de agua. El peso específico relativo de una masa de suelo o roca (que incluye aire, agua y sólidos) se denomina peso de la masa o peso específico aparente; se designa por G_m y se puede expresar con la siguiente fórmula:

$$G_m = \frac{\gamma}{\gamma_w} = \frac{W}{V\gamma_w}$$

Donde:

γ = peso específico de los sólidos, g/cm³

γ_w = peso específico del agua a 4 °C, g/cm³

W = peso del sólido, g

V = volumen del espécimen, cm^3 .

El peso específico relativo de los sólidos γ_s (con la exclusión del aire y el agua), se expresa por:

$$\gamma_s = \frac{W}{V\gamma_w}$$

Este es el promedio ponderal de los minerales del suelo. El peso específico relativo de las rocas se puede expresar de dos maneras: incluyendo los poros aislados y cualquier gas o líquido que los lleve, o el peso específico relativo de la materia sólida solamente. Por conveniencia usual el efecto de los poros aislados en el peso específico de las rocas no se tomará en cuenta.

El peso específico relativo de una roca puede ser por lo tanto, menor que el del promedio ponderal de los minerales que la constituyen. El peso específico relativo es una razón adimensional, al igual que la gravedad específica y tiene el mismo valor en el Sistema Internacional, que en el Sistema Inglés. El peso específico relativo y el peso específico son numéricamente iguales en el sistema internacional y en el inglés.

El peso específico de piedra suelta de menos de 200 g, puede determinarse pesándolas en la balanza de tres escalas. Usualmente se requiere el peso específico de las piedras con su contenido de humedad natural.

Figura 51. **Equipo para determinar el peso específico de una muestra de suelo**



Fuente: Humbolt. *Testing Equipment for Construction*.p. 202.

4.5.2. Equipo a utilizar

- Balanza de 200 g de capacidad de triple escala, con precisión de 0,01 g.
- Parafina.
- Hilo delgado.
- Un cuchillo para labrar el espécimen.
- Recipiente grande de unos 5 galones para sumergir la muestra.

4.5.3. Procedimiento para realizar la prueba

- Labrar un espécimen de la muestra inalterada de forma irregular, de manera que sea estadísticamente representativa.
- Registrar inmediatamente su peso húmedo en gramos (Wh).

- Cubrir con una capa delgada de parafina líquida, se deja enfriar y se refrigera el peso en gramos del espécimen cubierto con la parafina (W_p).
- Sujétese el hilo en la muestra (figura 51), dejando un extremo libre para suspenderla de la balanza.
- Colocar el recipiente con la cantidad necesaria de agua en el aditamento especial que tiene la balanza para este objeto y sumérgase completamente el espécimen que está suspendido en la balanza, sin que toque el fondo o las paredes del recipiente.

Regístrese el peso en gramos de la muestra en estas condiciones (W_a).

- Calcular el volumen de la parafina dividiendo el peso de ésta entre su densidad de la siguiente manera:

$$V_P = \frac{W_P - W_h}{D_P}$$

Donde:

V_P = volumen de la parafina, cm^3

D_P = densidad de la parafina = 0.95 a 0.97, aproximadamente, tomar una valor razonable.

- Calcular el volumen del espécimen (sin parafina) con la siguiente expresión:

$$V = W_P - W_A - V_P$$

Siendo:

V = Volumen del espécimen (cm^3)

La diferencia $W_p - W_a$ representa el peso en gramos del agua desalojada por el espécimen cubierto con parafina, que para fines prácticos representa el volumen en centímetros cúbicos.

- Calcular el peso volumétrico húmedo del suelo con la expresión:

$$\gamma_h = \frac{W_h}{V}$$

- Determinar la humedad en la muestra inalterada por el procedimiento ya conocido y calcular el peso específico (peso volumétrico seco) por la fórmula:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{1 + w/100}$$

Figura 52. **Especímenes de muestras inalteradas, para determinar el peso específico del suelo**



Fuente: elaboración propia.

4.6. Porcentaje de humedad

4.6.1. Descripción del ensayo

Los suelos pueden tener algún grado de humedad lo cual está directamente relacionado con la porosidad de las partículas. La porosidad depende a su vez del tamaño de los poros, su permeabilidad y la cantidad o volumen total de poros.

Las partículas de suelo pueden pasar por cuatro estados, los cuales se describen a continuación:

- Totalmente seco. Se logra mediante un secado al horno a 110°C hasta que los suelos tengan un peso constante (generalmente 24 horas).

- Parcialmente seco. Se logra mediante exposición al aire libre.
- Saturado y superficialmente seco (SSS). En un estado límite en el que los suelos tienen todos sus poros llenos de agua pero superficialmente se encuentran secos. Este estado solo se logra en el laboratorio.
- Totalmente húmedo. Todos los suelos están llenos de agua y además existe agua libre superficial.

El contenido de humedad en los suelos se puede calcular mediante la utilización de la siguiente fórmula:

$$P = [(W - D)/D] * 100$$

Donde:

P: es el contenido de humedad [%]

W: es la masa inicial de la muestra [g]

D: es la masa de la muestra seca [g]

También existe la humedad libre, la cual se refiere a la película superficial de agua que rodea el suelo. La humedad libre es igual a la diferencia entre la humedad total y la absorción del suelo, donde la humedad total es aquella que se define como la cantidad total que posee un suelo

4.6.2. Equipo a utilizar

- Horno desecado termostáticamente controlado, capaz de mantener una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$.
- Balanzas de capacidad conveniente y con las siguientes aproximaciones: de 0,1 g para muestras de menos de 200 g de 0,1 g para muestras de más de 200 g.

- Recipientes apropiados fabricados de material resistente a la corrosión, y al cambio de peso cuando es sometido a enfriamiento o calentamiento continuo, exposición a materiales de pH variable, y a limpieza.
- Utensilios para manipulación de recipientes. Se requiere el uso de guantes, tenazas o un sujetador apropiado para mover y manipular los recipientes calientes después de que se hayan secado.
- Otros utensilios. Se requiere el empleo de cuchillos, espátulas, cucharas, lona para cuarteo, divisores de muestras, etc.

4.6.3. Procedimiento para realizar la prueba

- Pesar una cápsula o recipiente de aluminio o latón, incluyendo su tapa. Identificar y revisar adecuadamente el recipiente. Las cápsulas de humedad normalmente pueden ser de diferentes tamaños, las más populares son las de 5 cm de diámetro por 3 cm de altura y las de 6,4 cm de diámetro por 4,4 cm de altura.
- Colocar una muestra representativa de suelo húmedo en la cápsula y determinar el peso del recipiente más el del suelo húmedo. Si el peso se determina inmediatamente, no es necesario colocar la tapa. Si se demora de 3 a 5 minutos o más, coloque la tapa del recipiente para mantener la humedad y coloque la cápsula bajo una toalla de papel húmeda que le permita mantener la humedad en la vecindad del recipiente.
- Después de pesar la muestra húmeda más el recipiente, remueva la tapa es práctica común colocar la tapa debajo del recipiente y coloque la muestra en el horno.

- Cuando la muestra se haya secado hasta mostrar un peso constante, determine el peso del recipiente más el del suelo seco. Asegúrese de usar la misma balanza para todas las mediciones de peso.
- Calcule el contenido de humedad w .

La diferencia entre el peso de suelo húmedo más el del recipiente y el peso de suelo seco más el del recipiente es el peso del agua W_w que estaba presente en la muestra. La diferencia entre el peso de suelo seco más el del recipiente y el peso del recipiente solo es el peso del suelo W_s y,

$$W = W_w / W_s \times 100$$

El suelo debe secarse en el horno a una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$ hasta obtener un peso constante; i. e., mientras haya agua presente para evaporar, el peso continuará disminuyendo en cada determinación que hagamos en la balanza.

En general, no es muy práctico hacer varias medidas del peso para determinar si se ha obtenido un estado de peso constante en la muestra. Para evitar esto, generalmente, se supone; que después de un período de horneado de 12 a 18 horas (a menudo durante la noche), la muestra se encuentra en estado de peso constante y dicho peso se registra como el del suelo seco más el del recipiente. La experiencia indica que este método de secado de muestras es bastante adecuado para trabajo rutinario de laboratorio sobre muestras pequeñas.

Es práctica común retirar del horno las muestras para contenido de humedad y pesarlas inmediatamente (se debe utilizar un par de pinzas o

guantes de asbesto pues se encuentran demasiado calientes). Si por alguna razón, las muestras secas no se pueden pesar inmediatamente, se debe colocar la tapa del recipiente tan pronto se haya enfriado suficientemente para manipularlo o colocar el recipiente de suelo seco en un desecador eléctrico de manera que el suelo no absorba agua de la atmósfera del laboratorio.

Para lograr una determinación confiable del contenido de humedad de un suelo se recomienda utilizar la siguiente cantidad mínima de muestra húmeda (muestra representativa):

Tamaño máximo de las partículas de muestra (95-100m para el tamiz dado)	Peso mínimo o recomendado de la muestra (G)
No. 4 (4,75 mm)	100
No. 40 (0,420 mm)	10 a 50
12.5 mm	300
50.0 mm	1000

La temperatura de 110°C en el horno es demasiado alta para ciertos suelos orgánicos (turberas), para suelos con alto contenido calcáreo o de otro mineral, ciertas arcillas, y algunos suelos tropicales.

Estos suelos contienen agua de hidratación levemente adherida, o agua molecular, que podría perderse a estos niveles de temperatura. Como consecuencia dará, como resultado un cambio en las características del suelo notable en los límites de Atterberg lo mismo que en la gradación y en la gravedad específica.

La *ASTM* sugiere secar estos suelos a una temperatura de 60°C.

Figura 53. **Equipo a utilizarse en el porcentaje de humedad**



Fuente: elaboración propia.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. Informe de la exploración del suelo

Al final de todos los programas de exploración, el suelo o especímenes de roca recolectados en el campo son sometidos a observación visual y pruebas apropiadas de laboratorio. Después de recopilar la información, se prepara un reporte de la exploración del suelo para usarse en la oficina de diseño y como referencia durante el trabajo futuro de construcción. Aunque los detalles y secuencia de información en el informe varían en algún grado, dependiendo de la estructura en consideración y de la persona que compila el informe, cada uno de este debe incluir los siguientes aspectos:

- El alcance de la investigación.
- Una descripción de la estructura propuesta para la cual la exploración del sub-suelo se llevó a cabo.
- Una descripción de la localización del sitio, incluyendo estructuras cercanas, condiciones de drenaje del mismo, naturaleza de la vegetación en el sitio y alrededores, y cualquier otra característica única de este.
- Aspectos geológicos del lugar.
- Detalles de la exploración de campo, es decir, número de sondeos, tipos y profundidades de estos, entre otros.
- Descripción general de las condiciones del subsuelo determinadas a partir de los especímenes de suelo y pruebas de laboratorio, como la resistencia por penetración estándar y la resistencia por penetración de cono, entre otros.
- Condiciones del nivel del agua freática.

- Asentamientos posibles que se producirán.
- Recomendaciones para la cimentación, incluido el tipo de cimentación recomendada, capacidad de carga admisible y cualquier procedimiento especial de construcción que se requiere; deben también analizarse procedimientos alternativos para el diseño de la cimentación en esta parte del informe.
- Conclusiones y limitaciones de las investigaciones.

Las siguientes presentaciones gráficas deben añadirse al informe:

- Mapa de localización del sitio.
- Vista en planta de la localización de los sondeos con respecto a las estructuras.
- propuestas y aquellas existentes en la cercanía.
- Bitácoras de perforación.
- Resultados de las pruebas de laboratorio.
- Otras presentaciones gráficas especiales.

Los informes de exploración deben estar bien planeados y documentados, ya que ayudarán a responder preguntas y a resolver problemas sobre la cimentación que surjan después durante el diseño y la construcción.

5.2. Preparación de registros de perforaciones

La información detallada obtenida de cada barreno se presenta en una forma gráfica llamada *bitácora de la perforación*. Conforme se avanza hacia abajo con un barreno, el perforista debe generalmente registrar la siguiente información en una bitácora estándar:

- Nombre y dirección de la compañía perforadora.
- Nombre del perforador.
- Descripción y número de la tarea.
- Número y tipo de barreno, y localización del mismo.
- Fecha de la perforación.
- Estratificación del subsuelo, obtenida por observación visual del suelo sacado por barrena, cuchara partida o tubo Shelby de pared delgada.
- Elevación y fecha del nivel freático observado, uso de revestimiento y pérdidas de lodo, etc.
- Resistencia por penetración estándar y la profundidad correspondiente.
- Número, tipo y profundidad de la muestra de suelo recolectada.
- En el caso de extracción de núcleos, el tipo de barril usado y para cada avance. la longitud real del núcleo, la longitud del núcleo recuperado y la *RQD*.


Esta información nunca debe dejarse a la memoria porque con frecuencia conduce a registros equívocos de perforación.

Después de completar todas las pruebas necesarias de laboratorio, el ingeniero geotecnista prepara un informe final que incluye notas del registro de campo del perforador y los resultados de las pruebas realizadas en el laboratorio. La figura 54 muestra una bitácora típica de perforación. Esos registros tienen que unirse al informe final de exploración del suelo entregado al cliente. Note que la figura 54 también muestra las clasificaciones de los suelos en la columna izquierda, junto con la descripción de cada suelo (con base en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

Figura 54. **Bitácora típica de perforación**

Bitácora de perforación

Nombre del proyecto Edificio de apartamentos de dos pisos
 Localización Johnson & Olive St. Fecha de la perforación 2 de marzo de 1999
 Perforación No. 3 Tipo de Barreno hueco Elevación del terreno 60.8 m
 perforación

Descripción del suelo	Profundidad (m)	Tipo y número de la muestra del suelo	N_F	w_n %	Comentarios
Arcilla ligera café (relleno)					
Arena limosa (SM)	1 2	SS-1	9	8.2	
* G. W. T.  3.5 m	3 4	SS-2	12	17.6	$LL = 38$ $PI = 11$
Limo arcilloso ligero gris (ML)	5 6	ST-1 SS-3		20.4 20.6	$LL = 36$ $q_u = 112 \text{ kN/m}^2$
Arena con algo de grava (SP) Fin de la perforación @ 8 m	7 8	SS-4	27	9	
N_F = Número de penetración estándar (golpes/304.8 mm) w_n = contenido natural de agua LL = límite líquido; PI = índice plástico q_u = resistencia a compresión simple SS = muestra de cuchara partida; ST muestra de tubo Shelby			* Nivel del agua observado después de 1 semana de perforación		

Fuente: BRAJA, M. Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 283.

5.3. Valores de ángulos de fricción interna por medio de la prueba de SPT

Los resultados del SPT pueden correlacionarse con algunas propiedades mecánicas de los suelos y, en especial, en lo referente a las arenas. Las primeras referencias sobre el uso del SPT en arenas están citadas en Terzaghi y Peck³⁰ y representadas en una tabla que correlaciona el valor de N con la densidad relativa en arenas.

La densidad relativa (D_r) de una arena tiene una influencia importante en el ángulo de fricción interna (ϕ), en su capacidad de carga y en el asentamiento de fundaciones que se apoyan sobre este material.

En las siguientes ecuaciones se usan varias correlaciones de los valores en SPT N para el ángulo de fricción ϕ . Las dos primeras ecuaciones son de Shioi y Fukui (1982)³¹.

$$\phi = \sqrt{18N'_{70}} + 1$$

$$\phi = 0,36N_{70} + 15$$

$$\phi = 4,5N_{70} + 20 \quad (\text{en general})$$

Las primeras dos ecuaciones son para carreteras y puentes, y la tercera para edificios.

³⁰BOWLES, Joseph E. *Foundation analysis and design*. p.163.

³¹Ibíd.p.

Tabla XXI. **Valores empíricos de D_r , ϕ , y peso específico para suelos granulares basados en el SPT, aproximadamente a 6 metros de profundidad normalmente consolidados**

Descripción de suelo	Muy suelto	Suelto	Medio	Denso	Muy denso	
Densidad relativa D_r	0,00	0,15	0,35	0,65	0,85	
SPT N'_{70}	Fino	1 - 2	3 - 6	7 - 15	16 - 30	\leq
	Medio	2 - 3	4 - 7	8 - 20	21 - 40	> 40
	Grueso	3 - 6	5 - 9	10 - 25	26 - 45	> 45
ϕ	Fino	26 - 28	28 - 30	30 - 34	33 - 38	< 50
	Medio	27 - 28	30 - 32	32 - 36	36 - 42	
	Grueso	28 - 30	30 - 34	33 - 40	40 - 50	
Peso específico húmedo $\gamma_{Húmedo}$ kN/m ³	11 - 16	14 - 18	17 - 20	17 - 22	20 - 22	

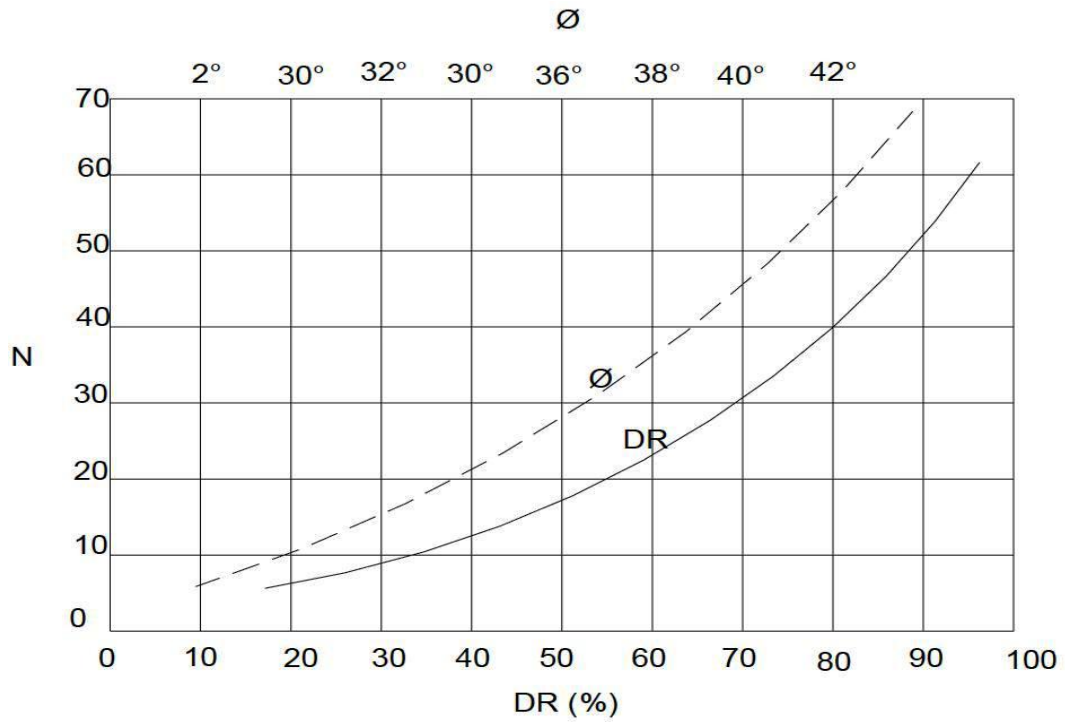
Fuente: BOWLES, Joseph E. *Foundation analysis and design*. p. 163

5.3.1. Aporte de Meyerhof

En investigaciones realizadas entre 1953, 1954 y 1955 Meyerhof estableció una correlación entre N , D_r , y ϕ , la cual es independiente de la presión de sobrecarga efectiva (figura 55).

Según el autor los valores de los ángulos son seguros para arenas limpias y uniformes, deben reducirse por lo menos 5 grados para el caso de arenas arcillosas en ausencia de ensayos de corte; para el caso de una mezcla de arenas con gravas pueden aumentarse hasta 5 grados. Posteriormente en 1975 estableció una correlación en la cual se incluye el efecto de la presión de sobrecarga (ϕ en el nivel donde se efectúa el ensayo, por medio de la siguiente relación).

Figura 55. Correlaciones N - Dr y N - ϕ (Meyerhof.)



Fuente: BOWLES, Joseph E. *Foundation analysis and design*. p. 164.

Existen muchas teorías sobre el cálculo de ϕ y N , propuesto por muchos autores aquí se mencionan los valores corregidos de N , todas son relaciones empíricas (tabla XXII).

Tabla XXII. **Correlaciones para obtener el ángulo de fricción efectiva a partir del ensayo de SPT**

	$\phi = 20 + (0,45 N_{70})$
PECK	$\phi = 28,5 + (0,40 N_{70})$
KISHIDA	$\phi = \sqrt{18N_{70}} + 15$
HATANAKA-UCHIDA	$\phi = \sqrt{15,4N_{70}} + 20$
MUROMACHI 1974	$\phi = 3,5\sqrt{N_{70}} + 20$
SCHMERTMANN	$\phi = \text{Arc tan} \left(\frac{N_{70}}{27} \right)^{0,34}$
PECK HANSON THORNBURN	$\phi = 26,25 \left[2 - e^{\left(\frac{N_{70}}{39} \right)} \right]$
JAPAN NATIONAL RAILWAY	$\phi = 27 + (0,30 N_{70})$
JAPAN ROAD BOREAU	$\phi = 15 + \sqrt{15 N_{70}}$

Fuente: Geotecnia III. Parametrización de suelos mediante ensayos in situ Facultad de Ingeniería U.N.L.P.

5.4. Valores de cohesión por medio de la prueba de SPT

En los suelos cohesivos las correlaciones basadas sobre los resultados del SPT solo deben considerarse orientativas y sujetas a comprobación local.

En la siguiente tabla XXIII y figura 56 se presentan una serie de relaciones entre N_{SPT} y la resistencia a la compresión simple, y la correlación clásica

de Terzaghi y Peck (1948)³² entre la resistencia al corte no drenada y N_{SPT} para suelos cohesivos.

Tabla XXIII. Valores de c_u en función de N_{SPT}

N_{SPT}	c_u kg/cm ²
< 2	<0,125
2 – 4	0,125–0,25
4 – 8	0,25–0,5
8 – 15	0,5– 1
15 – 30	1 – 2
>30	>2

Fuente: BOWLES, Joseph E. *Foundation analysis and design*.p. 165.

En arcillas la cohesión no drenada con base en ensayos triaxiales realizados en arcillas sensitivas puede determinarse como:

$$c_u = K N_{60}$$

Donde:

K = constante en un rango de [3,5 – 6,5] kN/m²(0,507 – 0,942 lb/plg²)

N_{60} = número de penetración estándar obtenido en campo

La cohesión en arcillas, según otros investigadores también puede determinarse como:

³²BOWLES, Joseph E. *Foundation analysis and design*.p. 165.

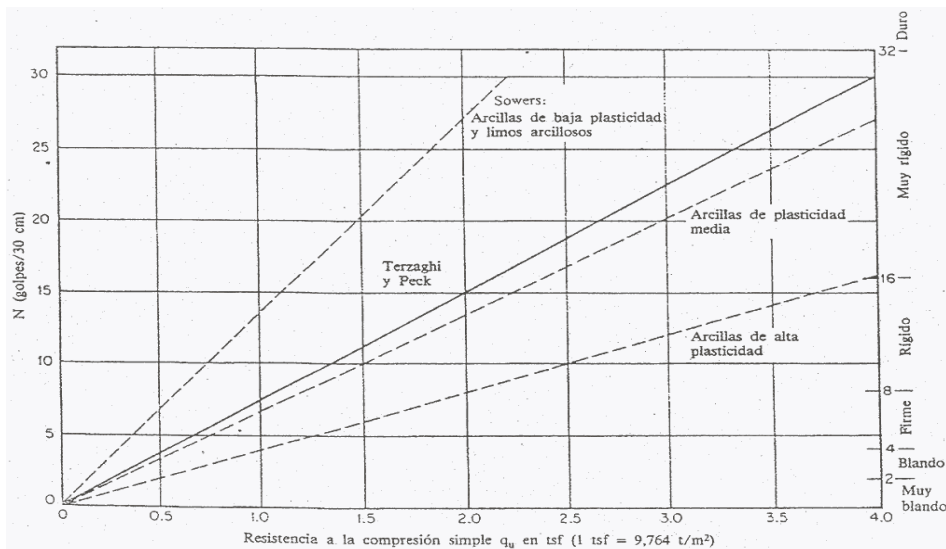
$$c_u(kN/m^2) = 29 N_{60}^{0.72}$$

Donde:

N_{60} = número de penetración estándar obtenido en campo

Debe remarcarse que la dispersión de las correlaciones de los resultados obtenidos de ensayos dinámicos en suelos cohesivos es mucho mayor que en los terrenos granulares. Las presiones intersticiales que se generan en el momento del golpeo y los rozamientos parásitos afectan substancialmente a los resultados.

Figura 56. **Valores de la resistencia a compresión simple a partir de N_{SPT} para suelos cohesivos de distinta plasticidad**



Fuente: Tomado de Instituto Geológico y Minero de España.

5.5. Valores de C_n por medio de la prueba de SPT

Existen diferentes propuestas para el cálculo de este factor de corrección, sin embargo la siguiente expresión propuesta por Liao y Whitman (1986)³³, es la que se utiliza comúnmente, representa aproximadamente el promedio de dichas expresiones y es la más fácil de utilizar.

$$C_N = \left(\frac{95.76}{\sigma'_{vo}} \right)^{1/2}$$

Donde σ'_{vo} (kPa) es el esfuerzo efectivo vertical a la profundidad donde se desea obtener el valor del N corregido. En general se recomienda $C_N \leq 2,0$ por lo que para efectos del presente artículo cuando se obtengan valores superiores a 2,0 en este factor, se tomará este último valor para no incurrir en estimaciones en los parámetros que se van a analizar.

A continuación se destacan también las siguientes propuestas:

Peck	$C_N = \log(20/R_s)/\log(20)$
Seed	$C_N = 1 - 1,25\log(R_s)$
Meyerhof-Ishihara	$C_N = 1,7/(0,7+R_s)$
Liao-Whitman	$C_N = (1/R_s)^{0,5}$
Skempton	$C_N = 2/(1+R_s)$
Seed-Idriss	$C_N = 1 - K*\log R_s$

(Marcuson) $K=1,41$ para R_s

³³BOWLES, Joseph E. *Foundation analysis and design*.p. 158.

Donde:

$$Rs = \frac{\sigma'_v}{P_a}$$

Esfuerzo vertical de referencia $\sigma'_{vo} = 1 \text{ kg/cm}^2 \approx 1 \text{ atmósfera} = P_a$, como función del parámetro Rs

5.6. Valores de N_c , N_q y N_y calculados de acuerdo con la tabla 4.1 (Bearing-Capacity factors for the Terzagui) del Libro Foundations Analysis and Desing, Autor: Joseph Bowles pag:220

Los valores N_c , N_q y N_y , son factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción ϕ del suelo.

Tabla XXIV. **Ecuaciones para la obtención de los valores N_c , N_q y N_γ de diversos autores**

Terzaghi (1943). Ver Tabla XXV para valores típicos y para valores de K_{py} .

$$N_q = \frac{a^2}{a \cos^2 (45 + \phi/2)} a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Meyerhof (1963)

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan 1.4\phi$$

Hansen (1970)

$$N_q = \text{la misma de Meyerhof}$$

$$N_c = \text{la misma de Meyerhof}$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

Vesic (1973, 1975)

$$N_q = \text{la misma de Meyerhof}$$

$$N_c = \text{la misma de Meyerhof}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Fuente: BOWLES, Joseph E. *Foundation analysis and design*. p. 220.

Tabla XXV. **Factores de capacidad de carga por la ecuación de Terzaghi**

ϕ , deg	N_c	N_q	N_γ	$K_{p\gamma}$
0	5,7*	1,0	0,0	10,8
5	7,3	1,6	0,5	12,2
10	9,6	2,7	1,2	14,7
15	12,9	4,4	2,5	18,6
20	17,7	7,4	5,0	25,0
25	25,1	12,7	9,7	35,0
30	37,2	22,5	19,7	52,0
34	52,6	36,5	36,0	
35	57,8	41,4	42,4	82,0
40	95,7	81,3	100,4	141,0
45	172,3	173,3	297,5	298,0
48	258,3	287,9	780,1	

* $N_c = 1.5 \pi + 1$ [ver Terzaghi (1941). Pág. 127.]

Fuente: BOWLES, Joseph E. *Foundation analysis and design*. p. 220.

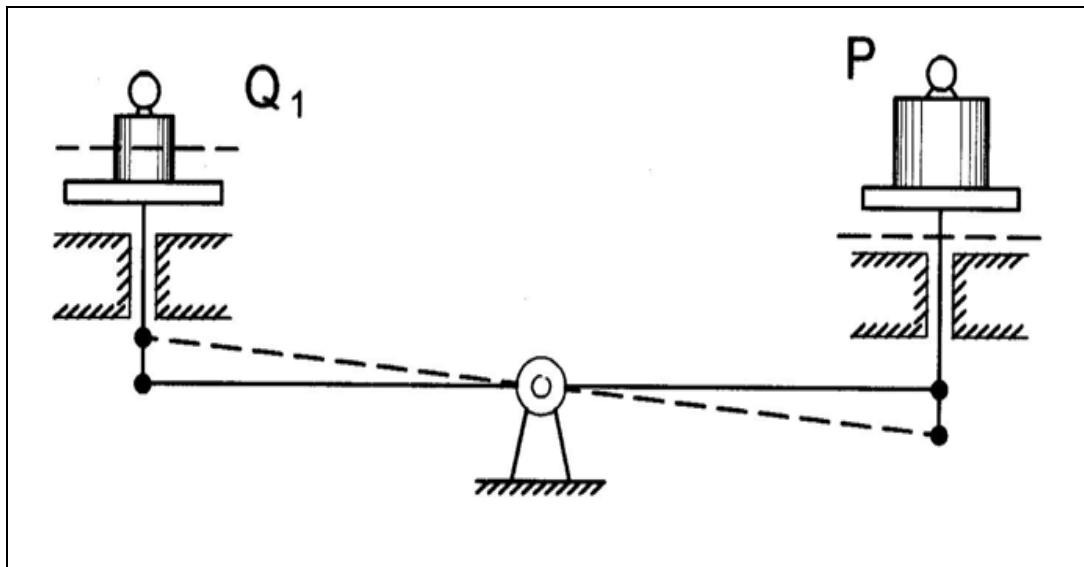
5.7. Capacidad de carga del suelo

Se denomina como capacidad de carga admisible de una cimentación a la carga que al ser aplicada no provoque falla o daños en la estructura soportada, con la aplicación de un factor de seguridad. La capacidad de carga no solo está en función de las características del suelo sino que depende del tipo de cimentación y del factor de seguridad adoptado. Una forma de analizar la capacidad de carga es por medio del modelo mecánico de Khristianovich (figuras 57 y 58). Se tiene una balanza ordinaria, cuyo movimiento está limitado por la fricción en las guías de los platillos, si se coloca un peso suficientemente

pequeño en uno de los platillos, la balanza permanece en equilibrio debido a que la fricción de las guías lo contrarresta, si se coloca un peso mayor que la fricción de las guías, se requiere entonces de un segundo peso en el otro platillo. Cuando la balanza pierde el equilibrio por el incremento de peso en uno de los platillos por muy pequeño que sea, se conoce como equilibrio crítico de la balanza. La capacidad de las cimentaciones puede ejemplificarse siguiendo con el modelo de la balanza.

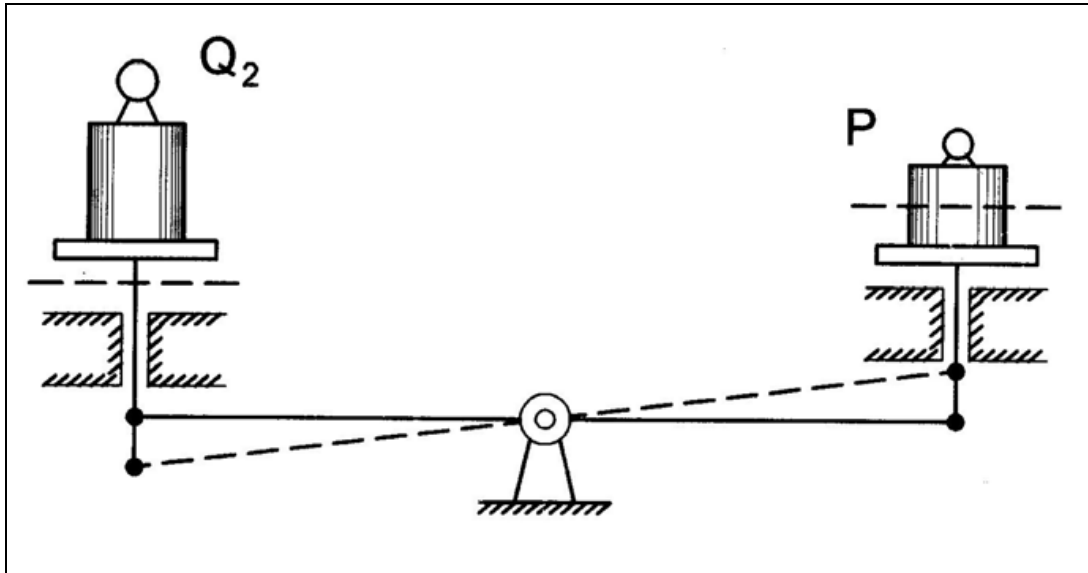
En el platillo derecho se tiene un peso P y se quiere determinar el valor de Q que se colocará en el platillo izquierdo para que la balanza se encuentre en equilibrio crítico. Existen dos soluciones posibles para esta situación, una es con $Q < P$ y la otra $Q > P$.

Figura 57. **Modelo de Khistianovich, $Q < P$**



Fuente: JUÁREZ, Badillo. *Mecánica de Suelos*. p. 51.

Figura 58. **Modelo de Khistianovich, $Q > P$**

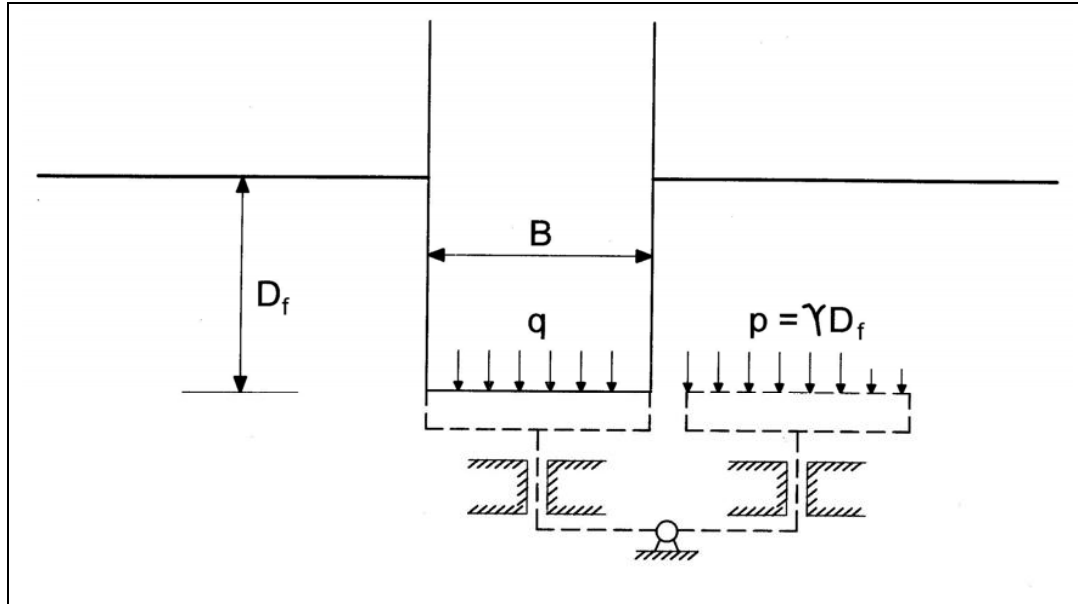


Fuente: JUÁREZ, Badillo. *Mecánica de Suelos*. p.51.

Ahora se lleva a cabo el mismo análisis para una cimentación (figura 59). Se tiene una cimentación de ancho B a una profundidad D_f , que se supone continúa.

En el caso de la cimentación debe encontrarse la carga q , última que puede colocarse en el cimiento sin que se desestabilice el conjunto, sustituyendo el cimiento y colocándolo en uno de los platillos del modelo de análisis, el terreno natural estaría sobre el otro. Puede verse que la presión q que puede colocarse en el platillo del cimiento es mayor que la carga del otro platillo ($p = \gamma \cdot D_f$). Esto se debe a que la resistencia del suelo equivalente a la fricción en las guías está trabajando a favor de q , lo que corresponde al caso en el que $Q > P$.

Figura 59. **Modelo de Khristianovich aplicado a cimentación**



Fuente: JUÁREZ, Badillo. *Mecánica de Suelos*. p.52.

También se tiene el caso de una excavación, que corresponde a $Q < P$, q se toma como nulo, pero conforme se hace más profunda la excavación estaría bajándose el nivel de la balanza y el resultado sería el aumento de la presión p .

Si la profundidad sigue aumentando, existe entonces la profundidad crítica, lo que indica que al tratar de profundizar más, el fondo de dicha excavación se levantará como el platillo de la balanza. Este fenómeno es conocido como falla de fondo. Si una carga es aplicada en un área limitada ubicada en la superficie del suelo o debajo de ella, el área cargada cede y si la carga se aumenta de forma continua, los asentamientos que se grafican en el eje vertical en un sistema de coordenadas dan lugar a la llamada curva de asentamientos. Un suelo resistente equivale a guías con mucha fricción y viceversa.

5.7.1. Capacidad de carga de cimentaciones superficiales

5.7.1.1. Ecuación general de capacidad de carga

$$q = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

c = cohesión

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación = γD_f

γ = peso específico del suelo

B = ancho de la cimentación (en el caso de cimentación circular, el diámetro)

F_{cs} , F_{qs} , $F_{\gamma s}$ = factores de forma

F_{cd} , F_{qd} , $F_{\gamma d}$ = factores de profundidad

F_{ci} , F_{qi} , $F_{\gamma i}$ = factores de inclinación de la carga

N_c , N_q , N_γ = factores de capacidad de carga

5.7.1.1.1. Factores de capacidad de carga

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

5.7.1.1.2. Factores de forma

$$S_c = F_{cs} = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$S_q = F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$S_\gamma = F_{\gamma s} = 1 + 0.4 \frac{B}{L}$$

5.7.1.1.3. Factores de profundidad

$$d_c = F_{cd} = 1 + 0.4 k$$

$$d_q = F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$d_\gamma = F_{\gamma d} = 1, \text{ para cualquier valor de } \phi$$

5.7.1.1.4. Factores de inclinación de la carga

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$$

5.7.2. Capacidad de carga por medio de la prueba SPT

La capacidad de carga admisible por medio del SPT se determina por medio de las siguientes ecuaciones:

$$q_{adm} = \frac{N_{corr}}{F_1} K_{d, B} \leq F_4$$

$$q_{adm} = \frac{N_{corr}}{F_2} \left(\frac{B + F_3}{B} \right) K_{d, B} > F_4$$

Donde:

N_{corr} = valor de penetración estándar corregido.

q_{adm} = capacidad de carga admisible para un asentamiento de una pulgada = 25 mm, kPa o ksf en función de las unidades con las que se desee trabajar..

B en metros o pies dependiendo del sistema en el que se elijan los factores F (tabla XXVI).

$$K_d = 1 + 0,33 \frac{D_f}{B} \leq 1,33 \quad (\text{Sugerido por Meyerhof (1965)})$$

Tabla XXVI. Factores “F” para SPT

Factor	N ₅₅		N' ₇₀	
	SI	F _{PS}	SI	F _{PS}
F1	0,05	2,5	0,04	E
F2	0,08	4	0,06	D
F3	0,30	1	Igual	Igual
F4	1,20	4	Igual	Igual

Fuente: E. BOWLES, Joseph. *Foundation Analysis and Design*. p. 264.

Donde:

SI = valores de los factores F para sistema de internacional de medidas, trabajar con metros.

F_{ps} = valores de los factores F para obtener resultados en sistema inglés (libras, pies, segundos).

Las ecuaciones descritas anteriormente están hechas para un asentamiento de 25 mm. La ecuación general para cualquier asentamiento es:

$$q_{adm}(S_j) = \frac{S_j}{S_0} q_{adm}$$

Donde:

S₀= 25 mm para SI (sistema internacional) y 1" para el sistema inglés.

S_j= asentamiento real, que puede estar en milímetros o pulgadas dependiendo de las unidades de S₀.

Parry (1977)³⁴ propuso la siguiente ecuación para suelos cohesivos:

$$q_{adm} = 30 N_{corr}$$

Donde:

N_{corr}= N₅₅= valor promedio del SPT a una profundidad de 0.75B debajo de la base de la cimentación.

³⁴BOWLES, Joseph E. *Foundation analysis and design*.p. 264.

5.7.3. Ecuaciones de capacidad de carga más utilizadas

5.7.3.1. Ecuación de Terzaghi

$$q_u = cN_c + qN_q + 0,5\gamma BN_\gamma \text{ (Cimiento corrido)}$$

Donde:

c = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$

D_f = profundidad de desplante de la cimentación

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga (son adimensionales y se encuentran en función del ángulo de fricción del suelo, ϕ)

Para cimentaciones cuadradas o circulares la ecuación puede modificarse:

$$q_u = 1,3cN_c + qN_q + 0,4\gamma BN_\gamma \text{ (Cimentación cuadrada)}$$

$$q_u = 1,3cN_c + qN_q + 0,3\gamma BN_\gamma \text{ (Cimentación circular)}$$

B es la dimensión de cada lado de la cimentación en el caso de cimentaciones cuadradas. Para cimentaciones circulares B es el diámetro de la cimentación

5.7.3.2. Ecuación de Meyerhof

En el caso de carga vertical:

$$q_u = cN_c S_c d_c + qN_q S_q d_q + 0,5\gamma BN_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

En el caso de carga inclinada:

$$q_u = cN_c i_c d_c + qN_q i_q d_q + 0,5\gamma B N_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

5.7.3.3. Ecuación de Hansen

$$q_u = cN_c S_c d_c i_c g_c b_c + qN_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Para suelo puramente cohesivo ($\varphi=0$):

$$q_u = 5,14 S_u (1 + S'_c + d'_c - i'_c - g'_c) + q$$

5.7.3.4. Ecuación de Vesic

$$q_{ult} = cN_c S_c d_c i_c g_c b_c + qN_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

5.7.4. Capacidad de carga para losas de cimentación por medio de SPT

La capacidad de carga última según Peck-Hansen-Thorburn para losas sobre arenas (arenas de condición $\varphi=0$) es:

$$q_{adm} = \frac{N_{corr} - 3}{5}$$

Donde:

N_{corr} = valor corregido de penetración estándar en campo = N'_{70}

q_{adm} dado en kg/cm^2

Para losas sobre gravas con arenas Meyerhof propuso:

$$q_{adm} = \left(\frac{N_{corr}}{4} \right) F_d S_e$$

Donde:

N_{corr} = valor corregido de penetración estándar en campo = N'_{70}

F_d (escrito como K_d) = $1 + 0,33 (D_f/B) \leq 1,33$

S_e = asentamiento requerido en pulgadas

D_f = profundidad de desplante de la losa en pies

B = dimensión mínima o base de la losa en pies

q_{adm} en $\text{ton/pie}^2 \approx \text{kg/cm}^2$

También se tiene que la capacidad de carga neta admisible para losas de cimentación sobre depósitos de suelo granular es:

$$q_{adm} (neta) (kN/m^2) = 11,98 N_{corr} \left(\frac{3,28B + 1}{3,28B} \right)^2 F_d \left(\frac{S_e}{25,4} \right)$$

Donde:

N_{corr} = resistencia a la penetración estándar corregida = N'_{60}

B = ancho en metros F_d (escrito como K_d) = $1 + 0,33 (D_f/B) \leq 1,33$

S_e = asentamiento, en mm

Nota. Para D_f/B , los valores de profundidad de desplante y longitud mínima o base pueden estar en pies o metros, ya que la relación dada por ambos siempre es la misma sin importar las unidades de medición en las que estén.

5.7.5. Capacidad de carga para cimentaciones profundas a la punta por medio de SPT

$$Q_{PU} = A_P(40 N_{corr}) \frac{L_b}{B} \leq A_P(400 N_{corr})$$

Donde:

Q_{pu} = carga de punta última en kN.

$N_{corr} = N_{55}$ = número de penetración estándar corregido promedio en una zona de alrededor de 8B arriba a 3B bajo la punta del pilote (puede ser también 4B abajo y 10B arriba de la punta, ver apéndice A).

B = ancho o diámetro del pilote.

L_b/B = proporción de profundidad media de pilote dentro del estrato de carga.

En unidades inglesas la ecuación queda:

$$q_P \text{ (lb/pie}^2\text{)} = (800 N_{corr}) \frac{L_b}{B} \leq 800 N_{corr}$$

Según Briaud y otros (1985) la resistencia de punta para pilotes en arena puede determinarse como:

$$Q_{PU} = A_P(19,7 P_a N_{60}^{0,36})$$

Según Shioi y Fukui (1982) para pilotes colados in situ en arena:

$$Q_{PU} = A_P(3 P_a)$$

Según Shioi y Fukui (1982) para pilotes perforados en arena:

$$Q_{PU} = A_P(0,1P_aN_{60})$$

Para pilotes perforados en arena gravosa:

$$Q_{PU} = A_P(0,15P_aN_{60})$$

Para pilotes perforados en todo tipo de suelo:

$$Q_{PU} = A_P(0,3P_aN_{60})$$

donde:

N_{60} = número de penetración estándar promedio en la zona definida anteriormente.

P_a = presión atmosférica ($\approx 100 \text{ kN/m}^2 \approx 2000 \text{ lb/pie}^2$).

5.8. Factor de seguridad

La capacidad de carga admisible, q_{adm} , consiste una reducción de la capacidad de carga última con la aplicación de un factor de seguridad FS:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

La capacidad de carga última neta es la carga última, q_u , menos el exceso de presión de sobrecarga producida por el suelo alrededor de la cimentación y puede utilizarse en caso de que la diferencia entre el peso específico del suelo y el concreto sea considerada pequeña:

$$q_{neta(u)} = q_u - q$$

Donde:

$q_{neta(u)}$ = capacidad de carga última neta

$$q = \gamma D_f$$

Por lo tanto:

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_u - q}{FS}$$

El factor de seguridad para todos los casos puede ser de 3.

Suele utilizarse un factor de seguridad respecto a la falla por corte (FS_{corte}) que varía de 1,4 a 1,6, se usa junto con un factor de seguridad mínimo de 3 a 4 por capacidad de carga última neta o bruta. A continuación se muestra el procedimiento para el cálculo de carga neta admisible para un FS_{corte} dado:

Modificar c y ϕ , cohesión y el ángulo de fricción, respectivamente:

$$c_d = \frac{c}{FS_{corte}}$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{FS_{corte}} \right)$$

La capacidad de carga admisible bruta se calcula de acuerdo con la ecuación que se utilice, con c_d y ϕ_d como los parámetros de resistencia cortante del suelo:

$$q_{adm} = C_d N_c + q N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma$$

Donde:

N_c , N_q , N_γ = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción ϕ_d .

La capacidad de carga para el ángulo de fricción ϕ_d es entonces:

$$q_{adm (neta)} = q_{adm} - q = C_d N_c + q(N_q - 1) + 0,5 \gamma B N_\gamma$$

Para la falla por corte local cohesión y el ángulo de fricción también pueden tomarse como:

$$c' = 0,67c$$

$$\phi' = \tan^{-1}(0,67 \tan \phi)$$

5.9. Diferentes tipos de cimientos

5.9.1. Cimentaciones superficiales

Se les conoce como cimentaciones superficiales a aquellas cuya profundidad de desplante D es menor o igual que el ancho de la misma, pero también se sugiere que se tomen como cimentaciones superficiales aquellas cuya profundidad de desplante sea menor o igual a tres o cuatro veces el ancho de la cimentación. Entre este tipo de cimentaciones se encuentran las zapatas aisladas, las cimentaciones corridas y las losas de cimentación.

5.9.1.1. Zapatas aisladas

Las zapatas aisladas son elementos estructurales, por lo general, de forma cuadrada o rectangular, a veces circular, que se construyen para transmitir la carga de las columnas hacia el suelo por medio de una mayor área para disminuir la presión.

5.9.1.2. Cimientos o zapatas corridas

Los cimientos o zapatas corridas son elementos análogos a los anteriores. En este caso, la longitud del cimiento es grande en comparación con el ancho. Soportan varias columnas o muros de mampostería, es una forma derivada de la zapata aislada, debido a que, si el suelo es de baja resistencia crea la necesidad de una mayor área de repartición o en caso de que se deban transmitir mayores cargas hacia el suelo.

5.9.1.3. Losas de cimentación

Una losa de cimentación es un elemento estructural de concreto utilizado como conexión entre una o más columnas en línea con el suelo de la base. Puede ser utilizada para soportar tanques de almacenamiento o varias piezas de equipo industrial. Son comúnmente utilizadas para soportar grupos de silos, chimeneas y varias estructuras de torres. Una losa de cimentación puede ser utilizada donde el suelo de la base tiene una capacidad de carga baja y/o las cargas de las columnas son tan grandes que el 50 por ciento del área se ve cubierta por cimentaciones convencionales (zapatas y cimientos corridos). Es una zapata combinada que soporta columnas y muros.

Es común utilizar losas de cimentación para sótanos profundos para disipar las cargas de las columnas a una distribución de presión más uniforme y proveer la losa para el sótano. Una ventaja para los sótanos es que provee una defensa contra el nivel freático.

Dependiendo de los costos locales y observando que una losa de cimentación requiere acero tanto negativo como positivo en el refuerzo puede ser más económico el uso de cimentaciones superficiales comunes, aunque toda la zona se encuentre cubierta. Esto evita el uso de acero de refuerzo negativo y se puede completar como en la figura 59, fundiendo las zapatas de forma alternada para evitar el encofrado y utilizando espaciadores de fibra para separar las zapatas fundidas.

Las losas de cimentación pueden ser soportadas por pilotes en situaciones como cuando el nivel freático se encuentra cerca (para controlar la flotación) o donde el suelo de la base es susceptible a grandes asentamientos.

Es necesario tener en cuenta que los esfuerzos de contacto de la losa penetrarán a una gran profundidad o tendrán una intensidad relativamente grande a una profundidad mayor.

5.9.1.3.1. Tipos de losas de cimentación

La figura 60 muestra varios tipos de configuraciones de losas de cimentación.

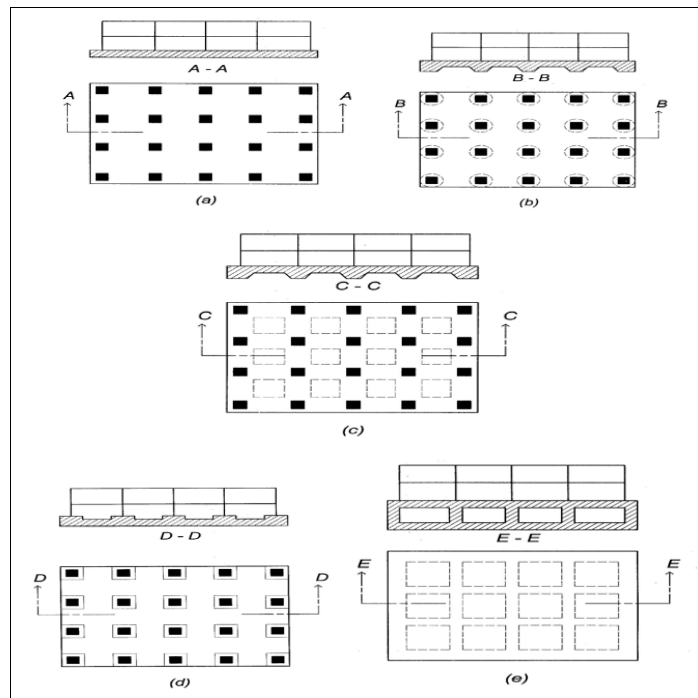
Probablemente el diseño más común consiste en una losa plana de concreto de 0,75 a 2 m de espesor y continúa en ambos sentidos, reforzada en la parte inferior y superior. Esto se debe a la incerteza en el diseño o a que el

sobrediseño provee un costo extra moderado en relación con el costo total del proyecto, además de proveer seguridad extra.

Entre los tipos de losas están:

- Losas planas (figura 55a), tienen un espesor uniforme.
- Losas planas con mayor espesor bajo las columnas (figura 55b).
- Viga y losa (figura 55c), las vigas corren en ambas direcciones y las columnas se localizan en la intersección de las vigas, conocidas también como losas nervuradas.
- Losa plana, columnas con pedestal (figura 55d).
- Losa con muros de sótano (figura 55e) los muros sirven como rigidizantes de la losa.

Figura 60. Tipos de losas de cimentación



Fuente: BOWLES, Joseph E. *Foundation analysis and desing*. p. 538.

5.9.2. Cimentaciones profundas

5.9.2.1. Pilotes

Se clasifican dentro de las cimentaciones profundas y son elementos estructurales esbeltos, sus dimensiones transversales se encuentran en un rango de 0,30 m a 1,00 m. Entre sus funciones se encuentran:

- Transmitir las cargas de una estructura, a través de un suelo blando o agua hasta un estrato de suelo resistente. Los pilotes trabajan de igual forma que las columnas de una estructura.
- Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando utilizando la fricción lateral entre el suelo y el pilote.
- Compactar suelos granulares con la finalidad de generar capacidad de carga.
- Proporcionar anclaje a estructuras sujetas (como tablestacas) o resistir fuerzas laterales que se ejerzan sobre las mismas (en el caso de puentes), en algunos casos se necesita de pilotes inclinados.
- Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volteo o cualquier fuerza que intente “levantar” la estructura (conocidos como pilotes de tensión).
- Alcanzar con la cimentación profundidades no sujetas a erosión socavaciones u otros efectos nocivos.
- Proteger estructuras marítimas como muelles, atracaderos, entre otros., contra el impacto de barcos u otros objetos flotantes.

5.9.2.2. Tipos de pilotes

Los pilotes se pueden fabricar de madera, acero, concreto o de una combinación de estos materiales y pueden tener diferentes configuraciones (figura 61).

5.9.2.2.1. Pilote de concreto

Los pilotes de concreto son los utilizados más ampliamente. Pueden ser de concreto reforzado común o preesforzado, aunque en su mayoría son de sección llena también pueden ser de sección hueca de menor peso, también pueden ser de sección circular, cuadrada, etc. Según el método de construcción y colocación que se utilice los pilotes de concreto pueden ser prefabricados e hincados a golpes o a presión o fundidos *in situ* en una excavación previamente realizada para la construcción del mismo. Los pilotes prefabricados se fabrican con cables de preesfuerzo de acero de alta resistencia. Durante la colocación del concreto, los cables se pretensan y se vierte el concreto alrededor de ellos. Los pilotes fundidos *in situ* pueden ser ademados o no ademados, ambos con un pedestal en el fondo. Los ademados se hacen hincando un tubo de acero en el terreno con ayuda de un mandril colocado dentro del tubo, cuando el pilote alcanza la profundidad apropiada, se retira el mandril y el tubo se llena con concreto.

5.9.2.2.2. Pilote de acero

Son útiles cuando la hinca de los pilotes de concreto es difícil debido a la resistencia del suelo, pues tienen mayor resistencia a los golpes del martillo de hincado y mayor facilidad de penetración. Suelen usarse secciones “H” o secciones tubulares con tapón en la punta o sin el. En muchos casos, los tubos

se llenan con concreto, luego de haber sido hincados. Pueden utilizarse también perfiles “I”.

Sin embargo en la mayoría de casos son preferibles los de perfil “H” porque el espesor, tanto del alma como del patín, es el mismo, mientras que en los perfiles “I” los patines tienen una sección un poco mayor a la del alma.

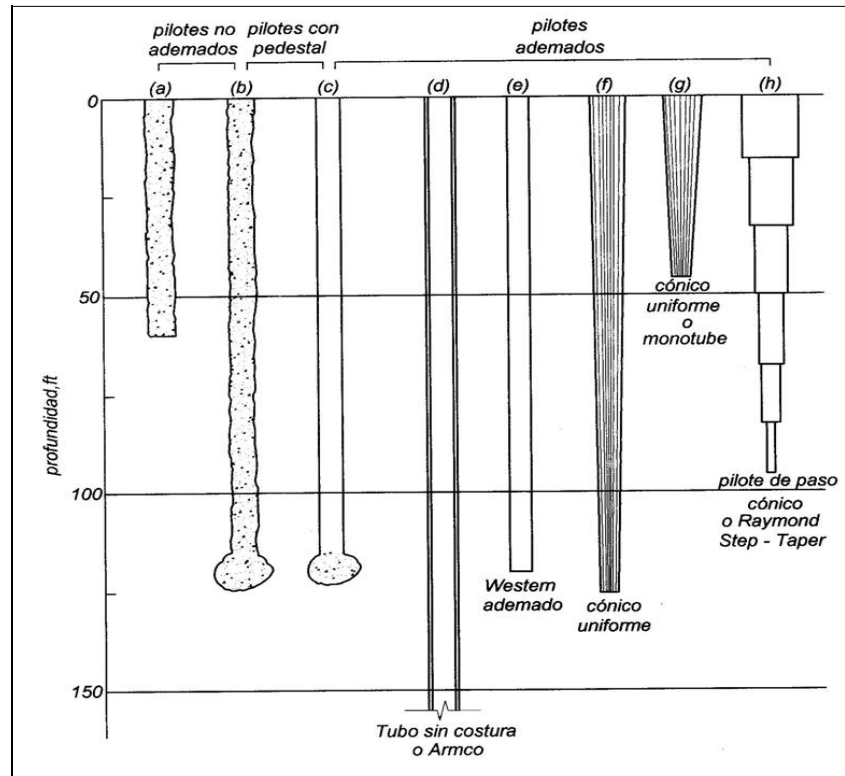
5.9.2.2.3. Pilotes de madera

Para este tipo de pilotes la longitud máxima es de entre 10 a 20 m, la madera debe ser recta, sana y sin defectos. Los pilotes de madera permanecen sin daño si el suelo a su alrededor se encuentra saturado. En un ambiente marino, son atacados por varios organismos y pueden ser dañados en pocos meses; y la parte que se encuentra arriba del nivel freático, es atacada por insectos. Para evitarlo la madera puede ser tratada con diversos químicos. Los pilotes de madera se usan raramente y quedan destinados prácticamente a la compactación de arena

5.9.2.2.4. Pilotes combinados

Pueden ser de madera y concreto o acero y concreto. Son utilizados cuando un pilote se hace excesivamente largo para alcanzar un estrato de apoyo adecuado para los pilotes de concreto o acero. Los pilotes de madera y concreto consisten en una porción de madera en la parte inferior cuando esta se encuentra de forma permanente bajo el nivel freático y la parte superior de concreto. El inconveniente de estos pilotes es la dificultad de lograr una junta adecuada entre ambos materiales, por lo que no se les utiliza muy a menudo.

Figura 61. Clasificación de los pilotes



Fuente: BOWLES, Joseph E. *Foundation analysis and desing.* p. 879.

5.9.3. Pilas perforadas

Como se mencionó en la introducción de este capítulo, las pilas perforadas son pilas coladas en el lugar y que generalmente tienen un diámetro de aproximadamente 750 mm o más. El uso de cimentaciones con pilas perforadas tiene muchas ventajas:

- Se puede usar una sola pila perforada en vez de un grupo de pilotes y una losa de cabeza de pilotes.
- La construcción de pilas perforadas en depósitos de arena densa y grava es más fácil que hincar pilotes.

- Las pilas perforadas se construyen antes que las operaciones de nivelación estén completas.
- Cuando se hincan pilotes con un martinete, las vibraciones del terreno ocasionan daños a estructuras cercanas, que el uso de pilas perforadas evita.
- Los pilotes hincados en suelos arcillosos pueden producir bufarniento del terreno y causar que pilotes previamente hincados se muevan lateralmente. Esto no ocurre durante la construcción de pilas perforadas.
- No hay ruido de martilleo durante la construcción de pilas perforadas, como se tiene durante el hincado de pilotes.
- Como la base de una pila perforada puede ampliarse, esto proporciona una gran resistencia a la carga de levantamiento.
- La superficie sobre la cual la base de la pila perforada se construye puede ser inspeccionada visualmente.
- La construcción de pilas perforadas utiliza generalmente equipo móvil, el cual, bajo condiciones apropiadas del suelo, resulta más económico que los métodos de construir cimentaciones con pilotes hincados.
- Las pilas perforadas tienen alta resistencia a las cargas laterales.

Hay también varias desventajas en el uso de la construcción de pilas perforadas. La operación del colado del concreto puede ser demorada por mal tiempo y siempre requiere de una estrecha supervisión. También, como en el caso de los cortes apuntalados, las excavaciones profundas para pilas perforadas causan pérdida considerable de terreno y daños a estructuras cercanas.

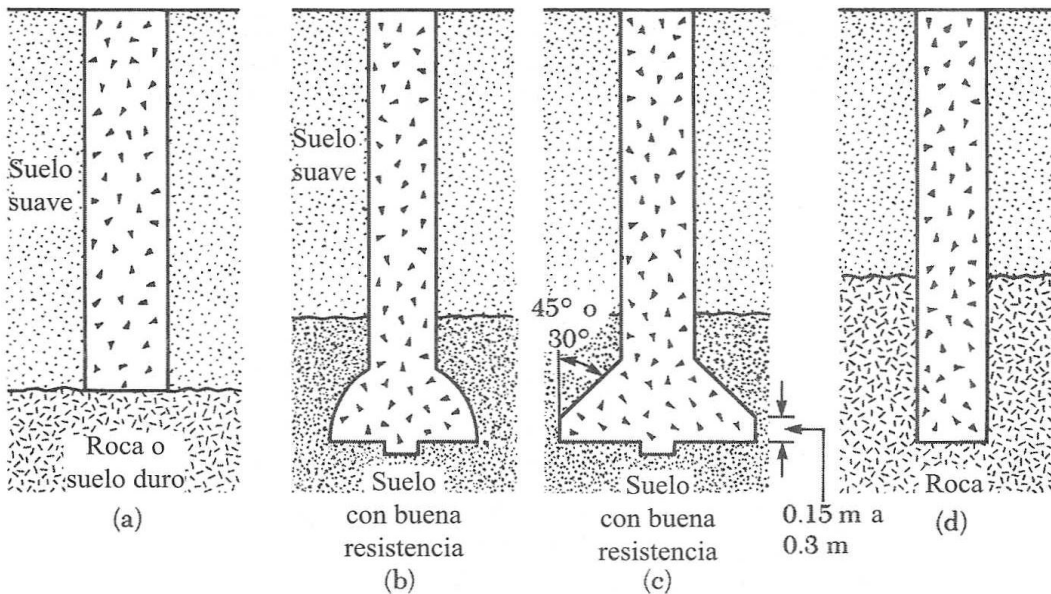
5.9.4. Tipos de pilas perforadas

Las pilas perforadas se clasifican de acuerdo con la manera en que se diseñan para transferir la carga estructural al suelo subyacente. La figura 62a muestra una pila perforada que tiene un eje recto. Él se extiende a través del estrato superior de suelo pobre, y su punta descansa sobre un estrato de suelo de fuerte capacidad de carga o de roca. La pila se adema con tubo de acero cuando se requiere (como en el caso de pilotes ademados de concreto colados en el lugar). Para tales pilas, la resistencia a la carga aplicada se desarrolla en la punta y también de la fricción lateral en el perímetro del fuste e interfaz del suelo.

Un pila perforada con campana(figuras 62b y 62c) consiste en una pila recta con una campana en el fondo que descansa sobre suelo de buena capacidad de carga. La campana se construye en forma de un domo (figura 62b) o con lados inclinados (figura 62c). Para campanas con lados inclinados, los trépanos comercialmente disponibles forman ángulos de 30° a 45° con la vertical. Para la mayoría de las pilas construidas en Estados Unidos, la capacidad de carga completa es asignada únicamente a la punta de la pila. Sin embargo, bajo ciertas circunstancias, la capacidad de carga de punta más la fricción lateral siempre se toma en cuenta. En Europa, tanto la resistencia friccional como la de punta se toman siempre en cuenta.

Las pilas rectas también se extienden a un estrato de roca subyacente (figura 62d). Al calcular la capacidad de carga de tales pilas perforadas, los ingenieros toman en cuenta la carga de punta y el esfuerzo cortante desarrollado a lo largo del perímetro del fuste y la interfaz de la roca.

Figura 62. Tipos de pilas perforadas: (a) pila recta; (b) pila recta; (b) y (c) pila con campana; (d) pilas rectas empotradas en roca.



Fuente: BRAJA, M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 553

5.9.4.1. Procedimiento de construcción

Ahora, la mayoría de las excavaciones para pilas se hacen mecánicamente. Las barrenas de hélice abierta son herramientas comunes de excavación, y tienen bordes o dientes cortantes. Aquellas con bordes cortantes se usan principalmente para perforaciones en suelo blando, homogéneo; aquellas con dientes cortantes se usan para taladrar en suelo duro. La barrena está unida a una barra cuadrada llamada *Kelly* que es empujada en el suelo y girada. Cuando las hélices se llenan con suelo, la barrena se eleva por encima de la superficie del terreno y el suelo se deposita en un montón al girar la barrena a gran velocidad. Esas barrenas están disponibles comercialmente en varios diámetros; a veces son tan grandes como 3 m o mayores.

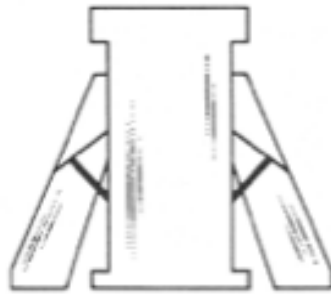
Cuando la excavación se extiende al nivel del estrato que toma la carga, la barrena se reemplaza por trépanos ensanchadores para conformar la campana en caso de que se requiera. Un trépano ensanchador consiste esencialmente en un cilindro con dos hojas cortadoras articuladas a la parte superior del cilindro (figura 63). Cuando el trépano es bajado al agujero, las hojas cortadoras permanecen plegadas allado del cilindro. Cuando el fondo del agujero se alcanza, las hojas se abren y el trépano es girado. El suelo suelto cae dentro del cilindro, que se eleva periódicamente y se vacía hasta que se termina la campana. La mayoría de los trépanos ensanchadores pueden cortar campanas con diámetros tan grandes como tres veces el diámetro de la pila.

Otro dispositivo común para el barrenado de pilas es la cubeta tipo taladro. Se trata esencialmente de una cubeta con una abertura y bordes cortadores al fondo. La cubeta está unida al Kelly y se hace girar. El suelo suelto se recoge en la cubeta, que es periódicamente levantada y vaciada. Agujeros tan grandes como 5 a 6 m de diámetro se pueden taladrar con este tipo de equipo.

Cuando se encuentra roca durante el taladrado, se usan barriles denúcleos con dientes de carburo de tungstenounidos al fondo de los barriles. Los barriles de perdigones se usan también para la perforación en roca muy dura. El principio de la extracción de núcleos de roca por medio de un barril de perdigones se muestra en la figura 64. La flecha del taladro está unida a la placa del barril, el cual tiene algunas ranuras de alimentación a través de las que se suministran perdigones de acero al fondo del agujero. Los perdigones cortan la roca cuando el barril es girado. Se suministra agua al agujero a través de la flecha del taladro. La roca fina y las partículas de acero (producidas por el desgaste de los perdigones) son lavados hacia arriba y se asientan en la porción superior del barril.

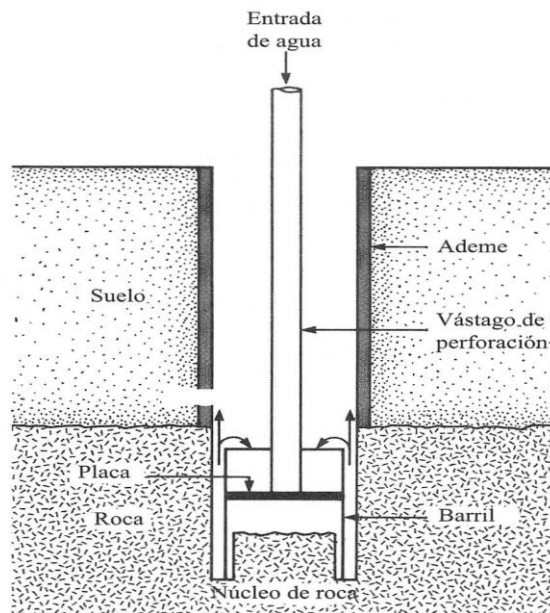
La máquina Benotoes otro tipo de equipo de perforación que se usa generalmente cuando las condiciones de taladrado son difíciles y el suelo contienen muchos boleos. Esencialmente consiste en un tubo de acero que oscila y empuja dentro del suelo. Una herramienta usualmente llamada cuchara perforadora, ajustada con hojas y mandíbulas cortantes se usa para romper y remover el suelo y la roca dentro del tubo.

Figura 63. **Trépano ensanchador**



Fuente: BRAJA, M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 554.

Figura 64. **Diagrama esquemático de barril de perdigones**



Fuente: BRAJA, M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 555.

5.10. Valores de zonas sísmicas en el área (AGIES NSE 2-10)

Se establecerán los niveles de protección sísmica que se requiere según las condiciones sísmicas de cada localidad y según la clasificación de cada obra. También se establecerán los parámetros y espectros sísmicos que posteriormente sirven para el análisis y diseño de las estructuras.

5.10.1. Sísmicidad y nivel de protección

5.10.1.1. Índice de sísmicidad

El índice de sísmicidad (I_0) es una medida relativa de la severidad esperada del sismo en una localidad. Incide sobre el nivel de protección sísmica que se hace necesario para diseñar la obra o edificación e incide en la selección del espectro sísmico de diseño.

Para efecto de esta norma, el territorio de la República de Guatemala se divide en macrozonas de amenaza sísmica caracterizadas por su índice de sísmicidad que varía desde $I_0 = 2$ a $I_0 = 4$.

La distribución geográfica del índice de sísmicidad se especifica en el Listado de Amenaza Sísmica por Municipios. Las macrozonas sísmicas se muestran gráficamente en figura 65 que es el Mapa de Zonificación Sísmica de la República.

Adicionalmente, esta norma requiere la aplicación de un índice de sísmicidad $I_0 = 5$ a nivel de microzona para tomar en cuenta condiciones sísmicas severas geográficamente localizadas (Como fallas geológicas activas o laderas empinadas).

Las zonas que deben tener índice de sismicidad $I_0 = 5$ están definidas en la norma NSE 2.1.

5.10.1.2. Nivel de protección sísmica

El Nivel de Protección Sísmica, necesario para alcanzar el objetivo de la sección 1.4.1 de la Norma NSE 1 se establecerá en la tabla XXVII en función del Índice de Sismicidad I_0 y la Clasificación de Obra.

Puede acatarse cualquier requerimiento que corresponda a un nivel de protección más alto que el nivel mínimo especificado en la tabla XXVII.

Tabla XXVII. Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño

Índice de Sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_0 = 5$	E	E	D	C
$I_0 = 4$	E	D	D	C
$I_0 = 3$	D	C	C	B
$I_0 = 2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	No aplica
a) ver clasificación en obra en Capítulo 3, norma NSE 1 b) ver índice de sismicidad en Sección 5.10.1.1 c) ver Sección 5.10.1.6.2, para selección de espectro sísmico de diseño d) para ciertas obras que hayan sido calificadas como "críticas" el ente estatal correspondiente puede considerar probabilidad de excedencia de 2% en 50 años ($K_d = 1,00$ en sección 5.10.1.6.1) e) "esencial" e "importante" tiene la misma probabilidad de excedencia se diferencian en Nivel de Protección y en las deformaciones laterales permitidas				

Fuente: AGIES NSE 2-10. *Demandas Estructurales*. p. 11.

5.10.1.3. Sismos para diseño estructural

Esta norma define varios niveles de sismo para diseño estructural según la clasificación de la obra, como se indica en la sección 5.10.1.4.

Los sismos de diseño se describen por medio de espectros de respuesta sísmica simplificados para estructuras con 5% de amortiguamiento, se llaman “espectros de diseño” o simplemente "sismos de diseño" que se obtienen conforme se especifica en la sección 5.10.1.4 ó se permite en la sección 5.10.2.

5.10.1.4. Definiciones

Se define como sismo básicoal que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años. Se utilizará para diseño estructural de obra ordinaria o donde lo permitan las disposiciones en las normas NSE 3, NSE 5 y NSE 7.

Se define como sismo severoal que tiene un 5 por ciento de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años. Se utilizará para diseño estructural de obra importante y de obra esencial o donde lo indiquen las disposiciones en las normas NSE 3, NSE 5 y NSE 7 u otras normas NSE. Es electivo utilizarlo en lugar del Sismo Básico si el desarrollador del proyecto lo prefiere.

Se define como sismo extremoal que tiene una probabilidad del 2% de ser excedido en un período de 50 años. Este sismo es la base para el mapa de zonificación sísmica (Figura 60).

Se define como sismo mínimoa una reducción del sismo básico que se permite únicamente en casos de excepción específicamente indicados en estas

normas, que incluyen obra utilitaria y algunos casos de readecuación sísmica de obra existente.

5.10.1.5. Selección de parámetros

5.10.1.5.1. Parámetros iniciales

Son los parámetros S_{cr} y S_{1r} cuyos valores para la República de Guatemala están especificados en el Listado de Amenaza Sísmica por Municipios. La misma información, con menos detalle, puede obtenerse gráficamente del Mapa de Zonificación Sísmica de la República, figura 65.

Comentario. Los parámetros S_{cr} y S_{1r} son respectivamente la ordenada espectral de período corto y la ordenada espectral con período de 1 segundo del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés, en teoría, sin la influencia del suelo que cubre el basamento. Nótese que el espectro se configura a partir de dos parámetros que podrían requerir dos mapas diferentes; sin embargo, la información de amenaza disponible indicó que se podían colocar ambos parámetros en un solo mapa. La información base para el mapa en la figura 65 y para la lista por municipios puede consultarse en Zonificación Sísmica de Guatemala, en Anexo 1.

5.10.1.5.2. Ajuste de clase de sitio

El valor de S_{cr} y S_{1r} se debe ajustar a las condiciones en la superficie, según el perfil del suelo que cubra al basamento en el sitio. Esto podrá hacerse en forma específica, según se indica en la sección 5.10.2 o en la forma genérica siguiente:

$$S_{cs} = S_{cr}F_a$$

$$S_{1s} = S_{1r}F_v$$

Dónde: S_{cs} es la ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto; S_{1s} es la ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 segundo; ambos para un amortiguamiento de 5% del crítico; F_a es el coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos y se obtiene de la tabla XXVIII; F_v es el coeficiente de sitio para períodos largos y se obtiene de la tabla XXIX. La caracterización de la clase de sitio, en función del perfil del suelo en el sitio, necesaria para utilizar las tablas XXVIII y XXIX se establece en la sección 5.10.3.

5.10.1.5.3. Ajuste por intensidades sísmicas especiales

En algunos casos el valor de S_{cr} y S_{1r} deberá ser adicionalmente ajustado por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio. Estas condiciones están señaladas en la sección 5.10.4. Cuando estén identificadas en el sitio de proyecto, se tomarán en cuenta en la forma genérica siguiente, excepto que la sección 5.10.4 permita opciones:

$$S_{cs} = S_{cr}F_aN_a$$

$$S_{1s} = S_{1r}F_vN_v$$

N_a y N_v son los factores que apliquen por la proximidad de las amenazas especiales indicadas en la sección 5.10.4.

5.10.1.5.4. Período de transición

El período T_s (en s) que separa los períodos cortos de los largos es:

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}}$$

5.10.1.5.5. Coeficiente de Sitio F_a

Tabla XXVIII. Coeficientes de sitio F_a

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0
D	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
E	1,7	1,2	1,0	0,9	0,9
F	se requiere evaluación específica --ver sección 5.10.3				

Fuente: AGIES NSE 2-10. *Demandas Estructurales*. p. 15.

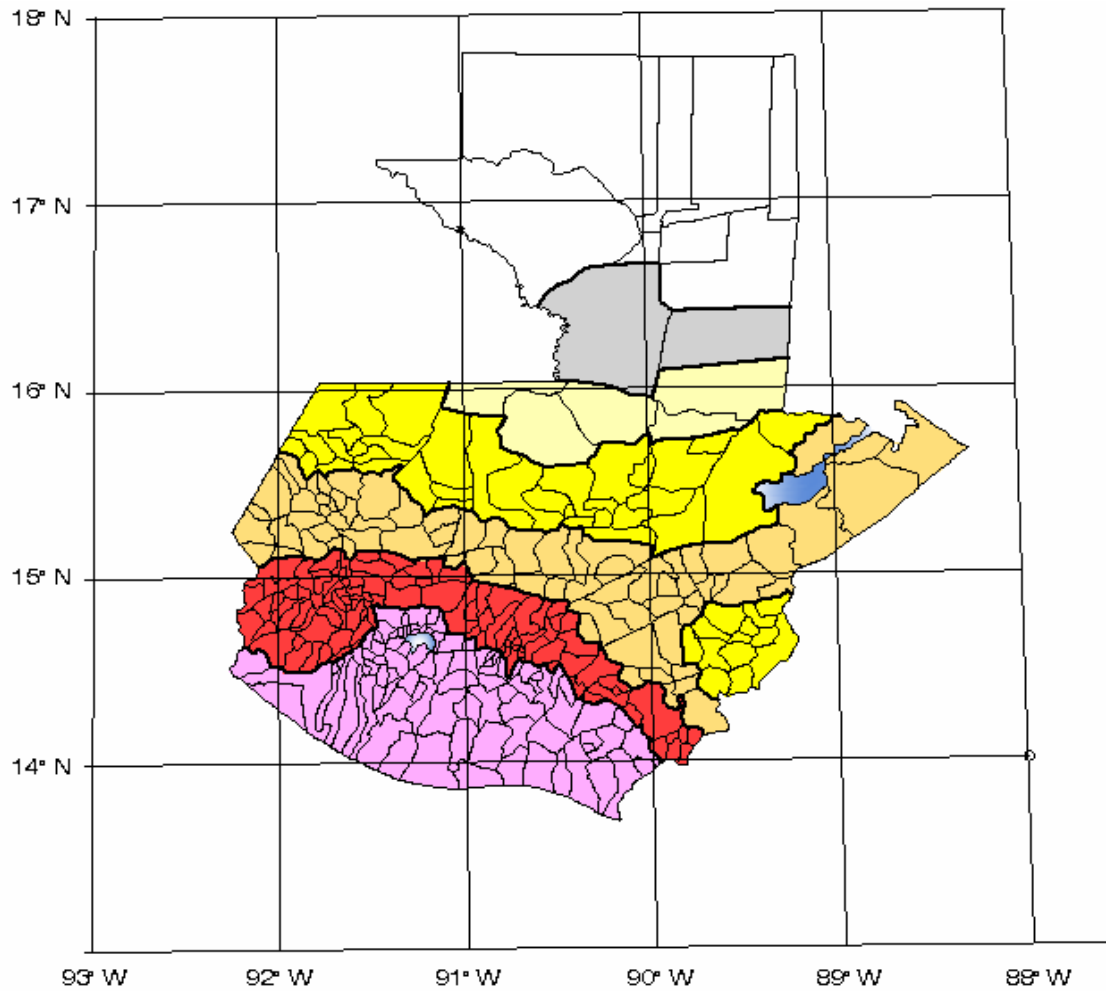
5.10.1.5.6. Coeficiente de sitio F_v

Tabla XXIX. Coeficiente de sitio F_v

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,0	1,8	1,7	1,6	1,5
E	3,2	2,8	2,6	2,4	2,4
F	se requiere evaluación específica --ver sección 5.10.3				

Fuente: AGIES NSE 2-10. *Demandas Estructurales*. p. 15.

Figura 65. Zonificación sísmica para la república de Guatemala



I_o	Scr	S1r
2a	0.50g	0.20g
2b	0.70g	0.27g
3a	0.90g	0.35g
3b	1.10g	0.43g
4	1.30g	0.50g
4	1.50g	0.55g
4	1.65g	0.60g

**ZONIFICACION SISMICA
REPUBLICA DE GUATEMALA**

**INDICE DE SISMICIDAD (I_o)
Y PARAMETROS DEL SISMO EXTREMO
CON $P_e=2\%$ EN 50 AÑOS
Scr y S1r EN EL BASAMENTO ROCOSO**

MAPA AGIES BASADO EN RESIS II

Fuente: AGIES NSE 2-10. Demandas Estructurales. p. 14.

5.10.1.6. Construcción de los espectros de diseño

5.10.1.6.1. Factores de escala

Los siguientes factores determinan los niveles de diseño:

Sismo ordinario -- 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d=0,66$
Sismo severo – 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d =0,80$
Sismo extremo – 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d =1,00$
Sismo mínimo - condición de excepción	$K_d =0,55$

Comentario.La correspondencia entre las probabilidades de ocurrencia de los sismos de diseño y los factores de escala asociados puede consultarse en "Zonificación Sísmica de Guatemala" de las publicaciones especiales de AGIES.

5.10.1.6.2. Espectro calibrado al nivel de diseño requerido

$$S_{cd} = K_d S_{sc}$$

$$S_{1d} = K_d S_{1s}$$

Las ordenadas espectrales $S_a(T)$ para cualquier período de vibración T , se definen con:

$$S_a(T)=S_{cd} \quad \text{si } T \leq T_s$$

$$S_a(T)=S_{1d} / T \quad \text{si } T > T_s$$

5.10.1.6.3. Aceleración máxima del suelo (AMS)

Para los casos en que sea necesario estimar la Aceleración Máxima del Suelo del sismo de diseño se utiliza:

$$AMS_d = 0.40 * S_{cd}$$

Comentario. Este parámetro es equivalente a la “Aceleración pico del suelo” (PGA) ampliamente utilizada como base del espectro de diseño antes de que se empezara a utilizar atenuación de coordenadas espectrales. Este parámetro fija el inicio del espectro de diseño en $T = 0$.

5.10.1.6.4. Componente vertical del sismo de diseño

$$S_{vd} = 0.15 S_{cd}$$

5.10.1.6.5. Casos especiales

Para estructuras de período mayor que 8s es electivo utilizar las ordenadas espectrales especiales del documento ASCE 7-05 Capítulo 11 para estructuras de período largo, o utilizar la ecuación $S_a(T)=S_{1d}/T$.

Para estructuras cuyo período fundamental sea menor que $0.2 T_s$ pueden utilizarse las ordenadas espectrales reducidas de la ecuación 11.4-5 de ASCE 7-05 únicamente si la estructura permanece funcionalmente elástica ($R = 1,5$) al

estar sujeta al sismo de diseño correspondiente. Si $R > 1,5$ se aplica la ecuación $S_a(T)=S_{cd}$.

5.10.1.6.6. Memoria de diseño

Los niveles de diseño utilizados y los valores espectrales relevantes deberán ser consignados en planos y en los formularios con el informe de diseño estructural.

5.10.2. Sismos específicos para un sitio determinado

Hay dos instancias en que se define o puede definirse un sismo específico para un sitio determinado:

- Cuando se necesite establecer el espectro de respuesta para un sitio clase F.
- Para cualquier sitio podrán definirse los tres niveles de sismo de manera específica, sin recurrir a los mapas de zonificación, ni a la lista de amenaza por municipio, siempre que se cumpla con lo estipulado en esta sección, y que el resultado no sea inferior a 85% de lo estipulado en 5.10.1.6.

5.10.2.1. Establecer espectro en la superficie a partir de sismo en el basamento rocoso

Se establecerá por métodos geofísicos analíticos basados en datos físicos relevantes para el sitio. Se puede utilizar como guía de criterio la sección 21.1 del documento ASCE 7-05. La sección 21.1.1 describe una manera de modelar la excitación sísmica en el basamento rocoso utilizando como factores de

escala los parámetros S_{cr} y S_{1r} del sitio de interés. La sección 21.1.2 se refiere a modelar la columna de suelo. La sección 21.1.3 se refiere a la respuesta en la parte superior del perfil de suelo.

Se pueden utilizar otros métodos de análisis que estén de acuerdo con la práctica geofísica reconocida. La metodología estará descrita en el informe geofísico-geotécnico, avalada por el ingeniero responsable de estudios de suelos.

5.10.2.2. Establecer espectros aplicables al sitio con base en un análisis de amenaza sísmica

Se puede utilizar como guía de criterio la sección 21.2 del documento ASCE 7-05. Se requiere efectuar un análisis de amenaza sísmica basado en modelos sismo-tectónicos aplicables a la región de interés de acuerdo con la práctica de análisis reconocida. La sección 21.2.1 describe las características requeridas del espectro sísmico probabilístico (llamado sismo MCE en ASCE 7 y llamado sismo extremo en estas normas). Las ordenadas del espectro son aceleraciones con 5% de amortiguamiento y deben tener una probabilidad de excedencia de 2% en un período de 50 años. La sección 21.2.2 describe las características que debe tener un espectro determinístico extremo (bajo el concepto de sismo máximo creíble).

5.10.2.3. Espectros permitidos en estas normas

La sección 21.2.3 de ASCE 7-05 requiere que el espectro probabilístico y el espectro determinístico se comparen para generar un espectro de sitio. A diferencia del documento guía citado, estas normas permiten dos opciones:

- Establecer solamente un espectro determinístico basado en la envolvente espectral generada de modelar la magnitud sísmica máxima creíble a la distancia más desfavorable en modelos tectónicos de las fallas regionales relevantes para el sitio. Las magnitudes máximas “creíbles” podrán basarse en criterios de sismos característicos para las fallas de interés. Se utilizarán las atenuaciones medias o medianas multiplicadas por 1,5. El espectro así calculado se considerará un sismo extremo, como el descrito en la sección 5.10.1.4.
- Establecer un espectro probabilístico extremo (probabilidad de excedencia de 2% en 50 años) y además establecer el espectro determinístico descrito en el párrafo anterior. Ambos espectros se pueden combinar, ya sea por criterio envolvente (como ASCE 7-05) o por un criterio de combinación ponderada. El espectro así calculado se considerará un “sismo extremo” como el descrito en la sección 5.10.1.4.

5.10.2.4. Informe técnico

El profesional responsable de proponer el espectro de sitio documentará la metodología y suposiciones utilizadas en un informe que formará parte de la documentación del proyecto. La autoridad competente podrá requerir que un revisor independiente avale los espectros propuestos. El espectro propuesto será responsabilidad del proponente.

5.10.3. Clasificación del sitio

5.10.3.1. General

El sitio de interés se clasificará con base en las características del perfil de suelo en los 30 m bajo los cimientos.

Los sitios se clasificarán en alguna de las siguientes categorías: AB, C, D, E ó F.

La clasificación del sitio es necesaria para configurar correctamente el espectro del sismo de diseño.

Comentario.Las designaciones A a la F son usuales en la literatura técnica actual. Para la República de Guatemala no se ha considerado distinguir entre perfil A y B y se utilizan los parámetros correspondientes a perfil B.

5.10.3.2. Perfil de suelo de los sitios clase AB

Roca o depósitos densos profundos caracterizados por valores promedio de velocidad de onda de corte $V_{ps} > 750$ m/s. En el caso de roca sólida, roca moderadamente fragmentada y moderadamente intemperizada, la velocidad V_{ps} podrá ser estimada por geotecnista, geofísico o geólogo competente. La roca fragmentada, intemperizada o roca relativamente blanda requiere medición de campo de la velocidad V_{ps} o bien se clasificará como suelo C.

No podrá asignarse un perfil AB a un sitio donde haya más de 3.0 metros de un depósito de suelo entre el fondo de los cimientos y la superficie rocosa.

Comentario.Para el caso de ciudad de Guatemala se incluyen como posibles suelos AB los depósitos volcánicos del terciario (B), que comprenden rocas entre sanas y medianamente fracturadas, especialmente en las márgenes este y oeste del graben, así como también las rocas sedimentarias del cretácico (B'), que incluyen rocas de consolidación muy similar a la anterior, pero de origen sedimentario y que están presentes en el margen norte del graben. Para

otras ciudades como Escuintla, Antigua, Zacapa, Cobán y Quetzaltenango se puede consultar la referencia 10 en Capítulo 14 de NSE 2.1.

5.10.3.3. Perfil de suelo de los sitios clase F

Cualquier perfil del suelo que contenga en los 30 metros debajo de los cimientos estratos que posean una o más de las características siguientes:

- Suelos potencialmente susceptibles de fallar o colapsar bajo carga sísmica; incluyendo suelos potencialmente licuables, arcillas sensitivas y suelos pobremente cementados.
- Estratos de turbas o arcillas con alto contenido orgánico cuyo espesor sea mayor de 3 metros.
- Arcillas con espesores superiores a 7,50 m. e índice de plasticidad mayor a 75.
- Arcillas de rigidez baja a media con $S_u < 50$ kPa en espesores considerables de más de 12 metros.

Sitios con estas características tienden a ser poco confiables sísmicamente. No podrán tratarse como las otras clases de sitio. Se requiere un análisis específico de la columna de suelo para evaluar un espectro propio del sitio. Véase la sección 5.10.2. Además, el ingeniero responsable de la geotecnia deberá referirse a la Norma NSE 2.1 para asegurarse que el sitio de proyecto no tenga otras limitantes relacionadas con el perfil F del suelo.

5.10.3.4. Perfil del suelo en los sitios clase C, D o E

Cuando un sitio no califica como clase AB ni como clase F, se decidirá si es C, D, o E utilizando los criterios y mediciones resumidos en la tabla XXX.

Para determinar la clase de sitio tiene preferencia el uso, conforme la tabla XXX, de la velocidad ponderada de onda de corte V_{ps} . Como una segunda opción, se podrá estimar un valor ponderado de resistencia a la penetración estándar N_p , como base de criterio para determinar la clase de sitio. Una tercera opción es evaluar N_{nc} y S_{uc} y escoger entre ambos el valor que indique menor rigidez de suelo.

Comentario sobre sitios clase C. Para el caso del Valle de Guatemala los posibles suelos C comprenden los depósitos piroclásticos conformados de ignimbritas, cenizas y arenas. Se presentan en casi toda la superficie del valle a algunos metros de profundidad. Los requisitos para perfil C se logran frecuentemente para proyectos con varios sótanos que penetran debajo de los depósitos superficiales menos densos.

Comentario sobre sitios clase E. Para la Ciudad de Guatemala probablemente deban incluirse en esta clasificación los aluviones fluviales cuaternarios, que son sedimentos aluviales holocénicos no consolidados incluyendo gravas, arenas, limos y arcillas, erosionados de los depósitos piroclásticos, formando lentes elongados de espesores de hasta 25 m.

Tabla XXX. **Guía para clasificación de sitio**

Clase de sitio		V_{ps} todo el perfil	N_p todo el perfil	N_{nc} sector no-cohesivo	S_{uc} sector cohesivo
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelo muy denso o roca suave	750 m/s a 360 m/s	≥ 30	≥ 30	≥ 200 kPa
D	Suelo firme y rígido	360 m/s a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	200 a 50 kPa
E	Suelo suave	< 180 m/s	≤ 5	≤ 5	< 50 kPa
		Cualquier perfil de suelo con un estrato de 3.0 m o más con índice de plasticidad $IP > 20$; humedad $w \geq 40\%$ y $Suc < 25$ kPa			
F	Suelo con problemas especiales	Véase NSE 2.1 Capítulo 5			

Fuente: AGIES NSE 2-10. *Demandas Estructurales*. p. 21.

5.10.3.5. Dictamen geotécnico

Cuando se desconozcan parcialmente las propiedades del perfil del suelo y no se tenga detalle suficiente para enmarcarlo dentro de alguna de las categorías, se deberá utilizar la clasificación D a menos de que el profesional responsable del suelo o bien datos geotécnicos generales indiquen que la clasificación pudiera ser E, en cuyo caso el profesional responsable aplicará lo más conservador. Si hay datos específicos o estudios geotécnicos generales que indiquen que el perfil pudiera ser F, el profesional responsable del suelo indicará en el informe geotécnico las evaluaciones necesarias a tomar, que serán congruentes con lo estipulado en la tabla XXX. Debe consultarse el capítulo 4 de NSE 2.1.

Lo dictaminado sobre la clase de sitio formará parte del informe geotécnico avalado por el profesional responsable del suelo.

5.10.3.6. Definición de parámetros de suelo

Los valores V_{ps} , N_p , N_{nc} y S_{uc} son ponderaciones de inversos que destacan la influencia de estratos de poco espesor cuya presencia tiende a influenciar significativamente la vibración sísmica del perfil de suelo.

5.10.4. Amenazas de intensidades sísmicas especiales

La identificación de los peligros tratados en esta sección se considera tarea de las instituciones ediles y estatales por medio de programas de microzonificación de amenazas naturales. No se podrá requerir a proyectistas individuales que incluyan estas previsiones en los proyectos a menos que haya información disponible oficialmente reconocida por las instituciones ediles o estatales.

Comentario. Existe información dispersa conocida por geólogos y geofísicos acerca de las amenazas naturales contenidas en esta sección. Se exhorta a los desarrolladores públicos y privados a tomar en cuenta esta información en los proyectos por medio de consultorías pertinentes. Una frecuente desventaja de la información disponible es que no tiene la precisión geográfica suficiente para aplicarla directamente en proyectos específicos.

Se consultará la Norma NSE 2.1 por requerimientos adicionales relacionados con el sitio de proyecto.

5.10.4.1. Proximidad de fallas activas

En los casos en que el equipo de diseño del proyecto establezca la proximidad de fallas geológicas activas, se modificarán las ordenadas espectrales de diseño conforme a lo indicado en esta sección.

5.10.4.1.1. Método simplificado

Comentario. Este método está basado en las tablas 16-S, 16-T y 16-U de la referencia UBC-97, observar que los factores numéricos han sido modificados respecto de los indicados en la referencia.

Se calificarán las fallas activas próximas como Fuentes Sísmicas tipo A, B o C conforme la tabla XXXI. Se determinarán los factores de falla cercana N_a y N_v conforme las tablas XXXII y XXXIII. Se aplicarán los factores N_a y N_v conforme lo indican las ecuaciones.

Tabla XXXI. Tipo de fuente sísmica

Tipo de fuente	Descripción	Máxima magnitud de momento	Tasa de corrimiento (mm por año)
A	Fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad (nota 1)	$M_o \geq 7,0$	$TC \geq 5$
B	Fallas geológicas que no son A o C	$M_o \geq 7,0$ $M_o \geq 7,0$ $M_o \geq 6,5$	$TC < 5$ $TC > 2$ $TC < 2$
C	Fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad	$M_o \geq 6,5$	$TC < 2$

Nota 1: la zona de subducción de Guatemala no se considera por la distancia a la fuente
 Nota 2: la magnitud M_o y el TC deben concurrir simultáneamente cuando se califique el tipo de fuente Sísmica

Fuente: AGIES NSE 2-10. *Demandas Estructurales*. p. 24.

Tabla XXXII. Factores de N_a para períodos cortos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)		
	< 2 km	5 km	≥ 10
A	1,25	1,12	1,0
B	1,12	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0

Nota 1: tomar nota la distancia horizontal a la proyección de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones de plano de falla cuya profundidad exceda 10 km
 Nota 2: utilizar el factor N_a que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes

Fuente: AGIES NSE 2-10 *Demandas Estructurales*. p. 24.

Tabla XXXIII. Factores N_v para períodos largos de vibración

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15
A	1,4	1,2	1,1	1,0
B	1,2	1,1	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0	1,0

Nota 1: tomar nota la distancia horizontal a la proyección de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones de plano de falla cuya profundidad exceda 10 km
 Nota 2: utilizar el factor N_a que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes

Fuente: AGIES NSE 2-10. *Demandas Estructurales*. p. 25.

5.11. Asentamientos

Un incremento del esfuerzo provocado por la construcción de cimentaciones u otras cargas comprime los estratos del suelo. La compresión es causada por a) deformación de las partículas del suelo, b) reacomodo de las partículas del suelo, y c) expulsión de agua o aire de los espacios vacíos. En general, el asentamiento del suelo causado por cargas se divide en tres amplias categorías:

- Asentamiento inmediato, provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua. Los cálculos de los asentamientos inmediatos se basan, generalmente, en ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.
- Asentamiento por consolidación primaria, es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.
- Asentamiento por consolidación secundaria, se observa en suelos saturados cohesivos y es resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo. Éste sigue al asentamiento por consolidación primaria bajo un esfuerzo efectivo constante.

5.11.1. Asentamientos en cimentaciones superficiales

5.11.1.1. Asentamiento inmediato

La figura 66 muestra una cimentación superficial sometida a una fuerza neta por área unitaria[∞] igual a q_0 . Sean la relación de Poisson y el módulo de elasticidad del suelo soportante, μ_s y E_s , respectivamente. Teóricamente, si $D_f=0$, $H = \infty$, y la cimentación es perfectamente flexible, de acuerdo con Harr (1966), el asentamiento se expresa como:

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 + \mu_s^2) \frac{\alpha}{2} \text{ (Esquina de la cimentación flexible)}$$

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 + \mu_s^2) \alpha \text{ (Centro de la cimentación flexible)}$$

donde:

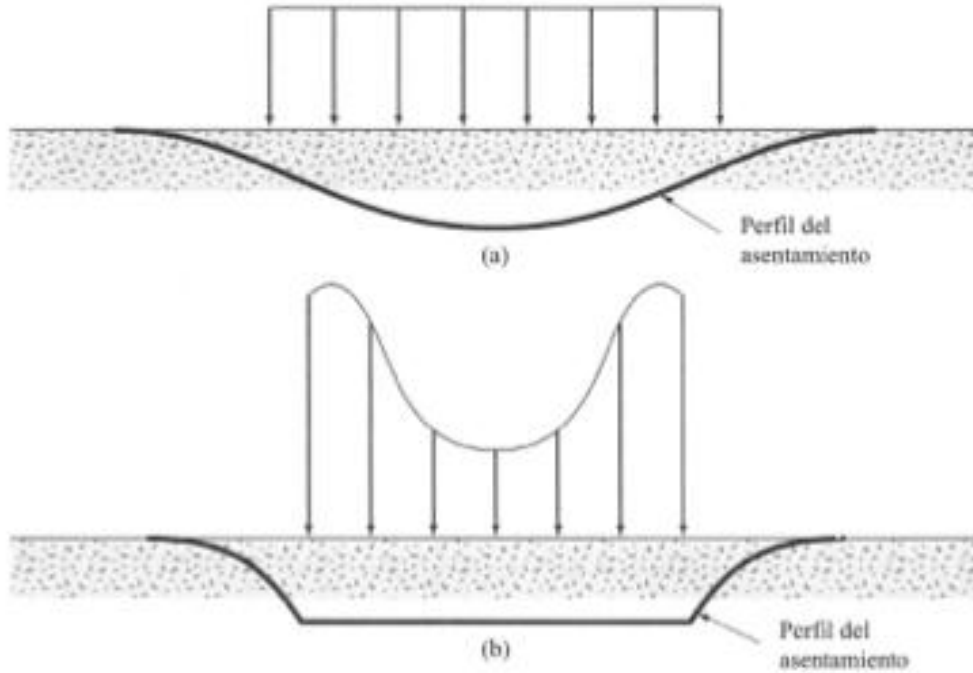
$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[\left(\ln \frac{\sqrt{1+m^2} + m}{\sqrt{1+m^2} - m} \right) + m \ln \frac{\sqrt{1+m^2} + 1}{\sqrt{1+m^2} - 1} \right]$$

$$m = L/B$$

B = ancho de cimentación

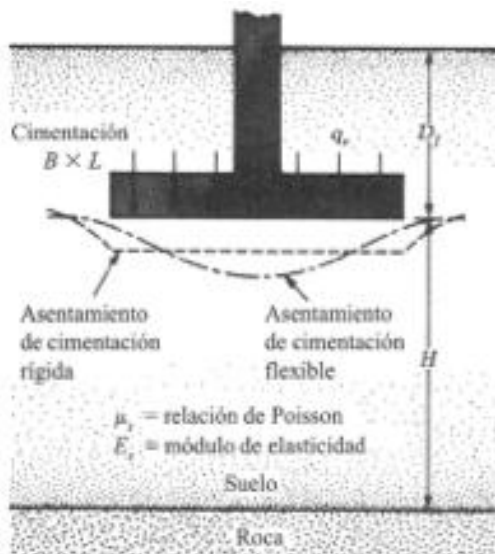
L = longitud de la cimentación

Figura 66. **Perfil de un asentamiento inmediato y presión de contacto en arcilla: (a) cimentación flexible; (b) cimentación rígida**



Fuente: BRAJA, M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 412.

Figura 67. **Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígida**



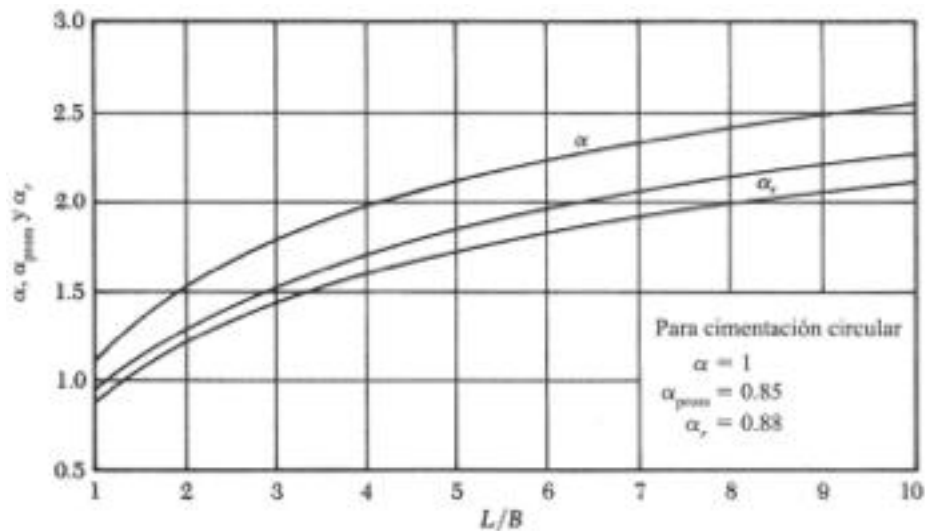
Fuente: BRAJA, M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 413.

Los valores de α para varias razones longitud a ancho (L/B) se muestran en la figura 68. El asentamiento inmediato promedio para una cimentación flexible también se expresa como:

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 + \mu_s^2) \alpha_{av} \quad (\text{Promedio para una cimentación flexible})$$

La figura 68 muestra también los valores de α_{prom} para varias razones L/B de la cimentación.

Figura 68. Valores de α , α_{prom} y α_r



Fuente: BRAJA, M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 413.

Sin embargo, si la cimentación mostrada en la figura 67 es rígida, el asentamiento inmediato será diferente y se expresa como

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 + \mu_s^2) \alpha_r (\text{Cimentación rígida})$$

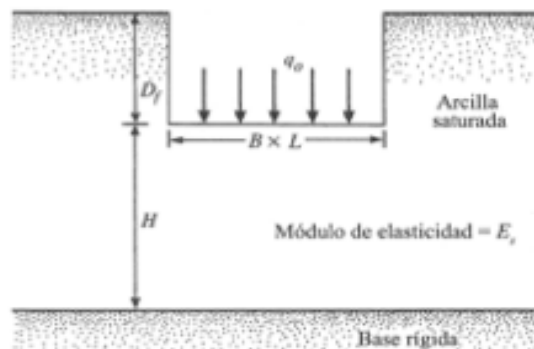
Los valores de α_p para varias razones L/B de la cimentación se muestran en la figura 68.

Las ecuaciones anteriores para el asentamiento inmediato se obtuvieron integrando la deformación unitaria a varias profundidades debajo las cimentaciones para límites de $z = 0$ a $z = \infty$. Si un estrato incompresible de roca está localizado a una profundidad limitada, el asentamiento real puede ser menor que el calculado con las ecuaciones anteriores. Sin embargo, si la profundidad H en la figura 67 es mayor que aproximadamente $2B$ a $3B$, el asentamiento real no cambiará considerablemente. Note también que a mayor empotramiento D menor será el asentamiento elástico total.

5.11.1.2. Asentamiento inmediato de cimentaciones sobre arcillas saturadas

Janbu y otros (1956)³⁵ propusieron una ecuación para evaluar el asentamiento promedio de cimentaciones flexibles sobre suelos de arcilla saturada (relación de Poisson, $\mu_s = 0,5$).

Figura 69. Cimentación sobre arcilla saturada.



Fuente: BRAJA, M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 415.

³⁵ BRAJA, M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 414.

Para la notación usada en la figura 69, esta ecuación es:

$$S_e = A_1 A_2 \frac{Bq_o}{E_s}$$

Donde:

A_1 es una función de H/B y L/B , y A_2 es una función de D_f/B .

Christian y Carrier (1978)³⁶ modificaron los valores de A_1 y A_2 y los presentaron en forma gráfica. Los valores interpolados de A_1 y A_2 de esas gráficas se dan en las tablas XXXIV y XXXV.

Tabla XXXIV. **Variación de A_1 con H/B**

A_1						
L/B						
H/B	Circulo	1	2	3	4	5
1	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
2	0,47	0,57	0,63	0,64	0,64	0,64
4	0,58	0,63	0,82	0,94	0,94	0,94
6	0,61	0,67	0,88	1,08	1,14	1,16
8	0,62	0,68	0,90	1,13	1,22	1,26
10	0,63	0,70	0,92	1,18	1,30	1,42
20	0,64	0,71	0,93	1,26	1,47	1,74
30	0,66	0,73	0,95	1,29	1,54	1,84

Fuente: BRAJA, M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 415.

³⁶ BRAJA, M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 415.

Tabla XXXV. Variación de A_2 con D_f/B

D_f/B	A_2
0	1,0
2	0,9
4	0,88
6	0,875
8	0,87
10	0,865
12	0,863
14	0,860
16	0,856
18	0,854
20	0,850

Fuente: BRAJA, M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 416.

5.11.1.3. Rango de los parámetros del material para calcular el asentamiento inmediato

La sección 5.10.1.1 presentó las ecuaciones para calcular el asentamiento inmediato de cimentaciones. Esas ecuaciones contienen los parámetros elásticos, E_s y μ_s . Si no se dispone de los resultados de pruebas de laboratorio para esos parámetros, deberán hacerse ciertas suposiciones realistas para sus valores. La tabla XIII da el rango aproximado de los parámetros elásticos para varios suelos.

Varios investigadores correlacionaron los valores del módulo de elasticidad, E_s , con el número de penetración estándar de campo, N_F , y la

resistencia por penetración de cono, q_c . Mitchell y Gardner (1975)³⁷ elaboraron una lista de esas correlaciones. Schmertmann (1970)³⁸ propuso que el módulo de elasticidad de la arena fuese dado por:

$$E_s(kN/m^2) = 766N_F$$

donde :

N_F =número de penetración estándar. Similarmente,

$$E_s = 2q_c$$

Donde:

q_c = resistencia por penetración de cono estática. El módulo de elasticidad de arcillas normalmente consolidadas se estima como:

$$E_s = 250c \text{ a } 500c$$

y para arcillas preconsolidadas como:

$$E_s = 750c \text{ a } 1000c$$

Donde:

c = cohesión no drenada del suelo de arcilla.

³⁷ BRAJA, M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 416.

³⁸ *Ibíd.*

Tabla XXXVI. **Parámetros elásticos de varios suelos**

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, E_s (MN/m ²)	Razón de Poisson, μ_s
Arena suelta	10-25	0,20-0,40
Arena de compacidad media	15-30	0,25-0,40
Arena densa	35-55	0,30-0,45
Arena limosa	10-20	0,20-0,40
Arena y grava	70-170	0,15-0,35
Arcilla blanda	4-20	
Arcilla media	20-40	0,20-0,50
Arcilla dura	40-100	

Fuente: BRAJA, M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 416.

5.11.1.4. Asentamientos tolerables en edificios

Como se ha indicado en este capítulo, el análisis por asentamiento es una parte importante del diseño y construcción de cimentaciones. Grandes asentamientos de varios elementos de una estructura conducen a daños considerables y/o pueden interferir con el funcionamiento apropiado de la estructura.

Se han hecho estudios limitados para evaluar las condiciones para asentamientos tolerables de varios tipos de estructuras (por ejemplo, Bjerrum, 1963; Burland y Worth, 1974; Grant y otros, 1974; Polshin y Tokar, 1957; y Wahls, 1981). Wahls (1981)³⁹ proporcionó un resumen excelente de esos estudios.

³⁹ BRAJA, M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 423.

La figura 70 da los parámetros para la definición de un asentamiento tolerable. La figura 70a es para una estructura que ha tenido un asentamiento sin inclinación; la figura 70b es para una estructura que ha presentado un asentamiento con inclinación.

Los parámetros son:

p =desplazamiento vertical total en el punto i

δ_{ij} = asentamiento diferencial entre los puntos i y j

Δ =deflexión relativa

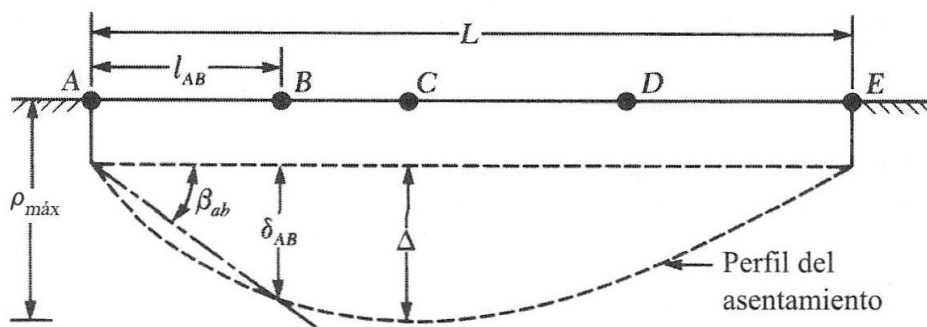
ω =inclinación

$\eta_{ij} = \delta_{ij} / l_{ij} - \omega$ = distorsión angular

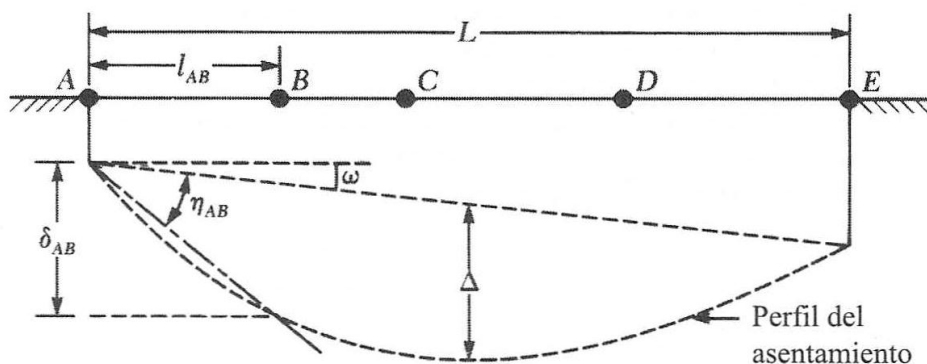
Δ/L = razón de deflexión

L =dimensión lateral de la estructura

Figura 70. **Parámetros para la definición tolerable (según Whals, 1981; redibujado)**



(a) Asentamiento sin inclinación



(b) Asentamiento con inclinación

Fuente: BRAJA, M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 423.

Bjerrum (1963)⁴⁰ proporcionó las condiciones para la distorsión angular límite, η , para varias estructuras (véase la tabla XXXVII).

Polshin y Tokar (1957)⁴¹ presentaron los criterios de asentamiento del Código de Construcción de la U.S.S.R. de 1955, basados en observaciones de asentamientos en cimentaciones durante 25 años. Las tablas XXXVIII y XXXIX contienen esos criterios.

⁴⁰ BRAJA, M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 423.

⁴¹ *Ibíd.*

Tabla XXXVII. **Distorsión angular límite según recomendada por Bjerrum (compilación de Wahls, 1981)**

Categoría de daño potencial	η
Peligro a maquinaria sensible a asentamientos	1/750
Peligro a marcos con diagonales	1/600
Límite seguro para no tener ningún agrietamiento en edificios	1/500
Primer agrietamiento de muros	1/300
Dificultad con grúas elevadas	1/300
La inclinación de edificios rígidos altos se vuelve visible	1/250
Considerable agrietamiento de paneles y muros de ladrillo	1/150
Peligro de daño estructural en edificios generales	1/150
Límite seguro para muros flexibles de ladrillos, $L/H > 4$	1/150

Fuente: BRAJA, M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 424.

Tabla XXXVIII. **Criterios de asentamientos admisibles: 1955 U.S.S.R. Buiding Code (compilación de Wahls, 1981)**

Tipo de estructura	Arena y arcilla dura	Arcilla plástica
(a) η		
Cimentaciones de columnas de edificios civiles e industriales:		
Para estructuras de acero y concreto reforzado	0,002	0,002
Para hileras extremas de columnas con revestimiento de ladrillo	0,007	0,001
Para estructuras donde no surgen deformaciones auxiliares durante asentamientos no uniformes de cimentaciones	0,005	0,005
Inclinación de chimeneas, torres, silos, etc.	0,004	0,004
Vigas carriles	0,003	0,003
(b) Δ/L		
Muros simples de ladrillo:		
Para habitaciones de varios niveles y edificios civiles en $L/H \leq 3$	0,0003	0,0004
en $L/H \geq 5$	0,0005	0,0007
Para talleres de un piso	0,0010	0,0010

Fuente: BRAJA, M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 424.

Tabla XXXIX. **Asentamiento promedio admisible para tipos diferentes de edificios (compilación de Wahls, 1981)**

Tipo de edificios	Asentamiento promedio Admisible (mm)
Edificios con muros de ladrillos simples L/H \geq 2.5	80
L/H \leq 1.5	100
Edificios con muro de ladrillo, reforzado con concreto	150
Reforzado o ladrillo reforzado	150
Marcos de edificios	100
Cimentaciones sólidas de concreto reforzado para chimeneas, silos torres, etc.	300

Fuente: BRAJA, M. Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. p. 425.

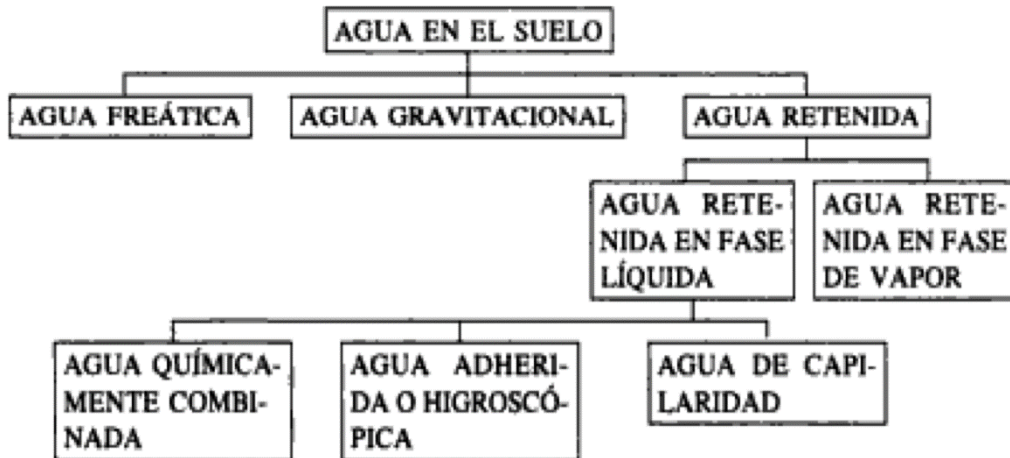
5.12. Condiciones del nivel freático

El suelo, como se observa a través del estudio, es un material con arreglo variable de sus partículas que dejan entre ellas una serie de poros conectados entre sí, para formar una compleja red de canales de diferentes magnitudes que se comunican con la superficie del terreno y con las fisuras y grietas de la masa del mismo. Por esta razón, parte del agua que cae, sobre el suelo escurre y parte se infiltra por acción de la gravedad hasta estratos impermeables más profundos, donde forma la capa freática. El límite superior de este manto acuoso se llama nivel freático. Según el estado en que se encuentre el agua en el suelo reciben los nombres que aparecen en la figura 71.

El agua que pasa por los poros a través del suelo se le conoce con el nombre de agua gravitacional, y aquella que se encuentra por debajo del nivel freático se llama agua freática. Cuando se suspende el movimiento del agua gravitacional a través del suelo, parte del agua se queda retenida en los poros sobre la superficie de las partículas debido a las fuerzas de tensión superficial y

de adsorción. Esta agua, que no puede ser drenada directamente, recibe el nombre de agua retenida.

Figura 71. Estado del agua en el suelos



Fuente: VILLALAZ, Crespo. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. p. 143.

5.12.1. Agua freática

Los poros del suelo que se encuentran por debajo del nivel freático se encuentran completamente llenos de agua, y se considera que cualquier movimiento de esta a través del suelo sigue la ley de Darcy, cuyo enunciado indica que la intensidad de filtración por unidad de área es directamente proporcional al gradiente hidráulico, o sea:

$$V = K.i.A.t$$

Donde:

V = Cantidad de agua, en cm³ generalmente, que escurre a través del área A.

K = Constante de permeabilidad o conductividad hidráulica, en cm/seg, normalmente.

I = Gradiente hidráulica, igual a la pérdida de carga entre la longitud recorrida.

A = Área transversal, en cm^2 , a través del cual fluye el agua.

t = Tiempo, normalmente en segundos, durante el cual fluye la cantidad V de agua.

La conductividad hidráulica K es una propiedad importante de los suelos y su valor depende del tamaño de los poros, los cuales a su vez están en función de la forma, tamaño y acomodo de las partículas del suelo. Un suelo fino, como la arcilla, tendrá una constante de permeabilidad mucho menor que una arena de granos gruesos, debido a que aquella opondrá mayor resistencia al movimiento del agua debido al menor tamaño de los poros y de los canales de flujo.

Tabla XL. **Valores promedio del coeficiente K en cm/seg**

Gravas limpias	De 10^{-2} a 1.0
Arenas limpias, mezcla de arena y gravas limpias	De 1,0 a $1,0 \times 10^{-3}$
Arenas muy finas, limos, mezcla de arena, limo y arcilla, depósitos de arcilla estratificada	De $1,0 \times 10^{-3}$ a $1,0 \times 10^{-7}$
Suelos impermeables como las arcillas homogéneas bajo la zona de meteorización	De $1,0 \times 10^{-7}$ a $1,0 \times 10^{-9}$
Suelos impermeables que han sufrido alteración por la vegetación y la meteorización	De $1,0 \times 10^{-2}$ a $1,0 \times 10^{-7}$

Fuente: VILLALAZ, Crespo. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. p. 150.

5.12.2. Agua gravitacional

En el movimiento del agua gravitacional influyen poderosamente tanto la porosidad del suelo como sus características estructurales; sin embargo, al movimiento de esta agua no se le puede aplicar la ley de Darcy debido a la presencia de aire en los poros. Cuando esta agua pueda llegar a afectar a las cimentaciones, se instalan drenas adecuados para captarla y alejarla.

5.12.3. Agua retenida

En la figura 71 se presentó el agua retenida compuesta por agua retenida en fase líquida y agua retenida en fase de vapor. Aquí, solo se tratará el agua retenida en fase líquida, dado que está formada por agua combinada químicamente, por el agua adherida o higroscópica y por el agua de capilaridad.

El agua químicamente combinada, desde el punto de vista del ingeniero, se considera con parte integrante de los sólidos del suelo, ya que forma parte de la estructura cristalina de los minerales del mismo y es una cantidad muy pequeña. Esta agua no puede ser eliminada del suelo si éste se seca hasta 110°C, de ahí la práctica de secar las muestras entre 105°C y 110°C.

El agua adherida o higroscópica es aquella que adquiere el suelo del aire que lo rodea. Así, si un suelo es secado en un horno a peso constante se deja expuesto al aire mientras se enfría, dicho suelo absorberá agua de la humedad del aire que lo rodea. Esta agua higroscópica del suelo y la cantidad de ella que el suelo puede adquirir depende también del área superficial de las partículas.

El agua de capilaridades la que se adhiere en los poros del suelo por el efecto de la tensión superficial.

La altura capilar es mayor a medida que los suelos son más finos. De esto desprende la importancia que tiene el drenaje cuando se trata de suelos finos, ya que en estos casos, solo basta un pequeño tirante de agua en la base de un talud para humedecer, por capilaridad, una parte considerable de los terraplenes, disminuyendo la estabilidad de los mismos y favoreciendo por tanto las fallas de los pavimentos.

La ascensión capilar en un suelo se mide por la altura existente desde la fuente de abastecimiento de agua hasta donde llega la humedad, y esa altura está en razón inversa del diámetro de las partículas, y la velocidad de ascensión está en razón directa del diámetro de las partículas.

Un caso preciso de la importancia del estudio de la capilaridad se tiene cuando se piensa construir un terraplén en una zona inundada, entonces, es necesario levantar dicho terraplén hasta una altura en que el agua no perjudique la estabilidad del pavimento que se construyó.

CONCLUSIONES

1. Se cumplió con el propósito de establecer y crear una guía técnica y práctica que se basó en datos de campo y laboratorio, que proporcionan información necesaria para determinar la capacidad carga de un suelo mediante la Prueba de Penetración Estándar (*SPT*) para cimentaciones superficiales y profundas.
2. El ensayo de penetración estándar es un medio fácil para determinar la capacidad de carga admisible del suelo y tiene la ventaja de proporcionar un perfil estratigráfico, además que las muestras obtenidas son alteradas pero representativas, razón por la que puede determinarse el tipo de suelo y hacer las correlaciones respectivas.
3. Existen factores que afectan la Prueba de Penetración Estándar (*SPT*), hacer énfasis en estas variables y en otras limitaciones ayudará en la interpretación de los resultados. Existen ciertas variables inherentes en la ejecución de la prueba que pueden causar resultados diferentes para un mismo suelo. La primera, es que la altura de caída del martillo no sean precisamente 30 in (0,76 m). El mismo perforador sin intención varía la caída. Usualmente la desviación es producir resultados mucho mayores que los reales.
4. Es importante examinar físicamente las muestras obtenidas con la Prueba de Penetración Estándar (*SPT*) en suelos granulares. Las variaciones en las clasificaciones de los suelos granulares son mayores que aquellas provenientes de otras formaciones de suelos. Las

descripciones de dichos suelos contenidas en los registros de sondeos deben ser verificadas.

5. La Prueba de Penetración Estándar (*SPT*) ha probado ser, en este medio, una herramienta útil en lo que respecta a los suelos cohesivos cuando se trata del dimensionamiento de cimentaciones superficiales tipo zapatas aisladas.
6. El uso de métodos y equipos inadecuados sujetan la Prueba de Penetración Estándar (*SPT*) a abusos que pueden ser corregidos únicamente si existen mejores especificaciones para las perforaciones y un competente control de las operaciones de campo.
7. El valor N base utilizado en las ecuaciones de capacidad de carga puede variar de un texto a otro, el subíndice indica la proporción entre la energía real del martillo y la energía de ingreso del muestreador (N_{60} , N_{55} , etc.).
8. En la Prueba de Penetración Estándar (*SPT*), las causas de error que son considerablemente más importantes que aquellos inherentes en el ensayo mismo son los que ocurren debido a un manejo inapropiado de las herramientas y el equipo al realizar el sondeo.
9. Las ecuaciones de Meyerhof, Hansen y Vesic para cimentaciones superficiales proporcionan la mayoría de veces resultados muy cercanos entre si.
10. Los factores de capacidad de carga modificados por sismo disminuyen en gran medida la capacidad de carga estática.

11. Se estudiaron las normas que rigen cada uno de los procesos de ensayo relacionadas con la obtención, manejo, transporte y ensayo de las muestras de suelo para obtener un manual de laboratorio que ofrezca una bibliografía fácil de comprender e interpretar.
12. La finalidad primordial de todos los ensayos es obtener datos representativos de las características físicas y propiedades mecánicas de los suelos en cada caso particular.
13. Para determinar las características físicas y propiedades mecánicas de un suelo en laboratorio es preciso contar con muestras representativas de dicho suelo. Un muestreo adecuado y representativo es muy importante, pues tiene el mismo valor que el de los ensayos propiamente dichos.
14. El conocimiento de las principales características físicas de los suelos es fundamental en el estudio de Mecánica de Suelos, pues mediante su acertada interpretación se puede predecir el futuro comportamiento de un terreno bajo cargas.
15. Con esta guía teórica y práctica se promueve el interés de los estudiantes de pregrado, estudiantes de práctica supervisada y profesionales que deseen incrementar sus conocimientos en el área de Mecánica de Suelos, de la carrera de Ingeniería Civil.

RECOMENDACIONES

1. Realizar el estudio del suelo para cualquier tipo de construcción que se tenga pensado realizar ya que, al de iniciar cualquier obra sin llevar a cabo dicho estudio es quizás, uno de los mayores riesgos que pueden correrse en el campo de la ingeniería. Por ejemplo, es imposible proyectar una cimentación adecuada para una estructura sin conocer el carácter del suelo que se encuentra debajo de ella, ya que éste será el que soportará todas las cargas de la construcción.
2. Realizar una exploración del suelo mediante el ensayo de penetración estándar (*SPT*) para obtener perfiles estratigráficos del terreno y llevar a cabo un muestreo de los materiales, esto permite elegir el estrato o los estratos más adecuados para cimentar dependiendo del tipo de subsuelo.
3. Utilizar el valor de la capacidad de carga admisible, obtenido por medio del ensayo de penetración estándar como un valor de referencia, esto se debe a que las muestras obtenidas en el mismo son muestras alteradas.
4. Debido a la cercanía entre los valores de capacidad de carga para cimentaciones superficiales, el uso de una ecuación específica, queda a criterio del diseñador, en este caso puede hacerse un promedio de los valores obtenidos y tener la referencia de la ecuación de Terzaghi.

5. Un examen visual y físico de las muestras, junto con un conocimiento del número de golpes del tomamuestras que fueron requeridos para cada muestra, proporciona las bases para el discernimiento de características, como densidad relativa, peso volumétrico seco, relación de vacíos y ángulo de fricción interna. Estas determinaciones son, por supuesto, aproximaciones, pero con experiencia el rango de aproximación puede ser reducido.
6. Verificar el valor N base del equipo para Prueba de Penetración Estándar (*SPT*) utilizado antes de proceder a calcular la capacidad de carga.
7. Debido a las características geológicas del país y la reducción de capacidad de carga causada por sismo, se debe tomar en cuenta la zona sísmica de donde se extrajo la muestra.
8. Interpretar las propiedades del suelo, para predecir en el futuro el comportamiento del terreno bajo cargas, producidas por edificaciones y carreteras; cuando dicho terreno presente diferentes contenidos de humedad.
9. Utilizar la clasificación de los suelos, ya que de esa manera se pueden conocer, cualitativamente, las características físicas y propiedades mecánicas e hidráulicas de los mismos, según el grupo en que se sitúen. Sin embargo, es fundamental que cualquier clasificación se base en las propiedades mecánicas de los suelos, ya que son elementales en las variadas aplicaciones de la ingeniería.

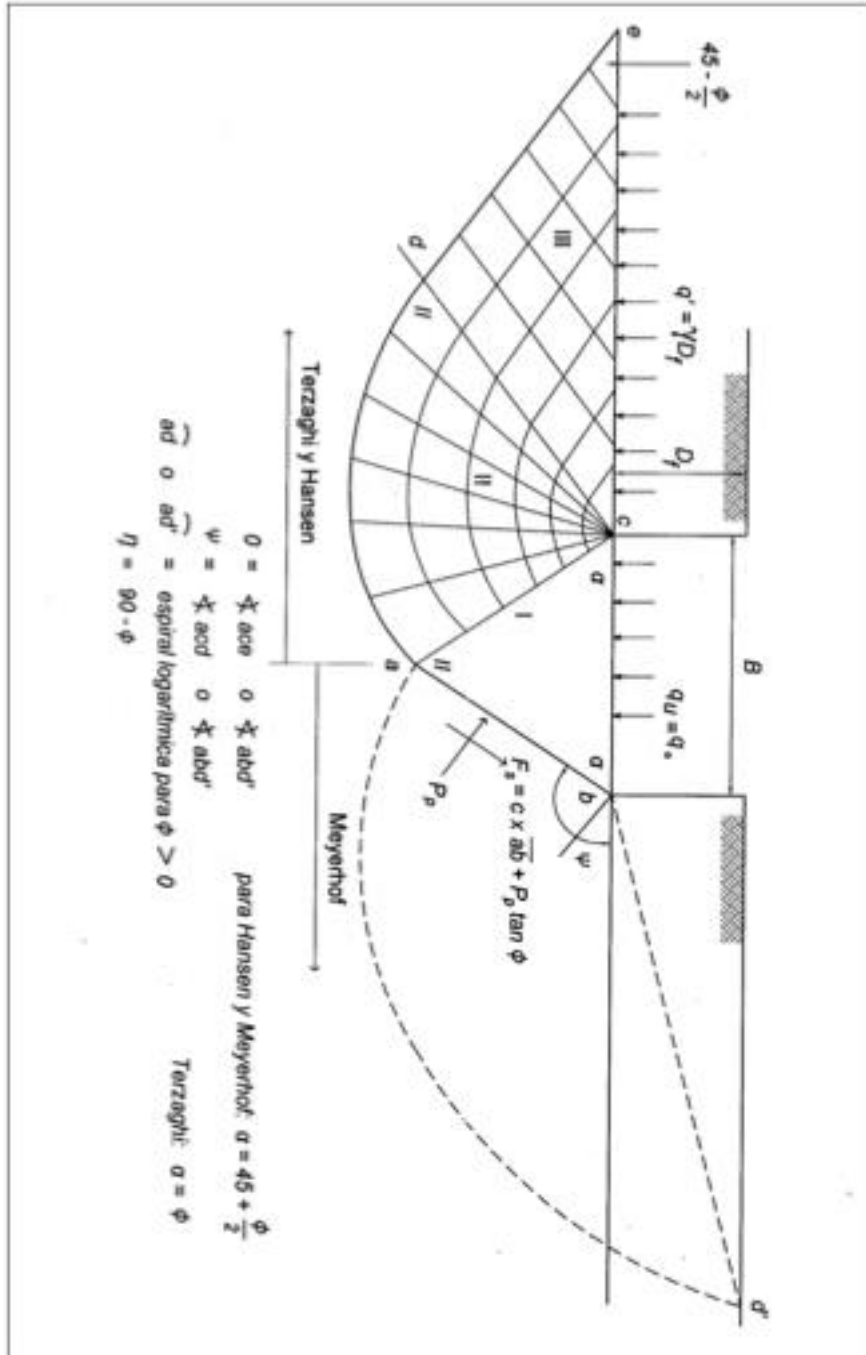
BIBLIOGRAFÍA

1. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2010. 75 p.
2. BERRY, Peter L. y REID, David. *Mecánica de Suelos*. Colombia: McGraw-Hill, 1993. 415 p.
3. BOWLES, Joseph E. *Foundation Analysis and Design*. 5ta ed. México: McGraw-Hill, 1997. 1175 p.
4. _____ . *Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil*. México: McGraw-Hill, 1981. 213 p.
5. BRAJA M, Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México: Thomson Learning, 2001. 594 p.
6. _____ . *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. 4ta ed. México: Thomson Learning, 2001. 862 p.
7. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. 5a. ed. Colombia: Limusa, 2005. 650 p.
8. DELGADO VARGAS, Manuel. *Ingeniería de Cimentaciones*. 2da ed. Colombia: Alfaomega, 2000. 541 p.

9. JUÁREZ BADILLO, Eulalio, y RICO RODRÍGUEZ, Alfonso. *Mecánica de Suelos, Tomo I, Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. 3ra ed. México: Limusa, 2005. 642 p.
10. _____ . *Mecánica de Suelos, Tomo II, Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos*. 3ra ed. México: Limusa, 2003. 703 p.
11. LAMBE, William y WHITMAN, Robert. *Mecánica de Suelos*. México: Limusa, 2006. 582 p.
12. PECK, Ralph B. y otros. *Ingeniería de Cimentaciones*. México: Limusa, 2006. 557 p.
13. SOWERS, George B. y SOWERS, George F. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. 6ta ed. México: Limusa, 1990. 677 p.

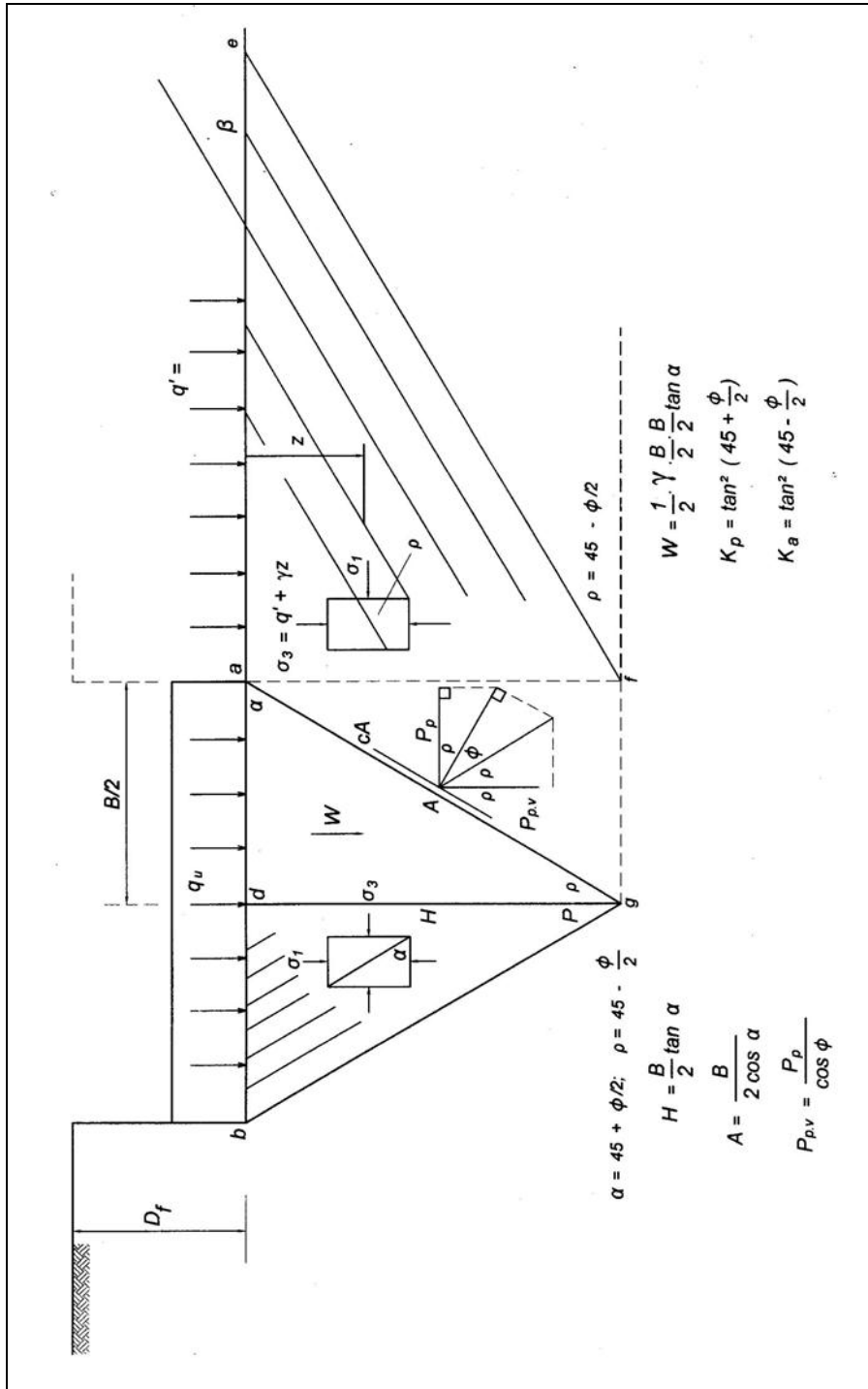
ANEXOS

Anexo 1. Superficies de falla para las diferentes ecuaciones de capacidad de carga



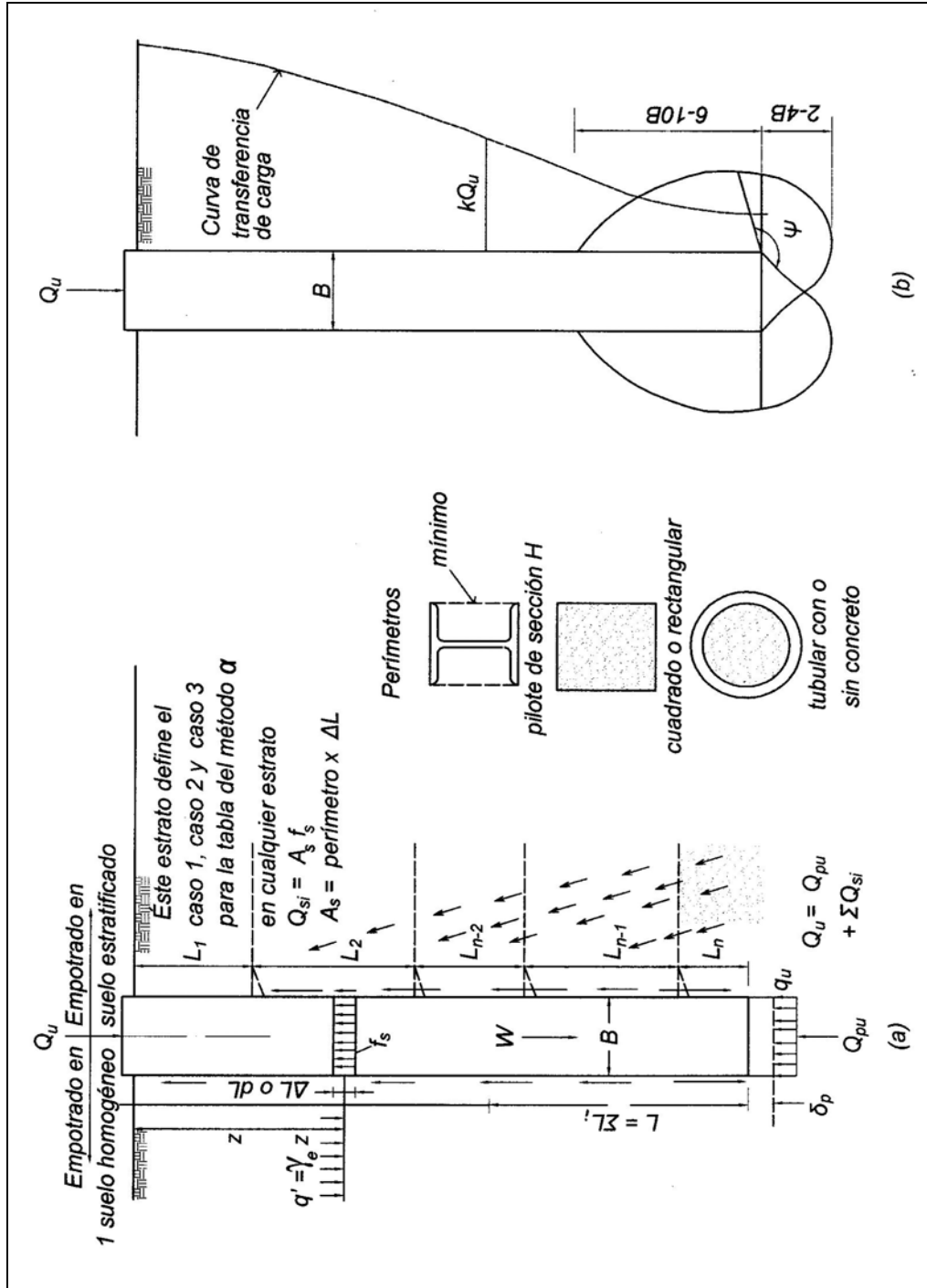
Fuente: BOWLES, Joseph E. *Foundation analysis and desing*. p.519.

Anexo 2. Esfuerzos en el suelo debido a una cimentación superficial



Fuente: BOWLES, Joseph E. *Foundation analysis and desing*. p. 520.

Anexo 3. Generalidades par la capacidad de carga de pilotes



Fuente: BOWLES, Joseph E. *Foundation analysis and desing.* p. 521.

