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

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS Y SUS MÉTODOS DE MEDICIÓN

Juan Carlos Hernández Canales
Asesorado por el Ing. Omar Enrique Medrano Méndez

Guatemala, julio de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS Y SUS MÉTODOS DE MEDICIÓN

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR:

JUAN CARLOS HERNÁNDEZ CANALES
ASESORADO POR EL ING. OMAR ENRIQUE MEDRANO MÉNDEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, JULIO DE 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADORA	Inga. Dilma Yanet Mejicanos Jol
EXAMINADOR	Ing. José Gabriel Ordóñez Morales
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS Y SUS MÉTODOS DE MEDICIÓN,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 02 de mayo de 2008.

Juan Carlos Hernández Canales

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Guatemala, mayo de 2008.

Ingeniero
Francisco Javier Quiñónez de la Cruz
Coordinador del Área de Materiales y Construcciones Civiles
Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería

Ingeniero Quiñónez:

Luego de un breve saludo, sírvame la presente para informarle que el trabajo de graduación **"CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS Y SUS MÉTODOS DE MEDICIÓN"**, elaborado por el alumno Juan Carlos Hernández Canales, ha sido finalizado a satisfacción y revisado por mi persona.

Sin otro particular me despido.

Atentamente,

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA - FACULTAD DE INGENIERIA - USAC
SECCION MECANICA DE SUELOS

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

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, 04 de junio de 2008

Ing. Fernando Amílcar Boiton Velásquez
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Ingeniero Boiton Velásquez:

Me dirijo a usted para informarle que he revisado el trabajo de graduación titulado **CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS Y SUS MÉTODOS DE MEDICIÓN**, elaborado por el estudiante universitario **Juan Carlos Hernández Canales** quién contó con la asesoría del Ingeniero Omar Enrique Medrano Méndez.

Considero que el trabajo realizado por el estudiante **Juan Carlos Hernández Canales**, satisface los requisitos exigidos, por lo que recomiendo su aprobación.

Agradezco a usted la atención de la presente,

Atentamente,

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"

Universidad de San Carlos
Coordinador
Área de Materiales
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Ing. Francisco Javier Quiñónez de la Cruz
Coordinador Área de Materiales y Construcciones Civiles

Cc archivo

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Omar Enrique Medrano Méndez y del Coordinador del Área de Materiales y Construcciones Civiles, Ing. Francisco Javier Quiñónez de la Cruz, al trabajo de graduación del estudiante Juan Carlos Hernández Canales, titulado CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS Y SUS MÉTODOS DE MEDICIÓN, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
DIRECTOR
FACULTAD DE INGENIERIA

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson

Guatemala, julio 2008.

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
de Guatemala

Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.230.08

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: **CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS Y SUS MÉTODOS DE MEDICIÓN,** presentado por el estudiante universitario **Juan Carlos Hernández Canales,** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
DECANO

DECANO
FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, julio de 2008

/cc

ACTO QUE DEDICO A:

DIOS

Como infinita fuente de sabiduría y conocimiento.

MIS PADRES

Juan Francisco Hernández Márquez y
Sandra Iris Canales de Hernández
Por su paciencia y por brindarme su apoyo para lograr esta meta.

MIS HERMANOS

Elvira Andrea, Iris Iveth e Inmar Francisco
Deseándoles que mi logro sirva de inspiración para alcanzar sus metas.

MIS ABUELOS

Juan Hernández y Carlos Canales D.E.P.

MI SOBRINO

Francisco Javier Hernández Canales
Que ha llenado de alegría nuestras vidas.

LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Mi alma mater y segunda casa que me inspiró para seguir esta carrera.

LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS

Por ser la facilitadora de la adquisición del conocimiento técnico y científico que me permitió obtener el titulo de Ingeniero Civil.

AGRADECIMIENTOS

Expreso mi más sincero agradecimiento al Ingeniero Omar Enrique Medrano Méndez, por su asesoría y apoyo brindado para la realización de este trabajo de graduación, sin el cual jamás hubiera sido posible.

Agradezco la confianza del personal del laboratorio de Mecánica de Suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería, por la ayuda brindada en la realización de los ensayos de laboratorio que contiene el presente trabajo de graduación.

También a todos los catedráticos que hicieron posible mi formación en esta facultad, a mis compañeros y amigos.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES IX
LISTA DE SÍMBOLOS XIX
GLOSARIO XXIII
RESUMEN XXIX
OBJETIVOS XXXI
INTRODUCCIÓN XXXIII

1. CARRETERAS

1.1 Compactación 1
1.1.1 Descripción del ensayo 1
1.1.2 Equipo a utilizar 5
1.1.3 Procedimiento para realizar la prueba 6
1.1.4 Ejemplo ilustrativo 11
1.1.5 Comentario final 13
1.2 Relación Soporte California (*CBR*) 15
1.2.1 Descripción del ensayo 15
1.2.2 Equipo a utilizar 19
1.2.3 Preparación de la muestra 22
1.2.4 Preparación del espécimen de ensayo 24
1.2.5 Procedimiento para penetración 26
1.2.6 Ejemplo ilustrativo 31
1.2.7 Comentario final 43

1.3 Plasticidad 46
1.3.1 Determinación del límite líquido (LL) 48
1.3.1.1 Descripción del ensayo 48
1.3.1.2 Equipo a utilizar 53
1.3.1.3 Procedimiento para realizar la prueba 56
1.3.1.4 Ejemplo ilustrativo 60
1.3.1.5 Comentario final 61
1.3.2 Determinación del límite plástico (LP) 63
1.3.2.1 Descripción del ensayo 63
1.3.2.2 Equipo a utilizar 64
1.3.2.3 Procedimiento para realizar la prueba 65
1.3.2.4 Ejemplo ilustrativo 67
1.3.2.5 Comentario final 68
1.3.3 Índices de consistencia 69
1.3.3.1 Índice de plasticidad (IP) 69
1.3.3.2 Índice de consistencia relativa (CR) 70
1.3.3.3 Índice de liquidez (IL) 71
1.3.3.4 Número de actividad (A) 71
1.3.3.5 Índice de tenacidad (I_t) 72
1.4 Granulometría 73
1.4.1 Análisis granulométrico -método mecánico- 76
1.4.1.1 Descripción del ensayo 76
1.4.1.2 Equipo a utilizar 78
1.4.1.3 Procedimiento para realizar la prueba -con lavado- 80
1.4.1.4 Procedimiento para realizar la prueba -sin lavado- 82
1.4.1.5 Ejemplo ilustrativo 85
1.4.1.6 Comentario final 91

1.4.2 Análisis por sedimentación -hidrómetro- 93
1.4.2.1 Descripción del ensayo 93
1.4.2.2 Equipo a utilizar 100
1.4.2.3 Procedimiento para realizar la prueba 102
1.4.2.4 Ejemplo ilustrativo 110
1.4.2.5 Comentario final 116
1.5 Clasificación de los suelos 118
1.5.1 Sistema de clasificación de los suelos *AASHTO* 119
1.5.2 Sistema unificado de clasificación de suelos SUCS 127
1.5.3 Ejemplo de clasificación de suelos 136
1.5.4 Comentario final 140
1.6 Gravedad específica de los sólidos 141
1.6.1 Descripción del ensayo 141
1.6.2 Equipo a utilizar 145
1.6.3 Procedimiento para realizar la prueba 146
1.6.4 Ejemplo ilustrativo 149
1.6.5 Comentario final 151
1.7 Peso específico de los sólidos 152
1.7.1 Descripción del ensayo 152
1.7.2 Equipo a utilizar 154
1.7.3 Procedimiento para realizar la prueba 154
1.7.4 Comentario final 156
1.8 Equivalente de arena 157
1.8.1 Descripción del ensayo 157
1.8.2 Equipo a utilizar 157
1.8.3 Procedimiento para realizar la prueba 159
1.8.4 Ejemplo ilustrativo 162
1.8.5 Comentario final 162

1.9 Densidad del suelo *in situ* 163
1.9.1 Descripción del ensayo 163
1.9.2 Equipo a utilizar 167
1.9.3 Procedimiento para realizar la prueba 169
1.9.4 Ejemplo ilustrativo 173
1.9.5 Comentario final 175

2. ESFUERZO DE CORTE EN LOS SUELOS
2.1 Resistencia de los suelos al esfuerzo de corte 177
2.2 Teoría de ruptura de *Mohr-Coulomb* 180
2.2.1 Círculo de *Mohr* 183
2.2.2 Esfuerzo desviador 185
2.3 Determinación de los parámetros de resistencia al corte 190
2.3.1 Ensayo de compresión triaxial 190
2.3.1.1 Criterio de los esfuerzos totales 196
2.3.1.2 Criterio de los esfuerzos efectivos 198
2.3.1.3 Parámetros de presión intersticial 203
2.3.1.4 Preparación de la probeta 207
2.3.1.5 Velocidad de deformación 209
2.3.1.6 Equipo a utilizar 210
2.3.1.7 Prueba no consolidada – no drenada (*UU*) 214
2.3.1.7.1 Descripción del ensayo 214
2.3.1.7.2 Procedimiento para realizar la prueba 217
2.3.1.7.3 Ejemplo ilustrativo 221
2.3.1.8 Prueba consolidada – no drenada (*CU*) 228
2.3.1.8.1 Descripción del ensayo 228
2.3.1.8.2 Saturación de la probeta 233

2.3.1.8.3 Etapa de consolidación 234
2.3.1.8.4 Etapa de carga axial y falla 235
2.3.1.8.5 Procedimiento para realizar la prueba 236
2.3.1.8.6 Ejemplo ilustrativo 239
2.3.1.9 Prueba consolidada – drenada (*CD*) 250
2.3.1.9.1 Descripción del ensayo 250
2.3.1.9.2 Etapa de consolidación 251
2.3.1.9.3 Etapa de carga axial y falla 253
2.3.1.9.4 Procedimiento para realizar la prueba 255
2.3.1.9.5 Ejemplo ilustrativo 256
2.3.1.10 Comentario final 267
2.3.2 Ensayo de corte directo 274
2.3.2.1 Descripción del ensayo 274
2.3.2.2 Equipo a utilizar 281
2.3.2.3 Procedimiento para realizar la prueba 283
2.3.2.4 Ejemplo ilustrativo 289
2.3.2.5 Comentario final 297
2.3.3 Consolidación 298
2.3.3.1 Descripción del ensayo 298
2.3.3.2 Equipo a utilizar 306
2.3.3.3 Descripción del mecanismo de transmisión de carga y calibración del aparato 309
2.3.3.4 Preparación de la muestra 310
2.3.3.5 Montaje de la prueba de consolidación 312
2.3.3.6 Procedimiento para realizar la prueba 314
2.3.3.7 Datos de la prueba de consolidación 317

2.3.3.8 Ejemplo ilustrativo 319
2.3.3.9 Comentario final 335

3. PERMEABILIDAD

3.1 Permeabilidad hidráulica del suelo 337
3.1.1 Agua en el suelo 337
3.1.2 Agua freática 338
3.1.3 Agua gravitacional 342
3.1.4 Agua retenida 343
3.2 Coeficiente de permeabilidad 347
3.2.1 Método de cabeza constante 353
3.2.1.1 Descripción del ensayo 353
3.2.1.2 Equipo a utilizar 354
3.2.1.3 Procedimiento para realizar la prueba 355
3.2.1.4 Ejemplo ilustrativo 361
3.2.2 Método de cabeza variable 368
3.2.2.1 Descripción del ensayo 368
3.2.2.2 Equipo a utilizar 370
3.2.2.3 Procedimiento para realizar la prueba 371
3.2.2.4 Ejemplo ilustrativo 375
3.2.3 Comentario final 385

4. PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (*SPT*)

4.1 Descripción del ensayo 387
4.2 Equipo a utilizar 392
4.3 Procedimiento para realizar la prueba 394
4.4 Ejemplo ilustrativo 395
4.5 Comentario final 397

5. MÉTODO MARSHALL DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS

5.1 Descripción del ensayo 399
5.2 Equipo a utilizar 400
5.3 Selección de la muestra de material 405
5.4 Preparación del agregado 406
5.4.1 Secado del agregado 407
5.4.2 Análisis granulométrico por vía húmeda 408
5.4.3 Determinación del peso específico 409
5.5 Preparación de las probetas de ensayo 410
5.6 Procedimiento para realizar la prueba 412
5.6.1 Determinación del peso específico total 413
5.6.2 Contenido de bitumen 413
5.6.3 Gradación de la muestra 414
5.6.4 Ensayos de estabilidad y fluencia 415
5.6.5 Valor de estabilidad *Marshall* 416
5.6.6 Valor de fluencia *Marshall* 417
5.6.7 Análisis de densidad y vacíos 418
5.7 Ejemplo ilustrativo 424
5.8 Comentario final 429
5.8.1 Análisis de los resultados del ensayo *Marshall* 429

CONCLUSIONES 435
RECOMENDACIONES 437
BIBLIOGRAFÍA 439
ANEXOS 441

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Equipo de compactación “Proctor”	5
2.	Martillo de compactación automático	6
3.	Compactación del suelo en el cilindro Proctor de 4 pulgadas	9
4.	Espécimen compactado	9
5.	Curva peso unitario seco versus humedad relativa	13
6.	Prensa de carga para penetración de la muestra	21
7.	Molde *CBR* y contrapesos	21
8.	Anillo de carga y micrómetro de reloj	22
9.	Montaje para el ensayo de inmersión – expansión del espécimen compactado	26
10.	Prensa de carga *CBR* penetrando un espécimen	29
11.	Curva lectura del anillo versus penetración en pulgadas	36
12.	Corrección de la curva lectura del anillo versus penetración, para una penetración de 0.1 pulgadas	38
13.	Curva %*CBR* versus %C	43
14.	Copa de *Casagrande ASTM* D4318	54
15.	Casuela de porcelana y apisonador	54
16.	Probeta y pipeta para proveer cantidad controlada de agua	55
17.	Espátula con hoja flexible para alisar la muestra en la copa	55
18.	Pasos en el ensayo de límite líquido	59
19.	Gráfico semilogarítmico para determinar el límite líquido	61

20.	Equipo para determinación del límite plástico	64
21.	Cilindro de suelo obtenido en el ensayo de límite plástico	66
22.	Máquina tamizadora con juego de tamices	79
23.	Tamices tipo U.S. Standard	79
24.	Juego de tamices para lavado	80
25.	Colocación de una muestra de suelo en el juego de tamices	84
26.	Curva de distribución granulométrica por tamizado	88
27.	Dimensiones y términos del hidrómetro	100
28.	Hidrómetro modelo 152H *ASTM* D422	101
29.	Mezclador automático para preparar la suspensión suelo–agua	101
30.	Muestra y solución patrón para el ensayo granulométrico por sedimentación	107
31.	Curva de distribución granulométrica por sedimentación	116
32.	Sistema de clasificación *AASHTO*	125
33.	Cuadros para utilización en el sistema de clasificación *AASHTO*	126
34.	Gráfico de plasticidad para el sistema unificado de clasificación de los suelos SUCS	134
35.	Procedimiento auxiliar para la clasificación de los suelos en laboratorio SUCS	135
36.	Equipo para determinación de la gravedad específica del suelo	146
37.	Equipo para determinar el peso específico de una muestra de suelo	153
38.	Especimenes de muestras inalteradas, para determinar el peso específico del suelo	156
39.	Equipo para determinación del equivalente de arena	158
40.	Mezclador automático para equivalente de arena	159
41.	Ensayo de equivalente de arena	161
42.	Equipo para determinación de densidad del suelo en el terreno	168
43.	Equipo para determinación de humedad *SPEEDY*^{TM}	168

44.	Densidad en el terreno utilizando el cono de arena	172
45.	Esfuerzo cortante actuando en un elemento de suelo	177
46.	Envolvente de falla o curva de resistencia intrínseca	179
47.	Estado de tensión alrededor de un punto en un elemento de suelo	180
48.	Elemento de suelo sometido a presiones normales principales σ_1 y σ_3	181
49.	Representación gráfica de un sistema plano de tensiones	183
50.	Representación gráfica del esfuerzo desviador	189
51.	Cálculo del esfuerzo efectivo	201
52.	Parámetros de presión intersticial	204
53.	Diagrama esquemático del equipo de compresión triaxial	206
54.	Máquina de compresión triaxial	211
55.	Panel de control maestro	211
56.	Cámara triaxial cilíndrica de lucita	212
57.	Equipo para moldear el espécimen (tallador)	212
58.	Enrasador y equipo para colocar la membrana de látex	213
59.	Membrana de látex y piedras porosas	213
60.	Estado de esfuerzos, para un ensayo triaxial tipo *UU*	214
61.	Distribución de esfuerzos durante un ensayo triaxial tipo *UU*	216
62.	Representación gráfica de los resultados de un ensayo triaxial tipo *UU*	217
63.	Representación gráfica de los resultados de un ensayo triaxial tipo *UU*, si se tiene una arcilla saturada	217
64.	Envolvente de falla y círculos de *Mohr*, para el ensayo de compresión triaxial tipo *UU*	226
65.	Distribución de esfuerzos durante un ensayo triaxial tipo *CU*	232
66.	Representación gráfica de los resultados de un ensayo triaxial tipo *CU*	233

67. Envolvente de falla y círculos de *Mohr*, para el ensayo de compresión triaxial tipo *CU* 247
68. Distribución de esfuerzos durante un ensayo triaxial tipo *CD* 252
69. Representación gráfica de los resultados de un ensayo triaxial tipo *CD* 253
70. Envolvente de falla y círculos de *Mohr*, para el ensayo de compresión triaxial tipo *CD* 264
71. Ensayo de compresión triaxial en suelo cohesivo 266
72. Variación del ángulo de fricción Φ con el índice de plasticidad, para varias arcillas 269
73. Gráfica del esfuerzo desviador versus deformación unitaria axial; prueba triaxial drenada 271
74. Envolventes de la resistencia máxima y residual para arcillas 271
75. Condición idealizada de cortante sobre una muestra de suelo 274
76. Detalle del ensayo de corte directo y la caja de corte 278
77. Representación gráfica de la envolvente de falla, para el ensayo de corte directo 280
78. Aparato residual de corte directo *ASTM* D3080 281
79. Caja de corte cuadrada y piedras porosas 282
80. Pesos individuales y pisón de la muestra 282
81. Ensayo de corte directo en suelo cohesivo 288
82. Envolvente de falla, para el ensayo de corte directo 294
83. Principios de consolidación 300
84. Esquema del ensayo de consolidación 302
85. Consolidómetro 307
86. Anillo para tallar la muestra y piedras porosas 307
87. Aparato para determinar el índice de expansión y aparato para determinar el cambio en el volumen del suelo 308
88. Consolidómetro electrónico automático 308

89. Esquema del mecanismo de transmisión de carga de un consolidómetro 310
90. Detalle del montaje de un ensayo de consolidación típico 313
91. Ensayo de consolidación con anillo flotante 318
92. Características del lugar, para el ejemplo de consolidación 319
93. Anillo de consolidación con la muestra tallada 320
94. Celda de consolidación 321
95. Curva de consolidación, para presión de 1.9 kg/cm^2 324
96. Curva de compresibilidad 329
97. Estado del agua en el suelo 338
98. Definición de la ley de *Darcy* 340
99. Altura de ascensión capilar para agua retenida 344
100. Permeámetro de compactación 354
101. Permeámetro de cabeza constante para arenas y gravas 355
102. Detalle del montaje para el método de cabeza constante 360
103. Permeámetro combinado para cabeza variable o constante 371
104. Detalle del montaje para el método de cabeza variable 374
105. Ensayo de permeabilidad en una muestra de suelo compactado 384
106. Prueba de penetración estándar en ejecución 393
107. Penetrómetro muestrador estándar y tubería de muestreo 393
108. Perfil estratigráfico, para el ensayo de penetración estándar 396
109. Prensa de estabilidad *Marshall* 401
110. Cabeza de estabilidad *Marshall* 402
111. Molde de compactación *Marshall* 402
112. Martillo de compactación *Marshall* 403
113. Pedestal de compactación 403
114. Baño de circulación de agua 404
115. Picnómetro de vacíos 404
116. Extractor de la centrífuga de asfalto 405

117. Secado de la muestra de agregado 407
118. Determinación del peso específico de una muestra de agregado 409
119. Preparación de las probetas de ensayo en moldes *Marshall* 411
120. Plato caliente, martillo *Marshall* y molde de 4" *Marshall* 411
121. Martillo *Marshall* de caída compactando una probeta 412
122. Probeta en el aparato *Marshall* 416
123. Ejecución de la prueba estabilidad y fluencia *Marshall* 418
124. Curva de distribución granulométrica por tamizado, para el método *Marshall* 426
125. Ejemplo de gráficas para los resultados de una serie de cinco probetas *Marshall* 431

TABLAS

I	Parámetros para realizar el ensayo de compactación	10
II	Datos del ensayo de compactación, para obtener el peso unitario seco máximo y humedad óptima	12
III	Valores de carga unitaria	16
IV	Energía de compactación para diferentes muestra	17
V	Clasificación típica para el uso de diferentes materiales	18
VI	Parámetros para realizar el ensayo *CBR*	30
VII	Datos del ensayo de expansión para *CBR*	32
VIII	Datos de carga–penetración para el ensayo *CBR* sumergido	33
IX	Determinación del porcentaje de compactación (%C)	34
X	Datos para construir la curva lectura del anillo versus penetración en pulgadas	35
XI	Datos del ensayo *CBR* para una penetración de 0.1 pulgadas	42
XII	Valores de K para diferente número de golpes	53
XIII	Datos para la determinación del límite líquido (LL)	60
XIV	Datos para la determinación del límite plástico (LP)	67
XV	Clasificación de los suelos según su índice plástico (IP)	70
XVI	Actividad de la arcilla en función del número de actividad (A)	72
XVII	Tamaño patrón de tamices tipo *USA*	74
XVIII	Análisis granulométrico por tamizado	87
XIX	Propiedades del agua destilada	108
XX	Factores de corrección α para el peso unitario de los sólidos	108
XXI	Factores de corrección por temperatura C_T	109
XXII	Valores de K para varias combinaciones de pesos unitarios y temperaturas	109

XXIII	Valores de L (profundidad efectiva) para usar en la fórmula de *Stokes* en la determinación de diámetros de partículas con el hidrómetro 152H *ASTM* D422	110
XXIV	Análisis granulométrico por sedimentación	115
XXV	Sistema unificado de clasificación de los suelos SUCS	133
XXVI	Ejemplo de clasificación de suelos en los sistemas *AASHTO* y SUCS	136
XXVII	Valores típicos para el factor de corrección α	143
XXVIII	Gravedad específica de los sólidos de algunos suelos	145
XXIX	Determinación de la gravedad específica del suelo	150
XXX	Criterios para seleccionar el volumen del agujero	166
XXXI	Etapas de los diferentes tipos de ensayo triaxial	194
XXXII	Valores del parámetro de presión intersticial A en la falla A_f	205
XXXIII	Humedad de la muestra, para el ensayo triaxial tipo *UU*	221
XXXIV	Datos del ensayo de compresión triaxial no consolidado – no drenado (*UU*)	222
XXXV	Determinación del porcentaje de humedad, densidad húmeda y densidad seca, para el ensayo triaxial tipo *UU*	224
XXXVI	Representación de los resultados, para el ensayo triaxial tipo *UU*	227
XXXVII	Humedad de la muestra, para el ensayo triaxial tipo *CU*	239
XXXVIII	Datos del ensayo de compresión triaxial consolidado – no drenado (*CU*)	240
XXXIX	Determinación del porcentaje de humedad, densidad húmeda y densidad seca, para el ensayo triaxial tipo *CU*	242
XL	Esfuerzos principales totales y efectivos para dibujar los círculos de *Mohr*, para el ensayo triaxial tipo *CU*	246
XLI	Representación de los resultados, para el ensayo triaxial tipo *CU*, utilizando los esfuerzos principales totales	249

XLII	Representación de los resultados, para el ensayo triaxial tipo *CU*, utilizando los esfuerzos principales efectivos	249
XLIII	Humedad de la muestra, para el ensayo triaxial tipo *CD*	256
XLIV	Datos del ensayo de compresión triaxial consolidado – drenado (*CD*)	257
XLV	Determinación del esfuerzo desviador σ y el esfuerzo desviador en rotura $q_{máx}$, para el ensayo triaxial tipo *CD*	262
XLVI	Determinación del porcentaje de humedad, densidad húmeda y densidad seca, para el ensayo triaxial tipo *CD*	263
XLVII	Esfuerzos principales totales y efectivos, para dibujar los círculos de *Mohr*, para el ensayo triaxial tipo *CD*	263
XLVIII	Representación de los resultados, para el ensayo triaxial tipo *CD*	265
XLIX	Determinación del esfuerzo cortante para $\sigma_1 = 0.32$ kg/cm^2	290
L	Determinación del esfuerzo cortante para $\sigma_2 = 0.63$ kg/cm^2	291
LI	Determinación del esfuerzo cortante para $\sigma_3 = 1.26$ kg/cm^2	292
LII	Determinación del esfuerzo cortante para $\sigma_4 = 2.53$ kg/cm^2	293
LIII	Datos dibujar la envolvente de falla, para corte directo	294
LIV	Determinación del porcentaje de humedad, densidad húmeda y densidad seca, para el ensayo de corte directo	295
LV	Representación de los resultados, para el ensayo de corte directo	296
LVI	Lecturas del deformímetro, para presión de 1.9 kg/cm^2	323
LVII	Lecturas corregidas de las curvas de consolidación	326
LVIII	Cálculo de la gravedad específica de la arcilla	327
LIX	Datos finales para la elaboración de la curva de compresibilidad	328
LX	Coeficientes de consolidación	331
LXI	Cálculo del incremento de presión	332

LXII	Variación de *Ic* con respecto de m_1 y n_1	333
LXIII	Rangos de la permeabilidad hidráulica para varios suelos	346
LXIV	Datos del ensayo para determinar el coeficiente de permeabilidad con el método de cabeza constante	362
LXV	Determinación de la densidad seca del suelo, para el método de cabeza constante	364
LXVI	Datos del ensayo para determinar el coeficiente de permeabilidad con el método de cabeza variable	376
LXVII	Determinación de la densidad seca del suelo, para el método de cabeza variable	379
LXVIII	Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco, típicos para algunos suelos	382
LXIX	Corrección de viscosidad para η_T/η_{20}	383
LXX	Relaciones aproximadas, para el número N de la prueba de penetración en arcillas	391
LXXI	Relaciones aproximadas, para el número N de la prueba de penetración en arenas	391
LXXII	Valores aproximados del ángulo de fricción interna para ciertos tipos de suelo	392
LXXIII	Datos del ensayo de penetración estándar	395
LXXIV	Criterios del Instituto de Asfalto (USA), para el diseño *Marshall*	420
LXXV	Porcentajes mínimos de vacíos en el agregado mineral VMA	421
LXXVI	Gradación de agregados, para pavimentos de concreto asfáltico (*ASTM* D3515)	422
LXXVII	Requisitos para la mezcla de concreto asfáltico	423
LXXVIII	Extracción del porcentaje de asfalto	424
LXXIX	Análisis granulométrico por tamizado, para el método *Marshall*	426
LXXX	Estabilidad y fluencia *Marshall*	427
LXXXI	Determinación de la gravedad específica bruta de la mezcla	428

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
$\Delta\sigma'_v$	Incremento de la presión efectiva sobre el estrato suelo
ΔH	Cambio en la altura de la muestra
ΔT	Variación en la temperatura
ΔV	Cambio en el volumen de la muestra
α	Factor de corrección para el peso unitario de los sólidos
β	Pendiente de la recta en el gráfico semilogarítmico W vs. Log N
ε	Deformación unitaria, expresada en porcentaje
ε_r	Deformación unitaria, expresada en decimales
ϕ	Ángulo de fricción interna
γ_d	Densidad seca
γ_s	Peso específico de los sólidos
γ_T	Peso específico de los sólidos a una temperatura dada
γ_w	Peso específico del agua
η	Viscosidad absoluta
η_T / η_{20}	Corrección de viscosidad de los fluidos a la temperatura T del ensayo y a 20 ^{o}C, respectivamente.
ν	Velocidad
σ	Esfuerzo normal
σ_1	Esfuerzo principal menor

σ_3	Esfuerzo principal mayor
σ'_1	Esfuerzo principal menor efectivo
σ'_3	Esfuerzo principal mayor efectivo
σ'_v	Presión efectiva actual en el estrato de suelo
$\sigma_1 - \sigma_3$	Esfuerzo desviador
τ	Esfuerzo de corte
a	Área de la sección transversal de la bureta
A'	Área corregida del espécimen
A_o	Área de la sección transversal de la muestra al inicio de la prueba
C	Cohesión
Cc	Índice de compresión
C_C	Coeficiente de curvatura
C_r	Compacidad relativa
Cs	Índice de expansibilidad
C_T	Factor de corrección del hidrómetro por temperatura
C_U	Coeficiente de uniformidad
Cv	Coeficiente de consolidación
D	Diámetro de las partículas más finas
D_{10}	Diámetro aparente de la partícula de suelo a un 10%
D_{30}	Diámetro aparente de la partícula de suelo a un 30%
D_{60}	Diámetro aparente de la partícula de suelo a un 60%
e	Relación de vacíos
e_L	Relación de vacíos del suelo en el límite líquido
g	Aceleración de la gravedad
Gs	Gravedad específica de los sólidos

h_1	Cabeza hidráulica al comienzo del experimento
h_2	Cabeza hidráulica al final del experimento
H_o	Altura original de la muestra
H_C	Espesor de la capa de arcilla
i	Gradiente hidráulico
I_C	Factor de influencia de esfuerzo
IG	Índice de grupo
Iz	Factor de influencia de la deformación unitaria
k	Coeficiente de permeabilidad
k_p	Constante de percolación
k_T	Coeficiente de permeabilidad a la temperatura del ensayo
k_{20^oC}	Coeficiente de permeabilidad expresado a 20 ^oC
L	Profundidad efectiva del hidrómetro
$Lect90\%$	Lectura al 90% de consolidación
$Lect100\%$	Lectura al 100% de consolidación
NC	Arcilla normalmente consolidada
OCR	Arcilla preconsolidada
P	Carga axial instantánea sobre el espécimen
p_c	Esfuerzo de preconsolidación
pic	Picnómetro
PUS	Peso unitario seco
$q_{máx}$	Esfuerzo desviador en rotura, centro del círculo de *Mohr*
$q'_{máx}$	Esfuerzo desviador en rotura efectivo
q_o	Carga transmitida de la cimentación al suelo
q_u	Esfuerzo de ruptura en la prueba de compresión axial no confinada

R	Lectura corregida del hidrómetro por menisco
R_a	Lectura real del hidrómetro
R_C	Lectura corregida del hidrómetro
Sc	Asentamiento por consolidación
Se	Asentamiento elástico
Sm	Peso específico relativo de la masa de suelo
Ss	Peso específico relativo de la fase sólida del suelo
$T90\%$	Tiempo al 90% de consolidación
u	Presión intergranular o presión de poro
V	Cantidad de agua que escurre a través del área A
V_m	Volumen total de la muestra de suelo
V_o	Volumen inicial de la muestra
V_V	Volumen de los vacíos de la muestra de suelo
V_S	Volumen de los sólidos
V_W	Volumen de agua
W_S	Peso del suelo
$\%E$	Porcentaje de expansión
$\%C$	Porcentaje de compactación
$\%CBR$	Porcentaje *California Bearing Ratio*

GLOSARIO

Asentamiento Deformaciones verticales producidas por incrementos de carga (en general carga vertical) en un espesor de suelo determinado. Se conocen también como asientos.

Asfalto Material negro, cementante, que varía ampliamente en consistencia, entre sólido y semisólido (sólido blando), a temperaturas ambientales normales.

Capilaridad Elevación o depresión de la superficie de un líquido en la zona de contacto con un sólido, por ejemplo, en las paredes de un tubo.

Carga axial Fuerza aplicada a un elemento exactamente en coincidencia con su centroide o eje principal.

Compresibilidad Propiedad que presentan los cuerpos de disminuir su volumen cuando se aumenta la presión ejercida sobre ellos, manteniendo constantes otros parámetros.

Compresión confinada Prueba de compresión en donde la muestra de suelo no puede deformarse lateralmente.

Contenido de asfalto	Cantidad de asfalto que debe ser adicionada a la mezcla para producir las cualidades deseadas en la mezcla.
Deformímetro	Instrumento para medir desplazamientos lineales. La medida se lee en una carátula que contiene una aguja principal que recorre 100 unidades para completar una vuelta y una aguja pequeña que recorre 10 unidades.
Estabilidad	Capacidad del asfalto para resistir desplazamientos y deformación bajo las cargas del tránsito.
Expansión	Proceso en que la masa de suelo tiende a aumentar su volumen manteniendo su forma. Todo sucede como su estuviera cambiando la escala del espacio tridimensional.
Extensómetro	Aparato que se utiliza para monitorear desplazamientos relativos entre uno o más puntos de monitoreo y el cabeza de medición o punto de referencia, y permite determinar las deformaciones axiales del suelo.
Fluencia	Deformación en centésimas de pulgada (10^{-2} plg) de la briqueta, bajo la carga de estabilidad *Marshall*.

Fluido	Sustancia que se deforma continuamente cuando se somete a un esfuerzo cortante.
Fluido intersticial	Fluido existente en los vacíos del esqueleto del suelo y que ejerce una presión llamada intersticial.
Gradiente hidráulico	Razón entre la variación del valor de la altura piezométrica entre dos puntos de una masa de suelo y la distancia que los separa.
Loes	Depósito o sedimento de grano fino, de tonos amarillos u ocres, transportado por el viento generalmente en zonas de cierta altitud.
Menisco	Superficie libre, cóncava o convexa, del líquido contenido en un tubo estrecho. El menisco es cóncavo si el líquido moja las paredes del tubo, y convexo si no las moja.
Micrómetro	Instrumento de medición cuyo funcionamiento está basado en el tornillo micrométrico y que sirve para medir las dimensiones de un objeto con alta precisión, del orden de centésimas de milímetros (0.01 mm) y de milésimas de milímetros (0.001 mm).
Muestra inalterada	Estructura de contención rígida, destinada a contener algún material, generalmente masas de suelo o tierras.

Nivel freático	Lugar geométrico de los puntos donde la presión del agua es la atmosférica. Por debajo de él las presiones son positivas (agua freática) y por encima negativas (agua capilar, si está en comunicación con el agua freático, o agua de contacto si no lo está).
Picnómetro	Aparato que se utiliza para determinar las densidades de distintas sustancias.
Porosidad	Relación del volumen de vacíos entre el volumen de la muestra de suelo.
Presión hidrostática	Es la parte de la presión debida a la masa de un líquido externo en reposo.
Presión intersticial	Presión producida por el fluido existente en el esqueleto del suelo.
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.
Suelo isótropo	Suelo que presenta las mismas propiedades físicas en todas las direcciones a partir del punto de análisis.

Suelo homogéneo	Suelo en el que sus propiedades no varían de un punto a otro.
Suelo saturado	Suelo que se caracteriza por tener todos sus vacíos ocupados por agua.
Tensión superficial	Fuerza atractiva ejercida en la superficie de separación entre materiales en diferentes estados físicos (sólido/líquido, líquido/gas).
VMA	Vacíos en el agregado mineral, son los espacios de aire que existen entre las partículas en una mezcla compactada de pavimentación, incluyendo los espacios que están llenos de asfalto.
Vacíos de aire	O simplemente vacíos, son espacios pequeños de aire, o bolsas de aire, que están presentes entre los granos de la masa de suelo.
Viscosidad	Propiedad del fluido, mediante la cual éste ofrece resistencia al esfuerzo cortante.

RESUMEN

El presente trabajo “Características físicas y propiedades mecánicas de los suelos y sus métodos de medición” contiene los conocimientos necesarios que todo Ingeniero Civil debe manejar en relación con la ejecución de las pruebas de laboratorio de Mecánica de Suelos; también es una guía teórica y práctica que encierra la descripción de los métodos de prueba, desarrollo del experimento y análisis e interpretación de los resultados.

En el primer capítulo, se desarrollan los ensayos destinados a la construcción de carreteras: compactación, Relación Soporte California (*CBR*), plasticidad, granulometría, clasificación de los suelos, gravedad específica, peso específico de los sólidos, equivalente de arena y densidad del suelo *in situ*.

El segundo capítulo, describe el esfuerzo de corte en los suelos para la construcción de cimentaciones, teoría de ruptura de *Mohr-Coulomb*, determinación de los parámetros de resistencia al corte: ensayo de compresión triaxial, no consolidado y no drenado, consolidado y no drenado, consolidado drenado, corte directo y consolidación. Se expone también el trazo del círculo de *Mohr*, cálculo de la cohesión, ángulo de fricción interna, índice de compresión, índice de expansibilidad, coeficiente de consolidación y asentamiento por consolidación.

El tercer capítulo, contiene los conceptos de permeabilidad hidráulica del suelo: agua en el suelo, agua freática, agua gravitacional, agua retenida y la determinación del coeficiente de permeabilidad: método de cabeza constante y método de cabeza variable.

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

El quinto capítulo, es una reseña del desarrollo del método *Marshall* de diseño de mezclas asfálticas, el cual es utilizado para determinar la estabilidad y fluencia de una muestra compactada con un martillo en un molde, que reciben el nombre de *Marshall*. Este ensayo es destinado para determinar el contenido óptimo de asfalto para una combinación específica de agregados. El método provee información sobre propiedades de la mezcla asfáltica en caliente y contenidos óptimos de vacíos que deben ser cumplidos durante la construcción del pavimento.

Todos los capítulos tienen una sección didáctica investigativa, que permite al estudiante de pregrado, estudiante de práctica supervisada e Ingeniero Civil profundizar sobre temas específicos en la rama de Mecánica de Suelos. Asimismo se desarrollan ejemplos que van guiando al lector en el desarrollo del ensayo hasta lograr el análisis de los resultados de los mismos.

OBJETIVOS

GENERAL

Desarrollar una guía teórica y práctica que reúna las técnicas y los conocimientos necesarios para realizar los ensayos en el laboratorio de Mecánica de Suelos, de forma didáctica, ilustrada y ejemplificada.

ESPECÍFICOS

1. Incentivar el aprendizaje en el comportamiento de los suelos, a través de ejemplos comparables con investigaciones realizadas en el campo de la construcción.

2. Crear una nomenclatura que sea equivalente a la utilizada en los libros de texto de uso común en otros cursos, tales como Mecánica de Suelos y Cimentaciones.

3. Aplicar las normas y estándares que exigen los códigos de construcción en lo referente al manejo adecuado del suelo.

4. Crear una base teórica y práctica para los estudiantes que deseen crear futuros documentos que amplíen los conocimientos de esta gran rama de estudio.

5. Apoyar a los estudiantes del curso de Mecánica de Suelos y Cimentaciones; así como al personal del Laboratorio de Mecánica de Suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería CII, para realizar ensayos de forma técnica y profesional.

6. Crear una base preparatoria de la documentación de los servicios que presta el Laboratorio de Mecánica de Suelos, para la futura acreditación de los ensayos.

INTRODUCCIÓN

Debido al intenso crecimiento tecnológico que se ha generado en los últimos años en la rama de Mecánica de Suelos, se hace necesario proporcionar a las bibliotecas material didáctico que facilite la adquisición de dichos conocimientos.

El trabajo desarrolla la bibliografía adecuada para realizar los diferentes ensayos que se atienden en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, siguiendo con los procedimientos estándares prescritos por la Sociedad Americana para el Ensayo de Materiales (*ASTM, American Standard for Testing Materiales*) y la Asociación Americana de Agencias Oficiales de Carreteras y Transportes (*AASHTO, American Association of State High-way and Transportation Officials*).

El trabajo introduce a los estudiantes de Ingeniería Civil a los conceptos fundamentales del análisis de los suelos. Se presentan, donde fue posible, múltiples teorías y correlaciones empíricas para familiarizar a los lectores con el desarrollo cronológico de los temas y con las respuestas obtenidas teóricamente con base en diferentes hipótesis.

Este documento presenta cada uno de los métodos de medición realizados a los suelos destinados a la construcción de pavimentos, cimentaciones, estudios de permeabilidad y exploración del suelo; además del método *Marshall* de diseño de mezclas asfálticas en caliente.

Cada una de las pruebas se compone de la siguiente manera: Descripción del ensayo, equipo a utilizar, procedimiento para la realizar la prueba, ejemplo ilustrativo (incluye procedimiento, tablas, curvas, interpretación de resultados y conclusión) y un resumen o comentario final de los resultados obtenidos.

Aplicar apropiadamente las teorías, ecuaciones y gráficas para la evaluación de los suelos y posteriormente diseños de carreteras y cimentaciones no puede ser completamente enseñado por ningún texto. La experiencia en campo y el buen juicio deben complementar el trabajo en clase y el obtenido en la teoría.

1. CARRETERAS

1.1 Compactación

AASHTO T180-01: Standard Method of Test for Moisture-Density Relations of Soils Using a 4.54 kg (10 lb) Rammer and a 457 mm (18 in)
ASTM D1557-07: Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft^3 (2,700 kN-m/m^3))

1.1.1 Descripción del ensayo

Se entiende por compactación todo proceso que aumente el peso volumétrico de un material granular. En general, es conveniente compactar un suelo para:

a) Aumentar la resistencia al corte y por consiguiente, mejorar la estabilidad y la capacidad de carga de cimentaciones y pavimentos.
b) Disminuir la compresibilidad y así reducir los asentamientos.
c) Disminuir la relación de vacíos y por consiguiente, reducir la permeabilidad.
d) Reducir el potencial de expansión, contracción o expansión por congelamiento.

El acomodo de las partículas, en un suelo que se ha tratado de mejorar, no sólo depende de las características del dispositivo que se usó para compactar, sino fundamentalmente de la humedad que tenía en ese momento el material. Si las partículas están secas, la fricción intergranular opone una resistencia mayor al desplazamiento relativo de ellas, que si se encuentra lubricadas por una partícula de agua; por el contrario, si la masa tiene una humedad elevada, el agua llena los vacíos que podrían ser ocupados por partículas en un arreglo más denso. Esto es cierto en suelos que tiene alto porcentaje de finos y no en las arenas gruesas y gravas. Por lo tanto, existe un contenido de agua con el que se obtiene el máximo peso volumétrico.

Para medir el grado de compactación de un material o un relleno se debe establecer la densidad seca del material. En la obtención de la densidad seca se debe tener en cuenta los parámetros de la energía utilizada durante la compactación y también depende del contenido de humedad durante el mismo. Para obtener una buena compactación será necesario controlar debidamente la cantidad de agua, debido a que si ésta es muy poca, no existirá lubricación y no se podrá disminuir la fricción existente entre las partículas; en caso de que el agua sea en exceso, las partículas podrán ser separadas por el agua.

La situación anterior, demuestra que es necesario determinar la cantidad de agua en la cual se obtenga una excelente lubricación que permita la mayor densidad posible llamada “Densidad Máxima o Peso Unitario Seco Máximo”; y a la cantidad de agua necesaria para obtener dicha densidad recibe el nombre de “Humedad Óptima”.

Se puede decir que la densidad seca de un suelo, producida por la compactación, depende del porcentaje de humedad que contenga y de la intensidad de la fuerza compactiva que se le aplique. La compactación de un suelo se mide y se verifica por la densidad seca del suelo, esto es, el peso de las partículas sólidas por unidad de volumen, las unidades de la densidad son: kg/m^3 o lb/pie^3. La comparación de la densidad seca actual, con la densidad seca máxima resulta el porcentaje de compactación.

La máxima densidad seca para una masa de suelo se puede alcanzar, mediante los ensayos de laboratorio o en obra por medio de la compactación, depende, sobre todo, del tipo de suelo y varía desde un valor de 65 lb/pie^3 en una arena pómez a unas 95 lb/pie^3 para una arcilla pesada. La humedad óptima varía desde un cuatro por ciento para suelos de grano grueso, hasta un 35% para las arcillas pesadas. Compactando un suelo a diferentes contenidos de humedad, se pueden llevar los valores obtenidos a un gráfico, en el cual las ordenadas representan los diferentes valores de las densidades secas expresadas en kg/m^3 o lb/pie^3 y en las abscisas los porcentajes de humedad.

La curva resultante se denomina CURVA DE COMPACTACIÓN y tiene una rama ascendente, llega a un punto máximo para después decrecer, la parte alta es el punto para el cual corresponde la “Densidad Seca Máxima o $PUS_{máx}$” y el porcentaje de humedad respectiva será “Humedad Óptima $\%H_{opt}$”. La curva se asemeja generalmente, a una parábola y también es llamada curva Proctor. En la vida real, la compactación se realiza sobre materiales que serán utilizados para relleno en la construcción de terraplenes, pero también en proyectos destinados al mejoramiento de las propiedades mecánicas del terreno.

Para obtener la humedad óptima y la densidad seca máxima, existen diferentes métodos, que se pueden resumir en dos grupos:

a) **Métodos Dinámicos**: son aquellos en los que la energía de compactación se aplica por medio de golpes de pisón (mazo o martillo) dinámicamente (Proctor). Debido a que en la actualidad se utiliza el ensayo de Proctor Modificado con mayores beneficios que el Estándar para la compactación, se describen los cuatro procedimientos alternativos para este ensayo:

- **Método A**: Molde de 4 pulgadas con material que pasa el tamiz No. 4. Compactar en 5 capas con 25 golpes cada una.
- **Método B**: Molde de 6 pulgadas con material que pasa el tamiz No. 4. Compactar en 5 capas con 56 golpes cada una.
- **Método C**: Molde de 4 pulgadas con material que pasa el tamiz ¾ de pulgada. Compactar en 5 capas con 25 golpes cada una.
- **Método D**: Molde de 6 pulgadas con material que pasa el tamiz ¾ de pulgada. Compactar en 5 capas con 56 golpes cada una.

b) **Métodos Estáticos**: son aquellos métodos en que la energía de compactación es aplicada por medio de presión hidráulica (prensa hidráulica) o estática (*CBR*). Estos procedimientos se utilizan con el equipo adecuado, en nuestro medio sólo se dispone de los métodos dinámicos que brindan resultados satisfactorios si se realizan de la manera adecuada.

1.1.2 Equipo a utilizar

- Cilindro Proctor de compactación de 4 ó 6 plg, dependiendo del método descrito anteriormente.
- Martillo de compactación de 10 lb de peso y 18 plg de caída.
- Tamiz de 2 plg, tamiz No. 4 y tamiz de ¾ plg
- Balanza de 20 kg de capacidad y aproximación de 1 g o una de 35 lb de capacidad y aproximación de 0.01 lb
- Balanza de 3 escalas de 0.01 g de aproximación.
- Horno capaz de mantener una temperatura de 110 ^{o}C con aproximación de 5 ^{o}C
- Tarros metálicos para determinación de humedad.
- Espátula, cucharón para mezclar, rodillo, regla de acero de 12 plg
- Extractor de muestra (opcional).

Figura 1. Equipo de Compactación "Proctor"

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.**

Pág. 32

Figura 2. Martillo de compactación automático

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007**. Pág. 31

1.1.3 Procedimiento para realizar la prueba

Debe de tomarse una muestra para contenido de humedad 24 horas antes del ensayo, para que sea posible conocer razonablemente el contenido de humedad inicial. El siguiente procedimiento es para realizar una prueba de compactación tipo A: molde de 4 plg, con material que pasa el tamiz No. 4.

1. Se debe secar al aire o en un horno a 60 ^{o}C, una muestra representativa que contenga aproximadamente 50 lb de material.

2. Se toman tres kilogramos (peso nominal) de suelo, pulverizado suficientemente para que pase a través del tamiz No. 4.

3. Se mezcla la cantidad de agua necesaria para hacer el incremento de humedad, amasando a fondo la muestra para formar una mezcla uniformemente húmeda (deshacer todos los grumos).

Nota: Procúrese no hacer esta mezcla inicial demasiado húmeda. La experiencia indica que esta mezcla inicial debe ser aproximada al primer punto de la curva de compactación.

4. Dividir la mezcla húmeda en cinco porciones iguales aproximadamente.

5. Pesar el molde de compactación en la balanza de 20 kg, sin el collarín. Luego de pesado unir el collarín y colocar el molde sobre un apoyo firme.

6. Colocar una porción de la mezcla húmeda en el molde, nivelando la superficie con la mano o con el martillo de compactación.

7. El martillo de compactación se coloca en el molde y se eleva luego sobre el mango hasta que el pisón alcanza la parte superior de la guía, entonces se suelta, permitiendo que este caiga libremente sobre la muestra, sin someterlo a ningún impulso adicional con la mano (caída libre).

8. Se repite el proceso anterior, hasta cubrir sistemáticamente la superficie entera de la muestra, hasta completar las cinco capas de 25 golpes cada una.

Nota: Cada capa compactada debe ser de una pulgada aproximadamente y la muestra compactada entera, debe extenderse ½ plg dentro del anillo de extensión como mínimo. El peso de la muestra necesaria para este objeto se determina por tanteo y variará con los diferentes suelos.

9. Se retira el anillo y con la regla de 12 plg, se recorta la muestra hasta enrasar los bordes del molde de compactación. Comprobando la nivelación con la regla.

10. Se retira todo el exceso de material que haya quedado fuera del molde de modo que esté limpio. Se pesa en la balanza de 20 kg.

11. Este peso se le llama Peso Bruto Húmedo (PBH); se retira todo el suelo contenido en el molde y se toman dos muestras para contenido de humedad (de 10 a 25 g cada una) del centro del material extraído del molde. Para los cálculos se usará el valor medio, si resulta un dato muy alejado a lo esperado, habrá que descartar uno de los dos.

12. Se añade de 60 cm^3 para suelos arenosos a 120 cm^3 para limos arenosos y arcillas de agua y se mezcla a fondo la siguiente porción de material. Se procura que el espaciamiento entre los porcentajes de humedad en cada punto, sea aproximadamente del dos al tres por ciento.

13. Se repiten los pasos del tres al once en cada punto del ensayo, hasta que el peso de la muestra compactada muestre un decremento en relación con el aumento del contenido de humedad, entonces se dice que el “Proctor” ya bajó y se suspende la prueba.

14. Colocar en el horno las muestras para determinar el contenido de humedad y volver al día siguiente para encontrar el promedio real de contenido de humedad de cada ensayo.

Figura 3. Compactación del suelo en el cilindro Proctor de 4 pulgadas

Fuente: Tomada por el autor.

Figura 4. Espécimen compactado

Fuente: Tomada por el autor.

Tabla I. Parámetros para realizar el ensayo de compactación

Característica	Siglas	Denominación	Fórmula
Peso Bruto Húmedo	PBH	Peso del material + Peso del cilindro	PM + Tara (kg)
Peso Neto Húmedo	PNH	Peso bruto húmedo – Peso del cilindro	PBH – Tara (kg)
Peso Unitario Húmedo	PUH	Peso por unidad de volumen húmedo	(PNHx2.205)x30 (lb/pie^3)
Peso Unitario Seco	PUS	Peso por unidad de volumen seco	[PUH/(%H+100)]x100 (lb/pie^3)
peso bruto húmedo	pbh	Peso de la muestra húmeda + tarro	pmh + tarro (g)
peso bruto seco	pbs	Peso de la muestra seca + tarro (después del horno)	pms + tarro (g)
Diferencia	Dif	Peso bruto húmedo – peso bruto seco	pbh – pbs (g)
peso neto seco	pns	Peso bruto seco – tarro	pbs – tarro (g)
Porcentaje de Humedad	%H	Relación de humedad sobre peso del suelo seco	(Dif / pns)x100 (%)
Porcentaje de Humedad promedio	$\%H_{prom}$	Promedio	$(\%H_1 + \%H_2) / 2$ (%)

El factor 30 se debe a que la capacidad volumétrica del cilindro de compactación es de 1/30 pie^3 (molde de 4 plg de diámetro)

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

1.1.4 Ejemplo ilustrativo

El Sr. Jacobo Cabrera realizó el ensayo de compactación tipo A (Proctor Modificado) a una muestra de suelo para un proyecto de introducción de carretera. Dicha muestra fue extraída de forma alterada de un banco de material ubicado en la Aldea El Astillero Masagua, Escuintla. El suelo tiene la siguiente descripción: Arena limosa con grava color café oscuro.

Luego de realizar el procedimiento de la prueba, se procede a calcular los parámetros descritos en la Tabla I. Debido a que el cálculo es el mismo para cualquier punto, sólo se tomará de referencia el primer punto y los siguientes se determinan de la misma manera, como se muestra en la Tabla II.

$$PBH = 5.24kg$$

$$Tara = 4.50kg$$

$$PNH = 5.24kg - 4.51kg = 0.99kg$$

$$PUH = \frac{(0.99kg)(2.205lb/1kg)}{1/30\,pie^3} = 65.49lb/\,pie^3$$

Tarro A1

$$Dif = 95.5 - 87.9 = 8g$$

$$pns = 87.9 - 24.6 = 63.3g$$

$$\%H = (8/63.3)x100 = 12.64\%$$

Tarro A2

$$Dif = 94.6 - 86.9 = 7.7g$$

$$pns = 86.9 - 24.5 = 62.4g$$

$$\%H = (7.7/62.4)x100 = 12.34\%$$

$$\%H_{promedio} = (12.64\% + 12.34\%)/2 = 12.5\%$$

$$PUS = \frac{65.49lb/\,pie^3}{100 + 12.5}x100 = 58.2lb/\,pie^3$$

Tabla II. Datos del ensayo de compactación, para obtener el peso unitario seco máximo y humedad óptima

	1	2	3	4
PBH	5.24 kg	5.95	5.87	5.43
TARA	4.50 kg	4.50	4.50	4.50
PNH	0.99 kg	1.7	1.62	1.18
PUH	65.49 lb/pie^3	112.46	107.16	78.06

TARRO	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2
pbh	95.9	94.6	103.3	91.8	92.5	95.5	103.6	115.1
pbs	87.9	86.9	90.5	80.9	78.8	82.0	86.2	96.2
tara	24.6	24.5	24.8	24.5	20.4	24.8	21.3	24.7
dif.	8	7.7	12.8	10.9	13.7	13.5	17.4	18.9
pns	63.3	62.4	65.7	56.4	58.4	57.2	64.9	71.5
% HUM	12.64	12.34	19.48	19.33	23.46	23.60	26.81	26.43

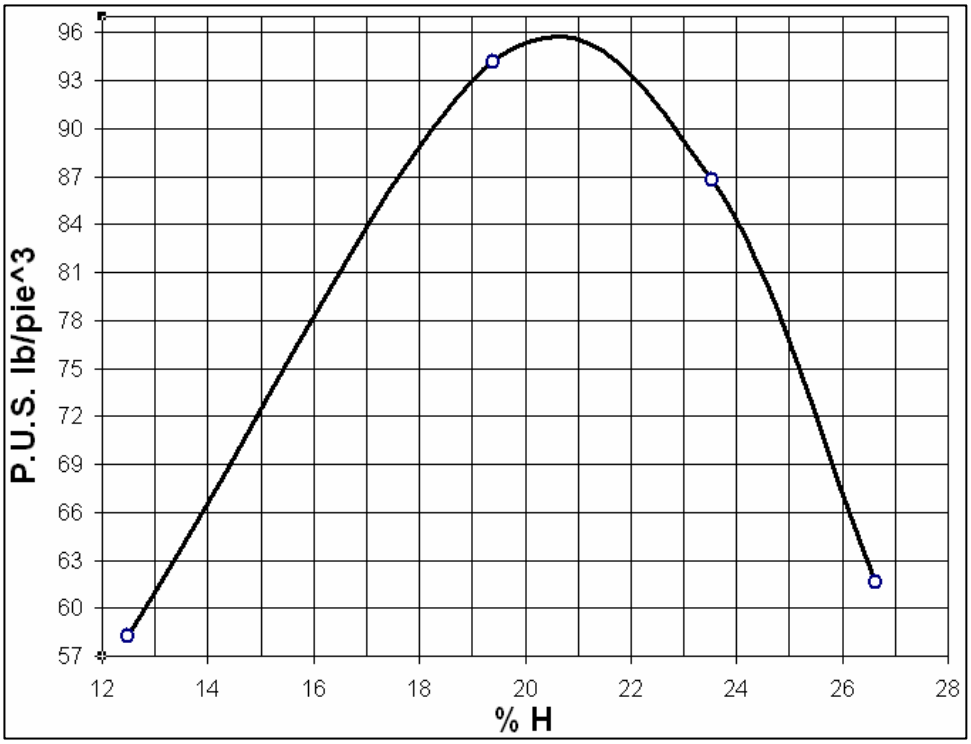
%H prom.	12.5	19.4	23.5	26.6
PUS	58.2	94.2	86.8	61.6

PUS Máx	1538	kg/m^3
	96	lb/pie^3
Humedad Óptima	20.5	%

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

Se plotea en el eje de las abscisas el contenido de humedad promedio ($\%H_{prom}$) y en el eje de las ordenadas la densidad seca (PUS). En una hoja de Excel o en papel milimetrado se traza una curva que pase por los puntos descritos anteriormente (de forma parabólica); para determinar la cresta y el punto que relaciona el PUS máximo y el %H óptimo.

Figura 5. Curva peso unitario seco versus humedad relativa



Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

1.1.5 Comentario final

Si el ensayo de compactación común en un momento determinado, no produce las mismas densidades que las obtenidas en la obra por el equipo de construcción, esto debido a que un equipo ligero puede dar densidades más bajas y por el contrario uno más pesado densidades más altas; para estos casos se puede modificar experimentalmente el procedimiento de laboratorio variando el número de capas, altura de caída y el número de golpes por capa, para producir una densidad equivalente.

En Guatemala fue muy utilizado el ensayo Proctor de tres capas con el martillo de 10 lb, siendo intermedio entre el Estándar y el Modificado. También se está usando, en caminos vecinales, una prueba de compactación de campo que sustituye al Proctor como término de compactación para el porcentaje de compactación, algunos le llaman impropiamente: “Proctor de campo”.

Si se va a ensayar un suelo de arena fina uniforme, el pisón puede causar cierto levantamiento en lugar de compactarlo. Si esto ocurre, primero se apisona con algunos golpes ligeros para estabilidad inicial, antes de proceder al ensayo.

Cuando el porcentaje de suelo gravoso retenido en el tamiz de ¼ plg es mayor que el 25%, el contenido de humedad del suelo debe ser corregido de la manera siguiente:

$$\%H\ \text{óptimo del suelo entero} = \frac{(\%\ \text{de la porción fina})(\%H\ \text{óptimo})}{100}$$

1.2 Relación de Soporte California (*CBR*)

AASHTO T193-99: Standard Method of Test for The California Bearing Ratio
ASTM D1883-07: Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory-Compacted Soils

1.2.1 Descripción del ensayo

La finalidad de este ensayo es determinar la capacidad de soporte (*CBR*, *California Bearing Ratio*) de suelos y agregados compactados en laboratorio, con una humedad óptima y niveles de compactación variables. El ensayo se desarrolló por parte de la División de Carreteras de California en 1929 como una forma de clasificación y evaluación de la capacidad de un suelo para ser utilizado como sub-base o material de base en construcciones de carreteras.

El ensayo mide la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas, permitiendo obtener un porcentaje de la relación de soporte. El porcentaje *CBR* (o simplemente *CBR*), está definido como la fuerza requerida para que un pistón normalizado penetre a una profundidad determinada, una muestra compactada de suelo a un contenido de humedad y densidad dadas con respecto a la fuerza necesaria para que el pistón penetre a esa misma profundidad y con igual velocidad, una probeta con una muestra estándar de material triturado. La expresión que define al *CBR* es la siguiente:

$$\%\ CBR = \frac{\text{carga unitaria del ensayo}}{\text{carga unitaria patrón}} \times 100$$

De la ecuación se observa que el número *CBR*, es un porcentaje de la carga unitaria patrón. En la práctica el símbolo de porcentaje se quita y la relación se presenta simplemente por el número entero, por ejemplo: 30, 45, 98, etc. Los valores de carga unitaria que se utilizan en la ecuación son:

Tabla III. Valores de carga unitaria

Penetración		**Carga unitaria patrón**		**Carga estándar**
mm	plg	MPa	lb/plg^2	lb
2.5	0.10	6.9	1,000	3,000
5.0	0.20	10.3	1,500	4,500
7.5	0.30	13.0	1,900	5,700
10.0	0.40	16.0	2,300	6,100
12.7	0.50	18.0	2,600	7,800

Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 190

Usualmente, el número *CBR* se basa en la relación de carga para una penetración de 0.1 plg (2.5 mm). Sin embargo, si el valor de *CBR* a una penetración de 0.2 plg (5 mm) es mayor, el ensayo debe repetirse. Si en un segundo ensayo se produce nuevamente un valor de *CBR* mayor de 0.2 plg de penetración, dicho valor será aceptado como valor del ensayo. Los ensayos de *CBR* se hacen sobre muestras compactadas con un contenido de humedad óptimo, obtenido del ensayo de compactación estándar o modificado. La Tabla IV presenta los métodos 2 ó 4 de las normas *ASTM* D698 o D1557 para molde de seis pulgadas de diámetro (15.2 cm), se debe compactar las muestras utilizando la siguiente energía de compactación.

Tabla IV. Energía de compactación para diferentes muestras

Método		Golpes	Capas	Peso del martillo lb
D698	2 (suelos de grano fino)	56	3	5.5
	4 (suelos gruesos)	56	3	5.5
D1557	2 (suelos de grano fino)	56	5	10
	4 (suelos gruesos)	56	5	10

Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 190

En el Laboratorio de Mecánica de Suelos, se preparan tres probetas como mínimo, las que poseen distintas energías de compactación (lo usual es 65, 30 y 10 golpes). El suelo al cual se aplica el ensayo, debe contener una pequeña cantidad de material que pase por el tamiz de dos pulgadas (50 mm) y quede retenido en el tamiz de ¾ plg (19 mm), se recomienda que esta fracción no exceda del 20%. Antes de determinar la resistencia a la penetración generalmente, las probetas se saturan durante 96 horas, con una sobrecarga aproximadamente igual al peso del pavimento; para simular las condiciones de trabajo más desfavorables. Pero en ningún caso el peso de la sobrecarga será menor de 4.5 kg.

Es necesario durante este período tomar registros de expansión para instantes escogidos arbitrariamente y al final del período de saturación se hace la penetración para obtener el valor de *CBR* para el suelo en condiciones de saturación completa. En ambos ensayos de penetración, para determinar los valores de *CBR* se coloca una sobrecarga sobre la muestra de la misma magnitud que se utilizó durante el ensayo de expansión. El ensayo sobre la muestra saturada cumple dos propósitos:

1. Brindar información sobre la expansión esperada en el suelo bajo la estructura de pavimento cuando el suelo se satura.

2. Indica la pérdida de resistencia debida a la saturación en el campo.

El ensayo de penetración se lleva a cabo en una máquina de compresión utilizando una tasa de deformación unitaria de 0.05 plg/min (1.27 mm/min). Se toman lecturas de carga contra penetración a cada 0.02 plg (0.5 mm) hasta llegar a un valor de 0.2 plg (5.0 mm) a partir del cual se toman lecturas con incrementos de 0.1 plg (2.5 mm) hasta obtener una penetración total de 0.5 plg (12.7 mm). El ensayo de *CBR* se utiliza para establecer una relación entre el comportamiento de los suelos principalmente con fines de utilizarlos como base y sub-rasante bajo pavimentos de carreteras y aeropistas.

Tabla V. Clasificación típica para el uso de diferentes materiales

No. *CBR*	**Clasificación General**	**Usos**	**Sistema de Clasificación**	
			Unificado	***AASHTO***
0–3	Muy pobre	Subrasante	OH, CH, MH, OL	A5, A6, A7
3–7	Pobre a Regular	Subrasante	OH, CH, MH, OL	A4, A5, A6, A7
7–20	Regular	Sub-base	OL, CL, ML, SC, SM, SP	A2, A4, A6, A7
20–50	Bueno	Base, sub-base	GM, GC, SW, SM, SP, GP	A1b, A2-5, A3, A2-6
>50	Excelente	Base	GW, GM	A1a, A2-4, A3

Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 191

El número *CBR* es un índice del valor o capacidad soporte de un suelo. Un *CBR* de dos o tres por ciento indicará que el material tiene una capacidad soporte muy baja; otro *CBR* de 60 ó 70% mostrará un material de buena resistencia, apto para capa de base de pavimentos. En resumen, el *CBR* significa la relación entre la resistencia a la penetración de un suelo y su capacidad soporte como base de sustentación para pavimentos flexibles. La prueba de *CBR* comprende tres ensayos fundamentales:

a) Determinación de la densidad y humedad de la muestra compactada.
b) Determinación de las propiedades expansivas del material, porcentaje de hinchamiento (expansión) o “swelling”.
c) Determinación de la resistencia a la penetración.

1.2.2 Equipo a utilizar

- Prensa de ensayo con capacidad de por lo menos 10,000 lb, equipada con cabezal o base movible que avance a razón de 0.05 plg/min, para forzar el pistón de penetración dentro del espécimen. La máquina deberá estar equipada con indicadores de carga, legibles cada 10 lb o menos, un dispositivo indicador de carga con lecturas de curso no menor que 2 plg (50 mm).
- Pistón de penetración metálico, de 1.92 plg de diámetro (3 plg^2 de área) y no menos de 4 plg de longitud.
- Micrómetro de reloj, con sensibilidad legible 0.001 plg para medir penetración.

- 3 moldes cilindros metálicos de diámetro interno de 6 ± 0.03 plg (152.4 ± 0.7 mm) y con una altura de 7 ± 0.004 plg (177.8 ± 0.1 mm), provistos de collar de extensión de 2 plg de altura (50.8 mm) y una plancha de base perforada de 3/8 plg de espesor (9.5 mm). Las perforaciones de la plancha no deberán exceder un diámetro de 1/16 plg (1.60 mm).
- 3 discos separadores de 5-15/16 plg de diámetro (150.8 mm) y 2.416 plg de espesor (61.4 mm).
- Aparato para medir la expansión, compuesto por una placa metálica provista de un vástago ajustable de metal con perforación de diámetro menor o igual a 1.6 mm y un trípode metálico para sujetar el micrómetro de reloj de 0.01 plg para medir el hinchamiento.
- Sobrecargas, una metálica anular y varias metálicas ranuradas de 5 lb de peso cada una (2.27 kg), 5-5/8 plg de diámetro externo (149.2 mm) y 2-1/8 plg de diámetro interno (54 mm).
- Martillo de compactación de 10 lb de peso con guía para 18 plg de caída.
- 2 tamices para el cribado del material según sus características No. 4 y ¾ plg
- Balanza con capacidad de 100 kg y balanza para humedad de 1 kg
- Horno de secado con circulación de aire y temperatura regulable capaz de mantenerse en 110 ± 5 ºC
- Bandeja para mezcla, regla metálica, tanque de inmersión, papel filtro, cucharones, balanzas, tarros para medición de humedades y cronómetro.

Figura 6. Prensa de carga para penetración de la muestra

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.**

Pág. 35

Figura 7. Molde *CBR* y contrapesos

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.**

Pág. 37

Figura 8. Anillo de carga y micrómetro de reloj

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 144

1.2.3 Preparación de la muestra

Se prepara una muestra de tamaño igual o superior a 100 lb (45 kg). Esta muestra deberá secarse al aire o en un horno, a una temperatura menor que 60 ºC, hasta que se vuelva desmenuzable. Además, se deberán disgregar los grumos evitando reducir el tamaño natural de las partículas.

La muestra se pasa por el tamiz de ¾ plg (20 mm) descartando el material retenido. Si es necesario mantener el porcentaje de material grueso del material original se deberá efectuar un reemplazo. Para esto se determina por tamizado el porcentaje del material que pasa por el tamiz de dos pulgadas (50 mm) y queda retenido en el tamiz de ¾ plg.

Se reemplaza dicho material por una masa igual de material que pasa por el tamiz de ¾ plg y queda retenido en el tamiz de dos pulgadas. Tomada de la porción no utilizada de suelo original. Una vez obtenida la muestra de ensayo, se selecciona una porción representativa de unas 50 lb, para determinar la humedad óptima y el peso unitario seco máximo, siguiendo el método más adecuado para la prueba (depende del tipo de Proctor que se vaya a realizar).

Del resto del material se toman 15 kg exactos y sacar dos muestras para determinación de humedad ($\%H_{act}$); el ensayo de compactación proporciona la humedad óptima ($\%H_{opt}$) y la densidad seca máxima ($PUS_{máx}$). Dichos datos son necesarios para determinar la cantidad de agua por agregar a la muestra de suelo de 15 kg y se requiere aplicar la siguiente expresión:

$$\text{AGUA POR AGREGAR} = \frac{[(\%H_{opt} - \%H_{act}] \times (\text{Peso del material, en g})}{100 + \%H_{act}} = cm^3$$

Con la cantidad de agua por agregar (cm^3) denotada por la ecuación anterior, se procede a humedecer el suelo de manera homogénea; tener cuidado de no producir grumos. Con el suelo homogéneo y listo para la compactación se toman dos muestras de material para verificar el contenido de humedad ($\%H_{ensayo}$); que debe ser aproximadamente igual a la humedad óptima. En caso que las muestras no sean sumergidas, la humedad se determina concluida la penetración.

1.2.4 Preparación del espécimen de ensayo

Normalmente, se compactan de tres a cinco probetas en un rango de 90 a 100% de la densidad seca máxima determinada, según el ensayo de compactación. Cada porción de suelo, se debe mezclar con cierta cantidad de agua para obtener la humedad óptima (agua por agregar), si es necesario curar el suelo, debe colocarse dentro de un recipiente tapado para lograr una distribución uniforme de la humedad.

Una vez que se haya pesado el molde de seis pulgadas y verificado su volumen, se coloca el disco espaciador sobre la placa base, se fija el molde con el collarín sobre la placa y se coloca un disco de papel filtro sobre el disco espaciador. Dentro del molde se compacta mediante cinco capas cada una de las porciones de suelo húmedo, utilizando para cada porción una energía de compactación distinta (número de golpes), de manera que la densidad a la cual se desee determinar el *CBR* quede comprendida entre las densidades de dos probetas. Se compactarán con 65, 30 y 10 golpes respectivamente.

Finalizada la compactación, se retira el collarín y se enrasa el suelo al nivel del borde del molde, rellenando los huecos dejados por la eliminación del material grueso con material de menor tamaño. Se retiran la placa base perforada, el disco espaciador y se pesa el molde con el suelo compactado. Para la determinación de las propiedades expansivas del suelo, se coloca sobre la placa base perforada un disco de papel filtro grueso y se ajusta el molde con el suelo compactado en forma invertida, de manera que el espacio formado por el disco espaciador quede en la parte superior.

En la superficie libre de la muestra, se coloca un disco de papel filtro grueso y sobre éste se coloca la placa metálica perforada provista de un vástago regulable. Sobre ésta placa se colocarán las sobrecargas, cuyo número deberá ser especificado o de lo contrario, se usará una sobrecarga mínima de 10 lb (4.54 kg), equivalente al peso de un pavimento de hormigón de cinco pulgadas de espesor.

A continuación se coloca todo el conjunto cuidadosamente dentro del estanque sin agua, sobre pequeños bloques metálicos o de otro material con el objeto de permitir el libre acceso del agua por debajo de la muestra. Se monta el trípode y se instala el comparador de dial, de tal modo que su punta palpable quede tocando el vástago.

Luego, se llena el estanque con agua y se registra la lectura inicial del comparador de dial. El tiempo de inmersión dependerá del tipo de saturación. Para un ensayo con saturación normal se deja el molde sumergido durante 96 horas, en cambio para un ensayo de saturación completa se dejará el tiempo necesario hasta que no haya más hinchamiento, lo que se comprueba cuando dos lecturas de dial efectuadas con 24 horas de intervalo difieren en menos de 0.3 mm.

Durante todo el tiempo de inmersión el nivel de agua se debe mantener constante. Registrada la lectura final del comparador de dial, como se expuso anteriormente, hasta las últimas lecturas difieran entre 0.3 mm; se retira el trípode y se saca el molde del agua, para dejarlo drenar durante 15 minutos.

Finalmente, se retiran las sobrecargas, los discos de papel filtro y las placas perforadas para determinar el peso del molde más el suelo compactado y saturado.

Figura 9. Montaje para el ensayo de inmersión – expansión del espécimen compactado

Fuente: Tomada por el autor.

1.2.5 Procedimiento para penetración

Para la determinación de la resistencia a la penetración, se lleva la probeta a la máquina de ensayo y se colocan sobre ella, una cantidad tal de cargas para reproducir una sobrecarga igual a la que supuestamente ejercerá el material de base y pavimento del camino proyectado (pero no menor que 10 lb o 4.54 kg), redondeando a múltiplos de cinco libras (2.27 kg). En caso que la probeta haya sido sumergida, la carga será igual a la aplicada durante la inmersión.

Se apoya el pistón de penetración con una carga lo más pequeña posible (no debe exceder de 10 lb o 45 N) y se colocan los diales de lectura de tensión y deformación en cero. Esta carga inicial, se necesita para asegurar un apoyo satisfactorio del pistón, pero debe considerarse como carga cero para la relación carga-penetración. La velocidad de carga aplicada al pistón de penetración será de 0.05 plg/min (1.27 mm/min).

Se anotarán las lecturas de carga, en los siguientes niveles de penetración: 0.025, 0.050, 0.075, 0.1, 0.2 y 0.3 pulgadas, o bien: 0.65, 1.25, 1.90, 2.50, 5.00 y 7.50 milímetros respectivamente.

Debido a que este es el paso más importante del ensayo, luego de colocar el espécimen en la prensa de carga y tener los diales en cero, se procede a la penetración de la siguiente manera:

1. Para llegar a la primera penetración (0 - 0.025 plg), deben transcurrir 30 segundos en el cronómetro y al mismo tiempo el dial debe llegar a la lectura de 0.025 plg. Esto se logra haciendo girar la manecilla de la prensa de carga de modo que el dial y el cronómetro lleven el mismo ritmo; es decir que el dial y el cronómetro deben de completar cada ciclo juntos.

2. Para la penetración de 0.05, 0.075 y 0.1 plg (0.025 – 0.05, 0.05 – 0.075, 0.075 – 0.1 plg); debe de transcurrir 30 segundos, de la misma manera que el inciso anterior.

3. En cuanto para la penetración de 0.2 y 0.3 plg (0.1– 0.2, 0.2 – 0.3 plg), se realiza de manera tal que transcurra un minuto por penetración; para lo cual se toman intervalos medios siguientes: 0.1 – 0.15, 0.15 – 0.2, 0.2 – 0.25 y 0.25 – 0.3 plg. Tomando en cuenta que son puntos medios se deduce que en cada intervalo transcurren 30 segundos y por lo tanto, cada uno llegará a un minuto.

4. Obtenida la última lectura del dial para 0.3 plg, deben de haber transcurrido en el cronómetro seis minutos exactos, que es el tiempo total que dura la penetración.

Nota: Si terminada la penetración se completan las lecturas, pero no se completan los seis minutos, quiere decir que el ensayo se realizó de forma incorrecta y por lo tanto debe repetirse.

5. Concluidos los seis minutos y logrando penetrar el suelo, se procede a retirar el espécimen de la prensa; sacar el contrapeso y retirar el suelo del molde.

6. Se debe de realizar el mismo procedimiento para los tres moldes, compactados a diferentes niveles de energía (10, 30 y 65 golpes).

Figura 10. Prensa de carga *CBR* penetrando un espécimen

Fuente: Tomada por el autor.

Tabla VI. Parámetros para realizar el ensayo *CBR*

Característica	Siglas	Denominación	Fórmula
Peso Bruto Húmedo	PBH	Peso del material + Peso del cilindro	PM + Tara (kg)
Peso Neto Húmedo	PNH	Peso bruto húmedo – Peso del cilindro	PBH – Tara (kg)
Peso Unitario Húmedo	PUH	Peso por unidad de volumen húmedo	(PNHx2.205)x13.33 (lb/pie^3)
Peso Unitario Seco	PUS	Peso por unidad de volumen seco	[PUH/(%H+100)]x100 (lb/pie^3)
peso bruto húmedo	pbh	Peso de la muestra húmeda + tarro	pmh + tarro (g)
peso bruto seco	pbs	Peso de la muestra seca + tarro (después del horno)	pms + tarro (g)
Diferencia	Dif	Peso bruto húmedo – peso bruto seco	pbh – pbs (g)
peso neto seco	pns	Peso bruto seco – tarro	pbs – tarro (g)
Porcentaje de Humedad	%H	Relación de humedad sobre peso del suelo seco	(Dif / pns)x100 (%)
Porcentaje de Humedad promedio	$\%H_{prom}$	Promedio	$(\%H_1 + \%H_2) / 2$ (%)

El factor 13.33 se debe a que la capacidad volumétrica del molde *CBR* es de 1/13.33 pie^3 (molde de 6 plg de diámetro)

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

1.2.6 Ejemplo ilustrativo

La Constructora Ara ejecutará un proyecto de introducción de carretera para el municipio de Poptún, Petén. La Constructora realizó el ensayo de Compactación (Proctor Modificado) y Razón Soporte California (*CBR*) a una muestra de suelo con la siguiente descripción: Arena limosa con fragmentos de roca color grisáceo.

Del ensayo de compactación tipo A, se determinan los siguientes valores

Peso martillo: 10 lb Capas: 5 Golpes por cada: 25	Peso unitario seco máximo	$PUS_{máx}$: 98.5 lb/pie^3
	% Humedad óptima	$\%H_{opt}$: 13.8 %

1. Cálculo de humedad actual, de acuerdo a los parámetros expuestos en la Tabla VI.

Humedad actual							
Tarro	pbh g	pbs g	tara g	dif g	pns g	% H	% H_{prom}
A1	194.6	181.1	43	13.5	138.1	9.78	9.76
A2	185.4	172.5	40	12.9	132.5	9.74	

2. Calcular el agua por agregar.

$$\text{AGUA POR AGREGAR} = \frac{[(H_{opt}\ 13.8\%) - (H_{act}\ 9.76\%)] \times (\text{Peso mat. } 15{,}000\ g)}{100 + (H_{act}\ 9.76\%)}$$

AGUA POR AGREGAR	552 cm^3

3. Cálculo de la expansión o hinchamiento. Tiempo de inmersión: 96 horas.

Tabla VII. Datos del ensayo de expansión para *CBR*

Para 65 golpes						
Inmersión y expansión			Sobrepesos 10 lb			
Día / Hora	040308	9:30	050308	9:20	060308	9:18
Lectura Dial	5		6		6	
Expansión plg	0.005		0.006		0.006	
Expansión %	0.11		0.13		0.13	
Para 30 golpes						
Inmersión y expansión			Sobrepesos 10 lb			
Día / Hora	040308	9:30	050308	9:20	060308	9:18
Lectura Dial	10		11		11	
Expansión plg	0.01		0.011		0.011	
Expansión %	0.22		0.24		0.24	
Para 10 golpes						
Inmersión y expansión			Sobrepesos 10 lb			
Día / Hora	040308	9:30	050308	9:20	060308	9:18
Lectura Dial	9		10		10	
Expansión plg	0.009		0.010		0.010	
Expansión %	0.20		0.22		0.22	

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

Calcular la expansión de la muestra para cada uno de los cilindros compactados a diferente número de golpes; como porcentaje de la altura inicial (%E), mediante la siguiente expresión:

$$\%E = \frac{E}{4.583} x100$$

Donde:

E = E' x 0.001 plg

E' = expansión en pulgadas = lectura final – lectura inicial de dial.

4.583 = altura de la probeta en pulgadas. Altura del molde menos altura del disco o espaciador.

4. Cálculo de penetración, utilizando el anillo de 1,000 lb de capacidad.

Tabla VIII. Datos de carga-penetración para el ensayo *CBR* sumergido

Para 65 golpes						
Penetración pulgadas	0.025	0.050	0.075	0.1	0.2	0.3
Lectura dial del anillo	71	92	106	191	455	284
Carga lb	332.46	427.82	481.34	877.37	2076.17	1299.67
Para 30 golpes						
Penetración pulgadas	0.025	0.050	0.075	0.1	0.2	0.3
Lectura dial del anillo	23	31	40	119	234	205
Carga lb	114.50	150.83	191.69	550.43	1072.63	940.94
Para 10 golpes						
Penetración pulgadas	0.025	0.050	0.075	0.1	0.2	0.3
Lectura dial del anillo	9	14	22	32	60	65
Carga lb	50.93	73.63	109.96	155.37	282.51	305.22

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

Calcular la carga en libras, según el tipo de anillo de carga utilizado:

Anillo de 1,000 lb: $C\arg a(lb) = 4.5409X + 10.0588$

Anillo de 10,000 lb: $C\arg a(kg) = 10.073277X + 45.045727$

X = lectura del dial de deformación en el anillo.

5. Cálculo del porcentaje de compactación.

De la Tabla VI, se procede a calcular todos los parámetros (PNH, PUH, etc.) para determinar la densidad a la que se compactó el material de la misma forma como que se calculó en el ensayo de compactación:

$$\%C = \frac{PUS_{CBR}}{PUS_{PROCTOR}} x100$$

Tabla IX. Determinación del porcentaje de compactación (%C)

Para 65 golpes			
PBH	11.15 kg	PUH	114.32 lb/pie^3
TARA	7.26 kg	%H	17.32%
PNH	3.89 kg	PUS	97.4 lb/pie^3
VOL	1/13.33 pie^3	%C	98.9%
Para 30 golpes			
PBH	11 kg	PUH	110.2 lb/pie^3
TARA	7.25 kg	%H	17.32%
PNH	3.75 kg	PUS	93.8 lb/pie^3
VOL	1/13.33 pie^3	%C	95.2%
Para 10 golpes			
PBH	10.24 kg	PUH	101.7 lb/pie^3
TARA	6.78 kg	%H	17.32%
PNH	3.46 kg	PUS	86.7 lb/pie^3
VOL	1/13.33 pie^3	%C	88.0%

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

6. Dibujar la curva lectura del anillo versus penetración en pulgadas, para cada una de las probetas compactadas a diferente número de golpes.

Se dibuja una curva en la cual se denota como abscisa la penetración en pulgadas y en las ordenadas la lectura del anillo, también puede usarse como ordenada la carga en libras; ya que la ecuación del anillo es constante para la determinación de las mismas. Pero es más práctico colocar las lecturas del anillo, ya que se presentan como número enteros a diferencia de las cargas.

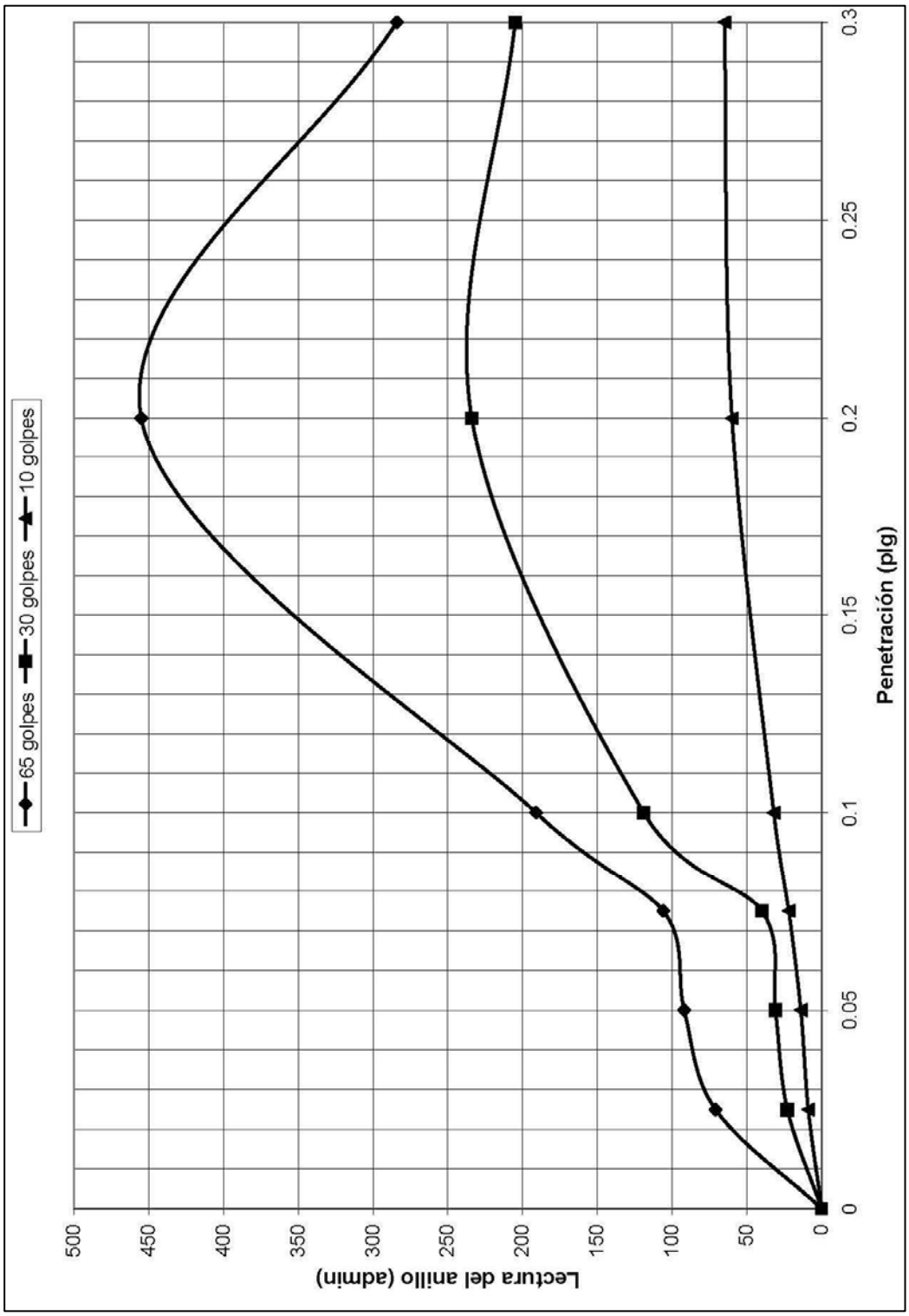
En algunos casos, la curva puede tomar inicialmente una forma cóncava hacia arriba, debido principalmente a irregularidades en la superficie de la probeta. Si esto ocurriera, el punto cero debe corregirse trazando una recta tangente a la mayor pendiente de la curva y se traslada el origen al punto en que la tangente corta la abscisa (Figura 11).

Tabla X. Datos para construir la curva lectura del anillo versus penetración en pulgadas

Penetración pulgadas	0.025	0.050	0.075	0.1	0.2	0.3
Para 65 golpes						
Lectura del anillo	71	92	106	191	455	284
Para 30 golpes						
Lectura del anillo	23	31	40	119	234	205
Para 10 golpes						
Lectura del anillo	9	14	22	32	60	65

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

Figura 11. Curva lectura del anillo versus penetración en pulgadas



Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

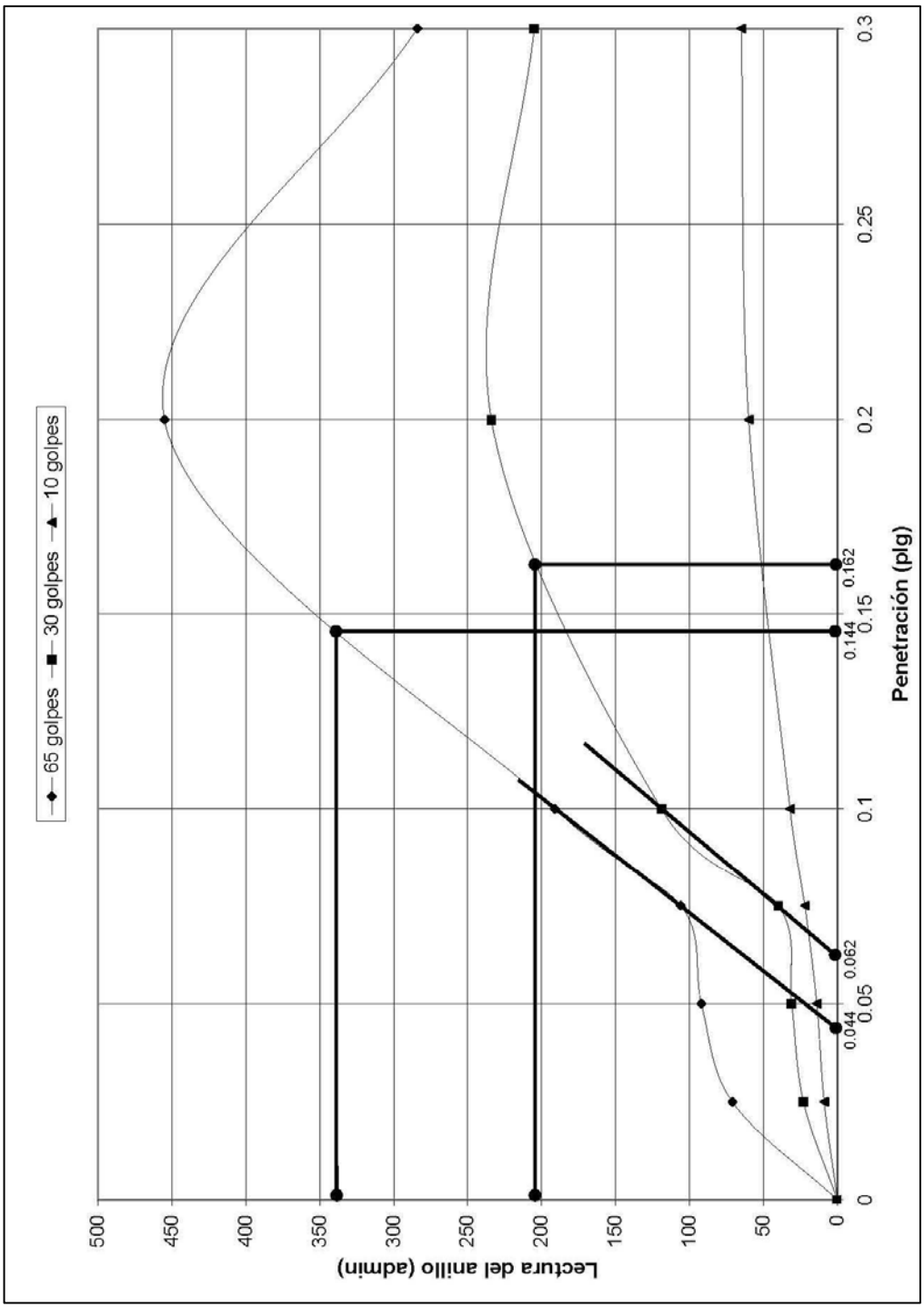
7. Corrección de la curva lectura del anillo versus penetración en pulgadas.

Este procedimiento se hace generalmente, conectando por medio de una recta aquellos puntos situados por encima de la concavidad mencionada en el párrafo anterior, es decir, donde se produzca la mayor pendiente entre dos puntos de la curva se traza una línea recta o una tangente a la curva por su punto de inflexión y, en cada caso, prolongando dicha recta hasta que intercepte el eje de la penetración; este punto de intersección será el cero corregido para la penetración.

Como se puede observar en la Figura 11, la curva para 10 golpes es la única que no necesita corrección. Procediendo con lo expuesto en el párrafo anterior, se traza una recta desde punto tres hasta el punto cuatro en la curva de 65 golpes y otra desde el punto tres hasta el punto cuatro en la curva de 30 golpes pasando por los puntos que presentan una concavidad hacia arriba hasta el punto de inflexión más cercano como se muestra en la Figura 12.

Hecho lo anterior, las rectas mencionadas deben de tocar el eje de las abscisas, es decir el eje de la penetración. El valor de la penetración denotada por la línea recta se debe de sumar a la penetración de 0.1 pulgadas para obtener el valor corregido. El procedimiento se detalla en el paso número ocho.

Figura 12. Corrección de la curva lectura del anillo versus penetración, para una penetración de 0.1 pulgadas



Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

8. Determinación del %*CBR* $_{0.1"}$ "corregido".

Utilizando los valores de penetración mostrados en la Figura 12, se calcula el %*CBR* para 0.1 y 0.2 plg (2.5 mm y 5 mm) de penetración dividiendo la carga en lb por 30 y 45 respectivamente, que es el factor de la carga unitaria patrón en libras según la Tabla III. Resulta de mayor importancia una penetración a 0.1 plg, debido a que el suelo se fractura con esta penetración y por consiguiente el pavimento refleja el comportamiento del suelo. De aquí, surge la curva %*CBR* versus %C.

1. Para la curva de 65 golpes.

- Penetración que denota la recta, en la pendiente más pronunciada

$$Penetración = 0.044\,p\lg$$

- Penetración a 0.1 pulgadas corregida

$$Penetración_{corregida} = 0.1 + 0.044 = 0.144\,p\lg$$

- Esta penetración se busca en el eje de las abscisas y por consiguiente determina el valor de la lectura del anillo para dicha penetración

$$Lecturaanillo_{corregida} = 340$$

- Determinar la carga según la ecuación del anillo

$$C\arg a(lb) = 4.5409X + 10.0588$$

$$C\arg a(lb) = 4.5409(340) + 10.0588$$

$$C\arg a = 1{,}553.965lb$$

- Determinar el $\%CBR_{0.1"}$ "corregido"

$$\%\ CBR = \frac{\text{carga unitaria del ensayo}}{\text{carga unitaria patrón}} \times 100$$

De la Tabla III, se observa que la carga unitaria patrón para una penetración de 0.1 pulgadas es 3,000 lb, de ésta manera se puede determinar el %*CBR* corregido.

$$\%CBR_{0.1"} = \frac{1{,}553.965lb}{3{,}000lb} x100$$

$$\%CBR_{0.1"corregido} = 51.80\%$$

2. Para la curva de 30 golpes.

- Penetración que denota la recta, en la pendiente más pronunciada

$$Penetración = 0.062\,p\lg$$

- Penetración a 0.1 pulgadas corregida

$$Penetracióncorregida = 0.1 + 0.062 = 0.162\,p\lg$$

- Esta penetración se busca en el eje de las abscisas y por consiguiente determina el valor de la lectura del anillo para dicha penetración

$$Lecturaanillo = 205$$

- Determinar la carga según la ecuación del anillo

$$C\arg a(lb) = 4.5409X + 10.0588$$

$$C\arg a(lb) = 4.5409(205) + 10.0588$$

$$C\arg a = 940.943lb$$

- Determinar el $\%CBR_{0.1"}$ "corregido"

$$\%\ CBR = \frac{\text{carga unitaria del ensayo}}{\text{carga unitaria patrón}} \text{ x } 100$$

De la Tabla III, se observa que la carga unitaria patrón para una penetración de 0.1 pulgadas es 3,000 lb, de ésta manera se puede determinar el %*CBR* corregido.

$$\%CBR_{0.1"} = \frac{940.943lb}{3{,}000lb} x100$$

$$\%CBR_{0.1"corregido} = 31.37\%$$

3. Para la curva de 10 golpes.

- La curva para 10 golpes no requiere de corrección, de la Tabla VIII, se toma la carga para una penetración de 0.1 pulgadas.

$$C\arg a = 155.37lb$$

- Determinar el $\%CBR_{0.1"}$

$$\%CBR_{0.1"} = \frac{155.37lb}{3{,}000lb} x100$$

$$\%CBR_{0.1"} = 5.18\%$$

9. Curva %*CBR* versus % Compactación.

Utilizando los datos obtenidos en los pasos tres, cinco y ocho se dibuja la curva *CBR*; que es un gráfico en el que las abscisas denotan el porcentaje de compactación (%C) y las ordenadas el porcentaje *CBR* (%*CBR*).

Tabla XI. Datos del ensayo *CBR* para una penetración de 0.1 pulgadas

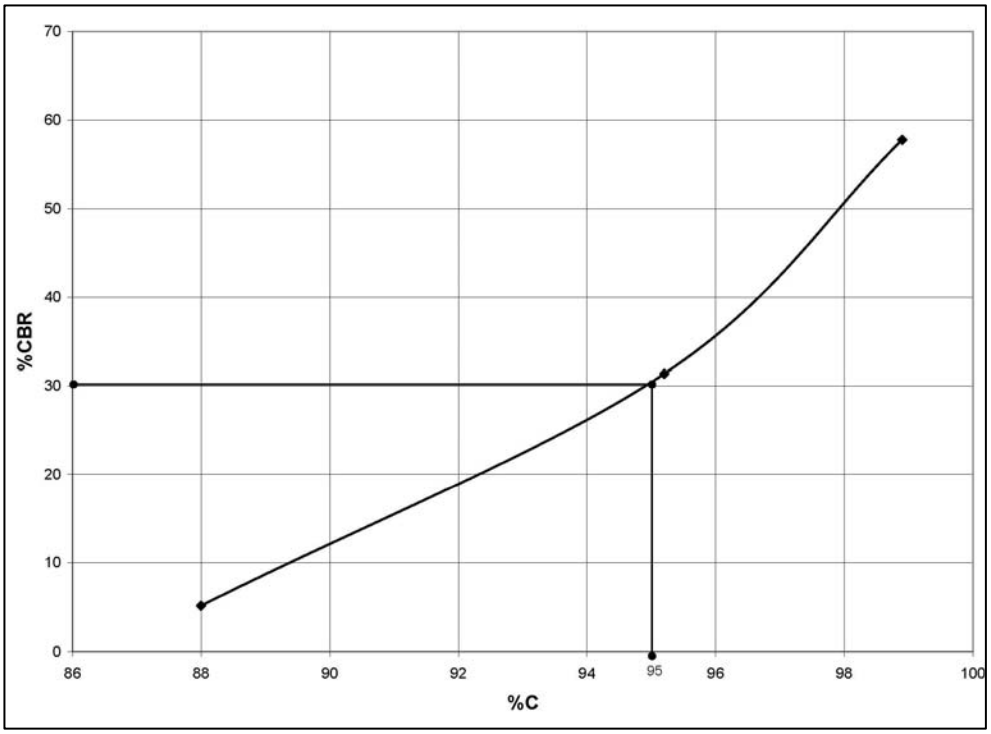
No. de golpes	Lectura anillo corregida	Carga lb corregida	% *CBR* 0.1" corregido
65	340	1553.97	51.80
30	205	940.94	31.37
10	32	155.37	5.18

Probeta	No. de golpes	A la compactación		C (%)	Expansión (%)	*CBR* (%)
		%H	γ_d (lb/pie^3)			
1	65	17.32	97.4	98.9	0.1	51.80
2	30	17.32	93.8	95.2	0.2	31.37
3	10	17.32	86.7	88.0	0.2	5.18

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

De la Figura 13, se calcula el %*CBR* al 95% de compactación (%$CBR_{95\%C}$) y el cual tiene un valor aproximado a 30. Esto indica que para la muestra que se describe como: Arena limosa con fragmentos de roca color grisáceo, se obtiene el número *CBR* a 0.1 plg de penetración del 30% (%$CBR_{0.1"}$ = 30%), lo que según la Tabla V corresponde a un suelo bueno para base o sub-base. La clasificación se observa con mejor detalle en la Tabla V.

Figura 13. Curva %*CBR* versus %C



Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

1.2.7 Comentario final

El problema principal consiste en preparar en el laboratorio una muestra que tenga, prácticamente, la misma densidad y humedad que se proyecta alcanzar en el sitio donde se construirá el pavimento, para lo cual se deben hacer tres *CBR* sobre muestras, a diferentes grados de compactación, a la humedad óptima y después se elabora un diagrama *CBR* – Densidad, de donde se puede determinar el *CBR* a la densidad deseada. Para el caso de las muestras que se utilizan en el ensayo, se señala la siguiente condición: cada muestra deberá utilizarse una sola vez, es decir, que no deberá usarse material que haya sido previamente compactado.

El valor de *CBR* de un suelo es el que corresponde a 0.1 ó 0.2 plg de penetración por ejemplo, si un espécimen requirió carga de 720 lb y 1350 lb para obtener 0.1 y 0.2 plg de penetración respectivamente, de la Tabla III, tenemos:

$$CBR_{0.1"} = \frac{720lb}{3{,}000lb} x100 = 24\%$$

$$CBR_{0.2"} = \frac{1{,}350lb}{4{,}500lb} x100 = 30\%$$

El valor de *CBR* para el suelo ensayado será el mayor de los dos calculados, o sea 30%. Para la mayoría de los suelos, el valor a 0.1 plg de penetración suele ser el mayor. El ensayo de *CBR* puede efectuarse en casi todo tipo de suelo, desde arcillas hasta gravas finas (material menor de ¾ plg). Para suelos de alta plasticidad, los cuáles sufren grandes cambios volumétricos cuando se sumergen, se determina la humedad y el peso unitario más satisfactorio que se deben usar en la compactación; estos valores son aquellos que dan el mejor cambio volumétrico.

El procedimiento que se usa para preparar las muestras para este tipo de suelos, es el mismo que se emplea para suelos de baja plasticidad, con la excepción de que cada muestra que se usa, para el desarrollo de la curva de compactación debe ser preparada para ser sumergida. Además, una curva completa de compactación debe ser desarrollada usando 30 golpes y otra usando 10 golpes por capa, respectivamente. Cada muestra así compactada debe ser preparada para ser sumergida. Para estos suelos el tiempo de saturación debe ser más largo, hasta tres días según sea el caso.

Si la muestra de suelo proviene de zonas desérticas en que se asegure que las precipitaciones anuales son inferiores a dos pulgadas (50 mm) o no nieva, se puede eliminar la inmersión. En suelos finos o granulares que absorben fácilmente humedad, se permite un período de inmersión más corto, pero no menor de 24 horas, ya que se ha demostrado que con este período de tiempo, no se verán afectados los resultados.

Para suelos del tipo A-3, A-2-5 y A-2-7, el procedimiento a aplicar (inmersión o no), debe quedar a criterio del ingeniero responsable del estudio. Para suelos del tipo A-4, A-5, A-6, A-7, cuando el *CBR* en 0.2 plg (5 mm) es mayor que en 0.1 plg (2.5 mm), se debe confrontar con información obtenida en ensayos previos, o bien repetir el ensayo. Si los ensayos previos o el ensayo de chequeo entregan un resultado similar, emplear la razón de soporte de 0.2 plg de penetración.

Para suelos del tipo A-1, A-2-4 y A-2-6, se calcula el *CBR* sólo para 0.2 plg de penetración. En la Tabla V, se indican rangos de valores de *CBR*, con una clasificación y posibles uso como material de construcción.

1.3 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* o 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 *Atterberg* a principios del siglo XX, a través de dos ensayos que definen los límites del estado plástico.

Los límites de *Atterberg* son propiedades índices de los suelos, con que se definen la plasticidad y se utilizan en la identificación y clasificación de un suelo. *Atterberg* dividió 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
	LC	**LP**	**LL**	

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 limites 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 a utilizar en terraplenes y en métodos semiempíricos de proyecto.

1.3.1 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

1.3.1.1 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 éste 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/cm^2. 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 los cuáles se cuentan:

a) Tamaño de la masa de suelo contenido en la copa (espesor y cantidad)
b) Velocidad a la cual se le dan los golpes (debería ser 120 revoluciones por minuto).
c) 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.
d) Humedad del laboratorio y rapidez con la cual se hace el ensayo.
e) Tipo de material utilizado como base del aparato o sea superficie contra la cual se debe golpear la cazuela (comúnmente se utiliza caucho duro o micarta).
f) Ajuste o calibración de la altura de caída de la copa (debe ser exactamente 1 cm)
g) Tipo de herramienta utilizada para hacer la ranura (bien la recomendada por la *ASTM* o la llamada tipo *Casagrande*)
h) 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 debe de verificar periódicamente los aspectos siguientes:

a) Que no se produzca juego lateral de la cazuela por desgaste del pasador que la sostiene.
b) Que los tornillos que conectan la cazuela con el apoyo estén apretados.
c) Que el desgaste de la taza no sobrepase la tolerancia especificada.
d) 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 resilencia.
e) Que el desgaste de los soportes no llegue al punto de quedar apoyados en sus tornillos de fijación.
f) Que el desgaste del ranurador no sobrepase las tolerancias dimensionales.
g) Previo a cada ensaye 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 marcadamente 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, en los cuáles es generalmente, difícil hacer la ranura, como materiales arenosos y limosos.

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:

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

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:

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

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 tanβ = 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 XII. Valores de K para diferente 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.

1.3.1.2 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 cm^2
- Tamiz No. 40
- Casuela 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 cm^3
- Horno capaz de mantener temperatura constante de 105 ^oC

Figura 14. Copa de *Casagrande ASTM* D4318

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 47

Figura 15. Casuela de porcelana y apisonador

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 149

Figura 16. Probeta y pipeta para proveer cantidades controladas de agua

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 148

Figura 17. Espátula con hoja flexible para alisar la muestra en la copa

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 32

1.3.1.3 Procedimiento para realizar la prueba

1. 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 campanilleo producido por la leva al golpear el tope de la taza; si la taza se levanta por sobre el calibre o no se escucha ningún sonido debe realizarse un nuevo ajuste.

2. 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.

3. Extraiga por cuarteo, una muestra representativa de un tamaño que asegure una masa mínima de ensaye de 160 g de material. Se procede a agregar agua cuando sea necesario, revolver la muestra hasta obtener una pasta semilíquida homogénea.

4. Se deja un tiempo de curado para que la fase líquida y sólida se mezcle homogéneamente. La cual depende del grado de plasticidad del suelo, existiendo la siguiente clasificación: suelos de alta plasticidad ≥ 24 h, suelos de plasticidad media ≥ 12 h, suelos de baja plasticidad ≥ 1 h.

5. 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 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.

6. Luego, colocando aproximadamente entre 50 y 70 g de muestra (pasta de suelo), en la copa y extendiendo la misma para evitar la incorporación de burbujas de aire con la espátula de hoja flexible. 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.

7. Reincorporar el material sobrante a la casuela 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; quedando 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.

8. 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.

9. Retirar a aproximadamente 10 g de material que se junta en el fondo del surco, en un recipiente ya pesado con anterioridad depositar el material extraído y determinar su humedad (%H). Transferir el material sobrante desde la copa hasta la casuela, donde se tiene el total de la mezcla homogénea. Limpiar y secar la copa de la máquina y el ranurador.

10. Repetir todo el ensayo, con el mismo material, por lo menos dos pruebas adicionales y así tener suficiente información para 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).

11. 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.

12. Como alternativa para determinar el contenido de humedad correspondiente al límite líquido, se pueden utilizar los datos de la Tabla XII en 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 18. 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: Tomada por el autor

1.3.1.4 Ejemplo ilustrativo

La Fundación Solar realizó el ensayo de límite líquido a una muestra de suelo con la siguiente descripción: Limo arcilloso color café.

Atendiendo el inciso 1.3.1.3 se tienen las siguientes humedades a diferente número de golpes. En una hoja de Excel o en papel milimetrado, trazar la regresión lineal de los puntos; colocando en el eje de las ordenadas en escala aritmética el porcentaje de humedad promedio y en el eje de las abscisas en escala semilogarítmica el número de golpes N (Figura 19). Dibujar una proyección para N = 25 golpes, la cual debe tocar la recta de regresión; posteriormente, dibujar una línea horizontal para determinar el porcentaje de humedad correspondiente al límite líquido.

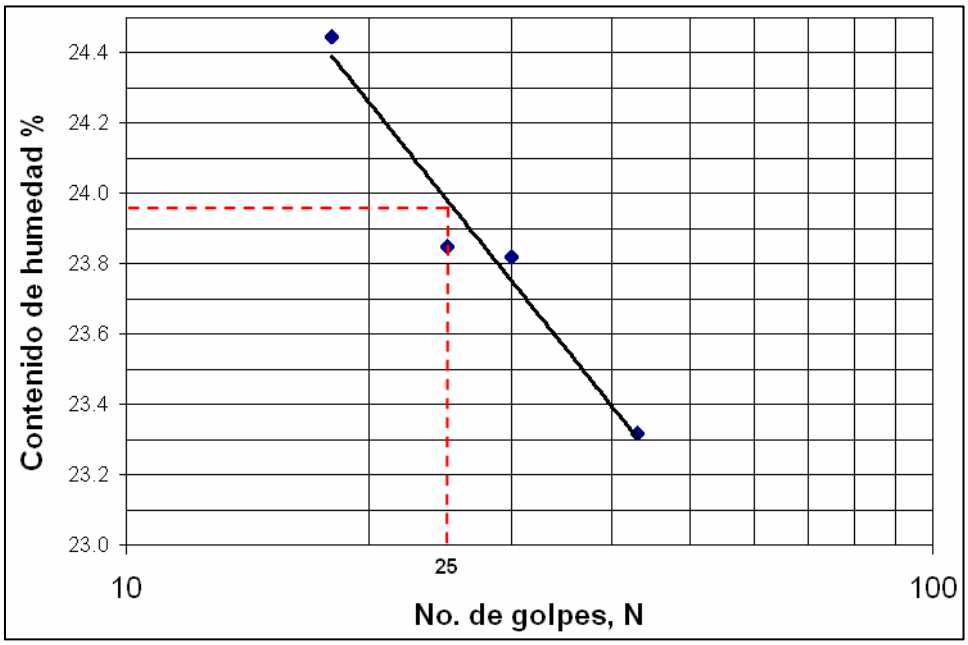
Tabla XIII. Datos para la determinación del límite líquido (LL)

Descripción: Limo arcilloso color café								
Ensayo	**LL**		**LL**		**LL**		**LL**	
No. Golpes	43		30		25		18	
tarro	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2
pbh g	49.1	50.7	45.4	48.9	43	50	47	47.5
pbs g	44.4	45.7	40.5	44.2	38.6	45.1	42.6	42.2
tara g	23.91	24.6	20.1	24.3	20.2	24.5	24.7	20.4
Dif	4.7	5	4.9	4.7	4.4	4.9	4.4	5.3
pns g	20.49	21.1	20.4	19.9	18.4	20.6	17.9	21.8
% H	22.94	23.70	24.02	23.62	23.91	23.79	24.58	24.31
Promedio	23.32		23.82		23.85		24.45	

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

De la Figura 19, se puede observar que la humedad correspondiente al límite líquido es 23.95%, aproximando al entero más cercano se obtiene que el límite líquido para el suelo en cuestión es del 24%.

Figura 19. Gráfico semilogarítmico para determinar el límite líquido



Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

1.3.1.5 Comentario final

Sólo es necesario obtener entre tres y seis puntos a diferentes contenidos de humedad, conjuntamente con el número de golpes necesarios para cerrar la ranura correspondiente, colocar estos datos en un diagrama semilogarítmico y establecer la proyección lineal insinuada por dicho punto para el contenido de humedad correspondiente a una cuenta de 25 golpes (LL).

Parece que dicha relación lineal solamente se mantiene a lo largo de un ciclo en un gráfico semilogarítmico (entre 10 y 100 golpes). Es evidente que mientras más cercano alrededor de la cuenta de 25 se encuentre el intervalo de puntos experimentales, mayor será la confiabilidad del valor extrapolado de la tendencia observada experimentalmente.

Es evidente que el método antes descrito garantiza una mejor mezcla del suelo. Es más fácil agregar agua a una muestra de suelo y homogenizar que agregar suelo seco a una masa que ya se encuentra húmeda y que deba ser secada para obtener un conteo de golpes en el ensayo en la parte seca o sea superior a los 25 golpes.

Es difícil para el estudiante predecir el número de golpes que deban proporcionarse a un suelo a partir de una inspección visual, pero si se tiene un dato sobre el número de golpes por ejemplo, 35 y se le añade agua es razonable esperar que el siguiente tenga un conteo de golpes inferior a 35. Por otra parte, si la cuenta inicial es de 18, surge la pregunta ¿Cuánto suelo seco debería agregarle para subir el conteo a 22 ó 24?

A humedades muy altas, el comportamiento de la pasta está cercano al de un líquido viscoso.

1.3.2 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

1.3.2.1 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 (dependiente 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 los valores del límite plástico pueden reproducirse sobre el mismo suelo por parte de diferentes laboratorios dentro de un rango del uno al tres por ciento.

1.3.2.2 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.
- Casuela para secado.
- Recipientes para muestra de contenido de humedad.
- Balanza con precisión de 0.01 g
- Probeta con una capacidad de 25 cm^3
- Horno capaz de mantener temperatura constante de 105 ^oC
- Patrón de comparación, alambre o plástico de 3 mm
- Tamiz No. 40 *ASTM*

Figura 20. Equipo para determinación de límite plástico

Fuente: Humbolt. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 32

1.3.2.3 Procedimiento para realizar la prueba

1. 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).

2. 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.

3. 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.

4. Tomar una porción de la muestra de ensayo acondicionada, de aproximadamente un centímetro cúbico.

5. 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 sólo con el peso de la mano.

6. Cuando el cilindro alcance un diámetro de aproximadamente tres milímetros, doblar, amasar nuevamente y volver a conformar el cilindro.

7. 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.

8. Repetir las etapas anteriores con dos porciones más de la muestra de ensaye, hasta obtener un número considerable de cilindros (de 15 a 20).

9. 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.

10. 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 21. Cilindro de suelo obtenido en el ensayo de límite plástico

Fuente: Tomada por el autor.

1.3.2.4 Ejemplo ilustrativo

La Fundación Solar realizó el ensayo de límite plástico a una muestra de suelo con la siguiente descripción: Limo arcilloso color café.

Como se puede observar en la Tabla XIV, la humedad correspondiente al límite plástico de la muestra es de 15.5%.

Tabla XIV. Datos para la determinación del límite plástico (LP)

Descripción: Limo arcilloso color café				
Ensayo	**LP**		**LP**	
tarro	A1	A2	B1	B2
pbh g	34.3	34.8	44.5	43.8
pbs g	33	33.4	43	42
tara g	24.75	24.61	31	32
Dif	1.3	1.4	1.5	1.8
pns g	8.25	8.79	12	10
% H	15.76	15.93	12.5	18
Promedio	15.84		15.25	

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

$$LP = \frac{15.84\% + 15.25\%}{2} = 15.5\%$$

$$Diferencia = 15.84\% - 15.25\% = 0.59\%$$

Esta diferencia indica que el valor de la humedad para el límite líquido igual a 15.5%, se encuentra entre el rango de tolerancia de 0.1 a 2%.

1.3.2.5 Comentario final

Si la disgregación (agrietamiento) se produce cuando tiene un diámetro mayor que tres milímetros, puede considerarse como un punto final satisfactorio siempre que el material haya podido conformar previamente un cilindro de tres milímetros. En ningún caso debe procurarse obtener la disgregación exactamente a los tres milímetros de diámetro de cilindro (por ejemplo, reduciendo la presión de la mano y/o la velocidad del amasado).

Se recomienda efectuar las tres determinaciones que no difieran entre sí en más del dos por ciento, en caso contrario deberá repetirse el ensayo. Se recomienda efectuar este ensaye en cámara húmeda. Si no se cuenta con este equipo deben tomarse las precauciones necesarias para reducir la evaporación.

Para reducir la falla no es necesario reducir la velocidad de amasado y/o presión de la mano cuando se llega a los tres milímetros de diámetro. Los suelos de muy baja plasticidad son una excepción, en este sentido, la bola inicial debe ser del orden de tres milímetros antes de empezar a enrollar con la mano.

1.3.3 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.

1.3.3.1 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 cuáles los suelos se comportan de acuerdo a la magnitud del índice de plasticidad, es decir, que se muestra un indicativo para razonar como trabaja el suelo en el terreno.

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

Si IP = O	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: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 21

1.3.3.2 Índice de consistencia relativa (CR)

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

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

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; que es 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.

1.3.3.3 Índice de liquidez (IL)

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

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

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 si, es cercano a uno, es normalmente consolidado.

1.3.3.4 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:

$$A = \frac{IP}{\%a0.002mm}$$

Donde:

$\%a0.002mm$ = 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: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 22

1.3.3.5 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 y se basan en ellas así como en la granulometría para diferenciarlos.

1.4 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 expedido es el del tamizado. Sin embargo, al aumentar la finura de las partículas, el tamizado se hace cada vez más difícil teniéndose entonces que 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

Tamaños de Tamices Norma USA y sus equivalentes		
No. Alternativo	**Abertura nominal plg**	**Abertura estándar mm**
4”	4.000	100 mm
3 1/2”	3.500	90 mm
3”	3.000	75 mm
2 1/2”	2.500	63 mm
2.12”	2.120	53 mm
2”	2.000	50 mm
1 3/4”	1.750	45 mm
1 1/2”	1.500	37.5 mm
1 1/4”	1.250	31.5 mm
1.06”	1.060	26.5 mm
1”	1.000	25.0 mm
7/8”	0.875	22.4 mm
3/4”	0.750	19.0 mm
5/8”	0.625	16.0 mm
0.530”	0.530	13.2 mm
1/2”	0.500	12.5 mm
7/16”	0.434	11.2 mm
3/8”	0.375	9.5 mm
5/16”	0.312	8.0 mm
0.265”	0.265	6.7 mm

Continúa

1/4"	0.250	6.3 mm
1/8”	0.125	3.17 mm
No. 3	0.223	5.6 mm
No. 4	0.187	4.75 mm
No. 5	0.157	4.00 mm
No. 6	0.131	3,35 mm
No. 7	0.110	2.80 mm
No. 8	0.094	2.36 mm
No. 10	0.078	2.00 mm
No. 12	0.066	1.70 mm
No. 14	0.055	1.40 mm
No. 16	0.046	1.18 mm
No. 18	0.039	1.00 mm
No. 20	0.033	850 µm
No. 25	0.027	710 µm
No. 30	0.023	600 µm
No. 35	0.019	500 µm
No. 40	0.016	425 µm
No. 45	0.013	355 µm
No. 50	0.011	300 µm
No. 60	0.009	250 µm
No. 70	0.008	212 µm
No. 80	0.007	180 µm
No. 100	0.005	150 µm
No. 120	0.0049	125 µm
No. 140	0.0041	106 µm
No. 170	0.0035	90 µm
No. 200	0.0029	75 µm
No. 230	0.0024	62 µm
No. 270	0.0020	53 µm
No. 325	0.0017	45 µm
No. 400	0.0014	38 µm

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 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.

1.4.1 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 Simples 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

1.4.1.1 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 entere 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 poder comparar suelos y visualizar fácilmente la distribución de los tamaños de grano presentes y como 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 poder dar el mismo peso y precisión de lectura a todas las medidas; por lo que se hace 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 sólo 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” Cu, 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” Cc, es una medida de la forma de la curva entre el D_{60} y el D_{10}, y se define de la siguiente forma:

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

Valores de Cc muy diferentes de uno indican que falta una serie de diámetros entre los tamaños correspondientes al D_{60} y el 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.

1.4.1.2 Equipo a utilizar

- Juego de tamices (1 ½”, 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 22. Máquina tamizadora con juego de tamices

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.**

Pág. 126

Figura 23. Tamices tipo U.S. Standard

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.**

Pág. 127

Figura 24. Juego de tamices para lavado

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 128

1.4.1.3 Procedimiento para realizar la prueba – con lavado –

1. 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.

2. 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.

3. 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.

4. 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 ½ plg antes del tamiz de ¾ 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 5,000 g para materiales cuya partícula máxima tenga 75 mm.

5. 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 más del dos por ciento con respecto al peso original se considera no satisfactorio.

6. 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.

7. 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.

8. 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 Cu y el Cc. 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 poder completar la curva granulométrica.

1.4.1.4 Procedimiento para realizar la prueba – sin lavado –

1. 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.

2. 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 ½ 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 5,000 g para materiales cuya partícula máxima tenga 75 mm.

3. 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). Esta operación permite detectar cualquier pérdida de suelo durante el proceso de tamizado mecánico. Si se tiene una pérdida más del dos por ciento con respecto al peso original se considera no satisfactorio.

4. 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.

5. 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

6. 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 Cu y el Cc. 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 poder completar la curva granulométrica.

Figura 25. Colocación de una muestra de suelo en el juego de tamices

Fuente: Tomada por el autor.

1.4.1.5 Ejemplo ilustrativo

El Ingeniero Mario Guzmán, realizó el análisis granulométrico, con tamices y lavado previo de una muestra de suelo con la siguiente descripción: Arena limosa media a gruesa color beige. Dicho material se requiere para base de pavimento; por lo que es indispensable la curva granulométrica y la clasificación del mismo. Como se expuso en el inciso 1.4.1.3, se lava el material en un tamiz de lavado No. 200

1. Tomar una muestra representativa del suelo y determinar el peso neto seco de la muestra, el cual se refiere al peso antes de ser sometido el suelo a lavado previo.

Peso Bruto Seco (PBS)	2618 g
Tara	350 g
Peso Neto Seco (PNS)	2268 g

2. El material obtenido en el paso anterior (PNS), se somete al proceso de lavado por el tamiz de lavado No. 200. Después de éste proceso, el material se coloca en una tara para introducirlo en el horno y posteriormente determinar el peso neto seco del material que se sometió al proceso de lavado.

Peso Bruto Seco (PBS)	2440 g
Tara	320 g
Peso Neto Seco (PNS)	2120 g

Nota: Los pesos se denotan como secos, debido a que son tomados luego de haber sometido la muestra al proceso de secado en el horno. El contenido de humedad no es indispensable en este ensayo.

3. El propósito fundamental de los pasos uno y dos, es determinar el peso del material más fino que se encuentra en la muestra por medio del proceso de lavado. Este peso se calcula de la siguiente manera:

PNS material más fino = PNS antes del lavado – PNS después del lavado

PNS material más fino = PNS del paso 1 – PNS del paso 2

PNS tamiz No. 200 = 2268 g – 2120 g = 148 g

Nota: El PNS tamiz No. 200, se coloca en la casilla del peso neto correspondiente al tamiz No. 200

4. Se realiza el análisis granulométrico a través de la tamizadora y el juego de tamices correspondiente a la descripción del suelo. En este caso se utilizan los siguientes: 1 ½", 3/4", No. 4, No. 10, No. 40, No. 200 y fondo, de arriba hacia abajo en ese orden. Se determina el peso retenido en cada uno de los tamices de manera acumulativa y estos pesos se colocan en la casilla respectiva del matiz en la columna de peso bruto.

Nota: Como los pesos encontrados son acumulados, el último peso bruto debe de coincidir con el peso correspondiente al PBS del material después de lavado y pasado al horno; es decir el PBS del paso dos.

5. Determinar el porcentaje que pasa.

$$\text{Porcentaje que pasa} = \frac{\text{Peso material más fino + Peso material acumulado x 100}}{\text{Peso Neto Seco de la muestra antes del lavado}}$$

Porcentaje que pasa No. 200 = $(148/2268)x100 = 6.53\%$

Porcentaje que pasa No. 40 = $((148+262)/2268)x100 = 18.08\%$

Porcentaje que pasa No. 10 = $((148+886)/2268)x100 = 45.59\%$

Porcentaje que pasa No. 4 = $((148+1456)/2268)x100 = 70.72\%$

Porcentaje que pasa ¾" = $((148+2058)/2268)x100 = 97.27\%$

Porcentaje que pasa 1 ½" = $((148+2120)/2268)x100 = 100\%$

Tabla XVIII. Análisis granulométrico por tamizado

Tamiz	Abertura mm	Peso Bruto g	Tara g	Peso Neto g	Porcentaje que pasa
1 ½"	38.10	2,440	320	2,120	100.0
¾"	19.00	2,378	320	2,058	97.27
No. 4	4.750	1,776	320	1,456	70.72
No. 10	2.000	1,206	320	886	45.59
No. 40	0.425	582	320	262	18.08
No. 200	0.075	x	x	**148**	6.53

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

6. Determinar los porcentajes de los materiales contenidos en la muestra.

%Grava = 100 – Porcentaje que pasa No. 4

$$\%Grava = 100 - 70.72 = 29.28\%$$

%Arena = Porcentaje que pasa No. 4 – Porcentaje que pasa No. 200

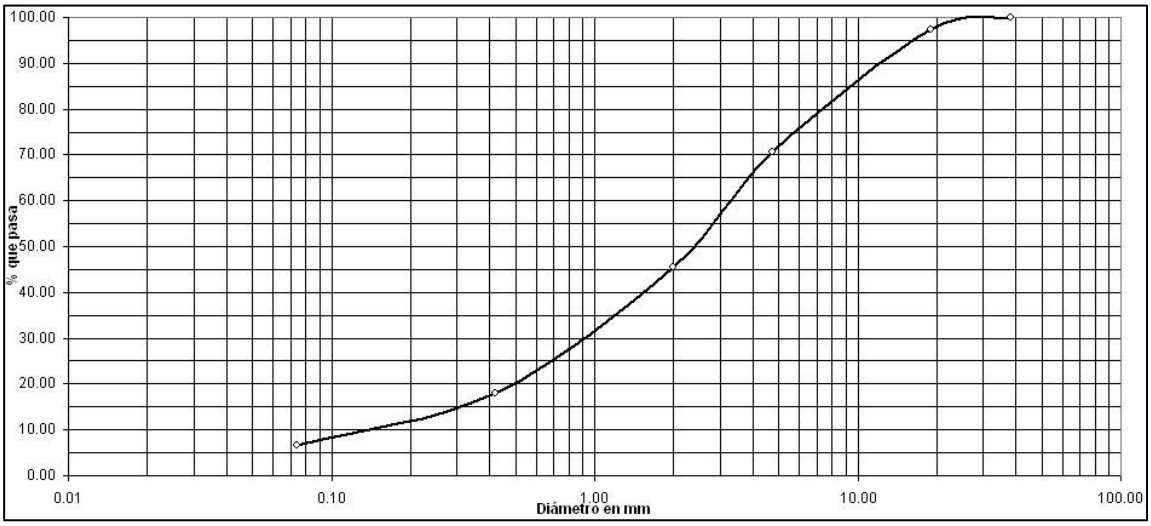
$$\%Arena = 70.72 - 6.53 = 64.19\%$$

%Finos = Porcentaje que pasa No. 200

$$\%Finos = 6.53\%$$

7. Trazar la curva de distribución granulométrica, colocando en el eje de las ordenadas en escala aritmética el porcentaje que pasa y en el eje de las abscisas en escala semilogarítmica el diámetro de las partículas en milímetros. Como se puede observar en la Figura 26, el porcentaje de finos es menor al 10% por lo que será necesario calcular el Coeficiente de uniformidad Cu y el Coeficiente de curvatura Cc para poder realizar la clasificación del suelo en análisis.

Figura 26. Curva de distribución granulométrica por tamizado



Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

8. A partir de la Figura 26, se determinan de manera aproximada los diámetros correspondientes para determinar el Coeficiente de uniformidad (Cu) y el Coeficiente de curvatura (Cc).

$$D_{10} = 0.15mm$$
$$D_{30} = 0.90mm$$
$$D_{60} = 3.40mm$$

Coeficiente de uniformidad Cu:

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{3.40mm}{0.15mm}$$

$$C_U = 22.67$$

Coeficiente de curvatura Cc:

$$C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{60}D_{10}} = \frac{(0.90mm)^2}{(3.40mm)(0.15mm)}$$

$$C_C = 1.6$$

9. Clasificación del suelo.

Tamiz	Porcentaje que pasa
1 ½"	100.0
¾"	97.27
No. 4	70.72
No. 10	45.59
No. 40	18.08
No. 200	6.53

De acuerdo con la Figura 32, sistema de clasificación *AASHTO*. Se tiene que el porcentaje que pasa el tamiz No. 200 es 6.53, se ubica en el grupo de suelos granulares (35% o menos pasa malla No. 200).

- Por eliminación rápida se encuentra que pertenece a los grupos A-1 o A-3; por no presentar propiedades plásticas (NP). Por lo tanto, se debe realizar el criterio por tamices. El porcentaje que pasa el tamiz No. 40 es 18.08 < 51 min, 18.08 < 50 max, 18.08 < 30 max; por lo que se encuentra en el grupo A-1. El porcentaje que pasa el tamiz No. 10 es 45.59 < 50 max, por lo tanto, éste ubica al suelo en el sub-grupo A-1-a. El valor del índice de grupo para este suelo es cero.

- La clasificación final para el suelo B, Arena limosa media a gruesa color beige es: A-1-a (0), fragmentos de piedra, grava y arena. De excelente a buena.

De a cuerdo con la Tabla XXV, sistema unificado de clasificación de los suelos SUCS. Se tiene que el porcentaje que pasa el tamiz No. 200 es 6.53 < 50; se ubica en los suelos de grano grueso.

- El porcentaje que pasa el tamiz No. 4 es 70.72 > 50; se ubica en el grupo de las arenas. El porcentaje que pasa el tamiz No. 200 es 6.53 y se considera una arena limpia (poco o ningún fino); por lo tanto, se ubica entre la categoría SW o SP.

- Del paso 8 se obtiene los coeficientes:

$$C_U = 22.67$$

$$C_C = 1.6$$

Según los criterios de clasificación para suelos granulares, para arenas limpias (pocos o ningún fino) SW debe cumplir que:

$$C_U = D_{60} / D_{10} > 6 \text{, si cumple}$$

$$C_C = 1 < D_{30}{}^2 / (D_{10} x D_{60}) < 3 \text{, si cumple}$$

Por lo que se clasifica como SW, arenas bien gradadas, arenas gravosas con poco o ningún fino.

1.4.1.6 Comentario final

Un material bien gradado debe cumplir la condición de que el Coeficiente de uniformidad (Cu) sea mayor de cuatro para gravas y mayor de seis para arenas y que el Coeficiente de curvatura (Cc) esté comprendido entre uno y tres.

Cuando el Coeficiente de uniformidad Cu es menor que los intervalos indicados, ello significa que el material no es gradado sino prácticamente uniforme en el diámetro de sus partículas.

Únicamente en los suelos gruesos cuya composición granulométrica puede ser determinada por medio de mallas, puede la distribución de tamaños indicar relativamente las propiedades físicas del material; así por ejemplo, los suelos bien gradados tienen mejor comportamiento ingenieril que aquellos de granulometría uniforme.

Sin embargo, en los suelos finos sus propiedades tanto mecánicas como hidráulicas dependen de su estructura, plasticidad e historia geológica. Esto hace que la determinación de la granulometría de dichos suelos no conduzca a obtener, por sí sola, datos muy útiles sobre ellos.

Los límites granulométricos expresados mediante el porcentaje que pasa cada malla, tienen la desventaja de que si se permiten tolerancias amplias en dichos porcentajes es muy posible que falten totalmente algunas de las fracciones. Por lo anterior, es conveniente especificar, además del porcentaje que pasa cada malla, el mínimo que debe quedar retenido entre cada par de mallas sucesivas.

1.4.2 Análisis por sedimentación -hidrómetro-

AASHTO T087-86 & ASTM D421-98: Preparación de la muestra
AASHTO T088-00 & ASTM D422-02: Procedimiento de prueba
Ver referencia en el inciso 1.4.1

1.4.2.1 Descripción del ensayo

El análisis de hidrómetro es un método ampliamente utilizado para obtener un estimado de la distribución granulométrica de suelos cuyas partículas se encuentran desde el tamiz No. 200 (0.075 mm) hasta alrededor de 0.001 mm. Los datos se presentan en un gráfico semilogarítmico de porcentaje de material más fino contra diámetro de los granos y puede combinarse con los datos obtenidos en el análisis mecánico del material retenido.

El principal objetivo del análisis de hidrómetro es obtener el porcentaje de arcilla (porcentaje más fino que 0.002 mm) ya que la curva de distribución granulométrica cuando más del 12% del material pasa a través del tamiz No. 200 no se utiliza como criterio dentro de ningún sistema de clasificación de suelos y no existe ningún tipo de conducta particular del material que dependa intrínsecamente de la forma de dicha curva.

El análisis de hidrómetro utiliza la relación entre la velocidad de caída de esferas en fluido, el diámetro de la esfera, el peso específico tanto de la esfera como del fluido y la viscosidad del fluido, en la forma expresada por el físico ingles *G. G. Stokes* (1850) en la ecuación conocida como la ley de *Stokes*:

$$v = \frac{2\gamma_s - \gamma_f}{9\eta}\left(\frac{D}{2}\right)^2$$

Donde:

v = velocidad de caída de la esfera, cm/s

γ_S = peso específico de la esfera, g/cm^3

γ_f = peso específico del fluido (usualmente agua, ver la Tabla XIX)

η = viscosidad absoluta, o dinámica del fluido dinas-s/cm^2 o g/cm-s

D = diámetro de la esfera, cm

Al resolver la ecuación para D utilizando el peso específico del agua, se obtiene:

$$D = \frac{18\eta v}{\gamma_S - \gamma'_W} \text{ cm}$$

El rango de los diámetros D de partículas de suelo para los cuáles esta ecuación es válida, son aproximadamente de 0.0002 mm ≤ D ≤ 0.2 mm, pues los diámetros mayores causan excesiva turbulencia en el fluido y los granos muy pequeños están sujetos a movimientos de tipo *Browniano* (sujetos a fuerza de atracción y repulsión entre partículas). Cuando se trata de realizar cálculos en esta ecuación, se reescribe comúnmente utilizando L en cm y t en minutos para obtener D en mm. Como sigue:

$$D = \sqrt{\frac{30\eta}{980(Gs - Gw)} x \frac{L}{t}}$$

Que puede a su vez ser aplicada de la siguiente forma:

$$D = K\sqrt{\frac{L}{t}} \quad \text{mm}$$

Como todas las variables menos L/t son independientes del problema excepto por la temperatura de la suspensión, es posible evaluar K en función de T, Gs y η de una sola vez como se muestra en la Tabla XXII.

Para obtener la velocidad de caída de las partículas se utiliza el hidrómetro, este aparato se desarrolló originalmente para determinar la gravedad específica de una solución, pero alterando su escala se puede utilizar para leer estos valores. Al mezclar una cantidad de suelo con agua y un pequeño contenido de un agente dispersante para formar una solución de 1,000 cm^3, se obtiene una solución con una gravedad específica ligeramente mayor que uno.

El agente dispersante (también llamando defloculante) se añade en la solución para neutralizar las cargas sobre las partículas más pequeñas de suelo, que a menudo tiene cargas negativas. Estos granos cargados eléctricamente se atraen entre sí con fuerza suficiente para permanecer unidos, creando así unidades mayores que funcionan como partículas. De acuerdo con la ley de *Stokes*, estas partículas mayores se sedimentan más rápidamente a través del fluido que las partículas aisladas. El hexa-metafosfato de sodio, también llamado metafosfato ($NaPO_3$) y el silicato de sodio o vidrio líquido (Na_3SiO_3), son dos materiales usados como agentes dispersores para neutralizar la carga eléctrica. Una cantidad de 125 cm^3 de solución al cuatro por ciento de hexa-metafosfato de sodio en los 1,000 cm^3 de suspensión de agua – suelo se han considerado en general adecuados.

El hexa-metafosfato de sodio produce una solución ácida y por consiguiente se podría esperar una mayor eficacia como agente dispersivo en los suelos alcalinos. El Silicato de sodio, por otra parte, produce una solución alcalina y debería ser más eficiente en suelos ácidos o suelos cuyo pH es menor a siete. La mayoría de las arcillas son “alcalinas”, debido a la presencia de cierta sal y otra impureza, sin embargo, puede crear una condición “ácida”. Para ser estrictos se debería determinar el pH de la solución antes de utilizar arbitrariamente algún agente dispersivo.

El hidrómetro usado más comúnmente es el tipo 152H (designado por la *ASTM*) y está calibrado para leer gramos de suelo de un valor de Gs = 2.65 en 1,000 cm^3 de suspensión siempre que no haya más de 60 g de suelo en la solución. Por esta razón este tipo de hidrómetro se utiliza muy ampliamente, a pesar de existir otros tipos de hidrómetros que pueden ser leídos en términos de gravedad específica de la suspensión suelo – agua.

El hidrómetro determina la gravedad específica de la suspensión agua – suelo en el centro del bulbo. Todas las partículas de mayor tamaño que aquéllas que se encuentre aún en suspensión en la zona mostrada como L (la distancia entre el centro de volumen del bulbo y la superficie del agua) habrán caído por debajo de la profundidad del centro de volumen y esto hace decrecer permanentemente la gravedad específica de la suspensión en el centro de volumen del hidrómetro. Es preciso recordar también, que la gravedad específica del agua decrece a medida que la temperatura aumenta de cuatro grados Celsius, esto ocasiona adicionalmente un hundimiento mayor del hidrómetro dentro de la suspensión.

Como L representa la distancia de caída de las partículas en un intervalo de tiempo dado t, por lo tanto, la velocidad se puede definir como: v = L / t; y por consiguiente es necesario encontrar la profundidad L correspondiente a algún tiempo transcurrido t de forma que se pueda determinar la velocidad necesaria para utilizar en la ecuación de *Stokes*.

Para encontrar L, es necesario mediar la distancia L_2 y varios valores de la distancia variable L_1 utilizando una escala. Usar un cilindro de sedimentación graduado de sección transversal A conocida, sumergir dentro de éste el bulbo del hidrómetro y determinar el cambio en la medición del cilindro. Esto permitirá determinar el volumen del bulbo del hidrómetro V_b. Se puede calcular la longitud L en cm si L_1 y L_2 están en cm y V_b en cm^3, de la siguiente manera:

$$L = L_1 + \frac{1}{2}\left(L_2 - \frac{V_b}{A} \right)$$

El término $-(V_b/A)$ de la ecuación toma en consideración que la suspensión de suelo – agua se eleva una cantidad V_b / A cuando el hidrómetro se coloca en el cilindro de sedimentación. Así el centro de volumen se desplaza hacia arriba ½ (V_b / A) y al dibujar una curva de las lecturas del hidrómetro contra L, se obtiene el valor de L para cualquier lectura de hidrómetro R. La lectura del hidrómetro no debe ser corregida para su utilización en la ecuación anterior, excepto por el error de menisco (en una suspensión turbia, es necesario leer en la parte superior del menisco). La razón para sólo tener en cuenta esta corrección en la determinación de la velocidad de caída consiste en que la lectura real de la distancia L que las partículas han recorrido es independiente de la temperatura, gravedad específica de la solución, o cualquier otro tipo de variable.

El porcentaje más fino se relaciona directamente a la lectura del hidrómetro de tipo 152H ya que la lectura proporciona los gramos de suelo que aún se encuentra en suspensión directamente si la gravedad específica del suelo es de 2.65 g/cm^3 y el agua se encuentra a una densidad de 1.0 g/cm^3. La temperatura puede mantenerse como una variable de un sólo valor utilizando un baño de agua de temperatura controlada, pero esto es una conveniencia más no una necesidad.

El efecto de las impurezas en el agua y del agente dispersor sobre las lecturas del hidrómetro se puede obtener utilizando un cilindro de sedimentación; este cilindro de agua debe tenerse a la misma temperatura a la cual se encuentra la solución de suelo. Una lectura de menos de cero en el jarro o cilindro patrón de agua se registra como un valor negativo. Una lectura entre cero y 60 se registra como un valor positivo. Todas las lecturas se deben tomar desde la parte superior del menisco en ambos cilindros tanto el patrón como el que contiene la suspensión de suelo – agua.

Si ambos cilindros tienen la misma temperatura, es posible obtener una corrección única de temperatura para utilizar en la suspensión suelo – agua. Como la corrección de cero es (±) y la corrección de temperatura es también (±) con el signo que indique la Tabla XXI, la lectura corregida del hidrómetro para gramos de suelo en suspensión se calcula como:

$$R_C = R_{real} - corrección cero + C_T$$

Una vez corregida la lectura del hidrómetro, el porcentaje de material más fino puede calcularse por simple proporción (si Gs = 2.65) como:

$$\text{Porcentaje más fino} = \frac{R_C}{W_S} x100$$

Donde:

R_C = gramos de suelo en suspensión en un tiempo t dado (lectura corregida del hidrómetro.

W_S = peso original de suelo colocado en la suspensión, en gramos.

Si Gs no es igual a 2.65, es posible calcular una constante α para utilizar la proporción como sigue:

$$\frac{\alpha}{Gs/(Gs-1)} = \frac{1}{2.65/(2.65-1)}$$

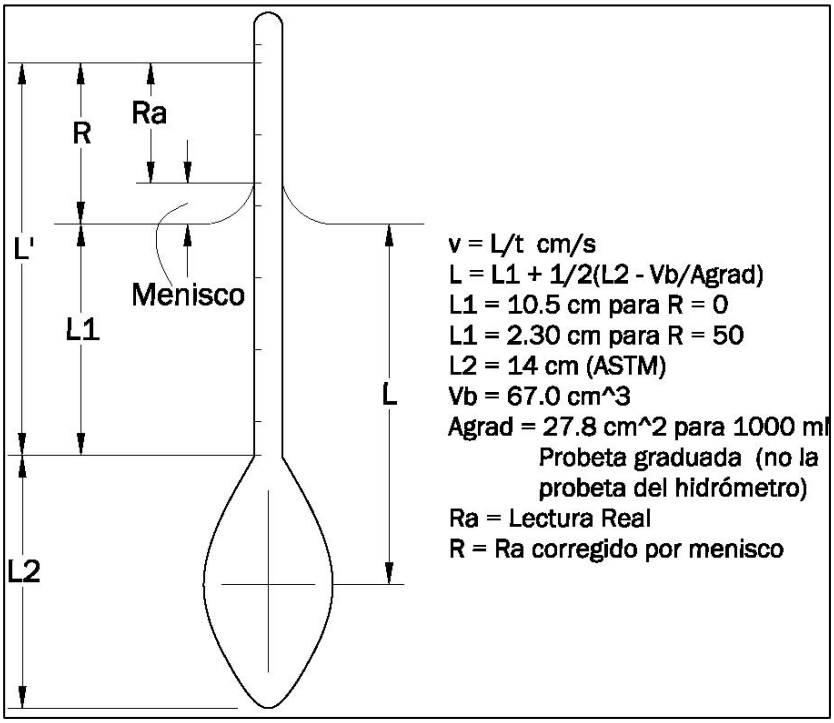
Despejando α se tiene:

$$\alpha = \frac{Gs(1.65)}{(Gs-1)2.65}$$

El porcentaje más fino cuando Gs ≠ 2.65, se calcula como sigue:

$$\%másfino = \frac{R_C \alpha}{Ws} x100$$

Figura 27. Dimensiones y términos del hidrómetro

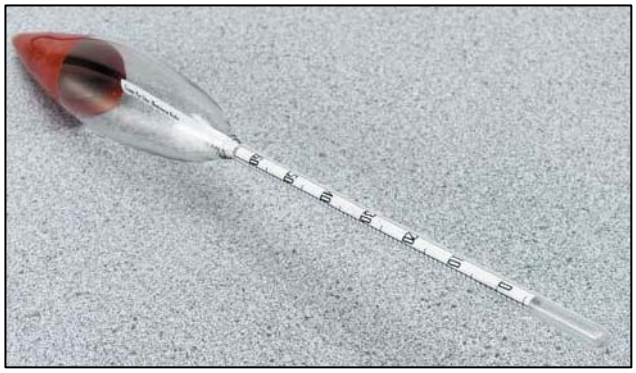


Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 49

1.4.2.2 Equipo a utilizar

- Cilindro de sedimentación (de 1,000 cm^3), también conocido como cilindro de hidrómetro.
- Hidrómetro 152H.
- Aparato para dispersión del suelo.
- Agente dispersivo Hexametafosfato de sodio ($NaPO_3$), cuyo nombre comercial es Calgón, o Silicato de sodio (Na_2SiO_3) también vidrio líquido.
- Termómetro de mercurio.
- Un baño de temperatura controlada para el cilindro de hidrómetro (opcional).

Figura 28. Hidrómetro modelo 152H *ASTM* D422



Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 45

Figura 29. Mezclador automático para preparar la suspensión suelo–agua

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 44

1.4.2.3 Procedimiento para realizar la prueba

1. Realizar el análisis del hidrómetro modelo 152H *ASTM* D422, para conocer la corrección de cero y la corrección del menisco.

2. Tomar exactamente 50 g de suelo secado al horno y pulverizado (como el que se utilizó en el análisis por tamizado) y mezclarlo con 125 cm^3 de solución al 4% de $NaPO_3$. Una solución de cuatro por ciento de Hexametafosfato de sodio puede hacerse mezclando 40 g de material seco con suficiente agua hasta completar 1,000 cm^3. La solución debe ser siempre fresca y en ningún caso debe ser preparada con más de un mes de anterioridad.

3. Dejar secar la muestra de suelo cerca de una hora (la *ASTM* sugiere 16 horas para suelos arcillosos pero esto generalmente, es innecesario). Transferir la mezcla al vaso de la mezcladora automática y añadir agua común hasta llenar 2/3 del vaso. Mezclarlo por espacio de un minuto si se emplearon entre 10 y 16 horas en la preparación de la muestra, de lo contrario mezclarlo entre tres y cinco minutos.

4. Transferir el contenido del vaso de la mezcladora a un cilindro de sedimentación, teniendo mucho cuidado de no perder material en el proceso. Añadir agua común hasta completar la marca de 1,000 cm^3 de cilindro. Preparar el cilindro patrón de control con agua común y 125 cm^3 de la solución de dispersante al cuatro por ciento o la misma que se utilizó en el paso dos. Verificar que la temperatura del agua común sea igual para ambos cilindros, el de sedimentación y el de control.

5. Tomar un tapón de caucho No. 12 para tapar la boca del cilindro donde se encuentra la suspensión de suelo y agitarla cuidadosamente por cerca de un minuto. Colocar sobre la mesa el cilindro, remover el tapón e inmediatamente insertar el hidrómetro y tomar lecturas con los siguientes intervalos de tiempo: uno, dos, tres y cuatro minutos. Tomar igualmente lecturas del termómetro en los mismos intervalos de tiempo. Colocar el hidrómetro y el termómetro en el recipiente de control (el cual debe encontrarse a una temperatura que no difiera en más de un grado Celsius del suelo). Tomar una lectura para corrección de menisco en el hidrómetro dentro del cilindro de control.

Nota: Es usual dejar el hidrómetro metido dentro de la solución de suelo durante las primeras dos mediciones y luego removerlo y volverlo a colocar para cada una de las siguientes dos mediciones. Sin embargo, el error que se introduce al dejar el hidrómetro metido entre la suspensión durante las cuatro mediciones es mínimo. Es necesario evitar en lo posible la agitación de la suspensión cuando se coloca el hidrómetro dentro de ella, colocándolo tan suavemente como para requerir alrededor de 10 segundos en realizar dicha operación.

6. Reemplazar el tapón No. 12, volver a agitar la suspensión y volver a tomar otra serie de medidas a uno, dos, tres y cuatro minutos. Repetir tantas veces como se necesite con el fin de obtener dos juegos de mediciones que concuerden a la unidad en cada una de las cuatro mediciones. Si no se utiliza un baño estabilizado de temperatura, se puede continuar la práctica como se indica en el paso siete.

7. Tomar una medición a los cuatro minutos dentro del baño estabilizador y compararla con las mediciones de cuatro minutos anteriores, si existe suficiente concordancia entre dichas lecturas, es posible continuar con el ensayo; de otra forma, es necesario volver a agitar y repetir el proceso hasta lograr dicha concordancia. Una vez que se haya logrado esto, se deben tomar mediciones adicionales a los siguientes intervalos de tiempo: 8, 15, 30, 60 minutos y 2, 4, 8, 16, 32, 64 y 96 horas. Los intervalos sugeridos para tomar mediciones después de dos horas de comenzado el ensayo sólo son aproximados, ya que en realidad cualquier tiempo sería adecuado siempre y cuando sea tomado con suficiente espacio para permitir una dispersión satisfactoria de los puntos en la gráfica.

8. Registrar la temperatura de la suspensión suelo – agua con una precisión de un grado Celsius para cada medición del hidrómetro. La práctica puede terminarse antes de las 96 horas a discreción, si el tamaño de las partículas D que se encuentran en suspensión sea del orden de 0.001 mm (se debe hacer simultáneamente el cálculo). Entre lectura y lectura del hidrómetro se debe guardar éste y el termómetro en el cilindro de control (el cual debe estar a la misma temperatura).

9. Aplicar la corrección de menisco a las lecturas de hidrómetro y de la Tabla XXIII obtener los valores de L. Si Gs es desconocido, suponer un valor razonable entre 2.68 y 2.74. Hacer una selección tal que impida interpolaciones innecesarias en cualquier suposición. Con Gs y la temperatura del ensayo para cualquier lectura del hidrómetro, buscar en la Tabla XXII el valor correspondiente de K. Con los valores de K, L y el tiempo transcurrido t, para dichas lecturas, calcular los valores para D.

- Lectura corregida del hidrómetro.

$$R_c = R_a - corrección cero + C_T$$

Donde:

R_C = lectura corregida del hidrómetro

R_a = lectura real del hidrómetro

$corrección cero$ = corrección cero del hidrómetro 152H

C_T = factor de corrección por temperatura (Tabla XXI)

- Hidrómetro corregido por menisco.

$$R = R_a + corrección menisco$$

Donde:

R = lectura corregida del hidrómetro por menisco

R_a = lectura real del hidrómetro

$corrección menisco$ = corrección del menisco, hidrómetro 152H

- Velocidad de caída de las partículas.

$$v = \frac{L}{t}$$

Donde:

v = velocidad de caída de las partículas, en cm/min

L = profundidad efectiva del hidrómetro (Tabla XXIII)

t = tiempo transcurrido, en min

- Diámetro de las partículas más finas.

$$D = K\sqrt{\frac{L}{t}} = \sqrt{v}$$

Donde:

D = diámetro de las partículas más finas

K = factor para varias combinaciones de pesos unitarios y temperaturas (Tabla XXII)

v = velocidad de caída de las partículas, en cm/min

10. Utilizando un valor corregido de Rc, calcular el porcentaje de material más fino correspondiente al diámetro de particular D del paso nueve.

$$\text{Porcentaje más fino} = \frac{R_C \alpha}{W_S} x100$$

Donde:

R_C = lectura corregida del hidrómetro

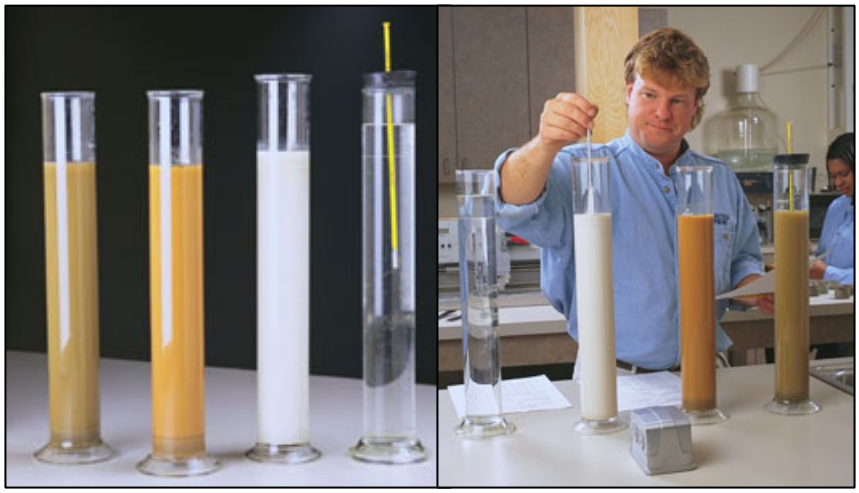
α = factor de corrección para el peso unitario de los sólidos (Tabla XX)

W_S = peso del suelo, en g

11. Utilizar los datos obtenidos en los pasos nueve y 10; diámetro de las partículas más finas y el porcentaje de material más fino, para dibujar la curva de porcentaje más fino contra tamaño de partículas (bien sobre el formato donde se dibujó la curva de distribución granulométrica por tamizado o sobre uno nuevo).

Nota: Tomar en cuenta que el porcentaje de finos es independiente de la cantidad de suelo utilizada, por lo tanto, el resultado del análisis de hidrómetro puede combinarse con el análisis mecánico. Si esto se hace, tener presente que el análisis mecánico utiliza una muestra mayor y debería resultar un peso mayor cuando se dibuja la curva de distribución granulométrica, a través de la región discontinua entre las dos ramas de la curva.

Figura 30. Muestra y solución patrón para el ensayo granulométrico por sedimentación



Fuente: http://suelos.eia.edu.co/laboratorio/granulometria.htm

Tabla XIX. Propiedades del agua destilada

Temperatura °C	Peso unitario del agua g/cm^3	Viscosidad del agua poises[1]
4	1.00000	0.01567
16	0.99897	0.01111
17	0.99880	0.01083
18	0.99862	0.01056
19	0.99844	0.01030
20	0.99823	0.01005
21	0.99802	0.00981
22	0.99780	0.00958
23	0.99757	0.00936
24	0.99733	0.00914
25	0.99708	0.00894
26	0.99682	0.00874
27	0.99655	0.00855
28	0.99627	0.00836
29	0.99598	0.00818
30	0.99568	0.00801

[1]Poise = dina-s / cm^2 = g / cm-s

Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 58

Tabla XX. Factores de corrección α para el peso unitario de los sólidos

Peso unitario de los sólidos del suelo g/cm^3	Factor de corrección α
2.95	0.94
2.90	0.95
2.85	0.96
2.80	0.97
2.75	0.98
2.70	0.99
2.65	1.00
2.60	1.01
2.55	1.02
2.50	1.04
2.45	1.05

Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 58

Tabla XXI. Factores de corrección por temperatura C_T

Temperatura °C	C_T
15	-1.10
16	-0.90
17	-0.70
18	-0.50
19	-0.30
20	0.00
21	+0.20
22	+0.40
23	+0.70
24	+1.00
25	+1.30
26	+1.65
27	+2.00
28	+2.50
29	+3.05
30	+3.80

Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 58

Tabla XXII. Valores de K para varias combinaciones de pesos unitarios y temperaturas

Temp. °C	Pesos unitarios de los sólidos del suelo (g/cm^3)							
	2.50	2.55	2.60	2.65	2.70	2.75	2.80	2.85
16	0.0151	0.0148	0.0146	0.0144	0.0141	0.0139	0.0137	0.0136
17	0.0149	0.0146	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134
18	0.0148	0.0144	0.0142	0.140	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132
19	0.0145	0.0143	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132	0.0131
20	0.0143	0.0141	0.0139	0.0137	0.0134	0.0133	0.0131	0.0129
21	0.0141	0.0139	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127
22	0.0140	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0128	0.0126
23	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124
24	0.0137	0.0134	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0125	0.0123
25	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123	0.0122
26	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0124	0.0122	0.0120
27	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120	0.0119
28	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0123	0.0121	0.0119	0.0117
29	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123	0.0121	0.0120	0.0118	0.0116
30	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120	0.0118	0.0117	0.0115

Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 58

Tabla XXIII. Valores de L (profundidad efectiva) para usar en la fórmula de *Stokes* en la determinación de diámetros de partículas con el hidrómetro 152H *ASTM* D422

Lectura original del hidrómetro (corregida por menisco solamente) R	Profundidad efectiva L en cm	Lectura original del hidrómetro (corregida por menisco solamente) R	Profundidad efectiva L en cm	Lectura original del hidrómetro (corregida por menisco solamente) R	Profundidad efectiva L en cm
0	16.3	21	12.9	42	9.4
1	16.1	22	12.7	43	9.2
2	16.0	23	12.5	44	9.1
3	15.8	24	12.4	45	8.9
4	15.6	25	12.2	46	8.8
5	15.5	26	12.0	47	8.6
6	15.3	27	11.9	48	8.4
7	15.2	28	11.7	49	8.3
8	15.0	29	11.5	50	8.1
9	14.8	30	11.4	51	7.9
10	14.7	31	11.2	52	7.8
11	14.5	32	11.1	53	7.6
12	14.3	33	10.9	54	7.4
13	14.2	34	10.7	55	7.3
14	14.0	35	10.5	56	7.1
15	13.8	36	10.4	57	7.0
16	13.7	37	10.2	58	6.8
17	13.5	38	10.1	59	6.6
18	13.3	39	9.9	60	6.5
19	13.2	40	9.7		
20	13.0	41	9.6		

Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 59

1.4.2.4 Ejemplo ilustrativo

Se realizó el ensayo granulométrico por sedimentación a una muestra de material cuya descripción es: Arcilla limosa parda. Dicha muestra es la porción más fina del material que se utilizará para sub-base de un pavimento flexible.

1. Análisis del hidrómetro modelo 152H *ASTM* D422.

Corrección de cero = + 3.0

Corrección del menisco = +1.0

Gs de los sólidos = 2.72

Factor de corrección α = 0.99 (de la Tabla XX)

Agente dispersante: $NaPO_3$ (Calgón), concentración: 4% en 125 cm^3

Peso del suelo Ws = 50 g

2. De la línea 1 de la Tabla XXIV: $R_a = 49$ y $T = 22^o C$

- Determinar la lectura corregida del hidrómetro.

$$R_c = R_a - corrección cero + C_T$$

$C_T = +0.40$ (de la Tabla XXI a 22 ºC)

$$R_c = 49 - 3 + 0.40 = 46.4$$

- Hidrómetro corregido por menisco.

$R = R_a$ + corrección del menisco

$$R = 49 + 1 = 50$$

- Determinar la velocidad de caída de las partículas.

Profundidad efectiva L:

$L = 8.1cm$ (de la Tabla XXIII con R = 50)

$$v = \frac{L}{t} = \frac{8.1cm}{1\min} = 8.1cm/\min = 0.135cm/s$$

- Determinar el diámetro de las partículas más finas.

$K = 0.0131$ (de la Tabla XXII, usando T = 22 °C y Gs = 2.70)

$$D = K\sqrt{\frac{L}{t}} = 0.0131\sqrt{8.1 cm/\min} = 0.037 mm$$

(No calcular más dígitos de lo que pueden dibujarse usando una escala logarítmica).

- Determinar el porcentaje más fino.

$$\text{Porcentaje más fino} = \frac{R_C \alpha}{W_S} x100$$

$$\%másfino = \frac{(46.4)(0.99)}{50} x100 = 91.9\%$$

3. De la línea 3 de la Tabla XXIV: $R_a = 43$ y $T = 22^o C$

- Determinar la lectura corregida del hidrómetro.

$$R_c = R_a - corrección cero + C_T$$

$C_T = +0.40$ (de la Tabla XXI a 22 °C)

$$R_c = 43 - 3 + 0.40 = 40.4$$

- Hidrómetro corregido por menisco.

$R = R_a$ + corrección del menisco

$$R = 43 + 1 = 44$$

- Determinar la velocidad de caída de las partículas.

Profundidad efectiva L:

$L = 9.1cm$ (de la Tabla XXIII con R = 44)

$$v = \frac{L}{t} = \frac{9.1cm}{3\min} = 3.033cm/\min = 0.051cm/s$$

- Determinar el diámetro de las partículas más finas.

$K = 0.0131$ (de la Tabla XXII, usando T = 22 °C y Gs = 2.70)

$$D = k\sqrt{\frac{L}{t}} = 0.0131\sqrt{3.033cm/\min} = 0.023mm$$

- Determinar el porcentaje más fino.

Porcentaje más fino = $\frac{R_C \alpha}{W_S} x100$

$$\%másfino = \frac{(40.4)(0.99)}{50} x100 = 80\%$$

4. De la última línea de la Tabla XXIV: $R_a = 10$ y $T = 24^o C$

- Determinar la lectura corregida del hidrómetro.

$$R_c = R_a - corrección cero + C_T$$

$C_T = +1.00$ (de la Tabla XXI a 24 °C)

$$R_c = 10 - 3 + 1.00 = 8.0$$

- Hidrómetro corregido por menisco.

$$R = R_a \text{ + corrección del menisco}$$

$$R = 10 + 1 = 11$$

- Determinar la velocidad de caída de las partículas.

Profundidad efectiva L:

$L = 14.5cm$ (de la Tabla XXIII con R = 11)

$$v = \frac{L}{t} = \frac{14.5cm}{2850\min} = 0.0051cm/\min = 0.000085cm/s$$

- Determinar el diámetro de las partículas más finas.

$K = 0.0128$ (de la Tabla XXII, usando T = 24 °C y Gs = 2.70)

$$D = k\sqrt{\frac{L}{t}} = 0.0131\sqrt{0.0051cm/\min} = 0.0009mm$$

- Determinar el porcentaje más fino.

$$\text{Porcentaje más fino} = \frac{R_C \alpha}{W_S} x100$$

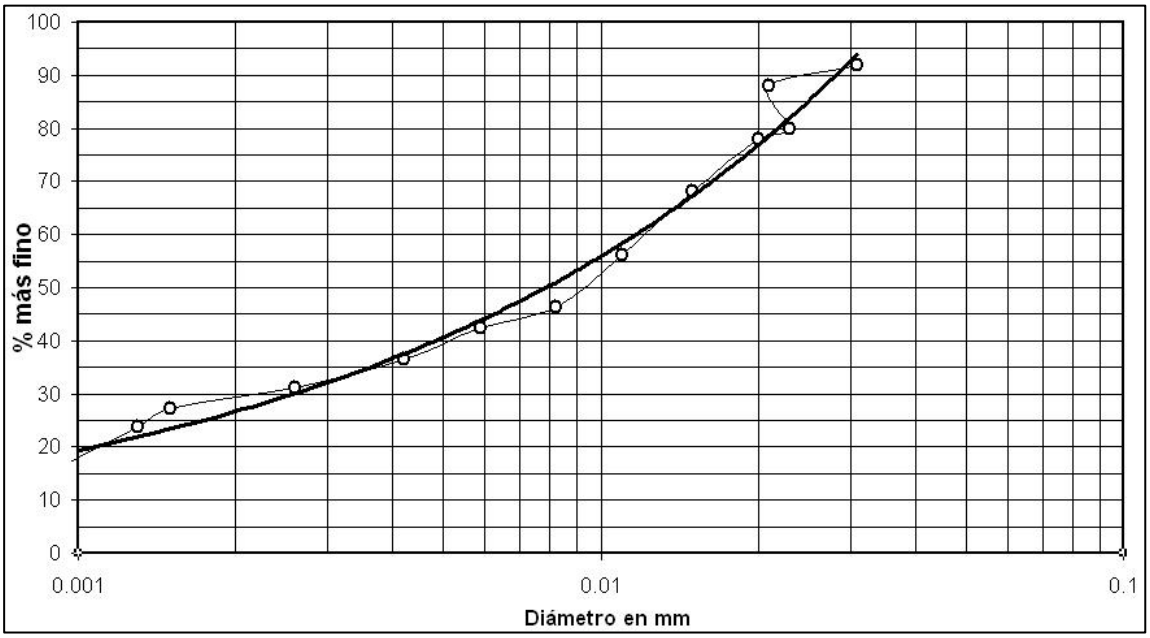
$$\%másfino = \frac{(8.0)(0.99)}{50} x100 = 15.8\%$$

Tabla XXIV. Análisis granulométrico por sedimentación

Fecha	Hora de la lectura	Tiempo Trans. min.	Temp. °C	Lectura del hidrómetro R_a	Lectura corregida del hidrómetro R_c	Hidrómetro corregido solo menisco R	L de la tabla XXIII	L/t cm/min	K de la tabla XXII	D en mm	% más fino
04/03	15:30	1	22	49	46.4	50	8.1	8.1	0.0131	0.037	91.9
04/03	--	2	22	41	44.4	48	8.4	4.2	0.0131	0.027	87.9
04/03	--	3	22	43	40.4	44	9.1	3.03	0.0131	0.023	80.0
04/03	--	4	22	42	39.4	43	9.2	2.3	0.0131	0.020	78.0
04/03	--	8	22	37	34.4	38	10.1	1.26	0.0131	0.015	68.1
04/03	--	15	22	31	28.4	32	11.1	0.69	0.0131	0.011	56.2
04/03	--	30	22	26	23.4	27	11.9	0.397	0.0131	0.0082	46.3
04/03	16:30	60	22	24	21.4	25	12.2	0.203	0.0131	0.0059	42.4
04/03	17:30	120	22	21	18.4	22	12.7	0.102	0.0131	0.0042	36.4
04/03	21:00	330	23	18	15.7	19	13.2	0.040	0.0129	0.0026	31.1
05/03	8:00	990	23	16	13.7	17	13.5	0.014	0.0129	0.0015	27.1
05/03	15:00	1410	24	14	12.0	15	13.8	0.0098	0.0128	0.0013	23.8
06/03	15:00	2850	24	10	8.0	11	14.5	0.0051	0.0128	0.0009	15.8

Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 57

Figura 31. Curva de distribución granulométrica por sedimentación



Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

En la Figura 31 se muestra la curva de distribución granulométrica por sedimentación, esta puede ser trazada en el formato donde se dibujó la curva de distribución granulométrica por tamizado o sobre uno nuevo. Si se dibuja en el formato de la curva por tamizado, tomar en cuenta que el análisis granulométrico utiliza una muestra mayor y por lo tanto, resultará un peso mayor.

1.4.2.5 Comentario final

Los siguientes errores posibles causarían determinaciones imprecisas en un análisis granulométrico por hidrómetro:

1. El secado al horno antes del ensayo de suelos inorgánicos de resistencia seca baja, el secado al horno puede causar cambios permanentes en el tamaño de las partículas.

2. Agente dispersante no satisfactorio o cantidad insuficiente, siempre y cuando se vaya a ensayar suelos nuevos o no usuales, es necesario realizar tanteos para determinar el tipo y la cantidad de compuesto químico que producirá la dispersión y defloculación más efectiva.

3. Dispersión incompleta del suelo en la suspensión, agitación insuficiente de la suspensión y en el cilindro al comienzo del ensayo. Demasiado suelo en suspensión, los resultados del análisis hidrométrico serán afectados si el tamaño de la muestra excede las cantidades recomendadas.

4. Perturbación de la suspensión cuando se introduce o se remueve el hidrómetro. Tal perturbación es muy corriente que ocurra cuando el hidrómetro se extrae rápido después de una lectura.

5. El hidrómetro no está suficientemente limpio. La presencia de polvo o grasa en el vástago del hidrómetro puede impedir el desarrollo de una menisco uniforme.

6. Calentamiento no uniforme de la suspensión. Variación excesiva de la temperatura de la suspensión durante el ensayo.

1.5 Clasificación de los suelos

Dada la gran variedad de suelos que se presentan en la naturaleza, la Mecánica de Suelos ha desarrollado algunos métodos de clasificación de los mismos. 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, al hecho de que tanto el Ingeniero Civil como el Geólogo y el Agrónomo analizan el suelo desde diferentes puntos de vista. Sin embargo, lo que es fundamental es el hecho de que cualquier clasificación que quiera abarcar las necesidades correspondientes, debe estar basada en las propiedades mecánicas de los suelos, ya que estas son fundamentales 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 en cantidad, según el caso 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 High-way 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*.

1.5.1 Sistema de clasificación de los suelos *AASHTO*

Está destinada principalmente a clasificar los suelos de acuerdo a su adaptabilidad para ser usados en la construcción de pavimentos en carreteras y caminos. El sistema *AASHTO* se usa principalmente para clasificación de 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 aquellos materiales que están formados, principalmente, de fragmentos de piedra o grava con o sin un aglomerante fino bien gradado.

- **Grupo A-1-b**: aquellos materiales que están formados de arena gruesa con aglomerante bien gradado o sin él.

- **Grupo A-2**: incluye todos lo 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.

- **Sub-grupo 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.

- **Sub-grupo 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 aumentos 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 incluye este grupo a 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**: similares al grupo anterior, pero con la diferencia 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**: 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.

- **Sub-grupo A-7-5**: 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.

- **Sub-grupo A-7-6**: materiales que tienen un índice plástico muy alto con relación a su límite liquido y que están sujetos a extremos cambios de volumen con los cambios de humedad.

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

a) **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.

b) **Plasticidad**: el término limo es aplicado a aquellas 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.

c) **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 a través de la evaluación en cada grupo, mediante el cálculo de la fórmula empírica:

$$IG = (F_{200} - 35)\left[0.2 + 0.005(LL - 40)\right] + 0.01(F_{200} - 15)(IP - 10)$$

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 notará 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 de 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 clasificado como A-8 sólo con una inspección visual generalmente, es de color oscuro, fibroso y olor putrefacto.

Algunas reglas con respecto al uso de estas ecuaciones, son las siguientes:

1. Si el valor obtenido es negativo, se debe asumir como IG = 0.

2. No hay un límite superior para el índice de grupo.

3. 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.

4. El índice de grupo de A-1, A-3 y A-2-4 y A-2-5 siempre es igual a cero.

5. Para los grupos A-2-6 y A-2-7, el índice de grupo se calcula con la segunda parte de la ecuación, dependiendo sólo del IP.

6. 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.

En general, la calidad en el comportamiento de un suelo cuando está como sub-base es inversamente proporcional al índice de grupo.

Figura 32. Sistema de clasificación *AASHTO*

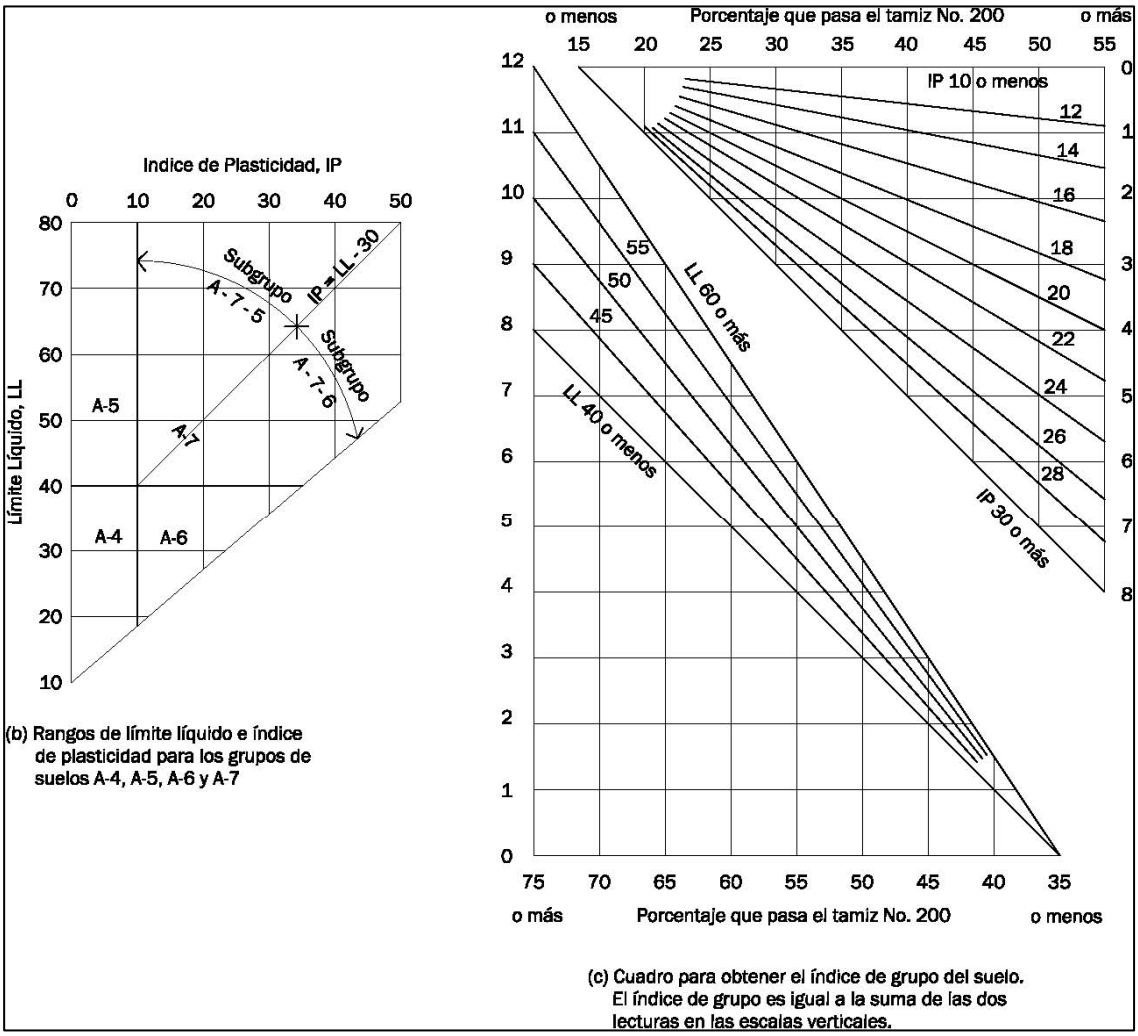
GRUPO	Suelos Granulares: 35% o menos pasa malla # 200							Suelos Arcillosos y Limosos: Más de 35% pasa malla # 200			
	A – 1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
SUB-GRUPO	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5* A-7-6*
Porcentaje de material que pasa el tamiz											
No. 10	50max										
No. 40	30max	50max	51min								
No. 200	15max	30max	10max	35max	35max	35max	35max	36min	36min	36min	36min
Plasticidad											
Pasa la malla # 40											
LL				40max	41min	40max	41min	40max	41min	40max	41min
IP	6max		NP	10max	10max	11min	11min	10max	10max	11min	11min
Índice de Grupo[a]	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 = $(F_{200} - 35)\ [0.2 + 0.005\ (LL - 40)] + 0.01\ (F_{200} - 15)*(IP - 10)$

Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 70

Figura 33. Cuadros para utilización en el sistema de clasificación *AASHTO*



Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 70

1.5.2 Sistema unificado de clasificación de los suelos SUCS

La forma original del sistema de clasificación de suelos fue desarrollada por *Arthur Casagrande* en 1942, como una herramienta para ser usada en las construcciones diseñadas por 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 es 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:

1. **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

2. **Suelos de grano fino**: también en este caso el sistema considera a los suelos agrupados, formándose 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 O*rganic*, 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 sólo el valor del límite líquido interviene. En la Tabla XXV se presentan los factores a considerar en la clasificación de un suelo de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (SUCS).

1. 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 Cu y Cc (Ver Granulometría inciso 1.5).

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 34.

3. Las gravas y las arenas se pueden clasificar así:

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

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

4. 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%.

5. 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 34, 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*. De 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 XXV. Sistema unificado de clasificación de los 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	$Cu = D_{60}/D_{10} > 4$ $Cc = 1 < D^2_{30}/D_{10} \times D_{60} < 3$	
			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	$\frac{d}{u}$	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	$Cu = D_{60}/D_{10} > 6$ $Cc = 1 < D^2_{30}/D_{10} \times D_{60} < 3$	
			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	$\frac{d}{u}$	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 ≤ IP ≤ 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		

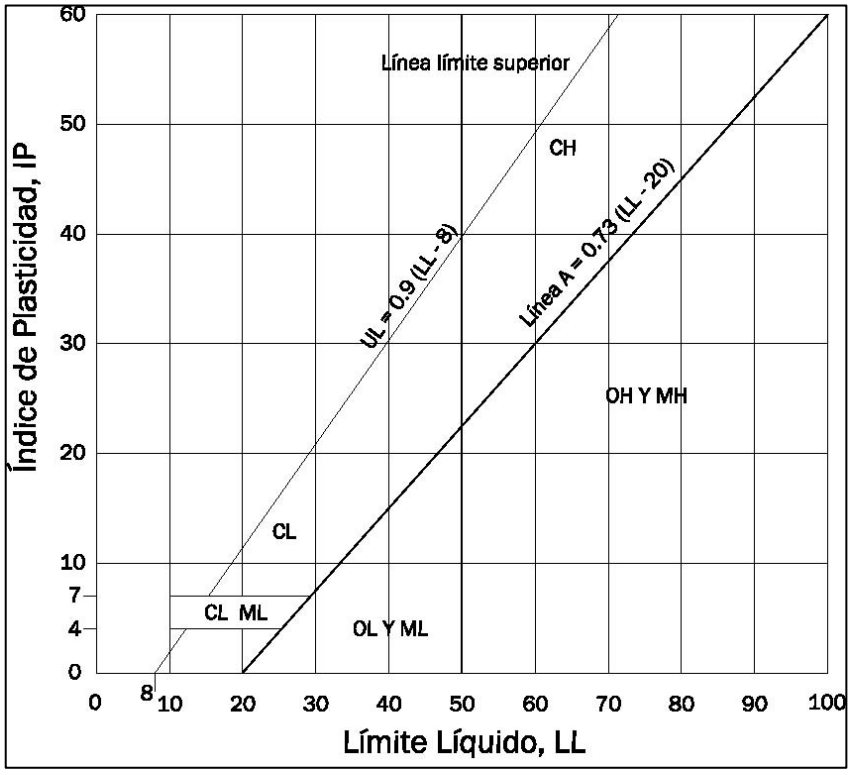
Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 74

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.

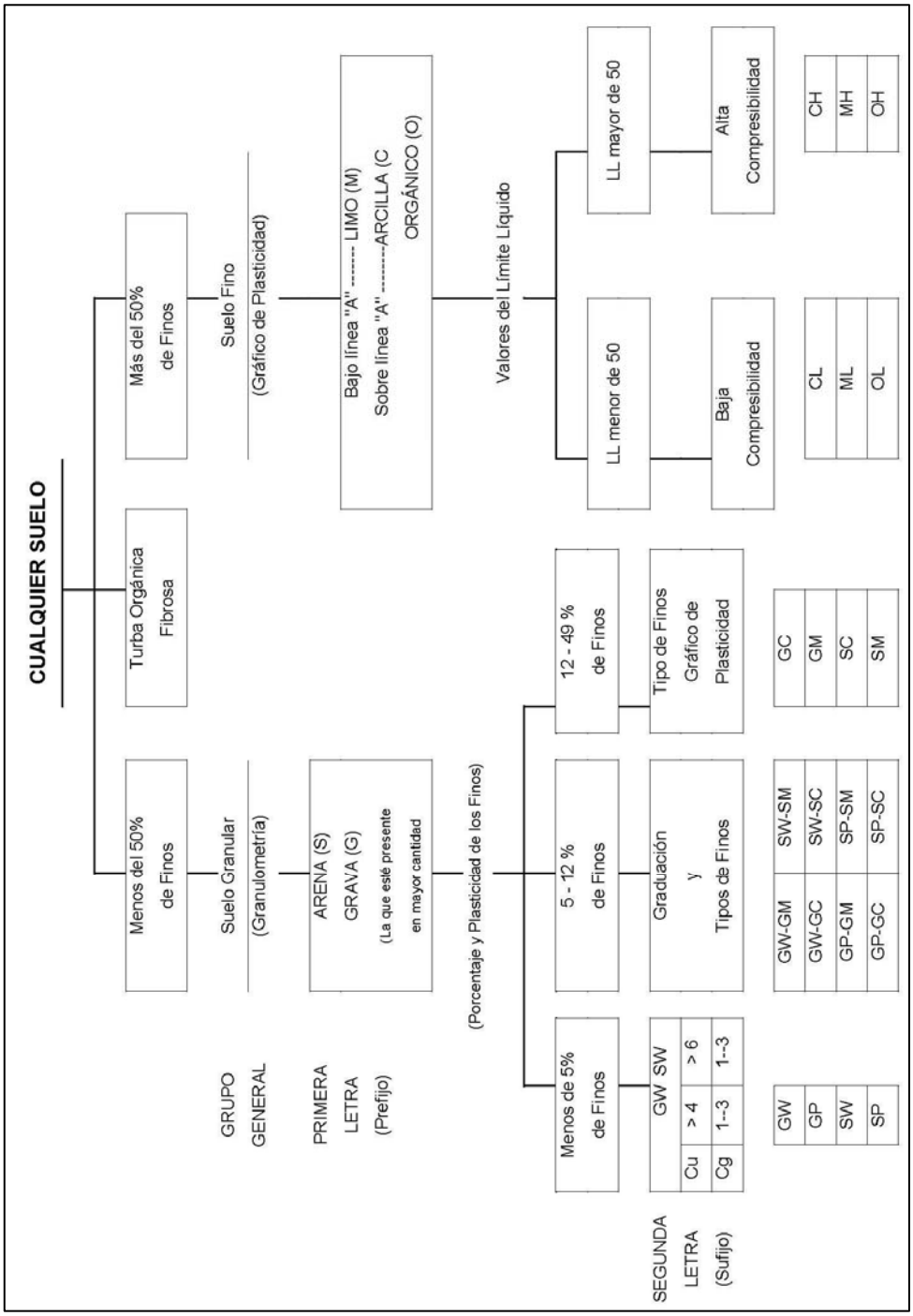
$$IP = 0.73(LL - 20)$$

Figura 34. Gráfico de plasticidad para el sistema unificado de clasificación de los suelos SUCS



Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 75

Figura 35. Procedimiento auxiliar para la clasificación de suelos en laboratorio SUCS



Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 75

1.5.3 Ejemplo de clasificación de suelos

Para ilustrar los sistemas de clasificación de los suelos *AASHTO* y SUCS, se clasificarán los siguientes suelos:

Tabla XXVI. Ejemplo de clasificación de suelos en los sistemas *AASHTO* y SUCS

Suelo / Tamiz	% que pasa	
	A	**B**
1 ½"	100	100
¾"	98.1	97.27
No. 4	75.0	70.72
No. 10	68.5	45.59
No. 40	36.1	18.08
No. 200	21.9	6.53
Propiedades plásticas		
LL	34.1	NP
LP	16.5	
Descripción Visual	Arena arcillosa y limosa color café claro	Arena limosa media a gruesa color beige.

Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 72

Procedimiento para el sistema de clasificación *AASHTO*, Figura 32:

1. Clasificación del suelo A: el porcentaje que pasa el tamiz No. 200 es 21.9, se ubica en el grupo de suelos granulares (35% o menos pasa malla No. 200).

- Calcular el índice de plasticidad IP:

$$IP = LL - LP$$

$$IP = 34.1 - 16.5 = 17.6 > 10,$$

el valor de IP ubica al suelo en la categoría A-2-6 o A-2-7, debido a que estos grupos solicitan un valor de IP mayor a 11.

- El valor del límite líquido es 34.1, por lo tanto, el suelo se ubica en el sub-grupo A-2-6. Y cumple los criterios de plasticidad:

$$LL = 34.1 < 40$$

$$IP = 17.6 > 11$$

El suelo satisface los criterios para ser del sub-grupo A-2-6

- A continuación, se debe calcular el índice de grupo IG el cual no debe ser superior a cuatro para ningún suelo A-2. Para este suelo se calcular el índice de grupo y se obtiene el valor correspondiente de la Figura 33-c. De la ecuación para el índice de grupo se obtiene:

$$IG = (F_{200} - 35)\left[0.2 + 0.005(LL - 40)\right] + 0.01(F_{200} - 15)(IP - 10)$$

$$F_{200} - 35 = 0,$$

pues menos del 35% del material pasa a través del tamiz No. 200

$$0.2 + 0.005(LL - 40) = 0.2 + 0.005(34.1 - 40) = 0.171$$

$$0.01(F_{200} - 15)(IP - 10) = 0.01(21.9 - 15)(17.6 - 10) = 0.5244$$

$$IG = 0(0.171) + 0.5244 = 0.52,$$

redondeando al entero más cercano se obtiene que IG = 1

De la Figura 33-c, se obtiene que el IG es aproximadamente 0.6 de la parte superior de la carta y cero de la parte inferior, sumando:

$$IG = 0.6 + 0 = 0.6 \approx 1$$

- La clasificación del suelo A, Arena arcillosa y limosa color café claro es: A–2–6 (1), grava y/o arena arcillosa.

2. Clasificación del suelo B: el porcentaje que pasa el tamiz No. 200 es 6.53, se ubica en el grupo de suelos granulares (35% o menos pasa malla No. 200).

   - Para el suelo B, por eliminación rápida se encuentra que pertenece a los grupos A-1 o A-3; por no presentar propiedades plásticas (NP). Por lo tanto, se debe realizar el criterio por tamices. El porcentaje que pasa el tamiz No. 40 es 18.08 < 51 min, 18.08 < 50 max, 18.08 < 30 max; por lo que se encuentra en el grupo A-1. El porcentaje que pasa el tamiz No. 10 es 45.59 < 50 max, por lo tanto, éste ubica al suelo en el sub-grupo A-1-a. El valor del índice de grupo para este suelo es cero.

   - La clasificación final para el suelo B, Arena limosa media a gruesa color beige es: A-1-a (0), fragmentos de piedra, grava y arena. De excelente a buena.

Procedimiento para el sistema de clasificación SUCS, Tabla XXV:

1. Clasificación del suelo A: el porcentaje que pasa el tamiz No. 200 es 21.9, se ubica en lo suelos de grano grueso (si menos del 50% del material pasa el tamiz No. 200).

- El porcentaje que pasa el tamiz No. 4 es 75.0 > 50; se ubica en el grupo de las arenas (si más del 50% de la fracción gruesa pasa por el tamiz No. 4). El porcentaje que pasa el tamiz No. 200 es 21.9 y se considera una arena con finos (cantidad apreciable de finos); por lo tanto, se ubica entre la categoría SM o SC.

- Con base en las propiedades plásticas, se tiene que el LL=34.1 e IP=17.6 (LP=16.5), estos valores sitúan al suelo en la carta de plasticidad de la Figura 34 como un CL y sobre la línea A de *Atterberg*. En la Tabla XXV, "Criterios de clasificación para suelos granulares"; los límites de *Atterberg* por encima de la línea A o IP > 7 se clasifica como SC: arenas arcillosas, mezclas arena – arcilla.

2. Clasificación del suelo B: se tiene que el porcentaje que pasa el tamiz No. 200 es 6.53 < 50; se ubica en los suelos de grano grueso.

- El porcentaje que pasa el tamiz No. 4 es 70.72 > 50; se ubica en el grupo de las arenas. El porcentaje que pasa el tamiz No. 200 es 6.53 y se considera una arena limpia (poco o ningún fino); por lo tanto, se ubica entre la categoría SW o SP.

- Según los criterios de clasificación para SW, es necesario obtener el Coeficiente de uniformidad Cu y el Coeficiente de curvatura Cc. (Ver Granulometría inciso 1.4.1.5).

$$D_{10} = 0.15mm$$
$$D_{30} = 0.90mm$$
$$D_{60} = 3.40mm$$

$$C_U = D_{60} / D_{10} = 3.40mm / 0.15mm = 22.67 > 6$$, si cumple

$$C_C = D_{30}{}^2 / (D_{10} x D_{60}) = (0.90mm)^2 / ((3.40mm)(0.15mm)) = 1.6$$

$$C_C = 1 < 1.6 < 3 \text{, si cumple}$$

Por lo tanto, cumple con los criterios de bien gradada (W) y se clasifica en la categoría SW: arenas bien gradadas, arenas gravosas con poco o ningún fino.

1.5.4 Comentario final

La utilidad de la información de los suelos es muy importante en la ingeniería, ya que de esa manera se pueden conocer, cualitativamente, las propiedades mecánicas e hidráulicas de los mismos según el grupo en que se sitúen. Sin embargo, hay que tener siempre presente que la experiencia que se tenga en el manejo de los suelos y de su comportamiento juega un papel muy importante en la utilidad que pueda prestar cualquier clasificación.

El encasillamiento de un suelo en un determinado grupo se ha hecho, como se ha podido observar, mediante la combinación de los resultados de análisis de laboratorio. Sin embargo, en muchas ocasiones, en el campo, un ingeniero con cierto conocimiento de los suelos puede efectuar pruebas sencillas que lo lleven a poder identificar un suelo de manera aproximada cuando carezca del equipo de laboratorio para identificación más estricta, estas pruebas son: tamaños y granulometría de las partículas, dilatación o reacción al sacudimiento, resistencia al corte en estado seco y tenacidad o consistencia cerca del límite líquido.

1.6 Gravedad específica de los sólidos

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

1.6.1 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, es útil para predecir el peso unitario del suelo y sirve para graficar la recta de saturación máxima en el ensayo de compactación Proctor. 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 ºC, g/cm^3

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

$$G_S = \left(\frac{\frac{W_S}{V_S}}{\frac{W_W}{V_W} x\gamma_W} \right) = \frac{W_S}{W_W x\gamma_W}$$

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 como también 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 ^{o}C. A temperaturas mayores, el volumen será ligeramente mayor; a temperaturas menores de 20 ^{o}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 ^{o}C, 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:

1. Se llena el matraz volumétrico hasta la marca y se obtiene la temperatura y el peso.

2. Si se resta este dato el 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 ^{o}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 XXVII. Valores típicos para el factor de corrección α

Temperatura ^{o}C	**α**	**γ_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: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 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 deaireación 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 $W_{msw,}$ bastante 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 deaireación adecuada de la mezcla suelo-agua aplicando vacío y/o calentamiento. El vacío sólo 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 XXVIII. 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: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 64

1.6.2 Equipo a utilizar

- Matraz volumétrico, preferiblemente de 250 ó 500 cm^3
- Balanza de precisión de 0.1 g
- Agua común.
- Termómetro de mercurio.
- Opcional: suministro de agua desairada con temperatura estabilizada.

Figura 36. Equipo para determinación de la gravedad específica del suelo

Fuente: Humbolt. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 230

1.6.3 Procedimiento para realizar la prueba

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

1. Pesar entre 100 y 200 g de suelo secado al aire en un recipiente evaporador. La *ASTM* sugiere 12 horas para muestras secadas al horno.

2. Pesar 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.

3. Medir la temperatura con un termómetro de mercurio de manera tal que se encuentre entre los rangos descritos en la Tabla XXVII (temperatura del agua T).

4. Pesar el matraz con la cantidad de suelo escogida dentro del mismo (peso matraz + suelos seco W_{ms}).

5. Luego de 15 a 30 minutos, transferir el suelo saturado del plato de evaporación al matraz volumétrico. Tener cuidado de que no queden partículas de suelo en el recipiente evaporador. Añadir suficiente agua con temperatura estabilizada para completar 2/3 ó 3/4 de la capacidad del matraz. No se debe llenar completo debido a que la eficiencia del trabajo del matraz en la deaireación se puede reducir marcadamente.

6. 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.

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

Se debe hacer esta operación 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.

8. Pesar el matraz (peso matraz + suelo +agua W_{msw}), con una aproximación de 0.01 g. Asegurarse 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).

9. Vaciar el matraz y su contenido en un plato evaporador profundo u otro recipiente similar y secarlo al horno. Es necesario tener mucho cuidado, ya que no debe perder nada de suelo en este proceso. Pesar el suelo secado al horno para obtener el peso suelo seco (W_s).

10. 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.

11. 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 calcular como:

$$\alpha = \frac{\gamma_T}{\gamma_{20^O C}},$$

o interpolando en la Tabla XXVII.

12. 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:

$$\frac{\text{Mayor valor de } G_s}{\text{Menor valor de } G_s} \leq 1.02$$

13. 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.

1.6.4 Ejemplo ilustrativo

La empresa SICCA, S.A. realizó el ensayo de gravedad específica a una muestra de suelo con la siguiente descripción: Arcilla limosa color café.

1. Determinar la gravedad específica de la muestra de suelo.

Tabla XXIX. Determinación de la gravedad específica del suelo

IDENTIFICACIÓN DE MATRAZ	A	B
Capacidad del matraz (nominal)	500 cm^3	500 cm^3
Peso matraz limpio y seco ……W_m	180 g	170.8 g
Peso matraz + suelos seco….W_{ms}	251.4 g	244.2 g
Peso suelo seco ……W_s	71.4 g	73.4 g
Peso matraz + suelo +agua…W_{msw}	720.7 g	712.6 g
Peso matraz + agua……W_{mw}	680 g	670.8 g
Temperatura del agua ……T	23 ^{O}C	23 ^{O}C
$G_S = \frac{W_s}{W_{mw} + W_s - W_{msw}}$	2.326	2.323
Promedio	2.325	

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

$$G_S = \frac{W_s}{W_{mw} + W_s - W_{msw}} = \frac{71.4g}{680g + 71.4g - 720.7g} = 2.326$$

2. Determinar la corrección por temperatura α y la gravedad específica corregida, interpolando en la Tabla XXVII, se obtiene el valor de α = 0.9994

$$Gs = (2.325)(0.9994) = 2.324 corregida$$

En la Tabla XXIX se muestra que:

$$\frac{2.323}{2.326} = 0.9987 < 1.02,$$

por lo que se considera aceptable.

Como se puede observar el valor de la gravedad específica corregida Gs = 2.324 es ligeramente menor al valor de gravedad específica sin corregir Gs = 2.325; esto puede parecer insignificante pero si se realiza un estudio más profundo a cerca del comportamiento del suelo estos valores pueden tener una diferencia significativa.

1.6.5 Comentario final

La eficiencia de la remoción de aire puede mejorarse para cualquier suelo haciéndolo hervir durante 10 minutos y teniendo suficiente cuidado de que la muestra no se seque completamente o que el material salpique fuera del matraz. El desaireamiento puede verificarse de la siguiente forma:

a) Aplicando vacío al matraz lleno entre la mitad y los ¾ con la mezcla suelo-agua, por un tiempo.
b) Llenar el matraz hasta unos 20 mm por debajo de la marca del matraz con agua deairada y con temperatura estabilizada.
c) Volviendo a aplicar el vacío por varios minutos y marcando con un lápiz de color adecuado el nivel del agua en el cuello del matraz.
d) Retirándose cuidadosamente la tapa para romper el vacío y, si el nivel de agua sube más de tres milímetros, el desaireamiento será suficiente.

Algunos valores típicos de G_s, pueden ser utilizados como guía para calibrar los resultados de ensayos de laboratorio.

1.7 Peso específico de los sólidos

1.7.1 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/cm^3

γ_W = peso específico del agua a 4 ºC, g/cm^3

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 37. Equipo para determinar el peso específico de una muestra de suelo

Fuente: Humbolt. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 202

1.7.2 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.

1.7.3 Procedimiento para realizar la prueba

1. Labrar un espécimen de la muestra inalterada de forma irregular, de manera que sea estadísticamente representativa.

2. Registrar inmediatamente su peso húmedo en gramos (Wh).

3. Cubrir con una capa delgada de parafina líquida, déjese enfriar y regístrese el peso en gramos del espécimen cubierto con la parafina (Wp).

4. Sujétese el hilo en la muestra (Figura 37), dejando un extremo libre para suspenderla de la balanza.

5. Colocar el recipiente con la cantidad necesaria de agua en el aditamento especial que tiene la balanza para este objeto y sumérjase 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 (Wa).

6. 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.

7. 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 Wp – Wa representa el peso en gramos del agua desalojada por el espécimen cubierto con parafina, que para fines prácticos representa el volumen en centímetros cúbicos.

8. Calcular el peso volumétrico húmedo del suelo con la expresión:

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

9. 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 38. Especimenes de muestras inalteradas, para determinar el peso específico del suelo

Fuente: Tomada por el autor.

1.7.4 Comentario final

El cálculo del peso específico es importante, no sólo para conocer las propiedades de la muestra de suelo sino también para determinar las demás relaciones entre peso y volumen. Se emplean mucho en cálculos de problemas de suelo, como son: la determinación de la estabilidad de las masas de suelo, la estimación del asentamiento de los edificios o para especificar el grado de compactación necesario en la construcción de terraplenes.

1.8 Equivalente de arena

AASHTO T176-02: Standard Method of Test for Plastic Fines in Graded Aggregates and Soils by Use of the Sand Equivalent Test
ASTM D2419-95: Standard Test Method for Sand Equivalent Value of Soils and Fine Aggregate

1.8.1 Descripción del ensayo

Este ensayo se efectúa con el fin de conocer el porcentaje relativo de finos-plásticos que contienen los suelos y los agregados pétreos; es un método rápido que se puede hacer tanto en el campo como en el laboratorio. Se lleva a cabo, principalmente, cuando se trata de materiales que se usarán para base, sub-base, o sea en bancos de préstamo.

1.8.2 Equipo a utilizar

- Probeta de 17 plg (43.18 cm) de alto, graduada hasta las 15 plg y con divisiones hasta 1/10 plg (0.254 cm), el diámetro será de 1 ¼ plg.
- Pié, consiste en una varilla de acero, delgada, de 18 plg (45.72 cm) de largo, que tiene en su parte superior un contrapeso que brinda al conjunto un peso total de 1 kg y en la parte inferior un pequeño cono que se asienta sobre el material depositado en el fondo de la probeta; tiene también una pequeña roldana movible a lo largo de la varilla, esta roldana tiene un diámetro exterior igual al diámetro interior de la probeta.
- Un tarro metálico de 88 cm^3 (3 onzas) de capacidad.

- Un tapón de hule para cerrar la probeta, cuando ésta tiene la solución y el material listos para la prueba y así efectuar el movimiento horizontal de los ciclos.
- Un embudo de boca ancha de 4 plg, para colocar el material dentro de la probeta.
- Solución básica de *Stock* (Cloruro de calcio mezclado con formaldehído y glicerina).
- Un frasco de un galón, el cual se tapa con un tapón que lleva un pequeño tubo para el aire y un pequeño sifón de vidrio al que se la adapta una manguera de hule de ¼ plg de diámetro interno, al extremo libre de la manguera se le acopla un tubo pequeño llamado “cánula”, por el que desagua la solución de *Stock* proveniente del galón, a la probeta, la cánula lleva en su extremo libre unos agujeros pequeños que sirven para que la solución salga en forma de regadera y ayude a levantar más rápidamente los granos finos. Este frasco se coloca 3 pies (92 cm) arriba de la mesa de trabajo.
- Un cronómetro o reloj exacto que marque segundos.

Figura 39. Equipo para determinación del equivalente de arena

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 46

Figura 40. Mezclador automático para equivalente de arena

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 46

1.8.3 Procedimiento para realizar la prueba

1. Preparar un galón de agua y agregar 88 cm^3 de la solución básica de *Stock* (Cloruro de calcio mezclado con formaldehído y glicerina).

2. Por medio del sifón, la manguera y la cánula se deposita la solución en la probeta, hasta una altura de cuatro pulgadas.

3. Preparación del material: se toman 500 g de material que pasa el tamiz No. 4 y se cuartean; de este cuarteo se toman 100 g para la prueba total. Debe cuidarse que los grumos mayores de ¼ plg se pulvericen y asegurarse que el material fino adherido al material grueso (gravas o piedras) se desprenda completamente.

4. Se introducen los 100 g en la solución que se encuentra en la probeta, dejándolos reposar durante 10 minutos. El material se deposita en la probeta por medio del embudo fino de metal de cuatro pulgadas o en un caso extremo, haciéndolo de papel, teniendo cuidado de que el material fino no se disperse con el viento. Golpear con la mano el fondo de la probeta para desalojar el aire.

5. Cuando ya han transcurrido los 10 minutos, se tapa la probeta con el tapón de hule y se procede a agitarla vigorosamente durante 90 ciclos; un ciclo consiste en llevar la probeta ida y vuelta, con un movimiento horizontal, de ocho pulgadas (20 cm) de recorrido de izquierda a derecha y sujetados firmemente sus extremos con las manos. Dichos ciclos se hacen en el transcurso de un minuto aproximadamente, se recomienda mover únicamente los antebrazos, relajando los hombros.

6. Una vez que terminan los 90 ciclos, se asienta fijamente la probeta y se le introduce rápidamente la cánula de metal, haciendo que ésta tenga un movimiento de descenso vertical y rotativo, con el objetivo de facilitar la separación de los finos; la cantidad de solución agregada será hasta que llegue a las 15 plg (38.10 cm) de graduación de la probeta.

7. En el momento que la solución llegue a las 15 plg, se cierra la llave que tiene la manguera para evitar que pase más solución (se requiere práctica para dejar exactamente la solución de la probeta a 15 plg). Al mismo tiempo de cerrar la llave, se conecta el cronómetro que marcará el tiempo de descenso de los finos. Durante 20 minutos exactos la probeta deberá estar en reposo completo, pues cualquier vibración o movimiento perturba el asentamiento de los finos y surgen resultados erróneos.

8. En el transcurso de los 20 minutos, se toma lectura de caída de los finos en períodos de dos minutos, para arcillas y de un minuto para arenas, hasta llegar a completar los 20 minutos respectivamente. Con los datos obtenidos se traza la curva.

9. La “lectura de arcilla” es la que se toma a los 20 minutos (o sea la última) del nivel superior de la suspensión de arcilla, se estima con una aproximación de 0.1 plg.

10. Se introduce cuidadosamente el pié hasta que asienta sobre la arena y se toma la altura que queda del material depositado entre el fondo de la probeta y la parte inferior del pié. Esta es la “lectura de arena”.

11. Para determina la relación de arena y arcilla se aplica la siguiente expresión:

$$E.A. = \frac{\text{Lectura de arena}}{\text{Lectura de arcilla}} \times 100$$

Figura 41. Ensayo de equivalente de arena

Fuente: http://images.google.com.gt/images?q=equivalente+arena&um=1&hl=es&lr=&start

1.8.4 Ejemplo ilustrativo

El estudiante de EPS Armando Barrios, realizó el ensayo de equivalente de arena a una muestra de suelo con la siguiente descripción: Limo areno-arcilloso color café.

1. Realizado el ensayo se determinaron las siguientes lecturas:

   Lectura de arcilla = 8.8 plg, la suspensión de arcilla a los 20 minutos.
   Lectura de arena = 2.7 plg, entre el fondo de la probeta y el extremo inferior del pie.

2. Del paso 11, del inciso 1.8.3 se determina el equivalente de arena en porcentaje:

$$EA = \frac{2.7}{8.8} x100 = 30.7\%$$

$$EA = 30.7\%$$

1.8.5 Comentario final

Los porcentajes aceptables de equivalente de arena, según el Instituto del Asfalto son: para bases de 30% como mínimo y para sub-bases de 25% como mínimo. Si el equivalente de arena resulta un valor inferior al especificado, efectúense dos pruebas adicionales y tómese el promedio de los tres como el equivalente de arena del material. De preferencia deberá usarse un agitador mecánico, especialmente para disminuir el factor humano en la prueba.

1.9 Densidad del suelo *in situ*

AASHTO T191-02: Standard Method of Test for Density of Soil in-Place by the Sand-Cone Method

ASTM D1556-00: Standard Test Method of Density and Unit Weight of Soil in Place by the Sand-Cone Method

1.9.1 Descripción del ensayo

Este ensayo se utiliza con el fin de conocer y controlar la compactación de terraplenes y capas de base, también se usa para determinar densidad *in situ* y porcentajes de contracción o hinchamiento de materiales. Los pesos unitarios pueden expresarse en las siguientes unidades: g/cm^3, kg/m^3, lb/pie^3. Deben distinguirse dos tipos de pesos unitarios:

1. Peso unitario húmedo o densidad húmeda (PUH): es el peso del material húmedo, *in situ*, por unidad de volumen.

2. Peso unitario seco o densidad seca (PUS): es el peso del material seco (seca en horno a 105 ^oC o 110 ^oC) por unidad de volumen, en el sitio. Este es el que se trata de determinar en el presente ensayo y el que se compara con el valor máximo obtenido en la prueba de compactación (Proctor) para obtener el porcentaje de compactación final.

Una vez definido los criterios de compactación (en la forma de especificaciones técnicas) para las obras en terreno, es necesario utilizar un método para determinar la densidad o peso unitario que el suelo alcanza luego de la compactación. Existen varios métodos para determinar el grado de compactación en el terreno; el método del cono de arena, el método de balón de densidad y el método nuclear; este último sobrepasa los objetivos de este trabajo y por lo tanto no será considerado. Básicamente, tanto el método del cono de arena como el método del balón de densidad utilizan los mismos principios. O sea, se obtiene el peso del suelo húmedo de una pequeña excavación de forma irregular (un agujero) hecho sobre la superficie del suelo. Si es posible determinar el volumen de dicho agujero, la densidad húmeda del suelo se calcula simplemente como:

$$\gamma_{hum} = \frac{\text{Peso del suelo húmedo}}{\text{Volumen del agujero}}$$

Y se obtiene el contenido de humedad w del material excavado, el peso unitario seco o peso específico seco del material es:

$$\gamma_{seco} = \frac{\gamma_{hum}}{1+w}$$

Los métodos de cono de arena y balón permiten encontrar el volumen del agujero. Pero el método que se desarrolla en este capítulo es el método del cono de arena y el cual representa una forma indirecta de obtener el volumen del agujero. La arena utilizada (a menudo arena de *Ottawa*) es generalmente, material que pasa el tamiz No. 20 (0.085 mm) y ésta se encuentra retenida por el tamiz No. 30 (0.060 mm). Aunque el material menor que el tamiz No. 30 y mayor que el tamiz No. 40 (0.0425 mm) o el material menor que el tamiz No. 30 y mayor que el tamiz No. 50 (0.03 mm) pueden también utilizarse.

Además de lo anterior, la arena que se utilice deberá ser limpia, seca, uniforme, no cementada, durable y que fluya libremente. Deberá tener un Coeficiente de uniformidad ($Cu = D_{60}/D_{10}$) menor que dos y no contener partículas que queden retenidas en el tamiz No. 10 (2 mm).

Debe ser uniforme y preferiblemente de forma redondeada o sub-redondeada para favorecer que fluya libremente y desprovista de partículas o arena fina menor que el tamiz No. 60 (250 mm), para prevenir segregación en almacenamiento o uso y cambios de peso unitario aparente como consecuencia de variaciones en la humedad atmosférica; ya que un volumen de arena fina puede pesar más que el mismo volumen de arena gruesa y un volumen de la mezcla puede pesar aún más, de forma que en las mismas condiciones de vaciado pueda lograrse la misma estructura del suelo (de la misma densidad) y duplicación requerida.

Al seleccionar una arena para ser usada, deberá hacerse, como mínimo, cinco determinaciones de peso unitario aparente de cada bulto y para que la arena sea aceptable, no deberá existir entre cada uno de los resultados individuales y el promedio una variación mayor que el uno por ciento del promedio. Antes de usar una arena deberá secarse y dejarse luego en reposo hasta que obtenga la condición de “seca al aire”, en la zona en que va a ser usada. El aparato de cono de arena más comúnmente usado utiliza un recipiente plástico o de vidrio de 3,785 cm^3 (1 galón) con suficiente material para llenar un hueco (y respectivo cono) no mayor de 3,800 cm^3, dependiendo de cuán cuidadosamente se haya llenado el recipiente antes de ser usado.

Es posible además conseguir recipientes de dos galones (7,500 cm^3) y medio galón (1,900 cm^3), aunque no son ampliamente utilizados. En general, los agujeros para ensayos de campo deben ser pequeños, produciendo esto un error multiplicador grande por lo cual es absolutamente esencial impedir la pérdida de suelo durante la excavación, ya que la determinación del volumen hecho en cualquier forma daría un volumen aparente del agujero demasiado grande.

Como una guía, la *ASTM* sugiere los siguientes criterios para seleccionar el volumen del agujero y tamaño de la muestra para contenido de humedad, con el fin de obtener resultados razonables en el ensayo.

Tabla XXX. Criterios para seleccionar el volumen del agujero

Tamaño máximo en el suelo según tamiz	Volumen del hueco para el ensayo (cm^3)	Tamaño de la muestra para contenido de humedad (g)
No. 4 (4.75 mm)	700	100
½ plg (12.5 mm)	1,400	250
1 plg (25.0 mm)	2,100	500
2 plg (50.0 mm)	2,800	1,000

Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 92

Con los avances obtenidos en la rama de Mecánica de Suelos, es posible determinar la humedad de la muestra de forma instantánea, mediante un dispositivo denominado por las normas *ASTM* D4944 y *AASHTO* T-217 como *SPEEDY*^{TM} (*moisture testers*) o prueba de humedad rápida.

Este aparato consiste principalmente en una cámara cilíndrica con un manómetro de reloj en la parte inferior; dicho manómetro indica la presión en la cámara ejercida por el suelo, combinado con una medida exacta de cinco gramos carburo de calcio. La reacción entre la humedad del suelo y el carburo de calcio, crea cierta presión en la cámara; debido al movimiento vertical que se crea para combinar dichos componentes y siendo mezclados mediante una bola de acero de un centímetro de diámetro. La presión que lee el manómetro representa una presión para un cierto porcentaje de humedad el cual es leído en las tablas que este equipo lleva consigo.

1.9.2 Equipo a utilizar

- Cono de metal con válvula, llamado “picnómetro”, cuando está en su frasco.
- 2 frascos grandes de plástico o vidrio adaptables al cono de metal (uno de repuesto).
- Tamiz No. 4 (4.75 mm).
- Bandeja de metal con un agujero circular al centro.
- Arena calibrada de *Ottawa*.
- Balanza de 35 lb de capacidad y sensible a 0.01 lb, o puede usarse una de 11 kg con aproximación a 1 g
- Equipo para determinación de humedad *SPEEDY*^{TM}, que consiste en una cámara de presión, balanza, carburo de calcio, medidor para proporcionar la cantidad adecuada de carburo de calcio, esferas de acero de 1 cm de diámetro y equipo de limpieza.
- Martillo, cuchara, cincel o broca con extensión, cuando el material lo permite.

Figura 42. Equipo para determinación de densidad del suelo en el terreno

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 40

Figura 43. Equipo para determinación de humedad *SPEEDY*^{TM}

Fuente: Humbolt. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 24

1.9.3 Procedimiento para realizar la prueba

1. De un área cuadrada de unos 50 cm de lado, se elimina todo material suelto y luego se aplana o apelmaza ligeramente con una tablilla o cualquier objeto plano incluyendo la propia bandeja; después se nivela y se llenan las partes bajas con suelo de alrededor, si fuera necesario para acomodar la bandeja en posición firme (se utilizan clavos para fijar la bandeja con agujero en el suelo).

2. Se obtiene el peso del recipiente de plástico con el cono de metal, lleno con la arena calibrada de *Ottawa*, picnómetro 1 o “pic1”.

3. Colocada la bandeja de metal con el agujero en el centro, se marca bien su posición y se coloca el picnómetro lleno de arena; se abre la válvula hasta que no pase más arena, se retira y se pesa de nuevo el picnómetro “pic2”. Se recoge la arena y se limpia el área.

Nota: Cuando se deja caer la arena en el paso anterior y en los pasos siguientes, se debe hacer de modo que sólo intervenga la fuerza de gravedad; no debe de haber fuerza externa que obligue a la arena bajar de manera apresurada.

4. Se empieza a excavar con ayuda del cincel y del martillo, un agujero del mismo diámetro del orificio de la bandeja y unos 10 a 15 cm de profundidad (4 a 6 plg). El material excavado se extrae del agujero y pasa el tamiz No. 4; dicho material se deposita en una tara, ésta se tapa completamente con el fin de no perder humedad. El peso neto del suelo se denomina como “peso neto húmedo del material excavado”.

En arenas pómez y limos sin piedras se puede usar un barreno de carpintero con una broca de extensión, en lugar del cincel, para mayor rapidez.

5. Luego se coloca de nuevo, el cono sobre la bandeja que se encuentra sobre el agujero (sus diámetros deberían coincidir, preferiblemente, pero puede ser más grande el del cono). Se abre la válvula y se deja correr la arena hasta llenar el agujero, es decir, hasta que no pase más arena.

6. Se cierra la válvula del cono y se pesa de nuevo el picnómetro con la arena que esté dentro del envase “pic3”.

7. Se recoge la arena depositada en el agujero, tratando de recobrar la mayor cantidad posible, pero sin recoger demasiada impureza.

8. Utilizar el equipo para determinación de humedad *SPEEDY*^{TM}; mezclar cinco gramos de suelo húmedo extraído del agujero con cinco gramos de carburo de calcio dentro de la cámara de presión. Leer la presión en el manómetro de la cámara y determinar el %H según la tabla proporcionada en el equipo.

Nota: El ensayo se debe de realizar con el mismo picnómetro; es decir, no hacer variar el contenido inicial de arena que se registra para pic1, pic2 y pic3.

9. Determinar el peso de la arena en el cono “Pc”, restando el peso inicial del picnómetro con arena “pic1” y el “pic2”, que es el peso después de haberse colocado y abierto la válvula antes de excavar el agujero, de esta diferencia resulta el peso de la arena en el cono del picnómetro, así:

Peso arena en el cono = $P_C = pic1 - pic2$

10. Determinar el peso de la arena en el cono “Pc + ag”, restando el segundo peso “pic2” y el “pic3”, éste es el efectuado después de vaciar el picnómetro con el agujero ya hecho, es decir:

$$\text{Peso arena en el cono y el agujero} = P_C + ag = pic2 - pic3$$

11. Determinar el peso de la arena en el agujero “Pa”, restando el peso de la arena en el cono + agujero “Pc + ag” y el peso de la arena en el cono “Pc”, es decir:

$$\text{Peso de la arena en el agujero} = P_a = (P_C + ag) - P_C$$

$$P_a = (pic2 - pic3) - (pic1 - pic2)$$

12. Determinar el volumen del agujero, dividiendo el peso de la arena en el agujero “Pa” entre el peso unitario de la arena calibrada de *Ottawa*, de la siguiente manera:

$$\text{Volumen del agujero} = \frac{\text{Peso de la arena en el agujero “Pa”}}{\text{Peso unitario de la arena calibrada de } \textit{Ottawa}}$$

Nota: Se hace necesario determinar el peso de la arena en el cono cada caso, debido a las irregularidades de la superficie del terreno, pues se ha comprobado que éste procedimiento brinda mayor exactitud.

13. Determinar el porcentaje de compactación (%C).

$$\text{Peso unitario húmedo} = \text{PUH} = \frac{\text{Peso neto húmedo del material excavado}}{\text{Volumen del agujero}}$$

Peso unitario seco: $$PUS_{campo} = \frac{PUH}{100 + \%humedad} x100$$

Porcentaje de compactación: $$\%C = \frac{PUS_{CAMPO}}{PUS_{LABORATORIO}} x100$$

Figura 44. Densidad en el terreno utilizando el cono de arena

(a)
Excavación del agujero

(b)
Colocar cuidadosamente el picnómetro sobre la base y abrir la válvula

(c)
Extracción de arena para determinar el volumen del cono y el agujero

(d)
Determinación de la humedad utilizando carburo de calcio *SPEEDY*^{TM}

Fuente: Tomada por el autor.

1.9.4 Ejemplo ilustrativo

La Constructora Fuentes, realizó el ensayo de densidad de campo a una carpeta compactada para construcción de pavimento rígido, ubicada en el departamento de San Marcos. Para el efecto se tienen los datos del ensayo de compactación Proctor Modificado:

Densidad máxima: 145.8 lb/pie^3
Humedad óptima: 18.2%
Descripción del suelo: Arena pómez fina color beige

1. Del ensayo de densidad del suelo en el terreno realizado, se obtiene:

   Peso primer picnómetro = pic1 = 8.55 lb
   Peso segundo picnómetro = pic2 = 7.40 lb
   Peso tercer picnómetro = pic3 = 2.15 lb
   Peso neto húmedo del material excavado = 6.27 lb
   Porcentaje de humedad del material excavado (*SPEEDY*^{TM}) = 15.4%
   Peso unitario de la arena calibrada de *Ottawa*= 108 lb/pie^3

2. Determinar directamente el peso de la arena en el agujero “Pa”, según el paso 11 del inciso 1.9.3 (Procedimiento para realizar la prueba).

$$P_a = (pic2 - pic3) - (pic1 - pic2)$$

$$P_a = (7.40lb - 2.15lb) - (8.55lb - 7.40lb) = 4.10lb$$

3. Determinar el volumen del agujero, según el paso 12 del inciso 1.9.3.

$$\text{Volumen del agujero} = \frac{4.10lb}{108lb/\,pie^3}$$

$$\text{Volumen del agujero} = 0.038\,pie^3$$

4. Determinar el porcentaje de compactación %C, según el paso 13 del inciso 1.9.3.

$$PUH = \frac{6.27lb}{0.038\,pie^3} = 165lb/\,pie^3$$

$$PUS = \frac{165lb/\,pie^3}{100+15.4}\,x100 = 142.9lb/\,pie^3$$

$$\%C = \frac{142.9lb/\,pie^3}{145.8lb/\,pie^3}\,x100 = 98\%$$

En el ejercicio se obtuvo un porcentaje de compactación del 98%, lo cual indica que dicha compactación se efectúo de forma satisfactoria y siguiendo las recomendaciones establecidas por el ingeniero o encarado de obra.

Nota: Deben de realizarse tantas densidades como sea posible para tener suficiente confiabilidad de los resultados, se recomienda hacerlas en el centro, en orillas y/o esquinas pero dentro de un metro como mínimo de las mismas. En carreteras la distancia será designada por el ingeniero supervisor y/o ejecutor.

1.9.5 Comentario final

Si existe suficiente espacio en el laboratorio, el mejor resultado de contenido de humedad es aquel que se obtiene al secar la totalidad del suelo excavado del agujero en el terreno. La excavación debe hacerse tan rápido como sea posible para mantener el contenido de humedad natural del suelo que está guardándose en la tara con cierre hermético. La tara debe sellarse tan pronto como se termine de hacer la excavación.

Cuando se utilice este método es importante evitar cualquier vibración en el área circundante o en el recipiente donde se encuentra la arena, ya que esto puede introducir exceso de arena en el agujero y por consiguiente incrementar el volumen del agujero. El éxito de la compactación en construcción de carreteras, dependerá de la buena ejecución de las siguientes operaciones:

a) Compactación adecuada del material, por capas delgadas, mediante equipo apropiado.
b) Determinación correcta de la densidad máxima y humedad óptima del material (Proctor).
c) Control de cada capa, obteniendo la densidad alcanzada en el terreno por medio de repetidas pruebas de laboratorio *in situ*, a fin de comprobar si el material fue debidamente compactado.

Con el fin de conocer con exactitud el peso unitario de la arena, se efectúa con regularidad la llamada calibración de la arena, pues si no se realiza pueden obtener resultados erróneos.

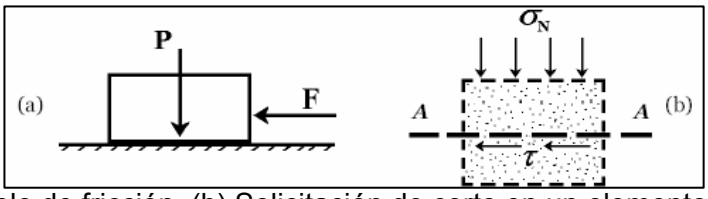
2. ESFUERZO DE CORTE EN LOS SUELOS

2.1 Resistencia de los suelos al esfuerzo de corte

Se denomina como resistencia al corte de un suelo a la tensión de corte o fractura en el plano de corte y en el momento de la falla. Se debe entender la naturaleza de la resistencia al corte para analizar los problemas de capacidad de carga, estabilidad de taludes y presiones laterales sobre estructuras de contención de tierra.

Los primeros estudios sobre la resistencia al corte en los suelos fueron efectuados por el ingeniero francés *C. A. Coulomb* (1736-1806), quien hizo una primera aproximación al problema y atribuyó éste fenómeno a la fricción producida entre las partículas de suelo como una extensión del concepto de la mecánica. Su teoría de falla establece que el material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un plano alcanza un valor límite máximo.

Figura 45. Esfuerzo cortante actuando en un elemento de suelo



(a) Modelo de fricción, (b) Solicitación de corte en un elemento de suelo

Fuente: Braja M. Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones.** Pág. 56

Generalizando, se tiene que, dada una masa de suelo y un plano potencial de falla AA' (Figura 45-b), el esfuerzo de corte que puede resistir la masa de suelo por unidad de área es proporcional al valor de σ (presión normal en dicho plano). De éste modo se obtiene que τ = σtanΦ. La constante de proporcionalidad tanΦ, fue definida por *Coulomb* en términos de un ángulo al que denominó ángulo de fricción interna.

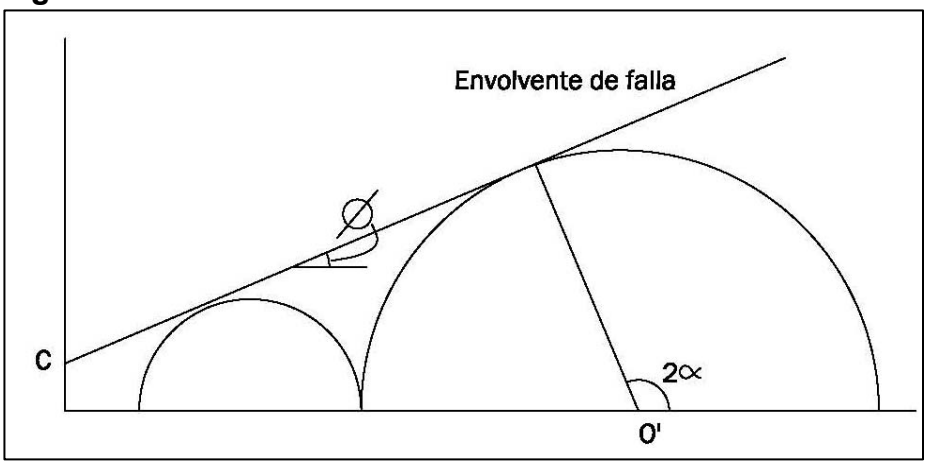
Analizando la ecuación se deduce que para $\sigma = 0$ es $\tau = 0$. Pero *Coulomb* observó que existían materiales que sin presiones normales aplicadas sobre el plano de corte presentaban una cierta resistencia a la fractura. Para estos suelos consideró una nueva constante a la que denominó cohesión $\tau = C$. Como, en general, los suelos presentan un comportamiento mixto, *Coulomb* determinó que la resistencia de los suelos debía expresarse como la suma de ambos comportamientos: la resistencia debida a la fricción interna y la resistencia debida a la cohesión. Así estableció lo que hoy se denomina Ley de *Coulomb*:

$$\tau = C + \sigma \tan \phi$$

Posteriormente, *Mohr* (1900) presentó una teoría sobre la rotura de los materiales en la que afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante y no sólo cuando uno de ellos se maximiza. Su criterio establece que la falla por corte sucede a lo largo de la superficie donde la relación τ/σ alcance un cierto valor máximo. En la actualidad se emplea el criterio de falla de *Mohr-Coulomb*, con una envolvente de falla curva (Figura 46). Para la mayoría de los problemas que se abordan en Mecánica de Suelos, en el rango de tensiones de trabajo, pueda simularse a una recta.

Se considera que la falla se produce por la solicitación de corte y se acepta que ésta depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla.

Figura 46. Envolvente de falla o curva de resistencia intrínseca



Fuente: Braja M. Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones.** Pág. 58

En 1936, *Terzaghi* enunció el principio de presiones totales, neutras y efectivas, expresando que "todos los efectos tangibles provocados por un cambio de presión, tales como la compresión, distorsión angular y cambios en la resistencia al corte, se deben exclusivamente a los cambios de las presiones efectivas". Sobre la base de este enunciado se estableció que en las ecuaciones de la ley de *Coulomb* debería sustituirse la presión normal total por la presión intergranular (denominada generalmente, σ', ya que ésta última es la que gobierna el comportamiento de la resistencia al corte de los suelos.

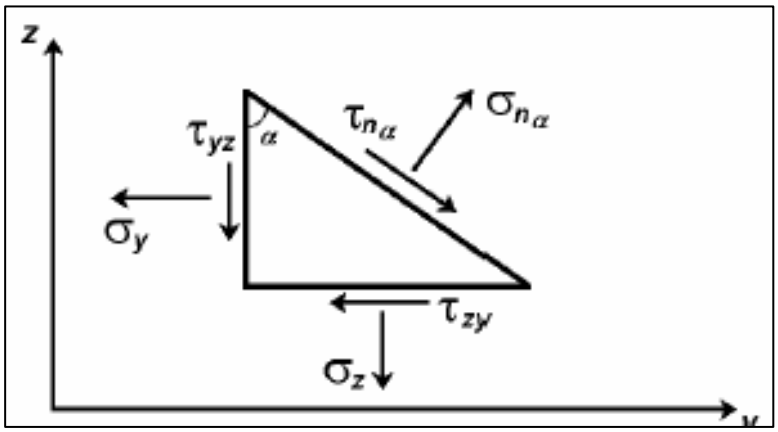
De esta manera la ecuación se generalizó como:

$$\tau = C + (\sigma - u)\tan\phi$$

2.2 Teoría de ruptura de *Mohr-Coulomb*

Es la teoría más usada en la actualidad. Se atribuye la falla al esfuerzo cortante y se acepta que éste depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla, se acepta que la relación entre ambos esfuerzos no es constante. El estado de tensión en un punto está definido cuando se conocen las solicitaciones en ese punto.

Figura 47. Estado de tensión alrededor de un punto en un elemento de suelo



Fuente: Carlos Crespo. **Mecánica de suelos y cimentaciones.** Pág. 162

Del equilibrio del prisma elemental, según la Figura 47, se obtiene:

$$\sigma_\alpha = \sigma_y \cos^2 \alpha + \sigma_z sen^2 \alpha + \tau_{yz} sen\sigma \cos\alpha$$

$$\tau_\alpha = (\sigma_z - \sigma_y) sen\alpha \cos\alpha + \tau_{yz}(\cos^2 \alpha - sen^2 \alpha)$$

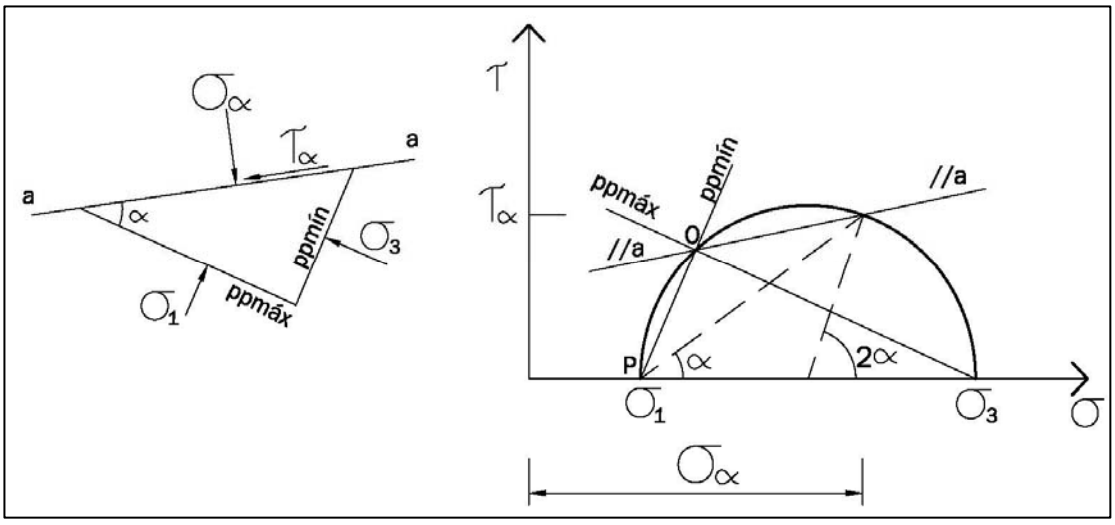
En la Teoría de la Elasticidad se demuestra que existen planos ortogonales entre sí, llamados planos principales de esfuerzos en los que los esfuerzos tangenciales son nulos, existiendo únicamente esfuerzos normales, denominados principales (σ_1 y σ_3). A partir de estos esfuerzos principales σ_1 y σ_3 pueden obtenerse para una condición de equilibrio del prisma elemental:

$$\sigma_\alpha = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha$$

$$\tau_\alpha = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) sen 2\alpha$$

donde σ_α y τ_α, son respectivamente las tensiones normales y tangenciales en el plano *a-a* que forma un ángulo *α* con la vertical, según la Figura 48. Estas expresiones representan la ecuación de una circunferencia.

Figura 48. Elemento de suelo sometido a las presiones normales principales σ_1 y σ_3



Fuente: Carlos Crespo. **Mecánica de suelos y cimentaciones.** Pág. 162

Si se considera un elemento de suelo sometido a las presiones normales principales σ_1 y σ_3 siendo la presión vertical mayor que la horizontal, es decir, $\sigma_1>\sigma_3$, se tiene un sistema plano de tensiones, donde los pares de tensiones σ y τ que se ejercen sobre planos intermedios a los principales quedan representados en el círculo de *Mohr*. Uno de los puntos del círculo de *Mohr* tendrá una combinación de tensiones σ y τ que producirá la rotura en un plano de inclinación α, respecto al plano en que se ejerce la tensión principal mayor, en este caso σ_1. Este es el punto D donde el círculo de *Mohr* resulta tangente a la línea de resistencia al corte $\tau = C + \sigma\tan\Phi$, llamada línea de resistencia intrínseca.

Asociado a la condición de rotura, geométricamente se obtiene que $2\alpha=90^o+\Phi$, por lo tanto, el ángulo correspondiente al plano de rotura será: $\alpha=45^o+\Phi/2$. Es decir que el plano de rotura forma un ángulo de 45°+½ Φ con la dirección de la tensión principal menor. La resistencia de un suelo no es constante si no que depende del tipo de suelo (sea granular o cohesivo) y de las condiciones del suelo en el sitio que puede variar con el tiempo.

Suelos granulares:

$$C = 0, \tau = \sigma \tan\phi$$

$$N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

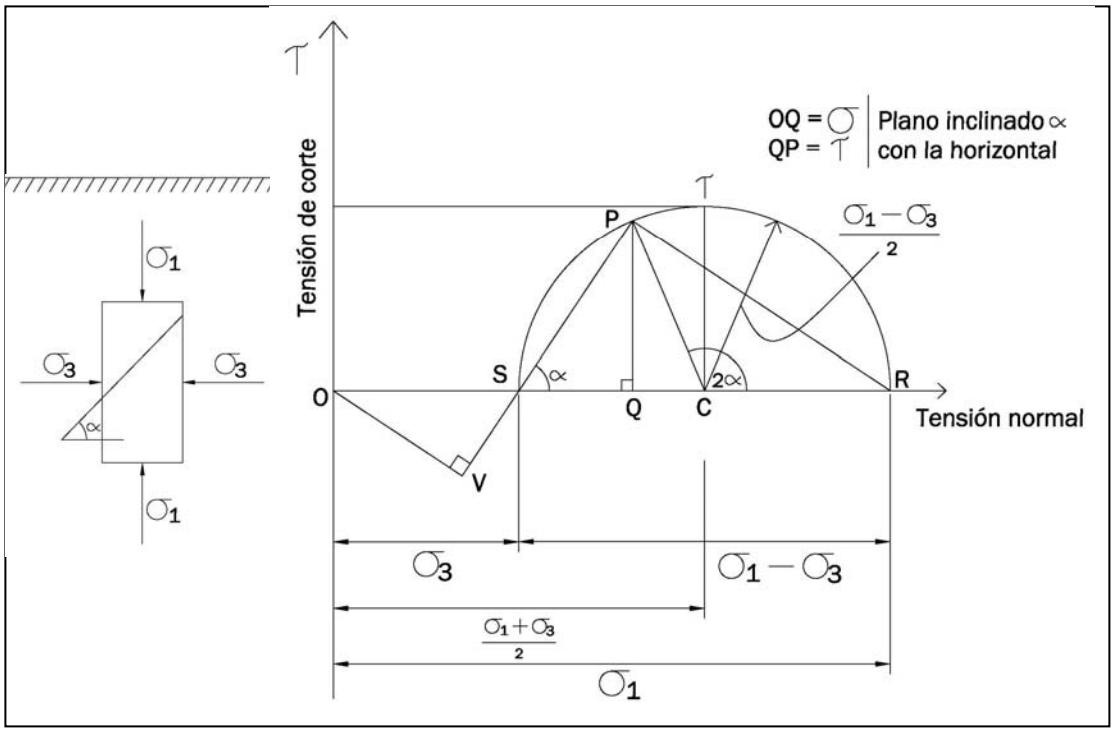
Suelos con cohesión y fricción:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi + 2C\sqrt{N_\phi}$$

2.2.1 Círculo de *Mohr*

Representación gráfica de los estados de esfuerzo de una muestra de suelo, sometida a una prueba de compresión triaxial. La construcción gráfica, para definir el lugar geométrico de un punto P, por medio de círculos, es de gran importancia en la Mecánica de Suelos. Estas resultantes son conocidas como tensiones de círculo de *Mohr*. Dichos círculos, representan los esfuerzos sobre un plano cuya tensión normal forma un ángulo θ con la dirección del esfuerzo principal mayor σ_1. Dada la magnitud y la dirección de las tensiones σ_1 y σ_3, se pueden calcular los esfuerzos normales y tangenciales mediante las expresiones correspondientes al círculo de *Mohr*.

Figura 49. Representación gráfica de un sistema plano de tensiones



Fuente: Carlos Crespo. **Mecánica de suelos y cimentaciones.** Pág. 162

En el círculo de *Mohr* se deben notar los siguientes puntos:

a) El eje horizontal representa las tensiones normales y el eje vertical representa las tensiones de corte, todas dibujadas en la misma escala.
b) Los extremos del diámetro del círculo están definidos por los valores de σ_3 y σ_1, medidos desde el origen.
c) El punto P tiene por coordenadas las tensiones normales y de corte sobre un plano inclinado en un ángulo con respecto a la horizontal. Alternativamente, P puede ser encontrado trazando un radio desde el centro C a un ángulo 2α con respecto a la horizontal. En un plano inclinado de α, la tensión normal es igual a OQ y la tensión de corte es igual a QP.
d) El diámetro del círculo es igual a ($\sigma_1 - \sigma_3$), la diferencia de tensiones principales es conocida como "esfuerzo desviador", que esta dada por la fórmula:

$$\sigma = \sigma_1 - \sigma_3$$

e) La máxima tensión de corte es representada por el punto P (punto más alto del círculo) y es igual al radio.

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

f) Un plano sobre el cual ocurre la máxima tensión de corte, esta inclinado en 45º con respecto a la horizontal.
g) El centro del círculo C, esta a una distancia OC desde el origen y recibe el nombre de "esfuerzo desviador en rotura" o "$q_{máx}$".

$$OC = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

2.2.2 Esfuerzo desviador

Para suelos no cohesivos, el intercepto de cohesión debe ser muy pequeño a menos que el suelo esté tan húmedo que la tensión superficial pueda ser apreciable. Generalmente, existe un pequeño intercepto (usualmente llamado cohesión aparente) en suelos no cohesivos secos debido a la membrana de látex utilizada para configurar el espécimen y debido a errores de ensayo, pero estos valores generalmente, entre 0.7 y 1.4 T/m^2 se desprecian. Para valores de cohesión aparentemente mayores que éstos, debe investigarse la posible razón de su ocurrencia. Para un ensayo único sobre suelo no cohesivo (C = 0), el ángulo de fricción interna del material puede calcularse a través de la geometría del círculo de *Mohr* como:

$$sen\phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

Para obtener el esfuerzo principal mayor σ_1, es necesario conocer la presión de confinamiento de la cámara pues dicha presión actúa tanto lateralmente como en la base y la superficie superior del espécimen. Con la aplicación de la carga externa a través del pistón a una probeta cilíndrica de longitud L y diámetro D, ésta se somete a compresión triaxial y el esfuerzo principal mayor se incrementa en dos etapas de carga:

1. Se aplica la presión de confinamiento (alrededor del espécimen) denotada por σ_3 (Figura 50). Esta actúa igualmente en todas las direcciones, así las tensiones radial y axial serán igual a σ_3, y por lo tanto, ninguna tensión de corte es inducida en el espécimen.

2. Una carga axial P se aplicará desde afuera de la celda y es progresivamente incrementada. La tensión adicional causada por P, es solamente en la dirección axial y es igual a P/A.

3. Finalmente, la tensión axial total, denotada por σ_1, es igual a σ_3 + P/A, es decir:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \frac{P}{A}$$

Esta ecuación puede ser ordenada de la siguiente manera:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{P}{A'}$$

Donde:

P = carga instantánea sobre el espécimen, determinada por la ecuación del anillo

A' = área corregida de la sección transversal del espécimen

$$A' = \frac{A_o}{1 - \varepsilon_r}$$

Donde:

A_o = área de la sección transversal del espécimen al inicio de la prueba

ε_r = deformación unitaria, expresada en decimales

$$\varepsilon_r = \Delta L / L$$

Donde:

ΔL = cambio en la longitud del espécimen

L = longitud inicial del espécimen

La diferencia de las tensiones principales ($\sigma_1 - \sigma_3$) se conoce con el nombre de esfuerzo desviador. En una prueba la presión de la celda σ_3, es mantenida constante a un valor dado, mientras que la tensión desviadora es gradualmente incrementada. Generalmente, la tensión de falla estará representada por el máximo de la tensión de desviación.

En los ensayos de compresión triaxial se requiere calcular numerosas correcciones en el área del espécimen, debido a esto se dispone de una ecuación práctica que se deduce como sigue:

Si el área corregida de la sección transversal del espécimen es:

$$A' = \frac{A_o}{1 - \varepsilon_r}$$

Entonces, se denota como K al recíproco del área corregida A', así:

$$\frac{1}{A'} = \frac{1 - \varepsilon_r}{A_o} = K$$

Si se requiere incluir en la ecuación a la deformación vertical en función del grado de saturación Sr, se obtiene:

$$K = \frac{1 - \varepsilon_r}{A_o(1 - \varepsilon_v)}$$

ε_v = deformación vertical = 0 si Sr = 100%

En la práctica se supone que el grado de saturación del espécimen es del 100% debido a que se encuentra en estado inalterado.

Si la carga transmitida al anillo está en kilogramos (kg) y el área transversal en centímetros cuadrados (cm^2), se utiliza el factor de conversión de 10 para pasar kg/cm^2 a T/m^2, de la siguiente manera:

$$K = \frac{1-\varepsilon_r}{A_o} x10$$

Donde:

ε_r = deformación unitaria, en decimales

A_o = área de la sección transversal del espécimen al inicio de la prueba, en cm^2

$$\varepsilon_r = \frac{(lectura - de - deformación)(0.001'')}{h_o} x100$$

h_o = altura del espécimen al inicio de la prueba, en pulgadas.

Por lo tanto, el esfuerzo desviador en T/m^2 en función de la carga ejercida sobre el espécimen P y la constante K, se expresa como:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (P)(K)$$

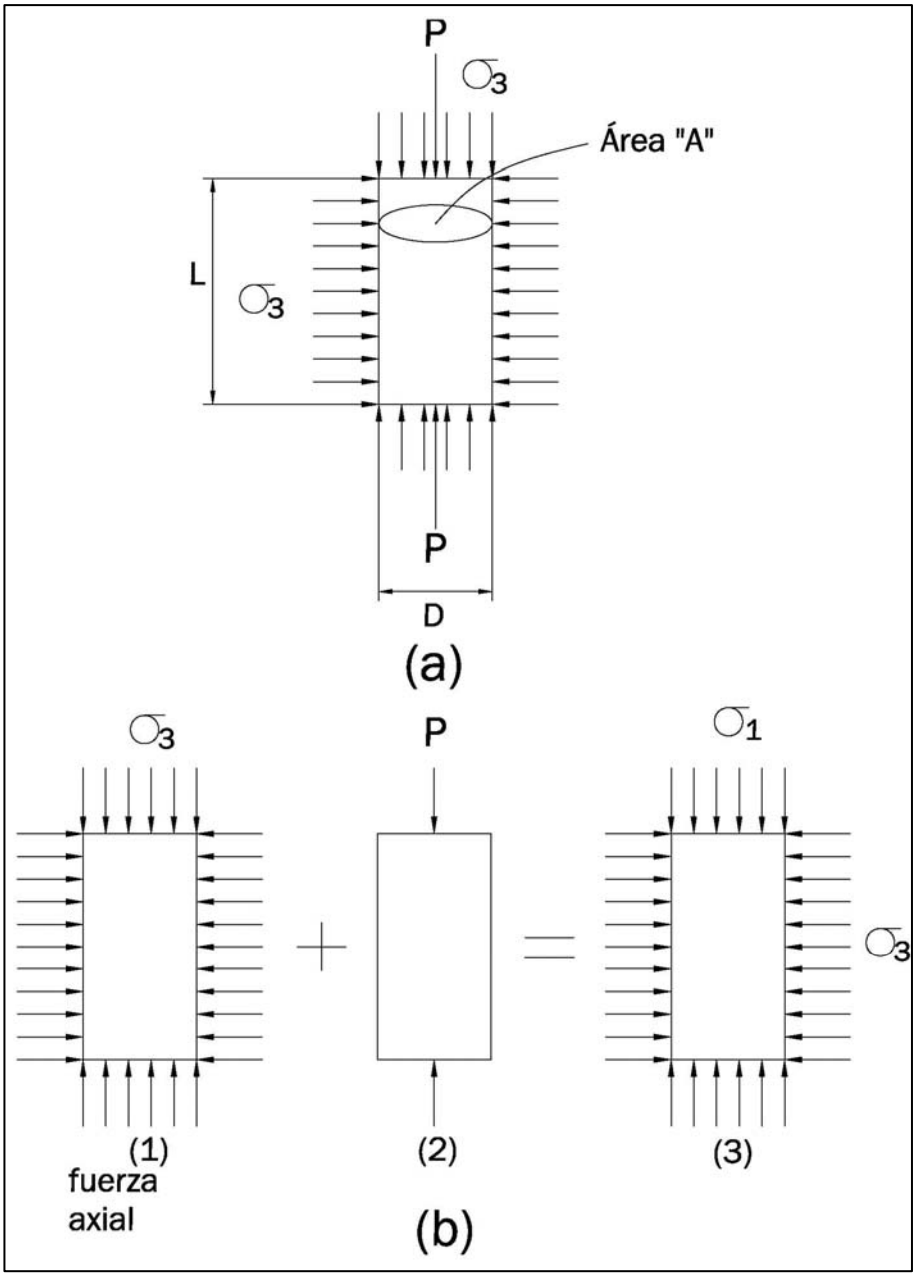
Donde:

$\sigma_1 - \sigma_3$ = esfuerzo desviador, en T/m^2

P = carga ejercida sobre el espécimen, determinada por la ecuación del anillo, en kg

$K = \frac{1-\varepsilon_r}{A_o} x10$ = recíproco del área transversal corregida del espécimen y factor de conversión de kg/cm^2 a T/m^2

Figura 50. Representación gráfica del esfuerzo desviador



(a) Espécimen cilíndrico, sujeto a compresión triaxial

(b) Aplicación de cargas separadas en dos componentes

Fuente: http://www.ucn.cl/FacultadesInstitutos/laboratorio/difM9.htm

2.3 Determinación de los parámetros de resistencia al corte

2.3.1 Ensayo de compresión triaxial

AASHTO T296-05: Standard Method of Test for Unconsolidated, Undrained Compressive Strength of Cohesive Soils in Triaxial Compression
ASTM D2850-03a: Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils
T297-94: Standard Method of Test for Consolidated, Undrained Triaxial Compression
D4767-02: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils

Son las pruebas que más se utilizan en la actualidad para determinar los parámetros de resistencia al corte de los suelos. Debido a que el suelo es un material tan complejo, ninguna prueba bastará por si sola para estudiar todos los aspectos importantes del comportamiento esfuerzo-deformación. El ensayo triaxial constituye el método más versátil en el estudio de las propiedades esfuerzo-deformación. Con este ensayo es posible obtener una gran variedad de estados reales de carga. Esta prueba es la más común para determinar las propiedades esfuerzo – deformación.

Este ensayo se realiza sobre muestras inalteradas de suelo de forma cilíndrica con relación uno a dos y sometida a una presión de confinamiento en todas sus caras (fuerzas compresivas que actúa en tres direcciones en ángulos rectos entre si).

A continuación se incrementa el esfuerzo axial hasta que el espécimen llega a la falla. Como no existen esfuerzos tangenciales sobre las caras espécimen cilíndrico, el esfuerzo axial y la presión de confinamiento son los esfuerzos principal mayor y principal menor respectivamente. Al incremento del esfuerzo axial se denomina esfuerzo desviador, uno en la dirección longitudinal y los otros dos en dirección lateral. En una prueba de compresión triaxial la falla ocurre debido al corte, por ello es necesario considerar la relación entre la resistencia al corte y la tensión normal que actúa sobre cualquier plano dentro del cuerpo a compresión. Muchos de los problemas de Mecánica de Suelos son considerados en dos dimensiones y sólo son usadas las tensiones principales mayor y menor, por lo que a la influencia de la tensión principal intermedia se le resta importancia. Este ensayo permite determinar las tensiones y deformaciones de probetas de suelo al variar los esfuerzos que actúan, obteniendo la cohesión C y ángulo de fricción interna Φ.

Entre las ventajas del ensayo de compresión triaxial tenemos:

a) Control de las condiciones de consolidación y drenaje.
b) Control de la presión de confinamiento.
c) Control de la presión de poros.
d) Permite medición de cambios de volumen.
e) Puede monitorearse el estado de tensiones durante el ensayo.
f) Se puede realizar tanto en suelos cohesivos como granulares.
g) Puede reproducirse un estado de tensiones similar al que tiene el suelo en la naturaleza.
h) Cuando la cámara se modifica apropiadamente es posible simular condiciones iniciales isotrópicas o anisotrópicas.

Las desventajas son del tipo operativo, ya que el equipo y el ensayo en sí es bastante complejo y obliga a extremar los cuidados durante todas las etapas de ensayo. Se distinguen tres tipos de ensayos triaxiales:

1. **No consolidado – no drenado:** o no consolidado rápido, denominado **UU** (*unconsolidated – undrained*), **R** (rápido) o **Q** (quick).

2. **Consolidado – no drenado**: o consolidado rápido que puede ser con o sin medición de la presión de poros. Denominado **CU** (*consolidated – undrained*) o **RC** (consolidado rápido). Cuando durante la ejecución del ensayo es posible la medición del exceso de presión de poros, se pueden determinar los parámetros de resistencia del suelo tanto en términos totales como efectivos.

3. **Consolidado – drenado:** o lento, denominado **CD** (consolidated – drained), **L** (lento) o **S** (*slow*), permite determinar los parámetros efectivos de resistencia al corte.

En todos los casos, el ensayo consiste en aislar una muestra de suelo inalterada o remoldeada a una densidad prefijada, en una membrana de goma fina dentro de una cámara de compresión. La cámara se llena con agua que le imprime al espécimen la presión deseada que constituyen los esfuerzos principales de confinamiento. Este proceso puede hacerse en condiciones drenadas o de drenaje impedido. La carga vertical o esfuerzo desviador se aplica, mediante un vástago que penetra en la cámara y actúa sobre el suelo a través de un plato de carga.

La preparación de la probeta requiere el máximo cuidado, las dimensiones usuales son 2.5 plg de diámetro y cinco pulgadas de altura aunque pueden ser mayores si se trata de materiales granulares. En general, se trata de mantener una relación mínima de dos entre la altura y el diámetro de la probeta, para minimizar efectos de borde. Debe tenerse la precaución de eliminar el aire que pueda existir entre la membrana y la probeta. Una vez armado el conjunto de base, el cabezal inferior, probeta, cabezal superior y membrana, se coloca la cámara de lucita y la tapa que se ajusta cuidadosamente. El vástago transmite la presión vertical. Se llena la cámara de agua (puede ser agua, aceite o glicerina) eliminando todas las burbujas de aire y se coloca la cámara triaxial en la prensa conectándose los deformómetros que medirán las deformaciones $\Delta\varepsilon$ y la carga que es transmitida al anillo.

La prueba triaxial se puede desarrollar en tres modalidades:

a) Aumentando el esfuerzo principal mayor σ_1 y manteniendo el esfuerzo principal menor σ_3 constante.
b) Conservando el esfuerzo principal mayor σ_1 constante y disminuyendo el esfuerzo principal menor σ_3.
c) Aumentando el esfuerzo principal mayor σ_1 y disminuyendo gradualmente el esfuerzo principal menor σ_3, de manera simultanea.

El estado de esfuerzos de un espécimen sometido a una prueba de compresión triaxial se puede analizar usando el círculo de *Mohr*. La resistencia a esfuerzo cortante, sobre todo en suelos cohesivos es variable y depende de diversos factores circunstanciales.

Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sujeto en la obra que se trate, será necesario tomar en cuenta cada uno de esos factores tratando de reproducir las condiciones en cada caso particular, esto no es práctico. Se han reproducido aquellas circunstancias más típicas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas que se refieren a comportamientos y circunstancias extremas, sus resultados pueden adaptarse al caso real, interpretándolo con un criterio sano con base en la experiencia. Las etapas de una prueba de compresión triaxial se dividen en: solicitación isotrópica y solicitación anisotrópica; las cuáles se describen como:

a) Primera etapa: se inicia con la aplicación de la presión de cámara, en caso de condiciones drenadas y no drenadas, lo que influirá si es consolidado o no.
b) Segunda etapa: carga, el espécimen se somete a esfuerzos cortantes induciendo esfuerzos principales diferentes entre sí. Esta etapa depende si es drenada o no drenada, aunque este proceso tiene sentido si se dreno en la primera etapa.

Tabla XXXI. Etapas de los diferentes tipos de ensayo triaxial

TIPO DE ENSAYO	ETAPA I		ETAPA II		Duración del ensayo
	Solicitación isotrópica		Solicitación anisotrópica		
	Drenaje	Gráficas	Drenaje	Gráficas	
UU	No	No	No	$(\sigma_1 - \sigma_3) = f(\varepsilon)$	Minutos
CU	Si	$\Delta V / V_0 = f(t)$	No	$(\sigma_1 - \sigma_3) + U = f(t)$	Depende del tipo de suelo
CD	Si	$\Delta V / V_0 = f(t)$	Si	$(\sigma_1 - \sigma_3) + \Delta V / V_0 = f(\varepsilon)$	Depende del tipo de suelo

Fuente: Braja M. Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones.** Pág. 58

Ventajas del ensayo de compresión triaxial:

a) El espécimen no es forzado a inducir la falla sobre una superficie determinada.
b) Consecuentemente, una prueba de compresión puede revelar una superficie débil relacionada a alguna característica natural de la estructura del suelo.
c) Las tensiones aplicadas en pruebas de compresión en laboratorio son una aproximación de aquellas que ocurren *in situ*.
d) Las tensiones aplicadas son los esfuerzos principales, ya que es posible realizar un estrecho control sobre las tensiones y las deformaciones.
e) Las condiciones de drenaje pueden ser controladas, ya que es posible una gran variedad de condiciones de prueba.

Limitaciones del ensayo de compresión triaxial:

a) En algunos casos, el tamaño de la arcilla contenida en la muestra puede tener importantes efectos sobre la resistencia medida.
b) Se deben confeccionar o tomar muestras de diámetros que representen adecuadamente grietas y discontinuidades en una muestra de suelo.

El criterio para la elección del ensayo triaxial más adecuado es tratar de reflejar en el laboratorio las condiciones a las que va a estar o está expuesto el suelo en la obra, se debe poner énfasis en analizar cuáles son las condiciones críticas del suelo durante la construcción o durante la vida útil de la obra.

Existen básicamente dos criterios para la determinación práctica de la resistencia al corte de los suelos:

2.3.1.1 Criterio de los esfuerzos totales

En este caso, se utilizan directamente los esfuerzos totales de los ensayos triaxiales, según el problema específico que se tenga. El criterio general es proyectar la estructura para las etapas críticas de su vida útil y aplicar un determinado tipo de ensayo triaxial, según las condiciones de la etapa crítica que se esté analizando. Por ejemplo, consideremos un edificio que será construido sobre un terreno arcilloso; según el proceso de consolidación, la resistencia al corte aumentará a medida que dicho proceso se desarrolle en el tiempo.

El proceso de consolidación será mucho más lento que la construcción del edificio, en consecuencia, la etapa crítica será el momento de finalizar la construcción. Aquí será el ensayo tipo UU el más representativo, es decir, una carga aplicada rápidamente sobre el suelo. Por el contrario, si el edificio anterior se construye sobre una capa de arcilla con abundantes estratos de arena que proporcione un drenaje rápido y eficiente, el ensayo tipo CU o tipo CD serían los adecuados.

Si se está verificando la estabilidad de un terraplén ya construido, luego de un tiempo considerable, evidentemente el ensayo tipo CD sería el que mejor represente las condiciones de la obra.

Pero si estamos proyectando un terraplén que se va a construir rápidamente sobre un estrato de suelo arcilloso, debido al efecto favorable del proceso de consolidación sobre la resistencia al corte, será crítico el momento en que se termina el terraplén, antes de que se lleve a cabo el proceso de consolidación. En este caso el ensayo tipo UU es el más adecuado.

Por lo tanto, considerando lo expuesto en el inciso 2.2 (Teoría de ruptura de *Mohr-Coulomb*) y especialmente en el inciso 2.2.1 (Círculo de *Mohr*), que describe el esfuerzo principal menor σ_3 y el esfuerzo principal mayor σ_1 para dibujar el círculo *Mohr* bajo esfuerzos totales. Si se incluye el valor del esfuerzo desviador en las ecuaciones del círculo de *Mohr*, tenemos:

$$\sigma = \sigma_1 - \sigma_3 \text{, por lo tanto,}$$

$$\sigma_1 = \sigma + \sigma_3$$

Calcular el esfuerzo desviador en rotura, el cual es el centro del círculo de *Mohr* medido desde el origen O; en función del esfuerzo desviador σ y la presión de confinamiento σ_3. De la Figura 49, se observa que el centro se puede representar como:

$$C = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} + \sigma_3$$

$$C = \frac{2\sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)}{2},$$

Sustituyendo el esfuerzo desviador, se obtiene el esfuerzo desviador en rotura $q_{máx}$:

$$q_{máx} = \frac{\sigma + 2\sigma_3}{2}$$

2.3.1.2 Criterio de los esfuerzos efectivos

Según este criterio, permite obtener la resistencia verdadera al corte del suelo, se debe utilizar el ángulo de fricción obtenido en el ensayo triaxial CD (lento), sin embargo esta es una prueba que requiere mucho tiempo, que en la práctica resulta bastante compleja de ejecutar por razones operativas y económicas. En estos casos puede utilizarse el ensayo tipo CU, midiendo las presiones de poros en el instante de falla, con lo cual, conocido el esfuerzo desviador total, se puede calcular el esfuerzo efectivo en el momento de la falla.

Una vez obtenida directamente o estimada indirectamente la envolvente de falla, para realizar el análisis de los esfuerzos efectivos en una obra por ejemplo, una presa de tierra, debemos conocer las presiones de poros en la estructura a lo largo de la supuesta línea de falla de la presa, esto se hace muy complejo de medir, por lo tanto, el criterio de los esfuerzos efectivos resulta muchas veces difícil de aplicar en la práctica, si bien, teóricamente es el método más exacto.

Considere un esfuerzo vertical en un punto A situado a una profundidad h_1 + h_2 debajo de la superficie del terreno, como se muestra en la Figura 51. El esfuerzo vertical total σ en A es:

$$\sigma = h_1\gamma + h_2\gamma_{sat}$$

donde γ y γ_{sat} son los pesos específicos del suelo arriba y abajo del nivel freático, respectivamente.

El esfuerzo total es soportado parcialmente por el agua de poro en los espacios de vacíos y otra parte por los sólidos del suelo en sus puntos de contacto. Por ejemplo, considere un plano ondulado AB trazado por el punto A (Figura 51) que pasa por los puntos de contacto de los granos del suelo. La vista en planta de esta sección se muestra en la Figura 51-b. Los pequeños puntos en la Figura 51-b representan las área en que hay contacto sólido. Si las sumas de esas áreas es igual a A', el área ocupada por el agua es igual a XY – A. La fuerza tomada por el agua de poro en el área mostrada en la Figura 51-b entonces es:

$$F_W = (XY - A')u$$

donde *u* es la presión del agua de poro igual a $\gamma_w h_2$. Sean ahora F_1, F_2, …, las fuerzas en los puntos de contacto de los sólidos del suelo como se muestra en la Figura 51-a. La suma de las componentes verticales de esas fuerzas sobre un área horizontal XY es:

$$F_S = \Sigma F_{1(v)} + \Sigma F_{2(v)} + \ldots$$

donde $F_{1(V)}$, $F_{2(V)}$, … son componentes verticales de las fuerzas F_1, F_2, …, respectivamente. Con base en los principios de estática,

$$(\sigma)XY = F_W + F_S$$

$$(\sigma)XY = (XY - A')u + F_S$$

Y entonces:

$$\sigma = (1-a)u + \sigma'$$

Donde:

$a = A'/XY$ = fracción del área unitaria transversal ocupada por el contacto sólido a sólido

$\sigma' = F_S/(XY)$ = componente vertical de las fuerzas en los puntos de contacto sólido a sólido sobre un área transversal unitaria

El término σ' en la ecuación anterior, se denomina como esfuerzo efectivo vertical. La cantidad a en la ecuación es muy pequeña. Entonces:

$$\sigma = \sigma' + u \ ,$$

note que el esfuerzo efectivo es una cantidad derivada. Además, como σ' está relacionado con el contacto entre los sólidos del suelo, sus cambios inducirán variaciones de volumen. También es responsable de producir resistencia friccional en suelos y rocas. Para suelos secos, $u = 0$; por consiguiente, σ = σ'. Para el problema en consideración en la Figura 51-a, $u = h_2\gamma_W$ (γ_W = peso específico del agua). El esfuerzo efectivo en el punto A es entonces:

$$\sigma' = \sigma - u = (h_1\gamma + h_2\gamma_{sat}) - h_2\gamma_W$$

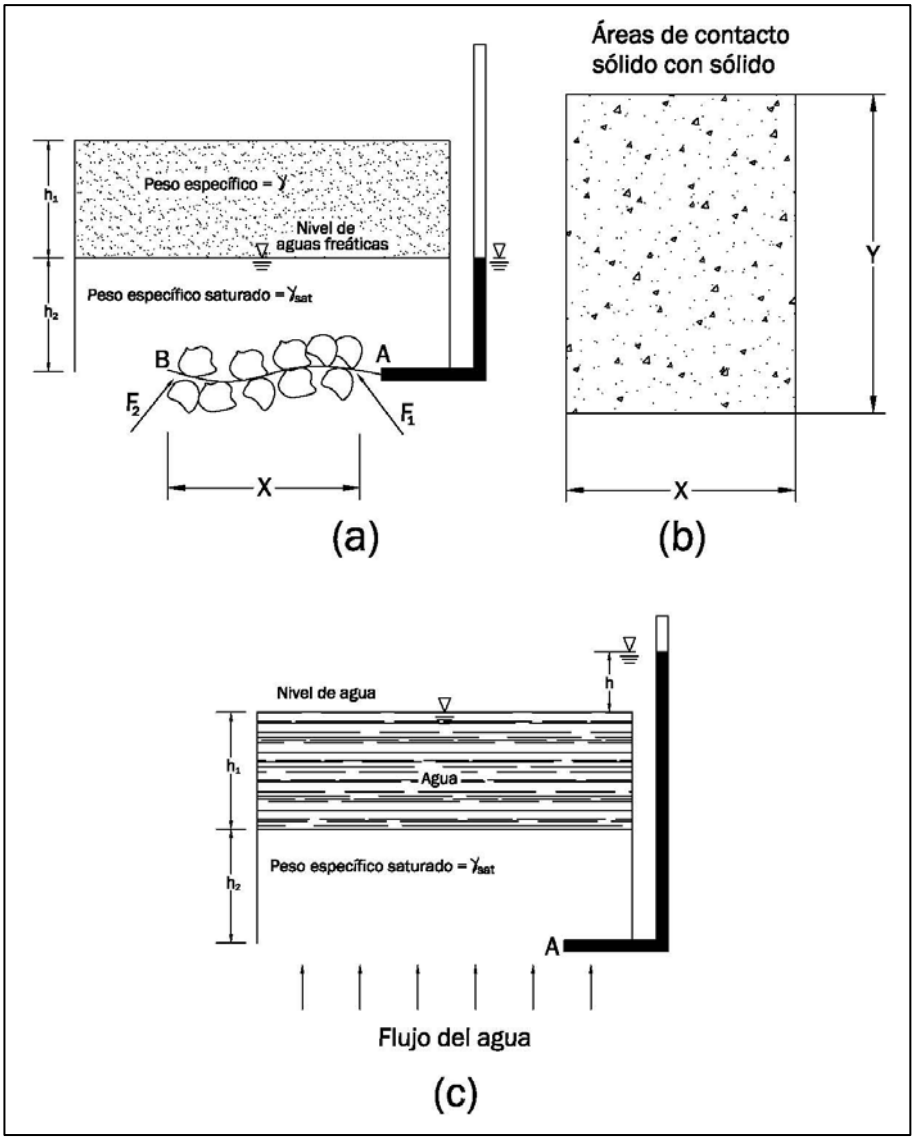
$$\sigma' = h_1\gamma + h_2(\gamma_{sat} - \gamma_W) = h_1\gamma + h_2\gamma'$$

Donde:

γ' = peso específico efectivo o peso sumergido del suelo

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_W$$

Figura 51. Cálculo del esfuerzo efectivo



Fuente: Braja M. Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones.** Pág. 32

Lo anterior muestra que es posible establecer los valores de los esfuerzos efectivos en ensayos de compresión triaxial; especialmente para las pruebas consolidada – no drenada y consolidada – drenada.

En estas pruebas es indispensable establecer los valores de los esfuerzos efectivos, debido a que se permite la consolidación del espécimen. Por lo que se denota, tanto el esfuerzo principal menor σ_3 y el esfuerzo principal mayor σ_1, en función del esfuerzo principal efectivo y la presión de poro.

$$\sigma_3 = \sigma'_3 + u$$

$$\sigma_1 = \sigma'_1 + u$$

Despejando los esfuerzos principales efectivos:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u$$

Entonces, si el esfuerzo desviador se define como:

$\sigma = \sigma_1 - \sigma_3$, tenemos

$$\sigma = (\sigma'_1 + u) - (\sigma'_3 + u)$$

$$\sigma = \sigma'_1 + u - \sigma'_3 - u$$

Por lo tanto, el esfuerzo desviador en función de los esfuerzos principales efectivos se denota como:

$$\sigma = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

A partir de estas deducciones, es posible determinar el esfuerzo desviador en rotura efectivo $q'_{máx}$, el cual representa el centro del círculo de *Mohr* medido desde el origen O; en función del esfuerzo desviador σ y el esfuerzo principal menor efectivo σ'_3.

$$C' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} + \sigma'_3$$

$$C' = \frac{2\sigma'_3 + (\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2},$$

Sustituyendo el esfuerzo desviador se obtiene el esfuerzo desviador en rotura efectivo $q'_{máx}$:

$$q'_{máx} = \frac{\sigma + 2\sigma'_3}{2}$$

2.3.1.3 Parámetros de presión intersticial

Además de determinar los parámetros de resistencia al corte de un suelo, el ensayo triaxial también puede utilizarse para obtener datos destinados a predecir el exceso de presión intersticial inicial que se produce en una masa de suelo cuando ocurre un cambio en las condiciones de esfuerzos totales. Tales predicciones son necesarias conjuntamente con los análisis de estabilidad en esfuerzos efectivos y se hacen mediante los parámetros de presión intersticial que se determinan experimentalmente.

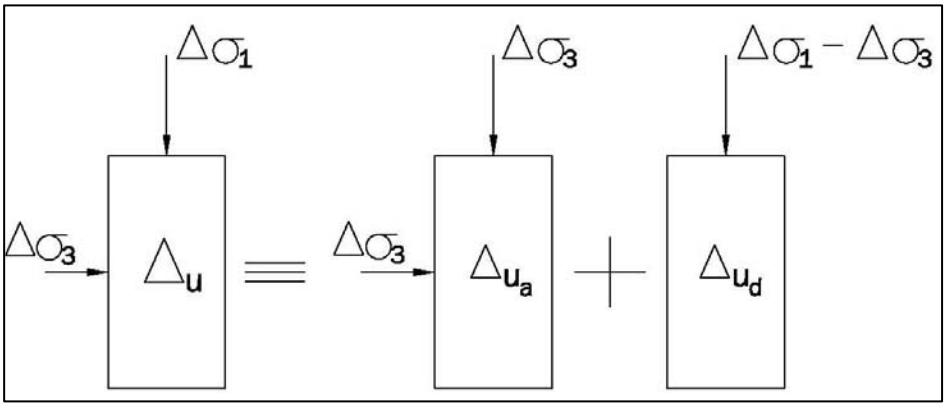
Para introducir la idea de los parámetros de presión intersticial, es bueno considerar el elemento de suelo como se muestra en la Figura 52, donde el elemento se somete a una carga triaxial en la cual $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3$. Es posible considerar que este estado de esfuerzos se compone de una cambio de esfuerzos isotrópico $\Delta\sigma_3$ más un cambio uniaxial del desviador de esfuerzo $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$.

Este, por supuesto, es el estado de esfuerzos que se impone en el ensayo triaxial y es claro que el exceso de presión intersticial que se genera al interior del elemento resulta, en primer lugar, del cambio en el esfuerzo isotrópico que reina alrededor del elemento y, en segundo lugar, del cambio del esfuerzo desviador. Si Δu_a significa el exceso de presión intersticial inducido en el elemento por la aplicación de $\Delta\sigma_3$ y Δu_d aquel que induce $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$ entonces si se supone que estas presiones intersticiales están relacionadas linealmente con los esfuerzos aplicados puede escribirse:

$$\Delta u_a = B\Delta\sigma_3$$

$$\Delta u_d = \bar{A}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

Figura 52. Parámetros de presión intersticial



Fuente: Peter Berry y David Reid. **Mecánica de suelos.** Pág 198

Donde B y Ã son los parámetros de presión intersticial que se determinan experimentalmente. Si Δu significa el exceso de presión intersticial total en el elemento, entonces si se aplica el principio de superposición, tenemos:

$\Delta u = \Delta u_a + \Delta u_d$, entonces:

$$\Delta u = B\Delta\sigma_3 + \overline{\mathrm{A}}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

Este problema fue estudiado por Skempton (1954) quién obtuvo:

$$\Delta u = B\left[\Delta\sigma_3 + \mathrm{A}\left(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3\right)\right]$$

Donde AB remplaza a Ã. Los parámetros de presión intersticial se obtienen con un ensayo de compresión triaxial. El parámetro B se determina midiendo el incremento de presión intersticial que resulta del incremento de la presión de cámara y varia desde uno en los suelos completamente saturados hasta cero en los suelos secos. El parámetro Ã y por consiguiente A, se determinan midiendo la presión intersticial que induce en la muestra la aplicación del desviador de esfuerzos.

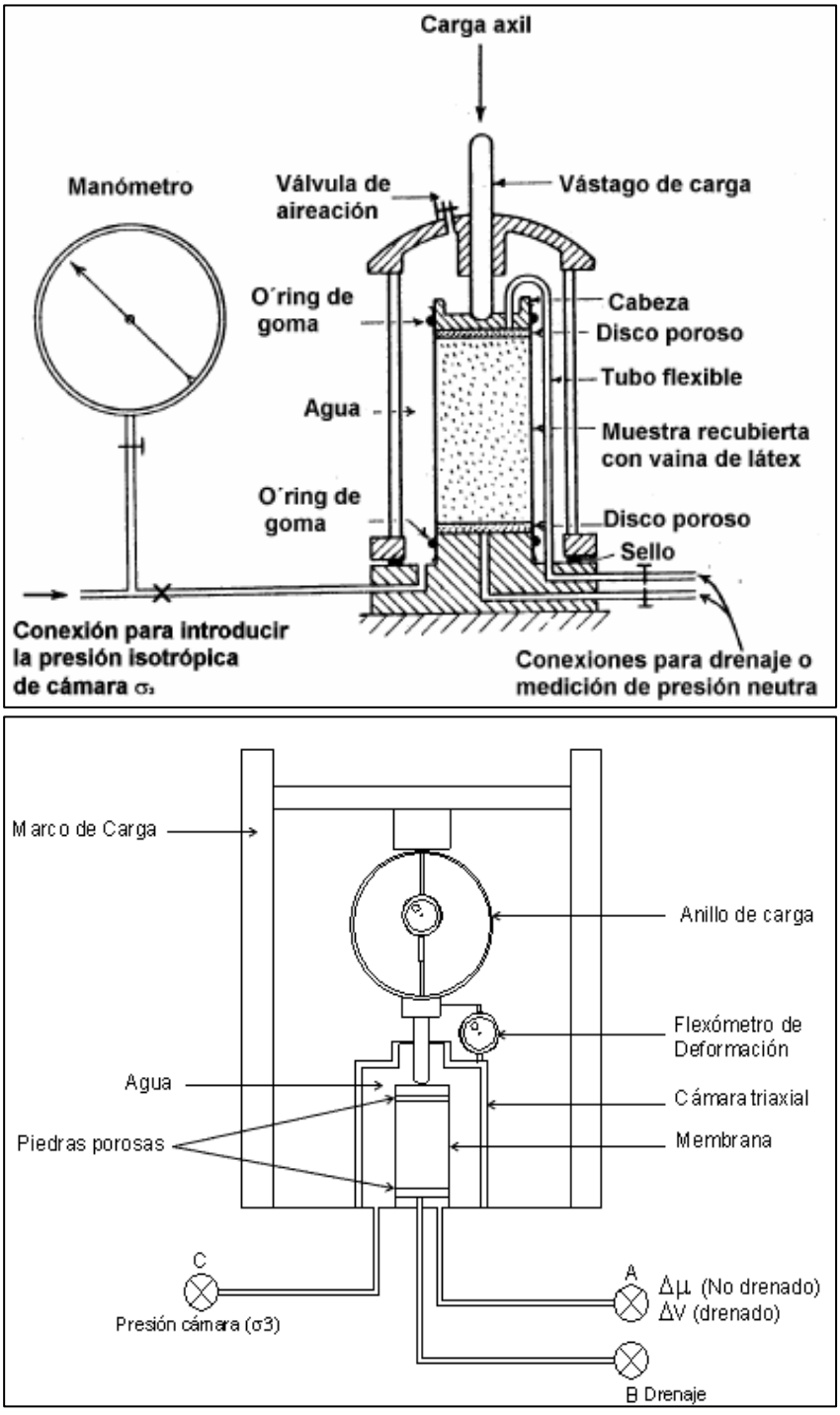
El valor A depende del estado de esfuerzos de consolidación inicial (que puede ser isotrópico o anisotrópico), de la historia de esfuerzos (que está dada por el grado de preconsolidación), de la proporción del esfuerzo de falla aplicado (es decir, la deformación del espécimen) y del tipo de cambio de esfuerzos (que puede ser en carga o en descarga).

Tabla XXXII. Valores del parámetro de presión intersticial A en la falla A_f

Tipo de suelo	A_f
Arcilla sensible	1.5 – 2.5
Arcilla normalmente consolidada	0.7 – 1.3
Arcilla ligeramente preconsolidada	0.3 – 0.7
Arcilla fuertemente preconsolidada	-0.5 – 0.0

Fuente: Peter Berry y David Reid. **Mecánica de suelos.** Pág 199

Figura 53. Diagrama esquemático del equipo de compresión triaxial



Fuente: Braja M. Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones.** Pág. 58

2.3.1.4 Preparación de la probeta

Existen dos tipos de probetas que se ensayan en esta prueba:

1. Las inalteradas: suelos arcillosos con presencia de limo y arena. Estas muestras se extraen de un pozo a cielo abierto a la profundidad de un metro como mínimo de la cimentación.

    - De la muestra inalterada obtenida en el campo, se cortan prismas de un tamaño tal que se puedan obtener probetas cilíndricas de 2.5 plg de diámetro por cinco pulgadas de altura; esto se logra utilizando un cuchillo.

Nota: En este paso no es necesario cortar un prisma con las dimensiones de la probeta. Es recomendable que el prisma sea de por lo menos 1.5 veces mayor a las dimensiones de la probeta.

- Colocar el prisma en el equipo para moldear la muestra (tallador) hasta lograr una probeta cilíndrica de 2.5 plg de diámetro.

- Se saca la probeta del tallador y se coloca en el enrasador para darle la altura indicada.

2. Las remoldeadas: esta muestra es básicamente material arenoso que se extrae ya sea del pozo a cielo abierto o de la propia superficie del suelo. Se debe hacer la probeta de esta forma debido a la carencia de cohesión entre las partículas de mismo.

- Se toman de dos a tres kilogramos de material el cual ya se ha preparado, deshaciendo los grumos y pasándolo por el tamiz No. 4; se coloca en una charola de lámina, con su respectiva identificación.

- Se vuelven a deshacer los grumos del material que pasaron por la malla No. 4 con un trozo de madera, evitando romper los granos de arena.

- Con el material obtenido, se realiza el ensayo para determinar el peso específico del material (inciso 1.7).

- Conociendo el peso específico de los sólidos, se determina el peso de material que ser requiere para llenar el enrasador; de la siguiente manera:

$$W = V\gamma_S$$

Donde:

W = peso del material para llenar el enrasador.

V = volumen del enrasador, aproximadamente igual a 402.2 cm^3

γ_s = peso específico del suelo.

- Se compacta el suelo en cinco capas diferentes en el enrasador sujeto con abrazaderas, con un trozo de madera cilíndrico con igual dimensiones que la probeta 2.5 x 5 plg; y un martinete de 10 lb a una altura de caída de seis pulgadas. Dejar unos cinco centímetros por arriba de la marca de cinco pulgadas para tallar el espécimen luego de terminada la compactación.

- Para lograr probetas de distintas densidades se hace variar el número de golpes por capa.

Nota: Obtenida la probeta de ensayo, de cualquiera de las formas expuestas se procede a pesar dicha probeta para la determinación de sus propiedades: diámetro, altura, área, volumen, humedad, densidad húmeda y densidad seca; ésta última se obtiene ingresando al horno la probeta después de realizado el ensayo.

2.3.1.5 Velocidad de deformación

La velocidad de aplicación de carga axial, puede controlarse de dos formas: a esfuerzo controlado o a deformación controlada. El equipo del Centro de Investigaciones de Ingeniería, es del tipo de deformación controlada y la velocidad de deformación se fija tomando en cuenta los siguientes factores:

a) Debe ser suficientemente lenta para disipar las presiones hidrostáticas que puedan generarse.
b) Suficientemente lenta para facilitar las lecturas de los micrómetros de deformación y carga.
c) No tan lenta como para retardar excesivamente el ensayo.

Con este criterio, se tiene que la velocidad más aceptables es del orden de 0.02 plg/min. Las lecturas de esfuerzo axial, se realizan a intervalos de deformación de 0.025 plg, que corresponde a una deformación unitaria del 0.5%.

2.3.1.6 Equipo a utilizar

- Máquina de compresión triaxial, con deformación unitaria controlada y panel de control maestro (tablero de comando).
- Cámara triaxial, constituida de cilindro de lucita de 35 cm de diámetro y unos 7 mm de espesor de su pared. Las bases de la cámara están conformadas por dos placas circulares las que quedaran solidarias al cilindro, por medio de sellos de goma y piezas de ajuste. La pieza base inferior es de acero inoxidable para poder resistir los ensayes. La cámara con las anteriores dimensiones resiste presiones internas de 7 kg/cm^2.
- Piedras porosas.
- Bomba de vacíos y fuente de presión de aire.
- Equipo para moldear el espécimen (tallador)
- Enrasador, para darle la altura indicada al espécimen.
- Calibradores.
- Deformímetros o micrómetros análogos o digitales
- Membrana de látex, para aislar el espécimen
- Bandas de caucho para ajustar la membrana de látex. Se requiere que el espécimen esté enfundado en membranas flexibles, resistentes e impermeables para no alterar sus propiedades.

Nota: La transmisión de carga hacia el espécimen se logra mediante el movimiento ascendente de la sección superior de la cámara, la cual entra en contacto con el vástago del anillo de carga. Un micrómetro medirá las deformaciones que tengan lugar en el anillo, las cuáles, a través de la ecuación del anillo se proporcionan las cargas actuantes correspondientes. Para aplicar la presión de cámara en torno al espécimen, el agua es el fluido ideal, ya que este no ataca a la membrana de látex.

Figura 54. Máquina de compresión triaxial

Fuente: Humboldt. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 64

Figura 55. Panel de control maestro

Fuente: Humboldt. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 66

Figura 56. Cámara triaxial cilíndrica de lucita

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.**

Pág. 12

Figura 57. Equipo para moldear el espécimen (tallador)

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.**

Pág. 13

Figura 58. Enrasador y equipo, para colocar la membrana de látex

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 13

Figura 59. Membrana flexible de látex y piedras porosas

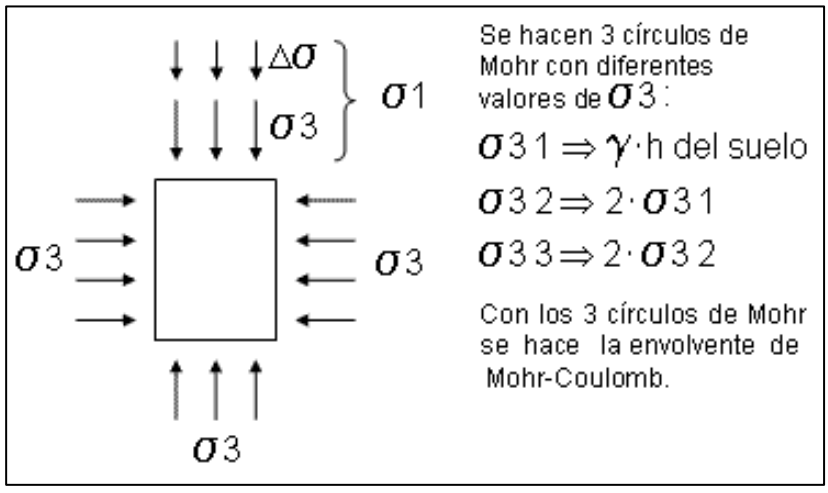
Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 13

2.3.1.7 Prueba no consolidada – no drenada (UU)

2.3.1.7.1 Descripción del ensayo

Durante la ejecución de este ensayo no se permite la consolidación del espécimen. De la Figura 53, la válvula B permanece cerrada durante todo el ensayo; tanto en la etapa de consolidación durante la aplicación del esfuerzo principal menor como en la etapa de carga. Se fija el valor de la presión de confinamiento σ_3 dentro del rango de presiones que actúan en el terreno natural y antes de comenzar el ensayo se cierran las llaves de drenaje. Se aplican cargas axiales lentamente y se van tomando las lecturas de Δl y de ΔF cada 0.25 mm de deformación hasta la rotura, que se manifiesta por el descenso de las cargas o cuando la fuerza de compresión se mantiene constante o cuando la probeta se deforma hasta un 20% aproximadamente.

Figura 60. Estado de esfuerzos, para un ensayo triaxial tipo UU



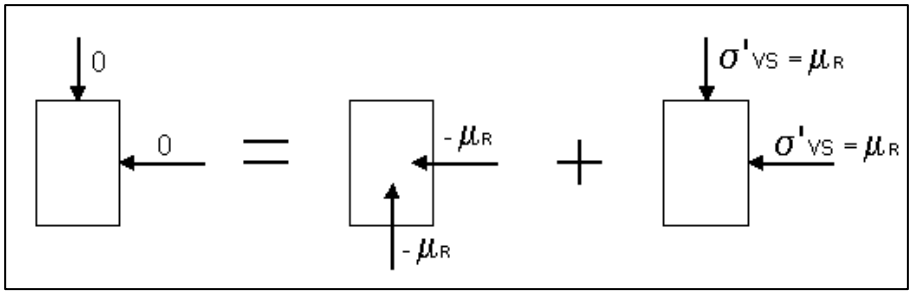
Fuente: http://ftp.eia.edu.co/Sitios%20Web/suelos/suelos2/enstriax.htm

La presión axial de rotura es σ_1, con ese valor y con σ_3 se trazan tres círculos con diferentes valores del esfuerzo principal menor, siempre procurando que en cada ensayo se duplique la presión de cámara inmediatamente anterior. Se efectúan las determinaciones con otras probetas para otros valores de σ_3 obteniendo las respectivas tensiones σ_1. Con estos tres círculos se traza la envolvente *Mohr-Coulomb*, la cual determina la línea de rotura.

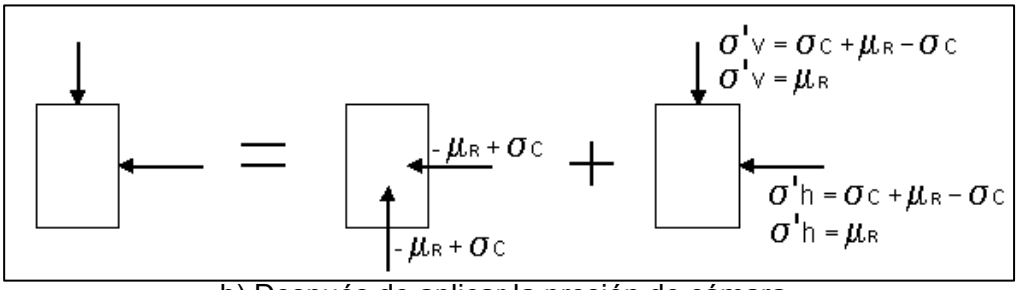
El proceso de ensayo es muy simple: en primer lugar se aplica la presión de cámara con las válvulas cerradas y rápidamente se aplica la carga axial. La desventaja de este tipo de triaxial es que no se pueden determinar los esfuerzos efectivos, ya que al hacerse rápidamente y no permitirse el drenaje, el incremento de esfuerzo es asumido por el agua. La única forma de obtener parámetros efectivos con este ensayo es garantizando que el espécimen de ensayo esté completamente saturado.

Los parámetros de resistencia al corte son aptos para condición no drenada en arcillas, en otros casos se pueden emplear para análisis mediante esfuerzos totales, pero los resultados no son confiables, todo depende del buen juicio del ingeniero.

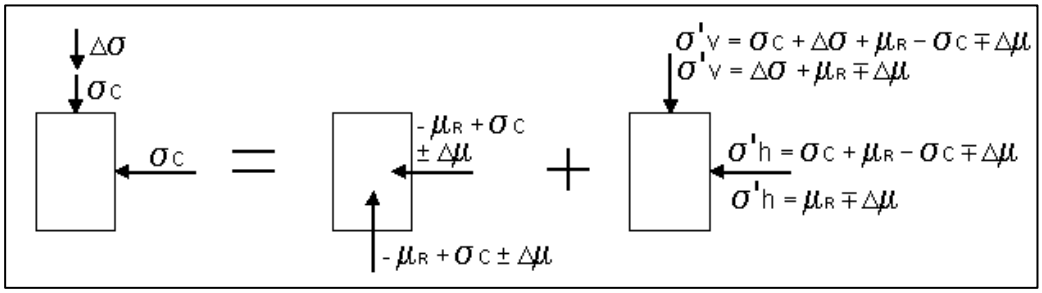
Figura 61. Distribución de esfuerzos durante un ensayo triaxial tipo UU



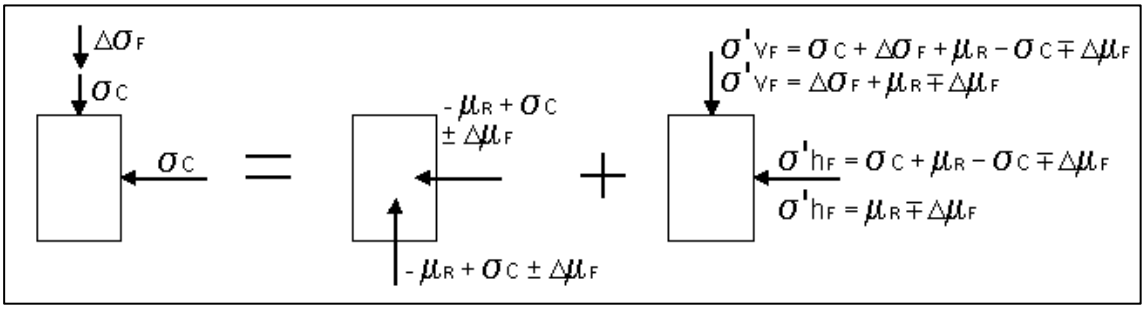
a) Después del muestreo (antes de aplicar σ_3)



b) Después de aplicar la presión de cámara



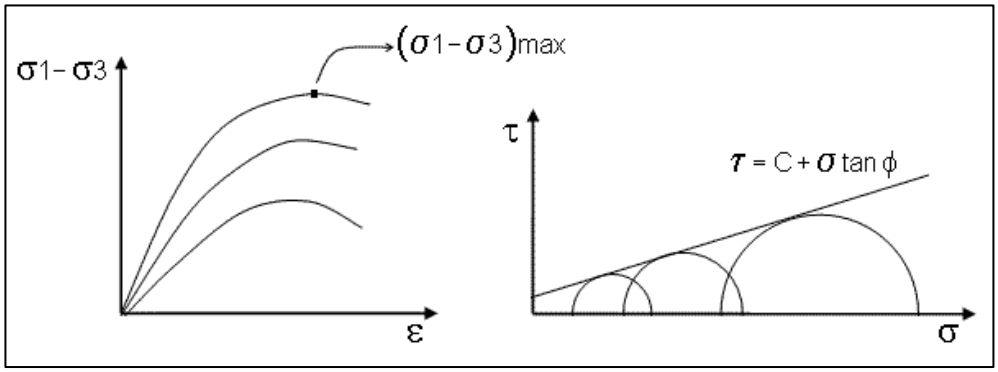
c) Durante la aplicación del esfuerzo vertical



d) En el momento de la falla

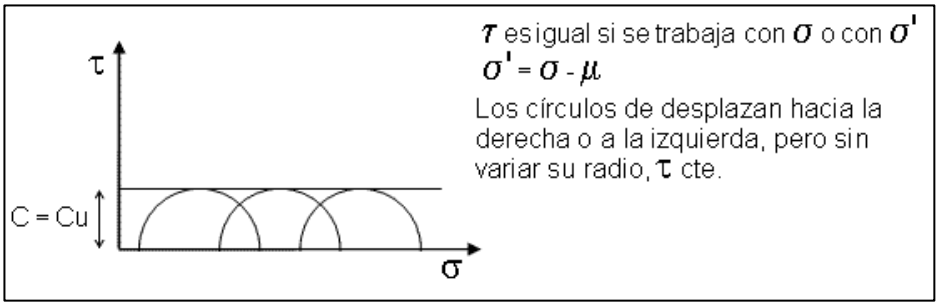
Fuente: http://ftp.eia.edu.co/Sitios%20Web/suelos/suelos2/enstriax.htm

Figura 62. Representación gráfica de los resultados de un ensayo triaxial tipo UU



Fuente: http://ftp.eia.edu.co/Sitios%20Web/suelos/suelos2/enstriax.htm

Figura 63. Representación gráfica de los resultados de un ensayo triaxial tipo UU, si se tiene una arcilla saturada



Fuente: http://ftp.eia.edu.co/Sitios%20Web/suelos/suelos2/enstriax.htm

2.3.1.7.2 Procedimiento para realizar la prueba

1. Una vez obtenida la probeta (inalterada o remoldeada), se pesa (PNH) y se coloca cuidadosamente en posición sobre una placa de lucita o de vidrio, para medir la altura (h) y el diámetro (d) con un calibrador vernier, que aproxime a 0.01 cm y se anotan los valores.

2. Sobre la base inferior de la cámara triaxial, se coloca un disco de lucita de una pulgada de espesor y sobre este se coloca una piedra porosa. Todo el conjunto sirve de base para colocar la probeta en posición vertical.

3. Se coloca la membrana de látex en la parte interior del aparato de colocación y dos ligas en la parte exterior. Este conjunto se coloca sobre la probeta, deslizando la funda y colocando las ligas en la membrana cubriendo la probeta. El extremo inferior de la membrana látex se sujeta sobre la base que contiene la piedra porosa y el disco de lucita.

4. Se verifica que la probeta esté centrada, se coloca la cámara triaxial haciendo coincidir tornillos de ajuste con sus respectivos agujeros. Teniendo precaución de levantar el vástago para no tocar la probeta.

5. Se cierra herméticamente la cámara, ajustando las tuercas a los tornillos de que está provista, procurando que las dos bases queden paralelas y pueda coincidir el centro del balero que está alojado en el cabezal con la espiga del vástago que trasmite la carga axial.

6. Se coloca el micrómetro en el soporte de la cámara y apoyado sobre el marco, procurando que quede en posición vertical.

7. Se llena la cámara de agua, hasta que no exista aire. Se aplica la presión lateral con la cual se va a ensayar el espécimen. Considerando que todas las llaves del dispositivo para compresión triaxial, estén cerradas.

Nota: En el laboratorio se aplica la presión lateral a tres estados de esfuerzo: 5, 10 y 20 T/m^2, aplicados en ese orden.

8. Una vez dada la presión lateral a la cual se va a ensayar el espécimen (5 T/m^2), los micrómetros se colocan en cero tanto el del anillo como el de la probeta. En el registro se anota las lecturas iniciales del anillo y del micrómetro en sus correspondientes columnas.

9. En el control de marcha, se fija la velocidad de ruptura a la cual se va a someter el espécimen durante el ensayo y la cual generalmente, es de 1.27 mm/min (0.05 plg/min).

10. Se pone en marcha el dispositivo eléctrico que elimina la fricción del vástago y el mecanismo de carga, tomando lecturas simultáneas tanto del anillo como la probeta, con la frecuencia que sea necesaria.

11. Las lecturas deben suspenderse cuando la carga, después de haber llegado a un máximo, empieza a decrecer (materiales arenosos) o bien cuando la deformación corresponda a un 20% con respecto a la altura inicial (materiales plásticos). Cuando esto ocurre, se detiene el dispositivo eléctrico y se procede a incrementar la presión lateral o sea 10 T/m^2 y se realizan de nuevo los pasos ocho y nueve hasta llegar al esfuerzo de 20 T/m^2 y consecuentemente realizar los pasos ocho y nueve. En este momento se considera que el ensayo ha finalizado.

12. Se procede a desmontar el espécimen; para ello se lee nuevamente la presión lateral y se anota en el renglón "σ_3 = 20 T/m^2".

13. Se desliga el espécimen de las bases, se retira la funda y se pesa el espécimen, anotando el valor en el renglón "peso probeta húmeda + tara".

14. Se mide nuevamente su altura (h) y si la falla fue del tipo plástico, se determina la zona de falla tomando dos diámetros perpendiculares en tres planos horizontales, procurando que uno de ellos esté en la sección más deformada. Se hace el croquis del espécimen deformado.

15. Se introduce al horno a 110 ^{o}C, para su secado, durante 18 horas como mínimo; después se saca, esperar a que se enfríe y pesar; se anota en el renglón “peso probeta seca + tara”.

Nota: Este procedimiento se recomienda realizarlo en dos probetas como mínimo para definir la envolvente de *Mohr*, si dos probetas no son suficientes se probarán las que sean necesarias.

2.3.1.7.3 Ejemplo ilustrativo

El estudiante Jaime Giovanni Monzón, realizó el ensayo de compresión triaxial no consolidado – no drenado a una muestra inalterada de suelo; extraída a dos metros de profundidad desde la cimentación. La descripción del suelo es la siguiente: Limo arcilloso color café con partículas de grava.

1. Luego de obtenida la probeta (tallada o remoldeada), se obtiene su peso y la humedad del suelo contenido en la muestra inalterada.

Tabla XXXIII. Humedad de la muestra, para el ensayo triaxial tipo UU

Humedad		
Tarro	A-1	A-2
PBH	94.5 g	97.1 g
PBS	68.4 g	71.5 g
TARA	20.4 g	24.6 g
DIF	26.1 g	25.6 g
PNS	48 g	46.9 g
%H	54.38%	54.58%
%H promedio	54.48%	

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

Para la probeta tallada de 2.5 x 5 plg, tenemos:

$$PNH = 580.80g$$

$$Área = (\pi / 4)(2.5p\lg)^2 = 4.9088p\lg^2 = 31.67cm^2$$

$$Volumen = (área)(altura) = (4.9088p\lg^2)(5p\lg) = 24.54p\lg^3 = 402.5cm^3$$

2. Realizar el ensayo de compresión triaxial, colocando la lectura del micrómetro del anillo en la casilla de lectura de carga X para la deformación unitaria correspondiente.

Tabla XXXIV. Datos del ensayo de compresión triaxial no consolidado – no drenado (UU)

Presión de confinamiento σ_3 T/m^2	Lectura deform. 0.001"	Lectura carga X	ε %	F kg	Factor K	σ T/m^2	$q_{máx}$ T/m^2
	0	0	0.0	-8.34	0.316	-2.64	3.68
	5	6	0.1	0.48	0.315	0.15	5.08
	10	10	0.2	6.36	0.315	2.00	6.00
	15	12	0.3	9.30	0.315	2.93	6.46
	20	16	0.4	15.18	0.314	4.77	7.38
	25	20	0.5	21.06	0.314	6.61	8.31
	50	30	1.0	35.76	0.313	11.19	10.60
	75	33	1.5	40.17	0.311	12.49	11.25
	100	34	2.0	41.64	0.310	12.91	11.45
5	**125**	**35**	**2.5**	**43.11**	**0.308**	**13.28**	**11.64**
	150	48	3.0	62.22	0.306	19.04	19.52
	175	50	3.5	65.16	0.305	19.87	19.94
	200	52	4.0	68.10	0.303	20.63	20.32
	225	54	4.5	71.04	0.302	21.45	20.73
10	**250**	**54**	**5.0**	**71.04**	**0.300**	**21.31**	**20.66**
	275	73	5.5	98.97	0.299	29.59	34.80
	300	80	6.0	109.26	0.297	32.45	36.23
	325	83	6.5	113.67	0.295	33.53	36.77
	350	87	7.0	119.55	0.294	35.15	37.57
	375	91	7.5	125.43	0.292	36.63	38.31
	400	92	8.0	126.90	0.291	36.93	38.46
20	**425**	**93**	**8.5**	**128.37**	**0.289**	**37.10**	**38.55**

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

3. Determinar la deformación unitaria ε , en porcentaje

$$\varepsilon = \frac{(lectura - de - deformación)(0.001'')}{5''} x100$$

4. Determinar la carga transmitida F , por medio de la ecuación del anillo.

$$F = 1.47X - 8.34$$

Donde:

F = carga transmitida del espécimen al anillo de carga, en kg

X = lectura del micrómetro del anillo de carga.

1.47 y – 8.34= constantes del anillo de carga.

5. Determinar el valor del factor de corrección de área K

$$K = \frac{1 - \varepsilon_r}{A_o} x10$$

Donde:

ε_r = deformación unitaria, en decimales.

A_o = área de la probeta antes del ensayo = 31.67 cm^2.

6. Calcular el esfuerzo desviador σ

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (P)(K)$$

$$\sigma(T/m^2) = (C\,\mathrm{arg}\,a''F'')x(Factor''K'')$$

7. Después de realizado el ensayo, determinar la humedad, la densidad húmeda y la densidad seca de la probeta.

Tabla XXXV. Determinación del porcentaje de humedad, densidad húmeda y densidad seca, para el ensayo triaxial tipo UU

Probeta No. 1					
% H		Densidad húmeda		Densidad seca	
PNH	580.8 g	PNH	580.8 g	PNS	379.8 g
PNS	379.8 g	Volumen	402.2 cm^3	Volumen	402.2 cm^3
Dif.	201 g	γ	1.444 g/cm^3	γ_d	0.944 g/cm^3
%H	52.9	γ	1.59 T/m^3	γ_d	1.04 T/m^3

Nota: el factor de conversión de g/cm^3 a T/m^3 es de 1.102

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

8. Determinar el esfuerzo desviador en rotura $q_{máx}$, el cual representa el centro del círculo de *Mohr* medido desde el origen O.

$$q_{máx} = \left(\frac{\sigma + 2\sigma_3}{2} \right)$$

Donde:

σ_3 = presión de confinamiento = 5, 10 y 20 T/m^2

$$q_{máx-5T/m^2} = \left(\frac{13.28T/m^2 + 2(5T/m^2)}{2} \right)$$

$$q_{máx-5T/m^2} = 11.64T/m^2$$

$$q_{máx-10T/m^2} = \left(\frac{21.31T/m^2 + 2(10T/m^2)}{2} \right)$$

$$q_{máx-10T/m^2} = 20.66T/m^2$$

$$q_{máx-20T/m^2} = \left(\frac{37.10T/m^2 + 2(20T/m^2)}{2} \right)$$

$$q_{máx-20T/m^2} = 38.55T/m^2$$

9. Determinar el valor del esfuerzo principal mayor σ_1, correspondiente al esfuerzo principal menor σ_3; para verificar los resultados obtenidos.

$$\sigma_1 = \sigma + \sigma_3$$

$$\sigma_{1-5T/m^2} = 13.28T/m^2 + 5T/m^2$$

$$\sigma_{1-5T/m^2} = 18.28T/m^2$$

$$\sigma_{1-10T/m^2} = 21.31T/m^2 + 10T/m^2$$

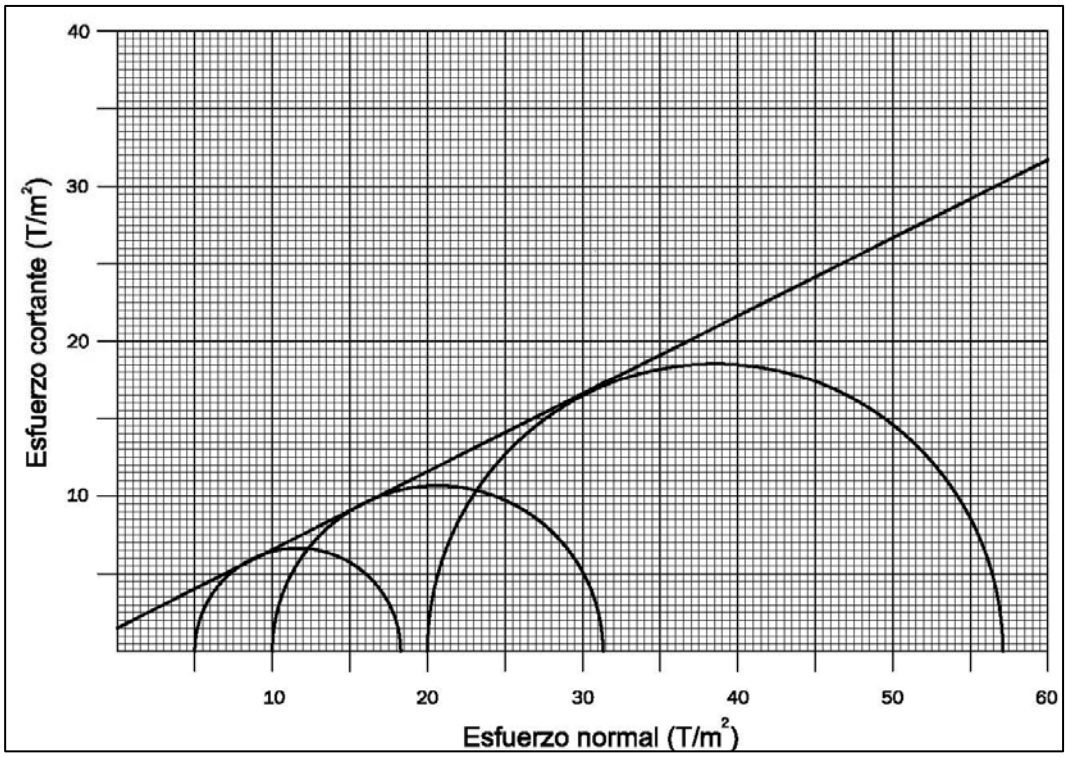
$$\sigma_{1-10T/m^2} = 31.31T/m^2$$

$$\sigma_{1-20T/m^2} = 37.10T/m^2 + 20T/m^2$$

$$\sigma_{1-20T/m^2} = 57.10T/m^2$$

10. Encontrar la envolvente de falla, a través de los círculos de *Mohr*. En un plano cartesiano, denotando el eje de las abscisas como esfuerzo normal σ y el eje de las ordenas como esfuerzo de corte τ. Representar gráficamente los esfuerzos desviadores para cada una de las presiones de confinamiento σ_3. De acuerdo con el inciso 2.2.1 se obtiene:

Figura 64. Envolvente de falla y círculos de *Mohr*, para el ensayo de compresión triaxial tipo UU



Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

11. Determinar la Cohesión C y el ángulo de fricción interna Φ

De la Figura 64, se observa gráficamente que el valor aproximado para la Cohesión es:

$$C = 1.5T/m^2$$

Y para el ángulo de fricción interna Φ:

$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{Y}{X}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{31.7-1.5}{60}\right)$$

$$\phi = 26.7^o$$

12. Representación de los resultados.

Tabla XXXVI. Representación de los resultados, para el ensayo triaxial tipo UU

PARÁMETROS DE CORTE	C = 1.5 T/m^2 Φ = 27^O
TIPO DE ENSAYO	No consolidado – no drenado
DESCRIPCIÓN DEL SUELO	Limo arcilloso color café con partículas de grava
DIMENSIÓN Y TIPO DE PROBETA	2.5 X 5.0 plg (Tallada)

Probeta No.	1	1	1
Presión lateral σ_3 (T/m^2)	5	10	20
Desviador en rotura $q_{máx}$ (T/m^2)	11.64	20.66	38.55
Deformación unitaria ε (%)	2.5	5.0	8.5
Densidad seca (T/m^3) γ_d	1.04	1.04	1.04
Humedad (%H)	52.9	52.9	52.9

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

2.3.1.8 Prueba consolidada – no drenada (CU)

2.3.1.8.1 Descripción del ensayo

Se aplica la presión de confinamiento σ_3 y para ese estado de carga se permite el drenaje del espécimen. Esta primera etapa es igual que el ensayo anterior. Una vez alcanzada la consolidación isotrópica, se da comienzo a la segunda etapa. En esta etapa se cierra el drenaje y se le dan incrementos de presión axial ($\sigma_1 - \sigma_3$) sucesivos, continuando el ensayo hasta que se produce la rotura.

Puede observarse en la ecuación de *Coulomb*, que a mayor presión normal, corresponde mayor resistencia al corte. Pero si el suelo está saturado y no se permite la salida de agua, la presión de confinamiento σ_3 que se aplica, no interviene en la resistencia del material porque toda la carga es tomada por el agua, transformándose en presión neutra.

En cualquier tipo de ensayo cortante (y debe notarse que casi todos los ensayos que permiten determinar la resistencia del suelo son ensayos cortantes), la resistencia al corte se determina generalmente, en términos de esfuerzo total, el cual incluye los esfuerzos intergranulares y los esfuerzos del fluido de los poros, como:

$$\sigma_t = \sigma' + u$$

Donde:

σ_t = presión total

σ' = esfuerzo intergranular o grano a grano (también llamado esfuerzo efectivo)

u = presión en el fluido de los poros que actúa en la misma forma en todas direcciones y puede considerarse sobre planos de esfuerzo horizontales, verticales o normales

En términos de esfuerzos efectivos la ecuación de esfuerzo cortante de *Coulomb* se convierte en:

$$\tau = C' + \sigma' \tan \phi'$$

Donde:

C' y ϕ' = parámetros de esfuerzo efectivos, obtenidos cuando se utilizan esfuerzos efectivos σ'

Debería notarse cuidadosamente que la presión de poros de interés puede ser una condición estática o, más a menudo para el suelo que se encuentra debajo del nivel freático, la condición temporal (transitoria) de exceso de presión de poros, algunas veces llamado Δu, producida debido a la reorientación de la estructura del suelo por cambios en los esfuerzos del mismo a partir de incrementos (y a veces disminuciones) en las cargas de fundación. Es posible obtener los esfuerzos efectivos σ' de dos formas:

1. Realizar ensayos de corte de manera que el exceso de presión de poros $\Delta u \rightarrow 0$. La presión de poros debida a la reorientación de la estructura nunca puede ser cero, pero si la reorientación se efectúa a una tasa sumamente lenta, la influencia en los parámetros de suelo no es tan significativa.

2. Realizar ensayos al corte de forma que sea posible medir el exceso de presión de poro Δu. El ensayo consolidado – drenado (CD), representa un intento de satisfacer la condición de $\Delta u \rightarrow 0$. Aunque este ensayo consume mucho tiempo, es posiblemente el más aproximado – particularmente si el grado de saturación $S < 100\%$.

Para suelos saturados, las mediciones directas de la presión de poros durante el ensayo provee la forma más rápida de evaluar los parámetros de esfuerzo efectivos y si se tiene suficiente cuidado en los detalles del ensayo se logran resultados probablemente tan aproximados como en cualquier otro método.

En primer lugar, el espécimen se consolida bajo la presión hidrostática como en la primera etapa de la prueba lenta; así el esfuerzo principal menor llega a ser efectivo. Luego el espécimen es llevado a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita el cambio de volúmenes. El hecho esencial de esta prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el período de falla, de la aplicación del la carga axial, esto se logra cerrando la válvula B (Figura 53).

En la segunda etapa de la prueba podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de una presión neutral; ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es fundamentada por la fase sólida del suelo, aunque hasta la fecha se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos ni las razones que lo gobiernan.

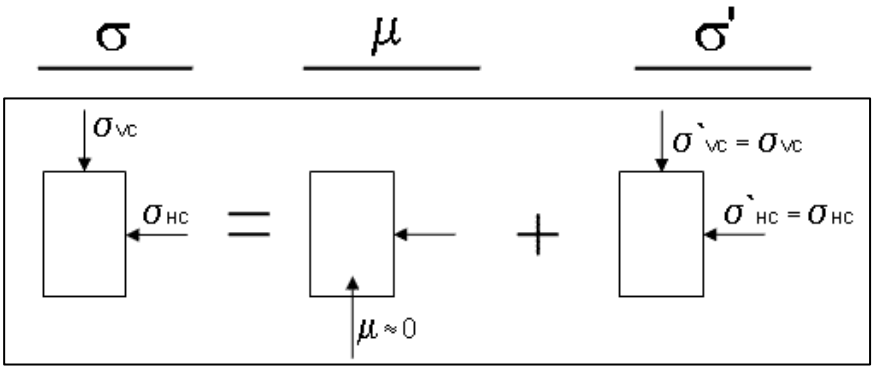
La medición de la presión de poros puede lograrse mediante dos técnicas básicas:

1. Conectando un transductor de presión a la línea de saturación y, a su vez, conectado la salida del transductor a un voltímetro digital (o de otro tipo). Es posible obtener transductores de presión con muy pequeño desplazamiento volumétrico activan su capacidad completa. Este requerimiento es esencial si se quieren tomar lecturas válidas de la presión de los poros.

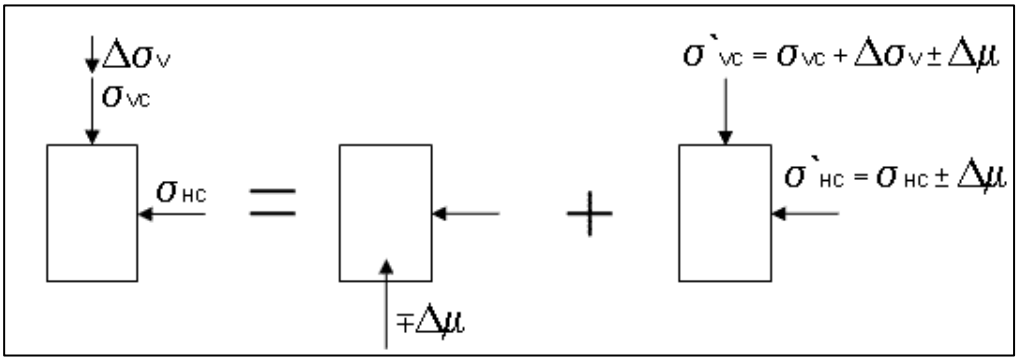
2. Utilizando algún dispositivo indicador de presión cero, estos dispositivos se pueden conseguir en el comercio, pero si se construye uno en el laboratorio se podrá conocer (a) como funciona y (b) cuáles son sus limitaciones.

3. En la actualidad, las máquinas de compresión triaxial tienen integrado un sistema de medición de presión de poros lo cual facilita tanto la toma de datos como la realización del ensayo.

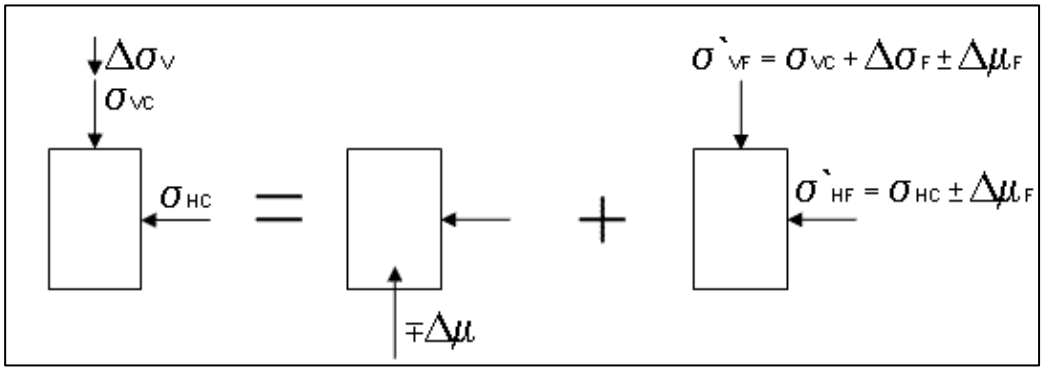
Figura 65. Distribución de esfuerzos durante un ensayo triaxial tipo CU



a) Después de la consolidación



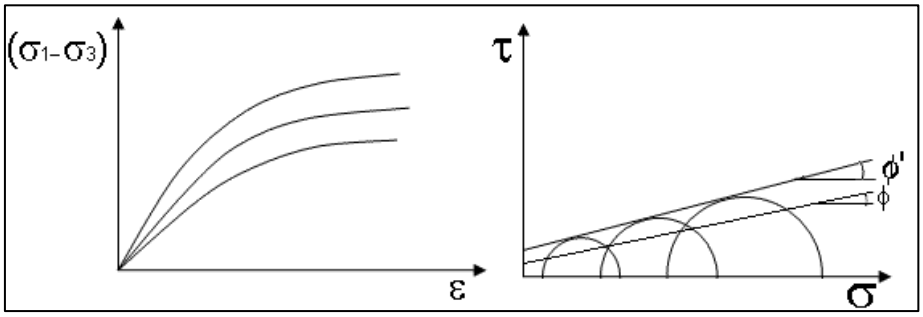
b) Durante la aplicación de la carga



c) En el momento de la falla

Fuente: http://ftp.eia.edu.co/Sitios%20Web/suelos/suelos2/enstriax.htm

Figura 66. Representación gráfica de los resultados de un ensayo triaxial tipo CU



Fuente: http://ftp.eia.edu.co/Sitios%20Web/suelos/suelos2/enstriax.htm

2.3.1.8.2 Saturación de la probeta

1. Cerrar la llave que mantiene el vacío de la probeta, retirar el vacío y conectar en el mismo orificio la línea de presión de saturación que pasa por la bureta y esta conectada al tanque regulador, donde se conseguirá la presión de saturación deseada.

2. Verificar que las presiones estén correctamente marcados en los manómetros y conforme a esto aplicar la presión de saturación a la probeta de suelo. Cuando el agua de la bureta alcance un punto estable en el descenso, cerrar el sistema, cortando la presión de saturación y liberando la presión en la probeta.

3. Llenar nuevamente la bureta de agua y conectar vacío, de manera que pueda absorber aire atrapado en el interior de la probeta. Luego de un rato, cerrar la línea de vacío y proceder nuevamente a saturar. Esta operación se realiza cuantas veces sea necesario hasta eliminar la totalidad de las burbujas de aire.

2.3.1.8.3 Etapa de consolidación

1. Una vez saturada la probeta de suelo se procederá a consolidar. Se recomienda aplicar la presión de confinamiento en pequeños intervalos con el fin de no perturbar el espécimen. Incrementar la presión, hasta alcanzar la presión de confinamiento deseada para cada caso. Alcanzada la presión de confinamiento total, se deja consolidar el espécimen el tiempo que sea necesario. Las lecturas iniciales durante esta primera etapa necesitan dos operadores; uno para leer el extensómetro y registrar los datos y el otro para leer las variaciones de nivel en la bureta. Por lo demás, las manipulaciones deberán ajustarse de la siguiente manera:

   a) En cierto tiempo transcurrido, se abre la válvula para dejar que se sature el espécimen.
   b) Se toman lecturas simultáneamente del extensómetro y la bureta, en tiempos de 15 s, 30 s, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 1 h, 2 h, 4 h, etc., después de haberse iniciado el proceso de consolidación.
   c) Trácense gráficas semilogarítmicas de lecturas del extensómetro y de la bureta contra los tiempos transcurridos (escala logarítmica), simultáneamente al proceso de consolidación.
   d) Al llegar al 100% de consolidación primaria, lo cual se nota por definirse tramos rectos en las curvas de consolidación, pero en ningún caso antes de 24 h, se cierra la válvula de saturación.

2. Al término de la consolidación deberá determinarse la variación de volumen sufrida por la probeta por efecto de consolidación, debido a la presión confinante ejercida sobre la probeta. Este dato es acumulativo y se le adiciona a las deformaciones.

2.3.1.8.4 Etapa de carga axial y falla

1. Finalizada la etapa de consolidación se cierra la línea que conecta el interior de la probeta, por tratarse de un ensayo CU.

2. Se adicionará carga mediante el giro constante de la manivela de la gata, la que produce un ascenso en el plato, materializando así el incremento de carga axial. Se deberá aplicar la carga con una velocidad controlada de 1.27 mm/min (0.05 plg/min), cuyas lecturas de deformación se deberán a intervalos de tiempos controlados con cronómetro.

3. Cuando el espécimen se acerca a la falla, debe ser cuidadosamente observado, tomando nota del desarrollo de grietas, abultamientos, pérdida de verticalidad, etc.

4. Es recomendable disminuir la magnitud del incremento de carga a la mitad, cerca de la falla, en este caso, los intervalos en que actuarán los incrementos se reducirán también a medio minuto.

5. Después que el espécimen haya fallado o que su deformación axial sobrepase el 20%, cesara el proceso de incrementar carga. A continuación se procederá a quitar la presión de cámara, liberar la carga axial y sacar el extensómetro que mide las deformaciones del largo de la probeta.

2.3.1.8.5 Procedimiento para realizar la prueba

Una vez obtenida la probeta (inalterada o remoldeada), se siguen los siguientes pasos:

1. Se conectan los separadores – medidores de fluidos, a la cámara y se procede a desalojar todo el aire del sistema, incluyendo el de las piedras porosas de la base. La probeta se protege con una funda de papel filtro saturado y dos discos del mismo papel saturada en sus bases.

2. Se procede a montar la probeta en la cámara, de acuerdo con los pasos dos y tres, indicados en el inciso 2.3.1.7.2 ensayo tipo UU.

3. Se repiten los pasos cuatro y cinco, indicados en el inciso 2.3.1.7.2 ensayo tipo UU. Se llena de agua la cámara, abriendo la llave B indicada en la Figura 53.

4. Se coloca la cámara en el banco de consolidación, conectándole la manguera del tanque de agua por la llave B. Se pone el micrómetro procurando que quede en posición vertical.

5. Permaneciendo la llave B cerrada, se procede a aplicar la presión lateral, como se indica en el paso ocho indicado en el inciso 2.3.1.7.2 ensayo tipo UU.

6. Se hacen las lecturas iniciales del micrómetro del anillo; se abren las llaves de control de flujo instaladas en la cámara y al mismo tiempo se pone en marcha el cronómetro, tomando una serie de lecturas simultáneas: variación de volumen – tiempo y deformación – tiempo, estos pasos deben efectuarse rápidamente.

7. Con los datos de deformación – tiempo y variación de volumen desalojado – tiempo, se construye una gráfica en papel semilogarítmico.

8. Cuando se han definido las gráficas de consolidación, se da por terminado el proceso, cerrando las llaves de control de flujo.

9. Se cierra la llave B, se coloca el pasador para detener el vástago, se abate la presión del sistema, se desconecta la manguera que viene del tanque de agua y se retira el micrómetro.

10. Se traslada la cámara a la báscula, se conecta el micrómetro y mediante el sistema de presión, se aplica una presión igual a la que se usó en la etapa de consolidación.

11. Una vez dada la presión lateral y nivelada la báscula, se retira el pasador del vástago, se abre la llave B y se repiten los pasos del ocho al 15 indicados en el inciso 2.3.1.7.2 ensayo tipo UU.

Nota: Cuando las probetas, inalteras o remoldeadas, no se encuentran saturadas, se someten antes de efectuar la etapa de consolidación, a un proceso de saturación utilizando la misma cámara, a la cual se le aplica una carga de agua por medio de la bureta conectada a la base inferior y permitiendo la expulsión por la base superior. En esta etapa es muy conveniente el uso de los separados (medidores de fluidos), debido a que estos indican la cantidad de agua absorbida por el espécimen.

2.3.1.8.6 Ejemplo ilustrativo

La empresa Badabay, S.A., realizó el ensayo de compresión triaxial consolidado – no drenado a una muestra inalterada de suelo; extraída a dos metros de profundidad desde la cimentación. La descripción del suelo es la siguiente: Arcilla limosa color café.

1. Luego de obtenida la probeta (tallada o remoldeada), se obtiene su peso y la humedad del suelo contenido en la muestra inalterada

Tabla XXXVII. Humedad de la muestra, para el ensayo triaxial tipo CU

Humedad		
Tarro	A-1	A-2
PBH	79.5 g	80.4 g
PBS	66.4 g	67.1 g
TARA	24.5 g	24.7 g
DIF	13.1 g	13.3 g
PNS	41.9 g	42.4 g
%H	31.26%	31.38%
%H promedio	31.32%	

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

Para la probeta tallada de 2.5 x 5 plg, tenemos:

$$PNH = 693.5g$$

$$Área = (\pi / 4)(2.5 p\lg)^2 = 4.9088 p\lg^2 = 31.67 cm^2$$

$$Volumen = (área)(altura) = (4.9088 p\lg^2)(5 p\lg) = 24.54 p\lg^3 = 402.5 cm^3$$

2. Realizar el ensayo de compresión triaxial, colocando la lectura del micrómetro del anillo en la casilla de lectura de carga X para la deformación unitaria correspondiente. Y de la misma manera colocar el valor de la presión de poro u correspondiente a la lectura de carga X.

Tabla XXXVIII. Datos del ensayo de compresión triaxial consolidado – no drenado (CU)

Presión de confinamiento σ_3 T/m^2	Lectura deform. 0.001"	Lectura carga X	ε %	F kg	Factor K	σ T/m^2	u T/m^2	$q_{máx}$ T/m^2
	0	15	0.0	4.29	0.316	1.36	0	5.68
	5	21	0.1	7.05	0.315	2.22	0.50	6.11
	10	28	0.2	10.27	0.315	3.24	0.61	6.62
	15	35	0.3	13.49	0.315	4.25	0.75	7.12
	20	55	0.4	22.69	0.314	7.12	1.20	8.56
	25	90	0.5	38.79	0.314	12.18	1.50	11.09
	50	125	1.0	54.89	0.313	17.18	2.11	13.59
	75	225	1.5	100.89	0.311	31.38	2.32	20.69
	100	294	2.0	132.63	0.310	41.12	2.83	25.56
	125	365	2.5	165.29	0.308	50.91	3.18	30.45
5	**150**	**381**	**3.0**	**172.65**	**0.306**	**52.83**	**3.46**	**31.42**
	175	395	3.5	179.07	0.305	54.62	3.64	32.31
	200	412	4.0	186.91	0.303	56.63	5.74	38.32
10	**225**	**422**	**4.5**	**191.51**	**0.302**	**57.84**	**7.21**	**38.92**
	250	435	5.0	197.49	0.300	59.25	7.85	39.62
	275	445	5.5	202.09	0.299	60.42	9.42	40.21
	300	458	6.0	208.07	0.297	61.80	9.63	40.90
20	**325**	**462**	**6.5**	**209.91**	**0.295**	**61.92**	**10.10**	**50.96**

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

3. Determinar la deformación unitaria ε , en porcentaje

$$\varepsilon = \frac{(lectura - de - deformación)(0.001'')}{5''} x100$$

4. Determinar la carga transmitida F , por medio de la ecuación del anillo.

$$F = 0.46X - 2.61$$

Donde:

F = carga transmitida del espécimen al anillo de carga, en kg

X = lectura del micrómetro del anillo de carga.

0.46 – 2.61= constantes del anillo de carga.

5. Determinar el valor del factor de corrección de área K

$$K = \frac{1 - \varepsilon_r}{A_o} x10$$

Donde:

ε_r = deformación unitaria, en decimales.

A_o = área de la probeta antes del ensayo = 31.67 cm^2.

6. Calcular el esfuerzo desviador σ

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (P)(K)$$

$$\sigma(T/m^2) = (C\,\mathrm{arg}\,a''F'')x(Factor''K'')$$

7. Después de realizado el ensayo, determinar la humedad, la densidad húmeda y la densidad seca de la probeta.

Tabla XXXIX. Determinación del porcentaje de humedad, densidad húmeda y densidad seca, para el ensayo triaxial tipo CU

Probeta No. 1					
% H		Densidad húmeda		Densidad seca	
PNH	693.5 g	PNH	693.5 g	PNS	546.1 g
PNS	546.1 g	Volumen	402.2 cm^3	Volumen	402.2 cm^3
Dif.	147.4 g	γ	1.72 g/cm^3	γ_d	1.36 g/cm^3
%H	27	γ	1.90 T/m^3	γ_d	1.50 T/m^3

Nota: el factor de conversión de g/cm^3 a T/m^3 es de 1.102

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

8. Determinar el esfuerzo desviador en rotura $q_{máx}$, el cual representa el centro del círculo de *Mohr* medido desde el origen O.

$$q_{máx} = \left(\frac{\sigma + 2\sigma_3}{2} \right)$$

Donde:

σ_3 = presión de confinamiento = σ_3 = 5, 10 y 20 T/m^2

$$q_{máx-5T/m^2} = \left(\frac{52.83T/m^2 + 2(5T/m^2)}{2} \right)$$

$$q_{máx-5T/m^2} = 31.42T/m^2$$

$$q_{máx-10T/m^2} = \left(\frac{57.84T/m^2 + 2(10T/m^2)}{2} \right)$$

$$q_{máx-10T/m^2} = 38.92T/m^2$$

$$q_{máx-20T/m^2} = \left(\frac{61.92T/m^2 + 2(20T/m^2)}{2} \right)$$

$$q_{máx-20T/m^2} = 50.96T/m^2$$

9. Determinar el valor del esfuerzo principal mayor σ_1, correspondiente al esfuerzo principal menor σ_3; para verificar los resultados obtenidos.

$$\sigma_1 = \sigma + \sigma_3$$

$$\sigma_{1-5T/m^2} = 52.83T/m^2 + 5T/m^2$$

$$\sigma_{1-5T/m^2} = 57.83T/m^2$$

$$\sigma_{1-10T/m^2} = 57.84T/m^2 + 10T/m^2$$

$$\sigma_{1-10T/m^2} = 67.84T/m^2$$

$$\sigma_{1-20T/m^2} = 61.92T/m^2 + 20T/m^2$$

$$\sigma_{1-20T/m^2} = 81.92T/m^2$$

10. Calcular los esfuerzos principales efectivos, es decir, el esfuerzo principal menor efectivo σ'_3 y el esfuerzo principal mayor efectivo σ'_1; como la resta entre el esfuerzo principal y la presión intergranular u.

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u$$

Esfuerzos principales efectivos para: $\sigma_3 = 5T/m^2$ y $\sigma_1 = 57.83T/m^2$:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u = 5T/m^2 - 3.46T/m^2$$

$$\sigma'_3 = 1.54T/m^2$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u = 57.83T/m^2 - 3.46T/m^2$$

$$\sigma'_1 = 54.37T/m^2$$

Esfuerzos principales efectivos para: $\sigma_3 = 10T/m^2$ y $\sigma_1 = 67.84T/m^2$:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u = 10T/m^2 - 7.21T/m^2$$

$$\sigma'_3 = 2.79T/m^2$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u = 67.84T/m^2 - 7.21T/m^2$$

$$\sigma'_1 = 60.63T/m^2$$

Esfuerzos principales efectivos para: $\sigma_3 = 20T/m^2$ y $\sigma_1 = 81.92T/m^2$

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u = 20T/m^2 - 10.10T/m^2$$

$$\sigma'_3 = 9.90T/m^2$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u = 81.92T/m^2 - 10.10T/m^2$$

$$\sigma'_1 = 71.82T/m^2$$

11. Determinar el esfuerzo desviador en rotura "efectivo" $q'_{máx}$, el cual representa el centro del círculo de *Mohr*, medido desde el origen O para los esfuerzos principales efectivos.

$$q'_{máx} = \left(\frac{\sigma + 2\sigma'_3}{2} \right)$$

Donde:

σ'_3 = esfuerzo principal menor efectivo

$$q'_{máx-1.54T/m^2} = \left(\frac{52.83T/m^2 + 2(1.54T/m^2)}{2} \right)$$

$$q'_{máx-1.54T/m^2} = 27.96T/m^2$$

$$q'_{máx-2.79T/m^2} = \left(\frac{57.84T/m^2 + 2(2.79T/m^2)}{2} \right)$$

$$q'_{máx-2.79T/m^2} = 31.71T/m^2$$

$$q'_{máx-9.9T/m^2} = \left(\frac{61.92T/m^2 + 2(9.9T/m^2)}{2} \right)$$

$$q'_{máx-9.9T/m^2} = 40.86T/m^2$$

Tabla XL. Esfuerzos principales totales y efectivos para dibujar los círculos de *Mohr*, para el ensayo triaxial tipo CU

Esfuerzos totales			Esfuerzos efectivos		
σ_3 (T/m^2)	σ_1 (T/m^2)	$q_{máx}$ (T/m^2)	σ'_3 (T/m^2)	σ'_1 (T/m^2)	$q'_{máx}$ (T/m^2)
5	57.83	31.42	1.54	54.37	27.96
10	67.84	38.92	2.79	60.63	31.71
20	81.92	50.96	9.90	71.82	40.86

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

12. Dibujar los círculos de *Mohr* para los estados de esfuerzos principales, tanto total como efectivo sobre un sistema cartesiano, denotando el eje de las abscisas como esfuerzo normal σ y el eje de las ordenadas como esfuerzo cortante τ. Trazar una tangente en cada grupo de círculos y medir la pendiente de dicha recta para obtener de esa forma los ángulos de fricción interna aparente y "verdadero"; y los dos valores de cohesión del suelo. (Figura 67)

13. Determinar el ángulo de fricción interna Φ (aparente y verdadero) y los dos valores para la cohesión C del suelo. De la Figura 67-a, se observa gráficamente que el valor aproximado para la Cohesión es:

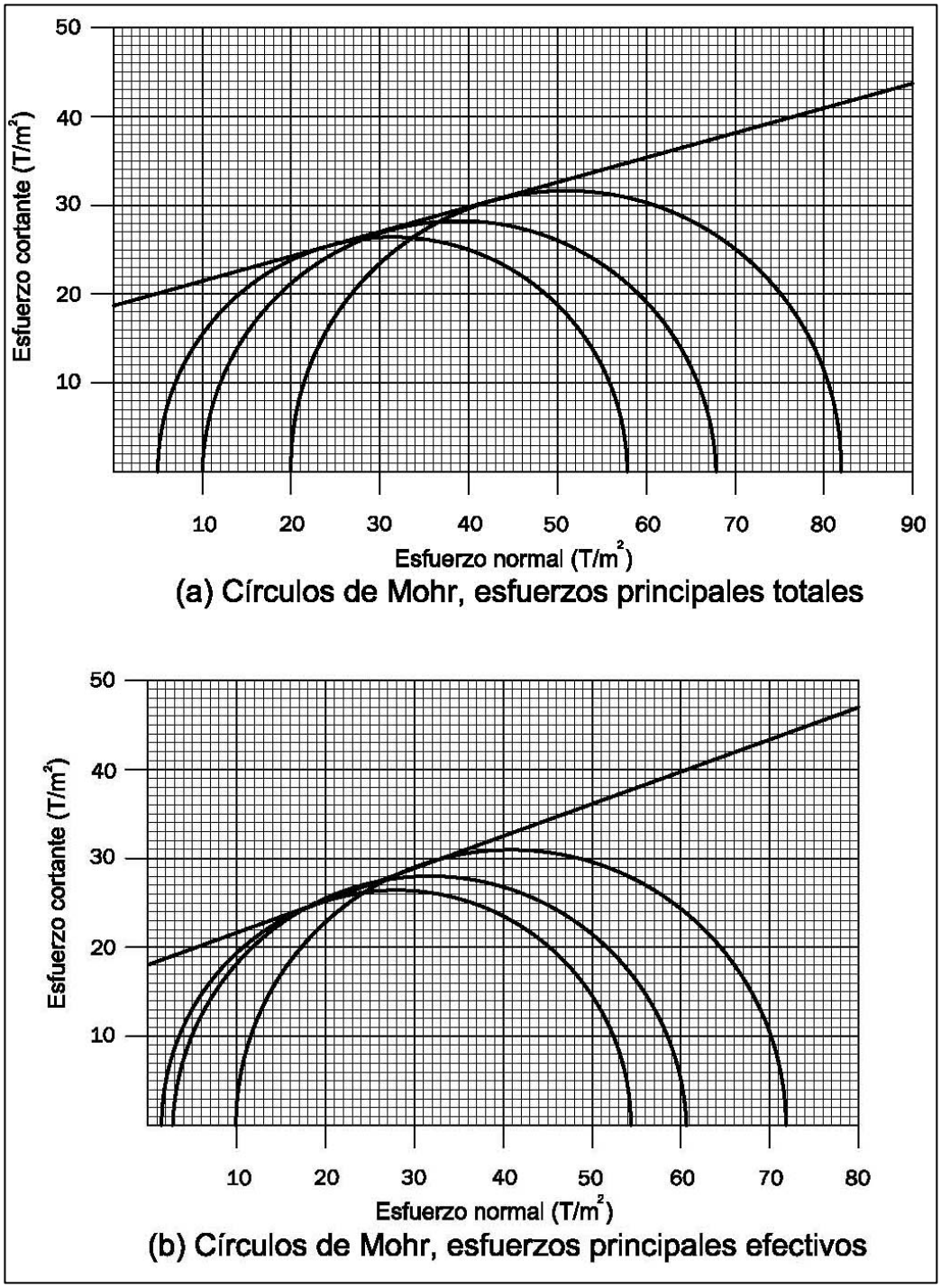
$$C = 18.7 T/m^2$$

De la Figura 67-a, el ángulo de fricción interna Φ aparente es:

$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{Y}{X}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{43.7 - 18.7}{90}\right)$$

$$\phi = 15.5^o$$

Figura 67. Envolvente de falla y círculos de *Mohr*, para el ensayo de compresión triaxial tipo CU



Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

De la Figura 67-b, se observa gráficamente que el valor aproximado para la Cohesión es:

$$C = 18.0T / m^2$$

De la Figura 67-b, el ángulo de fricción interna Φ “verdadero” es:

$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{Y}{X}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{46.95 - 18.0}{80}\right)$$

$$\phi = 20.0^o$$

Como se puede observar, en el paso 13 la cohesión C presenta una ligera desviación con respecto a los esfuerzos efectivos y totales. Sin embargo, el ángulo de fricción interna Φ para los esfuerzos principales efectivos tiene un valor mayor al encontrado utilizando los esfuerzos principales totales. Esto se debe, principalmente a la contribución de la presión de poro presente en el espécimen y también que ésta recibe parte de la carga aplicada por lo que representa mayor fricción entre los granos del suelo provocando obviamente un ángulo de fricción interna mayor.

14. Representación de los resultados. Los resultados del ensayo triaxial tipo CU se muestran en las Tablas XLI y XLII, en las cuáles se denotan los esfuerzos totales y esfuerzos efectivos, respectivamente.

Tabla XLI. Representación de los resultados, para el ensayo triaxial tipo CU, utilizando los esfuerzos principales totales

PARÁMETROS DE CORTE	C = 18.7 T/m^2 Φ = 16^O
TIPO DE ENSAYO	Consolidado – no drenado
DESCRIPCIÓN DEL SUELO	Arcilla limosa color café
DIMENSIÓN Y TIPO DE PROBETA	2.5 X 5.0 plg (Tallada)

Probeta No.	1	1	1
Presión lateral σ_3 (T/m^2)	5	10	20
Desviador en rotura $q_{máx}$ (T/m^2)	31.42	38.92	50.96
Presión intersticial u (T/m^2)	3.46	7.21	10.10
Deformación unitaria ε (%)	3.0	4.5	6.5
Densidad seca (T/m^3) γ_d	1.50	1.50	1.50
Humedad (%H)	27	27	27

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

Tabla XLII. Representación de los resultados, para el ensayo triaxial tipo CU, utilizando los esfuerzos principales efectivos

PARÁMETROS DE CORTE	C = 18.0 T/m^2 Φ = 20.0^O
TIPO DE ENSAYO	Consolidado – no drenado
DESCRIPCIÓN DEL SUELO	Arcilla limosa color café
DIMENSIÓN Y TIPO DE PROBETA	2.5 X 5.0 plg (Tallada)

Probeta No.	1	1	1
Presión lateral σ'_3 (T/m^2)	1.54	2.79	9.90
Desviador en rotura $q'_{máx}$ (T/m^2)	27.96	31.71	40.86
Presión intersticial u (T/m^2)	3.46	7.21	10.10
Deformación unitaria ε (%)	3.0	4.5	6.5
Densidad seca (T/m^3) γ_d	1.50	1.50	1.50
Humedad (%H)	27	27	27

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

2.3.1.9 Prueba consolidada – drenada (CD)

2.3.1.9.1 Descripción del ensayo

Durante este ensayo se permite el drenaje completo de la probeta en cada estado de carga y por lo tanto, la presión de poros **u** es nula. Significa que las tensiones aplicadas son siempre efectivas.

La primera etapa puede realizarse a deformación controlada regulando la velocidad de deformación para permitir el drenaje completo. O bien puede incrementarse lentamente σ_3, midiendo $\Delta V/V_0 = f(t)$. Esta etapa de consolidación isotrópica se da por finalizada cuando para el valor de σ_3 prefijado, en la gráfica anteriormente dicha $\Delta V / V_0$ se mantiene constante en el tiempo, es decir, no hay más variaciones de volumen.

En la segunda etapa, a carga controlada, se aplican escalones de carga axial ($\sigma_1 - \sigma_3$) (por ejemplo, el 10% de la carga estimada de rotura) que permanecen un tiempo antes de darle un nuevo incremento de carga. Lo que se mide en esta etapa, es la variación que experimenta el volumen en función de la deformación específica axial ε y la variación del esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) con la deformación específica ε. En este caso, la carga es anisotrópica, pues sólo se produce en el sentido axial.

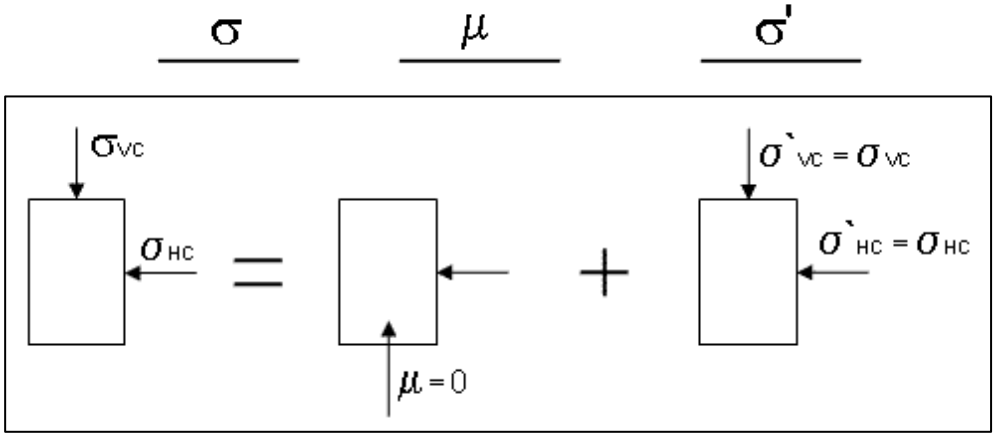
La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. En primer lugar, el suelo se somete a una presión hidrostática, con la válvula B abierta (Figura 53) y se deja transcurrir el tiempo necesario para que haya una completa consolidación bajo la presión actuante. A continuación el espécimen es llevado a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuáles se mantiene el tiempo necesario para disipar la presión de poros. Es un tipo de ensayo costoso, que se utiliza normalmente en trabajos de investigación y su resultado es similar al del CU.

Puesto que u = 0 a lo largo del proceso de corte, $\sigma'_3 = \sigma_3$, $\sigma'_1 = \sigma_1$ y el círculo de *Mohr* de esfuerzos efectivos y el de esfuerzos totales coinciden; la envolvente de falla define los parámetros de esfuerzos efectivos C' y Φ' y estos se designan con C_d y Φ_d, respectivamente. Como antes, las arenas y las arcillas normalmente consolidadas tienen el intercepto en cero (C_d = 0). Por lo general existe muy poca diferencia entre los parámetros de esfuerzos efectivos que se obtienen en ensayos drenados con los que se obtienen en ensayos consolidados – no drenados. Sin embargo, en las arenas y en las arcillas altamente preconsolidadas Φ_d es ligeramente mayor que Φ', debido al trabajo que hace el espécimen cuando se expande durante el corte, en contra de la presión de confinamiento.

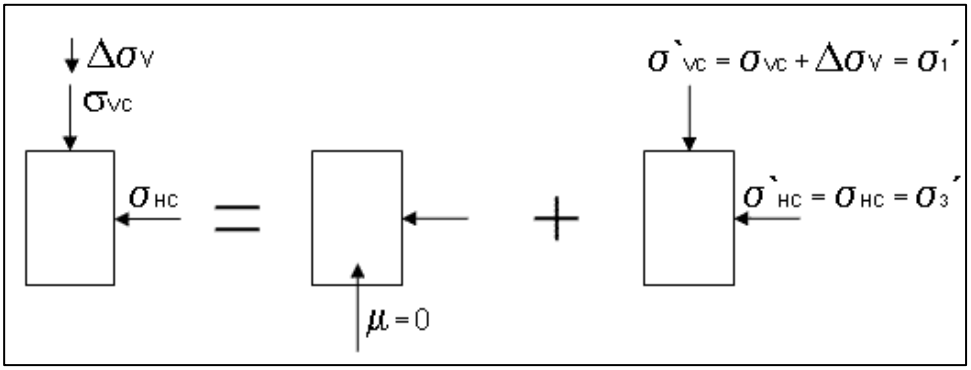
2.3.1.9.2 Etapa de consolidación

El procedimiento es análogo al descrito en el inciso 2.3.1.8.3, para el ensayo triaxial tipo CU (consolidado – no drenado).

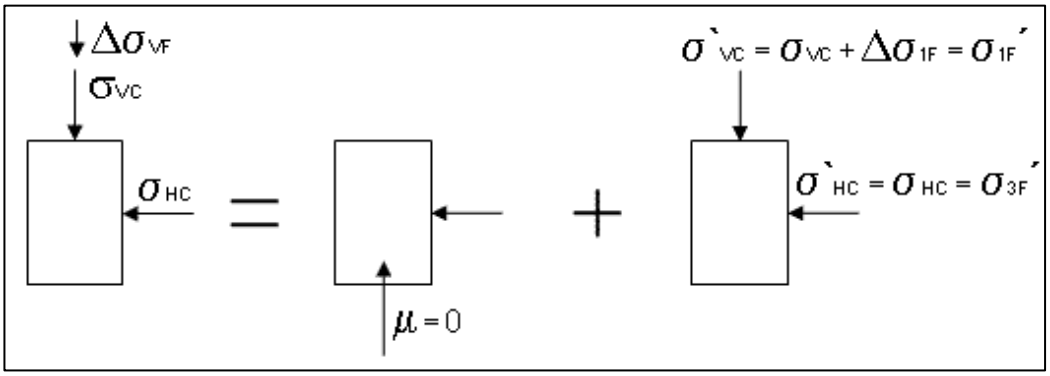
Figura 68. Distribución de esfuerzos durante un ensayo triaxial tipo CD



a) Al final de la consolidación (Después de que μ_{ex}=0)



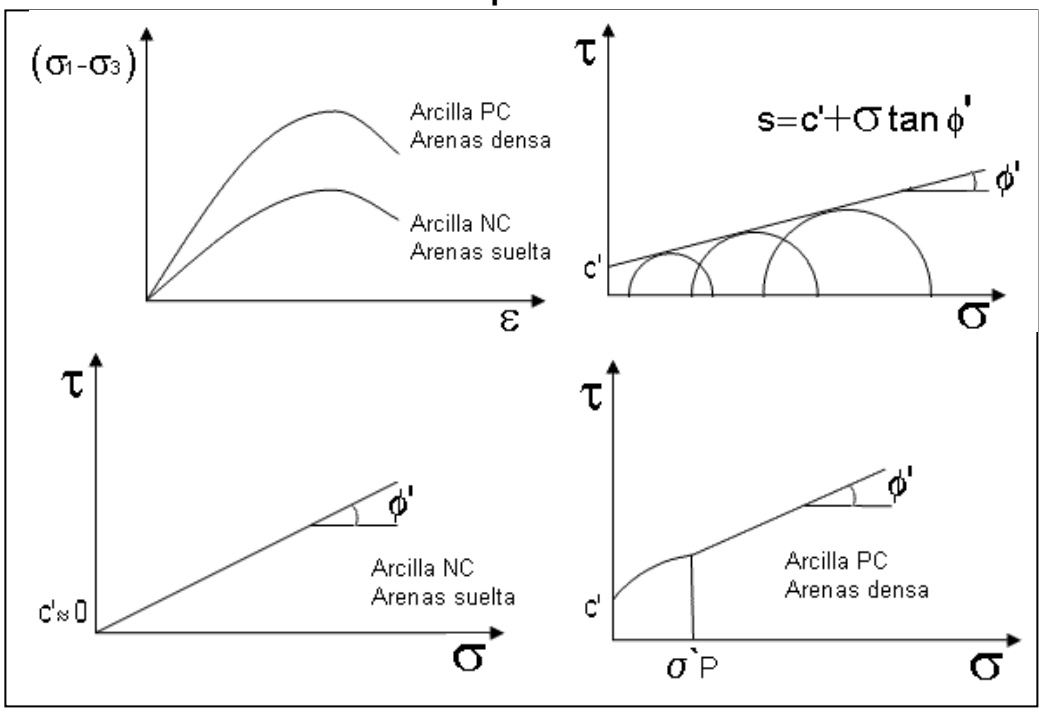
b) Durante la aplicación de la carga σ_{HC}= cte.



c) Durante la falla

Fuente: http://ftp.eia.edu.co/Sitios%20Web/suelos/suelos2/enstriax.htm

Figura 69. Representación gráfica de los resultados de un ensayo triaxial tipo CD



Fuente: http://ftp.eia.edu.co/Sitios%20Web/suelos/suelos2/enstriax.htm

2.3.1.9.3 Etapa de carga axial y falla

La carga axial se aplica en incrementos, permitiendo completo drenaje del espécimen en todo momento. La velocidad de aplicación de las cargas y la magnitud de los incrementos aplicados varían a lo largo de la prueba, sin que pueda establecerse una secuela definida. Los incrementos de la carga inicial pueden ser grandes, posiblemente de un cuarto de la carga de falla prevista, dejando aplicando cada uno hasta obtener, por lo menos un 75% de consolidación primaria. Después los incrementos deben ser de menor magnitud y el tiempo de aplicación debe ser no menor a 24 h.

Al principio no se requiere obtener curvas de consolidación más que para verificar el haber alcanzado la consolidación primaria deseada, a menos que exista una razón especial para trabajarlas. No obstante, al final de la prueba sí es preciso disponer de frencuetes lecturas del extensómetro y la bureta, para poder calcular el área corregida de la sección transversal del espécimen. Deben tenerse registros frecuentes de la presión imperante en la cámara y de la temperatura del cuarto.

El área corregida del espécimen al final de la primera etapa, que es inicial para la segunda etapa de carga, se calculará con la expresión:

$$A = \frac{V - \Delta V}{H - \Delta H}$$

Donde:

A = área corregida del espécimen en proceso de consolidacion

V = volumen original del espécimen

ΔV = cambio de volumen del espécimen, que registra el panel de control

H = altura original del espécimen

ΔH = cambio en la altura del espécimen, que registra el panel de control

Con el área corregida del espécimen en proceso de consolidación, calcular el esfuerzo desviador con la siguiente expresión (inciso 2.2.2):

$$\sigma = (\sigma_1 - \sigma_3) = (P)(K)$$

$$K = \frac{1 - \varepsilon_r}{A} x10$$

2.3.1.9.4 Procedimiento para realizar la prueba

En esta prueba se sigue el mismo procedimiento indicado en la prueba consolidada – no drenada (CU), desde la saturación de la probeta hasta que finalice la etapa de consolidación y entonces se continúa de la siguiente manera:

1. Sin trasladar la cámara, permaneciendo las llaves de control de flujo y la llave B (Figura 53) abiertas se aplica la primera carga axial y se leen el micrómetro y la bureta a intervalos de tiempo conocidos, hasta que las deformaciones y variaciones volumétricas del espécimen sean prácticamente nulas.

2. Se aplican sucesivamente la segunda, tercera y demás cargas, operando en igual forma que en inciso anterior hasta provocar la falla del espécimen. Para hacer un programa de las cargas axiales que se usarán en el ensayo, es necesario tener una idea de la que produce la falla, por otras pruebas y por la forma de la curva de carga – deformación.

3. Para cada incremento de carga axial, se dibujan las curvas de deformación axial – tiempos y variaciones voluméticas – tiempos; se calculan los contenidos de agua y la relación de vacíos.

4. Todas las operaciones descritas se repiten para otras presiones laterales. Con los valores de las cargas axiales de ruptura y presiones laterales, se trazan los círculos de *Mohr* y la envolvente de falla respectiva.

2.3.1.9.5 Ejemplo ilustrativo

La empresa Constructores Integrados, S.A., realizó el ensayo de compresión triaxial consolidado – drenado a una muestra inalterada de suelo; extraída a dos metros de profundidad desde la cimentación. La descripción del suelo es la siguiente: Arcilla limo arenosa color café claro.

1. Luego de obtenida la probeta (tallada o remoldeada), se obtiene su peso y la humedad del suelo contenido en la muestra inalterada

Tabla XLIII. Humedad de la muestra, para el ensayo triaxial tipo CD

Humedad		
Tarro	A-1	A-2
PBH	92.7 g	90.3 g
PBS	77.7 g	74.9 g
TARA	24.7 g	20.2 g
DIF	15 g	15.4 g
PNS	53 g	54.7 g
%H	28.30%	28.15%
%H promedio	28.23%	

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

Para la probeta tallada de 2.5 x 5 plg, tenemos:

$$PNH = 728.2g$$

$$Área = (\pi / 4)(2.5 p\lg)^2 = 4.9088 p\lg^2 = 31.67 cm^2$$

$$Volumen = (área)(altura) = (4.9088 p\lg^2)(5 p\lg) = 24.54 p\lg^3 = 402.5 cm^3$$

2. Realizar el ensayo de compresión triaxial, colocando la lectura del micrómetro del anillo en la casilla de lectura de carga X para la deformación unitaria correspondiente. Asimismo registrar los cambios en el volumen y altura de la probeta, registrados por el equipo.

Tabla XLIV. Datos del ensayo de compresión triaxial consolidado – drenado (CD)

Presión de confinamiento σ_3 T/m^2	Lectura deform. 0.001"	Lectura carga X	ΔV cm^3	ΔH cm	F kg	ε %
	0	0	0	0.15	-8.34	0.00
	5	7	0.12	0.25	1.95	0.10
	10	12	0.14	0.32	9.30	0.21
	15	15	0.16	0.42	13.71	0.31
	20	21	0.21	0.56	22.53	0.42
	25	28	0.28	0.63	32.82	0.53
	50	30	0.35	0.76	35.76	1.06
	75	35	0.41	0.82	43.11	1.60
5	**100**	**45**	**0.45**	**1.20**	**57.81**	**2.21**
	125	48	0.48	1.60	62.22	2.86
	150	55	0.52	1.80	72.51	3.50
10	**175**	**60**	**0.58**	**2.40**	**79.86**	**4.32**
	200	72	0.63	2.80	97.50	5.13
	225	84	0.68	3.20	115.14	6.02
20	**250**	**90**	**0.75**	**3.60**	**123.96**	**6.98**

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

3. Determinar la carga transmitida F , por medio de la ecuación del anillo.

$$F = 1.47X - 8.34$$

Donde:

F = carga transmitida del espécimen al anillo de carga, en kg

X = lectura del micrómetro del anillo de carga.

– 2.61 = constantes del anillo de carga.

4. Determinar la deformación unitaria ε , en porcentaje

$$\varepsilon = \frac{(lectura - de - deformación)(0.001'')}{h} x100$$

Donde:

h = altura del espécimen en proceso de consolidación

$h = H - \Delta H$

$$\varepsilon_{5T/m^2} = \frac{(100)(0.001'')}{(5 - 1.20/2.54)} x100 = 2.21\%$$

$$\varepsilon_{10T/m^2} = \frac{(175)(0.001'')}{(5 - 2.40/2.54)} x100 = 4.32\%$$

$$\varepsilon_{20T/m^2} = \frac{(250)(0.001'')}{(5 - 3.60/2.54)} x100 = 6.98\%$$

5. Determinar el valor del factor de corrección de área K

$$K = \frac{1 - \varepsilon_r}{A} x10$$

Donde:

ε_r = deformación unitaria, en decimales

A = área corregida del espécimen en proceso de consolidación

Calcular el área corregida del espécimen en proceso de consolidación, con la siguiente expresión:

$$A = \frac{V - \Delta V}{H - \Delta H}$$

Donde:

A = área corregida del espécimen en proceso de consolidacion

V = volumen original del espécimen = 402.2 cm^3

ΔV = cambio de volumen del espécimen

H = altura original del espécimen = 12.7 cm

ΔH = cambio en la altura del espécimen

$$A_{5T/m^2} = \frac{(402.2cm^3) - (0.45cm^3)}{(12.7cm) - (1.20cm)} = 34.93cm^2$$

$$K_{5T/m^2} = \frac{1 - 0.0221}{34.93cm^2} x10$$

$$K_{5T/m^2} = 0.2799$$

$$A_{10T/m^2} = \frac{(402.2cm^3) - (0.58cm^3)}{(12.7cm) - (2.40cm)} = 38.99cm^2$$

$$K_{10T/m^2} = \frac{1 - 0.0432}{38.99cm^2} x10$$

$$K_{10T/m^2} = 0.2454$$

$$A_{20T/m^2} = \frac{(402.2cm^3) - (0.75cm^3)}{(12.7cm) - (3.60cm)} = 44.12cm^2$$

$$K_{20T/m^2} = \frac{1 - 0.0698}{44.12cm^2} x10$$

$$K_{20T/m^2} = 0.2109$$

6. Calcular el esfuerzo desviador σ

$$\sigma = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{P}{A'}$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (P)(K)$$

$$\sigma(T/m^2) = (C\,\mathrm{arg}\,a''F'')x(Factor''K'')$$

$$\sigma_{5T/m^2} = (57.81kg)x(0.2799) = 16.18T/m^2$$

$$\sigma_{10T/m^2} = (79.86kg)x(0.2454) = 19.60T/m^2$$

$$\sigma_{20T/m^2} = (123.96kg)x(0.2109) = 26.14T/m^2$$

7. Determinar el esfuerzo desviador en rotura "efectivo" $q'_{máx}$, el cual representa el centro del círculo de *Mohr* medido desde el origen O para los esfuerzos principales efectivos.

$$q'_{máx} = \left(\frac{\sigma + 2\sigma'_3}{2} \right)$$

Donde:

σ'_3 = esfuerzo principal menor efectivo

$$q'_{máx-5T/m^2} = \left(\frac{16.18T/m^2 + 2(5T/m^2)}{2} \right)$$

$$q'_{máx-5T/m^2} = 13.09T/m^2$$

$$q'_{máx-10T/m^2} = \left(\frac{19.60T/m^2 + 2(10T/m^2)}{2} \right)$$

$$q'_{máx-10T/m^2} = 19.80T/m^2$$

$$q'_{máx-20T/m^2} = \left(\frac{26.14T/m^2 + 2(20T/m^2)}{2} \right)$$

$$q'_{máx-20T/m^2} = 33.07T/m^2$$

Debido a que los esfuerzos principales totales coinciden con los esfuerzos principales efectivos, se determinan los mismos de la siguiente manera:

$$\sigma_1 = \sigma'_1 = \sigma + \sigma_3$$

$$\sigma_{1-5T/m^2} = \sigma'_{1-5T/m^2} = 16.18T/m^2 + 5T/m^2 = 21.18T/m^2$$

$$\sigma_{1-10T/m^2} = \sigma'_{1-10T/m^2} = 19.60T/m^2 + 10T/m^2 = 29.60T/m^2$$

$$\sigma_{1-20T/m^2} = \sigma'_{1-20T/m^2} = 26.14T/m^2 + 20T/m^2 = 46.14T/m^2$$

Tabla XLV. Determinación del esfuerzo desviador σ y el esfuerzo desviador en rotura $q_{máx}$, para el ensayo triaxial tipo CD

σ_3 T/m^2	V – ΔV cm^3	H – ΔH cm	A_o cm^2	ε	1 - ε	Factor K	σ T/m^2	$q_{máx}$ T/m^2
	402.2	12.55	32.05	0.0000	1.0000	0.3120	-2.60	3.70
	402.08	12.45	32.30	0.0010	0.9990	0.3093	0.60	5.30
	402.06	12.38	32.48	0.0021	0.9979	0.3073	2.86	6.43
	402.04	12.28	32.74	0.0031	0.9969	0.3045	4.17	7.09
	401.99	12.14	33.11	0.0042	0.9958	0.3007	6.78	8.39
	401.92	12.07	33.30	0.0053	0.9947	0.2987	9.80	9.90
	401.85	11.94	33.66	0.0106	0.9894	0.2940	10.51	10.26
	401.79	11.88	33.82	0.0160	0.9840	0.2909	12.54	11.27
5	**401.75**	**11.50**	**34.93**	**0.0221**	**0.9779**	**0.2799**	**16.18**	**13.09**
	401.72	11.10	36.19	0.0286	0.9714	0.2684	16.70	18.35
	401.68	10.90	36.85	0.0350	0.9650	0.2619	18.99	19.49
10	**401.62**	**10.30**	**38.99**	**0.0432**	**0.9568**	**0.2454**	**19.60**	**19.80**
	401.57	9.90	40.56	0.0513	0.9487	0.2339	22.80	31.40
	401.52	9.50	42.27	0.0602	0.9398	0.2224	25.60	32.80
20	**401.45**	**9.10**	**44.12**	**0.0698**	**0.9302**	**0.2109**	**26.14**	**33.07**

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

8. Después de realizado el ensayo, determinar la humedad, la densidad húmeda y la densidad seca de la probeta.

Tabla XLVI. Determinación del porcentaje de humedad, densidad húmeda y densidad seca, para el ensayo triaxial tipo CD

Probeta No. 1					
% H		Densidad húmeda		Densidad seca	
PNH	728.2 g	PNH	728.2 g	PNS	562.5 g
PNS	562.5 g	Volumen	402.2 cm^3	Volumen	402.2 cm^3
Dif.	165.7 g	γ	1.81 g/cm^3	γ_d	1.40 g/cm^3
%H	29.46	γ	1.99 T/m^3	γ_d	1.54 T/m^3

Nota: el factor de conversión de g/cm^3 a T/m^3 es de 1.102

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo

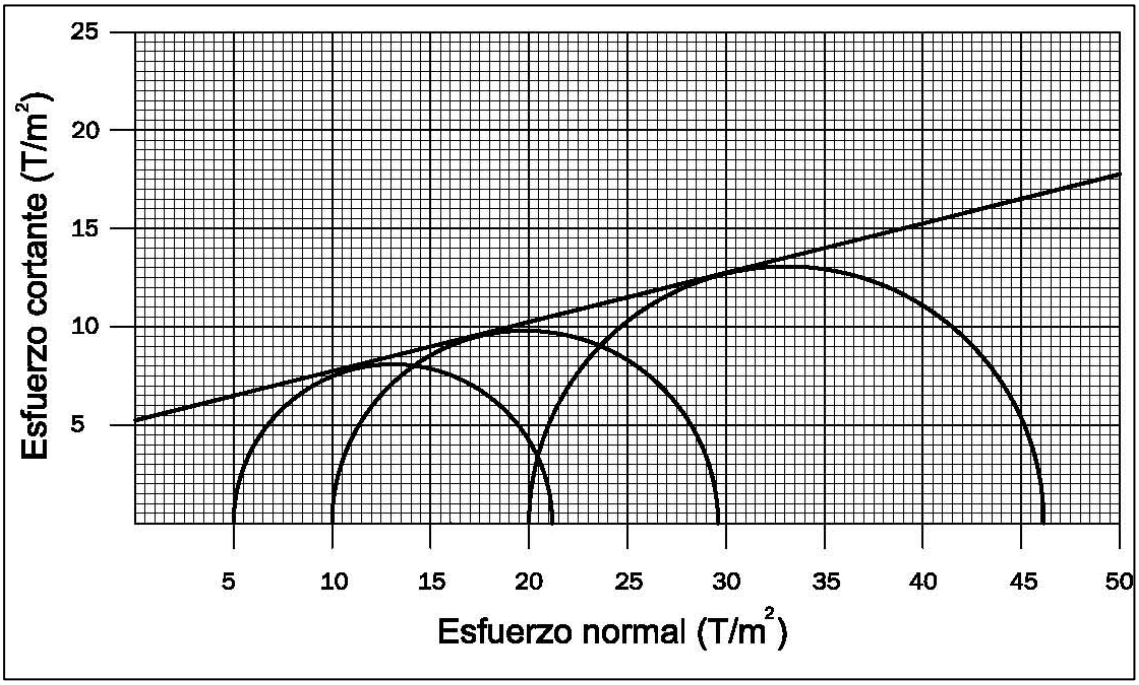
Tabla XLVII. Esfuerzos principales totales y efectivos para dibujar los círculos de *Mohr*, para el ensayo triaxial tipo CD

Esfuerzos totales			**Esfuerzos efectivos**		
σ_3 (T/m^2)	σ_1 (T/m^2)	$q_{máx}$ (T/m^2)	σ'_3 (T/m^2)	σ'_1 (T/m^2)	$q'_{máx}$ (T/m^2)
5	21.18	13.09	5	21.18	13.09
10	29.60	19.80	10	29.60	19.80
20	46.14	33.07	20	46.14	33.07

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

9. Dibujar los círculos de *Mohr*, para los estados de esfuerzos principales efectivo sobre un sistema cartesiano, denotando el eje de las abscisas como esfuerzo normal σ y el eje de las ordenadas como esfuerzo cortante τ. Trazar una tangente en el grupo de círculos y medir la pendiente de dicha recta para obtener de esa forma el ángulo de fricción interna Φ y la cohesión del suelo C.

Figura 70. Envolvente de falla y círculos de *Mohr*, para el ensayo de compresión triaxial tipo CD



Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

10. Determinar el ángulo de fricción interna Φ y la cohesión C

De la Figura 70, se observa gráficamente que el valor aproximado para la Cohesión aparente es:

$$C = 5.20 T / m^2$$

Y para el ángulo de fricción interna Φ:

$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{Y}{X}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{17.76 - 5.20}{50}\right)$$

$$\phi = 14.10^{o}$$

11. Representación de los resultados

Tabla XLVIII. Representación de los resultados, para el ensayo triaxial tipo CD

PARÁMETROS DE CORTE	C = 5.20 T/m^2 Φ = 14^O
TIPO DE ENSAYO	Consolidado – drenado
DESCRIPCIÓN DEL SUELO	Arcilla limo arenosa color café claro
DIMENSIÓN Y TIPO DE PROBETA	2.5 X 5.0 plg (Tallada)

Probeta No.	1	1	1
Presión lateral σ'_3 (T/m^2)	5	10	20
Desviador en rotura $q'_{máx}$ (T/m^2)	13.09	19.80	33.07
Deformación unitaria ε (%)	2.21	4.32	6.98
Densidad seca (T/m^3) γ_d	1.54	1.54	1.54
Humedad (%H)	29.5	29.5	29.5

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

Figura 71. Ensayo de compresión triaxial en suelo cohesivo

(a)
Muestra inalterada, tallada

(b)
Espécimen colocado en la máquina de compresión triaxial

(c)
Espécimen después del ensayo

(d)
Equipo para preparar la probeta remoldeada

Fuente: Tomada por el autor.

2.3.1.10 Comentario final

1. Resumen de pruebas triaxiales

- Para pruebas triaxiales no consolidadas – no drenadas,

Esfuerzo total principal mayor = $\sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1$

Esfuerzo total principal menor = σ_3

Para arcillas saturadas, el valor de $\sigma_1 - \sigma_3 = \Delta\sigma_f$ es una constante, independientemente de la presión de confinamiento en la cámara σ_3.

- Para pruebas consolidadas – no drenadas, en la falla,

Esfuerzo total principal mayor = $\sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1$

Esfuerzo total principal menor = σ_3

Esfuerzo efectivo principal mayor = $(\sigma_3 + \Delta\sigma_f) - u_f = \sigma'_1$

Esfuerzo efectivo principal menor = $\sigma_3 - u_f = \sigma'_3$

Cambiando σ_3 se pueden efectuar múltiples pruebas de este tipo en varias muestras de suelo. Luego se dibujan los círculos de *Mohr* para los esfuerzos totales en la falla y se traza una tangente para definir la envolvente de falla. Esta se define por la ecuación

$$s = C_{CU} + \sigma \tan \phi_{CU}$$

Donde:

C_{CU} y ϕ_{CU} = cohesión consolidada – no drenada y ángulo de fricción

C_{CU} = 0 para arcillas normalmente consolidadas.

- Para pruebas consolidadas – drenadas (CD), en la falla

Esfuerzo efectivo principal mayor = $\sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1 = \sigma'_1$

Esfuerzo efectivo principal menor = $\sigma_3 = \sigma'_3$

Cambiando σ_3 se pueden efectuar más pruebas de este tipo en varias muestras de arcilla. Los parámetros de resistencia cortante (C y Φ) se determinan dibujando el círculo de *Mohr* en la falla y trazando una tangente a los círculos. Esta es la envolvente de *Mohr – Coulomb* en la falla,

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2C\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Para arcillas normalmente consolidadas, C = 0

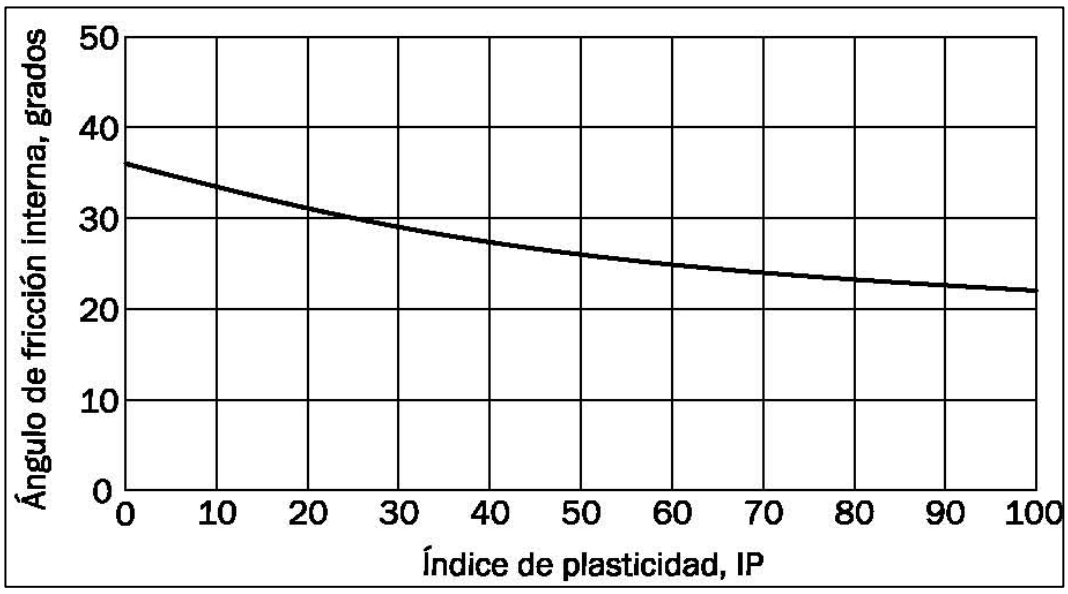
2. Ángulo de fricción interna drenado de suelos granulares

En general, el ensayo de corte directo proporciona un mayor ángulo de fricción que el obtenido en el ensayo triaxial. Cabe señalar que la envolvente de falla para un suelo dado es en realidad una línea curva. El criterio de falla de *Mohr-Coulomb* definido en el capítulo anterior, es una aproximación. Debido al carácter curvo de la envolvente de falla, de un suelo probado con esfuerzo normal alto resultará un menor valor de Φ.

3. Ángulo de fricción interna drenado en suelos cohesivos

La Figura 72 muestra el ángulo de fricción interna drenado Φ para varias arcillas, normalmente consolidadas obtenido, mediante pruebas triaxiales (*Bjerrum Simons*, 1960). Se nota que, en general, el ángulo de fricción Φ decrece al aumentar el índice de plasticidad. El valor de Φ disminuye por lo general de 37^o a 38^o con un índice de plasticidad de aproximadamente 10, a cerca de 25^o o menos con un índice de plasticidad de de aproximadamente 100. Resultados similares también fueron proporcionados por *Kenney* (1959). El ángulo de fricción (Φ_{cu}) consolidado – no drenado (CU) de arcillas saturadas normalmente consolidadas varía generalmente, entre 5^o y 20^o.

Figura 72. Variación del ángulo de fricción Φ con el índice de plasticidad, para varias arcillas



Fuente: Braja M. Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones.** Pág. 64

La Figura 73 muestra el diagrama esquemático de la gráfica de Δσ versus la deformación unitaria axial de una prueba triaxial drenada par arcilla. En la falla, para esta prueba, $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$. Sin embargo, bajo una deformación unitaria axial grande (por ejemplo, bajo una condición de resistencia última):

Esfuerzo principal mayor: $\sigma'_{1(ult)} = \sigma_3 + \Delta\sigma_{últ}$

Esfuerzo principal menor: $\sigma'_{3(ult)} = \sigma_3$

En la falla (es decir, bajo máxima resistencia), la relación entre σ'_1 y σ'_3 fue dada por la ecuación:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2C\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Sin embargo, para la resistencia última, puede demostrarse que:

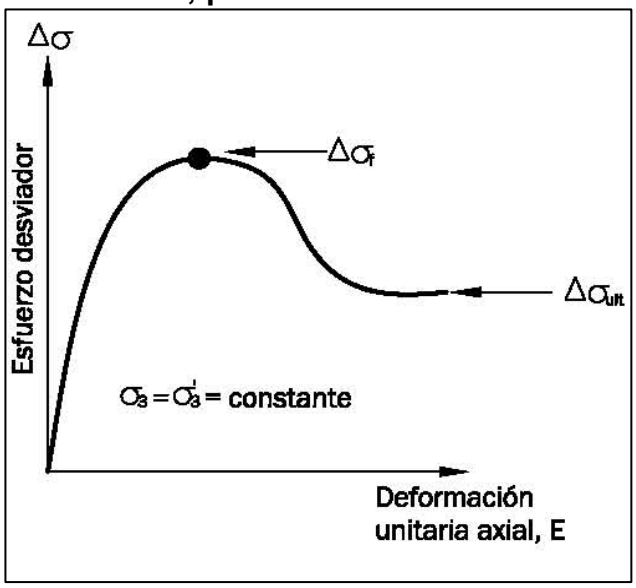
$$\sigma'_{1(ult)} = \sigma'_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi_r}{2}\right)$$

Donde:

ϕ_r = ángulo de fricción drenado residual.

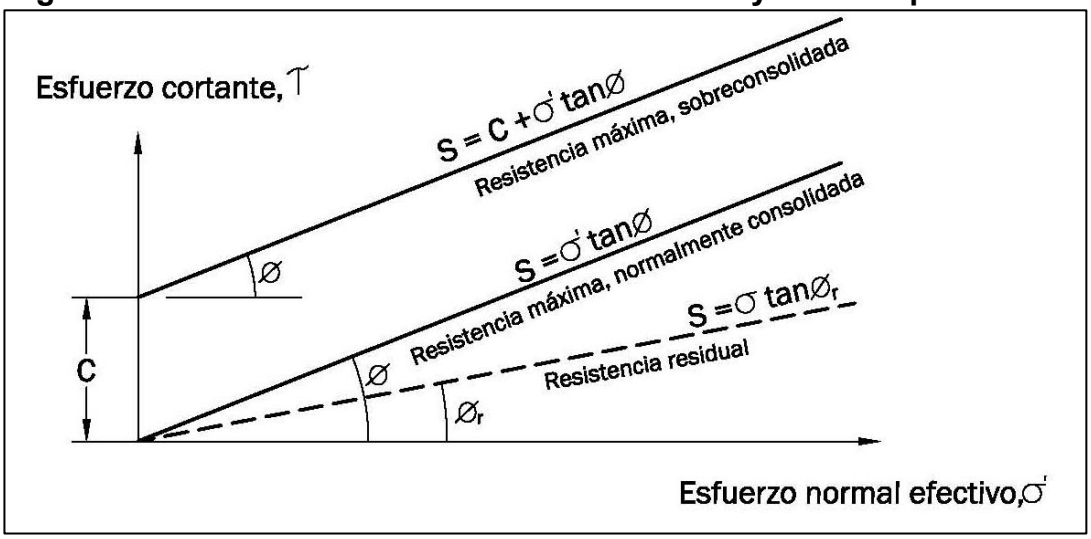
La Figura 74 muestra la naturaleza general de las envolventes de falla bajo máxima resistencia y resistencia última (o resistencia residual). La resistencia cortante residual de arcillas es importante en la evaluación de la estabilidad a largo plazo de pendientes nuevas y existentes y para el diseño de medidas correctivas. Los ángulos de fricción Φ_r drenados residuales de arcillas pueden ser considerablemente menores que los ángulos de fricción drenados máximos.

Figura 73. Gráfica del esfuerzo desviador versus deformación unitaria axial; prueba triaxial drenada



Fuente: Braja M. Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones.** Pág. 65

Figura 74. Envolventes de la resistencia máxima y residual para arcillas



Fuente: Braja M. Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones.** Pág. 65

4. Diferencia entre los ensayos triaxial consolidado – no drenado y consolidado – drenado.

Se entiende que los ensayos triaxiales consolidados, permiten que el espécimen se consolide primero bajo una presión de confinamiento, así el esfuerzo llega a ser efectivo, es decir, la presión de cámara queda actuando sobre la fase sólida del suelo. En un ensayo consolidado – no drenado (CU), el espécimen es llevado a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no exista cambio de volumen.

El hecho esencial de este tipo de ensayos es no permitir ninguna consolidación durante el período de falla con la aplicación de la carga axial, esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas de la bureta (válvula que conecta el interior del espécimen con el exterior de la cámara de compresión).

Se podría pensar que todo esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión intersticial, ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la parte sólida del suelo, pero en una prueba de compresión triaxial el espécimen puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura toma esfuerzos cortantes desde el principio.

En el ensayo consolidado – drenado (CD), la diferencia esencial con respecto al ensayo anterior corresponde al hecho de abrir la válvula de la bureta, esto con el propósito de desalojar el agua contenida en los poros del espécimen que se está ensayando, además se cuenta el hecho de que las velocidades de aplicación de la carga son mucho más lentas que en el ensayo CU.

Otra de las diferencias notables entre los dos ensayos, es que durante el ensayo CD se pueden medir las variaciones de volumen dentro del espécimen, es decir, las variaciones de volumen que experimenta el índice de vacíos, esto se debe a que el agua contenida en ellos comienza a salir lentamente, lo que permite un reacomodo de las partículas sólidas del suelo.

2.3.2 Ensayo de corte directo

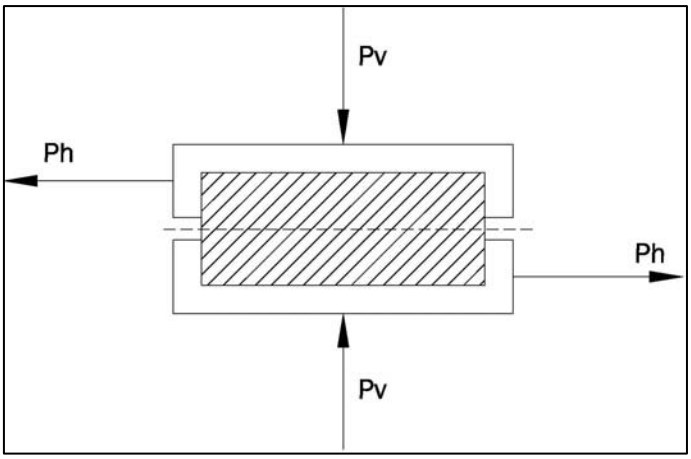
AASHTO T236-03: Standard Method of Test for Direct Shear Test of Soils under Consolidated Drained Conditions

ASTM D3080-03: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils under Consolidated Drained Conditions

2.3.2.1 Descripción del ensayo

El ensayo de corte directo impone sobre un suelo las condiciones idealizadas que se muestran en la Figura 75. O sea, induce la ocurrencia de una falla a través de un plano de localización predeterminado. Sobre este plano actúan dos fuerzas o esfuerzos. Un esfuerzo normal debido a una carga P_v aplicada externamente que genera una tensión normal σ_n ($\sigma_n = P_v / A$) y un esfuerzo cortante debido a la aplicación de una fuerza tangencial P_h, que desplaza la parte móvil de la caja produciendo la tensión de corte τ ($\tau = P_h / A$).

Figura 75. Condición idealizada de cortante sobre una muestra de suelo



Fuente: Braja M. Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones.** Pág. 56

Se requieren al menos dos pares de valores σ – τ, para obtener las incógnitas C y Φ de la ecuación de *Coulomb* $\tau = C + \sigma_n \tan\Phi$. La ventaja de este ensayo es que es fácil de ejecutar e interpretar y rápido en el caso de ensayos drenados por el corto camino a recorrer por el agua. Entre las desventajas se puede citar que la superficie de rotura no es necesariamente la más débil y la distribución de tensiones no es uniforme.

Además, el área de la muestra cambia a medida que el ensayo progresa; este cambio es complejo de calcular sobre todo en el caso de muestras circulares. Durante el ensayo se miden las deformaciones horizontales y verticales de la muestra.

Como en la ecuación de *Coulomb*, existen dos cantidades desconocidas (C y Φ), se requiere obtener dos valores, como mínimo, de esfuerzo normal y esfuerzo cortante para obtener una solución. Como el esfuerzo cortante τ y el esfuerzo normal σ_n, tienen el mismo significado donde en la construcción del círculo de *Mohr*, en lugar de resolver una serie de ecuaciones simultáneas para C y tanΦ, es posible dibujar en un plano de ejes coordenados los valores de τ contra σ_n para los diferentes ensayo (generalmente, τ como ordenada), dibujar una línea a través del lugar geométrico de los puntos resultantes, o del promedio del lugar geométrico de los puntos y establecer la pendiente de la línea como el ángulo de fricción interna Φ y el intercepto con el eje τ como la cohesión C.

Así, se consigue una solución gráfica de la ecuación de *Coulomb*. Para materiales no cohesivos, la cohesión debería ser cero por definición y la ecuación de *Coulomb* se convierte en $\tau = \sigma_n \tan\Phi$. La existencia del ensayo y los efectos de tensión superficial de los materiales húmedos no cohesivos a menudo producen un valor de cohesión (aparente), que debería despreciarse a menos que sea más de 10 a 15 kPa (1.45 a 2.2 lb/plg^2). Si el valor de la cohesión es grande siendo el suelo un material no cohesivo, debería investigarse la razón para haber obtenido dicha cohesión.

El ensayo de corte directo se ha vuelto cada vez menos popular por las siguientes razones:

b. El área de la muestra cambia a medida que el ensayo progresa, sin que esto sea demasiado significativo, ya que la mayoría de las muestras fallan a deformaciones muy bajas.
c. La superficie de falla real no es un plano; como se supuso o se intentó obtener con el tipo de caja que se diseñó, ni tampoco se tiene una distribución uniforme del esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de falla como también se supuso.
d. El ensayo usa una muestra muy pequeña, con el consiguiente resultado de que los errores de preparación son relativamente importantes.
e. El tamaño de la muestra excluye la posibilidad de hacer mucha investigación de las condiciones de presión de poro durante el ensayo.
f. No es posible determinar el módulo de elasticidad ni el de la relación de Poisson.

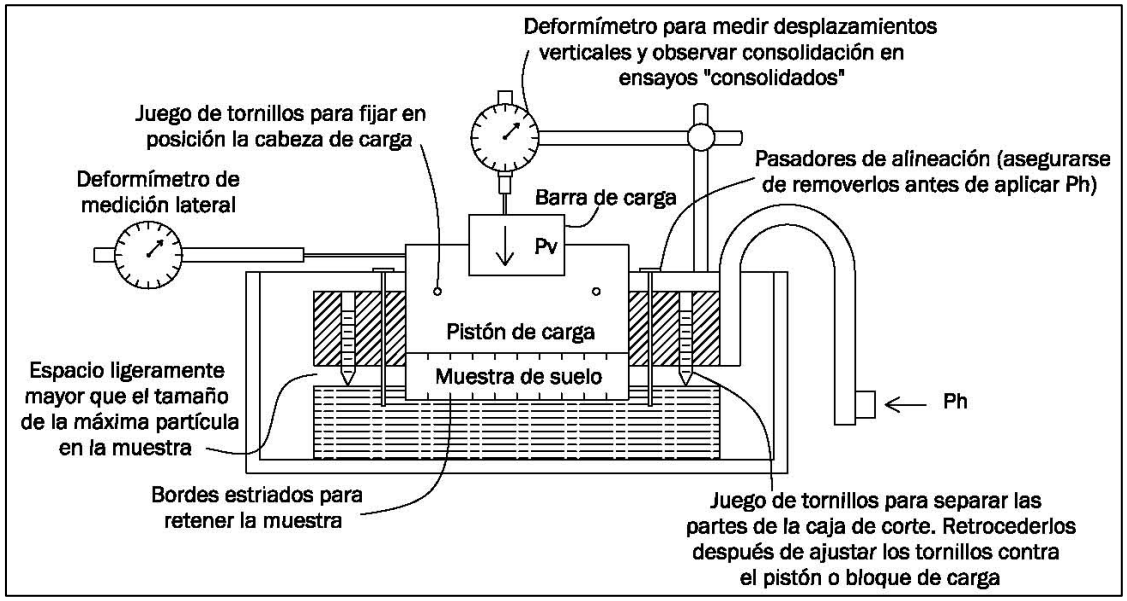
Sin embargo, con el avance posterior en el arte, el ensayo de corte directo parece empezar a recuperar su popularidad inicial, por las siguientes razones:

a) El ensayo triaxial es relativamente, más difícil de ejecutar e interpretar (especialmente si se toma medida de presión de poro).
b) El tamaño de la muestra hace que efectuar ensayos consolidados – no drenados y consolidados – drenados no requiera demasiado tiempo, pues el tiempo de drenaje es bastante corte aún para materiales con bajo coeficiente de permeabilidad, debido a que el camino de drenaje es muy pequeño.
c) Se ha introducido cajas con muestras cuadradas de forma que la reducción de área durante el ensayo puede fácilmente tenerse en cuenta si se desea. El uso de cajas cuadradas es relativamente reciente y la mayoría de las máquinas antiguas todavía en servicio utilizan muestras de caja circular.
d) La máquina de corte directo es mucho más adaptable a los equipos electrónicos de medición, de forma que no se requiere la presencia continua de un operario para efectuar ensayos consolidados – drenados, que pueden durar varios días.
e) Se ha encontrado que los parámetros del suelo C y Φ, obtenidos por el método de corte directo son casi tan confiables como los valores triaxiales (en arenas con ángulo de fricción interna por encima de 35^{o}, los valores obtenidos en el ensayo de corte directo, pueden diferir entre uno a cuatro grados Celsius por encima de los obtenidos en el ensayo triaxial; el valor de Φ obtenido es casi el mismo en ambos ensayos); probablemente esto se debe más a problemas del operador que al hecho de que los equipos tengan igual capacidad de comportamiento.

Lo anterior no quiere indicar que el ensayo triaxial sea indeseable, si no más bien que, si se desean únicamente los parámetros de suelos, los valores que brinda el ensayo de corte directo se ha encontrado usualmente bastante aceptable.

f) Y como se ha aclarado, hay alguna información como el comportamiento de presión de poro durante el corte, que no puede ser evaluado utilizando este ensayo.

Figura 76. Detalle del ensayo de corte directo y la caja de corte



Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 177

Los ensayos de corte directo pueden clasificarse, al igual que en los ensayos triaxiales de la siguiente forma:

1. **No consolidado – no drenado**: U, el corte se inicia antes de consolidar la muestra bajo la carga normal P_v. Si el suelo es cohesivo y saturado, se desarrollará exceso de presión de poro. Este ensayo es análogo al ensayo triaxial UU.

2. **Consolidado – no drenado**: se aplica la fuerza normal y se observa el movimiento vertical del deformímetro hasta que se detenga el asentamiento antes de aplicar fuerza cortante. Este ensayo puede utilizarse entre los ensayos triaxiales consolidado – no drenado y consolidado – drenado.

3. **Consolidado – drenado**: la fuerza normal se aplica y se demora la aplicación del corte hasta que se haya desarrollado todo el asentamiento; se aplica a continuación la fuerza cortante tan lento como sea posible para evitar el desarrollo de presiones de poro en la muestra. Este ensayo es análogo al ensayo triaxial consolidado – drenado.

El ensayo se puede realizar de dos maneras:

1. Deformación controlada: se aplica una velocidad de deformación preestablecida, por ejemplo: 1.27 mm/min (0.05 plg/min) y se controla la carga máxima para alcanzar esa deformación a cada instante.

2. Tensión controlada: aplican cargas de magnitudes conocidas y se observan las deformaciones generales.

El valor de Φ para una arena dada en estado muy compacto y bajo presiones normales de 2 kg/cm^2 es de cinco a 10 grados mayor que su ángulo de reposo, según *Terzaghi*. También *Terzaghi* indica que el ángulo de fricción interna de una arena completamente sumergida es de uno a dos grados menor que el valor de Φ para la misma arena a igual compacidad relativa, pero en un estado completamente seco. La relación entre el ángulo de fricción interna Φ de un suelo granular y la compacidad relativa del mismo se expresa por *Meyerhof* por medio de las siguientes expresiones:

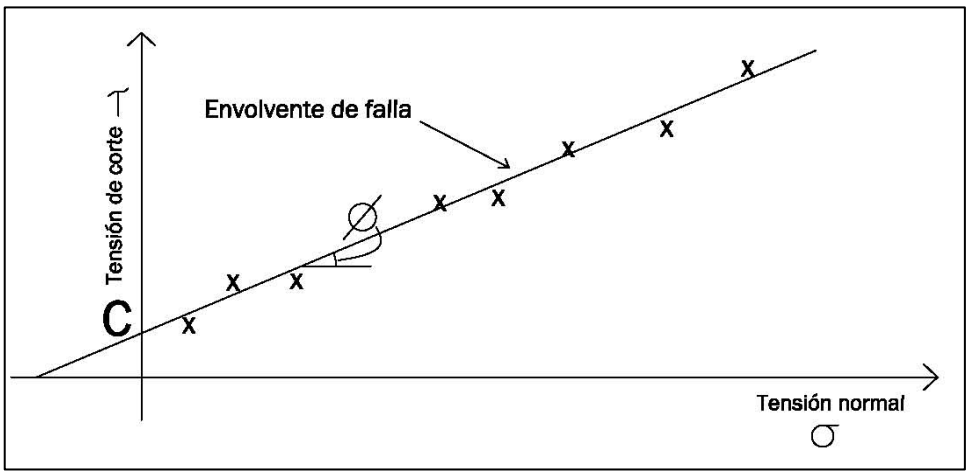
a) Para suelos granulares con más de 5% de arena fina y limo

$$\phi = 25 + 0.15C_r$$

b) Para suelos granulares con menos de 5% de arena fina y limo

$$\phi = 30 + 0.15C_r$$

Figura 77. Representación gráfica de la envolvente de falla, para el ensayo de corte directo



Fuente: Carlos Crespo. **Mecánica de suelos y cimentaciones.** Pág. 164

2.3.2.2 Equipo a utilizar

- Aparato residual de corte directo (*ASTM* D3080), puede ser de operación manual o con motor.
- Deformímetro para lectura esfuerzo normal.
- Deformímetro central vertical apoyado sobre el yunque de carga para medir consolidación – expansión durante el corte.
- Anillo de carga y deformímetro para lectura de esfuerzo cortante.
- 2 piedras porosas para mantener el suelo aislado de la caja de corte.
- Dos cajas de corte, cuadrada o circular, dependiendo de la forma de la piedra porosa.
- Contrapesos de 5 lb
- Calibrador y nivel pequeño

Figura 78. Aparato residual de corte directo *ASTM* D3080

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 24

Figura 79. Caja de corte cuadrada y piedras porosas

Fuente: Humboldt. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 58

Figura 80. Pesos individuales y pisón de la muestra

Fuente: Humboldt. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 55

2.3.2.3 Procedimiento para realizar la prueba

A. SUELOS NO COHESIVOS

1. Pesar un tara con arena seca (o húmeda con el contenido de humedad conocido con exactitud)

2. Ensamblar cuidadosamente la caja de corte (retroceder cualquier separación existente entre las partes de la caja y los tornillos de empalme) y fijar la caja en posición. Obtener sección transversal A de la muestra.

3. Colocar cuidadosamente la arena en la caja de corte hasta cerca de cinco milímetros del borde de la superficie del anillo y colocar el pistón de carga (incluyendo la piedra porosa) sobre la superficie del suelo. Tomar un nivel pequeño y verificar la nivelación del pistón o bloque de carga. Pesar el recipiente de la arena para determinar el peso exacto del material utilizado en la muestra. Obtener a continuación una referencia del espesor de la muestra de suelo marcando en varios puntos el borde del pistón o bloque de carga alrededor del perímetro con respecto a la altura de la caja de corte.

4. Aplicar la carga normal P_v deseada y colocar el dial para determinar el desplazamiento vertical (con precisión de 0.01 mm por división). Recordar incluir el peso del pistón de carga y la mitad superior de la caja de corte como parte del peso P_v.

Para ensayos consolidados, registrar en el dial el desplazamiento vertical y comenzar el ensayo, sólo cuando el asentamiento ha parado. Para suelos no cohesivos esto puede hacerse a partir de la aplicación de P_v.

5. Separar dos partes de la caja de corte desplazando los tornillos espaciadores que se encuentran en la parte superior de la caja de corte. El espacio desplazado debería ser ligeramente superior que el tamaño más grande de partícula presente en la muestra. A continuación se debe fijar el bloque de carga, apretando los tonillos de fijación provistos para tal propósito a los lados de la parte superior de la caja de corte. Inmediatamente, después separar los tonillos espaciadores de manera que se libere la parte superior de la caja de corte; en este momento la carga de la caja de corte y el bloque o pistón de carga se encuentran actuando sobre la muestra de suelo.

6. Ajustar el deformímetro de carátula (0.01 mm/división), para medir el desplazamiento en cortante.

7. Para ensayos saturados, saturar la muestra llenando la caja de corte y permitiendo transcurrir suficiente tiempo para que tenga lugar la saturación. Asegúrese que las piedras porosas que se encuentran en la caja de corte estén saturadas si el suelo al ensayarse contiene alguna humedad.

8. Comenzar la carga horizontal (cortante) y tomar lecturas del deformímetro de carga, del deformímetro de desplazamiento cortante y del deformímetro vertical (cambio de volumen).

Si el ensayo es de tipo deformación unitaria controlada, tomar lecturas a desplazamiento horizontal de: 5, 10 y cada 10 ó 20 unidades de desplazamiento horizontal. Utilizar una tasa de deformación unitaria del orden de 0.5 a no más de 2 mm/min. No utilizar tasas de deformación unitaria más rápidas, pues existe el peligro que se presente el pico de carga cortante entre dos lecturas. La tasa de deformación unitaria debe ser tal, que la muestra falle entre tres y cinco minutos.

9. Retira la arena de la caja de corte y repetir los pasos del uno al ocho, por lo menos sobre dos muestras adicionales y a una densidad dentro de los cinco gramos y no más de 10 g respecto a la cantidad de suelo usada en el primer ensayo. Asegurarse que la arena ocupe el mismo volumen utilizando las marcas de referencia del paso tres.

10. En el paso cuatro: usar un valor diferente de P_v para cada ensayo. Se sugiere doblar la carga exterior, por ejemplo: 4, 8, 16 kg más el peso del bloque o pistón de carga para esos tres ensayos. También es posible recurrir a cargas que sean múltiplos, por ejemplo: 5, 10, 20 kg, etc.

B. SUELOS COHESIVOS

1. Moldear cuidadosamente tres o cuatro muestras al mismo tamaño (se prefiere a la misma densidad) tomadas de una muestra de bloque grande parafinado, o de una muestra de tubo. Utilizar un anillo cortante de manera que el tamaño pueda ser controlado. Cualquier muestra con un peso apreciablemente diferente de las otras debe descartarse y en su lugar moldear otra muestra.

Las dimensiones del espécimen coinciden con las del anillo de moldeo o sea, 2.5 plg de diámetro por una pulgada de altura.

Nota: Se pueden necesitar hasta seis muestras, pero si el suelo está inalterado y preconsolidado. Mantener las muestras en ambiente de humedad controlada mientras se hace el moldeo, la preparación de la máquina de corte y los demás detalles del ensayo.

2. Retroceder la separación y el agarre de los tonillos guía en la parte superior de la caja de corte y ensamblar las dos partes. Asegurarse que las piedras porosas estén saturadas a menos que se vaya a ensayar un suelo seco.

3. Colocar cuidadosamente la muestra dentro de la caja de corte. La muestra debe ajustar perfectamente en la caja y llenarla hasta cerca de cinco milímetros de la parte superior de la caja de corte. Colocar el bloque o pistón de carga en su sitio sobre el suelo, la carga normal P_v y ajustar el deformímetro de carátula vertical. Para un ensayo consolidado es necesario controlar el deformímetro vertical igual que para el ensayo de consolidación; para determinar cuando la consolidación haya terminado.

4. Separar cuidadosamente las mitades de la caja de corte, dejando una pequeña separación apenas mayor que el tamaño de la partícula más grande que este presente en el suelo, retroceder los tonillos de separación y empalmar la cabeza de carga en su sitio, utilizando los tornillos fijos para tal propósito. Asegúrese que la carga normal refleje la fuerza normal más el peso del bloque de carga y la mitad superior de la caja de corte.

5. Acoplar el deformímetro para corte, fijar en cero tanto el deformímetro horizontal como el vertical. Para ensayos saturados es necesario llenar la caja de corte con agua y esperar un tiempo razonable para que se produzca la saturación de la muestra.

6. Comenzar la carga horizontal (cortante) y tomar lecturas del dial de carga, desplazamiento cortante y desplazamiento vertical (de cambio de volumen). Si el ensayo se hace a deformación unitaria controlada tomar estas lecturas a desplazamiento horizontal de 5, 10 y cada 10 ó 20 unidades del deformímetro de desplazamiento horizontal. La velocidad de deformación para el ensayo debería ser tal que el tiempo para que la falla ocurra t_f sea: $t_f = 50\ t_{50}$, en donde t_{50} es el tiempo necesario para que ocurra el 50% de la consolidación bajo la carga normal P_v. Si t_{50} no es fácil de obtener, puede utilizarse $t_f = 35\ t_{60} = 25\ t_{70} = 12\ t_{90}$.

Nota: En el Laboratorio de Mecánica de Suelos se realiza el ensayo a una velocidad de deformación de 0.01 plg/min.

Nota: Puede hacerse una gráfica de lectura de deformación vertical contra el logaritmo del tiempo; similar a la del ensayo de consolidación del suelo. Cuando P_v es muy grande podría ser necesario aplicar la carga en incrementos en vez de aplicarla toda de una sola vez por las razones discutidas en el ensayo de consolidación.

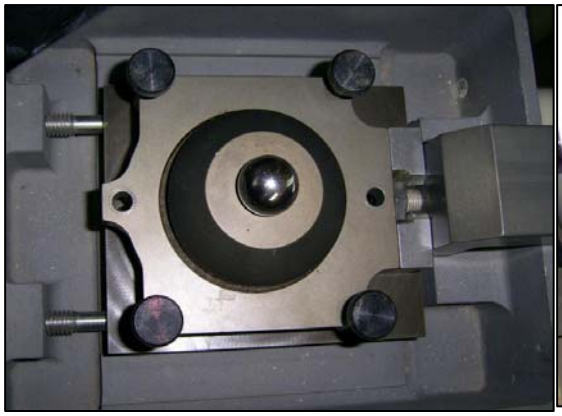
7. Remover el suelo y tomar una muestra para contenido de humedad. Repetir los pasos del dos al seis para dos o más muestras adicionales. Si el suelo está preconsolidado se utilizan seis muestras, es preciso asegurarse de utilizar un rango de tres capas normales a cada lado del esfuerzo de preconsolidación.

Figura 81. Ensayo de corte directo en suelo cohesivo

(a)
Muestra tallada en el anillo

(b)
Caja de corte circular

(c)
Colocación de la muestra en la caja de corte, por medio del pisón



(d)
Caja de corte en la casuela del aparato de corte

(e)
Pesos individuales para generar la carga axial

(f)
Montaje final del ensayo de corte

Fuente: Tomada por el autor.

2.3.2.4 Ejemplo ilustrativo

Se realizó el ensayo de corte directo a una muestra de arcilla normalmente consolidada con la siguiente descripción: Arcilla limo arenosa color café oscuro.

1. Dimensiones del espécimen.

$$Diámetro = 2.5 p\lg$$
$$Altura = 1 p\lg$$

$$Área = \frac{\pi}{4}(2.5 p\lg)^2 = 4.91 p\lg^2 = 31.68 cm^2$$

$$Volumen = (31.68 cm^2)(2.54 cm) = 80.47 cm^3$$

2. Contrapesos.

   Se establece el siguiente arreglo: 1 kg, 2 kg, 4 kg y 8 kg
   Se puede establecer como alternativa el siguiente arreglo: 3 kg, 6 kg y 9 kg, como se puede observar, los arreglos se toman de manera tal que el posterior contrapeso sea múltiplo del contrapeso anterior.

3. Esfuerzo normal o axial.

   El esfuerzo normal resulta de dividir la carga axial sobre el área de aplicación. Es decir, se tienen cuatro esfuerzos para las diferentes cargas axiales.

Nota: La carga axial se determina multiplicando el valor del contrapeso por el factor de 10, ya que la carga transmitida realmente es de 10 kg. Debido a que el brazo de palanca transmite 10 veces el valor del contrapeso colocado en este.

$$\sigma_1 = \frac{(1kg)(10)}{31.68cm^2} = 0.32kg/cm^2$$

$$\sigma_2 = 0.63kg/cm^2$$

$$\sigma_3 = 1.26kg/cm^2$$

$$\sigma_4 = 2.53kg/cm^2$$

4. Determinación del esfuerzo de corte.

Tabla XLIX. Determinación del esfuerzo cortante para σ_1 = 0.32 kg/cm^2

Deformación horizontal		**Carga del anillo**			**Esfuerzo cortante**
Lectura Dial	Lectura Pulgadas	Lectura Dial	Libras	Kilogramos	kg/cm^2
5	0.005	10	17	7.71	0.24
10	0.010	15	21.1	9.59	0.30
15	0.015	20	25.3	11.47	0.36
20	0.020	25	29.4	13.34	0.42
25	0.025	28	31.9	14.47	0.46
30	0.030	29	32.7	14.85	0.47
35	0.035	31	34.4	15.60	0.49
40	0.040	32	35.2	15.97	0.50
45	0.045	33	36.1	16.35	0.52
50	0.050	34	36.9	16.73	0.53
55	0.055	35	37.7	17.10	0.54
60	**0.060**	**35**	**37.7**	**17.10**	**0.54**

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

Tabla L. Determinación del esfuerzo cortante para σ_2 = 0.63 kg/cm^2

Deformación horizontal		Carga del anillo			Esfuerzo cortante
Lectura Dial	Lectura Pulgadas	Lectura Dial	Libras	Kilogramos	kg/cm^2
5	0.005	9	16.2	7.33	0.23
10	0.010	15	21.1	9.59	0.30
15	0.015	19	24.5	11.09	0.35
20	0.020	23	27.8	12.59	0.40
25	0.025	27	31.1	14.10	0.45
30	0.030	30	33.6	15.22	0.48
35	0.035	32	35.2	15.97	0.50
40	0.040	34	36.9	16.73	0.53
45	0.045	36	38.5	17.48	0.55
50	0.050	37	39.4	17.85	0.56
55	0.055	39	41.0	18.60	0.59
60	0.060	40	41.8	18.98	0.60
65	0.065	41	42.7	19.35	0.61
70	0.070	42	43.5	19.73	0.62
75	0.075	43	44.3	20.11	0.63
80	0.080	44	45.2	20.48	0.65
85	0.085	45	46.0	20.86	0.66
90	0.090	46	46.8	21.23	0.67
95	**0.095**	**46**	**46.8**	**21.23**	**0.67**

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

Donde:

Lectura en pulgadas deformación horizontal = lectura dial x 0.001”

Ecuación del anillo para determinar la carga en libras:

$$Y = 0.828235X + 8.71874$$

X = lectura dial del anillo de carga

τ = carga del anillo (kg) / área de la muestra (cm^2)

Tabla LI. Determinación del esfuerzo cortante para σ_3 = 1.26 kg/cm^2

Deformación horizontal		Carga del anillo			Esfuerzo cortante
Lectura Dial	Lectura Pulgadas	Lectura Dial	Libras	Kilogramos	kg/cm^2
5	0.005	17	22.8	10.34	0.33
10	0.010	21	26.1	11.84	0.37
15	0.015	26	30.3	13.72	0.43
20	0.020	30	33.6	15.22	0.48
25	0.025	32	35.2	15.97	0.50
30	0.030	36	38.5	17.48	0.55
35	0.035	39	41.0	18.60	0.59
40	0.040	42	43.5	19.73	0.62
45	0.045	44	45.2	20.48	0.65
50	0.050	47	47.6	21.61	0.68
55	0.055	50	50.1	22.73	0.72
60	0.060	53	52.6	23.86	0.75
65	0.065	55	54.3	24.61	0.78
70	0.070	57	55.9	25.36	0.80
75	0.075	59	57.6	26.11	0.82
80	0.080	60	58.4	26.50	0.84
85	0.085	62	60.1	27.24	0.86
90	0.090	64	61.7	27.99	0.88
95	0.095	65	62.6	28.37	0.90
100	0.100	67	64.2	29.12	0.92
105	0.105	68	65.0	29.50	0.93
110	0.110	70	66.7	30.25	0.96
120	**0.120**	**70**	**66.7**	**30.25**	**0.96**

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

Tabla LII. Determinación del esfuerzo cortante para σ_4 = 2.53 kg/cm^2

Deformación horizontal		Carga del anillo			Esfuerzo cortante
Lectura Dial	Lectura Pulgadas	Lectura Dial	Libras	Kilogramos	kg/cm^2
5	0.005	31	34.40	15.60	0.49
10	0.010	46	46.82	21.23	0.67
15	0.015	54	53.44	24.24	0.77
20	0.020	61	59.24	26.87	0.84
25	0.025	66	63.38	28.75	0.91
30	0.030	72	68.35	30.99	0.98
35	0.035	78	73.32	33.25	1.05
40	0.040	82	76.63	34.76	1.10
45	0.045	86	79.95	36.25	1.15
50	0.050	91	84.10	38.14	1.20
55	0.055	95	87.40	39.64	1.25
60	0.060	99	90.71	41.14	1.30
65	0.065	103	94.03	42.64	1.35
70	0.070	107	97.34	44.15	1.40
75	0.075	110	99.83	45.27	1.43
80	0.080	113	102.31	46.40	1.47
85	0.085	116	104.79	47.53	1.50
90	0.090	120	108.11	49.03	1.55
95	0.095	123	110.59	50.16	1.58
100	0.100	126	113.08	51.28	1.62
105	0.105	129	115.56	52.41	1.65
110	0.110	132	118.05	53.54	1.69
120	0.120	136	121.36	55.04	1.74
160	0.160	156	137.92	62.55	1.98
225	**0.225**	**173**	**152.0**	**68.94**	**2.18**

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

Nota: El ensayo se detiene cuando las lecturas del dial para el anillo se repiten dos o más veces para cada uno de los esfuerzos normales.

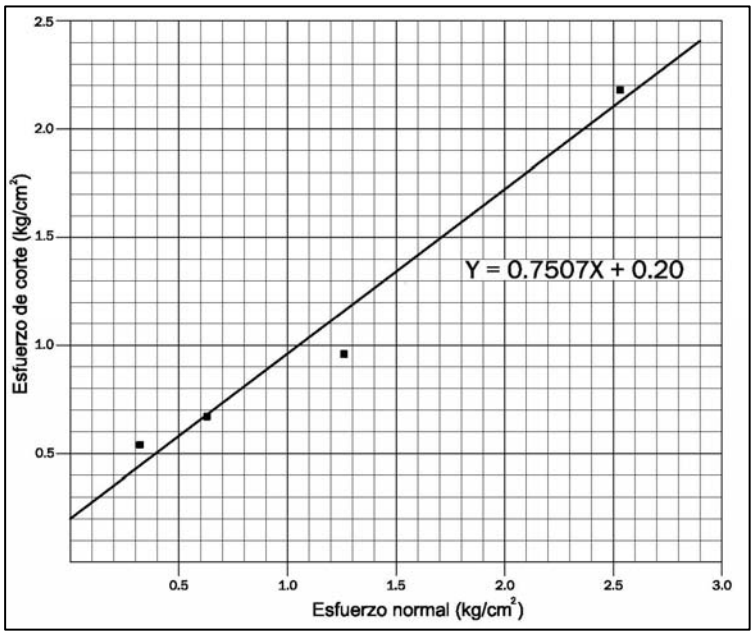
5. Dibujar envolvente de falla, colocando en las ordenadas el esfuerzo cortante τ y en las abscisas el esfuerzo normal σ. Plotear los puntos denotados en la Tabla LIII y realizar la regresión lineal de los mismos, utilizando una calculadora o una hoja de Excel para determinar la ecuación de la recta.

Tabla LIII. Datos para dibujar la envolvente de falla, para corte directo

Esfuerzo normal kg/cm^2	Esfuerzo cortante kg/cm^2
0.32	0.54
0.63	0.67
1.26	0.96
2.53	2.18

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

Figura 82. Envolvente de falla, para el ensayo de corte directo



Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

6. Determinar el porcentaje de humedad, la densidad húmeda y la densidad seca, para cada una de las pastillas.

Tabla LIV. Determinación del porcentaje de humedad, densidad húmeda y densidad seca, para el ensayo de corte directo

Pastilla No. 1					
% H		Densidad húmeda		Densidad seca	
PNH	115.8 g	PNH	115.8 g	PNS	82.3 g
PNS	82.3 g	Volumen	80.47 cm^3	Volumen	80.47 cm^3
Dif.	33.5 g	γ	1.44 g/cm^3	γ_d	1.02 g/cm^3
%H	40.7	γ	1.59 T/m^3	γ_d	1.12 T/m^3
Pastilla No. 2					
% H		Densidad húmeda		Densidad seca	
PNH	102 g	PNH	102 g	PNS	72 g
PNS	72 g	Volumen	80.47 cm^3	Volumen	80.47cm^3
Dif.	30 g	γ	1.27 g/cm^3	γ_d	0.89 g/cm^3
%H	41.7	γ	1.40 T/m^3	γ_d	0.98 T/m^3
Pastilla No. 3					
% H		Densidad húmeda		Densidad seca	
PNH	101.7 g	PNH	101.7 g	PNS	72.7 g
PNS	72.7 g	Volumen	80.47 cm^3	Volumen	80.47 cm^3
Dif.	29 g	γ	1.26 g/cm^3	γ_d	0.90 g/cm^3
%H	39.89	γ	1.39 T/m^3	γ_d	0.99 T/m^3
Pastilla No. 4					
% H		Densidad húmeda		Densidad seca	
PNH	110.3 g	PNH	110.3 g	PNS	78.3 g
PNS	78.3 g	Volumen	80.47 cm^3	Volumen	80.47 cm^3
Dif.	32 g	γ	1.37 g/cm^3	γ_d	0.97 g/cm^3
%H	40.87	γ	1.51 T/m^3	γ_d	1.07 T/m^3

Nota: el factor de conversión de g/cm^3 a T/m^3 es de 1.102

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo

7. Determinación de los parámetros de corte por medio de la ecuación de la recta, la cual define el valor de la cohesión C y el ángulo de fricción interna Φ. En la Figura 82, se observa la ecuación de la recta Y = 0.7507X + 0.20; en la cual el valor de la cohesión C es:

$$C = 0.20 kg/cm^2 = 2T/m^2$$

Y para el ángulo de fricción interna Φ, se determina la tangente inversa de la pendiente de la recta:

$$\phi = \tan^{-1}(0.7507)$$

$$\phi = 37^o$$

Tabla LV. Representación de los resultados, para el ensayo de corte directo

PARÁMETROS DE CORTE	C = 0.20 kg/cm^2 Φ = 37^O
TIPO DE ENSAYO	No consolidado – no drenado
DESCRIPCIÓN DEL SUELO	Arcilla limo arenosa color café oscuro
DIMENSIÓN Y TIPO DE PROBETA	2.5 X 1.0 plg (Tallada)

Pastilla No.	1	2	3	4
Esfuerzo normal (kg/cm^2)	0.32	0.63	1.26	2.53
Esfuerzo cortante (kg/cm^2)	0.54	0.67	0.96	2.18
Área (cm^2)	31.68	31.68	31.68	31.68
Altura (cm)	2.54	2.54	2.54	2.54
Densidad seca (T/m^3) γ_d	1.12	0.98	0.99	1.07
Densidad húmeda (T/m^3)	1.59	1.40	1.39	1.51
Humedad (%)	40.7	41.7	39.89	40.87

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

2.3.2.5 Comentario final

Para suelos no cohesivos, estos tres ensayos dan el mismo resultado, con la muestra saturada o no y por supuesto, si la tasa de aplicación del corte no es demasiado rápida. Para materiales cohesivos, los parámetros de suelos están marcadamente influidos por el método de ensayo y por el grado de saturación de la muestra y por le hecho de que el material esté normalmente consolidado o sobreconsolidado.

Generalmente, se obtienen para suelos sobreconsolidados dos conjuntos de parámetros de resistencia; un conjunto para ensayos hechos con cargas inferiores a la presión de preconsolidación y un segundo juego para cargas normales mayores que la presión de preconsolidación. Donde se sospecha la presencia de esfuerzo de preconsolidación en un suelo cohesivo sería aconsejable hacer seis o más ensayos para garantizar la obtención de los parámetros adecuados de resistencia al corte.

Será indispensable indicar siempre el tipo de ensayo, rápido o lento, con o sin drenaje, así como sus detalles, debido a que los suelos según las condiciones de ensayo, tiene diferentes valores de resistencia al corte.

Para suelos comprendidos entre arcillas y arenas gruesas, las dimensiones de la muestra son normalmente 6x6x2 cm; para gravas, se considera suficiente un aparato en el que las dimensiones de la probeta sean de 30x30x15 cm.

2.3.3 Consolidación

AASHTO T216-07: Standard Method of Test for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils
ASTM D2435-03: Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils

2.3.3.1 Descripción del ensayo

El objeto de una prueba de consolidación es determinar el decremento de volumen y la velocidad con que este decremento se produce, en un espécimen de suelo, confinado lateralmente y sujeto a una carga axial. Durante la prueba se aplica una serie de incrementos crecientes de carga axial y, por efecto de éstos, el agua tiende a salir del espécimen a través de piedras porosas colocadas en sus caras. El cambio de volumen se mide con un micrómetro montado en un puente fijo y conectado a la placa de carga sobre la piedra porosa superior.

Para cada incremento de carga aplicada se miden los cambios volumétricos, usando intervalos apropiados para efectuar las mediciones. Los datos registrados conducen a la obtención de la curva de consolidación. Dibujando las lecturas del micrómetro como ordenadas, en escala natural y los tiempos, como abscisas, en escala logarítmica, se logra que la curva de consolidación obtenida en el laboratorio sea fácilmente comparable con la curva teórica, lo cual permite establecer, toscamente, el grado de aplicabilidad de las teorías al problema específico tratado.

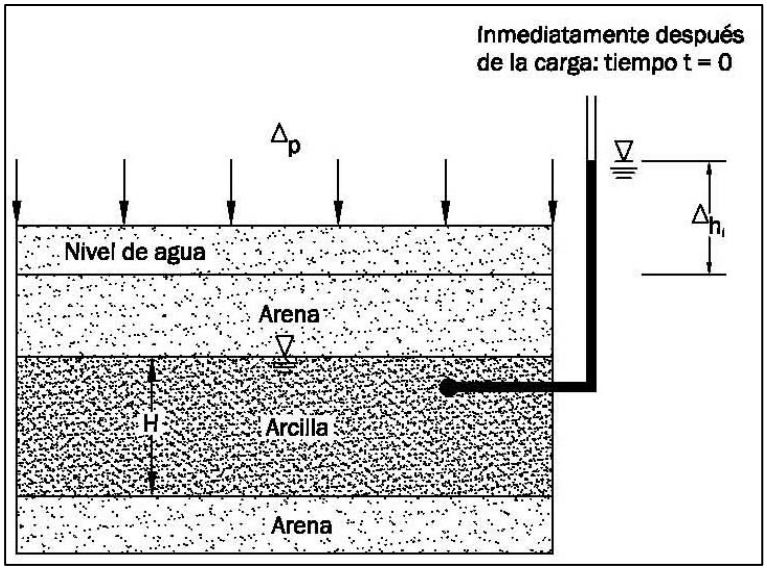
Es común encontrar, en la mayoría de los suelos arcillosos de alta plasticidad, una concordancia excelente hasta un 60% ó 70% de consolidación; adelante de estos límites, la curva de laboratorio suele volverse asintótica a una recta inclinada respecto a la línea horizontal por el valor 100% de consolidación de la curva teórica. Esta desviación corresponde a la consolidación secundaria y esta deformación adicional se atribuye, por hipótesis, a un reajuste de las fuerzas de fricción dentro de la masa de suelo.

Puesto que este cambio volumétrico secundario es generalmente, muy pequeño (por lo menos para incrementos de carga relativamente importantes) en comparación con el que tiene lugar durante el efecto primario de expulsión de agua, su influencia se hace notoria sólo después de que se ha producido la mayor parte de la deformación volumétrica primaria. Al realizar la prueba de consolidación en laboratorio, cada incremento de carga se mantiene el tiempo suficiente para que el tramo recto de consolidación secundaria se defina claramente; después de lo cual, se podrá aplicar el siguiente incremento.

En las curvas de consolidación obtenidas para cada incremento de carga se selecciona un tiempo arbitrario, tal que las lecturas del micrómetro en las diferentes curvas caigan ya más allá del período de consolidación primaria. La presión y la lectura del micrómetro correspondientes a ese tiempo proporcionan los datos de partida para el trazado de las curvas de compresibilidad. En campo, cuando el esfuerzo sobre una capa de arcilla saturada se incrementa (por ejemplo, por la construcción de una cimentación), la presión de poro del agua se incrementará.

Debido a que la permeabilidad hidráulica de la arcilla es muy pequeña, se requerirá algún tiempo para que el exceso de presión de poro del agua se disipe y el incremento del esfuerzo se transfiera gradualmente a la estructura del suelo. De acuerdo con la Figura 83, si Δp es una sobrecarga en la superficie del terreno sobre un área muy grande, el incremento del esfuerzo axial $\Delta\sigma$ en cualquier profundidad del estrato de arcilla será igual a Δp, o $\Delta\sigma = \Delta p$.

Figura 83. Principios de consolidación



Fuente: Braja M. Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones.** Pág. 36

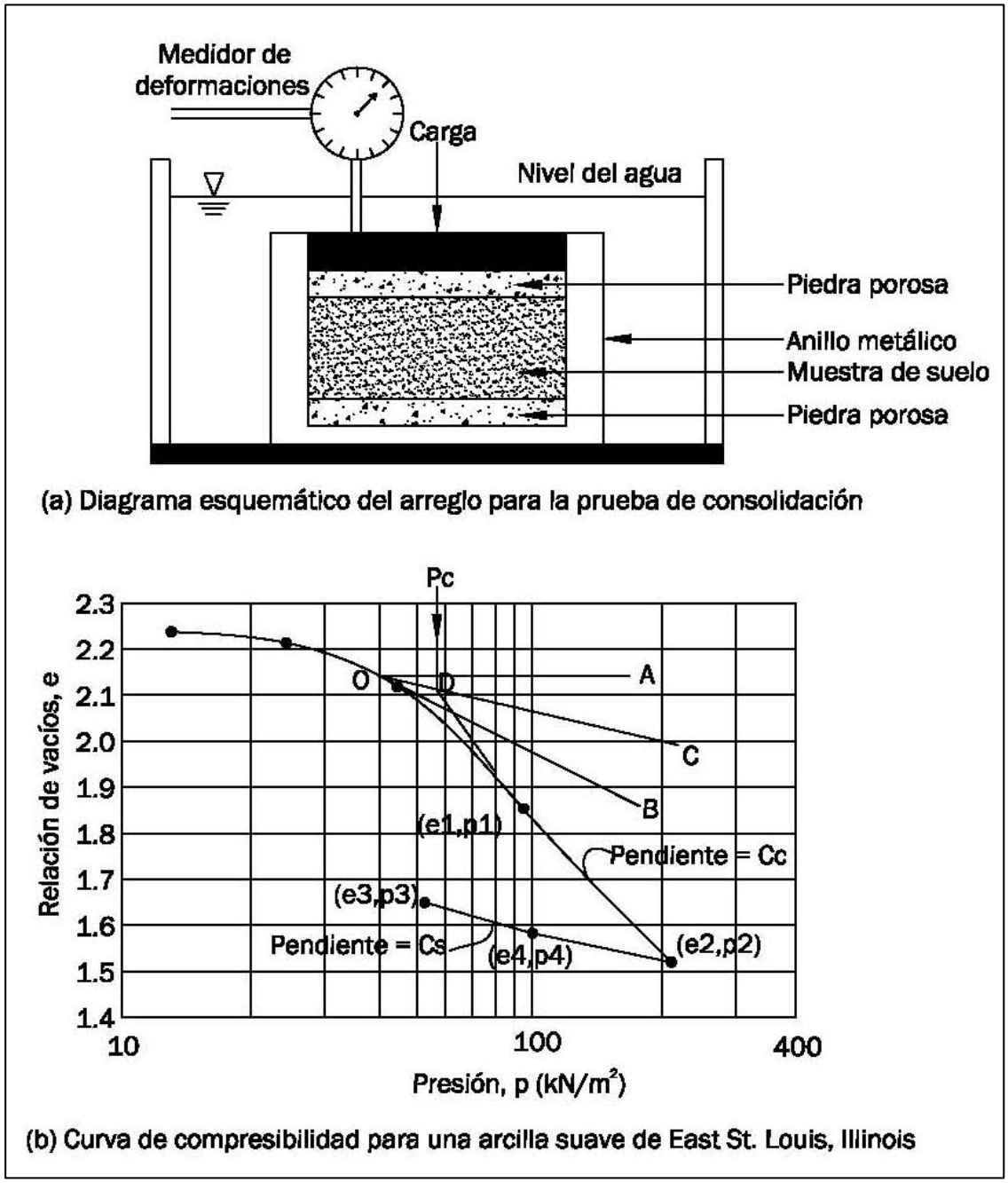
Sin embargo, en el tiempo $t = 0$ (es decir, inmediatamente después de la aplicación del esfuerzo), el exceso de presión de poro del agua en cualquier profundidad Δu, será igual a Δp, o $\Delta u = \Delta h_i \gamma_w = \Delta p$ (en el tiempo t = 0). Además, el incremento de esfuerzo efectivo en el tiempo $t = 0$, será $\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u = 0$. Teóricamente, en el tiempo $t = oo$, cuando todo el exceso de presión de poro en el estrato de arcilla se ha disipado como resultado del drenado hacia los estratos de arena, $\Delta u = 0$ (en el tiempo t = oo).

Entonces, el incremento del esfuerzo efectivo en la capa de arcilla es $\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u = \Delta p - 0 = \Delta p$, este incremento gradual ocasionará asentamientos durante cierto tiempo y se conoce como *consolidación*. Pruebas de laboratorio sobre muestras de arcilla saturada inalterada pueden efectuarse para determinar el asentamiento por consolidación causado por varios incrementos de carga. Las muestras de prueba son generalmente, de 2.5 plg de diámetro (63.5 mm) y una pulgada de altura (25.4 mm), los especimenes se colocan dentro de un anillo, con una piedra porosa en la parte superior y otra en la parte inferior (Figura 84-a).

Se aplica la carga sobre la muestra de manera que el esfuerzo vertical total sea igual a *p*. Las lecturas del asentamiento para el espécimen se toman por 24 horas. Después, la carga se duplica y se toman las lecturas respectivas. En todo momento durante la prueba, el espécimen se mantiene bajo agua. Este procedimiento continúa hasta que se alcanza el límite deseado de esfuerzo. Con base en pruebas de laboratorio se traza una gráfica que muestra la variación de la relación de vacíos *e* al *final* de la consolidación contra el esfuerzo vertical correspondiente *p* (gráfica semilogarítmica: *e* sobre la escala aritmética y *p* sobre la escala logarítmica).

La naturaleza de la variación de *e* contra *log p* para un tipo de arcilla se muestra en la Figura 84-b. Después que la presión de consolidación deseada se alcanza, el espécimen puede descargase gradualmente, lo que resultará en su expansión. La Figura 84-b, también muestra la variación de la relación de vacíos durante el período de descarga. De la curva *e – log p* mostrada en la Figura 84-b, se determinan tres parámetros necesarios para calcular el asentamiento.

Figura 84. Esquema del ensayo de consolidación



Fuente: Braja M. Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones.** Pág. 37

1. La carga de preconsolidación p_c, es la máxima sobrecarga efectiva a la que el suelo estuvo sometido en el pasado. Se determina usando un simple procedimiento gráfico propuesto por *Casagrande* (1936), con referencia a la Figura 84-b e implica cinco pasos fundamentales:

   a) Determine el punto O sobre la curva *e* – *log p*, que tenga la curvatura más aguda, es decir, el menor radio de curvatura.
   b) Dibuje una línea horizontal OA.
   c) Dibuje una línea OB tangente a la curva *e* – *log p*, en O.
   d) Dibuje una línea OC bisectriz del ángulo AOB.
   e) Trace la porción de línea recta de la curva *e* – *log p*, hacia atrás hasta cruzar OC. Éste es el punto D. La presión que corresponde al punto *p* es el esfuerzo de preconsolidación p_c.

Los depósitos naturales de suelo pueden estar normalmente consolidados o sobreconsolidados (o preconsolidados). Si la presión actual efectiva de sobrecarga $p = p_o$ es igual a la presión de preconsolidación p_c, el suelo está normalmente consolidado. Sin embargo, si $p_o < p_c$, se considera sobreconsolidado. La presión de preconsolidación (p_c) se correlaciona con parámetros indexados por varios investigadores. *Stas* y *Kylhawy* (1984) sugirieron que:

$$\frac{p_c}{\sigma_a} = 10^{(1.11-1.62LI)}$$

Donde:

σ_a = esfuerzo atmosférico en unidad derivada

LI = índice de liquidez (Ver inciso 1.3.3.3)

Nagaraj y *Murthy* (1985) propusieron la siguiente relación empírica para calcular p_c:

$$\log p_c = \frac{1.122 - \left(\frac{e_o}{e_L}\right) - 0.0463 \log p_o}{0.0188}$$

Donde:

e_o = relación de vacíos *in situ*

p_o = presión efectiva de sobrecarga *in situ*

e_L = relación de vacíos del suelo en el límite líquido

$$e_L = \frac{LL(en\%)}{100} xGs$$

2. El índice de compresibilidad, C_c, es la pendiente de la porción de la curva (última parte de la curva de carga), o

$$C_C = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log(p_2 / p_1)}$$

Donde:

e_1 y e_2 = relaciones de vacíos al final de la consolidación bajo los esfuerzos p_1 y p_2, respectivamente.

El índice de compresibilidad, determinado con la curva *e – log p* en el laboratorio, será diferente por muy poco a la encontrada en campo. La razón principal es que el suelo se remoldea en alguna medida durante la exploración de campo.

3. El índice de expansibilidad, C_s, es la pendiente de la porción de carga de la curva *e – log p*. Según la Figura 84-b, puede determinarse como

$$C_S = \frac{e_3 - e_4}{\log(p_4 / p_3)}$$

En la mayoría de los casos, el valor del índice de expansión (C_s) es de 1/4 a 1/5 del índice de compresibilidad. Es posible denotar valores representativos de C_s / C_c para depósitos de suelos naturales, para obtener fracciones de las cuáles se puedan identificar las arcillas. El índice de expansibilidad se conoce también como índice de recompresibilidad. La determinación del índice de expansibilidad es importante en la estimación del asentamiento por consolidación de las arcillas sobreconsolidadas.

El incremento de presión $\Delta\sigma'_v$ sobre el estrato de arcilla no es constante con la profundidad. La magnitud de $\Delta\sigma'_v$ decrecerá con el incremento de la profundidad medida desde el fondo de la cimentación. Sin embargo, el incremento promedio de presión puede aproximarse por:

$$\Delta\sigma'_v = \frac{1}{6}(\Delta\sigma'_{vt} + 4\Delta\sigma'_{vm} + \Delta\sigma'_{vb})$$

Donde:

$\Delta\sigma'_{vt}$ = incremento de presión arriba del estrato de arcilla causado por la construcción de la cimentación.

$\Delta\sigma'_{vm}$ = incremento de presión en medio del estrato de arcilla causado por la construcción de la cimentación.

$\Delta\sigma'_{vb}$ = incremento de presión en el fondo del estrato de arcilla causado por la construcción de la cimentación.

La variación de la relación de vacíos con respecto a la presión está dirigida por el índice de compresión (C_c) de la curva de compresibilidad, obtenida en el ensayo de consolidación. El cálculo del asentamiento por consolidación de un estrato, para arcillas normalmente consolidadas está formulado por:

$$S_C = \frac{C_C H_C}{1+e_o} \log \frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_v}$$

Donde:

σ'_v = presión efectiva promedio sobre el estrato de arcilla antes de la construcción de la cimentación.

$\Delta\sigma'_v$ = incremento promedio de la presión sobre el estrato de arcilla causada por la construcción de la cimentación.

C_C = índice de compresión.

H_C = espesor de la capa de arcilla.

e_o = relación de vacíos inicial del estrato de arcilla.

2.3.3.2 Equipo a utilizar

- Consolidómetro, incluyendo el anillo para la ubicación de la muestra.
- Deformímetro de carátula con lectura de 0.01 mm de precisión.
- Equipo de cargas.
- Cronómetro de bolsillo o de pared.
- Equipo adicional tal como cortadores para labrar el espécimen, taras, horno y balanzas.

Figura 85. Consolidómetro

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 26

Figura 86. Anillo para tallar la muestra y piedras porosas

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 28

Figura 87. Aparato para determinar el índice de expansión y aparato para determinar el cambio en el volumen del suelo

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 29

Figura 88. Consolidómetro electrónico automático

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 27

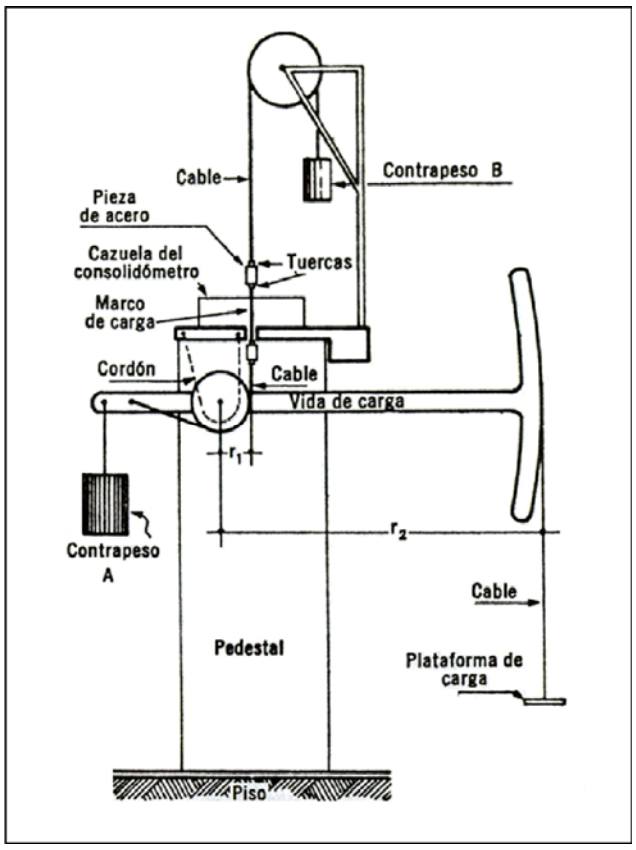
2.3.3.3 Descripción del mecanismo de transmisión de carga y calibración del aparato

La carga se aplica por medio de pesos colocados en una ménsula que cuelga del extremo de la viga de carga. La carga se transmite al marco por medio de un cable apoyado en una rótula fija de radio r_1, ligada al pedestal del aparato. La viga de carga puede girar en torno a esta rótula. La relación del brazo de palanca de la ménsula de carga, r_2 y del radio r_1, antes mencionado, suele ser del orden de 10 y ésta es la razón de multiplicación de cargas del aparato.

El peso de la viga y la ménsula de carga se balancean con el contrapeso A. El peso del marco de carga se balancea, a su vez, con el contrapeso B. La posición del marco de carga respecto a la cazuela puede ajustarse usando las tuercas de las barras laterales del marco.

Para dejar el aparato listo para el uso preciso, obtener una curva de calibración; es decir, una curva que dé las deformaciones propias, sin muestra. Estas deformaciones deberán restarse a las obtenidas en una prueba, a fin de llegar a las deformaciones de la muestra sola. La curva se obtiene sujetando al conjunto de las piedras porosas, placa de carga, etc., sin muestra, a una prueba de consolidación y dibujando las lecturas del micrómetro contra las correspondientes cargas, en escala aritmética, usualmente. En la Figura 89 se presenta un esquema del dispositivo de transmisión de cargas de un consolidómetro.

Figura 89. Esquema del mecanismo de transmisión de carga de un consolidómetro



Fuente: Juárez Badillo y Rico Rodríguez. **Mecánica de Suelos**. Pág. 251

2.3.3.4 Preparación de la muestra

Para preparar una muestra inalterada es esencial cortar un fragmento cuyo volumen sea el del anillo de consolidación. Para una buena manipulación se recomienda el uso de un aparato cortador adecuado. A fin de evitar la evaporación, es recomendable preparar el espécimen en un cuarto húmedo.

Al mismo tiempo que se prepara la muestra de consolidación es necesario formar una muestra representativa para la determinación del peso específico relativo y es conveniente obtener muestras para la realización de pruebas de límites de plasticidad. El procedimiento detallado para la obtención de una muestra para pruebas de consolidación deberá ajustarse a lo que sigue:

1. Determinar y anotar el peso propio del anillo para confinar la muestra. Hacer lo mismo con el área y la altura del anillo.

2. Colocar una masa de arcilla inalterada del tamaño apropiado en el anillo de consolidación y, girando el anillo, cortar la muestra con un cortador hasta sus dimensiones correctas. En arcillas blandas resulta bien hacer girar el anillo manualmente, retirando el material sobrante con ligeros cortes de ajuste; en materiales duros puede hacerse necesario manipular la muestra mecánicamente, ajustándola al anillo, después de haber obtenido un cilindro del diámetro apropiado; en este caso debe tenerse cuidado de que la muestra no pierda agua por evaporación. Continúese el labrado de la muestra hasta que su base sobresalga algo por la cara inferior del anillo.

3. Retirar la porción de la muestra que sobresalga por la caras superior del anillo, hasta lograr una superficie continua a nivel; para esto puede usarse un pedazo de alambre, en muestras suaves, o un cuchillo para muestra más duras; afinar cuidadosamente usando una regla metálica recta.

4. Anotar una muy cuidadosa y detallada descripción de la muestra.

5. Usando una balanza, pesar cuidadosamente el conjunto de la muestra y el anillo.

6. Colocar y centrar cuidadosamente las piedras porosas ligeramente humedecidas en las bases del anillo, presionándolas muy suavemente contra la muestra, a fin de lograr que se adhieran.

7. Colocar ahora con cuidado el anillo en la cazuela del consolidómetro, cuidando que el anillo ya no sufra ningún movimiento, una vez colocado.

2.3.3.5 Montaje de la prueba de consolidación

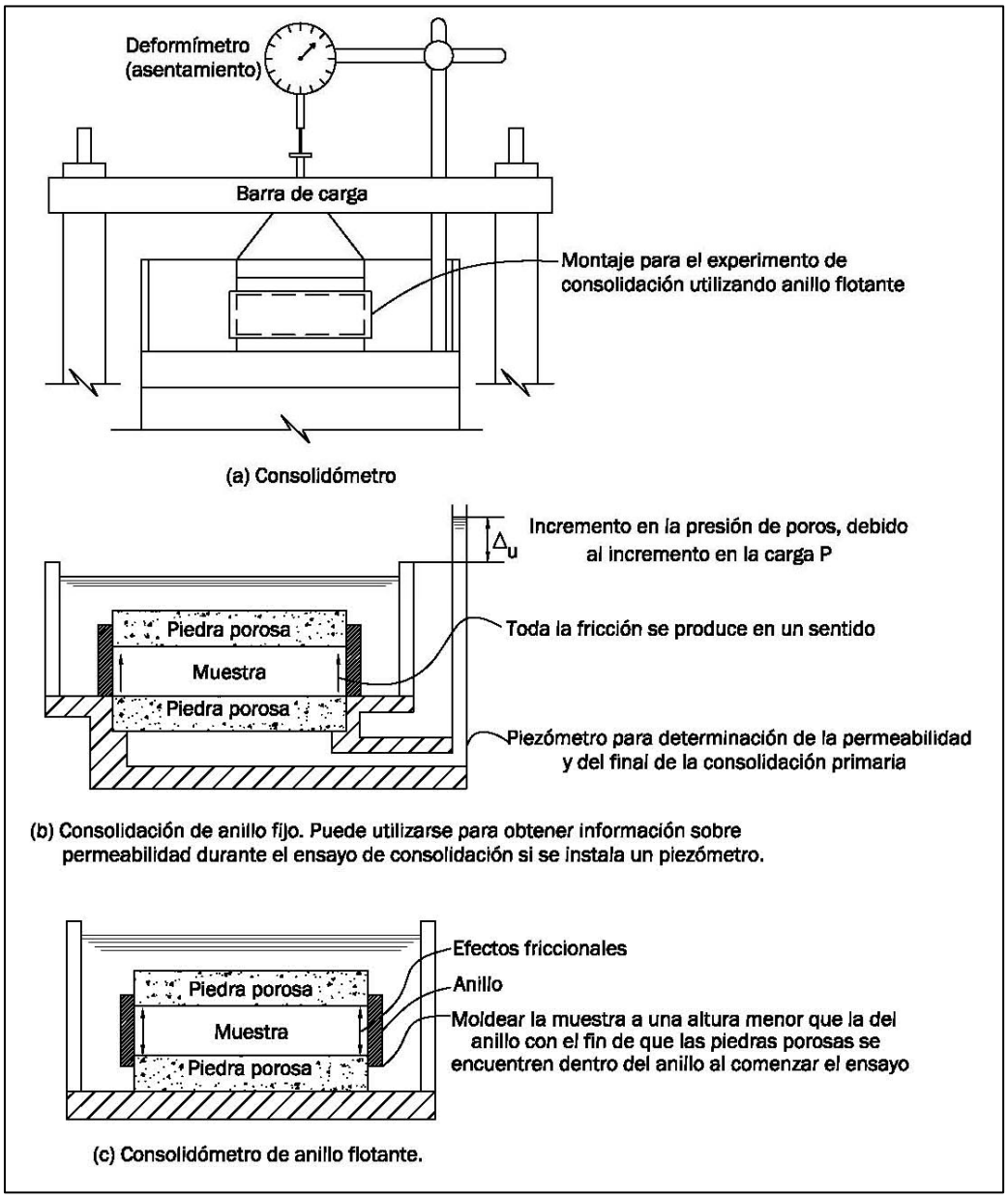
El montaje de la prueba de consolidación se ajustará a lo siguiente:

1. Con mucho cuidado, a fin de evitar movimientos del anillo y de las piedras porosas en la cazuela, colocar ésta sobre la plataforma del banco de consolidación y centrar cuidadosamente la piedra porosa superior bajo el marco de carga.

2. Balancear la palanca de carga y ajustar la elevación de la pieza transversal superior del marco de carga, hasta que el marco quede en contacto con la pequeña esfera metálica alojada en la muesca de la placa de carga (un pequeño peso que actúe sobre el marco de carga hará el contacto estable) previamente colocada sobre la piedra porosa superior. Comprobar la horizontalidad de la pieza superior del marco de carga.

3. Colocar el micrómetro, atornillando el puente que lo sostiene y poniéndolo en contacto con el marco de carga; poner el micrómetro en cero.

Figura 90. Detalle del montaje de un ensayo de consolidación típico



Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 116

2.3.3.6 Procedimiento para realizar la prueba

1. Retirando el pequeño peso actuante sobre el marco de carga, colocar en la ménsula el primer incremento de carga, evitando que el marco cause impacto sobre la muestra y usando los pesos apropiados. Anotar esa carga. La magnitud de la presión a que primeramente se sujete la muestra depende de varias consideraciones. Debe escogerse una carga bastante pequeña, tal que dé una presión que haga que la muestra no fluya a través del espacio libre entre la piedra porosa y el anillo. Además, puesto que en la teoría se suponen constantes tanto la relación de vacíos como el coeficiente de permeabilidad durante el tiempo en que actúa el incremento de carga, no se tendría buena concordancia entre las curvas de laboratorio y la teoría si se escogieran incrementos de carga demasiado grandes.

2. Por otra parte, si los incrementos son demasiado pequeños, la consolidación secundaria, que es independiente de la magnitud de ellos haría poco notorios los efectos primarios. Después de que la muestra haya sido consolidada bajo el primer incremento, cada incremento sucesivo será tal que la carga se vaya duplicando. En suelos muy blandos es conveniente dividir la colocación de la primera carga en cuatro etapas, con media hora de intervalo y colocando cada vez una cuarta parte de la carga. Al colocar las cargas en la ménsula deberá siempre evitarse el impacto. Las pesas ranuradas, de uso común, deben colocarse con sus ranuras cuatropeadas, para evitar su deslizamiento de la ménsula, por inclinación de ésta.

3. Observar y anotar las lecturas del micrómetro en intervalos de tiempo adecuados. Es útil la siguiente secuencia: seis segundos, 15 segundos, 30 segundos, un minuto, dos minutos, cuatro minutos, ocho minutos, 15 minutos, 30 minutos, una hora, dos horas, cuatro horas, ocho horas, etc. No es fundamental ceñirse a una cierta secuela, pero sí lo es medir correctamente el tiempo transcurrido desde el principio hasta el instante en que se hace cada lectura.

4. Dibujar la curva de consolidación (trazo semilogarítmico).

5. Una vez que en la curva de consolidación se define claramente el tramo recto de consolidación secundaria, se considera que se ha completado la primaria; proceder entonces a la colocación del segundo incremento de carga, repitiendo los puntos tres y cuatro. Y así proceder sucesivamente hasta completar la prueba en lo referente a ciclo de carga.

6. Observando todas las curvas de consolidación obtenidas, seleccionar un tiempo correspondiente a un punto que caiga en el tramo de consolidación secundaria de todas ellas. Anotar las presiones y las lecturas del micrómetro, usando las curvas correspondientes a ese tiempo escogido, interpolando en las curvas. Estos datos pueden dibujarse en trazo semilogarítmico, con las presiones en escala logarítmica y las lecturas en escala natural. La forma de la curva así obtenida es similar a la de la curva de compresibilidad, que se dibujará posteriormente. Del análisis de la curva es posible ver si la prueba se ha desarrollado lo suficiente para los propósitos que se persiguen. Siempre que sea posible, es deseable continuar aplicando incrementos de carga hasta que la porción recta del trazado semilogarítmico recién dibujado, se defina netamente.

Hay que tener en cuenta, sin embargo, que los consolidómetros normales tienen una capacidad máxima en la ménsula de carga, de 100 a 150 kg.

7. Una vez aplicados todos los incrementos de carga necesarios, según la información proporcionada por la curva presión-lecturas del micrómetro, mencionada en el paso seis, quitar las cargas en decrementos generalmente, se quitan las tres cuartas partes de la presión total en el primer decremento y después, en cada uno de los restantes, se retira la mitad de la carga que reste.

8. Hacer lecturas en diferentes tiempos para cada carga actuante en el ciclo de descarga, dibujando las curvas de expansión, análogas a las anteriores de consolidación. El criterio para fijar el tiempo en el que se hagan las remociones de carga sucesivas, es el mismo que el establecido para la aplicación de los incrementos en el ciclo de consolidación.

9. Después de retirar toda la carga, permitir que la muestra se expanda descargada durante 48 horas o, preferiblemente, hasta que no se registre expansión en el micrómetro en un período de 24 horas. Si se deseara someter a la misma muestra a otros ciclos de recompresión y repetir las etapas uno a ocho.

10. Al terminar la prueba, quitar el micrómetro y desarmar el consolidómetro. Cuidadosamente secar el agua del anillo de consolidación y de la superficie de la muestra, cubriendo la muestra y el anillo, luego pesar el conjunto (anotar el dato como: tara más suelo húmedo).

11. Secar la muestra en horno y obtener su peso seco.

2.3.3.7 Datos de la prueba de consolidación

1. Ejecutar los cálculos que conducen a la determinación de las relaciones como el peso específico húmedo y seco, con los contenidos de agua inicial y final del espécimen y de la altura de sólidos. La relación H_S juntamente con la altura original del espécimen H_1, se usa en el cálculo de las relaciones de vacíos correspondientes a las lecturas del micrómetros. El propósito del cálculo de los grados de saturación al principio y al final de la prueba es el de obtener una verificación de la exactitud de los datos observados y registrados. Si el grado de saturación calculado al principio de la prueba varía apreciablemente del 100%, ello puede indicar la presencia de gas o aire en la muestra o un error en los datos o cálculos efectuados.

2. Cuando una muestra está totalmente saturada al principio de la prueba, ciertamente lo estará también al final de ella. El cálculo del grado de saturación final requiere tomar en cuenta el cambio de altura del espécimen, que tiene lugar del principio al fin de la prueba; está dado por la variación neta de lecturas inicial y final del micrómetro. Por lo tanto, un valor inapropiado del grado de saturación calculado puede indicar un error en las lecturas micrométricas registradas.

3. La duración de la prueba es el tiempo total transcurrido desde la aplicación del incremento de carga inicial al momento en que se hace la lectura micrométrica final.

El intervalo de tiempo entre incrementos de carga usado en los cálculos es el tiempo, arbitrariamente escogido, para el cual se completa la consolidación primaria en todos los incrementos de carga. La corrección por compresión del aparato se obtiene de la curva de calibración a que ya se ha hecho referencia.

4. Dibujar la curva de compresibilidad, en trazo semilogarítmico y determinar la carga de preconsolidación.

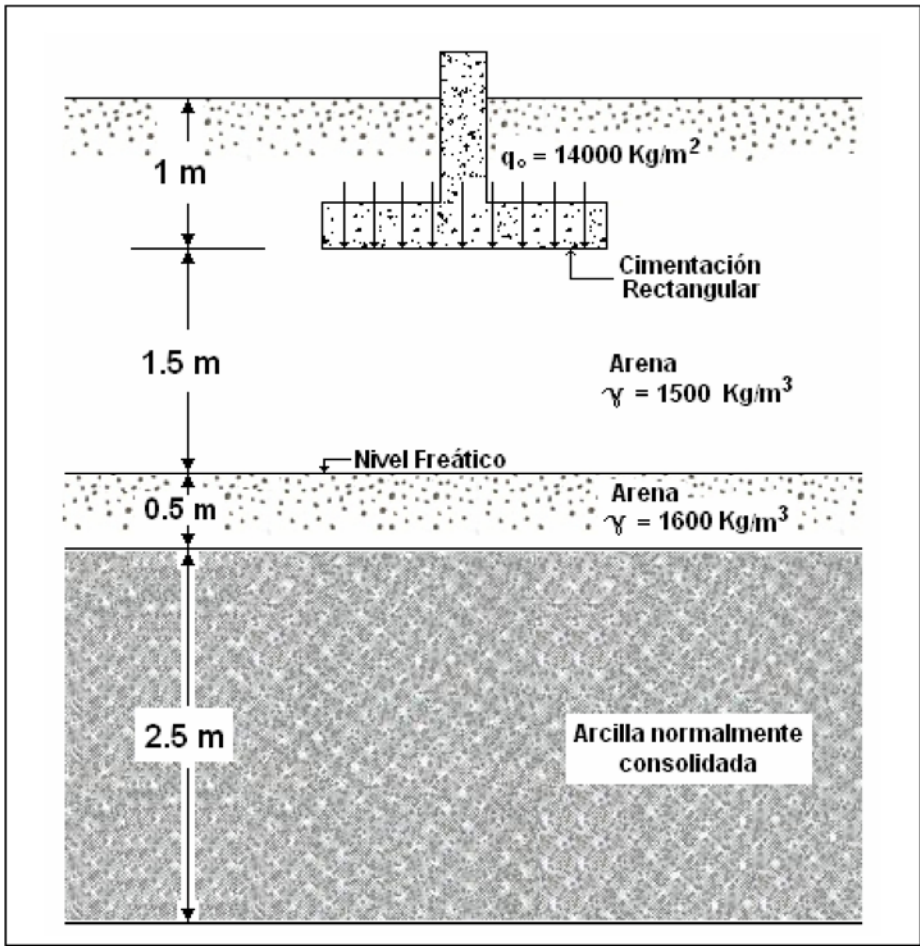
Figura 91. Ensayo de consolidación con anillo flotante

Fuente: Tomada por el autor.

2.3.3.8 Ejemplo ilustrativo

Calcular el asentamiento por consolidación que provocará la construcción de una cimentación aislada rectangular de concreto reforzado. La arcilla fue extraída de un lugar donde no han actuado presiones verticales efectivas mayores que las existentes en la actualidad. El perfil estratigráfico del suelo se muestra en la Figura 92:

Figura 92. Características del lugar, para el ejemplo de consolidación



Fuente: Elaboración propia.

Las dimensiones de la cimentación serán:

- Base de 1 metro.
- Longitud de 3 metros.

1. Obtener una muestra inalterada de la arcilla, la cual debe ser parafinada para conservar las propiedades que posee en el campo.

2. Retirar la parafina de la muestra inalterada y con cuidado tallar un trozo de la misma del tamaño del anillo de consolidación (el cual tiene un diámetro de 2.5 plg o 6.35 cm), con los instrumentos adecuados para que la muestra quede totalmente confinada. El material sobrante se utilizará para calcular la gravedad específica de la muestra.

Figura 93. Anillo de consolidación con la muestra tallada

Fuente: Tomada por el autor.

3. Se pesa el anillo con la muestra ya tallada y este dato se anota como peso bruto húmedo inicial de la pastilla: PBH = 182.3 g.

4. Se coloca el anillo en la cazuela del consolidómetro y se procede a realizar el ensayo según los pasos descritos en la sección 2.3.3.5 Y 2.3.3.6.

Figura 94. Celda de consolidación

Fuente: Humbolt. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 52

5. Se procede a construir las curvas de consolidación únicamente para las presiones que presentan deformaciones considerables en la muestra, con la finalidad de obtener la lectura corregida al 100% de consolidación. Los pasos para la elaboración de las curvas de consolidación son:

   a) Anotar las lecturas del deformímetro para cada lapso de tiempo.
   b) En el eje de las lecturas del deformímetro en escala natural, se ubican las lecturas del tomadas anteriormente para cada lapso de tiempo, teniendo cuidado de que las mismas sean colocadas de manera simétrica.

c) Graficar cada punto. En el eje de las abscisas graficar los valores de los tiempos transcurridos en escala logarítmica y en el eje de las ordenadas las correspondientes lecturas del deformímetro, en escala natural.
d) Graficar la curva procurando que la misma toque todos los puntos o cumpla con una tendencia curvilínea.
e) Hacer una recta tangente a la curva. La recta tangente debe intersectarse en ambos ejes.
f) Medir la distancia en el eje de los tiempos, desde el origen a la intersección de la recta tangente a la curva.
g) Multiplicar la distancia anteriormente medida por un factor de 1.15
h) El resultado de dicha multiplicación se mide desde el origen (en el eje de los tiempos) y se grafica.
i) Graficar una recta desde el punto ubicado con anterioridad, hasta el punto donde la recta tangente a la curva se intersecta con el eje de las lecturas del deformímetro.
j) El punto donde se intersecta la recta graficada anteriormente, con la curva, es la lectura al 90% de consolidación (Lect 90%).
k) Prolongar una recta desde el punto de la lectura al 90% de consolidación, al eje de los tiempos, para obtener el tiempo al 90% de consolidación (T 90%).
l) Restar el valor de la lectura al 90% de consolidación calculada con anterioridad, al valor del punto donde la recta tangente a la curva se intersecta con el eje de las lecturas del deformímetro (L_o).
m) El resultado anterior, se multiplica por un factor de 10/9.
n) Finalmente, al resultado anteriormente calculado se le adiciona el valor del punto donde la recta tangente a la curva se intersecta con el eje de las lecturas del deformímetro (L_o) y el resultado de la suma es la lectura ya corregida al 100% de consolidación (Lect 100%).

NOTA: Por lo sencillo y repetitivo de este procedimiento, únicamente se elaborará la curva de consolidación para una presión aleatoria. Para las demás presiones se presentarán las lecturas ya corregidas.

Los datos tomados durante el ensayo, para construir la curva de consolidación para la presión de 1.9 kg/cm^2, se muestran en la Tabla LVI.

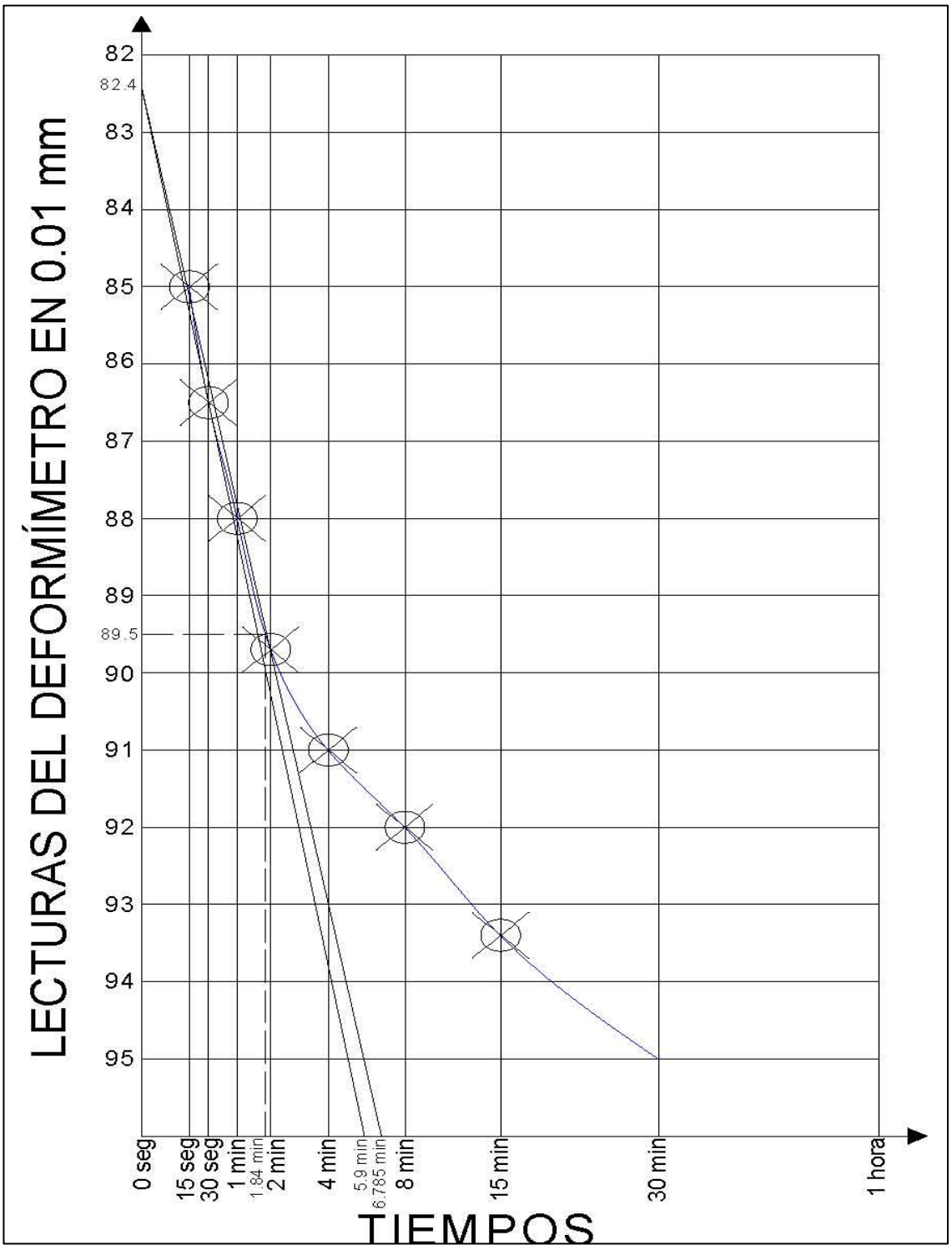
Tabla LVI. Lecturas del deformímetro, para presión de 1.9 kg/cm^2

Tiempo	Lectura del deformímetro
15 segundos	85.0 x 10^{-2} mm
30 segundos	86.5 x 10^{-2} mm
1 minuto	88.0 x 10^{-2} mm
2 minutos	89.7 x 10^{-2} mm
4 minutos	91.0 x 10^{-2} mm
8 minutos	92.0 x 10^{-2} mm
15 minutos	93.4 x 10^{-2} mm

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

La curva de consolidación para la presión de 1.9 kg/cm^2 se muestra en la Figura 95.

Figura 95. Curva de consolidación, para presión de 1.9 kg/cm^2



Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

6. Se procede a calcular la corrección de la lectura.

a) Medir la distancia del origen a la intersección de la recta tangente a la curva en el eje de los tiempos y ese dato se multiplica por 1.15:

$$5.9 \text{ minutos} \times 1.15 = 6.785 \text{ minutos}$$

b) El punto donde la recta tangente a la curva se intersecta con el eje de las lecturas del deformímetro es:

$$L_o = 82.4 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

c) Localizar el punto de 6.785 minutos en el eje de los tiempos y graficar la recta que parte de ese punto en el eje de los tiempos, a 82.4×10^{-2} mm en el eje de las lecturas. Ubicar el punto donde intersecta la recta con la curva de consolidación y este valor es la lectura al 90% de consolidación:

$$\text{Lect } 90\% = 89.5 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

d) Prologando una línea al eje de los tiempos, el tiempo al 90% de consolidación es:

$$T\ 90\% = 1.84 \text{ minutos}$$

e) Para calcular la lectura al 100% de consolidación primero se resta el valor de L_o a la lectura al 90% de consolidación:

$$89.5 \times 10^{-2} \text{ mm} - 82.4 \times 10^{-2} \text{ mm} = 7.10 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

f) Se multiplica este resultado por 10/9:

$$7.10 \times 10^{-2} \text{ mm} \times (10/9) = 7.89 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

g) Finalmente, se suma el resultado anterior a 82.4×10^{-2} mm, para obtener la lectura al 100% de consolidación:

$$\text{Lect } 100\% = 7.89 \times 10^{-2} \text{ mm} + 82.4 \times 10^{-2} \text{ mm} = 90.29 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

Luego de construir todas las curvas de consolidación, los datos corregidos se presentan en la Tabla LVII:

Tabla LVII. Lecturas corregidas de las curvas de consolidación

Presión	Lectura corregida
0.1 kg/cm^2	6.00 x 10^{-2} mm
0.3 kg/cm^2	25.00 x 10^{-2} mm
0.7 kg/cm^2	42.00 x 10^{-2} mm
1.1 kg/cm^2	64.72 x 10^{-2} mm
1.9 kg/cm^2	90.29 x 10^{-2} mm
3.5 kg/cm^2	166.10 x 10^{-2} mm
6.7 kg/cm^2	279.00 x 10^{-2} mm
13.1 kg/cm^2	421.56 x 10^{-2} mm

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

7. Después de elaborar las curvas de consolidación y corregido las lecturas, se retira la cazuela del consolidómetro y se saca el anillo, poniéndolo a secar en el horno por lo menos 24 horas. Luego se pesa el conjunto, siendo éste el peso bruto seco, el cual es PBS = 136 g.

8. Del paso tres conocemos el peso bruto húmedo, que es PBH = 182.3 g. Para encontrar el peso neto húmedo (PNH), simplemente se resta el peso bruto húmedo menos el peso del anillo, que es de 63.8 g, lo que da un resultado de PNH = 118.5 g.

9. Se calcula de igual forma el peso neto seco (PNS), restando el peso bruto seco al peso del anillo. El resultado es PNS = 72.2 g.

10. Se procede a determinar la gravedad específica de la arcilla, según la norma *ASTM* D854 y *AASHTO* T-100 (inciso 1.6).

11. Para la arcilla, los datos tabulados del cálculo de la gravedad específica se presentan en la Tabla LVIII:

Tabla LVIII. Cálculo de la gravedad específica de la arcilla

IDENTIFICACIÓN DE MATRAZ	A	B
Capacidad del matraz (nominal)	500 cm^3	500 cm^3
Peso matraz limpio y seco ……W_m	180 g	170.8 g
Peso matraz + suelos seco…….W_{ms}	251.4 g	244.2 g
Peso suelo seco ……W_s	71.4 g	73.4 g
Peso matraz + suelo +agua……W_{msw}	720.7 g	712.6 g
Peso matraz + agua……W_{mw}	680 g	670.8 g
Temperatura del agua … ……T	23 ^{O}C	23 ^{O}C
$GS = \frac{W_s}{W_{mw} + W_s - W_{msw}}$	2.326	2.323
Promedio	2.325	

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

12. Se procede entonces a determinar los pesos específicos y alturas necesarias para calcular la relación de vacíos y así poder elaborar la curva de compresibilidad:

$$Volumen = [(\pi/4)(2.5\,p\lg)^2](1\,p\lg) = 4.90874\,p\lg^3 = 80.44cm^3$$

$$\gamma = \frac{PNH}{80.44cm^3} = \frac{118.5g}{80.44cm^3} = 1.47g/cm^3$$

$$\gamma_d = \frac{PNS}{80.44cm^3} = \frac{72.2g}{80.44cm^3} = 0.90g/cm^3$$

$$h_S = \frac{\gamma_d h_o}{Gs\gamma_W} = \frac{(0.90g/cm^3)(2.54cm)}{(2.325)(1g/cm^3)} = 0.98cm = 9.8mm$$

Finalmente, los datos para realizar la gráfica de compresibilidad están tabulados en la Tabla LIX:

Tabla LIX. Datos finales para la elaboración de la curva de compresibilidad

Presión (kg/cm^2)	Lectura (10^{-2} mm)	Deformación dh	Espesor h (mm)	e	Deformación %
0.1	6.00	0.06	25.34	1.5857	0.24
0.3	25.00	0.25	25.15	1.5663	0.98
0.7	42.00	0.42	24.98	1.5490	1.65
1.1	64.72	0.6472	24.7528	1.5258	2.55
1.9	90.29	0.9029	24.4971	1.4997	3.55
3.5	116.10	1.6610	23.7390	1.4223	6.54
6.7	279.00	2.7900	22.6100	1.3071	10.98
13.1	421.56	4.2156	21.1840	1.1612	16.60

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

Donde:

Deformación (dh) = $(Lectura)(0.01)$

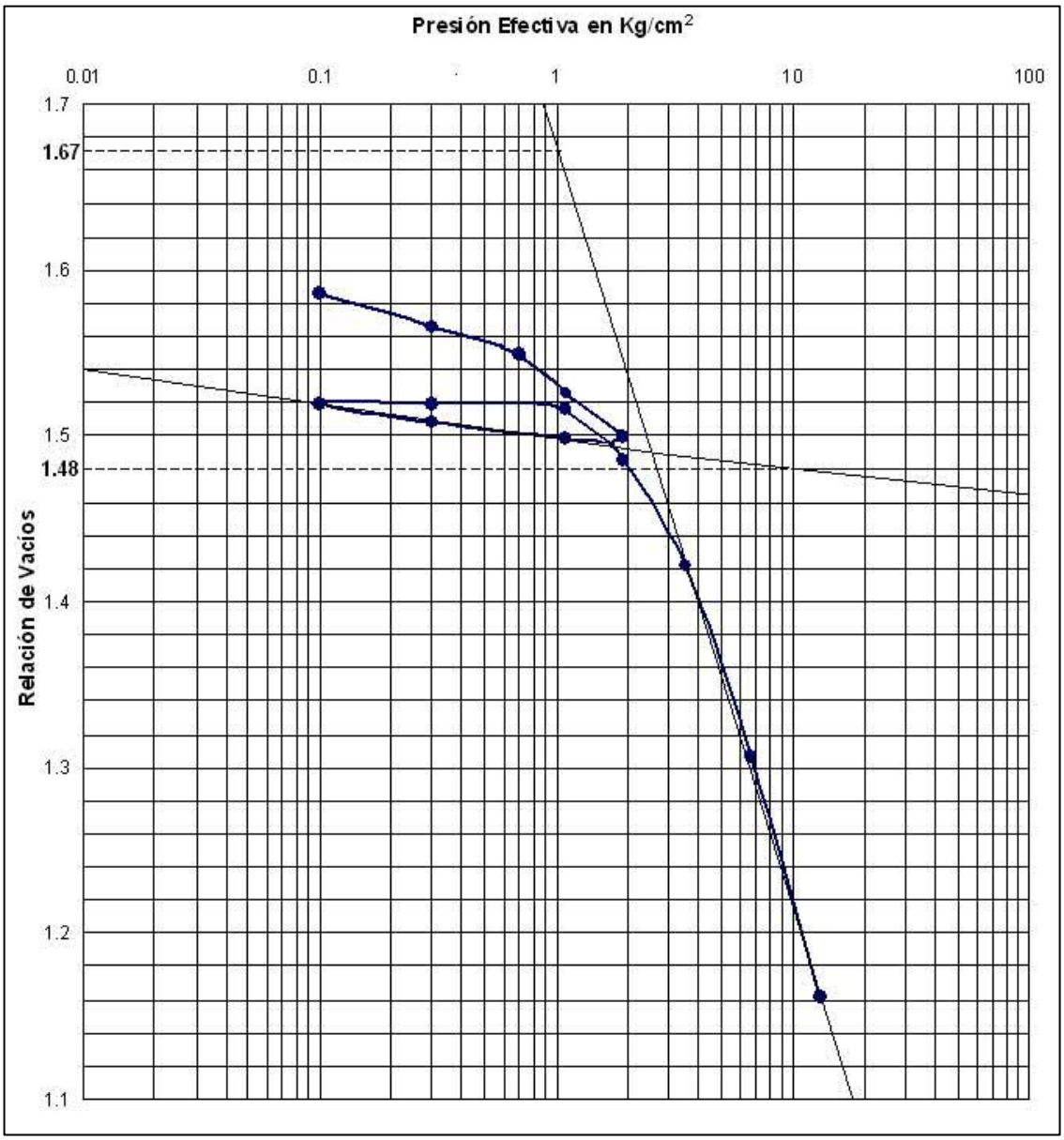
Espesor (h) = $25.4 - deformación(dh)$

Relación de vacíos (e) = $e = (h / h_s) - 1$

Deformación (%) = $Lectura / 25.4$

13. Se construye entonces la curva de compresibilidad. En el eje de las abscisas se grafican los valores de la presión efectiva en escala logarítmica y en el eje de las ordenadas la relación de vacíos en escala natura. La curva de compresibilidad, se muestra a continuación en la Figura 96.

Figura 96. Curva de compresibilidad



Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

14. Observando los valores de la relación de vacíos interpolados en la gráfica de compresibilidad, se calcula el índice de compresión (*Cc*) y el índice de expansibilidad (*Cs*):

$$C_C = \frac{\left|(e_{13.1}) - (e_1)\right|}{\log(13.1) - \log(1)} = \frac{\left|1.1612 - 1.67\right|}{1.1173} = 0.46$$

$$C_S = \frac{\left|(e_{10}) - (e_{0.1})\right|}{\log(10) - \log(0.1)} = \frac{\left|1.48 - 1.5857\right|}{2} = 0.053$$

15. Se procede también a calcular el coeficiente de consolidación C_v con la expresión:

$$C_v = \frac{1.36774x10^{-4}}{T90\%}$$

Donde:

$T90\%$ = Tiempo al 90% de consolidación, obtenido en la corrección de la lectura por medio de la curva de consolidación, expresado en segundos.

Nota: Por lo repetitivo y sencillo del procedimiento, se realizará el cálculo únicamente para la presión de 1.9 kg/cm^2, presión que se tomó como ejemplo para calcular la corrección de lecturas por medio de la curva de consolidación. Los valores del coeficiente de consolidación C_v, para las diferentes presiones, se muestran en la Tabla LX:

$$C_v = \frac{1.36774x10^{-4}}{(1.84\,\text{min})(60s/1\text{min})} = 1.24x10^{-6}\,m^2/s$$

Tabla LX. Coeficientes de consolidación

C_v (m^2/s)							
0.1 (kg/cm^2)	0.3 (kg/cm^2)	0.7 (kg/cm^2)	1.1 (kg/cm^2)	1.9 (kg/cm^2)	3.5 (kg/cm^2)	6.7 (kg/cm^2)	13.1 (kg/cm^2)
2.85 x 10^{-7}	2.85 x 10^{-7}	2.85 x 10^{-7}	1.87 x 10^{-7}	1.24 x 10^{-6}	1.14 x 10^{-6}	1.30 x 10^{-6}	1.30 x 10^{-6}

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

16. Los datos del ensayo que se utilizarán para el cálculo de asentamiento por consolidación son:

$$\gamma = 1.47 g/cm^3 = 1{,}470 kg/m^3$$

$$e_o = 1.5857 \text{ (adimensional)}$$

$$C_S = 0.053 \text{ (adimensional)}$$

$$C_C = 0.460 \text{ (adimensional)}$$

17. Se procede entonces a calcular el asentamiento por consolidación, primero analizando el perfil estratigráfico del suelo y considerando que la arcilla es normalmente consolidada, por lo tanto, se utiliza la fórmula:

$$S_C = \frac{C_C H_C}{1+e_o} \log \frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_v}$$

Donde:

σ'_v = presión efectiva promedio sobre el estrato de arcilla antes de la construcción de la cimentación.

$\Delta\sigma'_v$ = incremento promedio de la presión sobre el estrato de arcilla causada por la construcción de la cimentación.

C_C = índice de compresión.

H_C = espesor de la capa de arcilla.

e_o = relación de vacíos inicial del estrato de arcilla.

- Primero se calcula la presión efectiva promedio sobre el estrato de arcilla antes de la construcción de la cimentación σ'_v (Figura 92).

$$\sigma'_V = (h_1)(\gamma_1) + (h_2)(\gamma_2 - \gamma_W) + (h_3)(\gamma_3 - \gamma_W)$$

$$\sigma'_V = (2.5)(1{,}500) + (0.5)(1{,}600 - 1{,}000) + (1.25)(1{,}470 - 1{,}000)$$

$$\sigma'_v = 4{,}637.5 kg/m^2$$

- Luego se calcula el incremento de presión utilizando la fórmula:

$$\Delta\sigma'_v = \frac{1}{6}(\Delta\sigma'_{vt} + 4\Delta\sigma'_{vm} + \Delta\sigma'_{vb})$$ (véase pág. 305)

Si las dimensiones de la cimentación son: B = 1 metro y L = 3 metros, se procede a elaborar la Tabla LXI, para calcular los incrementos de presión en la arcilla:

Tabla LXI. Cálculo del incremento de presión

m_1	z (metros)	n_1	I_C	$\Delta\sigma'_v$
3	2	4	0.241	$\Delta\sigma'_{vt}$ = 3,374 kg/m^2
3	2 + 2.5/2 = 3.25	6.5	≈ 0.115	$\Delta\sigma'_{vm}$ = 1,610 kg/m^2
3	2 + 2.5 = 4.5	9	0.064	$\Delta\sigma'_{vb}$ = 896 kg/m^2

Fuente: Elaboración propia con base a datos del ensayo.

Donde:

$$m_1 = L / B$$

$$n_1 = z / (B / 2)$$

I_C = valor que se obtiene de la Tabla LXII, conociendo los valores de m_1 y n_1.

$$\Delta\sigma'_v = q_o I_C$$

$$q_o = 14{,}000 kg/m^2$$

Tabla LXII. Variación de I_C con respecto de m_1 y n_1

n_1	m_1									
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
0.20	0.994	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
0.40	0.960	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.60	0.892	0.932	0.936	0.936	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937
0.80	0.800	0.870	0.878	0.880	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881
1.00	0.701	0.800	0.814	0.817	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818
1.20	0.606	0.727	0.748	0.753	0.754	0.755	0.755	0.755	0.755	0.755
1.40	0.522	0.658	0.685	0.692	0.694	0.695	0.695	0.696	0.696	0.696
1.60	0.449	0.593	0.627	0.636	0.639	0.640	0.641	0.641	0.641	0.642
1.80	0.388	0.534	0.573	0.585	0.590	0.591	0.592	0.592	0.593	0.593
2.00	0.336	0.481	0.525	0.540	0.545	0.547	0.548	0.549	0.549	0.549
3.00	0.179	0.293	0.348	0.373	0.384	0.389	0.392	0.393	0.394	0.395
4.00	0.108	0.190	0.241	0.269	0.285	0.293	0.298	0.301	0.302	0.303
5.00	0.072	0.131	0.174	0.202	0.219	0.229	0.236	0.240	0.242	0.244
6.00	0.051	0.095	0.130	0.155	0.172	0.184	0.192	0.197	0.200	0.202
7.00	0.038	0.072	0.100	0.122	0.139	0.150	0.158	0.164	0.168	0.171
8.00	0.029	0.056	0.079	0.098	0.113	0.125	0.133	0.139	0.144	0.147
9.00	0.023	0.045	0.064	0.081	0.094	0.105	0.113	0.119	0.124	0.128
10.00	0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112

Fuente: Braja M. Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones.** Pág. 227

$$\Delta\sigma'_{vt} = (14{,}000 kg/m^2)(0.241) = 3{,}374 kg/m^2$$

$$\Delta\sigma'_{vm} = (14{,}000 kg/m^2)(0.115) = 1{,}610 kg/m^2$$

$$\Delta\sigma'_{vb} = (14{,}000 kg/m^2)(0.064) = 896 kg/m^2$$

- Finalmente, el incremento de presión se calcula como:

$$\Delta\sigma'_v = \frac{1}{6}[3374 + 4(1610) + 896]$$

$$\Delta\sigma'_v = 1{,}785 kg/m^2$$

18. Procedemos entonces a calcular el asentamiento por consolidación, con los datos

$Cc = 0.46$

$Hc = 2.5 metros$

$e_o = 1.5857$

$\sigma'_v = 4{,}637.5 kg/m^2$

$\Delta\sigma'_v = 1{,}785 kg/m^2$

$$S_C = \frac{C_C H_C}{1+e_o} \log \frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_v}$$

$$S_C = \frac{(0.46)(2.5)}{(1+1.5857)} \log \frac{(4{,}637.5 + 1{,}785)}{4{,}637.5}$$

$$Sc = 0.06289 metros$$

$$Sc = 62.89 milímetros$$

2.3.3.9 Comentario final

1. Errores posibles: la prueba requiere técnica cuidadosa, a fin de asegurar resultados dignos de confianza. Sin embargo, aun con la mejor técnica pueden presentarse errores de importancia; solamente la experiencia permitirá sopesar la magnitud de ellos. Pueden presentarse errores de varias fuentes, siendo estos en la teoría básica, en la preparación de la muestra y en el procedimiento de la prueba.

2. En la teoría básica: la prueba está sujeta a las siguientes hipótesis básicas, en lo que se refiere a la validez de la interpretación de sus resultados:

   a) La ley de *Darcy* es aplicable.
   b) La carga de velocidad de agua, $v^2/2g$, es despreciable.
   c) H, a_v y k se suponen constantes en cada etapa de la prueba. En arcillas inorgánicas esto introduce un error pequeño, pero en otros suelos puede ser de magnitud considerable.
   d) No se consideran los efectos de la consolidación secundaria. Esto puede causar graves errores más allá del 60% de consolidación primaria.
   e) Se supone que las constantes de consolidación, obtenidas de la prueba de laboratorio con las mismas que rigen el proceso real que ocurre en la naturaleza, mucho más lento.

3. En la preparación de la muestra.

   a) La muestra debe estar lo más inalterada que sea posible; muestras alteradas darán resultados erróneos.
   b) El volumen de la muestra debe ser exactamente del anillo de consolidación; de otra manera no existirá confinamiento lateral completo.
   c) Las muestras adyacentes tomadas para la determinación del peso específico relativo y de los límites de plasticidad pueden ser no representativos de la muestra de consolidación.
   d) La muestra debe estar orientada en la misma dirección en que se encuentre en la naturaleza.
   e) La muestra debe ser preparada en un cuarto húmedo.

4. En el procedimiento de prueba.

   a) La muestra no debe sumergirse antes de que la presión aplicada sea igual a las presiones existentes en ella, por efectos capilares.
   b) Las pesas deben colocarse en la ménsula de carga cuidadosamente, para evitar impacto; esto implica una dificultad en aplicar la carga en un instante dado.
   c) La temperatura varía a través de toda la prueba.
   d) Todas las lecturas de tiempos y las micrométricas deben efectuarse con cuidado.
   e) Debe evitarse toda excentricidad en las cargas actuantes sobre la muestra.

3. PERMEABILIDAD

3.1 Permeabilidad hidráulica del suelo

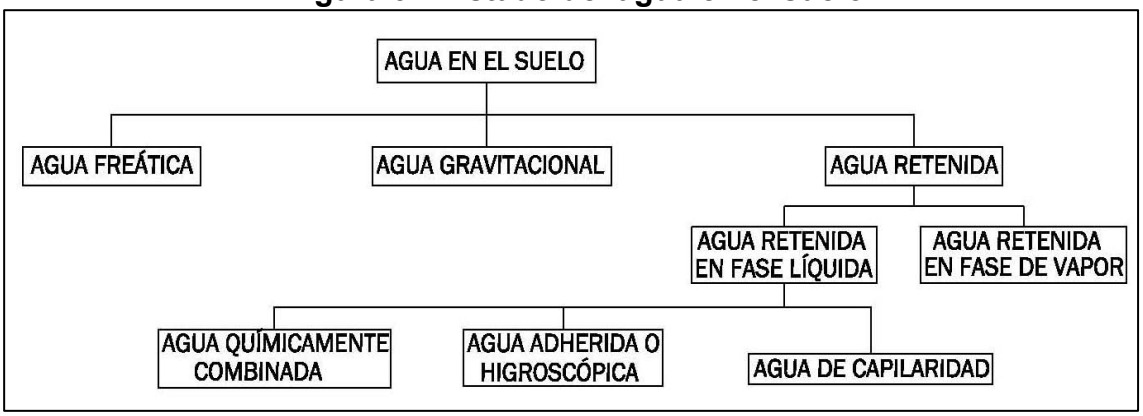
3.1.1 Agua en el suelo

El suelo: como se observa a través del estudio de la Mecánica de Suelos, es un material con arreglo variable de sus partículas que dejan entre ellas una serie de poros conectados unos con otros para formar una compleja red de canales de diferentes magnitudes que se comunican tanto con la superficie del terreno como con las fisuras y grietas de la masa del mismo; de aquí que el agua que cae sobre el suelo parte escurre y parte se infiltra por acción de la gravedad hasta estratos impermeables más profundos, formando la llamada capa freática. El límite superior de este manto acuoso se llama nivel freático. Según el estado en que se encuentra el agua en el suelo reciben los nombres que se muestran en la Figura 97.

Al agua que pasa por los poros a través del suelo se le conoce como 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 y sobre la superficie de las partículas debido a las fuerzas de tensión superficial y de absorción.

Esta agua, que no puede ser drenada directamente, recibe el nombre de agua retenida.

Figura 97. Estado del agua en el suelo



Fuente: Carlos Crespo. **Mecánica de suelos y cimentaciones.** Pág. 143

3.1.2 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 agua a través del suelo está gobernado por la Ley de *Darcy*, descubierta experimentalmente en 1856. La cual indica que la intensidad de filtración por unidad de área (velocidad del flujo) es directamente proporcional al gradiente hidráulico, esto indica que dentro del campo de aplicabilidad de la ley de *Darcy*, el flujo en el suelo es laminar. La ley de *Darcy* en resume dice: para una muestra de suelo de área transversal A y longitud L, confinada en un tubo, se somete a una carga hidráulica h. El agua fluye a través de la muestra, midiéndose la cantidad de agua (cm^3) que pasa en el tiempo t.

$$V = kiAt$$

Donde:

V = cantidad de agua, en cm^3 generalmente, que escurre a través del área A.

k = constante de permeabilidad o conductividad hidráulica, en cm/s, normalmente.

i = gradiente hidráulico, 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.

De la expresión anterior se puede despejar la constante de permeabilidad o de conductividad hidráulica, obteniéndose:

$$k = \frac{V}{iAt},$$

como velocidad $v = \frac{V}{At}$

tenemos $k = \frac{v}{i}$, por lo tanto,

$$v = ki$$

Donde:

v = velocidad de *Darcy*, en cm/s

k = permeabilidad hidráulica del suelo, en cm/s

i = gradiente hidráulico

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

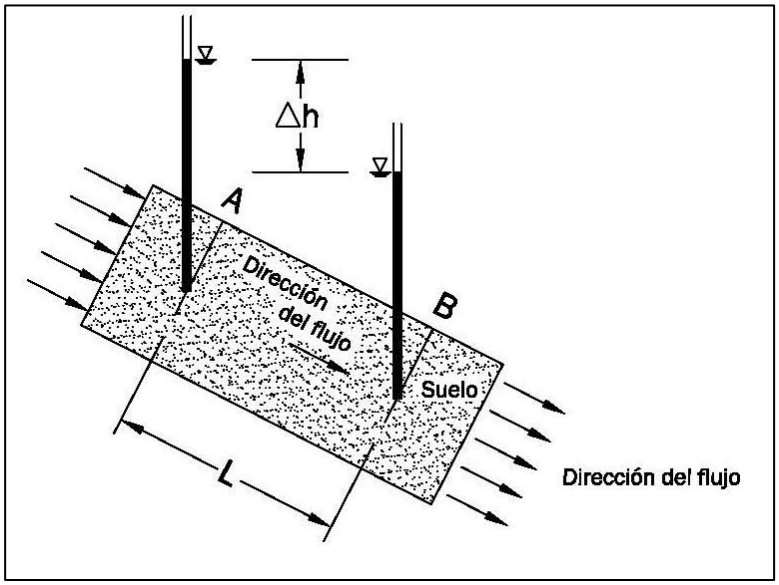
Donde:

Δh = diferencia de carga piezométrica entre las secciones en AA y BB

L = distancia entre las secciones en AA y BB

Nota: Las secciones AA y BB son perpendiculares a la dirección del flujo. Figura 98.

Figura 98. Definición de la ley de *Darcy*



Fuente: Braja M. Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones.** Pág. 25

La conductividad hidráulica k es una propiedad importante de los suelos y su valor depende del tamaño de los poros, los cuáles a su vez están en función de la forma, tamaño y acomodo de las partículas del suelo.

Un suelo fino, como al arcilla, tendrá una constante de permeabilidad mucho menor que una arena de grano grueso, debido a que aquella opondrá mayor resistencia al movimiento del agua debido al menor tamaño de los poros y de los canales de flujo. El valor de *k* indica la mayor o menor facilidad con que el agua fluye a través del suelo, estando sujeta a un gradiente hidráulico dado.

Es necesario observar que en la fórmula de *Darcy* el área transversal A corresponde al área total, incluyendo las partículas sólidas y los vacíos entre ellas, por lo que la expresión *v = k x i* es una velocidad ficticia a la que tendría el agua que fluir a través de toda el área entera A para producir la cantidad de agua *V* que pasa a través del suelo. Si se quiere hacer uso de la verdadera velocidad del agua a través de los poros del suelo es necesario entonces medir el área de los poros del suelo mediante una sección transversal al mismo y la ecuación de *Darcy* se escribirá así:

$$V = k_p A_p i t$$

$$k_p = \frac{V}{A_p i t},$$

y como $v_p = \frac{V}{A_p t}$

Se tiene $v_p = k_p i$

que es la velocidad promedio del agua a través de los poros del suelo y que indudablemente será mayor que la velocidad de aproximación, pues el área de los poros es menor que el área total del suelo.

En este caso, la constante k_p se conoce como “constante de percolación” y es siempre mayor que la constante de conductividad hidráulica del suelo. El hecho de que esta última sea más empleada en Mecánica de Suelos se debe a que es más fácil medir el área total de la muestra que el área de los poros de la misma. Como el área de los poros en una sección transversal es igual a la porosidad *n* por el área de la muestra, se tiene:

$$A_p = nA ,$$

por lo tanto, $V = Akit = nAk_p it$, en donde

$$k = nk_p$$

En la práctica, la medida de la constante de permeabilidad se hace por medio de permeámetros, los cuáles puede ser de nivel constante o de nivel variable. Los de nivel constante se usan generalmente para medir la permeabilidad de los materiales granulares y los de nivel variable preferentemente para materiales finos arcillosos o limo-arcillosos.

3.1.3 Agua gravitacional

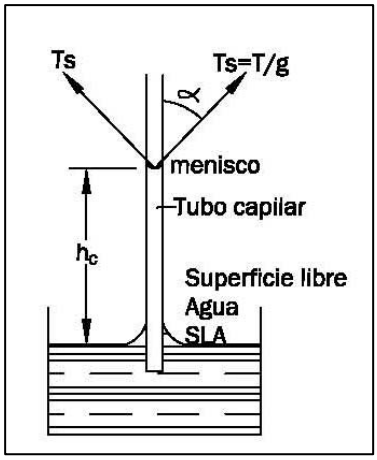
En el movimiento del agua gravitacional influyen poderosamente tanto la porosidad del suelo como sus características estructurales; sin embargo, al movimiento de esta agua no se le puede aplicar la ley de *Darcy* debido a la presencia de aire en los poros. Cuando esta agua pueda llegar a afectar a las cimentaciones, se instalan drenes adecuados para captarla y alejarla.

3.1.4 Agua retenida

En la Figura 99, se presenta el agua retenida compuesta por agua retenida en fase líquida y agua retenida en fase de vapor. Se tratará solamente el agua retenida en fase líquida, la cual se sabe 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 como 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 ^{o}C, de ahí la práctica de secar las muestras entre 105 ^{o}C y 110 ^{o}C.

El agua adherida o higroscópica es aquella que adquiere el suelo del aire que lo rodea. Así, si un suelo es secado al horno a peso constante y se deja expuesto al aire mientras se enfría, dicho suelo absorberá agua de la humedad del aire. Esta agua higroscópica del suelo y la cantidad de ella que el mismo pueda adquirir depende también del área superficial de las partículas. El agua de capilaridad es aquella que se adhiere en los poros del suelo por el efecto de la tensión superficial. Si se introduce un tubo capilar en el agua de tal modo que al principio el extremo superior del tubo coincida con la superficie del agua y se comienza a levantar el tubo, se podrá observar que el menisco se va haciendo más curvo a medida que se vaya levantando el tubo, alcanzando su máxima curvatura cuando se tenga el valor máximo de la tensión superficial desarrollada.

Figura 99. Altura de ascensión capilar para agua retenida



Fuente: Carlos Crespo. **Mecánica de suelos y cimentaciones.** Pág. 162

El ascenso del agua dentro de los tubos de pequeño diámetro sobre la superficie libre del líquido es un fenómeno que se conoce como capilaridad y se debe a la existencia de fueras de tensión capilar T dentro del tubo. El valor de la altura a que el agua asciende dentro de un tubo viene dado por la fórmula de equilibrio entre la tensión capilar y el efecto de la gravedad así:

$$h_C \pi r^2 D_W = \left(\frac{T}{g}\right) \pi d \cos\alpha = T_S \, 2\pi r \cos\alpha$$

$$h_C = \left(\frac{2T_S}{D_W r}\right) \cos\alpha$$

Donde:

hc = altura de ascensión capilar en cm

Ts = tensión superficial del líquido en dinas y que para el agua tiene un valor de 75 dinas (0.0764 gramos-fuerza por centímetro).

Dw = densidad absoluta del agua, en g/cm^3

r = radio del tubo capilar, en cm

α = ángulo de contacto entre el menisco y la superficie interior del tubo.

La expresión anterior alcanza su valor máximo cuando el ángulo de contacto α sea igual a cero, ya que cosα = 1, entonces:

$$h_C = \frac{0.15}{r} = \frac{0.30}{d}$$

siendo d el diámetro del tubo capilar y r su radio. El ascenso del agua por capilaridad en un suelo no es estrictamente igual al caso visto de un tubo, pues los poros del suelo tienen tamaños y formas irregulares. Sin embargo, la altura capilar en un suelo puede estimarse por la siguiente ecuación:

$$h_C = \frac{N}{(eD_{10})}$$

Donde:

N = constante empírica que depende de la forma de los granos y de las impurezas de sus superficies. El valor de N varía de 0.1 a 0.5 cm^2

e = relación de vacíos del suelo.

D_{10} = diámetro efectivo expresado en cm

Como puede observarse en la fórmula anterior, la altura capilar es mayor a medida que los suelos son más finos. De esto se desprende la importancia que tiene el drenaje cuando se trata de suelos finos, ya que en estos casos sólo 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, siendo necesario levantar dicho terraplén hasta una altura en que el agua no perjudique la estabilidad del pavimento que se construya. La presión negativa de los poros capilares correspondientes a la ascensión capilar es una medida de la succión sobre el agua en los poros. El índice de succión es igual al $\log_{10} x\ h_c$ y la presión de succión vale $\gamma_w x\ h_c$.

Tabla LXIII. Rangos de la permeabilidad hidráulica para varios suelos

Tipo de suelo	**Permeabilidad hidráulica, *k* en cm/s**
Gravas limpias	De 10^{-2} a 1.0
Arenas limpias, mezcla de arena y gravas limpias	De 1.0 a $1x10^{-3}$
Arenas muy finas, limos, mezcla de arena, limo y arcilla, depósitos de arcilla estratificada	De $1x10^{-3}$ a $1x10^{-7}$
Suelos impermeables como las arcillas homogéneas bajo la zona de meteorización	De $1x10^{-7}$ a $1x10^{-9}$
Suelos impermeables que han sufrido alteración por la vegetación y la meteorización	De $1x10^{-2}$ a $1x10^{-7}$

Fuente: Carlos Crespo. **Mecánica de suelos y cimentaciones.** Pág. 150

3.2 Coeficiente de permeabilidad

El coeficiente de permeabilidad es una constante de proporcionalidad relacionada con la facilidad de movimiento de un flujo a través de un medio poroso. Existen dos métodos generales de laboratorio para determinar directamente el coeficiente de permeabilidad de un suelo. Estos son los llamados método de cabeza constante y el método de la cabeza variable; ambos métodos se basan en el uso de la ley de *Darcy* (expuesta en el inciso 3.1.2). El coeficiente de permeabilidad de una masa de suelo homogénea, isotrópica depende principalmente de los siguientes factores:

1. La viscosidad del flujo en los poros (normalmente agua). A medida que la temperatura aumenta, la viscosidad del agua disminuye y el coeficiente de permeabilidad aumenta; es decir, la velocidad de flujo aumenta. El coeficiente de permeabilidad se ha normalizado a 20 ^{o}C, de forma que el coeficiente de permeabilidad a cualquier temperatura T se pueda expresar con respecto a k_{20}, por medio de la siguiente expresión:

$$k_{20^oC} = \left(\frac{\eta_T}{\eta_{20}} \right) k_T$$

Donde:

η_T / η_{20} = viscosidades de los fluidos a la temperatura T del ensayo y a 20 ^{o}C, respectivamente. Es posible utilizar la viscosidad absoluta o la viscosidad cinemática del fluido en la ecuación anterior, se pueden utilizar los valores de la Tabla LXIX.

2. La relación de vacíos *e* del suelo. Se han hecho varios intentos para correlacionar el coeficiente de permeabilidad del suelo a una relación de vacíos dada con el mismo suelo a diferentes relaciones de vacíos es decir *k = f(e)*. En suelos granulares, el valor depende principalmente de la relación de vacíos *e*; en el pasado varias ecuaciones fueron propuestas para relacionar el valor de *k* con la relación de vacíos *e* en suelo granular:

$$k_2 = k_1\left(\frac{e_2}{e_1}\right)^2$$

$$k_2 = k_1\left(\frac{{e_2}^3(1+e_1)}{{e_1}^3(1+e_2)}\right)$$

donde k_1 y k_2 son las permeabilidades hidráulicas de un suelo dado para relaciones de vacíos e_1 y e_2, respectivamente.

Para arcillas (*Terzaghi* 1925), como k = 0 a la relación de vacíos de 0.15,

$$k_2 = k_1\left(\frac{\eta_1(e-0.15)^{11}(1+e)}{\eta_2(e-0.15)^8 + 0.0166}\right)$$

Nota: La ecuación anterior, debe utilizarse con mucho cuidado; es recomendable hacer ensayos de permeabilidad a diferentes relaciones de vacíos para obtener el valor de *k* en lugar de utilizar dicha ecuación. Tomar en cuenta que k_1 es el coeficiente de permeabilidad cuando *e = 1.0*

3. El tamaño y forma de los granos de suelo. *Hazen* (1930) propuso una ecuación para la permeabilidad hidráulica de una arena bastante uniforme:

$$k = A(D_{10}{}^2) \quad mm/s$$

Donde:

A = constante que varía entre 10 y 15

D_{10} = tamaño efectivo del suelo, en mm

Hazen estudió el uso de la arena en filtros para obras hidráulicas y concluyó que para arenas limpias y gravas el coeficiente de permeabilidad puede expresarse aproximadamente como:

$$k = 100 D_{10}{}^2 \text{ cm/s}$$

para un rango de D entre 0.1 < D_{10} < 3.0 mm. El D_{10} que se utiliza es el diámetro correspondiente al 10% más fino en tamaño de la muestra obtenido de la curva de distribución granulométrica y expresado en cm. La presencia de partículas angulares y laminares tienden a reducir *k* más que cuando el suelo está compuesto predominantemente por partículas redondeadas y esféricas.

4. El grado de saturación. A medida que aumenta el grado de saturación, el coeficiente de permeabilidad aparente también se incrementa. En parte este aumento se debe a la disminución en la tensión superficial. El origen del resto del aumento se desconoce, pues es difícil determinar *k* a menos que se considere continuidad del flujo a través del medio. El flujo a través del medio poroso puede obtenerse únicamente considerando la cantidad que entra y sale de la masa de suelo. Como caso extremo, sería posible, en un suelo seco, tener un flujo considerable hacia la muestra sin tener flujo de salida. El cálculo de *k* daría *k = 0* lo cual evidentemente es incorrecto. Las muestras usadas en el laboratorio generalmente, se saturan para evitar este problema, aunque en recientes investigaciones se ha tenido en cuenta condiciones donde S < 100%(*Mitchell* y otros 1967).

El permeámetro patrón de compactación, que utiliza el molde de 1/30 pie^3 (944 cm^3) utilizado en el experimento patrón de compactación, es ampliamente utilizado para determinar la permeabilidad de espécimen compactado, la cual es necesaria para núcleos de presas, diques, etc. Esto no impide, la posibilidad de utilizar otros aparatos de permeabilidad, como el mostrado en la Figura 101, que es un permeámetro para arenas y gravas exclusamente y el cual está compuesto de una cámara de lucita al igual que la cámara triaxial.

En los métodos de laboratorio, la caída hidráulica total (o pérdida de cabeza) ocurre supuestamente a través de la muestra de suelo, mientras que una pequeña pérdida de cabeza hidráulica tiene lugar a través de la piedra porosa que existe entre la base del aparato de permeabilidad.

Lo anterior puede evitarse construyendo el aparato de forma que la pérdida de cabeza que sucede a través de dos mallas de tamiz No. 200 en los extremos de la muestra sea completamente despreciable.

Los ensayos de laboratorio que se utilizan para determinar el coeficiente de permeabilidad del suelo, a menudo requieren el uso de agua desaireada (y algunas veces destilada). El uso de agua desaireada puede ser de gran utilidad ya que la presencia de burbujas de aire en solución en muestras pequeñas de laboratorio puede afectar bastante los resultados al compararlos con el efecto del mismo tipo de burbujas en el suelo natural. El uso de agua desairada introduce un aumento cuestionable en la precisión de la determinación de *k* en ensayos rutinarios de laboratorio, cuando se considera las inexactitudes de todo el ensayo y el hecho de que el agua en el campo no es desairada ni destilada.

Dos procedimientos bastantes simples se pueden utilizar para reducir el problema del aire en solución.

1. Utilizar agua ligeramente más tibia que la temperatura del suelo, de forma que el agua se enfríe al percolar a través del suelo; esto atraerá el aire de la muestra a la solución.

2. Usar un gradiente *i* suficientemente grande, de forma que la presión obligue al aire a permanecer en solución.

Para ensayos de permeabilidad en suelos de baja permeabilidad (por ejemplo, 10^{-4} a 10^{-9} cm/s), es más práctico utilizar una muestra delgada de alrededor de una pulgada de espesor (2 a 3 cm) en un permeámetro especial (*Mitchell* y *Younger* 1967). A manera de alternativa, es posible calcular el coeficiente de permeabilidad a partir de los datos del ensayo de consolidación (inciso 2.3.3) utilizando c_v:

$$k = \frac{a_v \gamma_u c_v}{1+e}$$

este último procedimiento se encuentra fuera de los objetivos de los ensayos presentados en este trabajo y por lo tanto, los términos se identifican en el ensayo de consolidación.

Los ensayos de permeabilidad en suelos de baja permeabilidad deben hacerse muy cuidadosamente para que los resultados obtenidos tengan algún significado. El valor calculado de la permeabilidad *k*, se verá materialmente afectado por cualquier escape en el aparato de recolección de agua, así como por el flujo que se pueda producir en la interfase entre el suelo y el aparato de permeabilidad a través de caminos de baja resistencia.

3.2.1 Método de cabeza constante

AASHTO T215-70: Standard Method of Test for Permeability of Granular Soils
ASTM D2434-00: Standard Test Method for Permeability of Granular Soils

3.2.1.1 Descripción del ensayo

Este tipo de permeámetro es aplicable para suelos friccionantes, ya que en suelos poco permeables, el tiempo de prueba se hace tan largo, que deja de ser práctico, usando gradientes hidráulicos razonables. El objetivo del ensayo es proporcionar a la muestra de ensayo un gradiente hidráulico constante es decir:

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{h}{L} = cons\tan te$$

el cual permite obtener una cantidad de agua a la salida (V_{salida}) en un tiempo constante (t), con una cabeza hidráulica (*h*) a través de la muestra también como constante.

Utilizando el permeámetro de compactación y compactando la muestra por medio del Proctor Estándar *AASHTO* T-99, es decir, tres capas de 25 golpes cada una con el martillo de 5.5 lb y 14 plg de caída. Es preciso que en este método se tenga el gradiente hidráulico constante para poder efectuar mediciones con aproximaciones adecuadas, para poder aplicar lo descrito en el inciso anterior.

3.2.1.2 Equipo a utilizar

- Permeámetro de compactación.
- Martillo de compactación de 5.5 lb y 14 plg de caída.
- Termómetro.
- Cronómetro.
- Tamiz No. 100
- Balanza de 2 kg de capacidad y 0.1 g de sensibilidad.
- Cilindro graduado.
- Un depósito o tanque de almacenamiento y suministro de agua, que se comunica a la cámara mediante alguna conexión o válvula. El nivel del tanque puede mantenerse constante o variable según sea el tipo de ensayo.

Figura 100. Permeámetro de compactación

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 23

Figura 101. Permeámetro de cabeza constante para arenas y gravas

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 22

3.2.1.3 Procedimiento para realizar la prueba

1. Pesar tres kilogramos de material (granular) que será utilizado en el experimento. Si es necesario hacer más ensayos se deberá de pesar tres kilogramos por experimento.

2. El material seco se coloca en tres capas, apisonándolas con el martillo de 5.5 lb según lo indicado en la prueba Proctor Estándar *AASHTO* T-99. Debido a que el método se realiza por medio del ensayo de compactación, en todo momento se procurará que el espesor de las capas, la intensidad y el número de golpes sean los requeridos para obtener la densidad máxima y por consiguiente la humedad óptima.

Esto garantiza que el espécimen tenga una aproximación efectiva a la relación de vacíos que presenta el mismo compactado a la densidad máxima.

3. Se pesa el permeámetro con la muestra compactada; este peso menos el de la tara representa el peso de la muestra seca (PNS), el cual se anota en el renglón respectivo, así como la longitud total de la muestra (L). En la mayoría de los casos la longitud total del espécimen coincide con la altura del molde, esto es 4.58 plg, pero puede darse el caso que esto no ocurra.

4. Enrasa cuidadosamente el material en el molde y colocar una piedra porosa saturada en la base del permeámetro de compactación, sobre la piedra porosa colocar un círculo de papel filtro y sobre este conjunto colocar el molde de manera tal que coincidan la piedra porosa y el papel filtro con el material compactado. Ajustar firmemente la base y el molde mediante las arandelas mariposa del mismo.

5. Colocar en la parte superior de la muestra otra piedra porosa saturada y otro círculo de papel filtro, ajustar firmemente la tapa del permeámetro mediante las arandelas mariposa. El permeámetro de compactación armado se presenta en la Figura 100, obsérvese la dirección de la tubería de entrada y la de salida, este arreglo permite un flujo eficaz del agua a través de la muestra.

6. Conectar a la válvula de entrada una tubería plástica con válvula para conectar la bureta con la muestra.

7. Colocar el permeámetro en un recipiente lleno de agua de forma que la tapa del permeámetro quede sumergido por lo menos cinco centímetros debajo del nivel del agua. Asegurarse de que la válvula de salida del permeámetro esté abierta, de manera que el agua pueda entrar a través de la muestra para saturarla con una cantidad mínima de aire atrapado. Cuando el agua alcance la altura de equilibrio en la tubería plástica que se conectó a la válvula de entrada del permeámetro, se puede suponer que el proceso de saturación ha concluido. Un período de 24 horas permitirá mejores resultados en la saturación, pero para el objetivo del experimento este período puede ser demasiado largo. Nótese, sin embargo, que este procedimiento puede causar ligera expansión en la muestra dentro del molde.

8. Con el nivel de agua estabilizado en la tubería plástica de entrada, cerrar la válvula de salida o tapar el tubo de plástico valiéndose de un artefacto adecuado (obstaculizar la salida del agua de la tubería plástica). Sacar el permeámetro del recipiente de inmersión y conectarlo al tubo de entrada una tubería vertical graduada conectada a su vez a un recipiente de abastecimiento.

9. Desairear las líneas de entrada a la muestra, abriendo la válvula de entrada del permeámetro y simultáneamente abriendo la válvula de drenaje que está en la tapa superior del permeámetro (Figura 102). Una vez se ha removido todo el aire que pudiera estar atrapado, cerrar la válvula de drenaje. Medir la cabeza hidráulica a través de la muestra.

10. La cabeza hidráulica medida (altura *h*), se mantendrá constante durante todo el ensayo por medio del tanque de abastecimiento que se conecta a la tubería vertical graduada.

Este estabilizará el nivel de la altura *h* cuando sea necesario.

11. En la primera etapa, se deja escurrir el agua por espacio de 15 minutos a fin de establecer el régimen; y una vez logrado esto, se procede a hacer las mediciones.

12. Utilizar un recipiente de 500 ó 1,000 cm^3 (mayor si es posible) para recibir el agua a la salida del permeámetro. Registrar el tiempo necesario para almacenar entre 750 y 900 cm^3 de agua y registrar también la temperatura del agua.

13. En la segunda etapa, repetir dos o tres mediciones similares adicionales utilizando un tiempo constante (t = constante). La cantidad de agua recogida en ensayos sucesivos es decreciente; esto se debe a la formación de una barrera en la piedra porosa por acumulación de finos, o a la salida de aire en solución en el agua.

14. Una vez terminada la prueba, se desconecta el permeámetro del sistema, se mide la altura final (L), de la pastilla, se dibuja un croquis y se anotan todas las observaciones hechas durante el ensayo.

15. Se saca el material del permeámetro, se coloca en una casuela tarada y numerada, se pesa y se anota en peso bruto húmedo (PBH) y se introduce al horno para su secado.

16. Calcular el coeficiente de permeabilidad k_T, para la temperatura (T) del ensayo:

$$k_T = \frac{VL}{Aht} \quad (cm/s)$$

Donde:

V = cantidad de agua a la salida, cm^3

L = altura del espécimen, generalmente es la altura del permeámetro de compactación en la mayoría de los casos.

A = área del espécimen = área del permeámetro de compactación = 12.57 plg^2

h = altura desde la parte inferior del espécimen hasta la marca en la bureta o tubería graduada, es decir desde la salida del permeámetro de compactación hasta el nivel de agua del piezómetro. Esta altura permanece constante durante todo el ensayo (Figura 102).

t = tiempo que transcurre para generarse la cantidad de agua a la salida V, en segundos.

17. Calcular k_{20} para el ensayo con t constante, t debería ser constante si el montaje es estable, de forma que es posible promediar V y calcular un valor único para k_T; si no se cumplen estas condiciones, es necesario calcular el valor particular de k_T para cada ensayo y los correspondientes valores de k_{20}. Colocar el promedio de los valores de k_{20}.

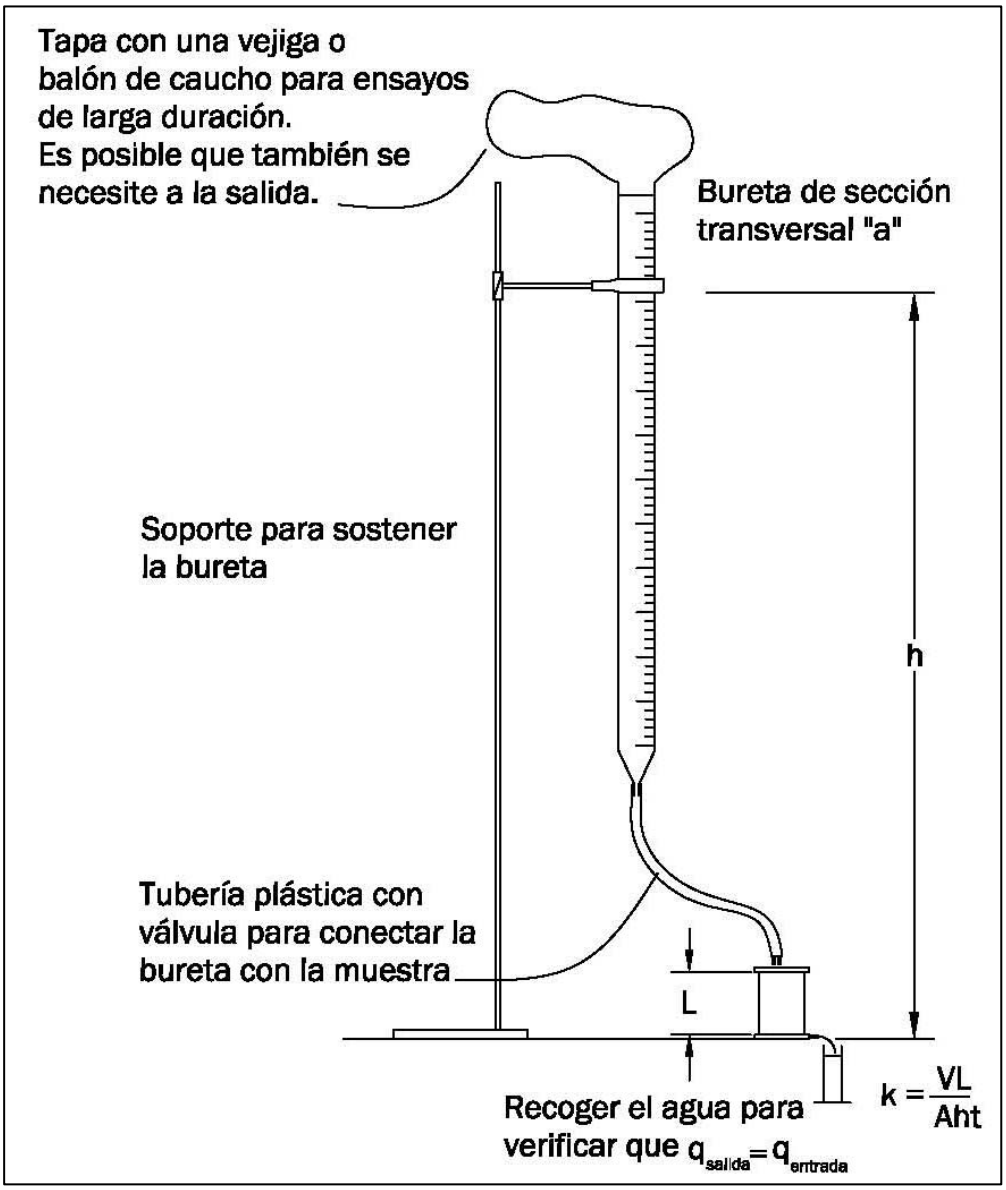
18. Obtener las correcciones de temperatura para la viscosidad a partir de la Tabla LXIX al final del capítulo.

$$k_{20^oC} = \left(\frac{\eta_T}{\eta_{20}} \right) k_T$$

Donde:

η_T / η_{20} = corrección de viscosidad para una temperatura T en relación a la temperatura del agua a 20 ^{o}C

Figura 102. Detalle del montaje para el método de cabeza constante



Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 102

3.2.1.4 Ejemplo ilustrativo

Se realizó el ensayo para determinar el coeficiente de permeabilidad por medio del método de cabeza constante a una muestra de suelo con descripción: Arena limosa color café.

1. Dimensiones de la muestra. Las dimensiones de la muestra se toman en base a las del permeámetro de compactación, que son las mismas que la del molde de compactación Proctor de 4 plg de diámetro por 4.58 plg de altura.

$$Diámetro = 4\,p\lg = 10.16cm$$

$$Área = \frac{\pi}{4}(4\,p\lg)^2 = 12.57\,p\lg^2 = 81.10cm^2$$

$$L(altura) = 4.58\,p\lg = 11.63cm$$

$$Volumen = (Área)(altura) = AL$$

$$Volumen = (12.57\,p\lg^2)(4.58\,p\lg) = 57.57\,p\lg^3$$

$$Volumen = (81.10cm^2)(11.63cm) = 944cm^3$$

$$Volumen = 57.60\,p\lg^3 = 944cm^3 \approx 1/30\,pie^3$$

2. Calcular la densidad seca máxima ($PUS_{máx}$) y la humedad óptima ($\%H_{opt}$), según lo descrito en el ensayo de compactación Proctor Estándar (*AASHTO* T-99) y utilizando los parámetros de la Tabla I.

$PUS_{máx}$ (densidad seca)	1.6 T/m^3
$\%H_{opt}$	28%

3. Datos del experimento.

Tabla LXIV. Datos del ensayo para determinar el coeficiente de permeabilidad con el método de cabeza constante

Experimento No.	Tiempo s	V_{salida} cm^3	Temperatura T, °C	h cm
1	180	775	23	87
2	180	772	22	87
3	180	761	22	87
Promedio	180	769.3	22	87

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

4. Determinar el coeficiente de permeabilidad k_T

$$k_T = \frac{VL}{Aht}$$

$$k_T = \frac{(769.3cm^3)(11.63cm)}{(81.10cm^2)(87cm)(180s)}$$

$$k_T = 0.007045cm/s$$

5. Corrección de la viscosidad del agua.

Variación de la temperatura:

$$\Delta T = 22^oC - 22^oC = 0$$

De la Tabla LXIX, para una temperatura promedio de 22 °C y una variación de la misma igual a cero ΔT = 0, se obtiene el valor de la corrección de viscosidad siguiente:

Corrección de viscosidad:

$$\frac{\eta_{22}}{\eta_{20}} = 0.9531$$

6. Determinar el coeficiente de permeabilidad *k*, refiriéndolo a la temperatura del agua a 20 °C, k_{20^oC}

$$k_{20^oC} = \left(\frac{\eta_T}{\eta_{20}}\right) k_T$$

$$k_{20^oC} = (0.9531)(0.007045 cm/s)$$

$$k_{20^oC} = 0.006714 cm/s$$

El coeficiente de permeabilidad es:

$$k_{20^oC} = 6.714x10^{-3} cm/s$$

7. Determinar el gradiente hidráulico *i*

$$i = \frac{h}{L}$$

$$i = \frac{87cm}{11.63cm} = 7.5$$

8. Determinar la velocidad de *Darcy v*, en cm/s

$$v = ki$$

$$v = (6.714x10^{-3} cm/s)(7.5)$$

$$v = 0.05036 cm/s$$

9. Determinar la densidad seca de la muestra total de suelo, obtenida en el experimento de cabeza constante; es decir sacar todo el suelo contenido en el permeámetro de compactación, colocarlo en una bandeja y meterlo en el horno. Luego de sacar el material del horno, se procede a calcular el porcentaje de humedad y la densidad seca, según la Tabla LXV.

Tabla LXV. Determinación de la densidad seca del suelo, para el método de cabeza constante

% H		**Densidad seca**	
PNH	1,720 g	PNS	1,320 g
PNS	1,320 g	Volumen	944 cm^3
Dif.	400 g	γ_d	1.40 g/cm^3
%H	30%	γ_d	1.54 T/m^3

Nota: el factor de conversión de g/cm^3 a T/m^3 es de 1.102

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

$$\%H = (Dif / PNS)x100 = (400g / 1{,}320g)x100 = 30\%$$

$$\gamma_d = \frac{PNS}{Volumen} = \frac{1{,}320g}{944cm^3} = 1.40g/cm^3$$

$$\gamma_d = (1.40g/cm^3)(1.102) = 1.54T/m^3$$

10. Estimar un valor para la gravedad específica de los sólidos Gs, de acuerdo con el tipo de suelo. Para calcular la relación de vacíos *e* correspondiente a la densidad seca de 1.54 T/m^3 y la densidad seca máxima de 1.6 T/m^3 del paso dos.

$$G_S = 2.67$$, de la Tabla XXVIII

11. De las relaciones peso – volumen para una masa de suelo, se tiene la ecuación para determinar el peso específico seco (densidad seca) en función de la relación de vacíos, gravedad específica y la densidad del agua.

$$\gamma_d = \frac{G_S \gamma_W}{1+e}$$

Despejando la relación de vacíos *e*, tenemos:

$$e = \frac{G_S \gamma_W}{\gamma_d} - 1$$

Calcular la relación de vacíos *e*, correspondiente a la densidad seca de 1.54 T/m^3 y la densidad seca máxima de 1.6 T/m^3. Denotando e_1 como la relación de vacíos correspondiente a la densidad seca obtenida en el ensayo de permeabilidad y e_2 como la relación de vacíos correspondiente a la densidad seca máxima obtenida en el ensayo de compactación Estándar. Nota: $\gamma_W = 1.0 T/m^3$

Para: $\gamma_d = 1.54T/m^3$, del ensayo de permeabilidad cabeza constante.

$$e_1 = \frac{(2.67)(1T/m^3)}{1.54T/m^3} - 1$$

$$e_1 = 0.734$$

Para: $\gamma_d = 1.6T/m^3$, del ensayo de compactación Estándar.

$$e_2 = \frac{(2.67)(1T/m^3)}{1.6T/m^3} - 1$$

$$e_2 = 0.669$$

12. Estimar la permeabilidad hidráulica para la densidad seca máxima de compactación de 1.6 T/m^3, con los datos anteriores:

$$k_{20^oC} = k_1 = 0.006714cm/s$$

$$e_1 = 0.734$$

$$e_2 = 0.669$$

De acuerdo con las ecuaciones propuestas para relacionar el coeficiente de permeabilidad *k* en función de la relación de vacíos *e*, del inciso 3.2 tenemos:

Ecuación 1:

$$k_2 = k_1\left(\frac{e_2}{e_1}\right)^2$$

$$k_2 = 0.006714\left(\frac{0.669}{0.734}\right)^2$$

$$k_2 = 0.006714(0.83073)$$

$$k_2 = 0.005578 cm/s$$

Ecuación 2:

$$k_2 = k_1\left(\frac{{e_2}^3(1+e_1)}{{e_1}^3(1+e_2)}\right)$$

$$k_2 = 0.006714\left(\frac{0.669^3(1+0.734)}{0.734^3(1+0.669)}\right)$$

$$k_2 = 0.006714(0.7866525)$$

$$k_2 = 0.005282 cm/s$$

Como se puede observar los valores expuestos por las ecuaciones uno y dos son apreciablemente cercanos en los primeros tres decimales. Esto obedece a que estas expresiones son de carácter aproximado; pero brindan un valor razonable para la permeabilidad del suelo en el momento de la compactación. Es obvio que el método de cabeza constante resulta un ensayo bastante eficaz en la determinación del coeficiente de permeabilidad, pero como todo método aproximado tiene ventajas y limitaciones.

3.2.2 Método de cabeza variable

AASHTO T215-70: Standard Method of Test for Permeability of Granular Soils
ASTM D2434-00: Standard Test Method for Permeability of Granular Soils

3.2.2.1 Descripción del ensayo

Las limitaciones del ensayo de cabeza constante son inherentes a este experimento y además si el experimento tiene una duración excesiva, será necesario controlar la evaporación del agua en la tubería de entrada. La ecuación aplicable a este experimento puede deducirse fácilmente (Figura 104), pero se deja como parte del ejercicio de cálculo del estudiante y se presenta simplemente como:

$$k = \frac{aL}{At} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

Donde:

a = área de la sección transversal de la bureta o tubería de entrada cm^2

A = área seccional de la muestra de suelo en cm^2

h_1 = cabeza hidráulica a través de la muestra al comienzo del experimento (t = 0).

h_2 = cabeza hidráulica a través de la muestra al final del ensayo (t = t_{ensayo}).

L = longitud de la muestra, en cm

t = tiempo transcurrido para que la carga hidráulica pase de h_1 a h_2, en segundos.

ln = logaritmo natural (en base 2.7182818…)

En este tipo de permeámetro se mide la cantidad de agua que atraviesa una muestra de suelo, por diferencia de niveles en un tubo alimentador. Este permeámetro puede ser utilizado en suelos finos y gruesos variando el diámetro del tubo alimentador, pero lo más común es utilizarlo con los suelos finos poco permeables. Al ejecutar la prueba se llena de agua el tubo vertical del permeámetro, observándose su descenso a medida que el agua atraviesa la muestra.

Debe notarse que este método ha sido desarrollado por economía; puesto que el experimento para determinar el coeficiente de permeabilidad *k* en un suelo fino puede durar normalmente varios días. El experimento de cabeza constante consume una cantidad grande de agua en el laboratorio para mantener la cabeza constante en la mayoría de los arreglos.

Para ensayos de larga duración y donde la cantidad de flujo a través de la muestra es muy pequeña, es necesario controlar la evaporación de agua del recipiente o de la tubería de entrada y evitar también la evaporación y/o drenaje en la tubería o recipiente de salida.

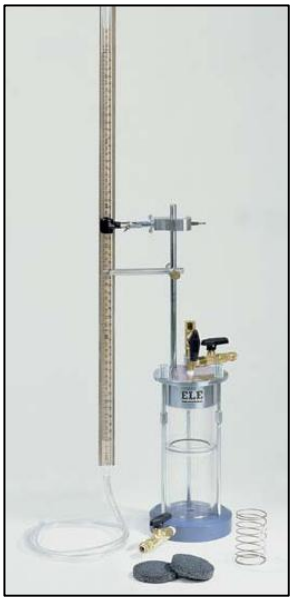
Una forma de solucionar este problema consiste en hacerlo en un salón de humedad controlada. Otra es mantener el recipiente de la tubería de entrada cubierto con un globo de caucho parcialmente inflado (no se debe taponar el extremo de la tubería debido a que eventualmente puede formarse vacío, lo que suspendería el flujo de agua a través de la muestra).

Para controlar el drenaje y garantizar que el agua salga a tubo lleno (o para controlar la evaporación a la salida), se debe sumergir la tubería de salida en un recipiente con agua. Obtener elevación del recipiente de salida para calcular h_2, utilizando diferentes herramientas de laboratorio. Debe hacerse énfasis en el ingenio para controlar escapes en el conjunto.

3.2.2.2 Equipo a utilizar

- Permeámetro de compactación.
- Martillo de compactación de 5.5 lb y 14 plg de caída.
- Tapa de lucita o de latón con piezómetro calibrado.
- Tapón de madera para apoyo de la muestra compactada.
- Cronómetro.
- Termómetro.
- Tamiz No. 100
- Templete con mástil y soporte para sostener tubos de ensayo o similar, que permita desarrollar una cabeza hidráulica diferencial a través de la muestra.
- Bureta para utilizarla con el templete o cualquier tipo de soporte.
- Un depósito o tanque de almacenamiento y suministro de agua, que se comunica a la cámara mediante alguna conexión o válvula. El nivel del tanque puede mantenerse constante o variable según sea el tipo de ensayo.

Figura 103. Permeámetro combinado para cabeza variable o constante



Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007**. Pág. 24

3.2.2.3 Procedimiento para realizar la prueba

1. Prepara la muestra siguiendo los pasos del uno al nueve del inciso 3.2.1.3, del método de cabeza constante.

2. Se procede a llenar la bureta o tubería de entrada hasta una altura conveniente y medir la cabeza hidráulica a través de la muestra para obtener h_1.

3. Iniciar el flujo de agua e iniciar la cuenta en el cronómetro. Dejar que el agua corra a través de la muestra hasta que la bureta o tubería de entrada se encuentre casi vacía.

Simultáneamente para el flujo y registrar el tiempo transcurrido. Obtener la cabeza h_2. Registrar la temperatura del ensayo (T).

Nota: Si es necesario registrar el área de la tubería de entrada a, se puede recoger el agua en un recipiente tipo beaker.

4. Volver a llenar la bureta (o tubería de entrada) de agua y repetir el ensayo dos veces adicionales. Utilizar los mismos valores para h_1 y h_2; obtener los tiempos transcurridos correspondientes. Hacer mediciones de temperatura para cada ensayo. Si es necesario calcular el área de la tubería, recoger el agua para cada experimento y acumularla en un cilindro graduado. Después de terminado el último experimento obtener el V_{ensayo} promedio (volumen de flujo) como:

$$V_{ensayo} = \frac{V_{total}}{No.ensayos}$$

a partir del cual se puede calcular aproximadamente el valor de a. Este cálculo no es necesario si se utiliza una bureta graduada.

$$a = \frac{V_{salida}}{h_1 - h_2}$$

5. Una vez terminada la prueba, se desconecta el permeámetro del sistema, se mide la altura final (L), de la pastilla, se dibuja un croquis y se anotan todas las observaciones hechas durante el ensayo.

6. Se saca el material del permeámetro, se coloca en una casuela tarada y numerada, se pesa y se anota en peso bruto húmedo (PBH) y se introduce al horno para su secado.

7. Calcular el coeficiente de permeabilidad a la temperatura del ensayo, k_T y con el objeto de establecer una base comparativa expresar el coeficiente de permeabilidad refiriéndolo a la temperatura del agua a 20 °C. Obtener correcciones para viscosidad del agua a partir de la Tabla LXIX. Promediar los resultados para *k*.

$$k_T = \frac{aL}{At} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

Donde:

a = área de la sección transversal de la bureta o tubería de entrada cm^2

A = área seccional de la muestra de suelo en cm^2

h_1 = cabeza hidráulica a través de la muestra al comienzo del experimento (t = 0).

h_2 = cabeza hidráulica a través de la muestra al final del ensayo (t = t_{ensayo}).

L = longitud de la muestra, en cm

t = tiempo transcurrido para que la carga hidráulica pase de h_1 a h_2, en segundos.

ln = logaritmo natural (en base 2.7182818…)

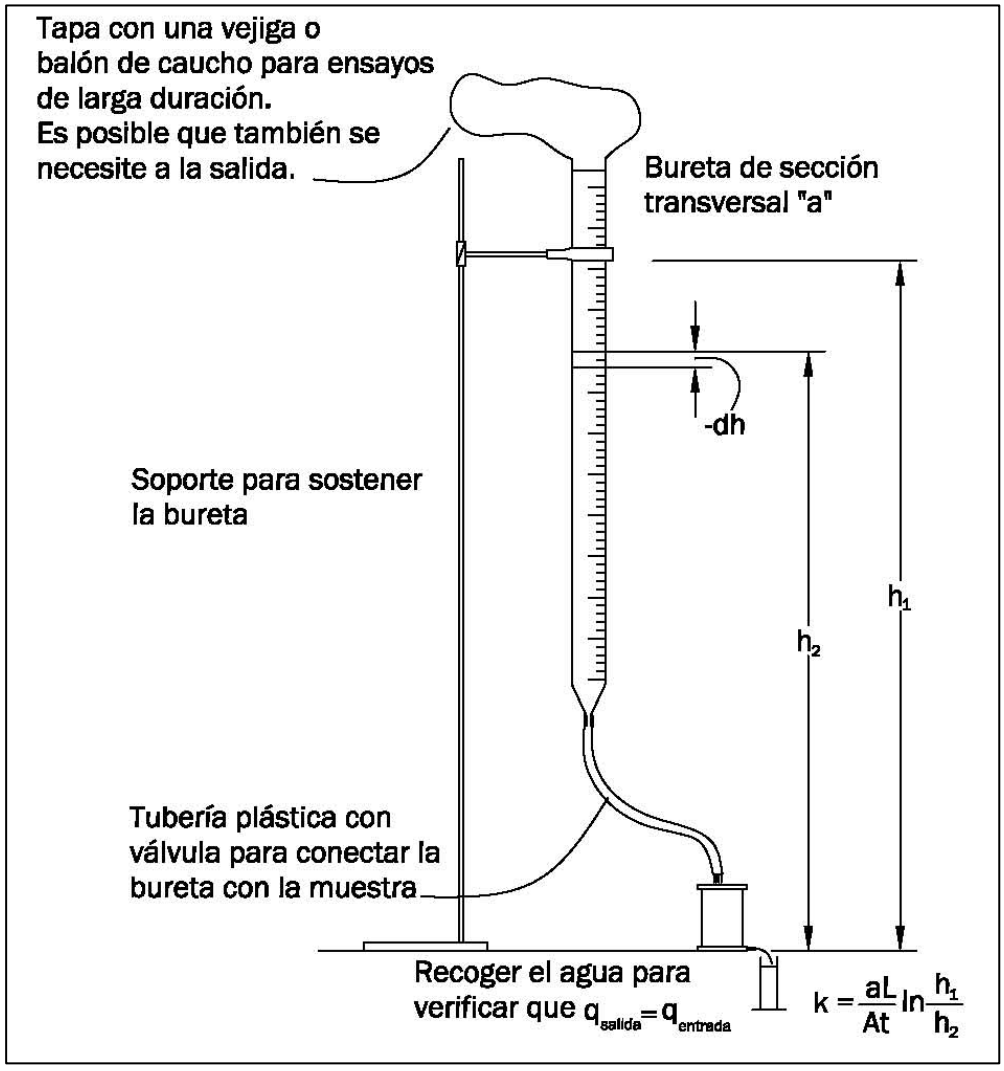
Si se conoce el valor *k*, a cualquier temperatura T, su valor a 20 °C será:

$$k_{20^oC} = \left(\frac{\eta_T}{\eta_{20}} \right) k_T$$

Donde:

η_T / η_{20} = corrección de viscosidad para una temperatura T en relación a la temperatura del agua a 20 °C

Figura 104. Detalle del montaje para el método de cabeza variable



Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 106

3.2.2.4 Ejemplo ilustrativo

Se realizó el ensayo para determinar el coeficiente de permeabilidad por medio del método de cabeza variable a una muestra de suelo con la siguiente descripción: Arcilla limosa color café claro.

1. Dimensiones de la muestra. Las dimensiones de la muestra se toman en base a las del permeámetro de compactación, que son las mismas que la del molde de compactación Proctor de 4 plg de diámetro por 4.58 plg de altura.

$$Diámetro = 4\,p\lg = 10.16cm$$

$$Área = \frac{\pi}{4}(4\,p\lg)^2 = 12.57\,p\lg^2 = 81.10cm^2$$

$$L(altura) = 4.58\,p\lg = 11.63cm$$

$$Volumen = (Área)(altura) = AL$$

$$Volumen = (12.57\,p\lg^2)(4.58\,p\lg) = 57.57\,p\lg^3$$

$$Volumen = (81.10cm^2)(11.63cm) = 944cm^3$$

$$Volumen = 57.60\,p\lg^3 = 944cm^3 \approx 1/30\,pie^3$$

2. Calcular la densidad seca máxima ($PUS_{máx}$) y la humedad óptima ($\%H_{opt}$), según lo descrito en el ensayo de compactación Proctor Estándar (*AASHTO* T-99) y utilizando los parámetros de la Tabla I.

$PUS_{máx}$ (densidad seca)	1.5 T/m^3
$\%H_{opt}$	30%

3. Datos del experimento.

Tabla LXVI. Datos del ensayo para determinar el coeficiente de permeabilidad con el método de cabeza variable

Experimento No.	h_1 cm	h_2 cm	Tiempo s	V_{salida} cm^3	Temperatura T, °C
1	209.2	145.6	279	42	23
2	209.2	145.6	274	41.8	23
3	209.2	145.6	277	41.1	23
Promedio			276.67	41.63	23

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

Nota: Un valor único para k_T, puede calcularse si no hay variación en la temperatura mayor de uno a dos grados Celsius y si se utilizó h_1 y h_2 como constantes para los diferentes experimentos, ya que el tiempo puede ser promediado en esas condiciones.

4. Características de la bureta. Capacidad de tubería = 100 cm^3

Área de tubería: $$a = \frac{V_{salida}}{h_1 - h_2}$$

$$a = \frac{41.63cm^3}{209.2cm - 145.6cm}$$

$$a = 0.6546cm^2$$

5. Determinar el coeficiente de permeabilidad k_T

$$k_T = \frac{aL}{At} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

$$k_T = \frac{(0.6546 cm^2)(11.63 cm)}{(81.10 cm^2)(276.67 s)} \ln \frac{209.2}{145.6}$$

$$k_T = 0.00012297 cm/s$$

6. Corrección de la viscosidad del agua.

Variación de la temperatura:

$$\Delta T = 23^o C - 23^o C = 0$$

De la Tabla LXIX, para una temperatura promedio de 23 °C y una variación de la misma igual a cero ΔT = 0, se obtiene el valor de la corrección de viscosidad siguiente:

Corrección de viscosidad:

$$\frac{\eta_{23}}{\eta_{20}} = 0.9311$$

7. Determinar el coeficiente de permeabilidad *k*, refiriéndolo a la temperatura del agua a 20 °C, $k_{20^o C}$

$$k_{20^o C} = \left(\frac{\eta_T}{\eta_{20}} \right) k_T$$

$$k_{20^oC} = (0.9311)(0.00012297 cm/s)$$

$$k_{20^oC} = 0.0001145 cm/s$$

El coeficiente de permeabilidad es:

$$k_{20^oC} = 1.145x10^{-4} cm/s$$

8. Determinar el gradiente hidráulico *i*

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{h_1 - h_2}{L}$$

$$i = \frac{(209.2 - 145.6)cm}{11.63cm} = 5.5$$

9. Determinar la velocidad de *Darcy v*, en cm/s

$$v = ki$$

$$v = (1.145x10^{-4} cm/s)(5.5)$$

$$v = 0.0006298 cm/s$$

10. Determinar la densidad seca de la muestra total de suelo, obtenida en el experimento de cabeza variable; es decir sacar todo el suelo contenido en el permeámetro de compactación, colocarlo en una bandeja y meterlo en el horno. Luego de sacar el material del horno, se procede a calcular el porcentaje de humedad y la densidad seca, según la Tabla LXVII.

Tabla LXVII. Determinación de la densidad seca del suelo, para el método de cabeza variable

% H		Densidad seca	
PNH	1,765 g	PNS	1,200 g
PNS	1,200 g	Volumen	944 cm^3
Dif.	565 g	γ_d	1.27 g/cm^3
%H	47%	γ_d	1.40 T/m^3

Nota: el factor de conversión de g/cm^3 a T/m^3 es de 1.102

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

$$\%H = (Dif / PNS)x100 = (565g / 1{,}200g)x100 = 47\%$$

$$\gamma_d = \frac{PNS}{Volumen} = \frac{1{,}200g}{944cm^3} = 1.27g / cm^3$$

$$\gamma_d = (1.27g / cm^3)(1.102) = 1.40T / m^3$$

11. Estimar un valor para la gravedad específica de los sólidos Gs, de acuerdo con el tipo de suelo. Para calcular la relación de vacíos *e* correspondiente a la densidad seca de 1.4 T/m^3 y la densidad seca máxima de 1.5 T/m^3 del paso dos.

$G_S = 2.70$, de la Tabla XXVIII

12. De las relaciones peso – volumen para una masa de suelo, se tiene la ecuación para determinar el peso específico seco (densidad seca) en función de la relación de vacíos, gravedad específica y la densidad del agua.

$$\gamma_d = \frac{G_S \gamma_W}{1+e}$$

Despejando la relación de vacíos *e*, tenemos:

$$e = \frac{G_S \gamma_W}{\gamma_d} - 1$$

Calcular la relación de vacíos *e*, correspondiente a la densidad seca de 1.4 T/m^3 y la densidad seca máxima de 1.5 T/m^3. Denotando e_1 como la relación de vacíos correspondiente a la densidad seca obtenida en el ensayo de permeabilidad y e_2 como la relación de vacíos correspondiente a la densidad seca máxima obtenida en el ensayo de compactación Estándar. Nota: $\gamma_W = 1.0T/m^3$

Para: $\gamma_d = 1.4T/m^3$, del ensayo de permeabilidad cabeza variable.

$$e_1 = \frac{(2.70)(1T/m^3)}{1.4T/m^3} - 1$$

$$e_1 = 0.9286$$

Para: $\gamma_d = 1.5T/m^3$, del ensayo de compactación Estándar.

$$e_2 = \frac{(2.70)(1T/m^3)}{1.5T/m^3} - 1$$

$$e_2 = 0.8000$$

13. Estimar la permeabilidad hidráulica para la densidad seca máxima de compactación de 1.5 T/m^3, con los datos anteriores:

$$k_{20^oC} = k_1 = 0.0001145 cm/s$$

$$e_1 = 0.9286$$

$$e_2 = 0.8000$$

De acuerdo con las ecuaciones propuestas para relacionar el coeficiente de permeabilidad *k* en función de la relación de vacíos *e*, del inciso 3.2 tenemos:

Ecuación 1:

$$k_2 = k_1\left(\frac{e_2}{e_1}\right)^2$$

$$k_2 = 0.0001145\left(\frac{0.8000}{0.9286}\right)^2$$

$$k_2 = 0.0001145(0.742203)$$

$$k_2 = 0.00008498 cm/s$$

Ecuación 2:

$$k_2 = k_1\left(\frac{{e_2}^3(1+e_1)}{{e_1}^3(1+e_2)}\right)$$

$$k_2 = 0.0001145\left(\frac{0.8000^3(1+0.9286)}{0.9286^3(1+0.8000)}\right)$$

$$k_2 = 0.0001145(0.6851)$$

$$k_2 = 0.00007844 cm/s$$

Como se puede observar los valores expuestos por las ecuaciones uno y dos son apreciablemente cercanos en los primeros cinco decimales. Esto obedece a que estas expresiones son de carácter aproximado; pero brindan un valor razonable para la permeabilidad del suelo en el momento de la compactación. Es obvio que el método de cabeza variable resulta un ensayo bastante eficaz en la determinación del coeficiente de permeabilidad, pero como todo método aproximado tiene ventajas y limitaciones.

Tabla LXVIII. Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco, típicos para algunos suelos

Tipo de suelo	Relación de vacíos *e*	Contenido de agua natural en condición saturada (%)	Peso específico seco o densidad seca γ_d	
			lb/pie^3	kN/m^3
Arena uniforme suelta	0.80	30	92	14.5
Arena uniforme densa	0.45	16	115	18
Arena limosa suelta de grano anguloso	0.65	25	102	16
Arena limosa densa de grano anguloso	0.40	15	120	19
Arcilla dura	0.60	21	108	17
Arcilla suave	0.90 – 1.40	30 – 50	73 – 92	11.5 – 14.5
Loes	0.90	25	86	13.5
Arcilla orgánica suave	2.50 – 3.20	90 – 120	38 – 51	6 – 8
Morrena glacial	0.30	10	134	21

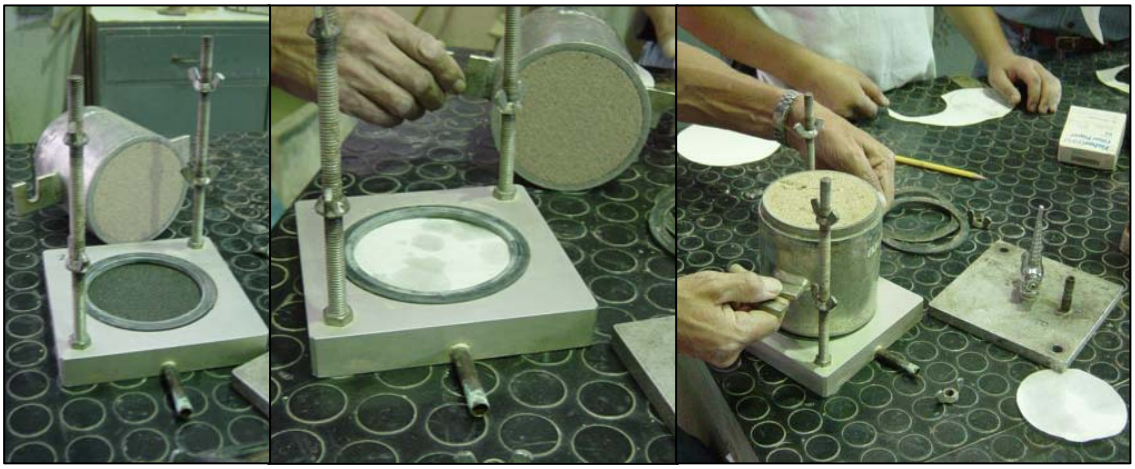
Fuente: Braja M. Das. **Principios de ingeniería de cimentaciones.** Pág. 11

Tabla LXIX. Corrección de viscosidad para η_T/η_{20}

°C	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
10	1.3012	1.2976	1.2940	1.2903	1.2867	1.2831	1.2795	1.2759	1.2722	1.2686
11	1.2650	1.2615	1.2580	1.2545	1.2510	1.2476	1.2441	1.2406	1.2371	1.2336
12	1.2301	1.2268	1.2234	1.2201	1.2168	1.2135	1.2101	1.2068	1.2035	1.2001
13	11968	1.1936	1.1905	1.1873	1.1841	1.1810	1.1777	1.1746	1.1714	1.1683
14	1.1651	1.1621	1.1590	1.1560	1.1529	1.1499	1.1469	1.1438	1.1408	1.1377
15	1.1347	1.1318	1.1289	1.1260	1.1231	1.1202	1.1172	1.1143	1.1114	1.1085
16	1.1056	1.1028	1.0999	1.0971	1.0943	1.0915	1.0887	1.0859	1.0803	1.0802
17	1.0774	1.0747	1.0720	1.0693	1.0667	1.0640	1.0613	1.0586	1.0560	1.0533
18	1.0507	1.0480	1.0454	1.0429	1.0403	1.0377	1.0351	1.0325	1.0300	1.0274
19	1.0248	1.0223	1.0198	1.0174	1.0149	1.0124	1.0099	1.0074	1.0050	1.0025
20	1.0000	0.9976	0.9952	0.9928	0.9904	0.9881	0.9857	0.9833	0.9809	0.9785
21	0.9761	0.9738	0.9715	0.9692	0.9669	0.9646	0.9623	0.9600	0.9577	0.9554
22	0.9531	0.9509	0.9487	0.9465	0.9443	0.9421	0.9399	0.9377	0.9355	0.9333
23	0.9311	0.9290	0.9268	0.9247	0.9225	0.9204	0.9183	0.9161	0.9140	0.9118
24	0.9097	0.9077	0.9056	0.9036	0.9015	0.8995	0.8975	0.8954	0.8934	0.9813
25	0.8893	0.8873	0.8853	0.8833	0.8813	0.8794	0.8774	0.8754	0.8734	0.8714
26	0.8694	0.8675	0.8656	0.8636	0.8617	0.8598	0.8579	0.8560	0.8540	0.8521
27	0.8502	0.8484	0.8465	0.8447	0.8428	0.8410	0.8392	0.8373	0.8355	0.8336
28	0.8318	0.8300	0.8282	0.8264	0.8246	0.8229	0.8211	0.8193	0.8175	0.8157
29	0.8139	0.8122	0.8105	0.8087	0.8070	0.8053	0.8036	0.8019	0.8001	0.7984
30	0.7967	0.7950	0.7934	0.7917	0.7901	0.7884	0.7867	0.7851	0.7834	0.7818
31	0.7801	0.7785	0.7769	0.7753	0.7737	0.7721	0.7705	0.7689	0.7673	0.7657
32	0.7641	0.7626	0.7610	0.7595	0.7579	0.7564	0.7548	0.7533	0.7517	0.7502
33	0.7486	0.7471	0.7456	0.7440	0.7425	0.7410	0.7395	0.7380	0.7364	0.7349
34	0.7334	0.7320	0.7305	0.7291	0.7276	0.7262	0.7247	0.7233	0.7218	0.7204
35	0.7189	0.7175	0.7161	0.7147	0.7133	0.7120	0.7106	0.7092	0.7078	0.7064

Fuente: Joseph E. Bowles. **Manual de laboratorio de suelos en ingeniería civil.** Pág. 108

Figura 105. Ensayo de permeabilidad en una muestra de suelo compactada



(a)
Muestra compactada en el permeámetro de compactación

(b)
Piedra porosa y papel filtro para colocar la muestra compactada

(c)
Colocación de la muestra compactada

(d)
Colocación de piedra porosa, papel filtro y collarín para colocar la tapa del permeámetro

(e)
Colocación de la tapa del permeámetro

(f)
Montaje del permeámetro y bureta, después de la saturación

Fuente: Tomada por el autor.

3.2.3 Comentario final

La ley de *Darcy* es válida para un amplio rango de suelos. Sin embargo, con materiales como gravas limpias y en un pedraplén de tamaño uniforme, ésta ley no funciona debido a la naturaleza turbulenta del flujo a través de ellos y el valor de la permeabilidad hidráulica de este tipo de suelos varía considerablemente. El método de cabeza constante es apropiado para suelos granulares; en donde el coeficiente de permeabilidad depende principalmente de la relación de vacíos y cabeza variable para suelos finos. Ni el ensayo de cabeza constante ni el de cabeza variable permiten obtener valores del coeficiente de permeabilidad de un suelo demasiado confiables. Existen muchas razones para esto, pero las principales son las siguientes:

1. El suelo que se utiliza en el aparato de permeabilidad nunca es igual al suelo que se tiene en el terreno – siempre estará alterado –.

2. La orientación *in situ* de los estratos con respecto al flujo de agua es probablemente diferente en el laboratorio. En arenas, la relación entre el flujo horizontal y el flujo vertical puede ser entre tres y cuatro veces mayor (k_h / k_v igual a tres o más), en la generalidad de los casos. En el laboratorio, aún si se duplica adecuadamente la relación de vacíos para la arena, la relación entre k_h / k_v se perderá probablemente. Los rellenos arcillosos generalmente, poseen fisuración horizontal debido a la forma de su colocación y compactación en capas de 15 a 30 cm de altura. Esto produce $k_h \neq k_v$, de nuevo una situación que difícilmente se puede reproducir en el laboratorio.

3. Las condiciones de frontera son diferentes en el laboratorio. Las paredes lisas del molde de permeabilidad mejoran los caminos del flujo con respecto a los cambios naturales en el terreno. Si el suelo tiene estratificación vertical, el flujo en los diferentes estratos será diferente y esta condición de frontera es casi imposible de reproducir en el laboratorio.

4. La cabeza hidráulica *h* puede ser diferente (a menudo mucho mayor) en el laboratorio, lo cual causa el lavado del material fino hacia las fronteras con una posible reducción en el valor de *k*. Los gradientes hidráulicos obtenidos en el terreno ($i = h \times L$) varían entre 0.5 y 1.5, mientras que en el laboratorio suelen ser cinco o más. Existe evidencia obtenida en diferentes investigaciones que hace pensar que $v = ki$ no es una relación lineal para todos los valores de *i*, especialmente para valores grandes. Por otra parte, existe también evidencia de que en suelos finos (arcillas), puede existir un *gradiente de umbral* por debajo del cual no hay flujo (*Terzaghi* 1925).

5. El efecto del aire atrapado en la muestra de laboratorio es grande aún para pequeñas burbujas de aire, debido al tamaño tan pequeño de la muestra.

4. PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (*SPT*)

AASHTO T206-03: Standard Method for Penetration Test and Split-Barrel of Soils

ASTM 1586-99: Standard Test Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils

4.1 Descripción del ensayo

La Prueba de Penetración Estándar (Standard Penetration Test) es un método esencialmente dinámico, consiste en determinar el número de golpes requeridos, para poder hincar 12 plg (30 cm) un penetrómetro muestrador estándar en el terreno. El hincado del muestrador se hace dejando caer un peso de 140 lb (63.50 kg) desde una altura de 30 plg (76.2 cm). Realmente el muestrador 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 muestrador penetre las primeras seis pulgadas.

A estos primeros golpes se les llama hincada de asiento; de allí que sólo se suma el número de golpes necesarios, para penetrar la segunda y la tercera tanda de seis pulgadas; esto si el muestrador 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 muestrador 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 muestrador 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 ¾ 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 muestrador 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 muestrador en los vacíos. Por otra parte se puede esperar una resistencia excesiva cuando el muestrador es bloqueado por una pieza grande de grava, o bien cuando una grava obstruye el interior del muestrador; 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 sólo 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 LXX, 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, auméntese en cinco grados los valores del ángulo de fricción interna dados en la Tabla LXX. Los valores “N” de la prueba de penetración de campo, en los materiales no cohesivos, se deben multiplicar por el factor:

$$F_C = 0.77 \log\left(\frac{20}{p_i}\right)$$, con p_i en kg/cm^2

La fórmula no es válida, para p_i < a 0.25 kg/cm^2, en los materiales cohesivos “N” no se corrige.

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

N	En arcillas		Φ Ángulo de fricción interna	E kg/cm^2
	q_u 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	

q_u = Esfuerzo de ruptura en la prueba de compresión axial no confinada.

Fuente: Carlos Crespo. **Mecánica de suelos y cimentaciones**. Pág. 175

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

N	En arenas		Φ 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 – 1,000
> 50	86 – 100	Muy densa	> 41	> 1,000

Fuente: Carlos Crespo. **Mecánica de suelos y cimentaciones**. Pág. 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 LXXII. 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 kg/cm^2	34

Fuente: Carlos Crespo. **Mecánica de suelos y cimentaciones**. Pág. 175

4.2 Equipo a utilizar

- Penetrómetro muestrador estándar, diámetro de 1.5 plg
- Martinete de 140 lb
- Tubería de muestreo. Tubos de perforación de acero con uniones para conectar el penetrómetro muestrador de tubos partidos a la cabeza, sobre los cuáles cae el martinete.
- Muestrador de madera, para colocar el suelo extraído del penetrómetro a diferentes niveles de perforación.

Figura 106. Prueba de penetración estándar en ejecución

Fuente: Tomada por el autor.

Figura 107. Penetrómetro muestrador estándar y tubería de muestreo

Fuente: Tomada por el autor.

4.3 Procedimiento para realizar la prueba

1. Limpiar el área donde se va a hincar el penetrómetro muestrador.

2. Ajustar cuidadosamente el muestrador al suelo y a la barra-guía 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 diesel 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 106). 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.

3. Se comienza a golpear la cabeza de la barra para que el muestrador penetre las primeras seis pulgadas (15 cm) en el suelo.

4. A partir de este instante se cuenta el número de golpes N, necesarios para que el muestrador penetre las siguientes 12 plg (30 cm).

5. Hecho lo anterior, se saca el penetrómetro muestrador y se extrae el material recogido en su interior para hacer una inspección visual del suelo. Colocarlo en el muestrador de madera para hacer los análisis correspondientes.

6. 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).

4.4 Ejemplo ilustrativo

La empresa Calcecor, S.A., realizó la Prueba de Penetración Estándar *SPT* (Sondeo Dinámico), para la construcción de una bodega. El terreno está ubicado en la zona 8 de Mixco, San Cristóbal.

1. De la Prueba de Penetración Estándar se obtiene la Tabla LXXIII:

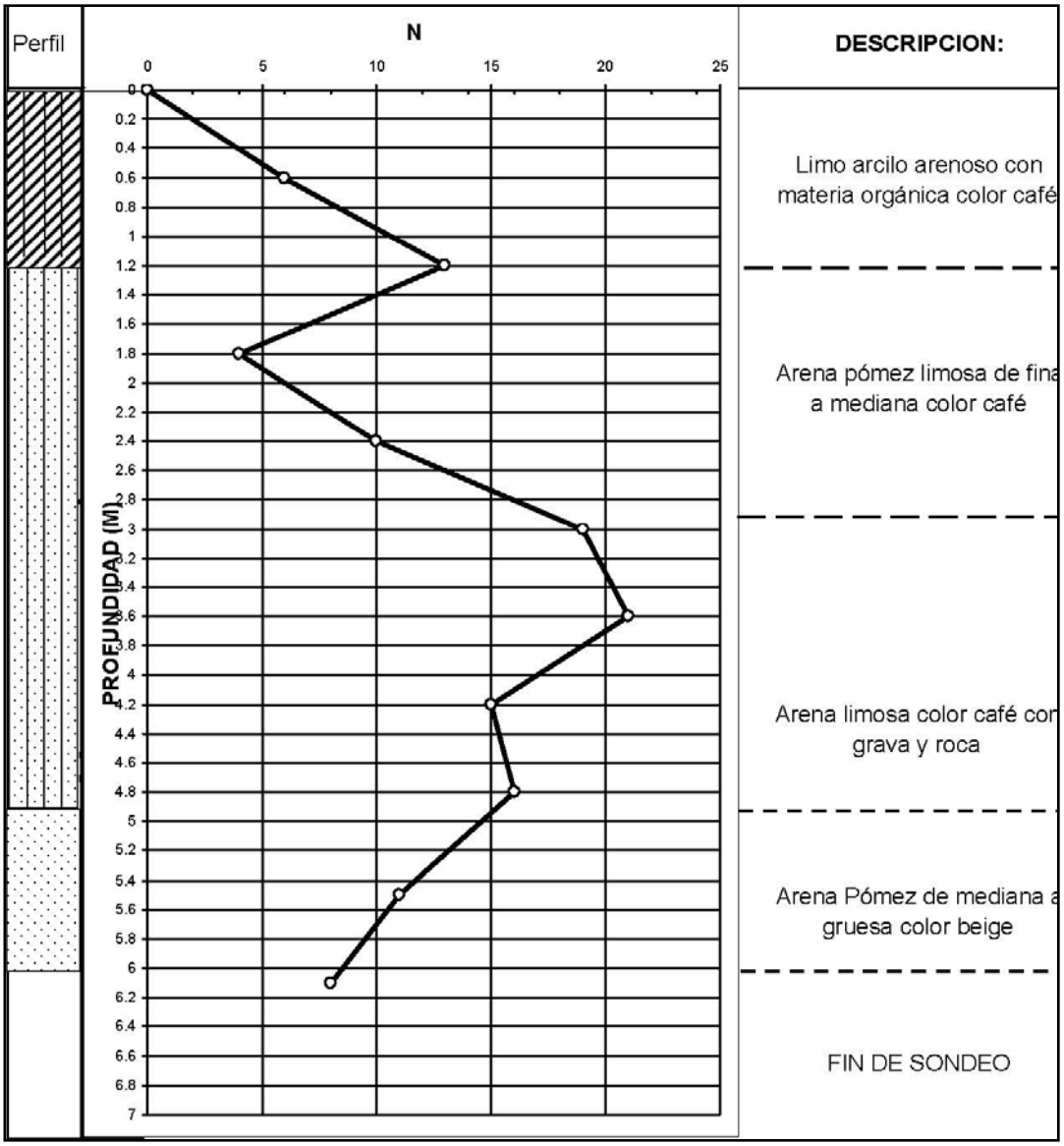
Tabla LXXIII. Datos del ensayo de penetración estándar

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.

2. Dibujar el perfil estratigráfico, según el material que se extrajo del muestrador. 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 108).

Figura 108. Perfil estratigráfico, para el ensayo de penetración estándar



Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

4.5 Comentario final

El impacto y las vibraciones del martillo aplicado al muestrador, contribuyen considerablemente a dañar la estructura de la muestra y a disminuir su resistencia al corte y a la compresión. Debido a la gran dificultad para obtener muestras inalteras de suelos granulares, las propiedades de estos suelos son determinadas tomando muestras alteras y midiendo la densidad relativa con el ensayo de penetración estándar. Las muestras así obtenidas, aunque están alteras, si son representativas y en efecto son útiles, para el análisis granulométrico.

La prueba de penetración estándar brinda buenos resultados, para la arena y se obtiene mejor resultado cuando más gruesa y limpia sea la arena. Una arena fina o una limosa bajo nivel de agua, deben efectuarse ciertas correcciones del índice *SPT*. Para arena arcillosa ya se entra en el campo de las imprecisiones y tanto mayor cuando el porcentaje de arcilla es elevado. El *SPT*, para arcilla (CL- CH) y el limo (MH-ML) es sólo un indicativo.

No se puede pretender dimensionar una fundación sobre arcilla basándonos sólo en los resultados del *SPT* (no sería un estudio serio), hay que correlacionar con los ensayos de compresión no confinados o ensayo de compresión triaxial. En resumen, para SP–SW y SM sobre agua el *SPT* es óptimo, para SM bajo agua también, pero con correcciones; de lo contrario, para SC, CL, CH, ML y MH se recomienda el ensayo de compresión triaxial.

La forma más económica de lograr una determinación del perfil estratigráfico del subsuelo es por medio de la prueba de penetración estándar descrito anteriormente, su exactitud y costo dependerá del número de perforaciones que se realicen en un área determinada, a más perforaciones mejores resultados se obtendrán, así mismo se elevará el costo proporcionalmente.

En algunos casos en lugar de hacer perforaciones, se realizan zanjeados de regular longitud, esto se hace frecuentemente cuando el trabajo que se va a realizar es un sector sumamente delicado o de gran importancia, para el interesado; como la edificación de una presa, un edificio, una escuela, etc.

5. MÉTODO MARSHALL DE DISEÑO DE MEZCLAS

AASHTO T245-97: Standard Method of Test for Resistance to Plastic Flow of Bituminous Mixtures Using Marshall Apparatus
ASTM D6927-05: Standard Test Method for Marshall Stability and Flow of Bituminous Mixtures

5.1 Descripción del ensayo

El concepto de Método *Marshall* de diseño de mezclas de pavimentación fue desarrollado por Bruce *Marshall*, ex-ingeniero de Bitumenes del Departamento de Carreteras del Estado de Mississippi. El ensayo *Marshall*, en su forma actual, surgió de una investigación iniciada por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos en 1943. Varios métodos, para el diseño y control de mezclas asfálticas fueron comparados y evaluados, para desarrollar un método simple. El Cuerpo de Ingenieros decidió adoptar el Método *Marshall*, desarrollarlo y adaptarlo, para diseño y control de mezclas de pavimento bituminoso en el campo, debido en parte a que el método utilizaba equipo portátil. A través de una extensa investigación de pruebas de tránsito y de estudios de correlación, en laboratorio, el Cuerpo de Ingenieros mejoró y agregó ciertos detalles al procedimiento del ensayo *Marshall* y posteriormente criterios de diseño de mezclas. El propósito del Método *Marshall* es determinar el contenido óptimo de asfalto, para una combinación específica de agregados. El método también provee información sobre propiedades de la mezcla asfáltica en caliente y establece densidades y contenidos óptimos de vacío que deben ser cumplidos durante la construcción del pavimento.

El Método *Marshall*, como se presenta en este trabajo, sólo se aplica a mezclas asfálticas (en caliente) de pavimentación que usan cemento asfáltico clasificado con viscosidad o penetración y que contiene agregados con tamaños máximo de una pulgada (25.0 mm) o menos. El método puede ser usado, para el diseño en laboratorio, como para el control de campo de mezclas asfálticas (en caliente) de pavimentación.

El Método *Marshall* usa muestras normalizadas de prueba (probetas) de 2.5 pulgadas (64 mm) de espesor por cuatro pulgadas (102 mm) de diámetro. Una serie de probetas, cada una con la misma combinación de agregados pero con diferente contenido de asfalto, es preparada usando un procedimiento específico, para calentar, mezclas y compactar mezclas asfálticas de agregado. Los dos datos más importantes del diseño de mezclas del Método *Marshall* son: un análisis de la relación de vacíos – humedad y una prueba de estabilidad – flujo de las muestras compactadas.

5.2 Equipo a utilizar

- Prensa de estabilidad *Marshall*, provista de un anillo con capacidad de 6,000 lb (27kN).
- Cabeza de rotura de estabilidad *Marshall*, de 4 plg (101.7 mm) de diámetro. Peso total de 20 lb (9 kg).
- Molde de compactación *Marshall*, de 4 plg (101.7 mm) de diámetro y peso de 8 lb (3.6 kg).
- Martillo de compactación *Marshall*, de 10 lb (4.54 kg) con una altura de caída de 18 plg (457 mm). Tiene un peso total de 17 lb (7.7 kg).

- Pedestal de compactación, con dimensiones de 8 x 8 plg de lado y 18 plg de altura. Con un peso total de 85 lb (38 kg).
- Placa superior del pedestal de compactación, con dimensiones de 12 x 12 plg de lado y 1 plg de espesor.
- Baño de circulación de agua, tipo magnético, con capacidad de calentar hasta 12 probetas *Marshall* de 4 plg. Con termómetro de control. Con un peso total de 47 lb (21.4 kg).
- Picnómetro de vacíos, con capacidad de 2,000 g y un peso total de 15 lb (6.8 kg).
- Extractor de la centrífuga del asfalto, velocidad variable entre 0–3600 rpm, con freno de parado automático. Peso total de 70 lb (32 kg).

Figura 109. Prensa de estabilidad *Marshall*

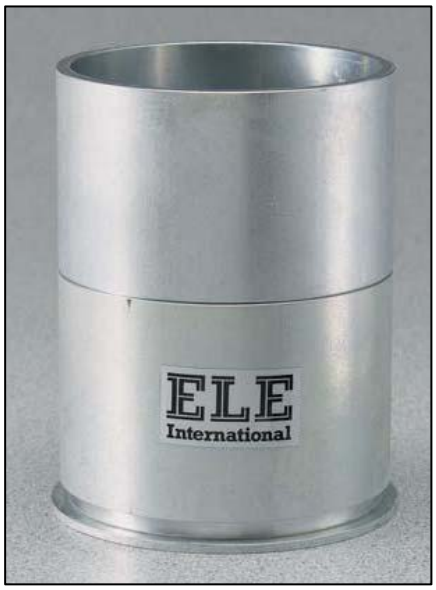
Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 110

Figura 110. Cabeza de estabilidad *Marshall*

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.**

Pág. 111

Figura 111. Molde de compactación *Marshall*



Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.**

Pág. 112

Figura 112. Martillo de compactación *Marshall*

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.**

Pág. 113

Figura 113. Pedestal de compactación

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.**

Pág. 113

Figura 114. Baño de circulación de agua

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.**

Pág. 114

Figura 115. Picnómetro de vacíos

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.**

Pág. 119

Figura 116. Extractor de la centrífuga de asfalto

Fuente: ELE International. **Testing Equipment for Construction Materials Catálogo 2007.** Pág. 121

5.3 Selección de la muestra de material

Diferentes agregados y asfaltos presentan diferentes características, estas características tiene un impacto directo sobre la naturaleza misma del pavimento. El primer paso en el método de diseño, entonces, es determinar las cualidades (estabilidad, durabilidad, trabajabilidad, resistencia al deslizamiento, etc.) que debe tener la mezcla de pavimentación y seleccionar un tipo de agregado y un tipo compatible de asfalto que puedan combinarse, para producir esas cualidades. Una vez hecho esto, se puede empezar con la preparación de los ensayos.

La primera preparación, para los ensayos consta de reunir muestras de asfalto y del agregado que van a ser usados en la mezcla de pavimentación. Es importante que las muestras de asfalto tengan características idénticas a las del asfalto que va a ser usado en la mezcla final. Lo mismo debe ocurrir con las muestras de agregado. La razón es simple: los datos extraídos de los procedimientos de diseño de mezcla determinan la fórmula o “receta”, para la mezcla de pavimentación. La fórmula será exacta solamente si los ingredientes ensayados en el laboratorio tienen características idénticas a los ingredientes usados en el producto final.

Una amplia variedad de problemas graves, que van desde una mala trabajabilidad de la mezcla hasta una falla prematura del pavimento, son el resultado histórico de variaciones ocurridas entre los materiales ensayados en el laboratorio y los utilizados en la realidad.

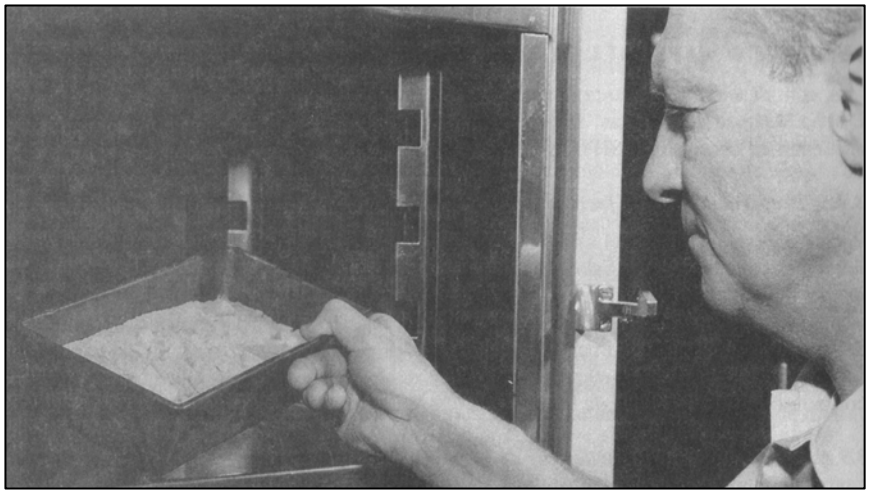
5.4 Preparación del agregado

La relación viscosidad – temperatura del cemento asfáltico que va a ser usado debe ser ya conocida, para poder establecer las temperaturas de mezclado y compactación en el laboratorio. En consecuencia, los procedimientos preliminares se enfocan hacia el agregado, con el propósito de identificar exactamente sus características. Estos procedimientos incluyen seca el agregado, determinar su peso específico y efectuar un análisis granulométrico por lavado.

5.4.1 Secado del agregado

El Método *Marshall* requiere que los agregados ensayados estén libres de humedad, tan práctico como sea posible. Esto evita que la humedad afecte los resultados del ensayo. Una muestra de cada agregado a ser ensayado se coloca en una bandeja, por separado y se caliente en un horno a una temperatura de 110 ^{o}C (230 ^{o}F), como se muestra en la Figura 117. Después de cierto tiempo, la muestra caliente se pesa y se registra su valor. La muestra se calienta completamente, una segunda vez y se vuelve a pesar y a registrar su valor. Este procedimiento se repite hasta que el peso de la muestra permanezca constante después de dos calentamientos consecutivos, lo cual indica que la mayor cantidad posible de humedad se ha evaporado de la muestra.

Figura 117. Secado de la muestra de agregado



Fuente: Instituto de Asfalto. **Principios de construcción de pavimentos de mezcla asfáltica en caliente.** Pág 72

5.4.2 Análisis granulométrico por vía húmeda

El análisis granulométrico por vía húmeda es un procedimiento usado, para identificar las proporciones de partículas de tamaño diferente en las muestras de agregado. Esta información es importante porque las especificaciones de la mezcla deben estipular las proporciones necesarias de partículas de agregado de tamaño diferente, para producir una mezcla en caliente final con las características deseadas. El análisis granulométrico por vía húmeda consta de los siguientes pasos:

1. Cada muestra de agregado es secada y pesada.

2. Luego cada muestra es lavada a través del tamiz No. 200 (0.075 mm), para remover cualquier polvo mineral que esté cubriendo al agregado.

3. Las muestras lavadas son secadas siguiendo el procedimiento de calentado y pesado descrito anteriormente.

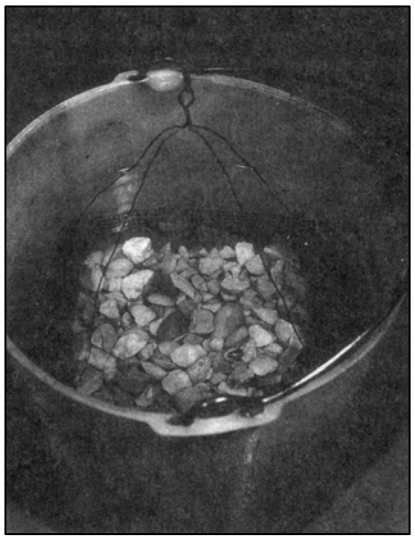
4. El peso seco de cada muestra es registrado. La cantidad de polvo mineral puede ser determinada si se compara los pesos registrados de las muestras antes y después del lavado.

5. Para obtener pasos detallados del procedimiento referirse a la norma *AASHTO* T-11.

5.4.3 Determinación del peso específico

El peso específico de una sustancia es la proporción peso – volumen de una unidad de esa sustancia comparada con la proporción peso – volumen de una unidad igual de agua. El peso específico de una muestra de agregado es determinado al comparar el peso de un volumen dado de agregado con el peso de un volumen igual de agua, a la misma temperatura (Figura 118). El peso específico del agregado se expresa en múltiplos del peso específico del agua (la cual siempre tiene un valor de uno). Por ejemplo, una muestra de agregado que pese dos y media veces más que un volumen igual de agua tiene un peso específico de 2.5. El cálculo del peso específico de la muestra seca de agregado establece un punto de referencia, para medir los pesos específicos necesarios en la determinación de las proporciones de agregado, asfalto y vacíos que van a usarse en los métodos de diseño.

Figura 118. Determinando el peso específico de una muestra de agregado



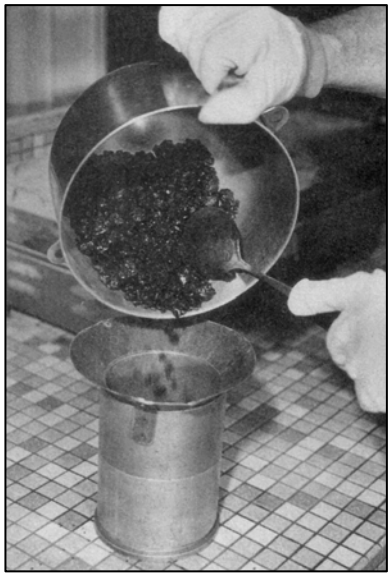
Fuente: Instituto de Asfalto. **Principios de construcción de pavimentos de mezcla asfáltica en caliente.** Pág 73

5.5 Preparación de las probetas de ensayo

Las probetas de ensayo de las posibles mezclas de pavimentación son preparadas haciendo que cada una contenga una ligera cantidad diferente de asfalto. El margen de contenido de asfalto usado en las briquetas de ensayo esta determinado con base en experiencia previa con los agregados de la mezcla. Este margen le da al laboratorio un punto de partida, para determinar el contenido exacto de asfalto en la mezcla final. La proporción de agregado en las mezclas esta formulada por los resultados del análisis granulométrico. La muestra se prepara de la siguiente manera:

a) El asfalto y el agregado se calientan y mezclan completamente hasta que todas las partículas de agregado estén revestidas. Esto simula los procesos de calentamiento y mezclado que ocurren en la planta.
b) Las mezclas asfálticas calientes se colocan en los moldes precalentados *Marshall* (Figura 119) como preparación, para la compactación, en donde se utiliza el martillo *Marshall* de compactación, el cual también es calentado para que no enfríe la superficie de la mezcla al golpearla (Figura 120).
c) Las briquetas son compactadas mediante golpes del martillo *Marshall* de compactación (Figura 121). El número de golpes del martillo (35, 50 ó 75) depende de la cantidad de tránsito, para la cual la mezcla esta siendo diseñada. En la actualidad es recomendable compactar las muestras utilizando 75 golpes, ambas caras de cada briqueta reciben el mismo número de golpes. Así, una probeta *Marshall* de 75 golpes recibe, realmente, un total de 150 golpes. Después de completar la compactación las probetas son enfriadas y extraídas de los moldes.

Figura 119. Preparación de las probetas de ensayo en moldes *Marshall*

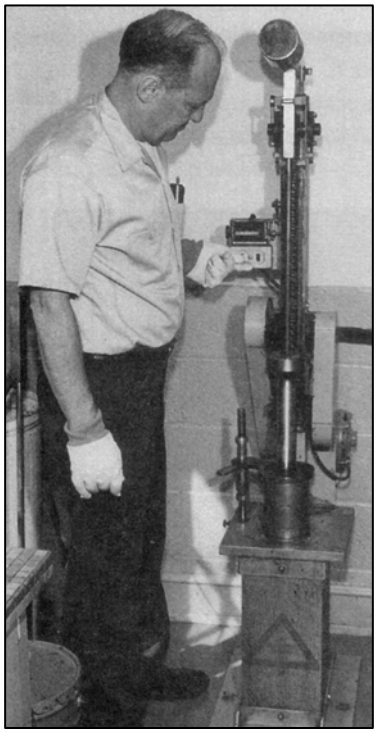


Fuente: Instituto de Asfalto. **Principios de construcción de pavimentos de mezcla asfáltica en caliente.** Pág 74

Figura 120. Plato caliente, martillo *Marshall* y molde de 4" *Marshall*

Fuente: Instituto de Asfalto. **Principios de construcción de pavimentos de mezcla asfáltica en caliente.** Pág 75

Figura 121. Martillo *Marshall* de caída compactando una probeta



Fuente: Instituto de Asfalto. **Principios de construcción de pavimentos de mezcla asfáltica en caliente.** Pág 75

5.6 Procedimiento para realizar la prueba

Existen tres procedimientos en el método del ensayo *Marshall*. Estos son: determinación del peso específico total, medición de la estabilidad y la fluencia *Marshall*, el análisis de la densidad y el contenido de vacíos de las probetas.

5.6.1 Determinación del peso específico total

El peso específico total de cada probeta se determina tan pronto como las probetas recién compactadas se hayan enfriado a la temperatura ambiente. Esta medición de peso específico es esencial, para un análisis preciso de densidad – vacío. El peso específico total se determina usando el procedimiento descrito en la norma *AASHTO* T-166.

5.6.2 Contenido de bitumen

1. Para determinar el contenido de bitúmen o contenido de asfalto, se selecciona una muestra representativa de 500 g; dependiendo de las condiciones del asfalto y la proporción del agregado en dicha mezcla.

2. Colocar en el horno la muestra anterior, a 60 ^{o}C (140 ^{o}F). En el instante en que la muestra llegue a los 60 ^{o}C se debe retirar del mismo.

3. Se saca el material del horno y se coloca en el extractor de bitúmen.

4. Colocar 350 cm^3 de gasolina en la boquilla de la centrífuga e iniciar la extracción. En la primera etapa, la extracción se concluye cuando no se obtenga más gasolina de la manguera de salida.

5. Colocar otros 350 cm^3 de gasolina en la boquilla de la centrífuga e iniciar de nuevo la extracción.

6. El proceso concluye cuando en la manguera de salida de la centrífuga se obtenga gasolina limpia; es decir, gasolina sin presencia de material asfáltico. Esto asemeja el procedimiento de lavado en el ensayo de granulométrica por tamizado.

7. Concluido el proceso de extracción, se coloca todo el material de la centrífuga en una tara y se pesa. Luego se coloca en el horno a 110 ^{o}C.

8. Obtener la humedad de la muestra, con los procedimientos estudiados anteriormente.

9. El contenido de bitúmen o contenido de asfalto se expresa en porcentaje y se obtiene de la siguiente forma:

Diferencia = Peso neto muestra – Peso neto después del horno

$$\%Asfalto = \frac{Diferencia}{Peso - neto - muestra} x100$$

5.6.3 Gradación de la muestra

1. La muestra obtenida, después de la extracción de bitúmen o contenido de asfalto se somete al ensayo granulométrico por el método de tamizado, para determinar la gradación de la misma y encontrar el tamaño máximo nominal (TMN) de agregado según, el Instituto de Asfalto.

2. Se arma una batería de tamices, según lo indicado por el Instituto de Asfalto, de la siguiente forma: 1”, 3/4”, 3/8”, No. 4, No. 8, No. 50, No. 200 y fondo; en ese orden de arriba hacia abajo.

3. Determinar el peso neto que pasa y el porcentaje del mismo, según lo indicado en el ensayo granulométrico por tamizado, inciso 1.4.1.

4. Dibujar la curva porcentaje que pasa versus diámetro de los granos en milímetros. Inciso 1.4.1.

5. Siguiendo las indicaciones de la Tabla LXXVI, determinar el tamaño máximo nominal (TMN) de agregado presente en la muestra.

5.6.4 Ensayos de estabilidad y fluencia

El ensayo de estabilidad está dirigido a medir la resistencia a la deformación de la mezcla. La fluencia mide la deformación, bajo carga, que ocurre en la mezcla. El procedimiento es el siguiente:

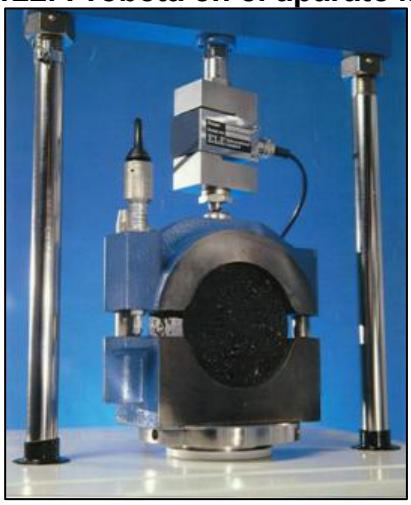
1. Las probetas son calentadas en un baño de agua a 60 ^{o}C (140 ^{o}F). Esta temperatura representa, normalmente, la temperatura más caliente que un pavimento en servicio va a experimentar.

2. La probeta es removida del baño, secada y colocada rápidamente en el aparato *Marshall* (Figura 122). El aparato consiste de un dispositivo que aplica una carga sobre la probeta y de unos medidores de carga y deformación (fluencia).

3. La carga del ensayo es aplicada a la probeta a una velocidad constante de dos pulgadas por minuto (51 mm) hasta que la muestra falle. La falla está definida como carga máxima que la briqueta puede resistir.

4. La carga de falla se registra como el valor de estabilidad *Marshall* y la lectura del medidor de fluencia se registra como fluencia.

Figura 122. Probeta en el aparato *Marshall*



Fuente: Instituto de Asfalto. **Principios de construcción de pavimentos de mezcla asfáltica en caliente.** Pág 76

5.6.5 Valor de estabilidad *Marshall*

El valor de estabilidad *Marshall* es una medida de la carga bajo la cual una probeta cede o falla totalmente. La Figura 123, muestra un medidor para lecturas de estabilidad. Durante un ensayo, cuando la carga es aplicada lentamente, los cabezales superior e inferior del aparto se acerca y la carga sobre la briqueta aumenta al igual que la lectura en el indicador de cuadrante.

Luego se suspende la carga una vez de obtener la carga máxima. La carga máxima indicada por el medidor (anillo de carga) es el valor de estabilidad *Marshall*.

Debido a que la estabilidad *Marshall* indica la resistencia de una mezcla a la deformación, existe una tendencia a pensar que si un valor de estabilidad más alto será mucho mejor. Para muchos materiales de ingeniería, la resistencia del material es, frecuentemente, una medida de su calidad; sin embargo, este no es necesariamente el caso de las mezclas asfálticas en caliente. Las estabilidades extremadamente altas se obtienen a costa de durabilidad.

5.6.6 Valor de fluencia *Marshall*

La fluencia *Marshall*, medida en centésimas de pulgada (10^{-2} plg), representa la deformación de la briqueta. La Figura 123, ilustra un medidor típico de fluencia, para medir la deformación que ocurre durante el ensayo *Marshall*. La deformación está indicada por la disminución en el diámetro vertical de la briqueta. Las mezclas que tienen valores bajos de fluencia y valores muy altos de estabilidad *Marshall* son consideradas demasiado frágiles y rígidas, para un pavimento en servicio. Aquellas que tienen valores altos de fluencia son consideradas demasiado plásticas y tienen tendencia a deformarse fácilmente bajo las cargas del tránsito.

Figura 123. Ejecución de la prueba estabilidad y fluencia *Marshall*

Fuente: Instituto de Asfalto. **Principios de construcción de pavimentos de mezcla asfáltica en caliente.** Pág 77

5.6.7 Análisis de densidad y vacíos

Una vez que se completan los ensayos de estabilidad y fluencia, se procede a efectuar un análisis de densidad y vacíos, para cada serie de probetas de prueba. El propósito del análisis es el de determinar el porcentaje de vacíos en la mezcla compactada.

1. **Análisis de vacíos.** Los vacíos son las pequeñas bolsas de aire que se encuentran entre las partículas de agregado revestidas de asfalto. El porcentaje de vacíos se calcula a partir del peso específico total de cada probeta compactada y del peso específico teórico de la mezcla de pavimentación (sin vacíos).

Este último puede ser calculado a partir de los pesos específicos del asfalto y el agregado de la mezcla, con un margen apropiado, para tener en cuenta la cantidad de asfalto absorbido por el agregado; o directamente mediante un ensayo normalizado (*AASHTO* T-209) efectuado sobre la muestra de mezcla sin compactar.

2. **Análisis de peso unitario.** El peso unitario promedio, para cada muestra se determina multiplicando el peso específico total de la mezcla por el peso unitario patrón, es decir, el agua que tiene un valor de 1,000 kg/m^3 (62.4 lb/pie^3).

3. **Análisis de VMA.** Los vacíos en el agregado mineral, VMA, están definidos por el espacio intergranular de vacíos que se encuentra entre las partículas de agregado de la mezcla de pavimentación compactada, incluyendo los vacíos de aire y el contenido efectivo de asfalto y se expresan como un porcentaje del volumen total de la mezcla. El VMA es calculado con base en el peso específico total del agregado y se expresa como porcentaje del volumen total de la mezcla compactada. Por lo tanto, el VMA puede ser calculado al restar el volumen de agregado (determinado mediante el peso específico del agregado) del volumen total de la mezcla compactada.

4. **Análisis de VFA.** Los vacíos lleno de asfalto, VFA, son el porcentaje de vacíos intergranulares entre las partículas de agregado (VMA) que se encuentran llenos de asfalto. El VMA abarca asfalto y aire y por lo tanto, el VFA se calcula al restar los vacíos de aire del VMA y luego dividiendo por el VMA y expresando el valor final como un porcentaje.

Tabla LXXIV. Criterios del Instituto de Asfalto (USA), para el Diseño *Marshall*

Criterios para mezcla del Método *Marshall*		Tránsito liviano Carpeta y Base		Tránsito mediano Carpeta y Base		Tránsito pesado Carpeta y Base	
		Min.	**Máx.**	**Min.**	**Máx.**	**Min.**	**Máx.**
Compactación, número de golpes en cada cara de la probeta		35		50		75	
Estabilidad	N	3336	----	5338	----	8006	----
	lb	750	----	1200	----	1800	----
Flujo, 0.01 pulgadas (0.25mm)		8	18	8	16	8	14
Porcentaje de vacíos		3	5	3	5	3	5
Porcentaje de vacíos en el agregado mineral (VMA)		Ver Tabla LXXV					
Porcentaje de vacíos llenos de asfalto (VFA)		70	80	65	78	65	75

NOTAS

[1] Todos los criterios y no sólo estabilidad, deben ser considerados al diseñar una mezcla asfáltica de pavimentación. Las mezclas asfálticas en caliente de base que no cumplan estos criterios, cuando se ensayen a 60 ^{o}C, se considerarán satisfactorias si cumplen los criterios cuando se ensayen a 38 ^{o}C y si se colocan a 100 mm o más por debajo de la superficie. Esta recomendación se aplica solamente a las regiones que tengan una variedad de condiciones climáticas similar a la que prevalece en casi todas las regiones de Estados Unidos. En las regiones que tengan condiciones climáticas más extremas puede ser necesario usar temperaturas más bajas de ensayo.

[2] Clasificaciones del Tránsito

Liviano, condiciones de tránsito que resultan en un EAL de diseño < 104

Mediano, condiciones de tránsito que resultan en un EAL de diseño entre 104 y 106

Pesado, condiciones de tránsito que resultan en un EAL de diseño > 106

[3] Los esfuerzos de compactación en el laboratorio deberán aproximarse a la densidad máxima obtenida en el pavimento bajo el tránsito.

[4] Los valores de fluencia se refieren al punto en donde la carga comienza a disminuir

[5] Cuando se esté calculando porcentaje de vacíos, deberá permitirse cierta tolerancia en la porción de cemento asfáltico perdida por absorción en las partículas de agregado.

[6] El porcentaje de vacíos en el agregado mineral debe ser calculado con base en el peso específico total *ASTM* del agregado

Fuente: Instituto de Asfalto. **Principios de construcción de pavimentos de mezcla asfáltica en caliente.** Pág 82

Tabla LXXV. Porcentajes mínimos de vacíos en el agregado mineral VMA

Tamaño Máximo Nominal del agregado		VMA mínimo, por ciento		
		Vacíos de diseño, por ciento[3]		
mm	**plg**	**3.0%**	**4.0%**	**5.0%**
1.18	No. 16	21.5	22.5	23.5
2.36	No. 8	19.0	20.0	21.0
4.75	No. 4	16.0	17.0	18.0
9.50	3/8	14.0	15.0	16.0
12.5	1/2	13.0	14.0	15.0
19.0	3/4	12.0	13.0	14.0
25.0	1.0	11.0	12.0	13.0
37.5	1.5	10.0	11.0	12.0
50.0	2.0	9.5	10.5	11.5
63.0	2.5	9.0	10.0	11.0

[1] Especificación Normal, para Tamaños de Tamices usados en pruebas, *ASTM* E11 (*AASHTO* M92)

[2] El tamaño máximo nominal de partícula es un tamaño más grande que el primer tamiz que retiene más del 10 por ciento del material.

[3] Interpole el VMA mínimo, para los valores de vacíos de diseño que se encuentren entre los que están citados.

Fuente: Instituto de Asfalto. **Principios de construcción de pavimentos de mezcla asfáltica en caliente.** Pág 82

Tabla LXXVI. Gradación de agregados, para pavimento de concreto asfáltico (*ASTM* D3515)

Tamaño del Tamiz	Designación de la mezcla usando el Tamaño Máximo Nominal de agregado (*AASHTO* T 27 y T 11) [1]					
	A (50.8 mm) 2"	B (38.1 mm) 1 ½"	C (25.4 mm) 1"	D (19 mm) ¾"	E (12.5 mm) ½"	F (9.5 mm) ⅜"
	Porcentaje Total que Pasa (en peso)					
63.00 mm (2 ½ plg)	100	---	---	---	---	---
50.00 mm (2 plg)	90-100	100	---	---	---	---
38.10 mm (1 ½ plg)	-	90-100	100	---	---	---
25.00 mm (1 plg)	60-80	-	90-100	100	---	---
19.00 mm (3/4 plg)	-	56-80	-	90-100	100	---
12.50 mm (1/2 plg)	35-65	-	56-80	-	90-100	100
9.50 mm (3/8 plg)	-	-	-	56-80	-	90-100
4.75 mm (No. 4)	17-47	23-53	29-59	35-65	44-74	55-85
2.36 mm (No. 8)*	10-36	15-41	19-45	23-49	28-58	32-67
0.30 mm (No. 50)	3-15	4-16	5-17	5-19	5-21	7-23
0.075 mm (No. 200)**	0-5	0-6	1-7	2-8	2-10	2-10
Cemento Asfáltico, Porcentaje en peso Del total de la mezcla+	3-8	3-8	3-9	4-10	4-11	5-12

(1) El tamaño máximo nominal es el tamaño del tamiz mayor siguiente al tamaño del primer tamiz que retenga más del 10% del agregado combinado. El tamaño máximo es el del tamiz mayor al correspondiente al tamaño máximo nominal.

* Cuando se consideran las características de la graduación total de una mezcla asfáltica, resulta ser que la cantidad de material que pasa el tamiz de 2.36 mm (No. 8) es un punto importante y conveniente de control de campo entre los agregados finos y los agregados gruesos. Las graduaciones que se aproximan a la cantidad máxima permitida que deben pasar por el tamiz de 2.36 mm resultarán en superficies de pavimentos con texturas relativamente finas. Las graduaciones que se aproximan al valor mínimo permitido resultarán en superficies con texturas relativamente ásperas.

** El material que pasa el tamiz de 0.075 mm (No. 200) puede consistir de partículas finas de agregado o de relleno mineral, o de ambos. Este material deberá estar libre de materia orgánica y de partículas de arcilla y deberá tener un índice de plasticidad no mayor a 4 cuando se usa el Método D 423 o D 424 de la *ASTM*.

\+ La cantidad de cemento asfáltico está dada en porcentaje por peso de la mezcla total. La amplia diferencia en pesos específicos de varios agregados, así como la diferencia en absorción, resulta en el amplio margen de cantidad de asfalto requerida. Esta cantidad de asfalto requerida deberá determinarse cuando las pruebas adecuadas de laboratorio, o con base en la experiencia previa con mezclas similares, o mediante una combinación de ambos métodos.

Fuente: Instituto de Asfalto. **Principios de construcción de pavimentos de mezcla asfáltica en caliente.** Pág 250

Tabla LXXVII. Requisitos para la mezcla de concreto asfáltico

MÉTODO DE DISEÑO[1]	VALORES LÍMITE	
***MARSHALL* (*AASHTO* T-245)**	**MÍNIMO**	**MÁXIMO**
Temperatura de compactación de pastilla, para producir una viscosidad de	0.25 Pa-s (250 cS)	0.31 Pa-s (310 cS)
Número de golpes de compactación en cada extremo del espécimen[2]	75	75
Estabilidad	5,338 N (1,200 lb)	
Fluencia en 0.25 mm (0.01 plg) Tránsito < 10^6 ESAL Tránsito > 10^6 ESAL	 8 8	 16 14
Relación Estabilidad / Fluencia (lb / 0.01 plg)	120	275
Porcentaje de vacíos de la mezcla compactada[3]	3	5
Porcentaje de vacíos en agregado mineral (VMA)	Tabla LXXV	
Porcentaje de vacíos rellenos con asfalto Tránsito < 10^6 ESAL Tránsito > 10^6 ESAL	 65 65	 78 75
Relación finos/bitumen[4]	0.6	1.6
Sensibilidad a la humedad *AASHTO* T-283 resistencia retenida	80%	
Partículas recubierta con bitumen, para definir tiempo de mezclado, *AASHTO* T-195	95%	

(1) El porcentaje de vacíos con aire se basa en *AASHTO* T-166, *AASHTO* T-209 y *AASHTO* T-269.

(2) Cuando se establezca en las Disposiciones Especiales, los especimenes podrán ser preparados usando el compactador giratorio aplicando las mismas especificaciones de compactación indicadas más adelante para mezclas Superpave.

(3) Este valor deberá calcularse en función de la gravedad específica máxima de la mezcla compactada determinada directamente conforme el ensayo Rice-*AASHTO* T-209.

(4) La razón polvo-asfalto se define como el porcentaje de material que pasa el tamiz de 75 micrómetros dividido por el contenido efectivo de asfalto calculado por masa de mezcla.

Fuente: Libro Azul de Caminos. **Sección 401 Pavimentos de concreto asfáltico en caliente.**

5.7 Ejemplo ilustrativo

Se realizó el control de calidad a una mezcla de concreto asfáltico, dicha muestra está compuesta de los siguientes materiales: 45% agregado ½ plg a cero plg, 30% agregado 3/8 plg a No. 8 y 25% agregado de 1 plg a No. 56.

1. Contenido de asfalto o contenido de bitumen.

Tabla LXXVIII. Extracción del porcentaje de asfalto

Peso bruto muestra	943.2 g
Tara	143.2 g
Peso neto muestra	800.0 g
Peso filtro	13.5 g
Peso filtro y tara	156.7 g
Peso bruto extracción	909.7 g
Peso filtro y tara	156.7 g
Peso neto extracción	753.0 g
Diferencia	47.0 g

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

Peso neto muestra = Peso bruto muestra – tara

Peso neto muestra = 843.2 g – 143.2 g = 800.0 g

Peso neto extracción = Peso bruto extracción – Peso filtro y tara

Peso neto extracción = 909.7 g – 156.7 g = 753 g

Diferencia = Peso neto muestra – Peso neto extracción

Diferencia = 800.0 g – 753 g = 47 g

Porcentaje de asfalto

$$\%Asfalto = \frac{Diferencia}{Peso - neto - muestra} x100$$

$$\%Asfalto = \frac{47.0g}{800.0g} x100$$

$$\%Asfalto = 5.88\%$$

2. Análisis granulométrico por tamizado. El peso neto de la extracción igual a 753.0 g, se coloca en una tara que pesa 143.2 g y tenemos:

Peso bruto seco (PBS)	896.2 g
Tara	143.2 g
Peso neto seco (PNS)	753.0 g

PNS tamiz No. 200 = PNS antes del tamizado – PNS después del tamizado

PNS tamiz No. 200 = 753 g – 709.1 g = 43.9 g

Porcentaje que pasa No. 200 = $(43.9/753)x100 = 5.83\%$

Porcentaje que pasa No. 50 = $((43.9+47.8)/753)x100 = 12.18\%$

Porcentaje que pasa No. 8 = $((43.9+184.9)/753)x100 = 30.39\%$

Porcentaje que pasa No. 4 = $((43.9+329.2)/753)x100 = 49.55\%$

Porcentaje que pasa 3/8" = $((43.9+524.5)/753)x100 = 75.48\%$

Porcentaje que pasa ¾" = $((43.9+677.9)/753)x100 = 95.86\%$

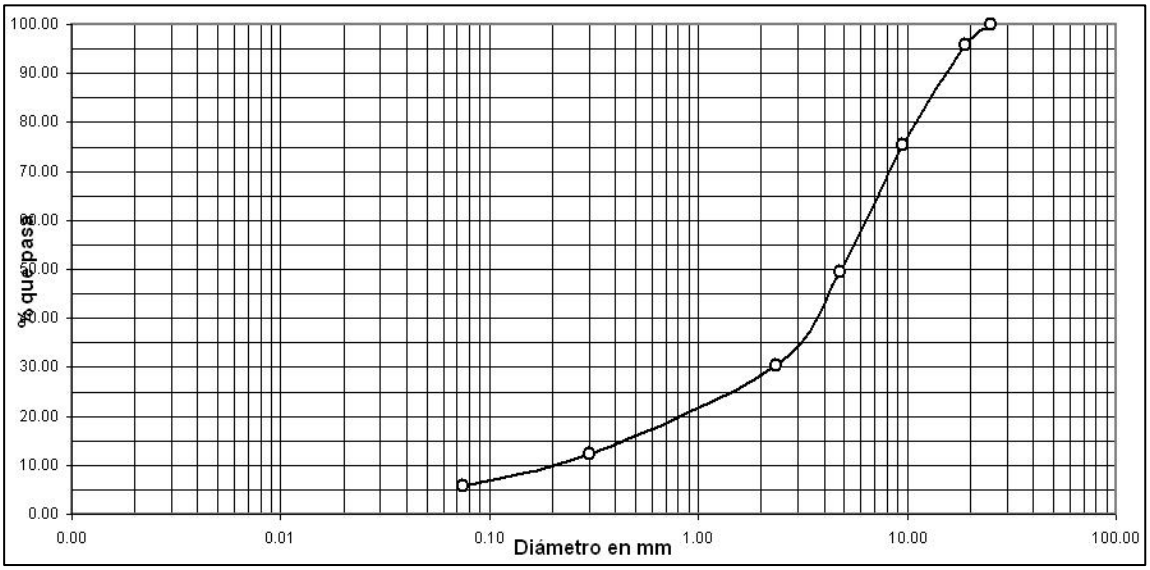
Porcentaje que pasa 1" = $((43.9+709.1)/753)x100 = 100\%$

Tabla LXXIX. Análisis granulométrico por tamizado, para el método *Marshall*

Tamiz	Abertura mm	Peso Bruto Seco g	Tara g	Peso Neto Seco g	Porcentaje que pasa
1”	25.00	859.1	150	709.1	100
¾”	19.00	827.9	150	677.9	95.86
3/8”	9.50	674.5	150	524.5	75.48
No. 4	4.75	479.2	150	329.2	49.55
No. 8	2.36	334.9	150	184.9	30.39
No. 50	0.30	197.8	150	47.8	12.18
No. 200	0.075	x	x	**43.9**	5.83

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

Figura 124. Curva de distribución granulométrica por tamizado, para el método *Marshall*



Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

De la Tabla LXXVI, el diámetro máximo del agregado es de 3/4 plg (19 mm); es decir, que el tamaño máximo nominal del agregado en la mezcla, para cumplir con las especificaciones es de 19 mm o tipo D.

3. Calcular la estabilidad y fluencia *Marshall*.

Se compacta una muestra de asfalto a 75 golpes en cada cara y se obtienen los siguientes resultados en la prueba estabilidad y fluencia *Marshall*:

Tabla LXXX. Estabilidad y fluencia *Marshall*

Estabilidad						
No.	% Asfalto	Carga lb	Volumen muestra cm^3	Factor de corrección	Carga corregida lb	Promedio de carga lb
1	5.88	3170.61	512.4	1.0	3170.61	3412.87
2	5.88	3655.13	514.5	1.0	3655.13	
Fluencia						
No.	Fluencia %		Promedio fluencia		Relación estabilidad-fluencia	
1	15.00		15.75 %		216.69	
2	16.50					

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

De la Tabla LXXVII se observa que, para un número de golpes de compactación en cada cara del espécimen igual a 75 se persigue una estabilidad mínima de 1,200 lb (5,338 N) y una relación estabilidad / fluencia (lb/0.01 plg) máxima de 275 y 120 mínimo.

Por lo tanto, el diseño de mezcla cumple estos primeros requerimientos, también se observa que el valor de fluencia promedio de 15.75% en 0.25 mm (0.01 plg), para tránsito < 10^6 ESAL, cumple los requisitos. Adicionalmente, la relación finos / bitumen viene dada se la siguiente manera: 5.83% / 5.88% = 0.99; esta relación cumple con las especificaciones dadas en la Tabla LXXVII.

4. Calcular la gravedad específica bruta de la mezcla.

Tabla LXXXI. Determinación de la gravedad específica bruta de la mezcla

Espécimen	No. 1	No. 2
% Asfalto	5.88	5.88
Peso neto muestra	1220.90 g	1223.00 g
Peso neto en agua	710.40 g	710.80 g
Peso neto muestra saturada	1222.10 g	1224.60 g
Volumen sin corregir	511.70 cm^3	513.80 cm^3
Factor de corrección	1.00	1.00
Volumen corregido	511.70 cm^3	513.80 cm^3
Gravedad específica bruta de la mezcla	2.39	2.38
Promedio	2.385	

Fuente: Elaboración propia con base a resultados del ensayo.

$$\gamma_{mezcla} = \frac{Peso - neto - muestra - saturada}{Volumen - corregido}$$

$$\gamma_{mezcla} = \frac{1{,}222.10g}{511.70cm^3} = 2.39g/cm^3$$

$$GS = \frac{\gamma_{mezcla}}{\gamma_{agua}} = \frac{2.385g/cm^3}{1g/cm^3} = 2.385$$

5.8 Comentario final

5.8.1 Análisis de los resultados del ensayo *Marshall*

1. **Graficando los resultados.** Los técnicos de laboratorio trazan los resultados del ensayo *Marshall* en gráficas, para poder entender las características particulares de cada probeta usada en la serie. Mediante el estudio de las gráficas, se puede determinar cual probeta de la serie, cumple mejor los criterios establecidos, para el pavimento terminado. Las proporciones de asfalto y agregado en esta probeta se convierten en las proporciones usadas en la mezcla final. En la Figura 125, se muestran seis gráficas de resultados del ensayo *Marshall*. Cada gráfica tiene trazados los resultados de las diferentes pruebas. Los valores de estos resultados están representados por puntos. La primera gráfica muestra los porcentajes de vacíos; la segunda los porcentajes de vacíos en el agregado mineral (VMA); la tercera los porcentajes de vacíos llenos de asfalto (VFA); la cuarta los pesos unitarios (densidades); la quinta los valores de estabilidad *Marshall*; y la sexta los valores de fluencia *Marshall*. En cada gráfica, los puntos que representan los diferentes valores son conectados mediante líneas de tendencia, para formar curvas suaves.

2. **Relaciones y observaciones de los resultados de los ensayos.** Cuando los resultados de los ensayo se trazan en gráficas, como las de la Figura 125, usualmente revelan cierta tendencia en las relaciones entre el contenido de asfalto y las propiedades de la mezcla.

A continuación se enuncian ciertas tendencias que pueden observarse al estudiar las gráficas de la Figura 125:

1. El porcentaje de vacíos disminuye a medida que aumenta el contenido de asfalto (Gráfica 1).

2. El porcentaje de vacíos en el agregado mineral (VMA) generalmente, disminuye hasta un valor mínimo y luego aumenta con incrementos en el contenido de asfalto (Gráfica 2).

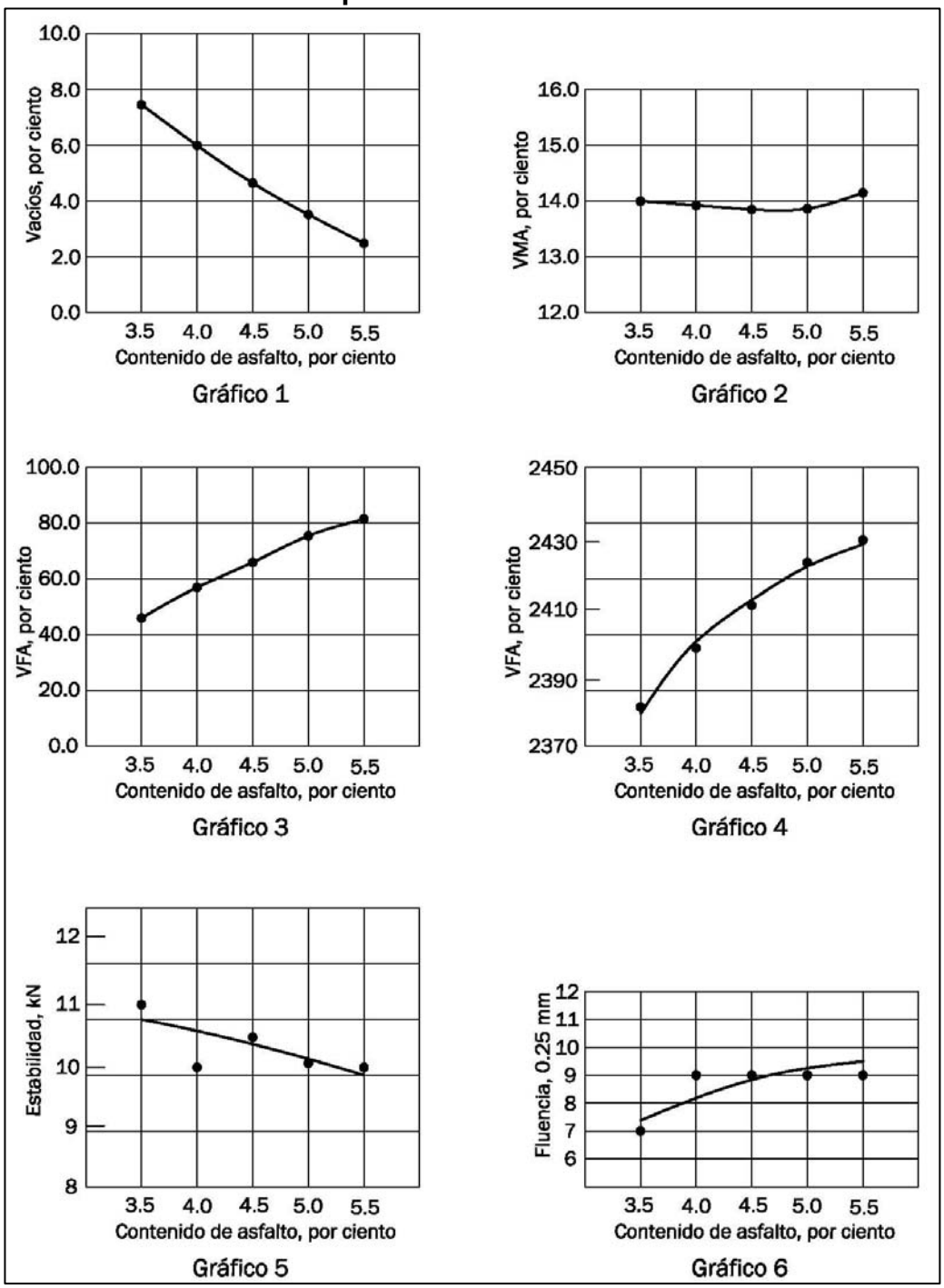
3. El porcentaje de vacíos llenos de asfalto (VFA) aumenta con incrementos en el contenido de asfalto (Gráfica 3).

4. La curva para el peso unitario (densidad) de la mezcla es similar a la curva de estabilidad, excepto que el peso unitario máximo se presenta a un contenido de asfalto ligeramente mayor que el que determina la máxima estabilidad (Gráfica 4).

5. Hasta cierto punto, los valores de estabilidad aumentan a medida que el contenido de asfalto aumenta. Más allá de este punto, la estabilidad disminuye con cualquier aumento en el contenido de asfalto (Gráfica 5).

6. Los valores de fluencia aumentan con incrementos en el contenido de asfalto (Gráfica 6).

Figura 125. Ejemplo de gráficas para los resultados de una serie de cinco probetas *Marshall*



Fuente: Instituto de Asfalto. **Principios de construcción de pavimentos de mezcla asfáltica en caliente.** Pág 80

3. **Determinación del contenido óptimo de asfalto.** El contenido de diseño de asfalto en la mezcla final de pavimentación se determina a partir de los ensayos descritos anteriormente. Primero, determine el contenido de asfalto, para el cual el contenido de vacíos es de cuatro por ciento. Luego, evalúe todas las propiedades calculadas y medidas, para este contenido de asfalto y compárelas con los criterios de diseño de la Figura 125. Si cumple todos los criterios, este es el contenido de diseño de asfalto. Si no se cumplen todos los criterios, será necesario hacer algunos ajustes y volver a diseñar la mezcla.

4. **Verificando los criterios de diseño.** Usando los datos de la Figura 125, se puede observar que, para un contenido de vacíos del cuatro por ciento, el contenido de asfalto es de 4.7% (Gráfica 1). Los valores de las otras propiedades de la mezcla son luego revisados, para garantizar que cumplen con los criterios de diseño *Marshall*. Refiriéndose de nuevo a las gráficas de la Figura 125, se encuentra que un contenido de asfalto del 4.7% representa los siguiente valores de las otras propiedades:

$$Estabilidad(Gráfico5) = 10.2kN(2300lbf)$$

$$Fluencia(Gráfico6) = 9$$

$$\%VFA(Gráfico3) = 70$$

$$\%VMA(Gráfico2) = 14$$

Podemos ahora comparar estos valores con los valores recomendados por el Instituto del Asfalto (USA) en los Criterios de Diseño *Marshall* (Tabla LXXIV), para una mezcla superficial con tránsito pesado. El valor de estabilidad de 10.2 kN (2300 lb) excede el criterio mínimo de 8 kN (1800 lb).

El valor de flujo igual a nueve, cae dentro del margen establecido por los criterios, el cual es de ocho a 14. El porcentaje de vacíos llenos de asfalto (VFA) cae dentro del margen establecido por los criterios, el cual es de 65 a 75. El porcentaje mínimo de vacíos en el agregado mineral también puede ser revisado usando la Tabla LXXV, donde debe ser comparada con el VMA de la gradación del agregado en cuestión. Asuma que los datos en la Figura 125, son para una gradación con un tamaño máximo nominal de agregado de ¾ de pulgada (19 mm). Se puede observa, entonces, que el valor de VMA de 14 sobrepasa el mínimo requerido de 13, para una mezcal de 19 mm que tiene un contenido de vacíos de cuatro por ciento.

5. **Seleccionando un diseño de mezcla.** El diseño de mezcla seleccionado, para ser usado en un pavimento es generalmente, aquel que cumple, de la manera más económica, con todos los criterios establecidos. Sin embargo, no se deberá diseñar una mezcla para optimizar una propiedad en particular. Por ejemplo, las mezclas con valores muy altos de estabilidad son, con frecuencia, poco deseable y pueden agrietarse prematuramente bajo volúmenes grandes de tránsito. Cualquier variación en los criterios de diseño deberá ser permitida sólo bajo circunstancias poco usuales, a no ser que el comportamiento en servicio de una mezcla en particular indique que dicha mezcla alternativa es satisfactoria.

CONCLUSIONES

1. El presente trabajo de graduación es una importante contribución a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, parar mejorar la enseñanza – aprendizaje, en el curso de Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la carrera de Ingeniería Civil.

2. Se creó una nomenclatura que es equivalente a la utilizada en los libros de texto de uso común, en la rama de Mecánica de Suelos y Cimentaciones; para facilitar el desarrollo de las pruebas en laboratorio y posteriormente ser comparadas con la bibliografía presentada en los textos.

3. Se estudiaron las normas que rigen cada uno de los procesos de ensayo, en lo que respecta a la obtención, manejo, transporte y ensayo de las muestras de suelo con la finalidad de obtener un manual de laboratorio que ofrezca una bibliografía fácil de comprender e interpretar.

4. La finalidad primordial de todos los ensayos es obtener datos que sean representativos de las características físicas y propiedades mecánicas de los suelos en cada caso particular.

5. 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 de gran importancia, pues tiene el mismo valor que el de los ensayos propiamente dichos.

6. 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, cuando éste presente diferentes contenidos de humedad.

7. Este documento representa para los laboratoristas, un manual de uso práctico y sencillo que facilitará la realización de los ensayos y la obtención de los datos en laboratorio. Así como la elaboración de tablas y curvas que sean un reflejo del profesionalismo con que se desarrollan las pruebas, para la presentación de un informe técnico.

8. Con la presente 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. Es necesario que la muestra de suelo se obtenga bajo condiciones adecuadas, en lo que se refiere a extracción, manejo y transporte. Debido a que la muestra al perder humedad no refleja las propiedades reales del suelo *in situ*; y como consecuencia, los resultados de cualquier ensayo no serán los esperados.

2. Utilizar los instrumentos adecuados para la manipulación y preparación de las muestras alteradas e inalteradas (cuarteo o tallado), previo a la realización del ensayo, ya que una muestra bien preparada refleja la exactitud y confiabilidad de los resultados.

3. Procurar la calibración, mantenimiento y cuidado del equipo para la elaboración de los ensayos; de este modo se asegurará una adecuada obtención de datos. Asimismo, elaborar las gráficas de las pruebas de la manera más exacta posible, para evitar errores que puedan transformarse en datos poco confiables.

4. 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.

5. 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, lo que es fundamental es que cualquier clasificación está basada en las propiedades mecánicas de los suelos, ya que éstas son elementales en las variadas aplicaciones de la ingeniería.

6. Realizar el estudio del suelo para cualquier tipo de construcción que se vaya a realizar; ya que al tratar 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.

7. El catedrático y el estudiante deben profundizar en cada tema recomendado en la didáctica de investigación que complementa los conocimientos, que por falta de espacio no es prudente colocar en este trabajo de graduación.

8. Que los estudiantes de pregrado, estudiantes de práctica supervisada y laboratoristas utilicen la guía teórica y práctica, para realizar ensayos a muestra de suelo de forma práctica y sencilla; asimismo, utilizar los formatos adjuntos en este trabajo, para ahorrar tiempo y facilitar la obtención de los resultados.

BIBLIOGRAFÍA

1. Berry, Peter L. y David Reid. **Mecánica de Suelos.** Colombia: Editorial McGraw-Hill, 1993. 415 pp.

2. Bowles, Joseph E. **Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil.** México: Editorial McGraw-Hill, 1981. 213 pp.

3. Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de Suelos y Cimentaciones.** Quinta Edición. México: Editorial Limusa, 2005. 650 pp.

4. Das, Braja M. **Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.** México: Editorial Thomson Learning, 2001. 594 pp.

5. Das, Braja M. **Principios de Ingeniería de Cimentaciones.** Cuarta Edición. México: International Thomson Editores, 2001. 862 pp.

6. Delgado Vargas, Manuel. **Ingeniería de Cimentaciones**. Segunda Edición. Colombia: Editorial Alfaomega, 2000. 541 pp.

7. Instituto de Asfalto. **Principios de Construcción de Pavimentos de Mezcla Asfáltica en Caliente.** Estados Unidos: Serie de manuales No. 22 (MS-22), 2001. 275 pp.

8. Juárez Badillo, Eulalio y Alfonso Rico Rodríguez. **Mecánica de Suelos, Tomo 1, Fundamentos de la Mecánica de Suelos.** Tercera Edición. México: Editorial Limusa, 2005. 642 pp.

9. Juárez Badillo, Eulalio y Alfonso Rico Rodríguez. **Mecánica de Suelos, Tomo 2, Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos.** Tercera Edición. México: Editorial Limusa, 2003. 703 pp.

10. Lambre, William y Robert Whitman. **Mecánica de Suelos.** México: Editorial Limusa, 2005. 582 pp.

11. Peck, Ralph B. y otros. **Ingeniería de Cimentaciones**. México: Editorial Limusa, 2006. 557 pp.

12. Sowers, George B. y George F. Sowers. **Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones.** Sexta reimpresión de la primera edición. México: Editorial Limusa, 1990. 677 pp.

REFERENCIA ELECTRÓNICA

13. http://www.mtc.gob.pe/portal/transportes/caminos_ferro/manual/EM-2000/index.htm
Marzo de 2008.

14. http://grupos.unican.es/gidai/asignaturas/CI/Cimentaciones.pdf
Marzo de 2008.

15. http://ftp.eia.edu.co/Sitios%20Web/suelos/suelos2/enstriax.htm
Abril de 2008.

16. http://www.ucn.cl/FacultadesInstitutos/laboratorio/difM9.htm
Abril de 2008.

17. http://suelos.eia.edu.co/laboratorio/granulometria.htm
Abril de 2008.

PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS SUELOS (AASHTO)

Clasi-Fica-ción	Compactación		Fallas que presenta el terreno	Procedimientos para mejorar el terreno	Tipos de pavimentos recomendados
	Comportamiento del terreno después de compactado	Equipo recomendado para la compactación			
A-1	Excelente. Estable en tiempo seco y húmedo	Rodillo, pata de cabra, aplanadora Tandem; aplanadora de 3 rodillos, aplanadora de rodillos de llanta, tractor	NINGUNA	----------	Cuando está debidamente este suelo solo requiere una superficie de desgaste. Una aplicación superficial de material bituminoso con una delgada capa de piedra triturada brinda buenos resultados.
A-2	Buena a excelente. Estable en tiempo seco. A veces polvoriento. Ser reblandece en tiempo húmedo	Rodillo, pata de cabra, aplanadora Tandem; aplanadora de 3 rodillos, aplanadora de rodillos de llanta, tractor	Se reblandece cuando llueve. En tiempo seco se vuelve suelto y polvoriento	Añádase arena o piedra triturada en proporciones convenientes si el terreno presenta cambios de volumen, capilaridad o sensitividad perjudiciales. Mediante la adición de material grueso	Si el terreno ha sido mejorado, se comportará como en el caso anterior como material A-1. Sino, es preferible emplear pavimentos de concreto delgados, o pavimentos flexibles de espesor regular
A-3	Buena a excelente. Es mas estable en condiciones húmedas	Aplanadora de 3 rodillos. Aplanadora con rodillos de llanta, aplanadora Tandem, tractor. No debe usarse pata de cabra	Es inestable cuando se halla seco. Tiende a deslizarse cuando no está debidamente confinada. No tiene suficiente cohesión	Añádase arcilla si se desea aumentarse el poder ligante. Procúrese que el material esté debidamente confinado a fin de que no se deslice con la acción de las cargas aplicadas	Si el terreno ha sido mejorado, se comportará como en el caso anterior como material A-1. Sino, es preferible emplear pavimentos de concreto delgados, o pavimentos flexibles de espesor regular

A-4	Regular en tiempo seco. Inestable en tiempo húmedo	Aplanadora de 3 rodillos, rodillo Tandem, aplanadora con rodillo de llanta	Susceptible de erosiones y deslaves en época de lluvia. Durante las heladas los pavimentos se agrietan debido a los hinchamientos del terreno	Cuando el terreno cuente con capilaridades perjudiciales, colóquese drenes longitudinales y transversales para drenar las aguas subterráneas, siempre que estas se encuentren a una profundidad tal que afecte a la sub-rasante. Si se requiere aumentar su fricción interna o cohesión añádase material granular o material ligante, respectivamente.	no hay drenaje adecuado podrá construirse un pavimento de concreto de espesor regular o una superficie bituminosa, si el suelo ha sido mejorado. Si el drenaje no es bueno deberá emplearse pavimentos de concreto de buen espesor (no menos de 9" en los bordes y 7" en el centro)
A-5	Mala A Pésima	Aplanadora de 3 rodillos, rodillo Tandem, aplanadora con rodillo de llanta	Semejante al A-4. presenta, además una elasticidad perjudicial que impide una buena compactación	Procedimientos análogos a los del terreno formado por material A-4. si hay la posibilidad de hacerlo, baja el punto de vista económico, debe retirarse este material	Si hay drenaje adecuado y el suelo ha sido estabilizado puede emplearse una superficie bituminosa. En caso contrario deberá emplearse pavimento de concreto sobre base granular
A-6	Regular A Buena en tiempo seco. Mala en tiempo de lluvia	Aplanadora de 3 rodillos, rodillo Tandem, aplanadora con rodillo de llanta	En época de lluvia se pone resbaladizo y los pavimentos fallan por falta de base firme. Cuando se humedece o se seca, sufre hinchamientos y contracciones perjudiciales	Se recomienda la adición de material granular y, además, un buen sistema de drenaje. Si el material tiene mucho contenido de humedad colóquese capas aislantes de piedra caliza, piedra triturada o grava, impermeabilizándolas con aceites asfálticos a fin de evitar que la arcilla suba y se meta entre las interestices	Si el suelo y el drenaje ha sido mejorado, puede colocarse un pavimento bituminoso con buena sub-base y base. En caso contrario, es preferible emplear pavimentos de conreto sobre bases granulares, cuyo espesor sea menor a 9" en los bordes y 7" en el centro
A-7	Regular A Buena en época seca. Mala en tiempo lluviosos	Aplanadora de 3 rodillos, rodillo Tandem, aplanadora con rodillo de llanta	Las mismas recomendaciones que el A-6. Presenta, además una elasticidad perjudicial que impide una buena compactación	Se recomienda la adición de material granular y, además, un buen sistema de drenaje. Si el material tiene mucho contenido de humedad colóquese capas aislantes de piedra caliza, piedra triturada o grava, impermeabilizándolas con aceites asfálticos a fin de evitar que la arcilla suba y se meta entre las interestices	Si el suelo ha sido mejorado y hay buenos drenajes puede adaptarse un pavimento bituminoso con buena sub-base y base. En caso contrario se colocará pavimento rígido de buen espeso como en el caso anterior.

PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS SUELOS (AASHTO)

Clasi-Fica-ción	Composición del material	Permeabilidad	Capilaridad	Elasticidad	Cambios de volumen	Para Capa Superficial	Para Base	Para Sub-base	Para terraplenes Iguales o mayores de 15 metros	Para terraplenes Menores de 15 metros
A-1	Mezcla de grava, arena limo y arcilla, en cantidades bien proporcionadas	Baja	Baja	Casi nula	Muy pequeños	Excelente	Buena A Excelente	Buena A Excelente	Buena A Excelente	Excelente
A-2	Mezcla mal proporcionada de grava, arena, limo y arcilla. Tiene limo o arcilla en exceso	Baja A Mediana	Baja A Mediana A veces perjudicial	Casi nula	A veces perjudiciales cuando son plásticos	Regular A Buena	Regular A Excelente	Regular A Excelente	Regular A Buena	Buena
A-3	Mezcla de grava y arena con poco o nada de material fino	Mediana A Elevada	Baja	Casi nula	Muy pequeños	Mala A Regular	Regular A Excelente	Regular A Excelente	Regular A Buena	Buena
A-4	Material limoso sin grava ni arena gruesa. Contiene algo de arena fina y mediana. Su contenido de arcilla no es elevado	Baja A Mediana	Muy elevada Perjudicial	Baja	Regular A Grandes perjudiciales en época de heladas	Mala A Pésima	Mala A Regular	Mala A Regular	Mala A Buena	Mala A Buena
A-5	Material limoso semejante al A-4, pero con cierta cantidad de mica o diatomáceas que le da elasticidad	Baja	Regular A Elevada A veces perjudicial	Elevada A Perjudicial	Regulares A Grandes. A veces perjudiciales cuando llueve	Pésima	Mala	Mala	Pésima	Mala A Pésima
A-6	Terreno arcilloso sin material grueso. Poca arena fina. Rico en material coloidal	Prácticamente impermeable	Regular A Elevada	Baja	Grandes. Pueden ser perjudiciales en época de lluvia	Mala A Pésima	Pésima A Regular	Pésima A Regular	Mala A Pésima	Regular A Mala
A-7	Terreno arcilloso semejante al A-6, pero no tan rico en material coloidal. Presenta propiedades elásticas	Baja	Regular A Elevada	Elevada Perjudicial	Grandes. Pueden ser perjudiciales en época de lluvia	Mala A Pésima	Regular A Pésima	Regular A Pésima	Mala A Pésima	Mala A Pésima

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE COMPACTACIÓN

INTERESADO	
PROYECTO	
LUGAR	

O.T.	

OPERADOR	
FECHA	/ /
No. DE GOLPES	
No. DE CAPAS	
PESO MARTILLO	

DESCIPCIÓN DEL MATERIAL	

	1	2	3	4	5	6
PBH						
TARA						
PNH						
PUH						

TARRO												
pbh												
pbs												
tara												
dif.												
pns												
% HUM												

%H prom						
PUS						

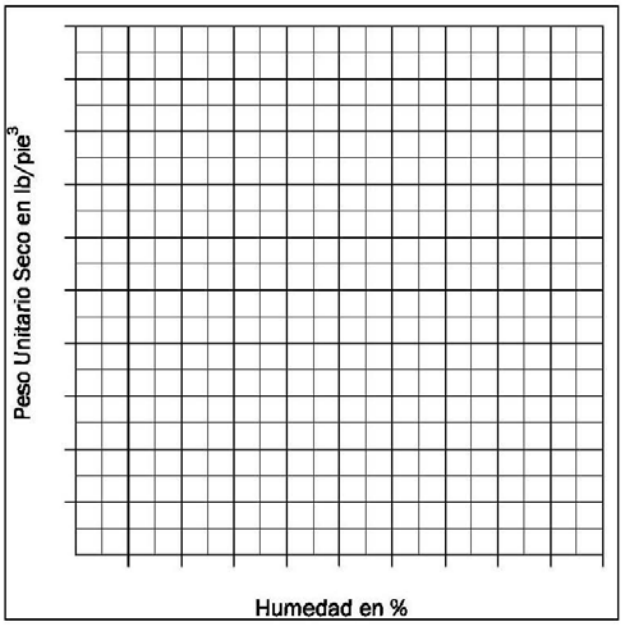
PUS Máx		kg/m^3
		lb/pie^3
HUMEDAD ÓPTIMA		%

Sub rasante	
Base	
Sub-base	

Proctor	
Estándar	
Modificado	

Tipo de Proctor	
Volumen del cilindro	
Cantidad de material	kg
Agua inicial	cm^3
Seguido con	cm^3

Observaciones:



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE RAZÓN SOPORTE CALIFORNIA
CBR

INTERESADO	
PROYECTO	
LUGAR	
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	

O.T.	
MUESTRA	
ESTACIÓN	
OPERADOR	
FECHA	/ /

ENSAYO DE COMPACTACIÓN		
Estándar		
Modificado		
Densidad Máxima	lb/pie^3	
Humedad Óptima	%	

HUMEDAD				
	ACTUAL		DE ENSAYO	
TARRO				
PBH	g	g	g	g
PBS	g	g	g	g
TARA	g	g	g	g
DIF	g	g	g	g
PNS	g	g	g	g
% H	%	%	%	%
PROM		%		%

ESPÉCIMEN COMPACTADO	
GOLPES	
PBH	
TARA	
PNH	
VOL	
PUH	
%H	
PUS	
%C	

Agua a agregar = $\frac{[(H_{opt} _____ \%) - (H_{act} _____ \%)] \times (\text{Peso mat} _____ g)}{100 + (H_{act} _____ \%)}$

AGUA POR AGREGAR	cc

INMERSIÓN Y EXPANSIÓN											Contrapesos		lb
Día/Hora													
Lectura Dial													
Expansión plg													
Expansión %													

TIEMPO DE INMERSIÓN
h

PENETRACIÓN	0.025”	0.050”	0.075”	0.1”	0.2”	0.3”
Lectura Anillo						
Carga lb						

CBR 0.1”	%

CBR 0.2”	%

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYOS DE HUMEDAD Y PLASTICIDAD

INTERESADO	
PROYECTO	
LUGAR	
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	

O.T.	

OPERADOR	
FECHA	/ /

DESCIPCIÓN

ENSAYO	HUMEDAD NATURAL		LÍMITE LÍQUIDO LL		LÍMITE PLÁSTICO LP	
GOLPES						
TARRO						
PBH	g	g	g	g	g	g
PBS	g	g	g	g	g	g
TARA	g	g	g	g	g	g
DIF	g	g	g	g	g	g
PNS	g	g	g	g	g	g
HUMEDAD	%	%	%	%	%	%
PROMEDIO		%	K= %			%

DESCIPCIÓN

ENSAYO	HUMEDAD NATURAL		LÍMITE LÍQUIDO LL		LÍMITE PLÁSTICO LP	
GOLPES						
TARRO						
PBH	g	g	g	g	g	g
PBS	g	g	g	g	g	g
TARA	g	g	g	g	g	g
DIF	g	g	g	g	g	g
PNS	g	g	g	g	g	g
HUMEDAD	%	%	%	%	%	%
PROMEDIO		%	K= %			%

DESCIPCIÓN

ENSAYO	HUMEDAD NATURAL		LÍMITE LÍQUIDO LL		LÍMITE PLÁSTICO LP	
GOLPES						
TARRO						
PBH	g	g	g	g	g	g
PBS	g	g	g	g	g	g
TARA	g	g	g	g	g	g
DIF	g	g	g	g	g	g
PNS	g	g	g	g	g	g
HUMEDAD	%	%	%	%	%	%
PROMEDIO		%	K= %			%

Muestra	
Profundidad	
LL	
IP	
W	
Clasificación	

N	K
15	0.9401
16	0.9474
17	0.9544
18	0.9610
19	0.9673
20	0.9734
21	0.9791
22	0.9847
23	0.9900
24	0.9951
25	**1.0000**
26	1.0048
27	1.0094
28	1.0138
29	1.0181
30	1.0223
31	1.0264
32	1.0303
33	1.0342
34	1.0379
35	1.0416

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

GRANULOMETRÍA
MÉTODO MECÁNICO

O.T.	

INTERESADO	
PROYECTO	
LUGAR	

OPERADOR	
FECHA	/ /

DESCIPCIÓN DEL MATERIAL	

MUESTRA TOTAL

Peso Bruto Seco PBS	g
Tara	g
Peso Neto Seco PNS	**g**

Tamiz	Abertura mm	Peso Bruto g	Tara g	Peso Neto g	Porcentaje de lo que pasa
					100 %
2"	50.00				
¾ "	19.00				
No. 4	4.750				
No. 10	2.000				
No. 40	0.425				
No. 200	0.075				

Grava	%
Arena	%
Finos	%

D_{10}	mm
D_{30}	mm
D_{60}	mm

CLASIFICACIÓN

SISTEMA UNIFICADO SCU _____

SISTEMA PRA _____

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

GRANULOMETRÍA
MÉTODO DEL HIDRÓMETRO

INTERESADO	
PROYECTO	
LUGAR	
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	

O.T.	

MUESTRA	
ESTACIÓN	
OPERADOR	
FECHA	/ /

ANÁLISIS DE HIDRÓMETRO

Hidrómetro No.:	G_S de los sólidos:	a =
Agente dispersante:	Cantidad:	Peso de suelo W_S :
Corrección de cero:	Corrección de menisco:	

Fecha	Hora de la lectura	Tiempo Transcurrido minutos	Temp. °C	Lectura del hidrómetro R_a	Lectura corregida del hidrómetro R_c	Hidrómetro corregido solo menisco R	L de la tabla XXIII	L/t cm/min	K de la tabla XXII	D en mm	% más fino

$$R_c = R_a - correcci\acute{o}ncero + C_T \qquad R = R_a + correcci\acute{o}nmenisco \qquad D = K\sqrt{L/t} = K\sqrt{v} \qquad \%m\acute{a}sfino = (R_c\alpha / W_s)x100$$

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERÍA
ENSAYO GRANULOMÉTRICO
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

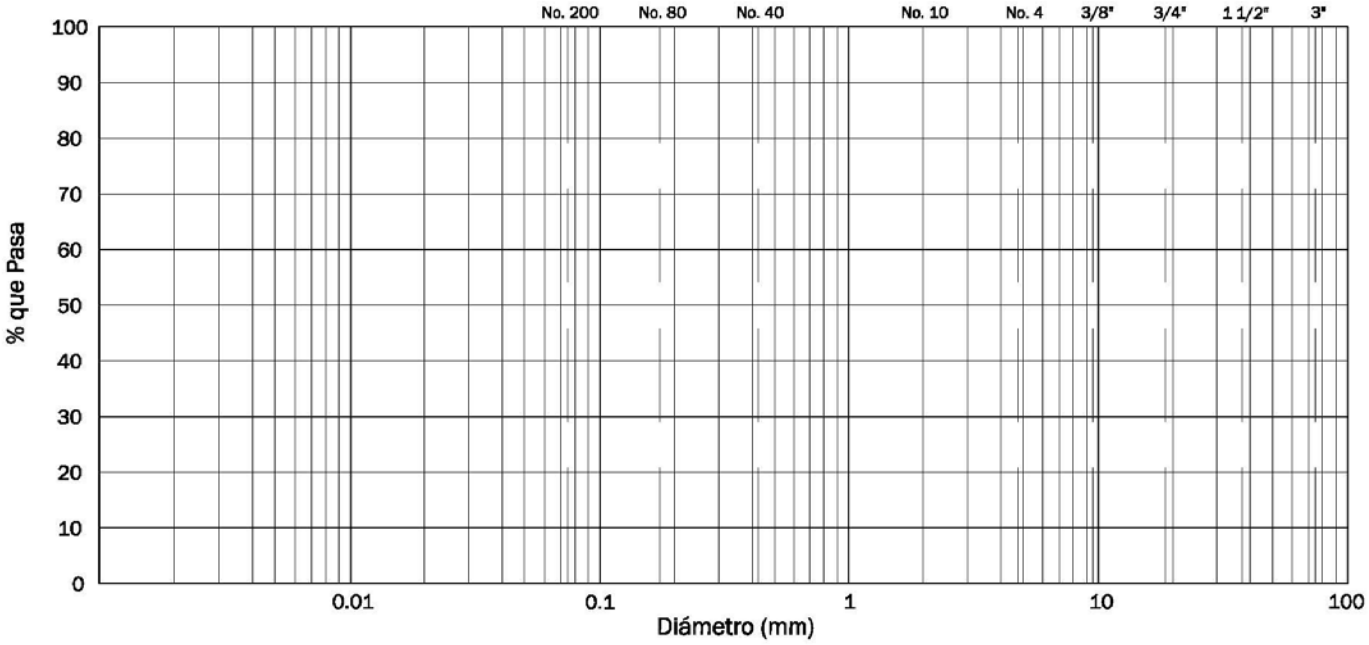
Informe No._____ O.T._____

Interesado _____

Tipo de Ensayo _____ Norma _____

Proyecto _____ Ubicación _____

Muestra No. _____ Procedencia _____



Análisis por Tamices

Tamiz	% que Pasa

Análisis por Sedimentación

D en mm	% más fino

Grava _____ %

Arena _____ %

Limos _____ %

Arcillas _____ %

GS _____

Descripción del suelo _____

Clasificación: SUCS _____ AASHTO _____

Observaciones _____

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS

INTERESADO	
PROYECTO	
LUGAR	
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	

O.T.	

OPERADOR	
FECHA	/ /

IDENTIFICACIÓN DE MATRAZ			
Capacidad del matraz (nominal)	cc	cc	cc
Peso matraz limpio y seco ……W_m	g	g	g
Peso matraz + suelos seco……W_{ms}	g	g	g
Peso suelo seco ……W_s	g	g	g
Peso matraz + suelo +agua……W_{msw}	g	g	g
Peso matraz + agua……W_{mw}	g	g	g
Temperatura del agua … ……T	°C	°C	°C
Gravedad específica $G_S = \frac{W_s}{W_{mw} + W_s - W_{msw}}$			
Promedio			

IDENTIFICACIÓN DE MATRAZ			
Capacidad del matraz (nominal)	cc	cc	cc
Peso matraz limpio y seco ……W_m	g	g	g
Peso matraz + suelos seco……W_{ms}	g	g	g
Peso suelo seco ……W_s	g	g	g
Peso matraz + suelo +agua……W_{msw}	g	g	g
Peso matraz + agua……W_{mw}	g	g	g
Temperatura del agua … ……T	°C	°C	°C
Gravedad específica $G_S = \frac{W_s}{W_{mw} + W_s - W_{msw}}$			
Promedio			

IDENTIFICACIÓN DE MATRAZ			
Capacidad del matraz (nominal)	cc	cc	cc
Peso matraz limpio y seco ……W_m	g	g	g
Peso matraz + suelos seco……W_{ms}	g	g	g
Peso suelo seco ……W_s	g	g	g
Peso matraz + suelo +agua……W_{msw}	g	g	g
Peso matraz + agua……W_{mw}	g	g	g
Temperatura del agua … ……T	°C	°C	°C
Gravedad específica $G_S = \frac{W_s}{W_{mw} + W_s - W_{msw}}$			
Promedio			

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD Y HUMEDAD DEL SUELO IN SITU UTILIZANDO ARENA CALIBRADA

INTERESADO	
PROYECTO	
UBICACIÓN	
PESO UNITARIO DE LA ARENA CALIBRADA	lb/pie^3

O.T.	

ESTACIÓN	
MUESTRA	
OPERADOR	
FECHA	/ /

DATOS DE COMPACTACIÓN		
Peso Unitario Seco máximo	$PUS_{máx}$	lb/pie^3
Humedad Óptima	$\%H_{opt}$	%
Descripción del suelo		

Estación	$Pic1$ lb	$Pic2$ lb	$Pic3$ lb	Peso material húmedo excavado lb	%H SPEEDY material excavado	Peso de la arena en el agujero P_a lb	Volumen del agujero pie^3	PUH lb/pie^3	PUS CAMPO lb/pie^3	$\%C$

$$Pa = (pic2 - pic3) - (pic1 - pic2),\ V_{agujero} = Pa/(PesoUnitario - arena),\ PUS = (PUH/(100 + \%H))x100$$

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

O.T.	

INTERESADO	
PROYECTO	
LUGAR	
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	

MUESTRA	
ESTACIÓN	
OPERADOR	
FECHA	/ /

TIPO DE ENSAYO: UU | CU | CD

HUMEDAD			
	INICIAL CHEQUEO		INICIAL PROBETA
RECIP			
PBH	g	g	g
PBS	g	g	g
TARA	g	g	g
DIF	g	g	g
PNH	g	g	g
PNS	g	g	g
%H	%	%	%

Probeta	2.5 x 5.0 plg
D_o	2.5 plg = 6.35 cm
h_o	5.0 plg = 12.7 cm
A_o	4.91 plg^2 = 31.67 cm^2
V_o	24.54 plg^3=402.2 cm^3

$\gamma =$	T/m^3
$\gamma_d =$	T/m^3
Velocidad de deformación	
	plg/min

$$K = \frac{1-\varepsilon_r}{A_o(cm^2)} x10$$

$\varepsilon_{r\,m}$ deformación unitaria en decimales

$$\varepsilon_r = \frac{(lecturadeformación)(0.001")}{h_o(plg)}$$

ANILLO DE CARGA NO.:_____; Y = AX + B : F = _____ X + _____

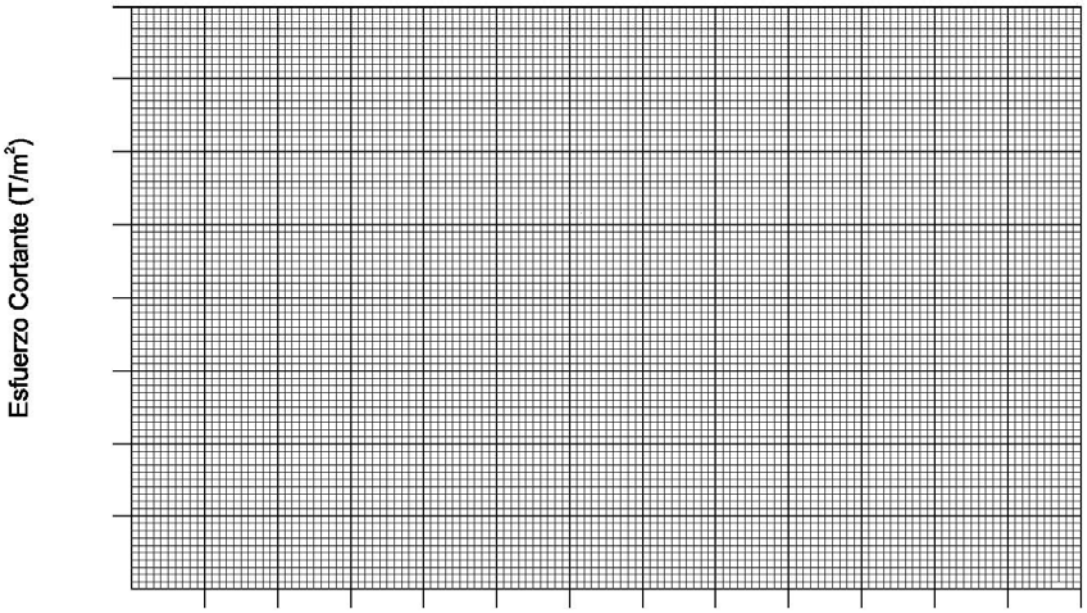
Presión Confinamiento σ_3 T/m^2	Lectura Deform. 0.001"	Lectura Carga X	ε %	F kg	Factor K	σ T/m^2	u T/m^2	$q_{máx}$ T/m^2
	0		0.0		0.316			
	5		0.1		0.315			
	10		0.2		0.315			
	15		0.3		0.315			
	20		0.4		0.314			
	25		0.5		0.314			
	50		1.0		0.313			
	75		1.5		0.311			
	100		2.0		0.310			
	125		2.5		0.308			
	150		3.0		0.306			
	175		3.5		0.305			
	200		4.0		0.303			
	225		4.5		0.302			
	250		5.0		0.300			
	275		5.5		0.299			
	300		6.0		0.297			
	325		6.5		0.295			
	350		7.0		0.294			
	375		7.5		0.292			
	400		8.0		0.291			
	425		8.5		0.289			
	450		9.0		0.288			
	475		9.5		0.286			
	500		10.0		0.284			
	525		10.5		0.283			
	550		11.0		0.281			
	575		11.5		0.280			
	600		12.0		0.278			
	625		12.5		0.276			
	650		13.0		0.275			
	675		13.5		0.273			
	700		14.0		0.272			
	725		14.5		0.270			
	750		15.0		0.269			
	775		15.5		0.267			
	800		16.0		0.265			
	825		16.5		0.264			
	850		17.0		0.262			
	875		17.5		0.261			
	900		18.0		0.259			
	925		18.5		0.258			
	950		19.0		0.256			
	975		19.5		0.254			
	1000		20.0		0.253			

$$\sigma = (F)(K) \quad q_{máx} = (\sigma + 2\sigma_3)/2$$

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERÍA
ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENVOLVENTE DE FALLA Y CÍRCULOS DE MOHR

Interesado _____
Proyecto _____
Ubicación _____ Profundidad _____
Pozo No. _____ Fecha _____



PARÁMETROS DE CORTE

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA: $\varnothing$ = °	COHESIÓN: C = T/m²

TIPO DE ENSAYO [CD] [CU] [UU]

DESCRIPCIÓN DEL SUELO _____
DIMENSIÓN Y TIPO DE PROBETA 2.5 X 5.0 plg
OBSERVACIONES _____

PROBETA NO.			
PRESIÓN LATERAL (T/m²) σ_3			
DESVIADOR EN ROTURA (T/m²) $q_{máx}$			
PRESIÓN INTERSTICIAL (T/m²) u			
DEFORMACIÓN EN ROTURA (%) Er.			
DENSIDAD SECA (T/m³)			
HUMEDAD (%H)			

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

O.T.	

INTERESADO	
PROYECTO	
LUGAR	
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	

POZO	
MUESTRA	
OPERADOR	
PROFUNDIDAD	
FECHA	/ /

Estado del suelo	Húmedo	
	Seco	
Muestra de suelo	Inalterada	
	alterada	

Dimensión de la pastilla		
Diámetro o lado		plg
Altura		plg
Área		cm^2
Volumen		cm^3
Densidad	$\gamma_{húmedo}$	T/m^3
	γ_{seco}	T/m^3

Carga normal	kg
Velocidad de carga	/min
Esfuerzo normal σ_n	kg/cm^2
Ecuación del anillo de carga	Y =

Datos para obtener la humedad, densidad húmeda y densidad seca de la pastilla	
HUMEDAD	
Peso suelo húmedo+tara	g
Peso suelo seco+tara	g
Peso de la tara	g
Peso neto suelo húmedo PNH	g
Peso neto suelo seco PNS	g
Peso del agua Dif.	g
Contenido de humedad, %H	%
DENSIDAD HÚMEDA	
γ_{humedo} = PNH / volumen	g/cm^3
DENSIDAD SECA	
$\gamma_{seco} = \gamma_d$ = PNS / volumen	g/cm^3

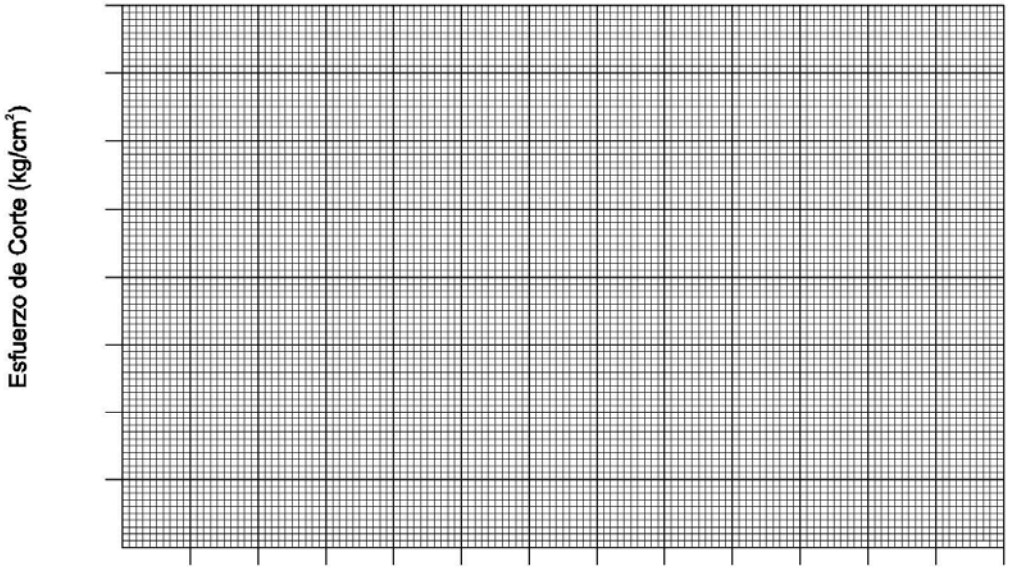
Deformación Vertical		Deformación horizontal		Carga del anillo			Esfuerzo Cortante
Lectura Dial	Lectura Pulgadas	Lectura Dial	Lectura Pulgadas	Lectura Dial	Libras	Kilogramos	τ, kg/cm^2

Nota: colocar las unidades necesarias en los espacios, lectura en pulgadas = lectura dial x aproximación; aproximación generalmente de 0.001". La carga en libras o kilogramos es proporcionada por la ecuación del anillo.

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERÍA
ENSAYO DE CORTE DIRECTO
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENVOLVENTE DE FALLA

Interesado _____
Proyecto _____ Muestra _____
Ubicación _____ Profundidad _____
Pozo No. _____ Fecha _____



PARÁMETROS DE CORTE

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA: ∅ = °	COHESIÓN: C = kg/cm²

DESCRIPCIÓN DEL SUELO _____
DIMENSIÓN Y TIPO DE PASTILLA 2.5 X 1.0 plg
OBSERVACIONES _____

PASTILLA No.				
ESFUERZO NORMAL (kg/cm²)				
ESFUERAO CORTANTE (kg/cm²)				
ÁREA (cm²)				
ALTURA (cm)				
DENSIDAD SECA (T/m³)				
DENSIDAD HÚMEDA (T/m³)				
HUMEDAD (%H)				

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

O.T.

INTERESADO	
PROYECTO	
LUGAR	
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	

POZO	
MUESTRA	
OPERADOR	
PROFUNDIDAD	
FECHA	/ /

DIÁMETRO:	ÁREA:	h_o:	PNH_o:	G_S:

HUMEDAD				
			PASTILLA	
	TARA 1	TARA2	INICIAL	FINAL
RECIP				
PBH	g	g	g	g
PBS	g	g	g	g
TARA	g	g	g	g
DIF	g	g	g	g
PNH	g	g	g	g
PNS	g	g	g	g
%H	%	%	%	%
PROM		%		

γ	$PNH/80.39$	g/cm^3
γ_d	$PNS/80.39$	g/cm^3
h_s	$\frac{\gamma_d h_o}{G\gamma_w}$	cm

PRESIÓN kg/cm^2	LECTURA	DEFORM dh	ESPESOR h	e	DEFORM %	m_v	C_v

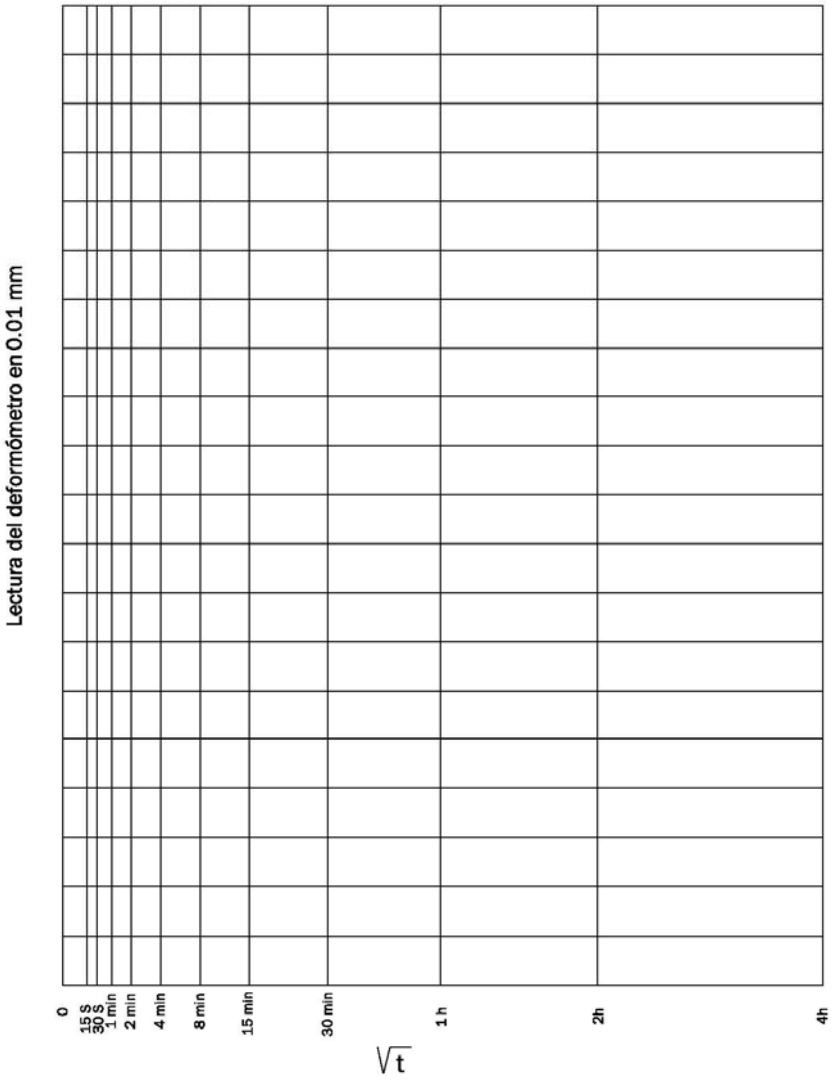
DESCARGA				CARGA			

$$e = (h/h_s) - 1$$

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERÍA
ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

CURVA DE CONSOLIDACIÓN

Proyecto _____ Lugar _____
Pozo _____ Muestra _____
Profundidad _____ Fecha _____
Presión _____ Peso _____

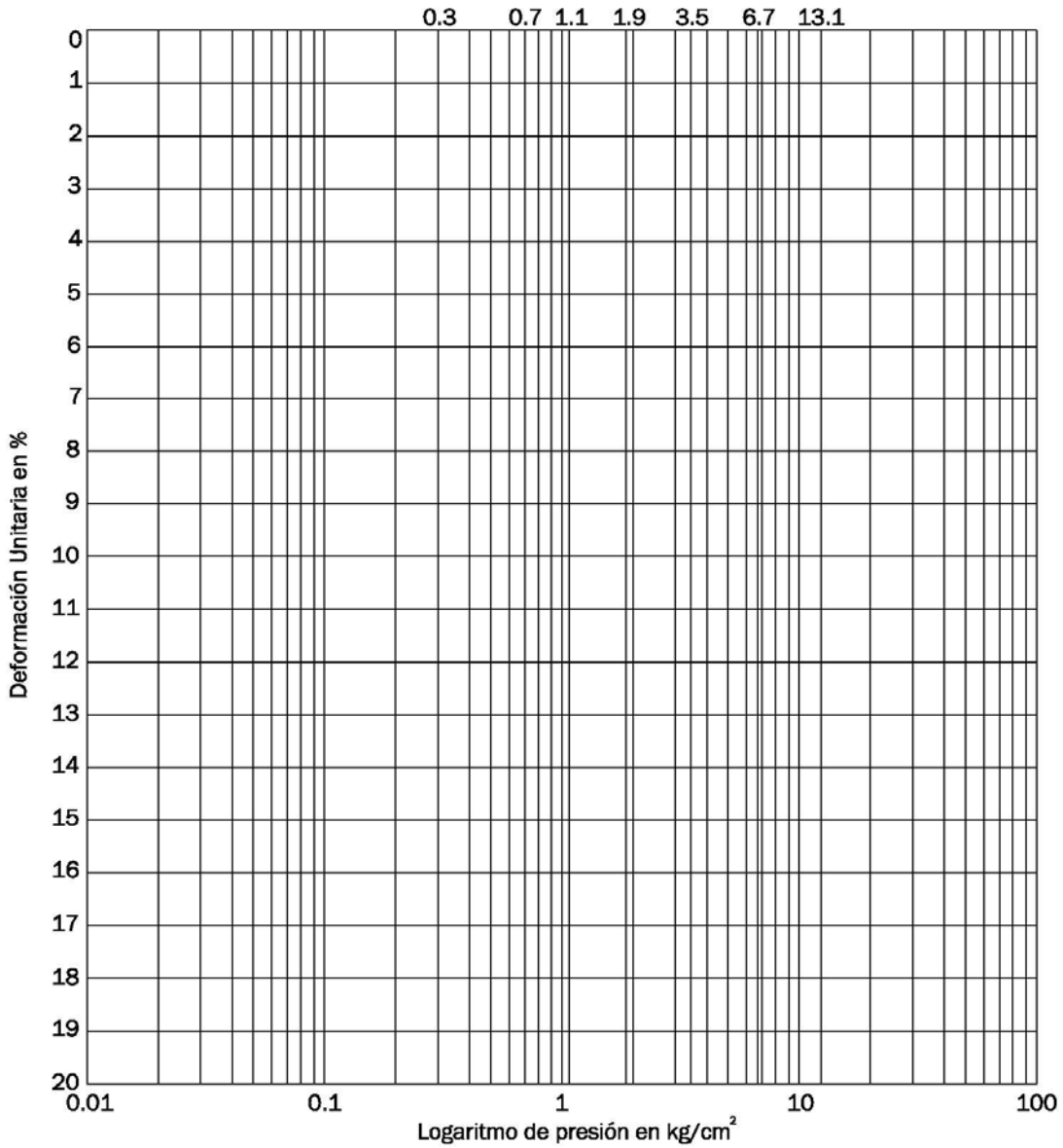


TIEMPO	Lectura Deformímetro
0 s	
15 s	
30 s	
1 min	
2 min	
4 min	
8 min	
15 min	
30 min	
1 h	
2 h	
4 h	
8 h	
12 h	
18 h	
24 h	
T 90% =	
Lect 90% =	
Lect 100% =	

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERÍA
ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

Proyecto _____ Humedad _____ %
Lugar _____ Densidad Seca _____
Pozo _____ Relación de vacíos _____
Muestra _____ Densidad Máxima _____
Profundidad _____ Humedad Óptima _____ %
Fecha _____ Grado de Compactación _____ %



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

O.T.	

INTERESADO	
PROYECTO	
LUGAR	
UBICACIÓN	

ESTACIÓN	
MUESTRA	
OPERADOR	
FECHA	/ /

Ensayo No.	Prof. (m)	G_S	$\%H$	γ_d g/cm^3	σ'_v kg/cm^2	e_o	σ'_p kg/cm^2	C_S	C_C	C_v (m^2/s)							
										0.1 kg/cm^2	0.3 kg/cm^2	0.7 kg/cm^2	1.1 kg/cm^2	1.9 kg/cm^2	3.6 kg/cm^2	6.7 kg/cm^2	13.1 kg/cm^2

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE PERMEABILIDAD

O.T.	

INTERESADO	
PROYECTO	
LUGAR	
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	

POZO	
MUESTRA	
OPERADOR	
PROFUNDIDAD	
FECHA	/ /

Dimensión de la muestra	
Diámetro (D)	cm
Área (A)	cm^2
Altura (L)	cm
Volumen (v)	cm^3
Peso unitario (PU)	T/m^3

Peso inicial de suelo + bandeja	g
Peso final de suelo + bandeja	g
Peso de la muestra	g

CABEZA CONSTANTE

Datos de ensayo				Datos usados del ensayo			
Ensayo No.	t, s	V, cm^3	T, °C	Ensayo No.	t, s	V, cm^3	T, °C
1							
2							
3							
4							
5							
				PROMEDIO[a]			

$k_T = VL/Aht$	cm/s	η_T/η_{20}	
		$k_{20} = k_T(\eta_T/\eta_{20})$	cm/s

CABEZA VARIABLE

Tubería = bureta, otra (especificar):_____ Área de la tubería, a = _____cm^2

Datos de ensayo[b]							Datos usados del ensayo				
Ensayo no.	h_1 cm	h_2 cm	t, s	V_{in}, cm^3	V_{out}, cm^3	T, °C	Ensayo no.	h_1 cm	h_2 cm	t, s	T, °C
1											
2											
3											
4											
5											
						PROMEDIO					

$k_T = (aL/At)x\ln(h_1/h_2)$	cm/s	η_T/η_{20}	
		$k_{20} = k_T(\eta_T/\eta_{20})$	cm/s

[a]Usar valores promedio únicamente si existe muy poca diferencia en la temperatura del ensayo, por ejemplo 1 – 2 °C
[b]Este ensayo puede simplificarse considerablemente usando los mismos valores h_1 y h_2 cada vez, de otra forma es imposible promediarlos independiente de T.

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

INTERESADO	
PROYECTO	
LUGAR	
PERFORACIÓN No.	

O.T.	
FECHA	/ /
OPERADOR	
EQUIPO	

Profundidad De	Profundidad A	Tipo muestra	Número de golpes				Presión	Recuperado	Descripción

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERÍA
ENSAYO PENETRACIÓN ESTÁNDAR MÁSTER
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

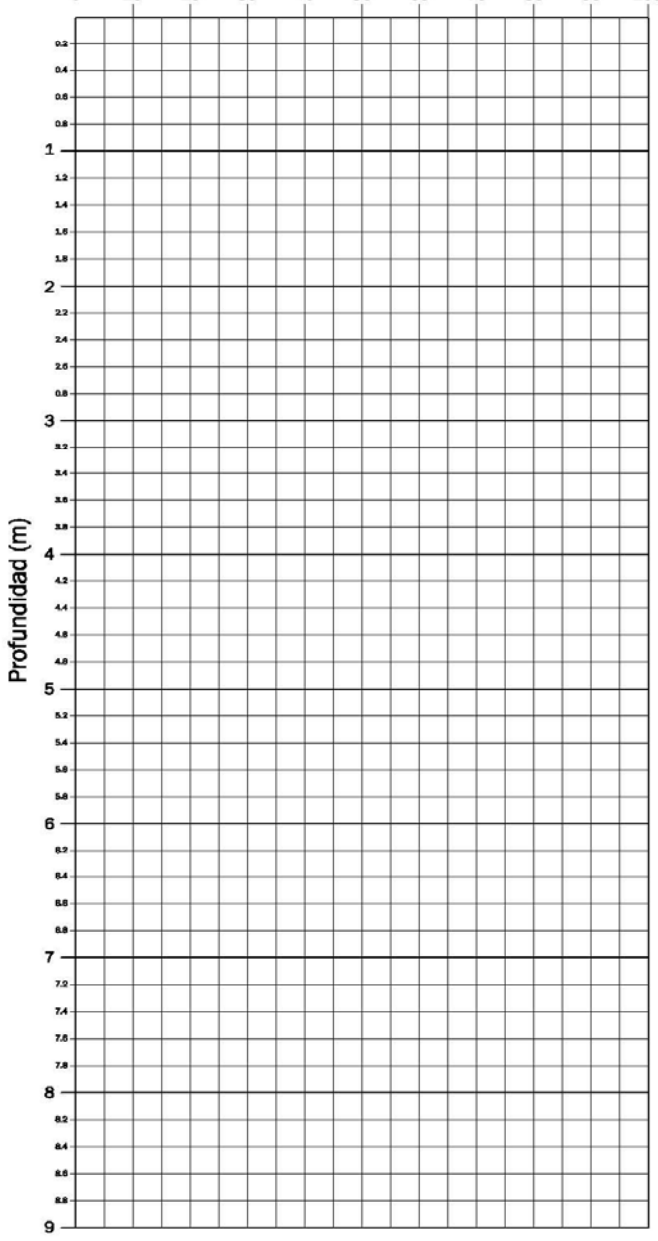
Interesado _____

Proyecto _____

Ubicación _____ Elevación _____

Sondeo No. _____ Fecha _____

Prof.(m)	Perfil	SCU	Número de Golpes (N)	Descripción
			0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100	



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ESTABILIDAD Y FLUENCIA MARSHALL

O.T.	

INTERESADO	
PROYECTO	
LUGAR	

OPERADOR	
FECHA	/ /

TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL: TMN	

ESTABILIDAD Y FLUENCIA MARSHALL

No.	% Asfalto	Carga Lb	Volumen Muestra	Factor de corrección	Carga corregida	Promedio de carga	Fluencia	Promedio fluencia	Relación Estabilidad Fluencia

Gravedad específica bruta de la mezcla

No.	% Asfalto	Peso neto muestra	Peso neto en agua	Peso neto muestra saturada	Volumen sin corregir	Factor de corrección	Volumen corregido	Gravedad específica bruta de la mezcla	promedio

Análisis Volumétrico de Mezcla Asfáltica

Gmb Gravedad Específica Bruta Mezcla		**VMA** Vacíos Agregado Mineral	
Gsb Gravedad Específica Bruta Agregado		**Va** Vacíos de aire	
Gse Gravedad Específica Efectiva Agregado		**Pbe** Contenido de asfalto efectivo	
Gb Gravedad Específica del Asfalto		**Pba** Contenido de asfalto absorbido	
A Contenido de Asfalto		**Vfa** Vacíos llenos de asfalto	
Pb Peso del Asfalto		**Gmm** Gravedad Específica máxima teórica de la mezcla AASHTO T- 209	
Ps Peso del Agregado			
		Dp Relación polvo asfalto	

OBSERVACIONES_____

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
MÉTODO MARSHALL

O.T.	

INTERESADO	
PROYECTO	
LUGAR	

OPERADOR	
FECHA	/ /

TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL: TMN	

MUESTRA TOTAL

Peso Bruto PB	g
Tara	g
Peso Neto PN	**g**

Tamiz	Abertura mm	Peso Bruto g	Tara g	Peso Neto g	Porcentaje de lo que pasa
					100 %
1"	25.00				
¾ "	19.00				
3/8"	9.50				
No. 4	4.750				
No. 8	2.360				
No. 50	0.297				
No. 200	0.075				

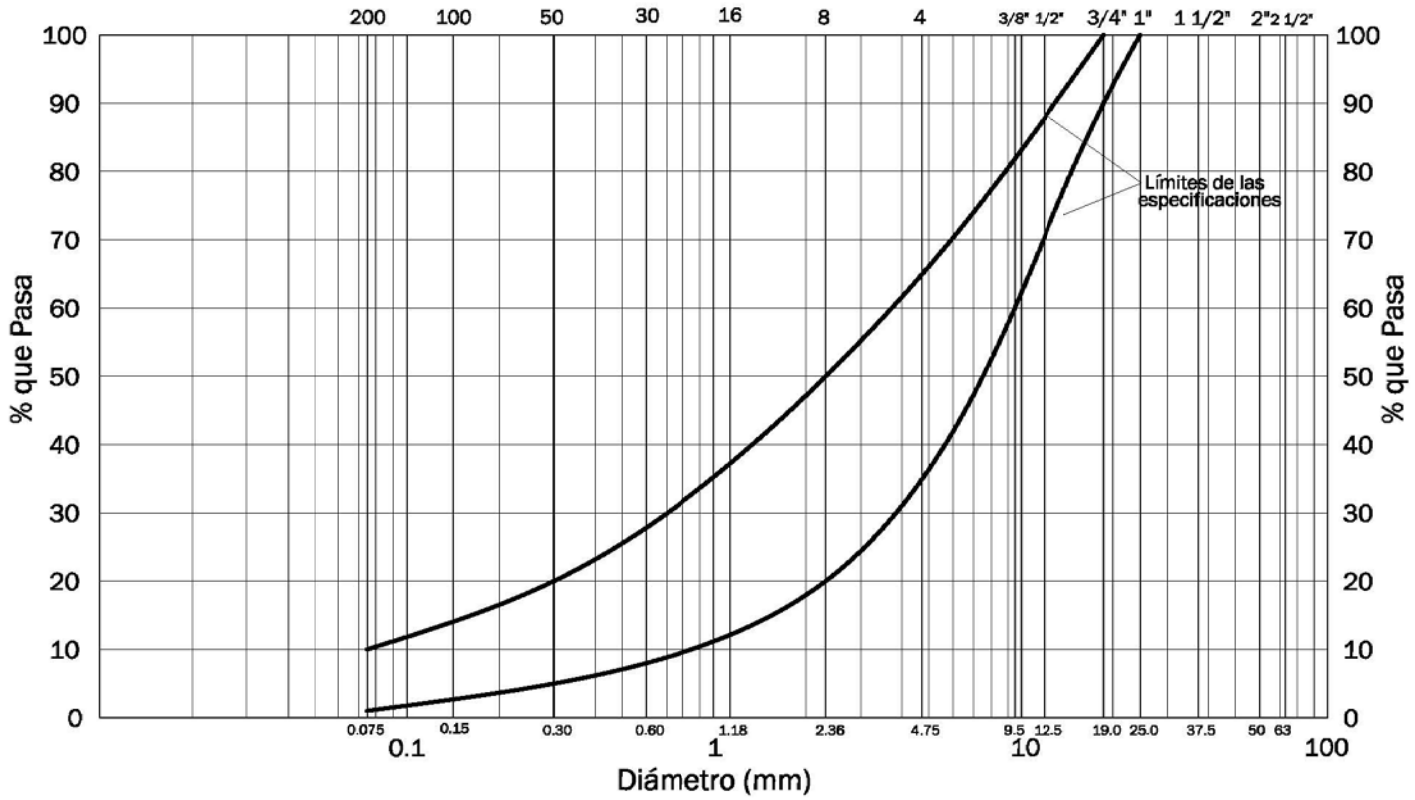
Extracción del Porcentaje de Asfalto							
Peso Bruto Muestra	Tara	Peso Neto Muestra	Peso Filtro	Total (Filtro y tara)	Peso Bruto Extracción	Peso Neto Extracción	Diferencia
% Asfalto							%

OBSERVACIONES_____

CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERÍA
MÉTODO MARSHALL
GRÁFICA PATRÓN DE GRANULOMETRÍA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Informe No._____ O.T._____

Interesado _____
Tipo de Ensayo _____ Norma _____
Proyecto _____ Ubicación _____
Muestra No. _____ Procedencia _____



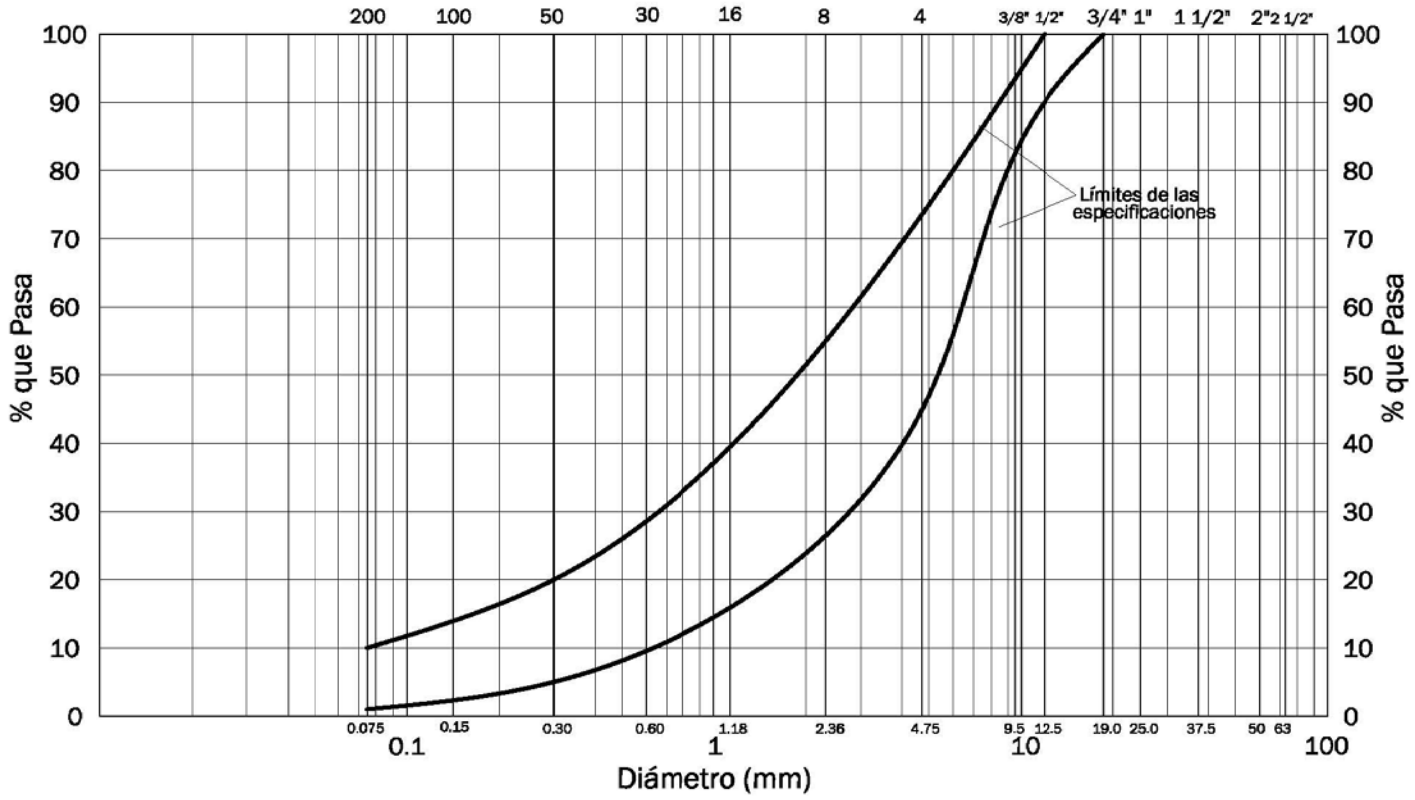
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERÍA
MÉTODO MARSHALL
GRÁFICA PATRÓN DE GRANULOMETRÍA

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Informe No._____ O.T._____

Interesado _____

Tipo de Ensayo _____ Norma _____

Proyecto _____ Ubicación _____

Muestra No. _____ Procedencia _____