

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**GUÍA BÁSICA PARA LA CONFORMACIÓN DE
BASES Y SUBBASES PARA CARRETERAS
EN EL SALVADOR**

PRESENTADO POR:

MARCO TULIO MATA MONTENEGRO

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, SEPTIEMBRE DE 2010

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

MSc. RUFINO ANTONIO QUEZADA SÁNCHEZ

SECRETARIO GENERAL :

LIC. DOUGLAS VLADIMIR ALFARO CHÁVEZ

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIO :

ING. OSCAR EDUARDO MARROQUÍN HERNÁNDEZ

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :

MSc. ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título :

**GUÍA BÁSICA PARA LA CONFORMACIÓN DE
BASES Y SUBBASES PARA CARRETERAS
EN EL SALVADOR**

Presentado por :

MARCO TULIO MATA MONTENEGRO

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

ING. DILBER ANTONIO SÁNCHEZ VIDES

INGRA. SUSAN ELIZABETH CAMPOS DE ORELLANA

San Salvador, Septiembre de 2010

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

ING. DILBER ANTONIO SÁNCHEZ VIDES

INGRA. SUSAN ELIZABETH CAMPOS DE ORELLANA



AGRADECIMIENTOS

A Dios Todopoderoso por los momentos felices, tristes y de desesperación, los cuales nunca me dejaste solo a lo largo de mi vida. Gracias a tu gran amor y misericordia, has permitido ser lo que soy en estos momentos. Gracias por la fortaleza que me has brindado para ser un hombre de bien.

Mi más sincero agradecimiento a la **Universidad de El Salvador** por haberme dado la oportunidad de formarme como profesional, especialmente a todos los docentes que con su esfuerzo y profesionalismo me supieron proporcionar las herramientas necesarias para mi formación como profesional y a todo el personal que forma parte de la Escuela de Ingeniería Civil.

A mis asesores Ing. Dilber Antonio Sánchez Vides e Ingra. Susan Elizabeth Campos de Orellana por haberme brindado su ayuda incondicionalmente cuando más la necesite, por alentarme y guiarme de la mejor manera para la culminación de mi carrera profesional.

A mis familiares y amigos, quienes con su gran apoyo me brindaron su voluntad, el carácter y mucha más fuerza para seguir formándome tanto personal como profesionalmente, estando pendientes de mi avance para la culminación de este trabajo de graduación.

A los diferentes profesionales que con su valiosa colaboración enriquecieron este trabajo brindándonos su apoyo para la elaboración del mismo, especialmente a:

Ing. Dilber Antonio Sánchez Vides.

Ingra. Susan Elizabeth Campos de Orellana.

Ing. José Ranulfo Cárcamo y cárcamo.

Ing. Mario Roberto Nieto Lobo.

Ing. Luís Rodolfo Nosiglia Durán.

Ing. Edgar Alfredo Gavidia Paredes.

Ing. Mauricio Ernesto Valencia.

Ing. José Miguel Landaverde.

Ing. Ignacio Francés Fadon.

Ingra. Lesly Emidalia Mendoza Mejía.

Prof. e Ing. Ramón Evelio López Hernández.

Tec. Carlos Edgardo Morataya.

Srita. Roxana Galicia.

Srita. Margarita Campos.

Sr. Víctor Montenegro.

En general a todas las personas que contribuyeron de forma directa o indirecta a la realización del presente trabajo de graduación.

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO: Amo y Señor de todo el universo, gracias por ser mi guía y por brindarme protección. Por ayudarme a superar mis propios límites, proporcionarme fuerzas, darme mucha sabiduría para poder cambiar mi destino y guiarme a través de la senda del triunfo.

A MI PADRE: Marcos Antonio Mata, por apoyarme incondicionalmente a lo largo de mi preparación personal y académica, por aconsejarme y darme lo mejor de ti, sin tu apoyo, entrega y sacrificio, esto no sería posible.

A MI MADRE: Delfina Montenegro Bolaños, por ser ejemplo de amor, honradez e integridad como mujer y como madre, por toda su entrega y sacrificio, mil gracias; sin tu ayuda y consejos no sería quien soy.

A MIS HERMANAS: Norma Guadalupe y Rosa Maria, por su cariño, apoyo en todo sentido; por estar a mi lado en las buenas y en las malas por su aporte incondicional.

A MIS PEQUEÑOS TESOROS: Denis Osmin, Harold Duvan, krissia Marcela, jackeline Naomi y Edenilson Arnulfo, gracias por brindarme sus cariños, aliento cuanto más lo necesité y porque ustedes fueron mi gran inspiración cuando mis fuerzas parecían desvanecerse, son toda mi adoración y que Dios los bendiga mis niños queridos.

ÍNDICE GENERAL

CONTENIDO	PÁGINA
Introducción.....	XXV

CAPITULO I GENERALIDADES

1.1. Antecedentes.....	2
1.2. Planteamiento del problema.....	10
1.3. Objetivos.....	11
1.3.1. Objetivo general.....	11
1.3.2. Objetivos específicos.....	11
1.4. Alcances del trabajo de investigación.....	12
1.5. Limitaciones del trabajo de investigación.....	13
1.6. Justificación de la investigación.....	14

CAPÍTULO II FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1. Aspectos introductorios de suelo.....	16
2.1.1. Concepto y origen de suelo.....	16
2.1.2. Tipos de suelos.....	16
2.1.2.1. Suelos residuales.....	17
2.1.2.2. Suelos transportados.....	17
2.1.3. Tamaño de las partículas.....	18
2.1.3.1. Las gravas.....	19

2.1.3.2. Las arenas.....	19
2.1.3.3. Los limos.....	20
2.1.3.4. Las arcillas.....	20
2.1.4. Forma de las partículas.....	22
2.1.4.1. Esfericidad.....	22
2.1.4.2. Angulosidad.....	23
2.1.5. Fases básicas del suelo.....	24
2.1.6. Relaciones volumétricas y gravimétricas de un suelo.....	25
2.1.7. Propiedades de los suelo.....	26
2.1.7.1. Variación volumétrica.....	27
2.1.7.2. Resistencia mecánica portante.....	27
2.1.7.3. Propiedades físicas de los suelos.....	28
2.1.7.3.1. Densidad de los suelos.....	28
2.1.7.3.2. Gravedad específica de los suelos.....	29
2.1.7.3.3. Análisis granulométrico del suelo.....	30
2.1.7.3.4. Plasticidad.....	35
2.1.7.4. Propiedades mecánicas del suelo.....	38
2.1.7.4.1. Permeabilidad.....	38
2.1.7.4.2. Consolidación.....	45
2.1.8. Clasificación de los suelos.....	55
2.1.8.1. Asociación Americana de Funcionarios del Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO M-145).....	56
2.1.8.2. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS, Norma ASTM D-2487).....	59
2.1.8.3. Procedimiento visual-manual (Norma ASTM D-2488).....	66
2.1.8.3.1. Desarrollo visual-manual (Norma ASTM D-2488).....	68

2.1.8.3.2.	Preparación de la muestra para identificar el suelo.....	70
2.1.8.3.3.	Identificación de suelos de grano fino.....	72
2.1.8.3.4.	Identificación de suelos de grano fino inorgánicos.....	75
2.1.8.3.5.	Identificación de suelos de grano fino orgánicos.....	76
2.1.8.3.6.	Identificación de suelos de grano grueso.....	76
2.1.8.3.7.	Identificación de turbas.....	79
2.2.	Agregados utilizados en carreteras.....	79
2.3.	Agua utilizada en carreteras.....	81
2.3.1.	Requisitos de calidad del agua para estabilización.....	82
2.4.	Estabilización y mezcla de suelos.....	83
2.4.1.	Estabilización de material granular por compactación.....	86
2.4.1.1.	Factores que afectan la compactación.....	86
2.4.1.2.	Prueba proctor estándar.....	87
2.4.1.3.	Prueba proctor modificada.....	88
2.4.1.4.	Compactación de campo.....	91
2.4.1.5.	Especificaciones para la compactación en campo.....	93
2.4.1.6.	Medición de la compactación en campo.....	94
2.4.1.6.1.	Método del cono de arena (D-1556 de la ASTM).....	94
2.4.1.6.2.	Método del globo de hule (D-2167 de la ASTM).....	96
2.4.1.6.3.	Método nuclear (D-2922 de la ASTM).....	97
2.4.2.	Estabilización por corrección granulométrica.....	98
2.4.3.	Método para la elección de un agente estabilizante.....	103
2.4.3.1.	Criterios para la elección del estabilizante del suelo.....	103
2.4.4.	Estabilización de suelos con cemento.....	106
2.4.4.1.	Tipos de suelos para estabilizar con cemento.....	107



2.4.4.2. Definición de los cementos.....	109
2.4.4.3. Cementos utilizados en la estabilización de suelos.....	109
2.4.4.4. Acción del cemento como estabilizante.....	110
2.4.4.5. Estabilización de suelocemento.....	111
2.4.5. Estabilización de suelos con emulsión asfáltica.....	113
2.4.5.1. Tipo de suelo para estabilizar con emulsión asfáltica.....	114
2.4.5.2. Definición de emulsión asfáltica.....	115
2.4.5.3. Clasificación de las emulsiones asfálticas.....	116
2.4.5.4. Acción de la emulsión asfáltica como estabilizante.....	117
2.4.5.5. Estabilización con grava-emulsión.....	118
2.4.5.6. Estabilización con reciclado en frío.....	119
2.4.5.7. Estabilización de suelo emulsificado.....	119
2.4.6. Estabilización de suelos con cal.....	120
2.4.6.1. Tipo de suelos para estabilizar con cal.....	121
2.4.6.2. Definición de la cal.....	122
2.4.6.3. Propiedades de la cal.....	122
2.4.5.3.1. Propiedades físicas de la cal.....	122
2.4.5.3.2. Propiedades químicas de la cal.....	123
2.4.6.4. Clasificación de las cales.....	124
2.4.1.6.1. Cales grasas.....	124
2.4.1.6.2. Cales áridas o magras.....	124
2.4.1.6.3. Cales hidráulicas.....	125
2.4.6.5. Operación de apagado de la cal.....	125
2.4.5.5.1. Apagado con poco agua.....	125
2.4.5.5.2. Apagado por aspersion.....	125

2.4.5.5.3. Apagado por inmersión.....	126
2.4.5.5.4. Apagado por fusión.....	126
2.4.5.5.5. Apagado con exceso de agua.....	126
2.4.5.5.6. Método de apagado más empleado en el país.....	127
2.4.6.6. Cales utilizadas para la estabilización de suelos.....	128
2.4.5.6.1. Cales vivas.....	128
2.4.5.6.2. Cales hidratadas.....	128
2.4.5.6.3. Cales en forma de lechada.....	129
2.4.6.7. Acción de la cal como estabilizante.....	129
2.4.6.8. Estabilización por secado de suelos.....	130
2.4.6.9. Estabilización mixta.....	131
2.4.6.10. Estabilización con suelo cal.....	131
2.4.7. Estabilización de suelos con geosintéticos.....	132
2.4.7.1. Definición de los geosintéticos.....	133
2.4.7.2. Componentes de los geosintéticos.....	133
2.4.7.3. Funciones principales de los geosintéticos.....	135
2.4.7.4. Clasificación de los geosintéticos.....	136
2.4.7.5. Estabilización de suelo-geosintético.....	138

CAPÍTULO III

ELEMENTOS QUE CONFORMAN LAS CAPAS DE APOYO Y PARÁMETROS DE CALIDAD DE UN PAVIMENTO.

3.1. Etapas esenciales para el diseño de una carretera.....	140
3.2. Replanteo de la subrasante en campo.....	144
3.2.1. Reconocimiento preliminar de la zona.....	144

3.2.2. Traslado de niveles al origen de la poligonal base.....	145
3.2.2.1. Puntos geodésicos.....	145
3.2.2.2. Traslado de coordenadas a la poligonal base.....	146
3.2.3. Localización del punto de inicio de la poligonal base.....	148
3.2.4. Levantamiento de la poligonal base.....	148
3.2.5. Replanteo del eje central.....	149
3.2.6. Replanteo de la subrasante.....	150
3.2.6.1. Verificación del alineamiento horizontal y vertical.....	150
3.2.6.2. Ubicación de las secciones transversales.....	151
3.2.6.3. Franja de desmonte y limpieza.....	154
3.2.6.4. Colocación de trompos laterales para corte y/o relleno.....	155
3.2.6.5. Chequeo en campo de movimientos de tierra.....	156
3.2.6.6. Replanteo de las obras de drenaje.....	156
3.2.6.7. Cota de subrasante.....	157
3.3. Conceptos generales de una vía terrestre.....	157
3.3.1. Definición de pavimento.....	157
3.3.2. Estructura de un pavimento.....	158
3.3.2.1. Subrasante.....	158
3.3.2.2. Sub-base.....	159
3.3.2.3. Base.....	159
3.3.2.4. Capa de rodadura.....	160
3.3.3. Pavimentos según capa de rodadura.....	160
3.3.3.1. Pavimentos con superficie de tierra.....	160
3.3.3.2. Pavimentos con superficie de adoquines.....	161
3.3.3.3. Pavimentos con superficie de concreto asfáltico.....	162

3.3.3.4. Pavimentos con superficie de concreto hidráulico.....	162
3.3.4. Pavimentos según estructura de carga.....	163
3.3.4.1. Pavimento flexible.....	163
3.3.4.2. Pavimento rígido.....	164
3.3.4.3. Pavimento semiflexible o semirígido.....	164
3.3.5. Elementos protectores para los pavimentos.....	165
3.3.6. Solicitaciones presentes sobre los pavimentos.....	167
3.3.7. Capacidad resistente de los pavimentos.....	167
3.3.8. Nivel de serviciabilidad.....	168
3.4. Parámetros de calidad en la estabilización de suelos.....	169
3.4.1. Definición de calidad.....	169
3.4.2. Control de calidad.....	170
3.4.3. Aseguramiento de la calidad.....	170
3.4.4. Sistema del control de calidad.....	171
3.4.5. Plan del control de calidad.....	172
3.4.5.1. Contenido del plan de control de calidad.....	173
3.4.5.2. Inspección preparatoria.....	173
3.4.5.3. Inspección inicial.....	175
3.4.5.4. Inspecciones preparatorias e iniciales adicionales.....	176
3.4.5.5. Inspección de seguimiento.....	176
3.4.6. Especificaciones técnicas.....	176
3.4.7. Pruebas de laboratorio.....	178



CAPÍTULO IV
CONFORMACIÓN Y PROCESO CONSTRUCTIVO DE
SUB-BASE Y BASE PARA CARRETERAS

4.1. Banco de materiales.....	182
4.1.1. Investigación de los bancos de materiales.....	182
4.1.2. Localización de bancos de materiales.....	183
4.1.3. Exploración y muestreo de bancos de materiales.....	184
4.1.4. Equipo usado en explotación de bancos de materiales.....	185
4.1.5. Banco de materiales en El Salvador.....	187
4.2. Tramo de prueba.....	189
4.3. Material granular para capas de un pavimento.....	190
4.3.1. Capa de subrasante.....	190
4.3.1.1. Obtención del material.....	191
4.3.1.2. Procedimiento constructivo.....	192
4.3.1.2.1. Escarificación de la superficie de subrasante.....	193
4.3.1.2.2. Humectación del suelo de subrasante.....	194
4.3.1.2.3. Aeración del suelo de subrasante.....	194
4.3.1.2.4. Compactación de la subrasante.....	195
4.3.1.2.5. Recepción de la capa de subrasante.....	196
4.3.1.2.6. Protección de la capa recepcionada de subrasante.....	196
4.3.2. Capa de sub-base.....	197
4.3.2.1. Obtención del material.....	197
4.3.2.2. Procedimiento constructivo.....	198
4.3.2.2.1. Escarificación del material de protección de la subrasante.....	198

4.3.2.2.2.	Colocación del material de sub-base.....	198
4.3.2.2.3.	Distribución del material de sub-base.....	199
4.3.2.2.4.	Compactación de la capa de sub-base.....	199
4.3.2.2.5.	Recepción de la capa de sub-base.....	200
4.3.2.2.6.	Protección de la capa recepcionada de sub-base.....	200
4.3.3.	Capa de base.....	201
4.3.3.1.	Obtención del material.....	201
4.3.3.2.	Procedimiento constructivo.....	202
4.3.3.2.1.	Escarificación del material de protección de la sub-base.....	202
4.3.3.2.2.	Colocación del material de base.....	202
4.3.3.2.3.	Distribución del material de base.....	203
4.3.3.2.4.	Compactación de la capa de base.....	203
4.3.3.2.5.	Recepción de la capa de base.....	204
4.3.3.2.6.	Riego de imprimación.....	204
4.4.	Material estabilizado para capas de pavimento.....	205
4.4.1.	Esfuerzos generados entre las capas de pavimento.....	205
4.4.1.1.	Principio de boussinesq para capas de pavimentos.....	206
4.4.2.	Capa de subrasante estabilizada.....	207
4.4.2.1.	Mezcla y homogeneización del material.....	208
4.4.3.	Capas de base y/o sub-base estabilizadas.....	220
4.4.3.1.	Mezclado y homogeneización del material.....	220
4.4.3.2.	Transporte del material estabilizado en planta.....	224
4.5.	Proceso del riego de la imprimación.....	225
4.5.1.	Materiales empleados en la imprimación.....	226
4.5.2.	Equipo utilizado para realizar la imprimación.....	226



4.5.3. Preparación de la superficie para la imprimación.....	227
4.5.4. Riego del material asfáltico sobre la superficie.....	227

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones.....	230
5.2. Recomendaciones.....	233

BIBLIOGRAFÍA.....	235
--------------------------	------------

ANEXOS.....	238
--------------------	------------

Anexo 1. Clasificación general de maquinaria de construcción estándar y especial.....	239
--	-----

Anexo 2. Especificaciones técnicas de tractor Bulldozer.....	239
--	-----

Anexo 3. Especificaciones técnicas de una excavadora 320L.....	239
--	-----

Anexo 4. Especificaciones técnicas de una retroexcavadora caterpillar 426B.....	241
--	-----

Anexo 5. Especificaciones técnicas de un cargador frontal caterpillar.....	242
--	-----

Anexo 6. Especificaciones técnicas de una motoniveladora caterpillar.....	243
---	-----

Anexo 7. Especificaciones técnicas de una finisher Hidropave-100.....	244
---	-----

Anexo 8. Equipo utilizado para la compactación de las capas de pavimento.....	245
--	-----

Anexo 9. Camiones utilizados en el transporte de materiales para capas de pavimento.....	246
---	-----

Anexo 10. Límite de peso por ejes.....	247
--	-----

Anexo 11. Factores de crecimiento de tránsito.....	248
--	-----

Anexo 12. Cálculo de ejes equivalentes.....	249
Anexo 13. Cálculo del equivalente de 18 Kips en carga de ejes simples.....	250

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPITULO I

Fig. 1.1. Red de carreteras en la Roma antigua.....	2
Fig. 1.2. Ubicación de la vía Appia.....	3
Fig. 1.3. Vía Appia, en Roma.....	3
Fig. 1.4. Principales calles de San Salvador, El Salvador.....	4
Fig. 1.5. 6ª Avenida Norte-Sur frente al Parque Libertad, San Salvador.....	6
Fig. 1.7. Redondel Reloj de Flores, San Salvador.....	7

CAPÍTULO II

Fig. 2.1. Estratigrafía de los suelos residuales.....	17
Fig. 2.2. Estratigrafía de los suelos transportados.....	18
Fig. 2.3. Rango de tamaño de las partículas de un suelo.....	18
Fig. 2.4. Tamaño de las partículas de grava de un suelo.....	19
Fig. 2.5. Tamaño de las partículas de arena de un suelo.....	20
Fig. 2.6. Angulosidad de las partículas.....	23
Fig. 2.7. Fases del suelo.....	24
Fig. 2.8. Representación gráfica de una curva granulométrica de un suelo.....	34
Fig. 2.9. Límites de Atterberg.....	35
Fig. 2.10. Prueba de bombeo en estrato permeable no confinado sobre estrato impermeable para la determinación de la permeabilidad en campo.....	43
Fig. 2.11. Prueba de bombeo en pozo que penetra la profundidad de un acuífero para la determinación de la permeabilidad en campo.....	45

Fig. 2.12. Gráfica tiempo-deformación de un suelo en la prueba de consolidación unidimensional.....	47
Fig. 2.13. Gráfica típica e vrs $\log \sigma'$ de un suelo al hacer la prueba de consolidación unidimensional.....	50
Fig. 2.14. Gráfica de las ramas de carga y descarga de una prueba de consolidación unidimensional.....	51
Fig. 2.15. Determinación de la presión de preconsolidación de un suelo.....	52
Fig. 2.16. Características de consolidación de una arcilla sobreconsolidada de baja a media sensibilidad.....	54
Fig. 2.17. Carta de plasticidad (sistema SUCS).....	60
Fig. 2.18. Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos tipo grava y arenosos.....	63
Fig. 2.19. Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos limosos, inorgánicos y arcillosos.....	64
Fig. 2.20. Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos limosos, orgánicos y arcillosos.....	65
Fig. 2.21. Diagrama de flujo para identificar suelos inorgánicos de grano fino.....	66
Fig. 2.22. Diagrama de flujo para identificar suelos orgánicos de grano fino....	67
Fig. 2.23. Diagrama de flujo para identificar suelos de grano grueso.....	67
Fig. 2.24. Curva de peso específico seco vrs contenido de humedad óptima...90	
Fig. 2.25. Equipo empleado en la determinación del peso específico seco del suelo por el método del cono de arena.....	96
Fig. 2.26. Equipo empleado en la determinación del peso específico seco del suelo por el método del de hule.....	97
Fig. 2.27. Equipo empleado en la determinación del peso específico seco del suelo por el método nuclear.....	98
Fig. 2.28. Granulometría de suelos (A) y (B) para la mezcla resultante de ambos.....	102

Fig. 2.29. Triangulo de graduación para seleccionar el agente estabilizante más apropiado.....	104
Fig. 2.30. Aplicación de cemento en la estabilización de bases para pavimento.....	107
Fig. 2.31. Aplicación de una emulsión asfáltica en la estabilización de bases para pavimento.....	113
Fig. 2.32. Diagrama esquemático de una emulsión asfáltica.....	116
Fig. 2.33. Presentación esquemática de una emulsión Aniónica y Catiónica.....	117
Fig. 2.34. Estabilización de bases con grava-emulsión.....	118
Fig. 2.35. Estabilización de suelos con cal.....	121
Fig. 2.36. Proceso de apagado de cal.....	127
Fig. 2.37. Colocación de geosintéticos en la estabilización de suelos.....	133

CAPÍTULO III

Fig. 3.1. Elementos que integran una sección transversal.....	144
Fig. 3.2. Perfil longitudinal del alineamiento vertical.....	151
Fig. 3.3. Perfil de la sección transversal en terraplén.....	152
Fig. 3.4. Perfil de la sección transversal en corte.....	152
Fig. 3.5. Perfil de la sección transversal mixta o en balcón.....	153
Fig. 3.6. Perfil de la sección transversal en terraplén en curva.....	154
Fig. 3.7. Colocación del estacado para el ancho del desmonte.....	155
Fig. 3.8. Colocación del estacado para el ancho de corte y relleno.....	155
Fig. 3.9. Pavimento con superficie de tierra, San Juan los Planes, Santa Tecla, San Salvador.....	161
Fig. 3.10. Pavimento con superficie de adoquín, Col. Santa Lucia, Ilopango, San Salvador.....	161

Fig. 3.11. Pavimento con superficie de concreto asfáltico, Col. La Cruz, San Bartolomé, Perulapía, Cuscatlán.....	162
Fig. 3.12. Pavimento con superficie de concreto hidráulico, Col. Santa Lucia, Ilopango, San Salvador.....	163
Fig. 3.13. Capas que conforman un pavimento flexible.....	164
Fig. 3.14. Capas que conforman un pavimento rígido.....	164
Fig. 3.15. Capas que conforman un pavimento semiflexible y semirígido.....	165
Fig. 3.16. Índice de seviciabilidad según la AASHTO.....	168

CAPÍTULO IV

Fig. 4.1. Banco de materiales que operan en El Salvador.....	188
Fig. 4.2. Escarificación de la superficie de la subrasante.....	193
Fig. 4.3. Humectación del material cuando esta muy seco.....	194
Fig. 4.4. Aireación del material cuando éste tiene sobre-humedad.....	195
Fig. 4.5. Distribución de esfuerzos propuesto por Boussinesq en las capas de un pavimento.....	206
Fig. 4.6. Colocación de bolsas de cemento sobre el material de subrasante para su dosificación y posterior mezclado.....	209
Fig. 4.7. Distribuidor automático de cemento en polvo en una capa de base de una carretera.....	210
Fig. 4.8. Equipo para fabricación de lechada acoplado a escarificador- dosificador, empleado en la operación de dosificación del cemento por vía húmeda en el campo.....	210
Fig. 4.9. Mezclado de suelo cemento con motoniveladora en campo en una carretera.....	211
Fig. 4.10. Mezclado del suelo-cemento con equipo rotativo mezclador- escarificador en una carretera.....	212

Fig. 4.11. Colocación de las bolsas de cal sobre el material de subrasante en un tramo de carretera.....	213
Fig. 4.12. Distribuidor automático de cal en polvo en una capa de base en una carretera	214
Fig. 4.13. Dosificador de lechada de cal sobre el material de base en un tramo de carretera.....	214
Fig. 4.14. Pulvimezclador Wirtgen para mezclado de la cal con el suelo de base en un tramo de carretera.....	216
Fig. 4.15. Mezclado con motoniveladora del suelo con emulsión asfáltica en un tramo de carretera.....	218
Fig. 4.16. Mezclador de suelo-emulsión Pulvimixer.....	219
Fig. 4.17. Planta mezcladora de suelo-cemento.....	221
Fig. 4.18. Planta mezcladora de suelo-cal.....	222
Fig. 4.19. Planta mezcladora de tipo continuo para suelo-emulsión.....	223
Fig. 4.20. Planta mezcladora de tipo discontinuo para suelo-emulsión.....	223
Fig. 4.21. Camión de volteo para transporte de la mezcla estabilizada.....	224

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO II

Tabla 2.1. Silicatos de estructura laminar arcillosa.....	21
Tabla 2.2. Gravedad específica de diferentes tipos de suelos.....	30
Tabla 2.3. Tamaño de las mallas estándar más usadas en El Salvador para el análisis granulométrico de un suelo.....	31
Tabla 2.4. Valores de actividad en minerales arcillosos.....	37
Tabla 2.5. Valores típicos de permeabilidad para suelos saturados.....	39
Tabla 2.6. Clasificación de suelos según AASHTO M – 145.....	57
Tabla 2.7. Equivalencias entre los sistemas “AASHTO – SUCS”.....	62

Tabla 2.8. Descripción de las partículas para el procedimiento visual-manual.....	68
Tabla 2.9. Cantidad mínima del espécimen de ensayo por tamaño máximo de partículas.....	69
Tabla 2.10. Identificación de suelos de grano fino inorgánicos por ensayos manuales.....	75
Tabla 2.11. Identificación del nombre y símbolo de grupo de un suelo de grano grueso.....	77
Tabla 2.12. Clasificación de agregados para sub-base y base.....	81
Tabla 2.13. Especificaciones para prueba proctor estándar (basado en ASTM D-698).....	88
Tabla 2.14. Especificaciones para prueba proctor modificada (basado en ASTM D-1557).....	89
Tabla 2.15. Datos granulométricos de suelo (A) y suelo (B) para mezcla de ambos en un proceso de estabilización por corrección granulométrica.....	101
Tabla 2.16. Datos de primer tanteo de suelo (A) y suelo (B) de la mezcla resultante.....	102
Tabla 2.17. Selección del aditivo estabilizante.....	106
Tabla 2.18. Requerimientos típicos para varios tipos de suelos en unión de cemento.....	112
Tabla 2.19. Clasificación de los agregados para base a ser estabilizadas con emulsión asfáltica.....	114
Tabla 2.20. Clasificación de suelo fino a ser estabilizado con emulsión asfáltica.....	115



CAPÍTULO III

Tabla 3.1. Grados de precisión de las redes de control.....	148
Tabla 3.3. Ensayos y especificaciones técnicas de materiales para sub-base y base usados en la construcción de pavimentos.....	179
Tabla 3.2. Ensayos de laboratorio en los materiales para sub-base y base usados en la construcción de capas de pavimento.....	180

CAPÍTULO IV

Tabla 4.1. Equipo común para exploración de bancos y transporte de materiales.....	186
Tabla 4.2. Materiales usados como materia prima en la industria de la construcción.....	187



INTRODUCCIÓN

Cuando se ha llevado a buen término la conformación de las capas base y sub-base de la estructura de un pavimento, es porque éstas han satisfecho las condiciones de calidad, dependiendo de las consideraciones tomadas al momento de su construcción, de la utilización de los materiales adecuados, del control de calidad realizado en campo, pero no menos importante, haber hecho uso de los procesos constructivos más adecuados para que la carretera resista el tráfico hasta el final de su vida útil de servicio.

En los últimos años con el avance de la tecnología y el surgimiento de vehículos cada vez más pesados, se ha visto la necesidad de hacer más resistentes las capas base y sub-base de los pavimentos, mediante la inclusión de un agente estabilizante, como pueda ser el cemento, la cal o la emulsión asfáltica; para formar una capa más rígida y estable, que pueda distribuir el aumento de los esfuerzos generados por el tráfico en la superficie de rodadura, para no sobrepasar la capacidad portante del suelo y evitar que éste pueda fallar mucho antes de llegar a su vida útil de diseño.

De aquí la importancia de desarrollar en base a una amplia investigación bibliográfica, los procesos más usados en el país de estabilización y plasmar a través de una “Guía básica para la conformación de bases y sub-bases para carreteras en El Salvador”, la cual es presentada en cinco capítulos que se describen a continuación.

El capítulo I, que comprende la descripción general de la investigación, los objetivos que se pretenden lograr, los alcances de la investigación, el problema que le dio origen y las limitantes establecidas para el desarrollo del presente trabajo.

El capítulo II, donde se presenta el origen, las propiedades y la clasificación del suelo, los agregados utilizados en la conformación de las capas del pavimento, el agua utilizada para humedecer el suelo, la estabilización mecánica y granulométrica, los criterios para la elección del estabilizante más adecuado. Finalizando con la descripción de los métodos de estabilización con cemento, cal, emulsión asfáltica y con geotextiles.

El capítulo III, que tiene como principal objetivo el replanteo de la estructura del pavimento, desde el reconocimiento preliminar de la zona, el levantamiento de la poligonal base, el replanteo del eje central, hasta establecer la cota de la subrasante; además la definición de cada una de las capas del pavimento; se presentan los pavimentos según su capa de rodadura y su estructura de carga. Para terminar con la descripción de los parámetros como el aseguramiento, el sistema y el plan de control de calidad, las especificaciones técnicas y las pruebas de laboratorio que se realizan a los materiales que serán usados en las capas del pavimento.

El capítulo IV, que da inicio con una investigación y localización de los bancos de materiales, una definición del tramo de prueba, el proceso constructivo para la conformación de las capas base y sub-base de un

pavimento con materiales granulares, el mezclado y la homogenización de materiales que no cumplen con las especificaciones granulométricas y de plasticidad, con un estabilizante adecuado (cemento, cal o emulsión asfáltica) para capas de pavimento; tanto estabilizadas in situ como en planta de mezclado y el proceso que se debe seguir para llevar a buen termino la imprimación sobre la capa de base recepcionada.

Finalmente el capítulo V, donde se desarrollan las conclusiones obtenidas al final de la investigación y se plantea una serie de recomendaciones que se podrían tomar en cuenta para la conformación de bases y sub-bases en la construcción de carreteras o para la realización de futuras actualizaciones, a causa del avance tecnológico, el cual, podría dar inicio a nuevos procesos constructivos con los mismos o nuevos agentes estabilizantes.

CAPITULO I

GENERALIDADES



1.1. ANTECEDENTES

Desde la antigüedad, el hombre ha tenido que desplazarse de un lugar a otro en el planeta tierra y ampliar su territorio para poder acceder a otros lugares inexplorados que no estaban a su alcance.

Formaron pequeños núcleos comunitarios, que con el pasar del tiempo empezaron a aumentar de tamaño su densidad poblacional, la comunicación con otras regiones se tornó necesaria para llevar suministros alimenticios o transportarlos a otras comunidades, trazándose caminos carreteros que fueron los primeros signos de una civilización avanzada.

Entre los primeros constructores de carreteras se encuentran los de Mesopotámia, hacia el año 3500 a.C.; los chinos que construyeron la Ruta de Seda (la más larga del mundo) en el siglo XI a.C.; el imperio romano comienza a construir una gran red de calzadas como se puede ver en la figura 1.1, que unirían Europa y el Norte de África con fines militares, para tener acceso a los territorios conquistados en el año 312 a.C.



FIG. 1.1 Red de carreteras en la Roma antigua.

De las carreteras que aún existen, están la Vía Apia construida por los romanos alrededor del 312 a.C. como se puede ver en la figura 1.2 y en la figura 1.3.



FIG. 1.2 Ubicación de la Vía Appia.



FIG. 1.3 Vía Appia, en Roma.

Las cuales tenían un espesor de 90 a 120 cm., y estaban compuestas por tres capas de piedra argamasadas cada vez más finas, con una capa de bloques de piedras mezcladas con materiales cementantes encajadas en la parte superior, que dio buenos resultados en aquella época.

En el continente americano, las civilizaciones más avanzadas como la azteca, maya e inca construyeron una gran variedad de caminos, pero no conocían el uso de la rueda para efectos prácticos. Con la llegada de los españoles, los caminos de comercio entre los pueblos indígenas no eran relevantes para la corona española, por eso se construyeron caminos carreteros que comunican las minas de oro y plata con centros urbanos o puertos.

El inicio de las carreteras en El Salvador data de 1528, fecha en la cual fue fundada por los españoles la Villa de San Salvador, donde trazaron calles, plaza e iglesia. En ese tiempo las calles de los diferentes poblados tenían una

superficie de tierra y las principales estaban reforzadas con bloques de piedra, ya que el vehículo de transporte utilizado eran las carretas o los caballos.

La modernización se pudo apreciar en las ciudades de San Salvador y Santa Ana, porque las carretas y carruajes que llevaban a las personas de un punto a otro de la ciudad fueron reemplazados por el tranvía. En el año de 1920 fueron pavimentadas las principales calles de San Salvador, como se ve en la Fig. 1.4.



FIG. 1.4. Principales calles de San Salvador, El Salvador.

El mejoramiento de éstas obedecía a la llegada del automóvil en 1915, época en que estaba a cargo el Ministerio de Fomento dirigido por la Dirección General de Obras Publicas, a través de la sección de Caminos, Puentes y Calzadas, dejando de existir dicha sección en 1916, sustituyéndose por la Dirección General de Carreteras; en éste año se construye la que se considera la primera carretera en nuestro país, y es la que de San Salvador conduce al

Puerto de la Libertad, debido a las transacciones comerciales que se daban en esa época, posteriormente a éste se construye la Carretera Panamericana.

En el año de 1930 se construye la Carretera Troncal del Norte que parte de San Salvador y conduce Hacia la frontera con Honduras y luego nueve años después en 1939, se construye la Ruta Militar que une San Miguel y Santa Rosa de Lima, pasando por el Divisadero y uniendo la carretera Panamericana. Entre la década de los cuarenta e inicio de los cincuenta se construye la carretera el Litoral, creándose posteriormente en 1963 la red Centroamericana conocida como “Programa Regional de Carreteras Centroamericanas”, pero fue hasta 1969 que da inicio la construcción de la red de carreteras hacía las diferentes fronteras con los países vecinos del área centroamericana.

En 1921, se comienza con la pavimentación en San Salvador, iniciando en la antigua penitenciaría (hoy Fondo Social para la Vivienda en el centro de San Salvador contiguo al Parque Bolívar) terminando en la 18ª. Avenida, de Oriente a Poniente, y de Norte a Sur del Campo Marte hasta la 12ª. Calle Poniente, o sea el Cementerio de San Salvador, la Avenida España, Calle Rubén Darío, 11ª. Avenida Norte-Sur, 6ª Avenida Norte-Sur como se puede ver en la Fig. 1.5, 1ª. Calle oriente-Poniente, 25 Avenida Norte, y otras.



FIG. 1.5. 6ª Avenida Norte-Sur frente al Parque Libertad, San Salvador.

Posteriormente en la década de los 60 y 70 se construyeron redondeles, calles, avenidas e intersecciones de avenidas y calles, utilizando losas de Concreto Hidráulico de espesores que varían entre 15 y 25 cm. los cuales en la actualidad se encuentran en buen estado. Dichos proyectos se encuentran ubicados en:

- Redondel de Fuente Luminosa, en la 25 Avenida Norte (hoy Avenida Dr. José Gustavo Guerrero) y la 21ª. Calle Poniente.
- 4ª Calle Poniente, costado Sur del Palacio Nacional (tramo de 500 m)
- En 2ª Calle Oriente, en Santa Tecla.
- Redondel del Reloj de Flores, en la Avenida peralta y la 24ª Avenida Norte, como se puede ver en la Fig.1.6.
- Redondel Cine Variedades, Calle San Antonio Abad y 39ª Avenida Norte.

- Redondel Plaza José Martí, en 5ª Avenida Norte y Boulevard Tutunichapa.
- La 49ª Avenida Sur frente al Estadio Flor Blanca.
- La 24ª Avenida Norte, frente al Mercado La Tiendona.
- En Soyapango, Calle que conduce a Tonacatepeque y que termina en Calle Franklin D. Roosevelt.
- 3ª Calle Poniente, costado Norte de La Lotería Nacional (tramo 500 m)
- Avenida España frente a lotería Nacional (tramo de 100 metros)
- Boulevard Tutunichapa, 500 m. al Poniente del Centro Judicial Isidro Menéndez.



FIG. 1.6. Redondel Reloj de Flores, San Salvador.

En 1956, se preparó un plan vial, detallando alineamientos para calles nuevas y existentes en San Salvador, se diseñaron calles aun existentes como son: 3ª y

5ª Avenida Norte, 3ª y 7ª Calle Poniente, Boulevard de los Héroes, Autopista Sur, Autopista Norte y Boulevard Tutunichapa.

En el año de 1975 se inicia la construcción de un conjunto de proyectos del Sistema Vial Primario que tenía como objetivos la Planificación del Transporte metropolitano, en los componentes de redes de servicio y mejoramiento del transporte colectivo. Entre estos proyectos están: Boulevard Venezuela, Diagonal Universitaria, Calle alrededor del Mercado Central, Circunvalación, Boulevard Universitario, 24ª Avenida Norte y Calle Concepción, la prolongación de la 75ª Avenida Norte-Sur, la Avenida Bernal, el boulevard San Antonio Abad ó Constitución, la prolongación de la 3ª y 7ª Calle Poniente, etc.

En 1989 se realiza el “Plan de Transporte”, el cual plantea las necesidades del transporte al año 2010.

Es importante mencionar que en la actualidad, el Ministerio de Obras Públicas (MOP) y el Fondo de Conservación Vial (FOVIAL) las entidades encargadas del mantenimiento, construcción y reconstrucción de la Red Vial de El Salvador.

A estas carreteras en el pasado se les ha dado una mínima importancia a la estructuración de las bases y sub-bases de los pavimentos, generado por el poco interés de poseer un medio de transporte personal, más bien por la pequeña extensión territorial que posee El Salvador. Con el paso del tiempo fue necesario mejorarlas en cuanto a su estructura, con materiales de mezclado de suelos y con agentes estabilizantes, para mejorar las propiedades de la base

y sub-base, buscando mantener las condiciones mínimas de operación y el funcionamiento más adecuado de las vías de acceso.

En la región, el buen estado de las carreteras es importante para facilitar la comunicación entre ciudades y países; proporcionando un soporte de buena circulación a los bienes y servicios que benefician el desarrollo económico de toda una población, que ha sido empleado por metodologías propuestas por la Secretaria de Integración Económica Centroamericana (SIECA), que surgió con visión integral, permanente y futurista de integración, con el apoyo de la Agencia Internacional para el Desarrollo de los Estados Unidos (USAID), para elaborar una serie de normas y manuales para: planificar, mejorar, mantener y fortalecer la red vial centroamericana y poder reducir la vulnerabilidad ante los desastres naturales; dicha entidad es regida por la Asociación Americana de Carreteras Estatales y Funcionarios del Transporte por sus siglas en inglés (AASHTO) para dar una mejor utilización de los materiales apropiados, clasificándolos y seleccionándolos de los bancos de materiales que posee nuestro país con especificaciones y antecedentes de buena calidad, utilizando técnicas de mezclado con material selecto y productos estabilizantes para la conformación de bases y sub-bases, que pueden generar alternativas constructivas en muchos proyectos, y así profesionales o cualquier persona relacionada con la construcción pueda sacar ventaja de dicha investigación, como herramienta que demuestre una solución eficiente y de beneficio a quienes lo deseen.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Para mantener las vías de comunicación en optimas condiciones, se debe de empezar por un buen diseño y conformación de la estructura de un pavimento, en este caso la base y sub-base; donde se podrá dar seguridad, comodidad y disminuir costos de operación usando técnicas de mezclado con agentes estabilizantes que la mayoría de empresas constructoras especializadas en la rama de las vías terrestres utilizan.

Sin embargo la mayoría de empresas constructoras de carreteras, sólo cuentan con una guía de procesos constructivos para las capas de base y sub-base que está fundamentada en los resultados del experimento vial de la AASHTO, los cuales consisten en una explicación muy general que a veces dificulta interpretar a cabalidad por parte del personal destinado en campo, a la conformación de bases y sub-bases en la construcción de carreteras. Si bien dicha guía de procesos constructivos ha resultado muy buena para la estabilización de los diferentes tipos de suelos, atravesamos por un periodo de optimización de los recursos donde se busca dar seguridad, economía y calidad de una manera más eficiente, por lo que una guía especifica y básica para la conformación de bases y sub-bases para carreteras en El Salvador, con técnicas de mezclado aplicadas en material selecto con agentes estabilizantes, como la cal, el cemento y las emulsiones asfálticas, nos daría buenos resultados para la conformación de las capas de apoyo de un pavimento.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

- Proporcionar una guía básica que contenga la descripción de los métodos constructivos más adecuados, que se pueden utilizar para la conformación de la Base y Sub-bases para pavimentos en El Salvador.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Identificar y establecer las características de los materiales involucrados en el proceso constructivo de bases y sub-bases.
- Describir paso a paso los procesos constructivos para la conformación de bases y sub-bases.
- Identificar el tipo de maquinaria que se puede emplear en la conformación y compactación de bases y sub-bases.
- Desarrollar un material de apoyo didáctico para la enseñanza a través de ésta guía básica.

1.4. ALCANCES

Para esta investigación, se pretende realizar una “Guía Básica” que presente los métodos constructivos de mayor relevancia e importancia, con materiales que se encuentran disponibles en El Salvador para la conformación de la base y sub-base para los pavimentos asfálticos y de concreto hidráulicos en el país.

Esta guía básica estará orientada al mejoramiento del desarrollo alterno de las estructuras de base y sub-base, utilizando una variedad de materiales, procesos constructivos más adecuados y el control de calidad necesario para la ejecución del proyecto carretero.

Con esta Guía Básica, se pretende dar a conocer algunos procesos constructivos de manera ordenada que se deseen implementar por medio de una descripción metodológica, auxiliada con dibujos, fotografías, tablas, etc.

En esta guía no se realizarán ensayos de laboratorio a detalle, sólo se ejemplificarán a través del desarrollo de ésta investigación.

Para la estabilización de los suelos que se utilizarán para la conformación de bases y sub-bases, sólo se usaran materiales como el cemento, la cal y las emulsiones asfálticas en la construcción de carreteras.

Se presentará como se debe desarrollar un proceso constructivo en la época lluviosa, impermeabilizando la capa de base o sub-base de un pavimento.

1.5. LIMITACIONES

- El desarrollo de ésta investigación se realizará en buena medida por medio de la consulta bibliográfica basándonos en libros, tesis, revistas, etc. y con el apoyo de los conocimientos por parte de profesionales con experiencia lograda en campo a través del tiempo en el área de carreteras y vías terrestres.
- Probablemente sólo se incluyan fotografías tomadas al realizar la visita de campo de algunos proyectos donde ejecuten la construcción de una vía terrestre, que no necesariamente demuestren todo el proceso a desarrollar.
- Se documentarán sólo los procesos constructivos de la base, sub-base y subrasante para los pavimentos flexibles y pavimentos rígidos.
- En esta Guía Básica no se abordará el proceso constructivo de la carpeta de rodadura.

1.6. JUSTIFICACIÓN

Con el transcurrir de los años, muchas de las carreteras aun no han cambiado en cuanto a su rodadura, porque todavía podemos observar que algunas de ellas poseen una superficie balastreada. Con la construcción de nuevas vías pavimentadas o el tratamiento de las vías no pavimentadas, puede traer consigo un crecimiento socio-económico para estos lugares de destino poblacional, por tal motivo es necesario que para este tipo de accesos, se tenga un control de los procesos constructivos involucrados, así como el control de calidad de los materiales empleados.

En base a lo anterior, se pretende elaborar ésta guía básica para la conformación de bases y sub-bases, para que de alguna forma se pueda proporcionar una orientación sistemática a las diversas instituciones dedicadas a la construcción de vías terrestres.

Para que exista un avance en la utilización óptima de los materiales involucrados en la construcción de carreteras y un mejoramiento de calles rurales para que se desarrollen los aspectos sociales y económicos en El Salvador, será necesario que las estructuras de vías terrestres como las capas de base y sub-base sean tratadas mecánicamente ó con agentes estabilizantes para aprovechar los materiales disponibles en el país, por ello además, se considera de mucha ayuda la elaboración de esta guía básica para dar soporte técnico a los métodos constructivos que aquí se describen.

CAPITULO II

FUNDAMENTOS TEORICOS



2.5. ASPECTOS INTRODUCTORIOS DE SUELO.

2.5.1. CONCEPTO Y ORIGEN DE SUELO.

Su definición varía según la rama de aplicación, pero en el sentido general de la ingeniería civil se conoce como: agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con líquidos y gases que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas.

El origen de los suelos es generado por la desintegración y alteración física y/o química de las rocas madres (ígneas, metamórficas o sedimentarias), causadas por el intemperismo, cambiándole la composición y mineralogía, así como sus propiedades físicas y mecánicas a través del tiempo.

Son muchos los agentes físicos que provocan una gran variedad de cambios en las rocas, entre ellos figuran la temperatura, el viento, el agua y la humedad. Algunos agentes químicos principales, que podemos mencionar como causantes de cambios en las rocas son la oxidación y la hidratación.

2.5.2. TIPOS DE SUELOS.

Los suelos son producidos por el intemperismo, es decir, por la fractura y rompimiento de varios tipos de rocas en piezas más pequeñas mediante procesos mecánicos y químicos, produciendo suelos residuales y suelos transportados.

2.5.2.1. Suelos Residuales.

Son los suelos que permanecen donde se formaron como producto del ataque de los agentes del intemperismo, desintegración mecánica y/o descomposición química que cubren la superficie rocosa de la cual se derivan directamente, como se puede ver en la figura 2.1.

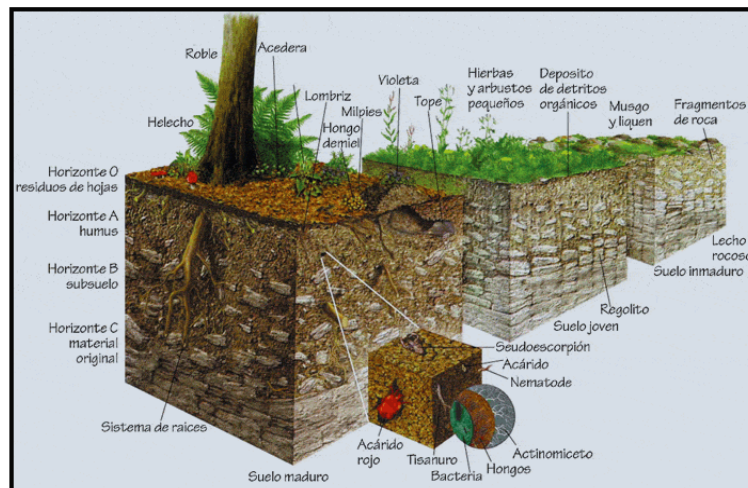


FIG. 2.1 Estratigrafía de los suelos residuales.

2.5.2.2. Suelos Transportados.

Son aquellos suelos que fueron removidos o transportados desde su lugar de formación por la erosión fluvial o la erosión eólica y son redepositados en otras zonas. Así se generan suelos que se depositan sobre otros estratos sin relación directa con ellos, como se puede ver en la figura 2.2.

En la naturaleza existen diferentes agentes de transporte, de los cuales pueden citarse como principales: los glaciares, el viento, los ríos, corrientes de aguas superficiales, los mares y las fuerzas de gravedad.

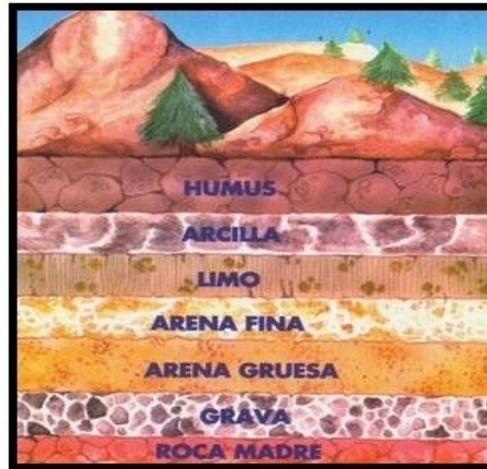


FIG. 2.2 Estratigrafía de los suelos transportados.

2.5.3. TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS.

Independientemente del origen del suelo, los tamaños de las partículas que lo conforman, varían en un amplio rango. Los suelos en general son llamados grava, arena, limo o arcilla, dependiendo del tamaño predominante de las partículas y de su índice de plasticidad. Para describir los suelos por sus partículas se presentan los límites de tamaños de suelo por separado, como puede verse en la figura 2.3., presentado por la Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y del Transporte (ASSHTO).

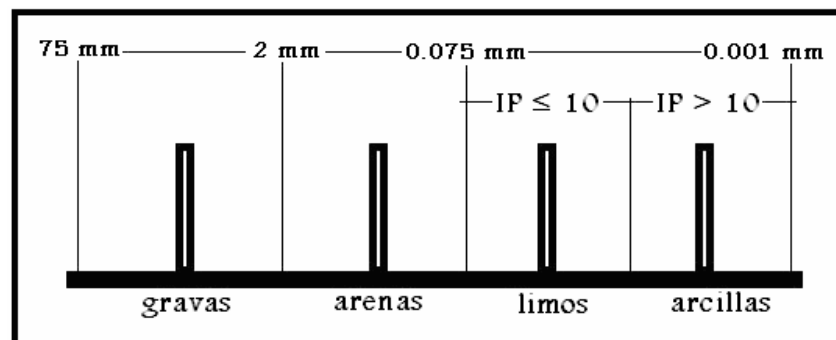


FIG. 2.3 Rango de tamaños de las partículas de un suelo.

2.5.3.1. Las Gravas.

Son acumulaciones sueltas de fragmentos de roca con partículas de cuarzo, feldespato y otros granos minerales, que varían en su tamaño pasando la malla de 3" (75 mm.) y son retenidas en la malla No. 10 (2 mm.) de diámetro, ver figura 2.4. Si éstas son acarreadas por las aguas, tienen forma redondeada. Suele encontrarseles en forma suelta en los lechos, márgenes y conos de deyección en los ríos, así como en las depresiones de terrenos rellenados.



FIG. 2.4 Tamaño de las partículas de grava de un suelo.

2.5.3.2. Las Arenas.

Son partículas que están formadas por granos finos principalmente de cuarzo, feldespato y otros minerales, procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, sus tamaños pasan la malla No. 10 (2 mm) y son retenidas en la malla No. 200 (0.075 mm) de diámetro, ver figura 2.5. El origen y la existencia de las arenas es análoga a la de las gravas y las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. Las arenas suelen estar limpias y no sufren ningún tipo de contracciones al secarse.



FIG. 2.5 tamaño de las partículas de arena de un suelo.

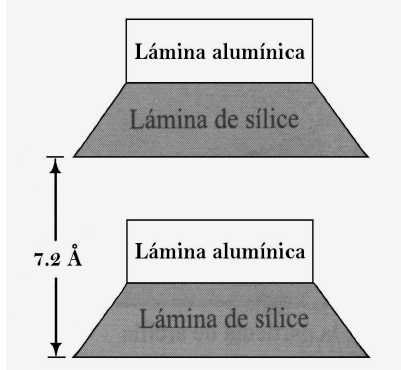
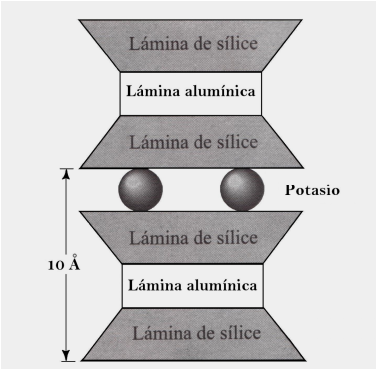
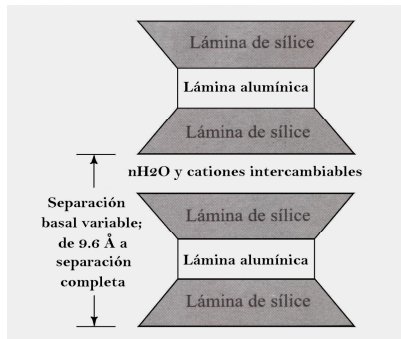
2.5.3.3. Los Limos.

Son suelos de granos muy finos de cuarzo y algunas partículas en forma de escamas (hojuelas) que son fragmentos de minerales micáceos, con poca o ninguna plasticidad, éstos pueden ser inorgánicos como el producido en canteras, o limo orgánico como el que encuentra en los ríos. El diámetro de las partículas son menores de 0.075 mm y un índice de plasticidad menor o igual a 10. Su color varía desde gris claro a muy oscuro y su permeabilidad es baja.

2.5.3.4. Las Arcillas.

Son partículas de granos muy finos en forma de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales, con diámetro menor a 0.075 mm. y un índice de plasticidad mayor que 10, cuya masa se vuelve plástica al ser mezclada con agua, químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque en pocas ocasiones contiene silicatos de hierro o de magnesio hidratados. La estructura de éstos minerales se puede ver en la tabla No. 2.1.

Tabla 2.1. Silicatos de estructura laminar arcillosa.

mineral	Representación simbólica	Sustitución isomorfa	Forma de las partículas	Tamaño de las partículas
Caolinita		Al por Si 1 de 400	Aplanada	$d=0.3$ a 3μ espesor $e=$ a $1/10d$
Ilita		Al por Si, 1 de 7 Mg, Fe por Al Fe, Al por Mg	Aplanada	$d=0.1$ a 2μ $e=1/10d$
Montmorillonita		Mg por Al, 1 de 6	Aplanada	$d=0.1$ a 1μ $e=1/100d$

Fuente: "Mecánica de Suelos", Williams Lambe.

2.5.4. FORMA DE LAS PARTÍCULAS.

El aspecto de los granos que contiene un suelo puede ser de dos formas: cúbica o esférica, para el caso cuando nos referimos a los tamaños de las partículas de los limos o más gruesos, pero es totalmente inaplicable para partículas arcillosas que tienen dimensiones muy diferentes. La forma más común de las partículas arcillosas es de laminilla aplanada, sin embargo, también se encuentran partículas cilíndricas y prismáticas, en menores contenidos.

2.5.4.1. La Esfericidad.

La esfericidad describe las diferencias entre el largo (L), el ancho (B), y el espesor (H). El diámetro equivalente de la partícula, D_e , es el diámetro de una esfera de igual volumen que la partícula.

$$D_e = \sqrt[3]{\frac{6V}{\pi}} \quad (2.1)$$

Por lo tanto, la esfericidad, X , se define de la siguiente manera:

$$X = D_e/L \quad (2.2)$$

Una esfera tiene una esfericidad igual a 1, mientras que una partícula plana o alargada tiene un valor menor.

Otro índice es la planiformidad (F), el cual se define por:

$$F = B/H \quad (2.3)$$

El alargamiento (E), es:

$$E = L/B \quad (2.4)$$

Con la esfericidad se relacionan, la facilidad de manipular los suelos o rocas facturadas, la capacidad de permanecer estables cuando están sometidos a choques y su resistencia a rotura debido a la acción de las cargas.

2.5.4.2. Angulosidad.

La angulosidad o redondez, R , es una medida de la agudeza de los vértices de las partículas y se define así:

$$R = \frac{\text{Radio promedio de los vértices y aristas}}{\text{Radio de la esfera máxima inscrita}} \quad (2.5)$$

Para medir la angulosidad de las partículas, ésta se describe cualitativamente según la descripción siguiente, ver en la figura 2.6.

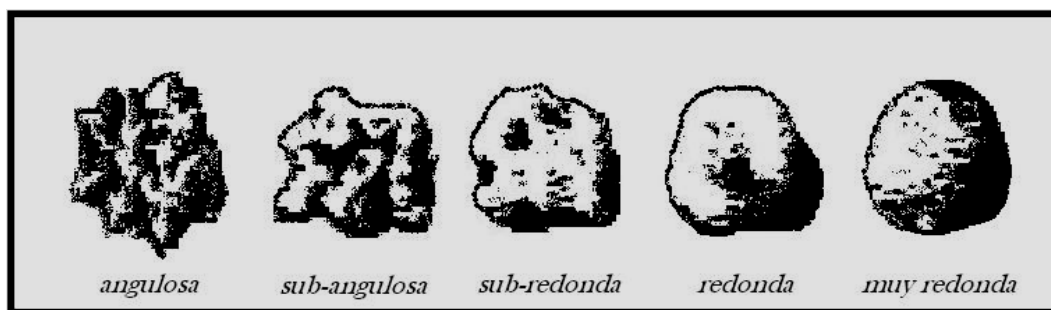


FIG. 2.6 Angulosidad de las Partículas.

Son angulosas, las partículas que se formaron primeramente por trituración o molido de las rocas; después que las aristas más afiladas se han

suavizado se dice que son subangulosas; cuando las áreas entre las aristas están algo suavizadas y los vértices comienzan a desgastarse, la partícula es subredonda; son redondas cuando las irregularidades están prácticamente suavizadas pero se puede apreciar aún la forma original; y por último, la partícula es muy redonda cuando ha desaparecido el rastro de la forma original.

2.5.5. FASES BÁSICAS DEL SUELO.

El suelo esta formado por tres fases típicas diferentes, como puede verse en la figura 2.7, una parte sólida, otra gaseosa y la tercera líquida. La sólida está formada en su mayoría por partículas minerales y material orgánico descompuesto mezclados en el suelo; la líquida esta constituida por el agua, aunque en los suelos pueden existir otros líquidos de menor importancia; la parte gaseosa la comprende principalmente el aire, pero pueden estar presentes otros gases (anhídrido carbónico, azufre, etc.).

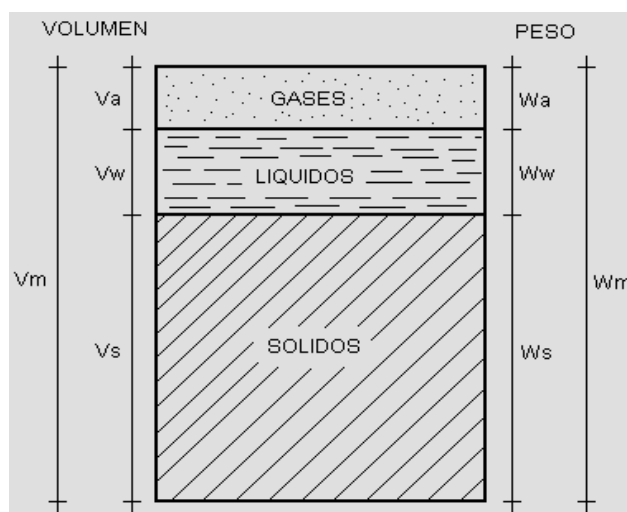


FIG. 2.7 Fases del Suelo

Donde:

V_m = Volumen de la muestra de suelo.

V_s = Volumen de los sólidos.

V_w = Volumen del líquido.

V_a = Volumen de los gases.

W_s = Peso de la muestra de suelo.

W_s = Peso de los sólidos.

W_w = Peso del líquido.

W_a = Peso de los gases.

2.5.6. RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS DE UN SUELO.

Los suelos siempre presentan relaciones importantes entre su peso y el volumen, entre ellas están:

- a) Relación de vacíos, oquedad, o índice de poros (e): es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de los sólidos de un suelo.

$$e = V_v / V_s \quad (2.6)$$

- b) Porosidad (η): es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de la masa, se expresa en porcentaje:

$$\eta (\%) = (V_v / V_m) \times 100 \quad (2.7)$$

- c) Grado de saturación (G_w): es la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos, es expresado como porcentaje.

$$G_w (\%) = (V_w/V_v) \times 100 \quad (2.8)$$

G_w varía de cero (suelo seco) a 100% (suelo totalmente saturado)

- d) Humedad o contenido de agua (ω): es la relación entre el peso de agua contenida en el suelo y el peso de su fase sólida, se expresa en porcentaje.

$$\omega (\%) = (W_w/W_s) \times 100 \quad (2.9)$$

- e) Peso específico de los sólidos (γ_s): es la relación del peso de los sólidos entre su volumen en el suelo.

$$\gamma_s = W_s/V_s \quad (2.10)$$

- f) Peso específico seco (γ_d): Es la relación del peso de los sólidos por el volumen unitario de suelo excluida el agua.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (2.11)$$

- g) Gravedad específica (G_s): es la relación entre el peso específico del suelo y el peso específico del agua a una temperatura de 4 °C.

$$G_s = \gamma_s/\gamma_w \quad (2.12)$$

2.5.7. PROPIEDADES DE LOS SUELOS.

Las propiedades físicas o mecánicas de los suelos, tales como la variación volumétrica, resistencia mecánica portante, entre otros, varían según

su graduación, su contenido de humedad, su posición vertical con relación a la superficie y su localización geográfica.

2.5.7.1. Variación Volumétrica

La gran mayoría de los suelos de origen arcilloso se expanden y se contraen debido a los cambios en su contenido de humedad, provocando variaciones de volumen debido a la saturación de agua a través de sus partículas. Las presiones de expansión que se desarrollan debido a incrementos en la humedad deben ser controladas, ya que estas presiones pueden levantar pavimentos, inclinar postes, fracturar muros, romper tubos de drenajes, etc.; por lo cual, es de suma importancia detectar a los suelos expansivos, su composición y el tratamiento más adecuado para evitar las contracciones y la expansividad generada por el agua a este tipo de suelos.

2.5.7.2. Resistencia Mecánica Portante.

En los suelos la humedad es muy importante porque determina la capacidad de éstos para resistir las cargas y mantener su estructura en condiciones estables de trabajo hasta ciertas humedades, los suelos pueden mantener resistencias aceptables pero cuando hay excesos de agua se debilitan y pierden la resistencia que se manifiesta en hundimientos, grietas, hinchamientos, etc.

En la época lluviosa (invierno) los suelos se vuelven débiles, ya que el agua que absorben los hace perder resistencia hasta llegar a la saturación. En la época seca (verano) pierden humedad y se vuelven muy duros o muy resistentes, pero en la superficie donde los vehículos circulan, la acción abrasiva de las llantas hace que pierdan la cohesión las partículas abundantemente para producir capas de polvo, con lo cual el deterioro superficial llega a ser severo.

2.5.7.3. Propiedades Físicas De Los Suelos.

Las propiedades físicas de los suelos que más se toman en cuenta y se tomaran para mención son: la densidad del suelo, la gravedad específica, granulometría, la plasticidad, etc.

2.1.7.3.1. Densidad De Los Suelos (γ).

Para conocer la densidad que posee un suelo en su estado natural, es necesario obtener una muestra inalterada en campo, para poder determinar el peso y el volumen en laboratorio. La densidad se define como el cociente entre la masa del suelo y el volumen que ocupa. Así, en el Sistema Internacional, la masa se mide en Kilogramos (Kg.) y el volumen en metros cúbicos (m^3), la densidad se medirá en Kilogramos por metro cúbico ($Kg. /m^3$), utilizando la siguiente ecuación.

$$\gamma_s = \frac{W_s(1+w)}{V_s} \quad (2.13)$$

El incremento de la densidad se puede lograr a través de la compactación, que es utilizada para densificar un determinado suelo por medios mecánicos. Este proceso se obtiene al disminuir el contenido de aire en los vacíos y mantiene el contenido de humedad aproximadamente constante. El principal objetivo de la densificación del suelo es mejorar las propiedades portantes del mismo.

2.1.7.3.2. Gravedad Específica De Los Suelos (G_s).

La gravedad específica es también llamada “densidad de los sólidos o peso específico relativo” y se define como el cociente entre el peso unitario del suelo y el peso unitario del agua (γ_w), destilada a 4° C. se representa por G_s , pudiéndose calcular utilizando cualquier relación de pesos, de cualquier suelo a peso del agua, siempre y cuando se consideren volúmenes iguales de material y agua, permitiendo hallar la cantidad de vacíos que hay en un determinado suelo y clasificarlo. Se puede determinar por medio de la siguiente ecuación.

$$G_s = \frac{W_s / V_s}{\gamma_w} \quad (2.14)$$

En el área de la construcción, los ingenieros civiles necesitan la G_s para conocer la resistencia a la compresión de un suelo o para determinar si el suelo

a emplear es el adecuado para poderlo utilizar o simplemente desecharlo.

Algunos valores de distintos tipos de suelos se pueden ver en la tabla 2.2.

TABLA 2.2 Gravedad Específica de diferentes tipos de suelos.

TIPO DE SUELO		GRAVEDAD ESPECÍFICA (G)
Inorgánica	Grava	2.65
	Arena	2.65
	Arena limosa	2.66
	Limo arenoso	2.67
	Limo	2.67 – 2.70
	Arena arcillosa	2.67
	Limo arcillo arenoso	2.67
	Arcilla arenosa	2.70
	Arcilla limosa	2.75
	Arcilla	2.72 – 2.80
Orgánica	Limo con trazos de materia orgánica	2.30
	Lodos aluviales orgánicos	3.3 – 2.60
	Turbas	1.50 – 2.15

Fuente: <http://www.constructorcivil.org/2010/01/tablas para valores tipicos de gravedad.>

2.1.7.3.3. Análisis Granulométrico Del Suelo.

El análisis granulométrico es la determinación del rango de los tamaños de las partículas presentes de un suelo, expresado con un porcentaje del peso seco total. Se usan generalmente dos métodos para encontrar la distribución del tamaño de las partículas del suelo, siendo éstos:

- **Análisis por cribado.**

El análisis por cribado se realiza a las partículas con tamaños mayores de 0.075 mm de diámetro, que consiste en sacudir la muestra de suelo a través de un conjunto de mallas que tienen aberturas descendentes, hasta la malla No,

200. Los números de las mallas estándar con sus tamaños de aberturas (usadas en El Salvador), se muestran en la tabla No 2.3.

TABLA 2.3 Tamaño de las mallas estándar más usadas en El Salvador para el análisis granulométrico de un suelo.

Malla No	Abertura (mm)
3"	75.00
2"	65.00
1½"	37.50
1"	25.00
¾"	19.00
½"	13.00
"	9.500
4	4.750
8	2.360
10	2.000
16	1.180
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
100	0.150
200	0.075

Fuente: Norma E-11 "Especificación para tamices de tela de alambre para propósitos de ensayo".

Como primer paso el suelo se seca en el horno, y luego todos los grumos se disgregan en partículas pequeñas antes de ser pasadas por las mallas. Después de realizado el tamizado, se determina el peso del suelo retenido en cada malla y el porcentaje que resulta de la diferencia del peso de la muestra total se suma al porcentaje retenido en la malla de mayor tamaño. El método se dificulta cuando estas aberturas son pequeñas, como por ejemplo, el cribado a través de las mallas No 100 (0.150 mm) y No 200 (0.075mm) suele requerir agua para ayudar el paso de la muestra (procedimiento de lavado).

- **Análisis hidrométrico.**

El análisis hidrométrico se realiza a las partículas menores de 0.075 mm de diámetro y se basa en el principio de la sedimentación de granos de suelo en agua. Cuando un espécimen de suelo se dispersa en agua, las partículas se asientan a diferentes velocidades, dependiendo de sus formas, tamaños y pesos. Por simplicidad, se supone que todas las partículas de suelo son esferas y que la velocidad de las partículas esta basada en la ley de stokes, llegando a una fórmula definitiva para su empleo que es:

$$D = \sqrt{\frac{30.\eta}{(G_s - 1)\rho_w}} \sqrt{\frac{L}{t}} \quad (2.15)$$

Donde: ρ_w = densidad del agua.

G_s = gravedad específica del suelo.

η = viscosidad del agua.

D = diámetro de las partículas del suelo.

L = profundidad de la zona de sedimentación.

t = tiempo transcurrido.

Cuando se realiza la prueba del hidrómetro en laboratorio, se conduce en un cilindro de sedimentación con 50 g. de muestra secada al horno. El cilindro de sedimentación tiene 457 mm. de altura y 63.5 mm. de diámetro; el cilindro está marcado para un volumen de 1000 ml. Como agente dispersor se

usa generalmente hexametáfosfato de sodio. El volumen de la suspensión de suelo dispersado se lleva hasta los 1000 ml, añadiendo agua destilada.

Se usa un hidrómetro ASTM-152 H, colocándose en la suspensión de suelo en un tiempo t , medido desde el principio de la sedimentación, para medir la densidad de los sólidos en la vecindad de su bulbo a una profundidad L en un tiempo t . Las partículas de suelo en suspensión a esa profundidad tendrán un diámetro menor que D , calculado según la ecuación No. 2.15. Las partículas más grandes se habrán asentado más allá de la zona de medición.

Los resultados de los análisis por cribado e hidrométrico se presentan generalmente en graficas semilogarítmicas como curvas de distribución granulométrica. Los diámetros de las partículas se grafican en escala logarítmica y el porcentaje correspondiente en la escala aritmética. En la figura 2.8. se muestra la curva de distribución granulométrica, que para este suelo, es una muestra de la combinación del análisis por cribado y del análisis hidrométrico para la fracción fina, que en su combinación ocurre una discontinuidad del rango donde éstos se traslapan. La razón para la discontinuidad es que las partículas de suelo son generalmente irregulares en su forma. El análisis por cribado da la dimensión intermedia de una partícula y el análisis hidrométrico da el diámetro de una esfera que se asentaría a la misma razón que las partículas de suelo.

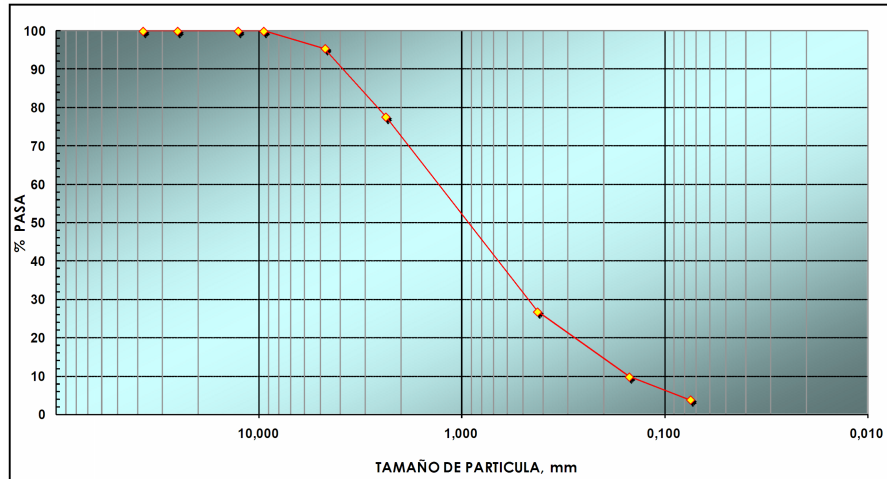


FIG. 2.8 Representación gráfica de una curva granulométrica de un suelo.

Las curvas granulométricas se usan para comparar diferentes suelos, usando tres parámetros básicos que son:

1. **Diámetro efectivo (D_{10}):** Es el diámetro en la curva de distribución del tamaño de las partículas correspondiente al 10%.
2. **Coefficiente de uniformidad (C_U):** Es como una medida simple de uniformidad del suelo y esta dado por la ecuación:

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2.16)$$

Donde: D_{60} = diámetro correspondiente al 60% de finos.

Para un suelo bien graduado el valor de C_U es mayor de 4 para gravas y de 6 para arenas.

3. **Coefficiente de curvatura (C_C):** es otro índice necesario para definir la graduación de las partículas y se expresa como:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} \quad (2.17)$$

Donde: D_{30} = diámetro correspondiente al 30% de finos.

Para una buena graduación se consideran valores entre 1 y 3 para gravas y arenas respectivamente.

2.1.7.3.4. Plasticidad.

La plasticidad es la propiedad que tiene un suelo por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas (dentro de un rango de humedad dado), sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse, ni romperse cuando se somete a fuerza de compresión. Para conocer la plasticidad de un suelo se hace uso de los límites de Atterberg, ver figura 2.9, quien por medio de ellos separa los cuatro estados de consistencia de los suelos cohesivos.

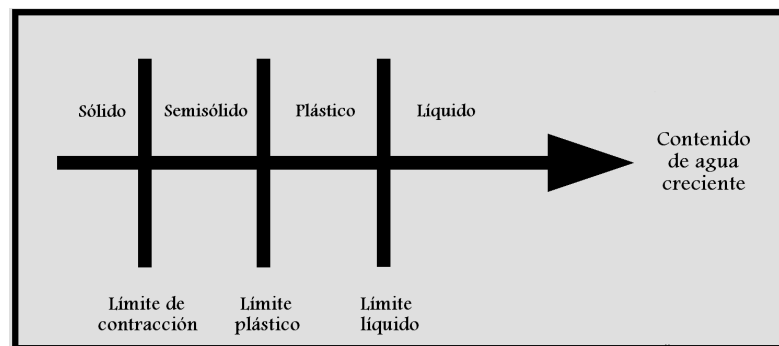


FIG. 2.9 Límites de Atterberg.

A continuación se define cada uno de los estados de consistencia que presentan los suelos plásticos:

- **LÍMITE LÍQUIDO (LL).**

Es el contenido de humedad expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al estado plástico.

- **LÍMITE PLÁSTICO (LP).**

Es el contenido de agua, expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado plástico a un estado semi-sólido.

- **LÍMITE DE CONTRACCIÓN (LC).**

Es el porcentaje de humedad con respecto al peso seco de la muestra, con el cual, una reducción de agua ya no ocasiona disminución en el volumen del suelo.

- **ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP).**

Es la diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico, representa el margen de humedad dentro del cual se encuentra en estado plástico un determinado suelo y se calcula así:

$$IP = LL - LP \quad (2.18)$$

- **ÍNDICE DE CONTRACCIÓN (IC).**

Presenta la diferencia numérica entre el límite plástico y el límite de contracción, señalando el rango de humedad para el cual el suelo tiene una consistencia semi-sólida y se calcula así:

$$IC = LP - LC \quad (2.19)$$

- **ACTIVIDAD (A).**

Es la pendiente de la línea que correlaciona el valor de IP con el porcentaje de granos más finos que 2μ , y se usa como un índice para identificar el potencial de expansión de los suelos arcillosos. La actividad se expresa como:

$$A = \frac{IP}{\text{Porcentaje de la fracción de tamaños arcillosos}(< 0.002\text{mm}), \text{ en peso.}} \quad (2.20)$$

En la tabla 2.4 se puede ver el valor de la actividad de los minerales arcillosos más comunes.

TABLA 2.4 Valores de Actividad en minerales arcillosos.

Mineral	Actividad, A
Montmorillonita	7.5
Esmectitas	1 - 7
Ilita	0.5 - 1
Caolinita	0.5
Haloisita (2H ₂ O)	0.5
Haloisita (4H ₂ O)	0.1
Atapulgita	0.5 - 1.2
Alofono	0.5 - 1.2

Fuente: "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica", Braja M. Das.

- **ÍNDICE DE LIQUIDEZ (IL).**

La consistencia relativa de un suelo cohesivo en estado natural se define por la razón siguiente:

$$IL = \frac{w - LP}{LL - LP} \quad (2.21)$$

Donde:

w = contenido de agua del suelo in-situ en %.

2.5.7.4. Propiedades Mecánicas Del Suelo.

2.1.7.4.1. Permeabilidad.

La permeabilidad es la propiedad que posee un suelo para permitir la circulación del agua a través de sí, y depende de los siguientes factores: la viscosidad del fluido, distribución del tamaño de los poros, distribución granulométrica, relación de vacíos, rugosidad de las partículas minerales y el grado de saturación del suelo. En los suelos arcillosos, la estructura juega un papel importante en la permeabilidad. Otros factores que afectan la permeabilidad de las arcillas son la concentración iónica y el espesor de las capas de agua adheridas a las capas de arcilla.

El valor del coeficiente de permeabilidad “ k ” varía ampliamente para diferentes suelos. En la tabla 2.5 se dan a conocer algunos valores típicos para suelos saturados. La permeabilidad de suelos no saturados es menor y crece rápidamente con el grado de saturación.

TABLA 2.5 Valores típicos de permeabilidad para suelos saturados.

Tipo de suelo	K (cm/s)
Gravas limpia	100 – 1
Arena gruesa	1.0 – 0.01
Arena fina	0.01 – 0.001
Arcilla limosa	0.001 – 0.00001
Arcilla	0.000001

Fuente: “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica”, Braja M. Das.

La permeabilidad está relacionada con las propiedades del fluido que pasa a través del suelo por la siguiente ecuación:

$$k = \frac{\gamma_w \bar{K}}{\eta} \quad (2.22)$$

Donde: γ_w = peso específico del agua.

η = viscosidad del agua.

\bar{K} = permeabilidad absoluta.

La permeabilidad absoluta, \bar{K} , se expresa en unidades de longitud al cuadrado, es decir, en cm^2 .

- **Determinación en laboratorio de la permeabilidad.**

Se han desarrollado dos pruebas estándar que se pueden realizar en laboratorio y se usan para poder calcular la permeabilidad hidráulica del suelo.

1. prueba de la carga constante.

Es una prueba para medir la permeabilidad de los suelos de grano grueso. En este tipo de arreglo de laboratorio, el suministro de agua se ajusta de tal manera que la diferencia de carga entre la entrada y la salida permanece constante durante el período de prueba. Después que se ha establecido una tasa constante de flujo, el agua es recolectada en una probeta graduada durante cierto tiempo. La permeabilidad por medio de la carga constante se determina a través de la siguiente ecuación:

$$k = \frac{QL}{Aht} \quad (2.23)$$

Donde: Q = volumen total de agua recolectada.

L = longitud del espécimen.

A = área de la sección transversal de la muestra de suelo.

h = diferencia de carga hidráulica a lo largo de la muestra de suelo.

t = duración de la recolección del agua.

2. Prueba de la carga variable.

Esta prueba se realiza a los suelos de grano fino, ya que las tasas de flujo a través del suelo son muy pequeñas. El agua de una bureta fluye en el interior de la muestra de suelo. La diferencia inicial de carga, h_1 , en tiempo $t = 0$ es registrada y se permite que el agua fluya a través del suelo, de manera que la diferencia final de carga en el tiempo $t = t_2$ sea h_2 . La permeabilidad de flujo variable se determina por la siguiente ecuación.

$$k = 2.303 \frac{aL}{At} \log_{10} \frac{h_1}{h_2} \quad (2.24)$$

Donde: a = área de la sección transversal de la bureta.

A = área de la sección transversal de la muestra de suelo.

h_1, h_2 = diferencia de cargas hidráulicas de la muestra.

t = duración de recolección del agua.

L = longitud del espécimen.

- **Relaciones empíricas para la permeabilidad.**

Varias relaciones empíricas para estimar la permeabilidad hidráulica se han propuesto a lo largo de varios años. Se presentan algunas ecuaciones como:

a) Para arenas bastante uniformes (con un coeficiente pequeño de uniformidad) propuesta por Hazen (1930) la relación empírica para la permeabilidad hidráulica la forma :

$$k(cm/s) = cD_{10}^2 \quad (2.25)$$

Donde: c = constante que varía entre 1.0 y 1.5.

D_{10} = diámetro efectivo (mm).

b) Casagrande, en un reporte no publicado, propuso una relación simple que permite calcular la permeabilidad para arenas limpias mediante la siguiente fórmula:

$$k = 1.4e^2 k_{0.85} \quad (2.26)$$

Donde: k = permeabilidad bajo una relación de vacíos e .

$k_{0.85}$ = valor correspondiente a una relación de vacíos de 0.85.

- c) Ecuación propuesta por Kozeny- Carman, da buenos resultados al estimar la permeabilidad de suelos arenosos por medio de la fórmula:

$$k = C_1 \frac{e^3}{1 + e} \quad (2.27)$$

Donde: k = permeabilidad bajo una relación de vacíos e .

C_1 = es una constante.

- d) Kenney, Lau y Ofoegbu (1994) condujeron pruebas de laboratorio en suelos en suelos granulares en que los tamaños de las partículas, en varios especimenes variaron de 0.074 a 25.4 mm. Los coeficientes de uniformidad C_U , variaron entre 1.04 y 12. Todas las pruebas de permeabilidad fueron conducidas con una compacidad relativa de 80% o mayor, mostrando que para condiciones de flujo laminar, la ecuación de permeabilidad fue la siguiente:
- $$k(mm^2) = (0.05 \text{ a } 1.0)D_5^2 \quad (2.28)$$

Donde: D_5 = diámetro (mm.) a través del cual pasa el 5% del suelo.

- e) Las observaciones experimentales realizadas por Samarasinghe, Huang y Drnevich (1982) sugirieron que la permeabilidad de arcillas normalmente consolidadas se da por la ecuación:

$$k = C_3 \left(\frac{e^n}{1+e} \right) \quad (2.29)$$

Donde: C_3 y n son constantes determinadas experimentalmente.

- **Prueba de la permeabilidad en campo por bombeo.**

Para determinar la permeabilidad en campo de un depósito de suelo en la dirección de flujo, se hacen pruebas de bombeo en pozos. La figura 2.10, muestra un caso donde un estrato superior permeable, no esta confinado y se encuentra sobre un estrato impermeable.

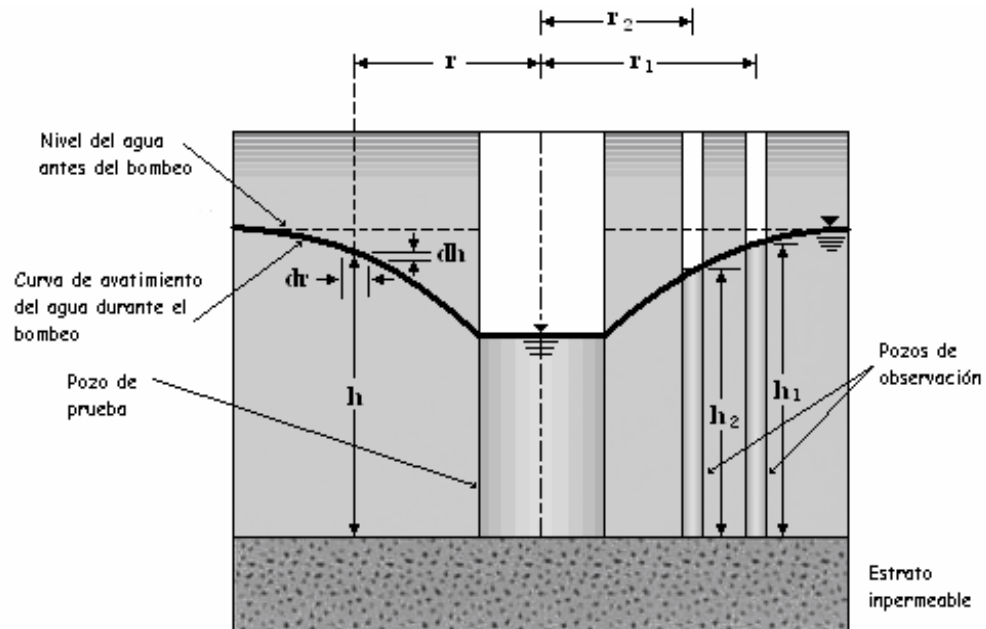


FIG. 2.10 Prueba de bombeo en estrato permeable no confinado sobre estrato impermeable para la determinación de la permeabilidad del suelo en campo.

Durante la prueba, el agua es bombeada a razón constante desde un pozo de prueba que tiene un revestimiento perforado. Se perforan varios pozos de observación a varias distancias radiales alrededor del pozo de prueba. Se hacen observaciones continuas del nivel del agua en el pozo de prueba y en los pozos de observación después de iniciado el bombeo, hasta que se alcanza el régimen permanente, el cual se establece cuando el nivel del agua en los pozos de prueba y observación se vuelve constante. La expresión para la tasa de flujo del agua freática q hacia el pozo, que es igual a la tasa de descarga o gasto del bombeo, se escribe como:

$$k = 2.303 \frac{q \log_{10} \left(\frac{r_1}{r_2} \right)}{\pi (h_1^2 - h_2^2)} \quad (2.30)$$

Las mediciones de campo q , r_1 , r_2 , h_1 y h_2 son conocidas.

La permeabilidad promedio para un acuífero confinado también se determina conduciendo una prueba de bombeo en un pozo con revestimiento perforado que penetra toda la profundidad del acuífero y observando el nivel piezométrico en varios pozos de observación a diversas distancias radiales (ver figura 2.11). El bombeo se continúa a una tasa uniforme q hasta que se alcanza un régimen permanente. Como el agua entra en el pozo de prueba únicamente por el acuífero de espesor H , el régimen permanente de descarga es evaluado por la siguiente ecuación:

$$k = \frac{q \log_{10} \left(\frac{r_1}{r_2} \right)}{2.727 H (h_1 - h_2)} \quad (2.31)$$

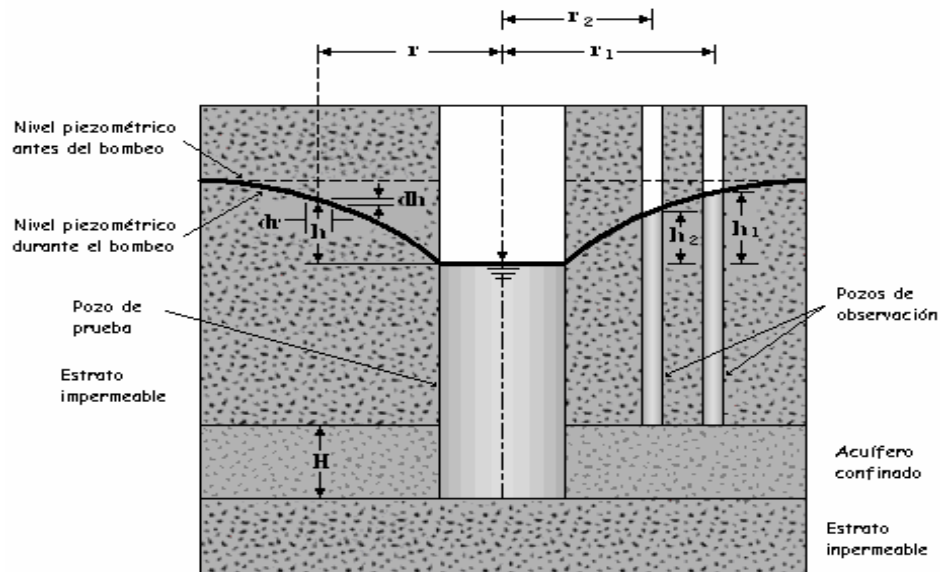


FIG. 2.11 Prueba de bombeo en pozo que penetra la profundidad de un acuífero para la determinación de la permeabilidad en campo.

2.1.7.4.2. Consolidación.

Es generada por un incremento del esfuerzo provocado por la construcción de cimentaciones u otras cargas que comprimen los estratos del suelo. La compresión es causada por la deformación y reacomodo de las partículas del suelo, y la expulsión de agua o aire de los espacios vacíos.

- **Consideraciones fundamentales sobre consolidación.**

Cuando un estrato de suelo saturado está sometido a un incremento de esfuerzos, la presión de poro de agua aumenta repentinamente. En suelos

arenosos que son altamente permeables, el drenaje causado por el incremento de la presión de poro del agua se lleva a cabo inmediatamente. El drenaje del agua de los poros va acompañado por una reducción en el volumen de la masa del suelo, generándose un asentamiento. Debido al rápido drenaje del agua de los poros en los suelos arenosos, el asentamiento inmediato y la consolidación se efectúan simultáneamente, pero no es el caso para los suelos arcillosos, que tienen baja permeabilidad. El asentamiento por consolidación depende del tiempo.

- **Prueba de consolidación unidimensional en laboratorio.**

Propuesta por Terzaghi (1925), y realizada en un consolidómetro. El espécimen de suelo se coloca dentro de un anillo metálico con dos piedras porosas, una en la parte superior y la otra en el fondo del espécimen, sus dimensiones son usualmente de 63.5 mm de diámetro y 25.4 mm de espesor. La carga sobre el espécimen se aplica por medio de un brazo de palanca y la compresión se mide por medio de un micrómetro calibrado. El espécimen se mantiene bajo agua durante la prueba. Cada carga se mantiene usualmente durante 24 horas. Después se duplica la carga sobre el espécimen y se continúa la medición de la compresión. Al final se determina el peso seco del espécimen de la prueba. La forma general de la grafica de deformación vrs tiempo del espécimen para un incremento dado de carga se muestra en la figura 2.12.

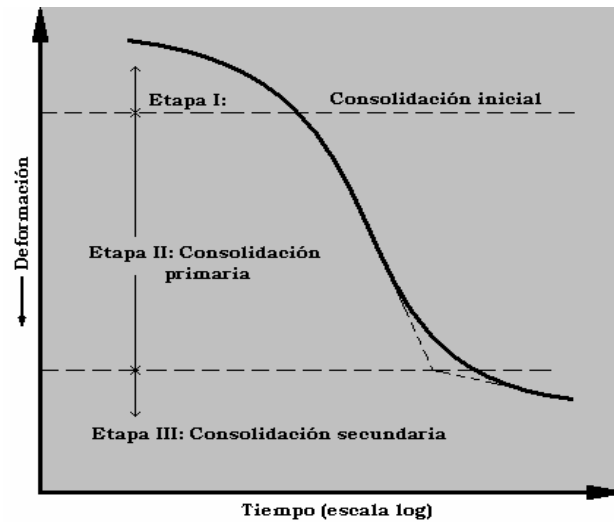


FIG. 2.12 Gráfica tiempo-deformación de un suelo en la prueba de consolidación unidimensional.

Donde:

Etapa I : Causada principalmente por la precarga.

Etapa II : El exceso de presión de poro por agua es gradualmente transferido a esfuerzos efectivos por expulsión del agua de poro.

Etapa III : Ocurre después de la total disipación del exceso de presión de poro del agua cuando alguna deformación del espécimen tiene lugar debido al reajuste plástico de la estructura del suelo.

- **Representación de la gráfica presión-relación de vacíos.**

Después de generadas las gráficas tiempo-deformación para varias cargas obtenidas en el laboratorio, es necesario estudiar el cambio de la relación de vacíos del espécimen con la presión mantenida sobre estos.

Se proporciona un procedimiento paso a paso:

1. Se calcula la altura de los sólidos en el espécimen de suelo (H_s).

$$H_s = \frac{W_s}{AG_s\gamma_w} \quad (2.32)$$

Donde: W_s = Peso seco del espécimen.

A = Área del espécimen.

G_s = Densidad de los sólidos del suelo.

γ_w = Peso específico del agua.

2. Calcule la altura inicial de vacíos (H_v).

$$H_v = H - H_s \quad (2.33)$$

Donde: H = Altura inicial del espécimen.

H_s = altura de los sólidos en el espécimen.

3. Calcule la relación de vacíos inicial del espécimen (e_o).

$$e_o = \frac{H_v}{H_s} \quad (2.34)$$

4. Para la primera carga incrementada σ_1 (carga total/ área unitaria del espécimen) que causa la deformación ΔH_1 , se calcula el cambio en la relación de vacíos.

$$\Delta e_1 = \frac{\Delta H_1}{H_s} \quad (2.35)$$

ΔH_1 se obtiene de las lecturas iniciales y final de la carga. En este tiempo, la presión efectiva sobre el espécimen es $\sigma' = \sigma_1 = \sigma'_1$.

5. Calcule la nueva relación de vacíos, después de la consolidación causada por el incremento de presión σ_1 .

$$e_1 = e_0 - \Delta e_1 \quad (2.36)$$

6. Para la siguiente carga σ_2 (es la carga acumulada por área unitaria del espécimen) que causa la deformación adicional ΔH_2 , calcule la relación de vacíos correspondiente, así:

$$e_2 = e_1 - \frac{\Delta H_2}{H_s} \quad (2.37)$$

La presión efectiva sobre el espécimen es $\sigma' = \sigma_2 = \sigma'_2$.

Procediendo de manera similar, obtendremos las relaciones de vacíos al final de la consolidación para todos los incrementos de carga. Las presiones efectivas ($\sigma = \sigma'$) y las relaciones de vacíos (e) al final de la consolidación son graficadas sobre papel de gráfica semilogarítmica y la forma típica se muestra en la figura 2.13.

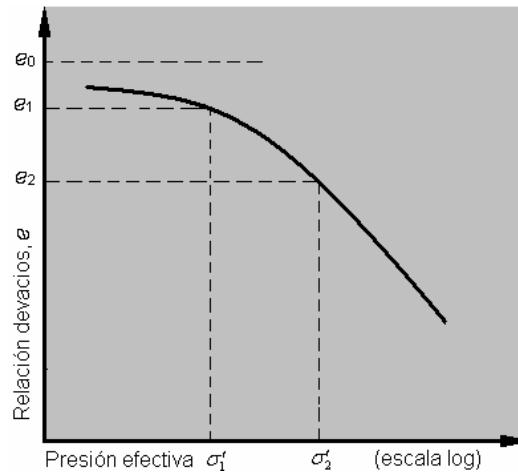


FIG. 2.13 Gráfica típica de e vs $\log \sigma'$ de un suelo al hacer la prueba de consolidación unidimensional.

- **Arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas.**

Un suelo en el campo a cierta profundidad ha estado sometido a una cierta presión efectiva máxima en el pasado de su historia geológica. Esta presión antigua puede ser igual o mayor que la presión de sobrecarga existente en el tiempo del muestreo. La reducción de la presión en el campo es causada por procesos geológicos naturales o por procesos humanos. Durante el muestreo del suelo la presión de sobrecarga efectiva existente también es liberada, resultando cierta expansión.

Esta teoría es verificada en el laboratorio cargando el espécimen de manera que se exceda la presión de sobrecarga efectiva máxima y luego descargándolo y recargándolo de nuevo. La gráfica $e - \log \sigma'$ para tales casos se muestra en la figura 2.14, en donde el tramo cd representa la descarga y el tramo dfg representa el proceso de recarga.

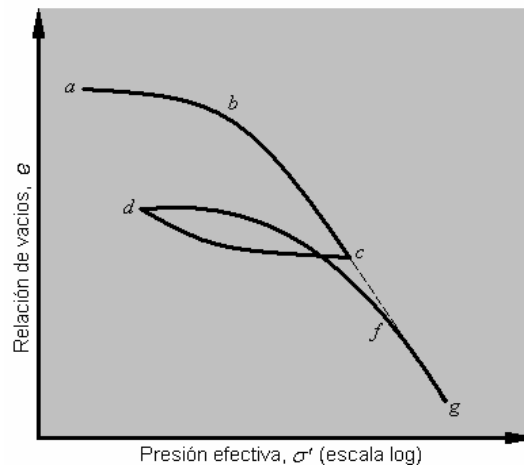


FIG. 2.14 Gráfica de las ramas de carga y descarga de una prueba de consolidación unidimensional.

Esto nos conduce a las dos definiciones básicas de la arcilla con base en la historia de su esfuerzo:

1. *Normalmente consolidada:* la presión de sobrecarga efectiva presente es la presión máxima a la que el suelo fue sometido en el pasado.
2. *Preconsolidada:* la presión de sobrecarga efectiva presente es menor que la que el suelo experimentó en el pasado. La presión efectiva máxima en el pasado se llama esfuerzo de preconsolidación.

Casagrande (1936) sugirió una simple construcción gráfica para determinar la presión de preconsolidación σ'_c a partir de la grafica de laboratorio $e - \log \sigma'$. El procedimiento es el siguiente (ver figura 2.15)

1. Por observación visual, se establece el punto a donde la gráfica $e - \log \sigma'$ tenga un radio de curvatura mínimo.

2. Dibuje una línea horizontal ab .
3. Dibuje la línea ac tangente en a .
4. Dibuje la línea ad , que es la bisectriz del ángulo bac .
5. Proyecte la porción recta gh de la gráfica $e - \log \sigma'$ hacia atrás para intersecar ad en f . La abscisa del punto f es la presión de preconsolidación σ'_c .

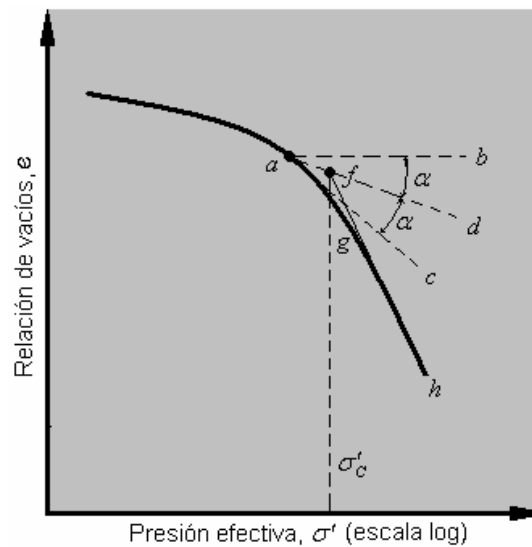


FIG. 2.15 Determinación de la presión de preconsolidación de un suelo.

La relación de preconsolidación (OCR) para un suelo podemos definirla como:

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'} \quad (2.38)$$

Donde: σ'_c = Presión de preconsolidación de un espécimen.

σ' = Presión vertical efectiva presente.

- **Índice de compresión (C_c).**

a) Terzaghi y Peck (1967) propusieron expresiones empíricas para el índice de compresión para arcillas inalteradas:

$$C_c = 0.009(LL - 10) \quad (2.39)$$

Para arcillas remoldeadas:

$$C_c = 0.007(LL - 10) \quad (2.40)$$

Donde: LL = Límite líquido.

b) Con base en observaciones de varias arcillas naturales, Rendón- Herrero (1983) dan la relación para el índice de compresión en la forma:

$$C_c = 0.141G_s^{1.2} \left(\frac{1 + e_0}{G_s} \right)^{2.38} \quad (2.41)$$

c) Nagaraj y Murty (1985) expresaron el índice de compresión como:

$$C_c = 0.2343 \left[\frac{LL(\%)}{100} \right] G_s \quad (2.42)$$

- **Índice de expansión (C_s).**

El índice de expansión es apreciablemente menor en magnitud que el índice de compresión y generalmente es determinado por medio de pruebas de laboratorio. En la mayoría de los casos:

$$C_s = \left(\frac{1}{5} \text{ a } \frac{1}{10} \right) C_c \quad (2.43)$$

El índice de expansión fue expresado por Nagaraj y Murty como:

$$C_s = 0.0463 \left[\frac{LL(\%)}{100} \right] G_s \quad (2.44)$$

- **Asentamiento por consolidación primaria unidimensional.**

Este tipo de asentamiento se genera por el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupan los espacios vacíos. Para calcular el asentamiento se considera un estrato de arcilla saturada de espesor H y área de sección transversal A , bajo una presión σ'_0 de sobrecarga efectiva promedio. Debido a un incremento de presión $\Delta\sigma$, al final de la consolidación, $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$. La cual se obtiene por:

$$S = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad (2.45)$$

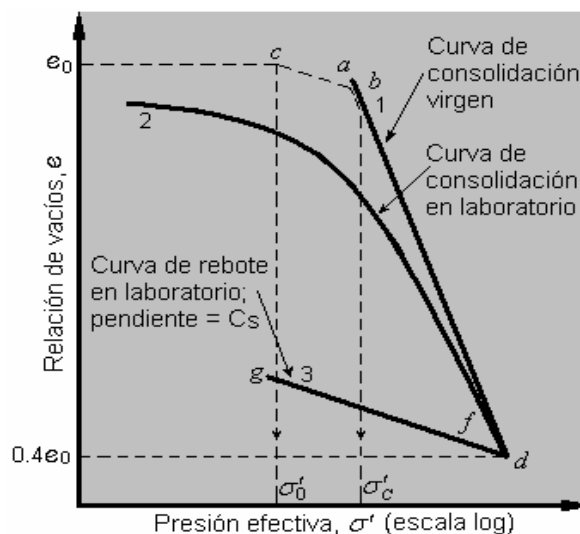


FIG. 2.16 Características de consolidación de una arcilla sobreconsolidada de baja a media sensibilidad.

Para arcillas preconsolidadas (figura 2.16), sí $\sigma'_0 + \Delta\sigma' \leq \sigma'_c$, la variación $e - \log \sigma'$ en campo estará a lo largo de la línea bc , la pendiente de la cual será aproximadamente igual a la pendiente de la curva de rebote de laboratorio (C_s).

$$S = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad (2.46)$$

Si $\sigma'_0 + \Delta\sigma' \geq \sigma'_c$, entonces:

$$S = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad (2.47)$$

Para estimar el asentamiento de una cimentación, se usan las ecuaciones (2.45), (2.46) ó (2.47). Sin embargo, el esfuerzo efectivo $\Delta\sigma'$ en esas ecuaciones debe ser el aumento promedio debajo del centro de la cimentación. Suponiendo que la presión se incrementa parabolicamente, se estima el valor de $\Delta\sigma'_{prom}$ como (regla de Simpson):

$$\Delta\sigma'_{prom} = \frac{\Delta\sigma_t + 4\Delta\sigma_m + \Delta\sigma_b}{6} \quad (2.48)$$

Donde: $\Delta\sigma_t$, $\Delta\sigma_m$ y $\Delta\sigma_b$ representan el incremento en la parte superior, en la parte media y en el fondo del estrato.

2.1.8. CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS.

Un sistema de clasificación de suelos es un ordenamiento de los diferentes suelos en grupos que tienen características y propiedades similares,

con el propósito de facilitar al ingeniero un método para estimar las propiedades o aptitudes de un suelo.

2.1.8.1. Asociación Americana De Funcionarios Del Transporte Y Carreteras Estatales (AASHTO M-145).

Esta es uno de los sistemas más antiguos para la clasificación de los suelos, desde su introducción en 1929 como Public Road Administration Classification System (Sistema de Clasificación de la Oficina de Caminos Públicos), ha sufrido varias revisiones, modificaciones y se usa ampliamente para evaluar los suelos en la construcción de carreteras y terraplenes. El sistema de clasificación AASHTO bajo la norma M-145, actualmente en uso se muestra en la tabla 2.6. El suelo se clasifica en ocho grupos diferentes, designados desde el **A-1** hasta el **A-8**.

El sistema de clasificación se basa en los siguientes criterios:

1. El tamaño del grano.
 - Gravas: Fracción que pasa la malla de 3" (76.2 mm) y es retenida en la malla No 10 (2 mm).
 - Arenas: Fracción que pasa la malla No 10 (2 mm) y es retenida en la malla No 200 (0.075 mm).
 - Limos y arcillas: Fracción que pasa la malla No 200 (0.075 mm).

Tabla 2.6. Clasificación de suelos según AASHTO M-145

CLASIFICACION GENERAL	MATERIALES GRANULARES (35% o menos del total pasa el tamiz No. 200)							MATERIALES LIMO-ARCILLOSOS (Más del 35% del total pasa el tamiz No. 200)			
	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7
Clasificación de Grupos	A - 1 - a	A - 1 - b		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7				A - 7 - 5 A - 7 - 6
% del Material que pasa el tamiz:											
No. 10 (2 mm)	50 máx.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
No. 40 (0.0425 mm)	30 máx.	50 máx.	51 mín	—	—	—	—	—	—	—	—
No. 200 (0.075 mm)	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín	36 mín	36 mín	36 mín
Características de la fracción que pasa el tamiz No. 40 (0.0425 mm)											
Limite líquido, LL	—	—	40 máx.	41 mín	40 máx.	41 mín	40 máx.	41 mín	40 máx.	41 mín	41 mín
Limite plástico, LP	6 máx.	NP	10	10	11 mín	11 mín	10 máx.	10 máx.	11 mín	11 mín	11 mín
índice de grupo	0	0	0	4 máx.			8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.	
Tipo de material	Piedra, grava y arena		Arena fina	Gravas y arenas limosas o arcillosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Estimación general del suelo	Excelente a bueno							De pobre a malo			

Fuente: Clasificación de suelos (Norma AASHTO M-145).

2. Plasticidad: El término limoso se aplica cuando las fracciones de finos del suelo tienen un índice de plasticidad de 10 o menor. El término arcilloso se aplica cuando las fracciones de finos tienen un índice de plasticidad de 11 o mayor.

Para clasificar un suelo según la tabla 2.6, los datos de prueba se aplican de izquierda a derecha. Por un proceso de eliminación, el primer grupo desde la izquierda en el que los datos de prueba se ajusten, es la clasificación correcta.

Para la evaluación de la calidad de un suelo como material para subrasante de carreteras, se incorpora también un número llamado índice de grupo (*IG*) junto con los grupos y subgrupos del suelo. Éste número se describe en paréntesis después de la designación de grupo o de subgrupo. El índice de grupo está dado por la ecuación:

$$IG = (F - 35)[0.2 + 0.005 (LL - 40)] + 0.01(F - 15)(IP - 10) \quad (2.49)$$

Donde: F = Porcentaje que pasa la malla No 200.

LL = Límite líquido.

IP = índice de plasticidad.

El primer término de la ecuación (2.49) $(F - 35)[0.2 + 0.005 (LL - 40)]$, es el índice de grupo parcial determinado a partir del límite líquido. El segundo término $0.01(F - 15)(IP - 10)$, es el índice de grupo parcial determinado a partir del índice de plasticidad. Algunas reglas para determinar el índice de grupo son:

1. Si la ecuación (2.49) da un valor negativo para IG , éste es igual a cero.
2. Se redondea al número entero más cercano (Por ejemplo, si $IG = 3.4$ se redondea a 3; $IG = 3.5$ se redondea a 4).
3. No hay un límite superior para el índice de grupo.
4. El índice de grupo de suelos que pertenecen a los grupos A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5 y A-3 siempre será cero.
5. Al calcular el índice de grupo para los suelos A-2-6 y A-2-7, use el índice de grupo parcial a partir del índice plástico, o:

$$IG = 0.01(F - 15)(IP - 10) \quad (2.50)$$

En general, la calidad del comportamiento de un suelo como material para sub-rasantes es inversamente proporcional al índice de grupo.

2.1.8.2. Sistema Unificado De Clasificación De Suelos (SUCS, Norma ASTM D-2487).

La forma original de este sistema fue propuesto por Casagrande en 1942, para usarse en la construcción de aeropuertos emprendida por el Cuerpo de Ingenieros del Ejercito durante la Segunda Guerra Mundial. En cooperación con la oficina de Restauración de Estados Unidos, el sistema fue revisado en 1952. Hoy en día, es ampliamente usado por los ingenieros (Prueba D-2487 de la ASTM), que clasifican los suelos en dos amplias categorías como:

1. Los suelos de grano grueso, como los gravosos y arenosos con menos del 50% que pasa el tamiz No 200. los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G que significa grava o suelo gravoso y S que significa arena o suelo arenoso, como puede verse en la figura 2.18.
2. Los suelos de grano fino que pasan el 50% o más por el tamiz No 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M, que significa limo inorgánico, C para arcillas inorgánicas u O para limos y arcillas orgánicas. El símbolo Pt se usa para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos, como puede verse en las figuras 2.19 y 2.20.

Otros símbolos son también usados para la clasificación:

- W: Suelo bien graduado.
- P: Suelo mal graduado.
- L: Suelo con baja plasticidad (límite líquido < 50)
- H: Suelo con alta plasticidad (límite líquido > 50)

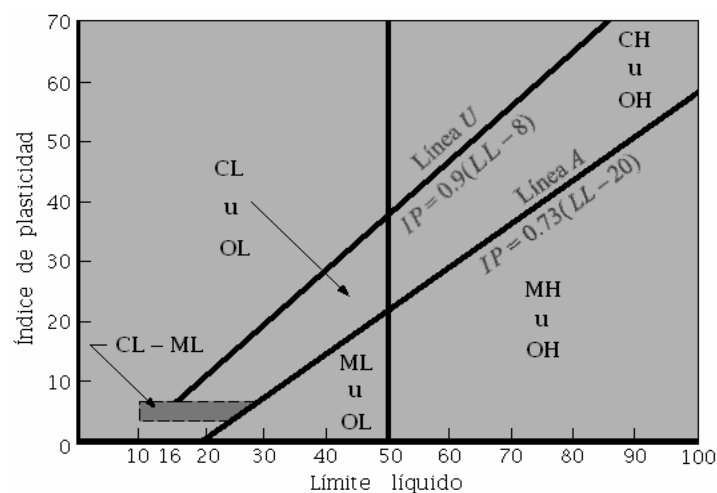


FIG. 2.17 Carta de plasticidad (sistema SUCS).

Para una clasificación apropiada con este sistema, debe de conocerse la siguiente información:

1. Porcentaje de grava, que es la fracción que pasa el tamiz de 3" (76.2 mm) y es retenida en el tamiz No 4 (4.75 mm).
2. Porcentaje de arena, que es la fracción que pasa el tamiz No 4 (4.75 mm) y es retenida en el tamiz No 200 (0.075 mm).
3. Porcentaje de limo y arcilla, fracción de finos que pasa el tamiz No 200 (0.075 mm).
4. El coeficiente de uniformidad (C_u) y el coeficiente de curvatura (C_z).
5. Límite líquido e índice de plasticidad de la porción de suelo que pasa el tamiz No 40 (0.425 mm).

Los símbolos de grupo para suelos de grano grueso son GW, GP, GM, GC, GC-GM, GW-GM, GW-GC, GP-GM y GP-GC. Los símbolos de grupo para suelos de grano fino son CL, ML, OL, CH, MH, OH, CL-ML y Pt. A continuación se presenta un procedimiento paso a paso para la clasificación de suelos.

- 1: Se determina el porcentaje de suelo que pasa el tamiz No 200 (F). Si $F < 50\%$, se trata de un suelo tipo grava o arenoso y vaya al paso 2. Si $F \geq 50\%$, se trata de un suelo de grano fino, vaya al paso 3.
- 2: Para un suelo de grano grueso, $(100 - F)$ es la fracción gruesa en porcentaje. Determine el porcentaje de suelo que pasa el tamiz No 4 y es retenido en el

tamiz No 200, (F_1). Sí $F_1 < (100 - F)/2$, entonces el suelo tiene más grava que arena, por lo que es un suelo tipo grava. Vaya a la figura 2.17 para determinar el símbolo de grupo, y luego a la figura 2.18 para obtener el nombre de grupo propio del suelo. Sí $F_1 \geq (100 - F)/2$, entonces se trata de un suelo arenoso, vaya a la figura 2.17 para determinar el símbolo de grupo y a la figura 2.18 para obtener el nombre de grupo del suelo.

3: Para un suelo de grano fino, vaya a la figura 2.17 para obtener el símbolo de grupo. Sí se trata de un suelo inorgánico, vaya a la figura 2.19 para obtener el nombre de grupo. Sí se trata de un suelo orgánico, vaya a la figura 2.20 para obtener el nombre de grupo.

Las equivalencias entre el sistema de clasificación AASHTO y el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), se pueden ver en la tabla 2.7.

TABLA 2.7 Equivalencias entre los sistemas “AASHTO-SUCS”

Grupo AASHTO	Grupo SUCS
A - 1	GW, GM, GP y SW
A - 2	SC
A - 3	SP y SM
A - 4	ML
A - 5	CL, OL y MH
A - 6	CH
A - 7	OH

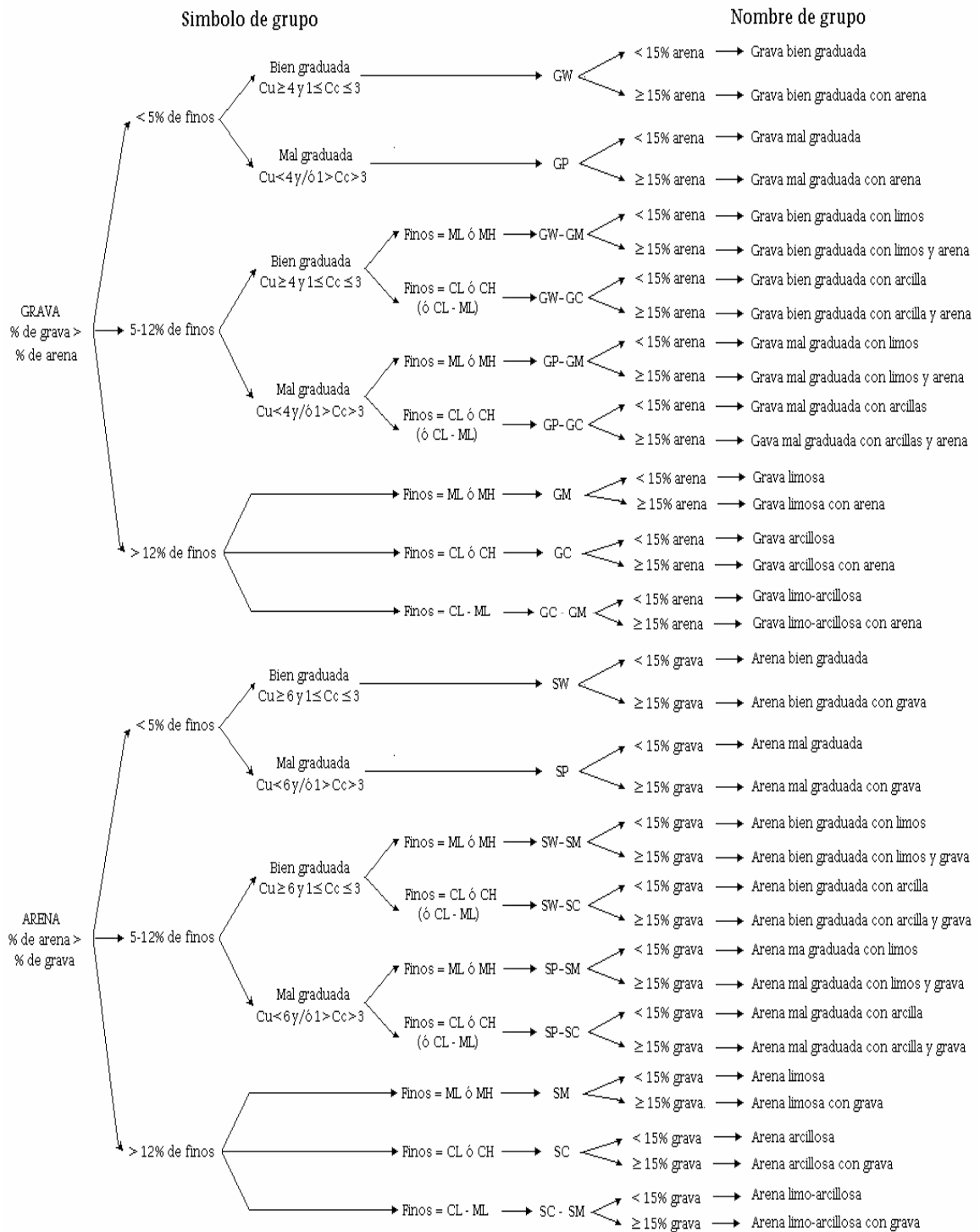


FIG. 2.18 Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos tipo grava y arenosos (SUCS).

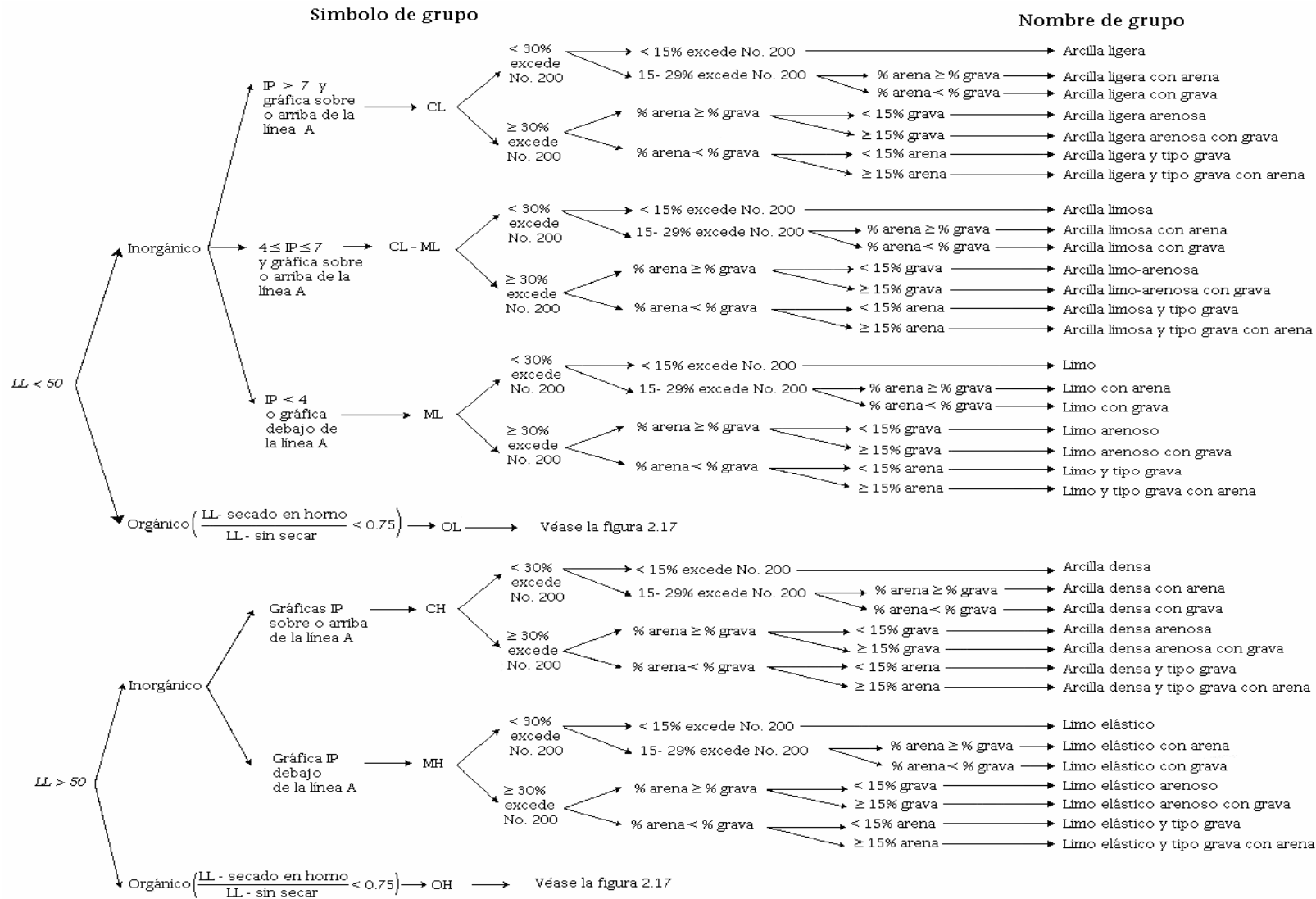


FIG. 2.19 Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos limosos, inorgánicos y arcillosos (SUCS).

Símbolo de grupo

Nombre de grupo

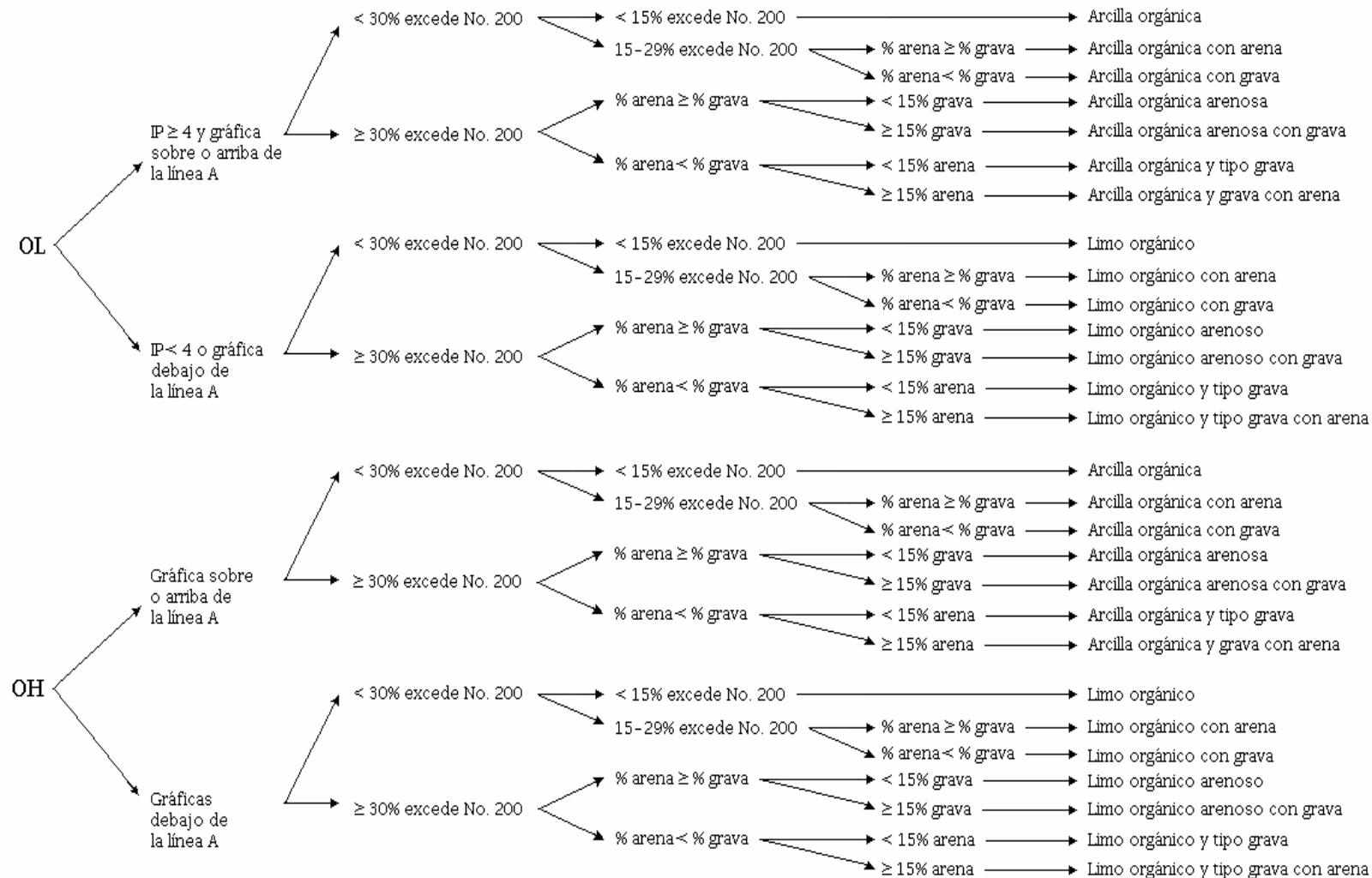


FIG. 2.20 Diagrama de flujo para nombres de grupo de suelos limosos, orgánicos y arcillosos (SUCS).

2.1.8.3. Procedimiento Visual – Manual (Norma ASTM D-2488).

Para que una muestra de suelo sea inspeccionada visualmente e identificada con ensayos manuales simples, a través de procedimientos y criterios estándar, el suelo puede ser identificado mediante la asignación de símbolos de grupo y un nombre utilizando los diagramas de flujo de las figuras 2.21 y 2.22 para los suelos de grano fino y la figura 2.23 para los suelos de grano grueso. Si el suelo tiene propiedades que no lo colocan distintamente en un grupo específico, debe utilizarse símbolos de frontera.

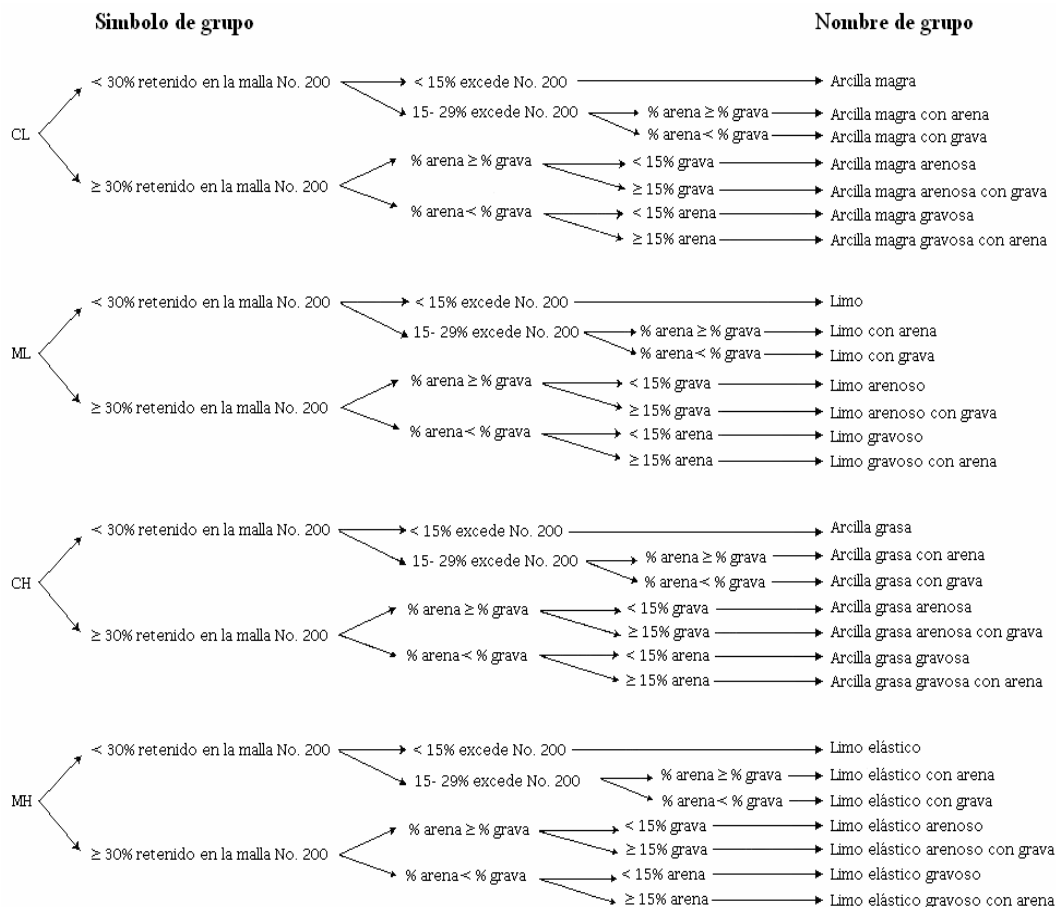


FIG. 2.21 Diagrama de flujo para identificar suelos inorgánicos de grano fino (SUCS).

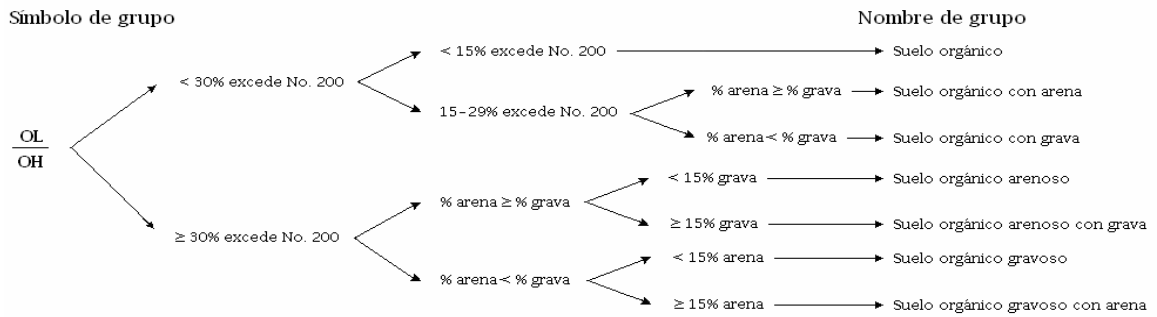


FIG. 2.22 Diagrama de flujo para identificar suelos orgánicos de grano fino (SUCS).

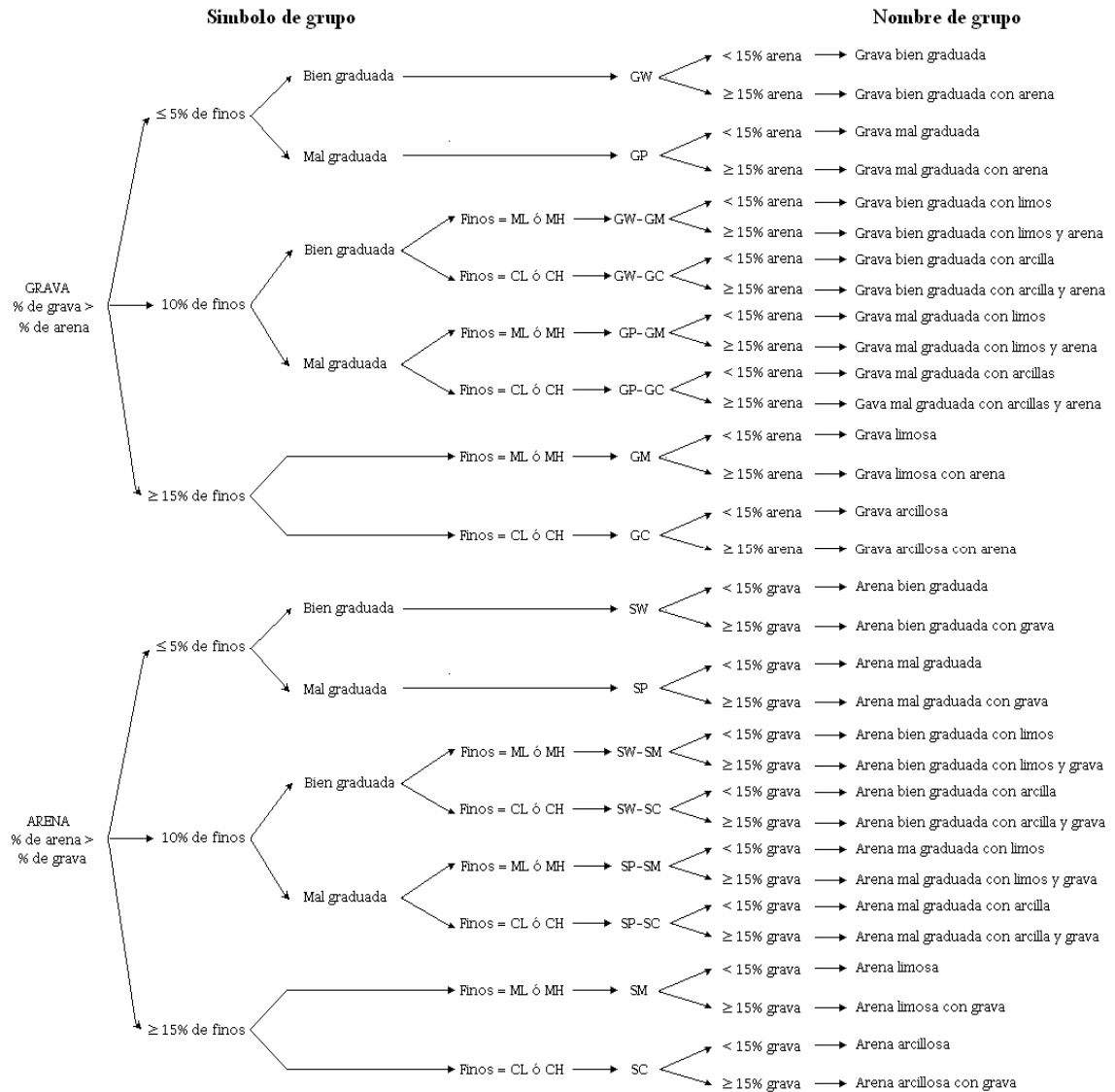


FIG. 2.23 Diagrama de flujo para identificar suelos de grano grueso (SUCS).

Para una clasificación apropiada con este procedimiento, ésta debe de ser basada en la norma ASTM D-2488 y de conocerse la siguiente información a través de la siguiente tabla 2.8.

TABLA 2.8 Descripción de las partículas para el procedimiento visual-manual.

TERMINO	DESCRIPCIÓN
Bloques o guijarros	Son partículas de rocas angulosas o generalmente redondeadas que no pasan una abertura cuadrada de 12" (304.8 mm).
Cantos rodados o boleos	Partículas de roca que pasan una abertura cuadrada de 12" (304.8 mm) y son retenidos en el tamiz de 3" (76.2 mm).
Grava gruesa	Son partículas que pasan el tamiz de 3" (76.2 mm) y son retenidas en el tamiz de ¾" (19 mm).
Grava fina	Son partículas que pasan el tamiz de ¾" (19 mm) y son retenidas en el tamiz No 4 (4.75 mm).
Arena gruesa	Son partículas que pasan el tamiz No 4 (4.75 mm) y se retienen en el tamiz No 10 (2.00 mm).
Arena media	Son partículas que pasan el tamiz No 10 (2.00 mm) y se retienen en el tamiz No 40 (0.425 mm).
Arena fina	Son partículas que pasan el tamiz No 40 (0.475 mm) y se retienen en el tamiz No 200 (0.075 mm).
Limo	Es un suelo que pasa el tamiz No 200 (0.075 mm), no plástico o muy ligeramente plástico, y posee poca o ninguna resistencia cuando es secado al aire. Es un suelo de grano fino con un IP < 10.
Limo orgánico	Es un limo con un alto contenido de material orgánico que influye en las propiedades del suelo. El valor de su límite líquido después de secado en el horno es menor que el 75% de su valor de límite líquido original.
Arcilla	Suelo que pasa el tamiz No 200 (0.075 mm), puede ser moldeado para mostrar plasticidad dentro de un rango de contenido de agua. Es un suelo de grano fino, con un IP ≥ 10.
Arcilla orgánica	Es una arcilla con suficiente contenido de materia orgánica que influye en las propiedades del suelo. El valor de su límite líquido después de secado en el horno es menor al 75% de su valor de límite líquido original.
Turba	Es un suelo compuesto principalmente de tejido vegetal en varias fases de descomposición, usualmente con un olor orgánico de color café oscuro a negro, con una consistencia esponjosa y una textura que varía de fibrosa a amorfa.

2.1.8.3.1. Desarrollo Visual-Manual.

Se identifican cada una de las muestras de suelo, detallando el número de perforación, número de muestra, estrato geológico o una descripción del lugar con respecto a un monumento permanente, así como su profundidad y

elevación. Se selecciona para la descripción e identificación correcta de la muestra, la cantidad mínima del espécimen a ser ensayado, estos datos se proporcionan a través de la tabla 2.9

TABLA 2.9 Cantidad mínima del espécimen de ensayo por tamaño máximo de partícula.

Tamaño máximo de la partícula, apertura de malla.	Tamaño mínimo del espécimen, peso seco.
4.75 mm (No. 4)	100 g (0.25 lb)
9.50 mm (3/8")	200 g (0.5 lb)
19.0 mm (3/4")	1.0 kg (2.2 lb)
38.1 mm (1 1/2")	8.0 kg (18.0 lb)
75.0 mm (3")	60 kg (132 lb)

Fuente: Norma ASTM D-2488, volumen 04.08 (American Society for Testing and Materials)

Se registra la información descriptiva de cada una de las muestras a identificar, mediante las características siguientes:

Angulosidad: Se describe la angulosidad de las partículas como las gravas, guijarros y boleos de acuerdo a los siguientes criterios: angular, sub-angular, sub-redondeada ó redondeada.

Forma: Se describe la forma de las partículas de grava, guijarros y cantos rodados, de acuerdo a los criterios establecidos: plana, alargada ó plana-alargada.

Color: Se observa y se anota el color del suelo en condición húmeda, especialmente al identificar suelos orgánicos.

Olor: Se describe el olor del suelo como orgánico o inusual.

Condición de humedad: Se describe la condición de humedad del suelo, de acuerdo con los siguientes criterios: seca, húmeda ó mojada.

Consistencia: Se describe la consistencia de los suelos inalterados de grano fino, presionando con el dedo pulgar el suelo por medio de los siguientes criterios: muy suave, suave, firme, dura ó muy dura.

Cementación: Se describe la cementación de la muestra de suelo inalterado de grano grueso, según los siguientes criterios: débil, moderada ó fuerte.

Estructuración: Se observa y se anota la descripción de la estructura de un suelo inalterado, de acuerdo con los siguientes criterios: estratificada, laminar, fisurada, espejo de falla, en forma de bloque, lenticular, u homogénea.

Dureza: Se describe la dureza de la arena gruesa y las partículas más grandes como dura o indique qué sucede cuando las partículas son golpeadas con un martillo.

2.1.8.3.2. Preparación De La Muestra Para Identificar El Suelo.

- a) Se separa de forma manual las partículas mayores de 76.2 mm (3") en muestras sueltas y en muestras inalteradas, sepárelas de forma visual, antes de su clasificación.
- b) Se calcula y se anota el porcentaje de guijarros y boleos (cantos rodados), por medio de un procedimiento visual.

c) Se calcula y registra el porcentaje en masa seca de la fracción de grava , arena y finos por uno de los siguientes métodos:

- **Método de la jarra:** El porcentaje de las partículas de grano grueso y fino del material puede ser estimado agitando completamente una mezcla de suelo y agua en un tubo de ensayo y dejándola reposar. Las partículas más gruesas caerán al fondo y seguidamente se depositarán las partículas más finas en un tiempo mayor; las arenas dejaran de estar en suspensión entre 20 y 30 s. Las proporciones pueden ser estimadas del volumen relativo de cada tamaño por separado.
- **Método visual:** Se visualiza mentalmente las partículas del tamaño de las gravas sobrepuestas en un saco o recipiente, realizando el mismo procedimiento con las partículas del tamaño de arenas y finos. Posteriormente compare cada una de las porciones para estimar de forma aproximada, el porcentaje de las partículas mayores y menores al tamiz No. 4 presentes en la muestra. Los porcentajes de arena y finos de la porción menor que la malla No. 4 deben ser estimados con el método de lavado.
- **Método de lavado:** Se selecciona y se humedece suficientemente la muestra de material menor que la malla No. 4 y forme un cubo de suelo de 25 mm (1”), luego corte el cubo por la mitad, coloque a un lado una de las mitades y la otra en un plato pequeño. Lave la porción colocada

en el plato y decante los finos del material hasta que el agua del lavado se observe clara y compare las dos muestras. Estime el porcentaje de arena y finos.

d) Se identifica preliminarmente el suelo (en base a los porcentajes estimados en el paso anterior), como:

- **Suelo de grano fino:** Si contiene el 50% o más de finos, realice los pasos como se describe en el procedimiento del apartado 2.1.8.3.3.
- **Suelo de grano grueso:** Si contiene menos del 50% de finos, proceda como se describe en el apartado 2.1.8.3.6.

2.1.8.3.3. Identificación De Suelos De Grano Fino.

Se selecciona una muestra representativa del material para examinarlo y remueva de ella las partículas que se retienen en el tamiz No. 40 (arena media y gruesa) hasta obtener un espécimen de aproximadamente un puñado de material. Utilice este espécimen para realizar los ensayos siguientes:

a) **Resistencia en seco:**

- Se toma una porción de la muestra seleccionada anteriormente, lo suficiente para moldear una bola de aproximadamente 25 mm (1") de diámetro.

- Se agrega agua al suelo, moldee el material hasta que tenga la consistencia de una masilla y haga por lo menos tres especímenes de ensayo en forma de bola de 12 mm (1/2") de diámetro.
- Se secan los especímenes de ensayo exponiéndolos al aire, al sol o utilizando métodos artificiales, siempre y cuando la temperatura no exceda los 60° C.
- Se determina la resistencia en seco de las bolas o terrones comprimiéndolas entre los dedos.
- Se anota la resistencia en seco de acuerdo a los siguientes criterios: ninguna, baja, media, alta ó muy alta.

b) Dilatancia:

- Se toma una porción de la muestra seleccionada en el inicio de este apartado, de manera que sea suficiente para formar una bola de 12 mm (1/2") de diámetro.
- Se agrega agua si es necesario y se moldea el material hasta que tenga una consistencia suave pero no pegajosa.
- Se aplana la bola de suelo en la palma de la mano empleando una espátula pequeña. Luego se agita en dirección horizontal golpeándola vigorosamente el costado de la mano contra la otra mano varias veces.

- Se presiona la muestra cerrando la mano o apretando el suelo entre los dedos y observe la reacción del agua que aparece en la superficie del suelo; esto es la velocidad con la que el agua aparece mientras se agita y desaparece mientras se apreta.
- Se anota la reacción de acuerdo con los siguientes criterios: ninguna, lenta ó rápida.

c) Tenacidad:

- Con el espécimen del ensayo anterior, se forma un hilo de 3 mm (1/8") de diámetro aproximadamente, rodándola entre las palmas de las manos o en una superficie lisa.
- Se doblan los hilos formados, volviéndolos a enrollar en varias ocasiones hasta que el hilo se desmenuce en un diámetro cercano a 3 mm (1/8"). Observe la presión requerida para rodar el hilo, así como su resistencia.
- Se unen las piezas o porciones amasándolas hasta que se desmenuce nuevamente, anote la tenacidad del material.

d) Plasticidad:

- Se describe la plasticidad del material en base a las observaciones realizadas durante el ensayo para la determinación de la dureza de un suelo y de acuerdo a estos criterios: no plástica, plasticidad baja, plasticidad media ó plasticidad alta.

Se observa si el suelo de grano fino es inorgánico u orgánico, luego se procede según sea el caso con la identificación de un suelo de grano fino inorgánico en el apartado 2.1.8.3.4. o la identificación de un suelo de grano fino orgánico en el apartado 2.1.8.3.5.

2.1.8.3.4. Identificación De Suelos De Grano Fino Inorgánicos.

- a) Se identifica el suelo como arcilla magra (CL), arcilla grasa (CH), un limo (ML) o limo elásticos (MH), en base a los resultados observados de los ensayos de resistencia en seco, dilatancia, tenacidad y plasticidad expuestos en la tabla 2.10.

TABLA 2.10 Identificación de suelos de grano fino inorgánicos por ensayos manuales.

Símbolo del suelo	Resistencia en seco	Dilatancia	Tenacidad	Plasticidad
ML	Ninguna a baja	Lenta a rápida	Baja ó el rollito no se puede formar	Baja ó no plástico
MH	Baja a media	Ninguna a lenta	Baja a media	Baja a media
CL	Media a alta	Ninguna a lenta	Media	Media
CH	Alta a muy alta	Ninguna	Alta	Alta

Fuente: Norma ASTM D-2488, volumen 04.08 (American Society for Testing and Materials)

- b) Se añade una frase complementaria al nombre del grupo del suelo, siguiendo los siguientes criterios:
- Si se estima que el suelo posee de un 15% a un 25% de arena, grava o ambos, las palabras “con arena” o “con grava” (el que más predomine) se agregue al nombre de grupo. Si el porcentaje de arena es igual al porcentaje de grava, utilice “con arena”.

- Si estima que el suelo tiene un 30% o más de arena, grava o ambos, se agregue la palabra “arenosa” o “gravosa” al nombre de grupo. Complete añadiendo la palabra “arenoso” si parece que el suelo contiene más arena que grava ó la palabra “gravosa” si parece existir más grava que arena. Si el porcentaje de arena es igual al de grava use la palabra “arenoso”.
- c) Se expresa la identificación de la muestra de suelo, proporcionando la siguiente información: El nombre de grupo, símbolo de grupo, color del suelo húmedo, grado de plasticidad, porcentaje aproximado de arena y grava, tamaño máximo de las partículas gruesas y la información descriptiva.

2.1.8.3.5. Identificación De Suelos De Grano Fino Orgánico.

Se identifica el suelo como orgánico (OL/OH), si éste contiene suficientes partículas orgánicas que influyan en sus propiedades. Los suelos orgánicos normalmente tienen un color castaño oscuro a negro y tienen un olor orgánico.

2.1.8.3.6. Identificación De Suelo De Grano Grueso.

- a) Se determina el nombre y símbolo de grupo del suelo, en base a los porcentajes estimados en el apartado 2.1.8.3.2. literal “c” y utilizando los criterios en la tabla 2.11.

TABLA 2.11 Identificación del nombre y símbolo de grupo de un suelo de grano grueso.

Criterio	Nombre y símbolo de grupo
% de grava estimada es mayor que el % de arena	Grava (G)
% de grava estimada es igual o menor que el % de arena	Arena (S)

Fuente: Norma ASTM D-2488, volumen 04.08 (American Society for Testing and Materials)

b) Tomando como base la estimación del porcentaje de finos realizada 2.1.8.3.2. literal “c”, seleccione uno de los siguientes procedimientos:

- **Porcentaje de finos es menor o igual al 5%.**
 - Se identifica el suelo como una grava bien graduada (GW) o como una arena bien graduada (SW), si éste posee un rango amplio de los tamaños de las partículas y cantidades sustanciales para los tamaños intermedios.
 - Se identifica un suelo como una grava mal graduada (GP) o como una arena mal graduada (SP), consiste predominantemente de un solo tamaño de partículas (uniformemente graduada), ó si tiene una gama amplia de tamaños con algunos tamaños intermedios que no están presentes, (graduación estrecha o discontinua).
 - Si el espécimen de ensayo contiene predominantemente grava o arena en un estimado del 15% o más del otro constituyente de grano grueso, las palabras “con grava” o “con arena” se agregará al nombre de grupo.

- Si la muestra del campo contiene cualquier guijarro o cantos rodados, o ambos, las palabras “con guijarros” o “con guijarros y cantos rodados” se agregará al nombre de grupo.
- **Porcentaje de finos estimado es mayor o igual al 15%.**
 - Se identifica el suelo como una grava arcillosa (GC) o una arena arcillosa (SC), si los finos son arcillosos como es definido en la identificación de suelo de grano fino (apartado 2.1.8.3.3.).
 - Se clasifica el suelo como una grava limosa (GM) o una arena limosa (SM), si los finos son limosos como es definido en la identificación de suelo de grano (apartado 2.1.8.3.3).
 - Si el espécimen de ensayo contiene predominantemente grava o arena en un estimado del 15% o más del otro constituyente de grano grueso, las palabras “con grava” o “con arena” se agregará al nombre de grupo.
 - Si la muestra de campo cualquier guijarro o cantos rodados, o ambos, las palabras “con guijarros” o “con guijarros y cantos rodados” se agregará al nombre de grupo.
- **Porcentaje de finos estimado es igual al 10%.**
 - Si se estima que el suelo contiene 10% de finos, proporcione al suelo una identificación dual empleando símbolos de dos grupos, por ejemplo:

“grava bien graduada con arcilla, GW-GC” o “arena mal graduada con limo, SP-SM”.

- c) Se expresa la identificación de la muestra de suelo, proporcionando la siguiente información: Nombre de grupo, símbolo de grupo, color del suelo húmedo, grado de plasticidad, porcentaje aproximado de arena y grava, tamaño máximo de las partículas gruesas y la información descriptiva.

2.1.8.3.7. Identificación De Turbas.

Una muestra compuesta principalmente de tejidos vegetales en varios estados de descomposición que tiene una estructura amorfa, normalmente un color castaño oscuro a negro, y un olor orgánico, se designará como un suelo muy orgánico y se identificará como turba, Pt y no se sujetará a los procedimientos de identificación descritos en los ensayo por los diferentes métodos que aquí se presentan.

2.2. AGREGADOS UTILIZADOS EN CARRETERAS.

Para la conformación de las capas sub-base y base que integrarán una estructura de pavimento, la selección de los agregados estará basada en el sistema de la Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y del Transporte (AASHTO), norma que describe y regula el procedimiento para la clasificación de material selecto proveniente de bancos de préstamos. Las partículas que constituyan estos agregados deben ser duras, limpias,

resistentes, estables, libres de películas superficiales, de raíces, de restos vegetales y no contendrán partículas que tengan forma de laja o de aguja, piedra, escoria o grava quebradas.

Los agregados que se utilizarán deberán cumplir con los siguientes requisitos, el estándar de cada prueba según valores de SIECA:

- Abrasión de los ángulos, AASHTO T-96 50% máx.
- Disgregabilidad (sanidad) en sulfato de sodio, AASHTO T-104 12% máx.
- Límite líquido, AASHTO T-89 25 máx.
- Índice de durabilidad (grueso), AASHTO T-210 35 mín.
- Índice de durabilidad (fino), AASHTO T-210 35 mín.
- Caras fracturadas, ASTM D - 5821 50% mín.
- Materia orgánica, grumos o arcilla. AASHTO T-267 2% máx.
- No se usará material que en él, exista la alternativa de humedecimiento y secado.

La granulometría de los agregados se obtendrá quebrando, cerniendo y mezclando si es necesario. El agregado fino, material que pasa el tamiz No. 4 (4.75 mm), consiste en arena natural o quebrada y partículas minerales finas.

A continuación se muestra en la tabla 2.12 los requerimientos de la granulometría para la conformación de sub-base y base.

TABLA 2.12 Clasificación de agregados para sub-base y base.

Abertura de la malla	Porcentaje por peso pasando la malla cuadrada				
	AASHTO T-27 Y AASHTO T-11				
	Requerimientos de granulometria				
	A (sub-base)	B (sub-base)	C (base)	D (base)	E (base)
2 ½ "(63mm)	100				
2" (50mm)	97 - 100	100	100		
1 ½ "(37.5mm)		97 - 100	97 - 100	100	
1"(25mm)	65 - 79			97 - 100	100
¾ "(19mm)			67 - 81		97 - 100
½ "(12.5mm)	45 - 59				
3/8" (9.5mm)				56 - 70	67 - 79
No.4(4.75mm)	28 - 42	40 - 60	33 - 47	39 - 53	47 - 59
No.40(0.425mm)	9 - 17		10 - 19	12 - 21	12 - 21
No.200(0.075mm)	4 - 8	0 - 12	4 - 8	4 - 8	4 - 8

Fuente: Especificaciones para la Construcción de Carreteras y Puentes Regionales (SIECA).

2.3. AGUA UTILIZADA EN CARRETERAS.

El agua es un elemento esencial para lograr una buena estabilización en los suelos que necesitan ser mejorados, humedeciéndolos hasta llegar lo más cercanamente posible a la humedad óptima, en especial cuando se utilizará para la conformación de las capas de sub-base y base que formaran parte de la estructura de un pavimento.

Casi cualquier agua natural que tenga las características de un agua potable y que no tenga un sabor u olor pronunciado, se podrá utilizar para poder humedecer las mezclas de agregados para base y sub-base, sin embargo, algunas aguas no potables pueden ser adecuadas.

En relación con el empleo del agua para lograr la humedad óptima, se puede tener dos diferentes aplicaciones: como ingrediente para humedecer la elaboración de las mezclas de agregados y como medio de curado de las estructuras de base y sub-base recién conformadas. En el primer caso es de uso interno para humedecer la mezcla de agregados, y el segundo se emplea exteriormente para curar las capas estabilizadas con suelo-cemento o suelo-cal.

Aunque en estas aplicaciones las características del agua tienen efectos de diferente importancia, es usual que se recomiende emplear aguas de una sola calidad en ambos casos. Así normalmente, en las especificaciones para concreto se hace referencia en primer término a los requisitos que debe cumplir el agua para elaborar concreto, porque sus efectos son más importantes, y después se indica que el agua que se utilice para curarlo debe ser del mismo origen, o similar y evitar que se emplee agua para curado en las capas estabilizadas con características inadecuadas.

2.3.1. REQUISITOS DE CALIDAD DEL AGUA PARA ESTABILIZACIÓN.

El agua utilizada para humedecer la mezcla de suelo que se desea estabilizar y el curado de suelo-cal o suelo-cemento, deberá ser limpia y libre de cantidades excesivas de material orgánico, sales inorgánicas, dióxido de carbono disuelto, azúcares, grasas y demás impurezas; en caso de duda se podrá ordenar un análisis químico del agua, cuyos resultados deben estar entre los siguientes parámetros:

- Determinación del PH 5.5 a 8.0.
- Sulfato (SO₄) 1 gramo/litro.
- Sustancias orgánicas disueltas en agua 15 gramos/litro.
- Ion de cloruro 8 gramos/litro.
- Hidrato de carburo No debe contener.

El agua que tiene 2,000 partes por millón (ppm) de sólidos disueltos totales, generalmente puede ser utilizada de manera satisfactoria para la utilización en el acercamiento de la humedad óptima y el curado de las capas estabilizadas de base en carreteras, mientras que el agua que contenga más de 2,000 ppm de sólidos disueltos deberá ser ensayada para investigar su efecto sobre la resistencia y el tiempo de fraguado de las capas estabilizadas de base para las carreteras.

2.4. **ESTABILIZACIÓN Y MEZCLA DE SUELOS.**

La estabilización es una técnica que se utiliza para modificar las propiedades de un suelo no adecuado en algún sentido, que se ha de utilizar para un determinado fin, en un lugar específico y hacerlo capaz de cumplir mejores requerimientos. Son muchos los procedimientos que pueden seguirse para lograr una mejoría de las propiedades de los suelos y hacerlos apropiados para algún uso específico y poder constituir una buena estabilización.

Dentro de las estabilizaciones más comunes que podemos mencionar para mejorar las propiedades del suelo están las siguientes:

- Estabilización por compactación.
- Estabilización por corrección granulométrica.
- Estabilización de suelos con geosintéticos.
- Estabilización térmica: calor y calcinación.
- Estabilización química: Cemento, emulsión asfáltica o cal.

Para la gran variabilidad de los suelos y sus composiciones, éstas hacen que cada método de estabilización resulte sólo aplicable a un número limitado del tipo de ellos. Desde un principio se tiene que reconocer que la estabilización no siempre será una herramienta ventajosa en todos los casos, ya que se tiene que tener en cuenta el conjunto de propiedades que se desean mejorar y el dinero que en ello haya de invertirse.

Las propiedades de los suelos que más frecuentemente se estudian en problemas de estabilización son:

- **Estabilidad volumétrica:** Se refiere por lo general a los problemas relacionados con los suelos expansivos afectados por los cambios de humedad. Se trata de transformar la masa expansiva de arcilla en una masa rígida, con sus partículas unidas por lazos fuertes para resistir las presiones internas de expansión, esto se logra con tratamientos químicos o térmicos.

- **Resistencia:** Para mejorar e incrementar este parámetro en los suelos, son muy utilizados los métodos mecánicos de compactación y los químicos, especialmente el cemento, la cal o los productos asfálticos. Es muy importante tener en cuenta el contenido de materia orgánica, ya que esta no permite una buena estabilización del suelo.
- **Permeabilidad:** Se puede modificar sustancialmente la permeabilidad de los suelos por métodos tales como la compactación, la inyección, etc. En materiales arcillosos, el uso de defloculantes (por ejemplo polifosfatos), floculantes (dióxido de cal ó yeso) y la inclusión de sustancias bituminosas aumentan correspondientemente el valor de la permeabilidad.
- **Compresibilidad:** La compactación es una forma rutinaria de estabilización que modifica fuertemente la compresibilidad de los suelos, sin embargo, la compactación no es la única forma de estabilización que influye en la compresibilidad, puede decirse que todos los métodos mencionados están relacionados para influenciar en dicho concepto.
- **Durabilidad:** Esta propiedad se refiere a los factores que son resistentes al intemperismo, la erosión o la abrasión del tráfico, de manera que los problemas de durabilidad en las vías terrestres suelen estar asociados a suelos situados relativamente cerca de la superficie de rodamiento. Estos problemas pueden afectar a los suelos estabilizados, donde, los peores comportamientos suelen ser consecuencia de diseños inadecuados, como la

mala elección del agente estabilizador o un serio error en su uso, tal como podría ser cuando se ignora la conocida susceptibilidad de los suelos arcillosos estabilizados con cemento a la presencia de sulfatos.

2.4.1. ESTABILIZACIÓN DE MATERIAL GRANULAR POR COMPACTACIÓN.

La compactación es la densificación del suelo por remoción del aire, lo que requiere energía mecánica. El grado de compactación de un suelo se mide en términos de su peso específico seco (γ_d). Cuando se agrega agua al suelo durante la compactación, ésta actúa como un agente ablandador de las partículas del suelo, que hace que se deslicen entre sí y se muevan a una posición de empaque más denso. El peso específico seco después de la compactación se incrementa conforme aumenta el contenido de agua, hasta alcanzar su valor máximo a un correspondiente contenido de agua denominado “contenido de agua óptimo”.

2.4.1.1. Factores Que Afectan La Compactación.

Los factores que tienen gran influencia en afectar el grado de compactación, aparte del contenido de agua al llegar el suelo a la saturación, están el tipo de suelo y el esfuerzo de compactación.

- **Efecto del tipo de suelo:** En el tipo de suelo, es decir, su distribución granulométrica, forma de los granos del suelo, densidad de los sólidos del suelo, cantidad y tipo de minerales arcillosos presentes, tienen gran

influencia en el peso específico seco máximo y en el contenido de agua óptimo.

- **Efectos del esfuerzo de compactación:** La energía de compactación por volumen unitario (E) usada para la Prueba Proctor Estándar se da como:

$$E = \frac{\left(\begin{array}{c} \text{número} \\ \text{de golpes} \\ \text{por capa} \end{array} \right) X \left(\begin{array}{c} \text{número} \\ \text{de} \\ \text{capas} \end{array} \right) X \left(\begin{array}{c} \text{peso} \\ \text{del} \\ \text{martillo} \end{array} \right) X \left(\begin{array}{c} \text{altura de} \\ \text{caída del} \\ \text{martillo} \end{array} \right)}{\text{volumen del molde}} = 531.3 \text{ KN/m}^3 \quad (2.51)$$

Si el esfuerzo de compactación por volumen unitario es alterado, aumentando el número de golpes, la curva de agua-peso específico cambiará en aumento.

2.4.1.2. Prueba Proctor Estándar.



El procedimiento para la Prueba Proctor Estándar se da en el estándar D-698-91 de la ASTM y en el estándar T-99 de la AASHTO (ver tabla 2.13), en la prueba de proctor, el suelo es compactado en un molde que está unido a una placa de base en el fondo y una extensión en la parte superior como. Para la prueba, el peso específico húmedo de compactación (γ_h) se calcula así:

$$\gamma_h = W/V_{(m)} \quad (2.52)$$

Donde: W : peso del suelo compactado en el molde.

$V_{(m)}$: Volumen del molde.

TABLA 2.13 Especificaciones para prueba Proctor estándar (basada en AASHTO T-99).



Concepto	Método A	Método B	Método C	Método D	FIGURAS
Diámetro del molde	101.6 mm	152.4 mm	101.6 mm	152.4 mm	
Volumen del molde	943.3 cm ³	2124 cm ³	943.3 cm ³	2124 cm ³	
Peso del pisón	24.4 N	24.4 N	24.4 N	24.4 N	
Altura de caída del pisón	304.8 mm	304.8 mm	304.8 mm	304.8 mm	
Número de golpes del pisón por capa de suelo	25	56	25	56	
Número de capas de compactación	3	3	3	3	
Energía de compactación	591.3 KN-m/m ³	1324.5 KN-m/m ³	591.3 KN-m/m ³	1324.5 KN-m/m ³	
Suelo por usarse	Porción que pasa el tamiz No. 4 (4.57 mm).	Porción que pasa el tamiz No. 4 (4.57 mm).	Porción que pasa el tamiz ¾" (19.0 mm).	Porción que pasa el tamiz ¾" (19.0 mm).	

Fuente: "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica", Braja M. Das.

2.4.1.3. Prueba De Proctor Modificada.

Con el desarrollo de rodillos pesados y su uso en la compactación de campo, la prueba de Proctor Estándar fue modificada para presentar mejor las condiciones de campo. Ésta se llama prueba Proctor Modificado se da en el Estándar D-1557-91 de la ASTM y en el estándar T-180 de la AASHTO, (ver tabla 2.14). Debido al incremento del esfuerzo de compactación, hay un incremento del peso específico seco máximo, y una disminución del contenido de agua óptima.

TABLA 2.14 Especificaciones para prueba Proctor modificada (basada en AASHTO T-180).

Concepto	Método A	Método B	Método C	Método D	FIGURAS
Diámetro del molde	101.6 mm	152.4 mm	101.6 mm	152.4 mm	
Volumen del molde	943.3 cm ³	2124 cm ³	943.3 cm ³	2124 cm ³	
Peso del pisón	44.5 N	44.5 N	44.5 N	44.5 N	
Altura de caída del pisón	457.2 mm	457.2 mm	457.2 mm	457.2 mm	
Número de golpes del pisón por capa de suelo	25	56	25	56	
Número de capas de compactación	5	5	5	5	
Energía de compactación	2696 KN-m/m ³	6039.13 KN-m/m ³	2696 KN-m/m ³	6039.13 KN-m/m ³	
Suelo por usarse	Porción que pasa el tamiz No. 4 (4.57 mm)..	Porción que pasa el tamiz No. 4 (4.57 mm).	Porción que pasa el tamiz ¾" (19.0 mm).	Porción que pasa el tamiz ¾" (19.0 mm).	

Fuente: "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica", Braja M. Das.

Para aquellos suelos que se desean estabilizar, especialmente la de suelo cemento, la cual, se ha basado en la prueba Proctor Estándar, según el estándar D-558 de la ASTM o su equivalente en el estándar de la AASHTO T-134 (Relación densidad-humedad) y el estándar D-559 de la ASTM o el equivalente al estándar de la AASHTO T-135 (ensayo de humectación y secado), ha dado buenos resultados para determinar la compactación en campo. Sin embargo, en los últimos 15 años, diversos países han adoptado en sus métodos de estabilización con (cemento, cal, emulsión asfáltica, etc.) una mayor energía de compactación aplicando el Proctor Modificado del estándar

T-180 de la AASHTO, este cambio ha resultado ser muy congruente y compatible con la energía de compactación generada por los equipos de hoy en día para determinar el grado de la compactación especificada en campo.

Para cada prueba, el contenido del agua del suelo compactado se determina en laboratorio, con un contenido de agua conocido, el peso específico (γ_d) se calcula con:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{W_{(\%)}}{100}} \quad (2.53)$$

Donde: $W_{(\%)}$: porcentaje de contenido de agua.

Los valores de γ_d determinados en la ecuación (2.53) se grafican contra los correspondientes contenidos de agua para obtener el peso específico seco máximo y el contenido de agua óptimo para el suelo, (ver fig. 2.24).

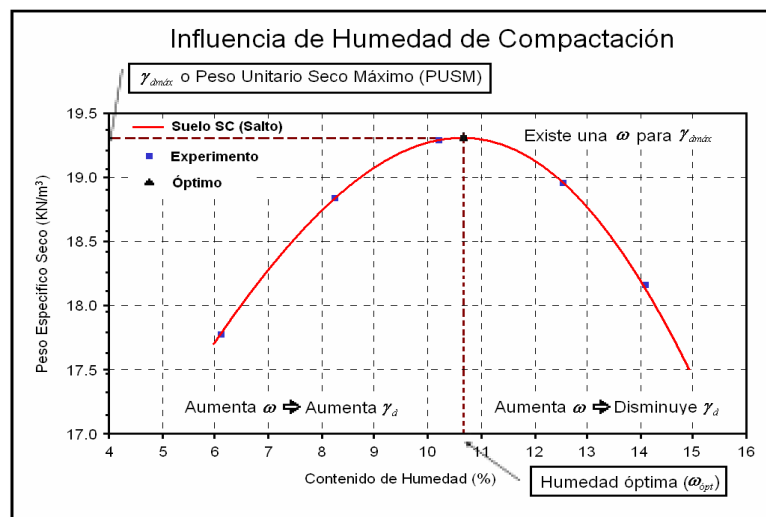


FIG. 2.24 Curva peso específico seco vrs contenido de humedad óptimo.

2.4.1.4. Compactación De Campo.

Se entiende por compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar artificialmente las características de resistencia, compresibilidad y el comportamiento esfuerzo – deformación de los mismos. En general implica una reducción de los vacíos y, como consecuencia de ello, en el suelo ocurren cambios volumétricos de importancia ligados a la pérdida de aire, porque por lo común no se presenta expulsión de agua.

El nivel de referencia habitual para la compactación de las capas “in situ” es la densidad máxima obtenida en el ensayo Proctor modificado, sin embargo, deben tenerse en cuenta las diferencias entre las densidades medias y las densidades del fondo de capa, que pueden ser significativas.

La eficacia de la compactación que se puede lograr en obra depende, entre otros factores de:

- Naturaleza del suelo a compactar.
- Elección adecuada del equipo: tipo, peso, presión de inflado de neumáticos, área de contacto, frecuencia de vibración, etc.
- La energía específica de compactación (energía que se le entrega al suelo por unidad de volumen durante el proceso mecánico de que se trate).
- Contenido de humedad del suelo.
- Cantidad y espesor de las capas del terraplén.
- Número de pasadas del equipo de compactación.

Para realizar las operaciones de compactación puede emplearse un gran número de tipos de maquinas, pero las más frecuentes son los rodillos lisos, los rodillos vibratorios, los compactadores de neumáticos y los compactadores pata de cabra o de impacto.

El factor que determina la eficacia de la compactación en los rodillos lisos es la presión de contacto que viene dada por la carga total dividida entre la longitud de las generatrices de los cilindros, suele oscilar entre 10 y 100 Kg./m. Sin embargo, aún con cargas lineales altas, la eficacia de este tipo de compactadores es muy limitada y su uso cada día es menos frecuente siendo sustituidos por los rodillos vibratorios.

Los rodillos vibratorios son los más utilizados por su versatilidad y eficacia. Pueden ir remolcados o bien ser autopropulsados.

Existen numerosas configuraciones aunque las básicas son dos:

- Dos rodillos metálicos, lisos o con patas, con uno sólo o los dos rodillos vibratorios.
- Mixtos articulados, con un eje tractor de dos neumáticos unido por articulación a un rodillo vibratorio, liso o con patas.

La maquinaria de compactación que se va a utilizar estará en función del tipo y las propiedades del suelo, y del espesor que tendrá la capa a estabilizar mecánicamente según especificaciones técnicas de construcción.

2.4.1.5. Especificaciones Para La Compactación En Campo.

En la mayoría de las especificaciones para trabajos de terracerías, una estipulación es que el contratista debe lograr un peso específico seco por compactación en campo del 95% al 100% del peso específico seco máximo determinado en laboratorio, por la prueba Proctor Estándar o por la Modificada. Esta especificación es para una compactación relativa R , que se expresa así:

$$R(\%) = \frac{\gamma_d(\text{campo})}{\gamma_d(\text{máx} - \text{lab})} * 100 \quad (2.54)$$

En la compactación de suelos granulares, las especificaciones se dan en términos de la compacidad relativa “ Cr ” es:

$$Cr = \left[\frac{\gamma_d(\text{campo}) - \gamma_d(\text{mín})}{\gamma_d(\text{máx}) - \gamma_d(\text{mín})} \right] \left[\frac{\gamma_d(\text{máx})}{\gamma_d(\text{campo})} \right] \quad (2.55)$$

$$R = \frac{Ro}{1 - Cr(1 - Ro)} \quad (2.56)$$

Donde

$$Ro = \frac{\gamma_d(\text{mín})}{\gamma_d(\text{máx})} \quad (2.57)$$

La especificación para la compactación en campo basada en la compactación relativa o en la compacidad relativa es una especificación de producto terminado. Se espera que el contratista logre un peso específico seco máximo independientemente del procedimiento de campo adoptado.

2.4.1.6. Medición De La Compactación En Campo.

Mediante la ejecución de la compactación que se va realizando en campo, es conveniente saber si se está logrando el peso volumétrico especificado que se pide al contratista encargado de realizar dicha operación. Hay tres procedimientos estándar más comunes que se pueden utilizar para determinar el peso específico de campo de compactación.

2.4.1.6.1. Método Del Cono De Arena (AASHTO T-191).

El aparato que se usa en este método consiste en un recipiente de vidrio o plástico con un cono de metal unido a su parte superior. El recipiente se llena con arena de Ottawa seca muy uniforme. Se determina el peso del envase, del cono y de la arena que llena el recipiente (W_1). En el campo se excava un pequeño agujero en el área donde el suelo fue compactado. Si el peso del suelo húmedo excavado del agujero (W_2) se determina y se conoce el contenido de agua del suelo excavado, el peso seco del suelo (W_3) se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$W_3 = \frac{W_2}{1 + \frac{\omega_{(\%)}}{100}} \quad (2.58)$$

Donde ω = Contenido de agua.

Después de excavado el agujero, el cono con el recipiente unido a él se invierte y se coloca sobre el agujero (ver fig. 5.25). Se permite que la arena

fluya del envase al agujero y al cono. Una vez que el agujero y el cono están llenos, se determina el peso del recipiente, del cono y de la arena resultante en el envase (W_4), de modo que:

$$W_5 = W_1 - W_4 \quad (2.59)$$

Donde W_5 = peso de la arena para llenar el agujero y el cono.

El volumen del agujero excavado se determina ahora como:

$$V = \frac{W_5 - W_c}{\gamma_d(\text{arena})} \quad (2.60)$$

Donde W_c : Peso de la arena para llenar únicamente el cono.

$\gamma_d(\text{arena})$: Peso específico seco de la arena Ottawa usada.

Los valores de W_c y $\gamma_d(\text{arena})$ son determinados a partir de la calibración hecha en laboratorio. El peso específico seco de la compactación hecha en campo se determina ahora como:

$$\gamma_d = \frac{\text{Peso seco del suelo excavado del agujero}}{\text{Volumen del agujero}} = \frac{W_s}{V} \quad (2.61)$$



FIG. 2.25. Equipo empleado en la determinación del peso específico seco del suelo por el método del cono de arena.

2.4.1.6.2. Método Del Globo De Hule (AASHTO T-205).

El procedimiento para el método del globo de hule (ver fig, 5.26) es similar al del método del cono de arena; se hace un agujero de prueba y se determina el peso húmedo del suelo retirado del agujero y su contenido de agua. Sin embargo, el volumen del agujero se determina introduciendo a éste un globo de hule lleno con agua de un recipiente calibrado, del cual el volumen se lee directamente. El peso específico seco del suelo compactado se determina usando la ecuación No. 2.61.



FIG. 2.26 Equipo empleado en la determinación del peso específico seco del suelo por el método del globo de hule.

2.4.1.6.3. Método Nuclear (AASHTO T-238).

Los medidores nucleares de densidad son ahora usados con frecuencia para determinar el peso específico seco compactado del suelo. Los densímetros nucleares operan en agujeros taladrados o desde la superficie del terreno (ver fig. 5.27). El instrumento mide el peso del suelo húmedo por volumen unitario y también el peso del agua presente en un volumen unitario de suelo. El peso específico seco del suelo compactado se determina restando el peso del agua del peso específico húmedo del suelo.



FIG. 2.27 Equipo empleado en la determinación del peso específico seco del suelo por el método nuclear.

2.4.2. ESTABILIZACIÓN POR CORRECCIÓN GRANULOMETRICA.

La estabilización por corrección granulométrica se remonta usualmente a la segunda década del presente siglo, ocurriendo en los Estados Unidos de Norteamérica., donde los primeros trabajos se realizaron con plena conciencia para mejorar los suelos que no reunían las condiciones deseadas. Cuando se diseñan mezclas de suelos, se hace para mejorar determinadas propiedades, como la granulometría que es el requisito más relevante en la fracción gruesa, ya que cuando el tamaño máximo de las partículas es demasiado grande son difíciles de trabajar, produciendo superficies muy rugosas y mezclas demasiado segregables; y la plasticidad lo es en los granos finos, menores que la malla No. 40, ya que hacen difícil lograr buenas características de resistencia y de deformabilidad, además de que pueden conducir a superficies demasiado lisas y fangosas cuando estén húmedas y pulverulentas cuando estén secas.

En lo referente a la combinación de dos tipos de suelos para hacer corrección granulométrica, y producir un suelo que se encuentre dentro de los rangos granulométricos con características para una sub-base o base, debe ser previamente establecida por un estudio de laboratorio o por especificaciones previamente consultadas.

Se tiene un suelo que ha sido dividido en varias fracciones, donde se conocen los porcentajes que constituyen cada fracción y se desea realizar una corrección granulométrica, con la adición de los porcentajes de otro suelo, donde su granulometría es conocida.

En general, si X, Y, Z, \dots son los porcentajes que pasan cierta malla y si a, b, c, \dots son los porcentajes, pertenecientes a un conjunto de suelos 1, 2, 3, \dots que se van a combinar para formar un único suelo, entonces, el porcentaje de la mezcla de suelo combinado que pasará por cierta malla estará dado por la ecuación:

$$P = aX + bY + cZ + \dots \quad (2.58)$$

Supóngase que se tiene una mezcla de sólo dos suelos, la ecuación 2.58 queda de la siguiente forma:

$$P = aX + bY \quad (2.59)$$

Evidentemente: $a + b = 100\%$, de donde:

$$a = 1 - b \quad (2.60)$$

Sustituyendo la ecuación 2.60, en la ecuación 2.59 se tiene:

$$P - X = b(Y - X) \quad (2.61)$$

De donde se obtiene:

$$b = \frac{p - X}{Y - X} \quad (2.62)$$

Similarmente, puede llegarse a:

$$a = \frac{p - Y}{X - Y} \quad (2.63)$$

Las expresiones a y b dan los porcentajes en que el suelo de grano grueso y el suelo de grano fino deben combinarse, para que la mezcla tenga el porcentaje p pasando la malla que se haya elegido como base del cálculo. Obviamente p debe ser seleccionado en base a sus necesidades prácticas.

Se ilustrará el mecanismo anterior con un ejemplo que se muestra en la tabla No. 2.15, donde se proporcionan datos de los suelos que se ha llamado suelo de grano grueso (A) y suelo de grano fino (B), para formar una combinación donde cuya mezcla de suelos, resulte un material único que cumpla con las especificaciones deseadas.

TABLA 2.15 Datos granulométricos de suelo (A) y suelo (B) para mezcla de ambos en un proceso de estabilización por corrección granulométrica.

<i>Malla Suelos</i>	3/4"	1/2"	3/8"	No4	No8	No30	No50	No100	No200
A	100	90	59	16	3.2	1.1	0	0	0
B	100	100	100	96	82	51	36	21	9.2
Especif.	100	80-100	70-90	50-70	35-50	18-29	13-23	8-16	4-10

Fuente: "Ingeniería de suelos en las Vías Terrestres", Rico y Del Castillo.

En rigor el problema que se plantea no esta determinado, debido a que en la práctica se suele requerir de un cierto manejo de tanteos, por lo menos en el laboratorio, para llegar a soluciones suficientemente aproximadas.

Para ilustrar el cálculo se tomará el caso del porcentaje de la mezcla que debe pasar por la malla No. 8. Se intentará que dicho porcentaje sea el promedio aritmético de los límites señalados; entonces:

$$p = \frac{35 - 50}{2} = 42.5\%$$

De donde, aplicando la ecuación para b se llega a:

$$b = \frac{p - X}{Y - X} = \frac{42.5 - 3.2}{82 - 3.2} = \frac{39.3}{78.8} = 0.499 = 50\%$$

$$a = \frac{p - Y}{X - Y} = \frac{42.5 - 82}{3.2 - 82} = \frac{-39.5}{-78.8} = 0.501 = 50\%$$

Por tanto, se utilizará el 50% de cada suelo componente para formar la mezcla, se estará atendiendo al requerimiento de dicha mezcla en lo referente a la malla No. 8, pero sin poder garantizar lo mismo para todas las demás mallas;

sin embargo, tal criterio puede utilizarse como primer tanteo. Si así se hiciera, se obtendría la tabla No. 2.16.

TABLA 2.16 Datos de primer tanteo de suelo (A) y suelo (B) y de la mezcla resultante.

Malla Suelos	3/4"	1/2"	3/8"	No.4	No.8	No.30	No.50	No.100	No.200
A(0.5)	50.0	45.0	29.5	8.0	1.6	0.6	0	0	0
B(0.5)	50.0	50.0	50.0	48.0	41.0	25.5	18.0	10.5	4.6
Mezcla	100	95.0	79.5	56.0	42.6	26.1	18.0	10.5	4.6
Especif.	100	80-100	70-90	50-70	35-50	18-29	13-23	8-16	4-10

Fuente: "Ingeniería de suelos en las Vías Terrestres", Rico y Del Castillo.

Como se puede observar en la figura No 2.28, que la mezcla obtenida quedó dentro de las especificaciones deseadas, si bien bastante justa en lo que respecta al material que pasa la malla No 200. Si éste hubiera quedado excedido, se podría corregir efectuando un segundo tanteo aumentando un poco el porcentaje del material (A), que tiene poco o nada de finos, disminuyendo correspondientemente el material (B), que es el que contribuye a esa fracción en la mezcla.

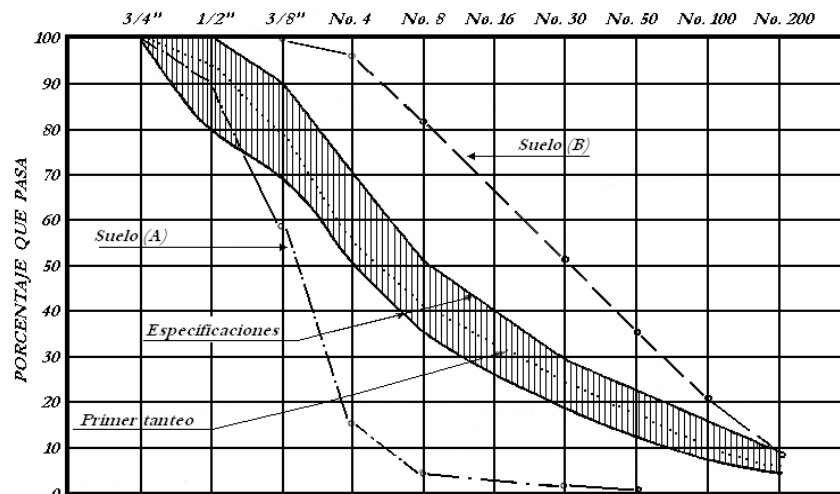


FIG. 2.28 Granulometría de suelos (A) y (B) para la mezcla resultante de ambos.

2.4.3. MÉTODO PARA LA ELECCIÓN DE UN AGENTE ESTABILIZANTE.

Una vez conocido e identificado el material, se procede a estudiar el posible candidato que servirá como agente estabilizador, para lo cual se presentan las alternativas y criterios de estabilización de suelo siguientes.

2.4.3.1. Criterios Para La Elección Del Estabilizante Del Suelos.

La elección del mejor agente estabilizante para un suelo se basa en algunas de sus propiedades, esto garantiza una mejor adecuación del mismo con respecto al tipo de suelo, evitando la utilización de un estabilizante inadecuado que pueda producir una mala estabilización y con resultados desfavorables. El siguiente procedimiento servirá en la selección del mejor agente estabilizador, según la *Air Force Manual No. 32-1019. Headquarters, Departments of the Army, the Navy, and the Air Force Washington, D.C. 25 October 1994 (Manual de la Fuerza Aérea No 32-1019, Oficina central, Departamento del Ejercito, la Marina y de las Fuerzas Aéreas de Washington)*.

De los factores que se consideran en la selección del estabilizante, el más importante es el tipo de suelo con el cual se realizara este proceso. La elección del agente estabilizante se hace usando la figura 2.29 y la tabla 2.17. El triángulo de la granulometría del suelo en la figura 2.29 esta basado en las características del tamaño de partículas de los suelos y en las características de pulverización. El proceso de selección del estabilizante se continúa con la tabla 2.17 como se indica para cada área mostrada en la figura 2.29.

Las restricciones se basan en la granulometría y en el índice de plasticidad (IP), se usa la segunda columna de la tabla 2.17; en esta, se enlistan los símbolos para la clasificación de suelos que se aplica para cada área determinada por la figura 2.29, esto se hace para verificar que el área seleccionada es la apropiada, y debido a ello, la distribución granulométrica y los límites de Atterberg son usados para iniciar el proceso de selección.

Los datos que se requieren para entrar a la figura 2.29 son: El porcentaje de material que pasa la malla No 200 y el porcentaje de material que pasa la malla No 4 pero que se retiene en la malla No 200. Al triángulo se entra con estos dos valores y donde se intercepten esa es el área (1A, 2A, 3, etc.).

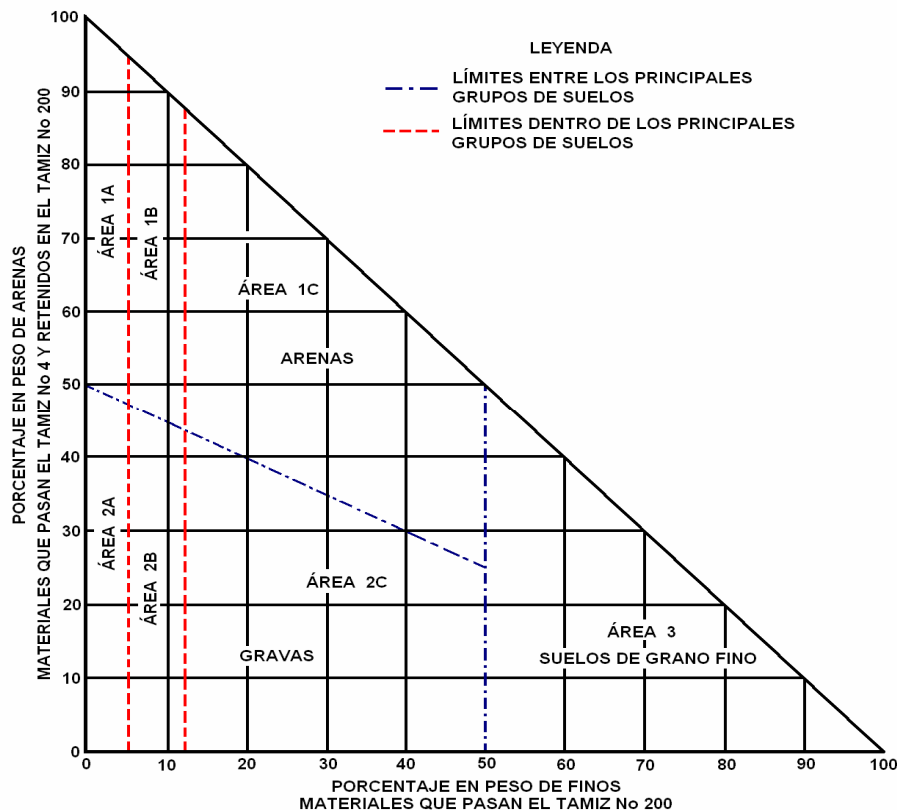


FIG. 2.29 Triángulo de graduación para seleccionar el agente estabilizante más apropiado.

El área determinada por la figura 2.29 y el suelo clasificado se encuentra en la segunda columna de la tabla 2.17. El posible agente estabilizador del suelo se encuentra en la tercera columna y las restricciones para el uso del agente estabilizante considerado se encuentran en columna 4 y 5 del mismo cuadro informativo. Por ejemplo, para el suelo de análisis en esta investigación clasificado como SC, con 93% que pasa la malla No.4 y 25% que pasa la malla No.200, con un límite líquido de 20% y límite plástico de 11%. Se tiene que el 68% del material está entre la malla No.4 y la malla No. 200 y el índice plástico es 9%.

Entrando a la figura 2.29 con los valores de 25% que pasa la malla No.200 y 68% entre la No.4 y No.200, la intersección de estos valores se encuentra en el área 1-C. Con esto se va a la columna de la tabla 2.17 y se encuentra el área 1-C y se verifica la clasificación del suelo, SC, en la segunda columna. En la tercera columna se encuentran los agentes estabilizantes que se pueden usar para ese suelo en particular.

A demás de tomar en cuenta las restricciones que se presentan en las siguientes columnas. En el tipo de estabilización a realizar, habrá que decidir cual es la capa más conveniente a tratar de acuerdo con la disponibilidad de los materiales, su calidad y costo. La siguiente etapa sería la elección del método de estabilización más adecuado.

TABLA 2.17 Selección del aditivo estabilizante.

Área	Clase de suelo	Tipo de estabilizante recomendado	Restricción en el LL e IP del suelo	Restricción para el % que pasa la malla No 200	Observaciones
1A	SW SP	(1) Bituminosos (2) Cemento Pórtland			
1B	SW – SM SP – SM SW – SC SP – SC	(1) Bituminosos (2) Cemento Pórtland (3) Cal	IP < 10 IP < 30 IP > 12		
1C	SM SC SM – SC	(1) Bituminosos (2) Cemento Pórtland (3) Cal	IP < 10 b IP > 12	No exceda en 30% en peso	
2A	GW GP	(1) Bituminosos (2) Cemento Pórtland			
2B	GW – GM GP – GM GW – GC GP – GC	(1) Bituminosos (2) Cemento Pórtland (3) Cal	IP < 10 IP < 30 IP > 12		Solamente Material bien graduado y que contenga hasta 45% en peso de material que pasa la malla No 4
2C	GM GC GM – GC	(1) Bituminosos (2) Cemento Pórtland (3) Cal	IP < 10 b IP > 12	No exceda en 30% en peso	Solamente Material bien graduado y que contenga hasta 45% en peso de material que pasa la malla No 4
3	CH CL MH ML OH OL ML – CL	(1) Cemento Pórtland (3) Cal	LL < 40 IP < 20 IP > 12		Solamente Material bien graduado y que contenga hasta 45% en peso de material que pasa la malla No 4

Fuente: SOIL STABILIZATION FOR PAVEMENTS, Technical Manual No. 5-822-14. Air Force Manual No. 32-1019. Headquarters, Departments of The Army, and the Air Force Washington, D.C. 25 October 1994.

$$\text{Donde: } b \text{ equivale a } IP = 20 + \frac{50 - \% \text{ que pasa la malla No 200}}{4} \quad (2.64)$$

2.4.4. ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CEMENTO.

Se define al suelo cemento como un material elaborado a partir de una mezcla de suelos finos y/o granulares, cemento y agua, la cual se compacta y

se cura para formar un material endurecido con propiedades mecánicas específicas (ver fig. 2.30). El contenido de cemento en peso suele ser del orden del 3 al 7% en peso de materiales secos y a largo plazo, su resistencia a la compresión suele ser superior a 4 MPa.

El suelocemento se utiliza normalmente como capa de apoyo (sub-base) de otros materiales tratados con cemento o de concreto hidráulico, o bien como capa resistente (base inferior) bajo capas bituminosas.

El suelo cemento puede fabricarse en planta central, o bien ejecutarse in-situ mediante equipos similares a los empleados en la estabilización de explanadas o subrasantes.



FIG. 2.30 Aplicación de cemento en la estabilización de bases para pavimentos.

2.4.4.1. Tipo De Suelos Para Estabilizar Con Cemento.

Básicamente cualquier suelo puede estabilizarse con cemento a excepción de los suelos muy plásticos, orgánicos o con altos contenidos de

sales que pueden afectar el desempeño del cemento. Existen diversos criterios que limitan y especifican las características que debe tener un suelo para considerarse aceptable en la elaboración de una mezcla de suelo cemento.

Los materiales que pueden ser utilizados para la elaboración de suelo cemento deberán cumplir con las siguientes características:

- Contenido de finos que pasa el tamiz No. 200 debe de variar del 5 al 35%.
- Contenido de arcilla debe de ser inferior al 15%.
- Partículas retenidas en el tamiz No. 4 debe variar del 50 al 100%.
- Contenido de materia orgánica inferior al 2%.
- Suelos con clasificación GW, GP, SW, SP, GM, SM, GC, SC, ML, son utilizables, descartándose los desechos de construcción y suelos orgánicos.
- PH mínimo al 12.1.
- La humedad de la mezcla tendrá una tolerancia máxima del $\pm 2\%$ de la humedad óptima.
- Límite líquido permitido menor al 40%.
- Índice plástico permitido menor al 8%.

Es importante mencionar que el objetivo de limitar algunas características del suelo principalmente el índice de plasticidad y los requisitos granulométricos, es obtener una mezcla económica en términos de la cantidad de cemento y del buen comportamiento estructural de los suelos estabilizados.

2.4.4.2. Definición De Los Cementos.

Los cementos hidráulicos son todos aquellos aglutinantes, que al reaccionar químicamente con el agua, fraguan y endurecen, tanto expuestos al aire como sumergidos en agua.

2.4.4.3. Cementos Utilizados En La Estabilización De Suelos.

Los requerimientos del cemento varían en función de las propiedades deseadas en la mezcla y del tipo de suelo que se utilizará, mientras que el contenido de cemento a emplear depende de si el suelo va a ser modificado o estabilizado. En El Salvador se ha utilizado todo tipo de cementos, pero debe de tenerse especial cuidado con los suelos ricos en sulfato, puesto que diversos estudios han mostrado que contenidos de sulfato mayores de 0.2% se traducen en una reducción de la resistencia a la compresión. Los cemento Pórtland (tipo II) de moderada resistencia a los sulfatos o moderado calor de hidratación y el (tipo V) de alta resistencia a los sulfatos bajo la norma ASTM C-150, los IP(MS) puzolánicos con moderada resistencia a los sulfatos y los IS(MS) siderúrgicos con moderada resistencia a los sulfatos bajo la norma ASTM C-595 y los (tipo GU) de uso general en la construcción y los (tipo HE) de alta resistencia inicial bajo la norma ASTM C-1157 para elaborar mezclas de suelo cemento. Desde hace algunos años se han realizado diversas investigaciones en laboratorio y campo, así como varias obras, utilizando cemento de mampostería ASTM C-91 tipo M, para elaborar mezclas de suelo cemento con

una gran variedad de tipos de suelo, incluyendo suelos muy finos y de alta plasticidad. Los resultados han sido muy notables en lo referente al control de la retracción y generación de fisuras, así como en el incremento de las propiedades mecánicas del material.

2.4.4.4. Acción Del Cemento Como Estabilizante.

El cemento como estabilizante produce diversos beneficios al ser combinado con los diferentes tipos de suelos, pero que no sean de origen plástico y los altamente orgánicos; produciendo diversos efectos beneficiosos en las aplicaciones para mejorar las condiciones portantes del suelo.

Al mezclar un suelo con cemento, se produce un nuevo material con mejores características en comparación con aquel usado solo como agregado. Los suelos más convenientes son los granulares como: los limos, las arenas limosas, las gravas y las arenas, los cuales son agregados adecuados para producir ese material suelo-cemento que tiene excelentes cualidades.

Los principales efectos de la acción estabilizante son los siguientes:

- a) Incrementa el módulo de elasticidad.
- b) Aumenta la impermeabilidad.
- c) Es más resistente a la erosión del agua.
- d) En presencia de la humedad aumenta su resistencia en lugar de perderla.
- e) Al secarse no pierde la compactación.
- f) La resistencia aumenta con el tiempo.

g) Incrementa la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y al esfuerzo de compresión.

2.4.4.5. Estabilización De Suelocemento.

El suelo cemento consiste en mezclar suelos finos y/o granulares, cemento y agua (ver apartado 2.3 de éste capítulo), la cual se compacta y se cura para formar un material endurecido con propiedades mecánicas específicas. La función del cemento es aglutinar el material y convertirlo en una masa endurecida de carácter estable. El contenido de humedad debe de ser del $\pm 2\%$ de la humedad óptima, para obtener una mezcla de consistencia seca que permita mantener la máxima densidad al lubricar las partículas del suelo. Una vez que el suelo y el cemento han sido mezclados y compactados, se inicia la acción del cemento al provocar el endurecimiento de la capa estabilizada.

La reacción favorable suelo cemento se ve muy impedida o nulificada cuando el primero contiene materia orgánica, pues los ácidos orgánicos poseen gran inquietud por los iones de calcio que libera la reacción original del cemento y los capta, dificultando la acción aglutinante del propio cemento en los suelos gruesos o la estabilización de las partículas laminares en las arcillas. Por esta razón las especificaciones técnicas exigen que el contenido de materia orgánica en un suelo no sobrepase del 1% al 2%, en peso, si ha de ser considerado apropiado para ser estabilizado con cemento. También es nociva la presencia

en el suelo de sulfato de calcio, magnesio u otras sustancias que son afines con el agua, privando a los aglomerantes de la humedad necesaria para su función.

Teniendo presente que el suelo tratado con cemento no debe tener partículas más grandes que un tercio del espesor de la capa tratada, también se debe de especificar que el suelo no tenga más de un 50% pasando la malla No 200, su límite líquido no sea mayor de 50% y que su índice de plasticidad no exceda de un 10%.

El informe ACI 230.1R recomienda una serie de porcentajes de cemento en función del tipo de suelo que se han reproducido en la tabla 2.18. Éstos valores deben considerarse como una estimación inicial del contenido de cemento en un procedimiento de proporcionamiento al suelo que se desea estabilizar, para mejorar su resistencia portante.

TABLA 2.18 Requerimientos típicos para varios tipos de suelos en función del cemento.

AASHTO	SUCS	Rango típico de cemento (% en peso)	Contenido típico de cemento para pruebas de humedad-densidad (% en peso)
A-1-a	GW, GP, GM, SW, SP, SM	3 – 5	5
A-1-b	GM, GP, SM, SP	5 – 8	6
A-2	GM, GC, SM, SC	5 – 9	7
A-3	SP	7 – 11	9
A-4	CL, ML	7 – 12	10
A-5	ML, MH, CH	8 – 13	10
A-6	CL, CH	9 – 15	12
A-7	MH, CH	10 – 16	13

Fuente: ACI 230.1R

2.4.5. ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON EMULSIÓN ASFÁLTICA.

La estabilización con emulsión asfáltica, no es más que una mezcla íntima de la emulsión asfáltica con un componente mineral, ya sea limo inorgánico, arena limosa o grava natural y agua (ver apartado 2.3 de éste capítulo). Este estabilizante en forma de ligante se distribuye como una película continua para envolver parcial o total el componente mineral, que este constituido o no por una gran cantidad de finos; será necesario la prehumectación del material, para facilitar la dispersión uniforme del asfalto que varia en un orden del 4 al 6% (ver fig. 2.31), para lograr una mezcla uniforme del suelo emulsificado.

Las características resistentes de la estabilización con emulsión asfáltica, se fundamenta especialmente en la cohesión del material conseguida por la película ligante, mostrando que estas evolucionan con el tiempo, después de ser conformada la capa base en una estructura de pavimento.



FIG. 2.31 Aplicación de una emulsión asfáltica en la estabilización de bases para pavimento.

2.4.5.1. Tipo De Suelo Para Estabilizar Con Emulsión Asfáltica.

El uso de productos asfálticos como asfaltos rebajados, emulsiones asfálticas y cementos asfálticos, esta limitado a suelos gravosos, arenosos y limosos arenosos, siendo muy difícil la estabilización de materiales arcillosos por la cantidad de grumos que poseen. Se podrán utilizarán agregados pétreos triturados o agregado fino limo-arenoso, según las siguientes características:

- **Agregados pétreos:** Los agregados podrán ser triturados, clasificados o una mezcla de ambos y deberán estar exentos de materia orgánica o cualquier otra sustancia perjudicial. Se podrá utilizar una granulometría como la que se presenta en la tabla 2.19.

TABLA 2.19 Clasificación de agregados para base a ser estabilizados con emulsión asfáltica.

Abertura de la malla	Porcentaje por peso pasando la malla cuadrada	
	Requerimientos de granulometria	
	A (base)	B (base)
1 ½ "(37.5mm)	100	
1"(25mm)	70 - 100	100
½ "(12.5mm)	50 - 80	60 - 90
3/8" (9.5mm)	45 - 75	50 - 80
No.4(4.75mm)	30 - 60	30 - 60
No.8(2.36mm)	20 - 45	20 - 45
No.40(0.425mm)	10 - 27	10 - 27
No.100(0.150mm)	5 - 18	5 - 18
No.200(0.075mm)	3 - 15	3 - 15

Fuente: [www/ articulo 340-02/ Base estabilizada con emulsión asfáltica.](#)

- **Suelos de grano fino:** Podrán emplearse suelos de grano fino que sean pulverizables o disgregables económicamente, que se encuentren exentos de

cantidades perjudiciales de materia orgánica, arcilla plástica, etc. Deberá de cumplir los requisitos básicos según la tabla No. 2.20.

TABLA 2.20 Clasificación de suelo fino a ser estabilizados con emulsión asfáltica.

Abertura de la malla	Porcentaje por peso pasando la malla cuadrada
	Requerimientos de granulometria
No. 4 (4.75mm)	100
No. 200 (0.075mm)	5 - 25

Fuente: [www/articulo 340-02/ Base estabilizada con emulsión asfáltica.](#)

- El índice de plasticidad deberá ser 6 máx.
- Los suelos deberán cumplir la clasificación de los grupos A-1-b ó A-2-4.
- El equivalente de arena para suelos A-1-b será igual o menor a 90.
- El equivalente de arena para suelos A-2-4 estará entre 20 y 40.

2.4.5.2. Definición De Emulsión Asfáltica.

La palabra emulsión tiene su origen en el verbo latino emulgere, que significa ordeñar, por eso se considera como el prototipo de emulsión natural a la leche de los mamíferos. Para nuestro caso podemos definir de una manera técnica las emulsiones asfálticas como una dispersión fina más o menos del asfalto en el agua, con interrelación de partículas del tamaño de 1 a 20 micras u otro tamaño según la necesidad, los cuales no son miscibles entre sí y están unidos por un agente emulsificante.

Lo anterior, puede apreciarse en la figura 2.32, en donde se encuentra un dibujo esquemático de una emulsión asfáltica.

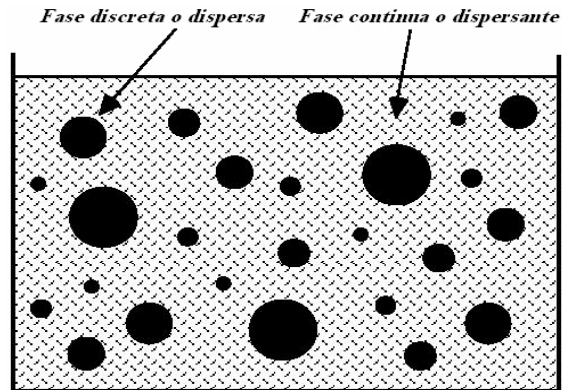


FIG. 2.32 Diagrama esquemático de una emulsión asfáltica.

2.4.5.3. Clasificación De Las Emulsiones Asfálticas.

Las emulsiones asfálticas son compuestos orgánicos de peso molecular relativamente elevado (entre 100 y 300); tienen una parte hidrofóbica (generalmente es una cadena hidrocarbonatada, ya sea lineal o cíclica) que es soluble en el medio orgánico (en este caso que sería el asfalto) y una parte hidrofílica (generalmente es un grupo polar de tipo orgánico o inorgánico), soluble en el medio acuoso.

Las emulsiones asfálticas se clasifican en tres categorías: catiónicas, aniónicas y no iónica. En la práctica las dos primeras son ampliamente utilizadas en la construcción y mantenimiento de carreteras. Las no iónicas pueden ganar en importancia a medida que la tecnología de las emulsiones avance. Las denominaciones aniónica y catiónica se refieren a las cargas eléctricas que rodean a las partículas de asfalto, ver figura 2.33. Este sistema de identificación se basa en una ley de electricidad básica, las cargas iguales se repelen y las cargas opuestas son atraídas.

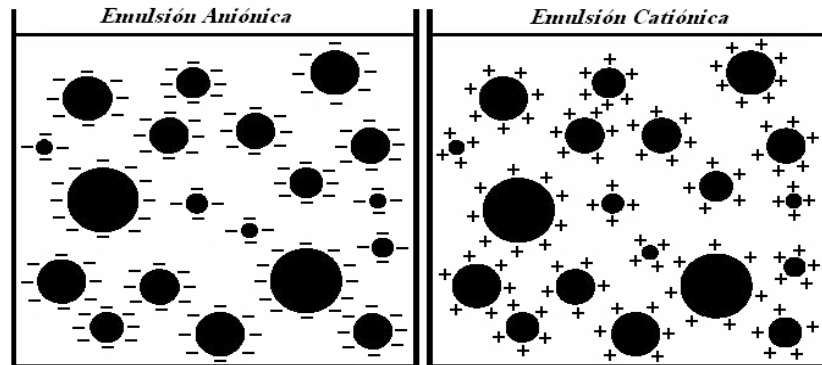


FIG. 2.33 Presentación Esquemática de una Emulsión Aniónica y Catiónica.

Cuando una corriente eléctrica circula a través de un líquido en el que están sumergidos dos polos (un ánodo y un cátodo), el ánodo se carga negativamente y el cátodo se carga positivamente. Si una corriente eléctrica pasa a través de una emulsión que contiene partículas de asfalto cargadas negativamente, éstas migrarán al ánodo, de aquí el nombre de emulsión aniónica. A la inversa, en el caso de las emulsiones con partículas de asfalto cargadas positivamente, dichas partículas migrarán hacia el cátodo, se trata de una emulsión catiónica. En el caso de las emulsiones no iónicas, las partículas de asfalto son eléctricamente neutras y no emigran a polo alguno.

2.4.5.4. Acción De La Emulsión Asfáltica Como Estabilizante.

Las emulsiones asfálticas agregadas a ciertos suelos ofrecen varias ventajas respecto a otros tipos de materiales asfálticos, sus principales efectos son los siguientes:

- a) Pueden ser utilizadas con agregados húmedos.

- b) No requieren de altas temperaturas para una adecuada aplicación.
- c) Elimina el riesgo de incendio asociado con asfaltos diluidos.
- d) Evitan los problemas de degradación de la calidad del aire por uso de asfaltos diluidos.
- e) Para muchas situaciones puede formularse ajustes de acuerdo a las condiciones existentes y a los agregados disponibles.
- f) Ahorro de energía.
- g) Bajos costes de producción.

2.4.5.5. Estabilización Con Grava-Emulsión.

Son mezclas de granulometría serrada que se emplean como capas de base en carreteras de fuerte tráfico e inclusive, a veces como capa de rodadura con una protección final. Se emplean emulsiones de betún puro, concentración media y de rotura lenta, como puede verse en la figura 2.34.

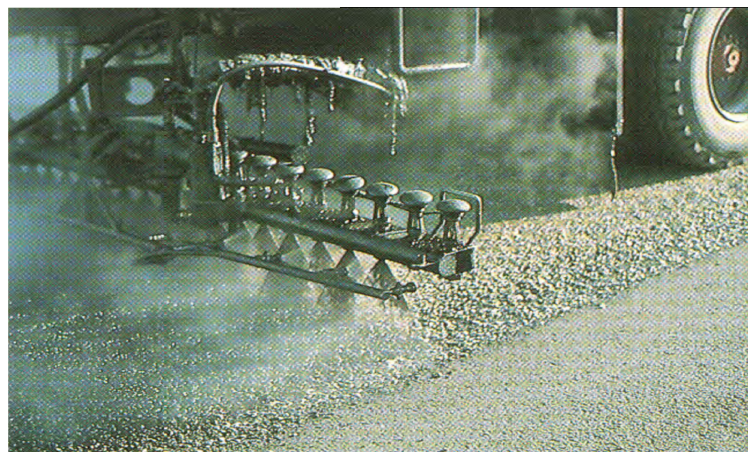


FIG. 2.34 Estabilización de base con grava-emulsión.

2.4.5.6. Estabilización Con Reciclado En Frío.

Es una de las técnicas que más están evolucionando, ya que in-situ y con relativamente bajos contenidos de emulsión, permiten rejuvenecer y homogeneizar varios centímetros de pavimento para que funcione de sostén, y recibir nuevas capas de material complementarias de un pavimento para estabilización, o como rodadura con un simple tratamiento superficial. Las emulsiones que en esta técnica se emplean variarán, como es lógico, en función de las características de las capas de pavimento a reciclar, y de forma general serán emulsiones muy estables de betún blando.

2.4.5.7. Estabilización De Suelo Emulsificado.

Las emulsiones asfálticas son las más utilizadas en la estabilización de suelos, en comparación con otros productos de origen asfáltico, por la gran compatibilidad con los pétreos húmedos y no se necesita de altas temperaturas para poderlas utilizar. Las emulsiones son suspensiones muy finas de partículas de asfalto en agua y el asfalto se liga con el suelo cuando la suspensión se coagula (rompimiento).

Las emulsiones aniónicas tienen un emulsificante que es el sodio para mantener una carga eléctrica negativa, que deben tener por lo menos 55 % del contenido de asfalto; el emulsificante y los agentes estabilizantes deben dejar cuando mucho un residuo de 0.2 %, en peso de toda la emulsión que sea retenida en la malla No 100, tras una disolución en un volumen igual de agua

destilada y un período de reposo de 10 min. La viscosidad de estas suspensiones debe estar comprendida entre 4 y 25 grados Engler. La temperatura para uso en el campo debe ser de 49° C como máximo.

Las emulsiones catiónicas contienen un emulsificante que es el cloro para mantener una carga eléctrica positiva, con unas especificaciones menos familiares y en torno a ellas hay una experiencia mucho menor, suele exigirse un contenido de asfalto mínimo de 58 % y una viscosidad comprendida entre 3 y 24 grados Engler.

Prácticamente los tipos de suelos que responden a este tipo de estabilización son los suelos arenosos, gravo-arenosos y materiales a los que el asfalto da cohesión e impermeabilidad.

2.4.6. ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CAL.

El tratamiento de terrenos arcillosos con cal permite su utilización, evitando los mayores costes y afecciones ambientales que supondría su retirada y posterior reemplazamiento por otros suelos de mejores características geotécnicas y mecánicas, permitiendo utilizar los materiales plásticos, aumentando la capacidad portante del suelo con el fin de poder emplearlo en capas más solicitadas como terraplenes, sub-bases y bases de la estructura de una carretera, como puede verse en la figura 2.35, con buenas propiedades estructurales que van incrementándose en el tiempo, a la vez que hace insensible la capa estabilizada al agua.



FIG. 2.35 Estabilización de suelos con cal.

2.4.6.1. Tipo De Suelos Para Estabilizar Con Cal.

Los suelos que se usen para la elaboración de mezcla suelo-cal pueden ser del sitio de trabajo o provenir de préstamo seleccionado, deben estar limpios y es recomendable que éstos no deban tener más del 1% de su peso en materia orgánica. Además la fracción del suelo que pasa el tamiz No. 40 debe tener un índice de plasticidad no menor de 10. El tamaño máximo del agregado grueso que contenga el suelo no debe de ser mayor de 50 mm ó 1/3 del espesor de la capa compactada de suelo-cal.

Los suelos con gran proporción de partículas finas, con una plasticidad alta, son más sensibles a la adición de cal que los suelos compuestos de arena y limos, debido a la floculación de las partículas finas, lo que hace en algunos casos que pasados algunos días de hecha la mezcla, el análisis granulométrico del suelo, presente un incremento notable de arena fina y limo, así como la reducción en los tamaños que pasan por el tamiz No. 200.

2.4.6.2. Definición De La Cal.

Es un producto resultante de la descomposición de las rocas calizas por la acción del calor. Estas rocas calentadas a más de 900° C producen el óxido de calcio (CaO), conocido con el nombre de cal viva, producto sólido de color blanco y peso específico de 3.4 g /cm³. Esta cal viva puesta en contacto con el agua se hidrata (apagado de la cal) con desprendimiento de calor. La adición de cal en materiales arcillosos para terracerías, revestimientos, sub-bases, bases, por sus diferentes reacciones, produce aumento en su límite líquido y mayor incremento en su límite plástico para generar así una disminución en su índice plástico; aumentando la estabilidad volumétrica de los materiales cohesivos y la resistencia a la compresión simple.

2.4.6.3. Propiedades De La Cal.

Se hace cada vez más necesaria la utilización de la cal en los suelos arcillosos, por ello es necesario hacer una mención de las propiedades físicas y de sus propiedades químicas, para hacer ver la calidad del producto calcáreo que se usará en una determinada estabilización.

2.4.6.3.1. Propiedades Físicas De La Cal.

- **Color:** Las cales comerciales tienen color blanco o débilmente gris, a veces un color rojizo debido al óxido de hierro que se encuentra en los yacimientos.

- **Densidad:** Esta propiedad depende de la temperatura de calcinación, cuando más alta es la temperatura de calcinación, mayor será la densidad de la cal viva.
- **Dureza:** La dureza de las cales varía entre muy blanda y una dureza que se aproxima a la de la piedra caliza original de donde se obtuvo, la dureza de la cal viva dependerá de la temperatura de calcinación.
- **Porosidad:** Depende del origen de las rocas calizas y de las condiciones en que se lleve a cabo la calcinación. La porosidad de la cal viva es importante porque influye en la actividad química de la sustancia.
- **Plasticidad:** Es una propiedad importante, que se define como la capacidad que posee una masa de cal para cambiar su forma cuando ésta es sometida a presión, sin que se produzca ruptura en su forma generada.

2.4.6.3.2. Propiedades Químicas De La Cal.

- **Impureza:** La composición química depende de la naturaleza y de la cantidad de impurezas que contenga la piedra caliza original.
- **Reacción de la cal con el agua:** La cal viva reacciona vigorosamente con el agua formando hidróxido de calcio y hay desprendimiento de calor; a este proceso se le conoce como hidratación o apagado de la cal.

- **Recarbonatación:** La humedad del aire cataliza la reacción entre el óxido de calcio y el dióxido de carbono del aire. La reacción general se produce mediante la formación del hidróxido de calcio que luego reacciona con el dióxido de carbono.

2.4.6.4. Clasificación De Las Cales.

Las calizas naturales no contienen solo la composición química del carbonato de calcio, sino que le acompañan otros compuestos como la arcilla, magnesio, hierro, azufre, álcalis y materiales orgánicos, los cuales al calcinarse y como no son compuestos volátiles, adhieren a la cal propiedades que dependen de la proporción que contenía la piedra caliza y se clasifican en cales grasas, magras e hidráulicas.

2.4.6.4.1. Cales Grasas.

Se producirá al calcinarse la piedra caliza que contenga hasta un 5% de arcilla, que al apagarse proporcionará una mezcla fina, muy pastosa, blanca, aumenta el volumen, permanece blanda en sitios húmedos libres del contacto del aire y en el agua termina de disolverse.

2.4.6.4.2. Cales Áridas o Magras.

Son las que proceden de la calcinación de las piedras calizas que aún teniendo menos del 5% de arcillas, contienen además una proporción de magnesio superior al 10%, que al añadirles agua forman una pasta gris que

desprende más calor que las cales grasas. Al secarse al aire se reduce a polvo, en la presencia de agua se deshacen y se disuelven, por eso no es aconsejable usarlas en el rubro de la construcción.

2.4.6.4.3. Cales Hidráulicas.

Proceden de la calcinación de las rocas calizas que tienen más del 5% de arcilla, proporcionando además de las características de las cales grasas, la de poderse endurecer y consolidar en sitios húmedos y debajo del agua.

2.4.6.5. Operación De Apagado De La Cal.

El óxido de calcio o cal viva, no se puede emplear en las actividades de la construcción de forma directa, sino que es necesario hidratarla, para ello se le pone en contacto con el agua. Esta operación se puede efectuar por cada uno de los métodos siguientes:

2.4.6.5.1. Apagado Con Poca Agua.

Se llama hidratación seca y se hace con una cantidad justa de agua para obtener un producto seco, que posteriormente se muele y se clasifica su granulometría por medio de tamices.

2.4.6.5.2. Apagado Por Aspersión.

Se extienden los terrones de cal viva sobre una superficie plana y se riega una cantidad de agua que oscila entre un 25% y un 50% con relación al

peso; seguidamente se cubre con capas de arena para que se efectúe un apagado lento y completo, y obtener cal en polvo.

2.4.6.5.3. *Apagado Por Inmersión.*

Se reducen los terrones de cal al tamaño de las gravas. Esas partículas se colocan en unos cestos de mimbre o de otro material y se introducen en agua, durante un minuto aproximadamente, luego se vierten en un sitio preservado de corrientes de aire, donde la cal se va convirtiendo en polvo, a medida que se forma el apagado.

2.4.6.5.4. *Apagado Por Fusión.*

Se introducen los terrones de cal en unos depósitos o recipientes que se llenan de agua. Cuando se ha efectuado el apagado se obtiene una pasta blanda y pegajosa, la cual se cubre con una capa de arena para evitar su carbonatación.

2.4.6.5.5. *Apagado Por Exceso De Agua.*

Se hace con una inundación de la cal con el agua. El producto resultante es una masa pastosa de cal, que depositada en bolsas realiza el proceso de envejecimiento, obteniendo con los años una pasta añeja de unas propiedades completamente distintas a una cal joven.

2.4.6.5.6. Método De Apagado Más Empleado En El País.

El método de apagado de cal usado en nuestro país, es considerado de una forma artesanal, donde se colocan las piedras de cal viva sobre una plataforma, para agregarle agua poco a poco y producir un hidrato seco (ver fig. 2.36), donde se puede observar el siguiente proceso de reacción química:



Aunque la hidratación de la cal viva es un proceso simple, se debe de realizarse con especial cuidado, ya que se debe de verificar que toda la cal esté completamente apagada, de modo que el hidrato seco sea el adecuado para poderse guardar en bolsas herméticas.

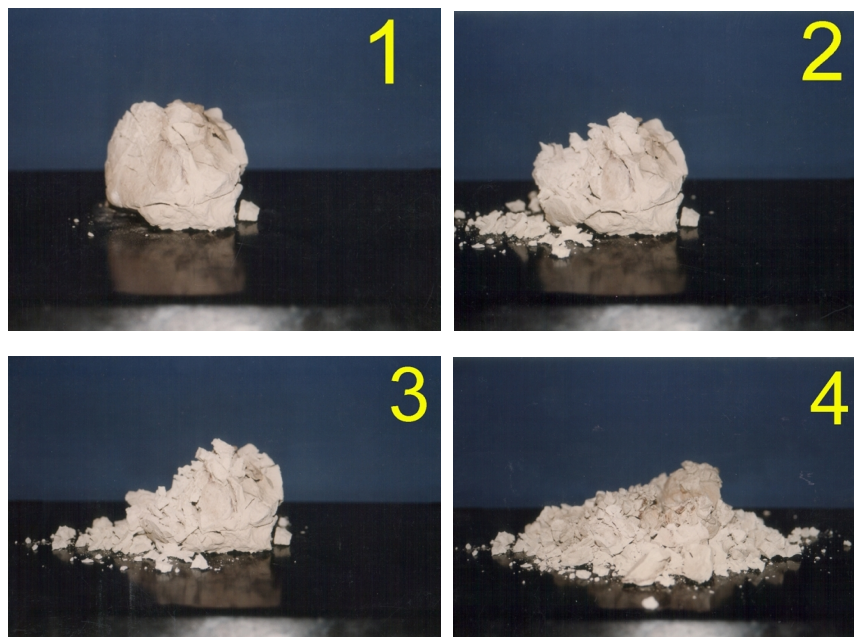


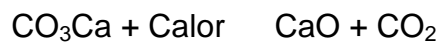
FIG. 2.36 Proceso de apagado de la cal.

2.4.6.6. Cales Utilizadas Para La Estabilización De Suelos.

La estabilización de suelos con cal parece ser la más antigua forma de mejoramiento de suelos, y las cales que se pueden utilizar para este tipo de proceso son las **cales aéreas**. Estas presentan las siguientes características:

2.4.6.6.1. Cales Vivas.

Son cales aéreas que se componen principalmente de óxido de calcio y óxido de magnesio, producidas por la calcinación de la caliza.

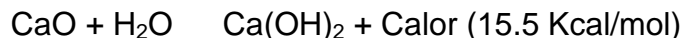


Se comercializan en grano (diferentes granulometrías) o molidas, incluso micronizadas. En contacto con el agua se hidrata siendo la reacción fuertemente exotérmica. Cuando se utilizan calizas que también contienen en su composición carbonato de magnesio, una vez calcinadas se obtienen a la vez óxidos de calcio y de magnesio.

Si el porcentaje de óxido de magnesio es > 5%, la cal se denomina “cal dolomítica o dolomía calcinada” (hay que tener en cuenta en la estabilización de suelos, que la hidratación de la cal dolomítica es más lenta que el de la cal viva con porcentaje de óxido de magnesio < 5%).

2.4.6.6.2. Cales Hidratadas.

Son las cales aéreas que se componen principalmente de hidróxido de calcio. Proviene de la hidratación controlada de cales vivas.



Este tipo de cal presenta menor reacción exotérmica que la cal viva al entrar en contacto con el agua.

2.4.6.6.3. Cales En Forma De Lechada.

Es la suspensión de cal hidratada en agua, también puede obtenerse a partir de la cal viva que al mezclarla con agua dará cal hidratada, formándose a continuación con el resto del agua la suspensión de lechada de cal

La cal puede ser utilizada bajo forma de lechada en el tratamiento de los suelos cuando se quieren conseguir las siguientes ventajas:

- Supresión del polvo producido en el extendido de la cal.
- Humidificación de los suelos secos.

La lechada de cal puede ser preparada en la fábrica o in-situ, en depósitos o cubos equipados de un sistema de agitación, a partir de la cal viva o de la cal hidratada. Una vez preparada la misma, ésta se aplica directamente en el suelo para su respectiva estabilización.

2.4.6.7. Acción De La Cal Como Estabilizante.

La cal, agregada a ciertos suelos, produce diversos efectos que son puestos de manifiesto en las aplicaciones prácticas y en los laboratorios. Los principales efectos son los siguientes:

- a) La cal hace que el suelo arcilloso se desmenuce más fácilmente y le confiere propiedades que, en cierto modo corresponde a los limos.
- b) Reduce la plasticidad de los suelos.
- c) Favorece el secado de los suelos muy húmedos.
- d) Favorece la compactación de los suelos con humedades muy altas.
- e) Mejora la estabilidad de los suelos a efectos de las lluvias prolongadas.
- f) Incrementa la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y esfuerzo de compresión.
- g) Reduce la influencia perniciosa de la materia orgánica.

2.4.6.8. Estabilización Por Secado De Suelos.

En el caso de suelos arcillosos con exceso de humedad, la adición de cal viva o cal hidratada disminuye el contenido de agua por acción combinada de:

- a) Aporte de producto seco.
- b) Consumo del agua necesaria para hidratarse y formar hidróxido de calcio.
- c) Evaporación de agua por la reacción anterior, fuertemente exotérmica.

De esta forma, el aporte de 1% de cal viva puede disminuir el contenido de humedad en un 4 ó 5%, permitiendo elevar la temperatura del suelo y reducir inmediatamente el exceso de humedad. Si a ello se le suma el efecto de aireación y mezclado del material, el valor de la disminución puede llegar al 7%. Por el contrario, si la humedad de los suelos se encuentra por debajo de la

óptima, puede ser aconsejable aplicar la cal en forma de lechada o cal hidratada, aportando la cal y el agua necesarias en una sola operación.

2.4.6.9. Estabilización Mixta.

Cualquiera de los efectos de la estabilización mencionados, en conjunto o separadamente, pueden aprovecharse para mejorar el efecto de las cales sobre ciertos suelos cuando se van a tratar con otros ligantes, como suele ser el caso del cemento. En el caso que los suelos a tratar con cemento, para su colocación en bases y sub-bases o sub-rasantes, presenten humedades excesivas y/o tengan cierta plasticidad, la corrección previa de estos problemas mediante un leve tratamiento con cal (porcentaje en 1 por ciento), permite optimizar la acción del cemento sobre el suelo, reduciendo su dosificación necesaria y bajar los costos de la obra.

2.4.6.10. Estabilización Con Suelo-Cal.

El uso de la cal para la estabilización de suelos se extiende más hacia los materiales de origen arcilloso con un índice de plasticidad ($IP > 10$). El efecto básico de la cal con los suelos plásticos es la constitución de silicatos de calcio para formar compuestos cementantes, en función del contenido mínimo de cal.

El métodos para encontrar el porcentaje óptimo de cal, está basado en el procedimiento del estándar D-6276-03 de la ASTM, el cual se describe a continuación (Para mayor información consultar norma). Este procedimiento

proporciona los medios para estimar la proporción de la cal para la estabilización de un suelo plástico. Se realiza en suelos que pasan el tamiz de 425 μ m (No. 40). La proporción óptima de cal para la estabilización de suelos plásticos, será aquella que brinde un mejoramiento en las características propias del suelo para determinar el porcentaje más bajo de cal, que genere un pH de 12.4 en un suelo plástico a estabilizar.

El éxito de la estabilización con cal, no es solo para disminuir la plasticidad, sino para adquirir resistencia, según el tipo de suelo y el tipo de mineral arcilloso que se contenga. El criterio para diseñar en el laboratorio las mezclas de suelo-cal, dependen de la función que vaya a desempeñar la cal:

- a) Modificador de la plasticidad o la humedad.
- b) Proporcionador de una resistencia adecuada.

2.4.7. ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON GEOSINTÉTICOS.

La capa base o sub-base con estructura de material granular, puede hundirse con el asentamiento del suelo, teniendo movimientos horizontales y verticales capaces de formar grietas. Para evitar este fenómeno, es necesario colocar una o más capas de refuerzo con geosintéticos, considerando la capacidad para confinar los agregados y disminuir las cargas, como puede verse en la figura 2.37. Los geosintéticos permiten la reducción del espesor de la capa base o sub-base, e incrementar la vida de servicio de la estructura aunque se utilice material de mala calidad.



FIG. 2.37 Colocación de geosintéticos en la estabilización de suelos.

2.4.7.1. Definición De Los Geosintéticos.

Los geosintéticos son productos elaborados a partir de materiales poliméricos termoplásticos mezclados con fibras naturales, las cuales poseen propiedades Físico-Mecánicas e Hidráulicas, que hacen que su utilización sea apropiada en diferentes obras civiles.

2.4.7.2. Componentes De Los Geosintéticos.

Los geosintéticos poseen dentro de su estructura diferentes elementos dentro de los cuales se encuentran los polímeros y algunas fibras naturales como el algodón, el yute y juncos. Los polímeros más utilizados son el polietileno (PE), el polipropileno (PP), el poliéster (PS), el poliuretano (PU) y el policloruro de vinilo (PVC).

- **Polietileno (PE):** El polietileno es un material termoplástico blanquecino, de transparente a translúcido, y es frecuentemente fabricado en finas láminas transparentes. Las secciones gruesas son translúcidas y tienen una

aparición de cera. Mediante el uso de colorantes pueden obtenerse una gran variedad de productos coloreados.

- **Polipropileno (PP):** El polipropileno es un plástico muy duro y resistente, es opaco y con gran resistencia al calor pues se ablanda a una temperatura más elevada de los 150 °C. Es muy resistente a los golpes aunque tiene poca densidad y se puede doblar muy fácilmente, resistiendo múltiples doblados por lo que es empleado como material de bisagras.
- **Poliéster (PS):** El poliéster es uno de los materiales más empleados en el campo de los geotextiles, son las fibras que, junto a las de vidrio, más se utilizan en la arquitectura textil combinadas con una matriz termoplástica, normalmente policloruro de vinilo (PVC).
- **Policloruro de vinilo (PVC):** Es una resina termoplástica obtenida a partir de la polimerización de dos materias primas naturales, el cloruro de sodio o sal común (NaCl) y gas natural. Las propiedades del PVC son: elevada resistencia a la abrasión, baja densidad (1,4 g/cm³), buena resistencia mecánica y al impacto.
- **Poliuretano (PU):** Es una resina sintética que se presenta la mayoría de las veces como una espuma rígida y se utiliza mayormente en la fabricación de georedes debido que presenta una alta resistencia a la deformación por

compresión mecánica. El poliuretano se caracteriza por su alta resistencia a la abrasión, al desgaste, al desgarre, etc.

2.4.7.3. Funciones Principales De Los Geosintéticos.

- **De separación:** Se usan para separar las capas de la estructura de soporte de la vía, con suelos de diferentes propiedades que conformarán la subrasante, y evitar que los finos de dicha capa pueden ser bombeados hacia el interior de las capas granulares superiores a ésta, reduciendo la resistencia y la capacidad de drenaje de esas capas.
- **De refuerzo:** Los diferentes geosintéticos instalados sobre subrasantes inestables, pueden eliminar la necesidad de reemplazar estos suelos, incrementando la capacidad de carga del sistema, debido a una mejor distribución de esfuerzos. Cuando se instalan dentro de las capas de base o sub-base, los geosintéticos pueden ayudar a reducir los asentamientos asociados con la dispersión lateral de los materiales.
- **De drenaje planar:** Un geocompuesto de drenaje instalado en puntos relevantes en la estructura de la vía puede proveer de drenaje transversal a la vía, previniendo la acumulación de agua. En esta aplicación el geocompuesto debe tener una capacidad adecuada de descarga y ser resistente al daño mecánico.

- **De barrera Impermeable:** Los geosintéticos actúan como una barrera impermeable para fluidos entre las capas de los pavimentos y/o encapsulación de suelos expansivos entre otros. Por ejemplo, geomembranas, películas finas de geotextil y geotextiles impregnados con asfalto otro tipo de mezclas poliméricas son usados como barreras que impiden el flujo de líquidos.

2.4.7.4. Clasificación De Los Geosintéticos.

- **Geotextiles:** Es un material textil plano, permeable, de apreciable deformabilidad, formado por fibras poliméricas termoplásticos como las poliolefinas, poliésteres y poliuretanos, clasificándose en:
 1. **Geotextil no-tejido:** Pueden ser de fibra cortada o de filamento continuo. Dependiendo de la técnica empleada en la unión de sus filamentos, pueden estar unidos mecánicamente, térmicamente o químicamente.
 2. **Geotextil tejido:** Es un material textil fabricado al entrelazar, generalmente en ángulo recto, son de aplicación en la construcción de sub-bases de carreteras, repavimentaciones y líneas férreas, refuerzo y drenaje del terreno, etc.
- **Geomallas:** Son mallas que están formadas por un material polimérico con espacios abiertos llamados “aperturas”, los cuales están delimitados por “costillas”, cumpliendo funciones de refuerzo y estabilización. Existen dos

tipos básicos de geomallas: las uniaxiales que se utilizan en el refuerzo de taludes o muros y las biaxiales que se utilizan en fundaciones o caminos.

- **Georedes:** Las georedes están compuestas por una estructura de dos (biplanar) y tres (triplanar) dimensiones de capas y filamentos paralelos entretrejidos que crean canales de gran capacidad de flujo y drenaje, éstas sustituyen a los materiales naturales como arena y grava, y resuelven gran parte de los problemas asociados a los materiales naturales.
- **Geomembranas:** Son láminas de impermeabilización, cuya función principal es evitar el paso del agua y se emplean en sistemas de impermeabilización tales como: túneles, vertederos, depósitos, almacenamiento de agua ó cubiertas planas de edificación.
- **Geoceldas:** Están construidas por polietileno de alta densidad y son resistentes, flexibles, duraderas y estables frente a agentes químicos y bacterianos, proporcionando una solución para conseguir un confinamiento del terreno o de materiales granulares, con un buen drenaje.
- **Geocompuestos:** Puede estar formado por un geotextil no tejido de filamentos 100% de Polipropileno unidos mecánicamente por un proceso de agujeteado, al cual va adherido una geomalla de poliéster de alta tenacidad, que actúan como elementos separadores, protectores, filtrantes y anticontaminantes de finos.

2.4.7.5. Estabilización De Suelo-Geosintético.

La utilización de geosintéticos para la separación entre los suelos y las capas granulares del pavimento, ha permitido mantener la integridad de los materiales para mejorar su funcionamiento, aumentando la vida útil de las estructuras. Esta separación de materiales con geosintéticos elimina la instalación de un material adicional que se emplea en los diseños tradicionales que solo tiene en cuenta el proceso de contaminación que se produce al inicio del período de vida de servicio, y no tiene en cuenta el proceso de contaminación a largo plazo.

El uso de geosintéticos minimiza la deformación horizontal de los agregados de la capa base o sub-base, limitando su deterioro y conservando el espesor, teniendo aberturas en las que el material granular es confinado por trabazón. Las propiedades requeridas de los geosintéticos requeridos para estabilización, deberán estar en función de las condiciones geomecánicas de la capa base o sub-base, de la granulometría y demás características del material que deba ser superpuesto y de las cargas impuestas por los equipos durante la ejecución de los trabajos, además, los geosintéticos deberá permitir en todo momento el libre paso del agua.

CAPITULO III

REPLANTEO DE LOS ELEMENTOS QUE FORMAN LAS CAPAS DE APOYO Y PARAMETROS DE CALIDAD DE UN PAVIMENTO

3.1. ETAPAS ESENCIALES PARA EL DISEÑO DE UNA CARRETERA.

El diseño de una carretera responde a una necesidad justificada, más que todo de origen social y económico, donde ambos conceptos se correlacionan para establecer las características técnicas y físicas que debe tener la carretera que se proyectará, pero lo más importante es su configuración tridimensional, es decir, la ubicación y la forma geométrica definida para los elementos de la carretera; de manera que ésta sea funcional, segura, cómoda, estética, económica y compatible con el medio ambiente, para que los resultados buscados sean óptimos en una solución técnica y económica, en beneficio de la comunidad que requiere del servicio. En el diseño de carreteras, se trabaja en las etapas muy importantes como lo son: la determinación del perfil del proyecto, la pre-factibilidad, la factibilidad y el diseño final, que permitan determinar aspectos relacionados con el diseño de la estructura del pavimento. Por otra parte es necesario realizar estudios básicos como: el ambiental, geológico, geotécnico e hidrológico, que permitan realizar el diseño hidráulico y el diseño final del pavimento.

A. ESTUDIO MEDIOAMBIENTAL: Es un aspecto que debe tenerse muy en cuenta en todo proyecto, de modo que no se trata de evitar los impactos ambientales o buscar el “impacto cero”, sino que se deben orientar las acciones a garantizar el equilibrio ecológico, es decir; el preservar la

armonía de los distintos hábitats (fauna y flora) que serán de alguna manera alterados por el proyecto.

B. ESTUDIO GEOLÓGICO: El estudio geológico del área por donde se hará la traza de la futura carretera, se realiza sobre la base de los planos existentes del mapa geológico de El Salvador, a escala de 1:100,000; que sirve de referencia para la determinación de la estratigrafía, litología y las estructuras tectónicas de la zona, así como también la evaluación de las posibles amenazas geológicas.

C. ESTUDIO GEOTÉCNICO: Tiene el propósito de definir las propiedades de los materiales para el diseño de los taludes de corte y relleno, la naturaleza de los materiales para la conformación de rellenos, la capacidad portante del suelo, prevenir asentamientos que se puedan generar en algunos materiales, etc., de forma que se pueda construir una subrasante segura para la colocación del pavimento. Además, este estudio se realiza para la investigación de bancos de préstamo de materiales para utilizarlos en la conformación de la sub-base y la base, en carpetas asfálticas ó de concreto hidráulico y en obras de mampostería.

D. ESTUDIO HIDROLÓGICO: Tiene por finalidad el análisis previo del régimen de precipitaciones, datos pluviométricos, datos hidrométricos y demás características hidrológicas de las cuencas afectadas por la traza

de la futura carretera, y poder determinar los caudales de avenida que circularán por las obra de paso (alcantarillas, bóvedas, puentes, etc.).

E. DISEÑO HIDRÁULICO: Se basa principalmente en la determinación del caudal de la escorrentía superficial que puede circular por una estructura de drenaje del pavimento y que permite realizar el diseño de canaletas, contracunetas, cunetas y cajas. Así mismo conocer el caudal de filtración ó de nivel freático para el diseño de sub-drenes, etc.

F. DISEÑO DEL PAVIMENTO: Para el diseño de la estructura de un pavimento se requiere de un análisis de Tránsito Promedio Diario (TPD), tipo de vehículos para la determinación de los ejes equivalentes (ESAL's), Número Estructural (SN), los cuales son los datos básicos para determinar los espesores de las capas (capeta asfáltica, base, sub-base y subrasante) que forman la estructura del pavimento.

- **DISEÑO GEOMETRICO DE LA CARRETERA:** Es la etapa más importante para la construcción de una carretera, la cual se establece en base a las condiciones o factores existentes del terreno de interés como son la pendiente longitudinal, el radio de curvatura, el bombeo, ancho, corte ó relleno, para satisfacer al máximo los objetivos fundamentales de funcionabilidad, seguridad, comodidad y la integración en todo su entorno. Dentro del diseño geométrico abordaremos los siguientes alineamientos:

- 1. ALINEAMIENTO HORIZONTAL:** Se debe de tomar en cuenta la topografía de la zona que atravesará la futura carretera, en donde se consideran: la velocidad de diseño, los radios máximos y mínimos para permitir la circulación ininterrumpida de los vehículos, conservando la velocidad de diseño por la combinación de tramos en tangente con curvas circulares o curvas de transición. Además se ubican las obras de paso, ancho de hombros, longitud de cunetas, etc.
- 2. ALINEAMIENTO VERTICAL:** Está basado en los niveles de la rasante del trazo de la futura carretera, constituida por una serie de rectas enlazadas por arcos verticales parabólicos, tomando en cuenta la pendiente máxima y mínima para un drenaje eficiente, distancia de visibilidad de parada, distancia de visibilidad de rebase, en fin para dar seguridad y comodidad al usuario.
- 3. SECCIONES TRANSVERSALES:** Para la elaboración de las secciones transversales, se toma en cuenta los estudios geotécnico e hidráulico, para dimensionar los elementos que conforman la vía de un corte vertical en un punto cualquiera con relación al terreno natural y que pueden ser: el ancho de la calzada, los hombros, las pendientes transversales, bombeo, taludes, bermas, cunetas y contracunetas; como se puede ver en la fig.3.1.

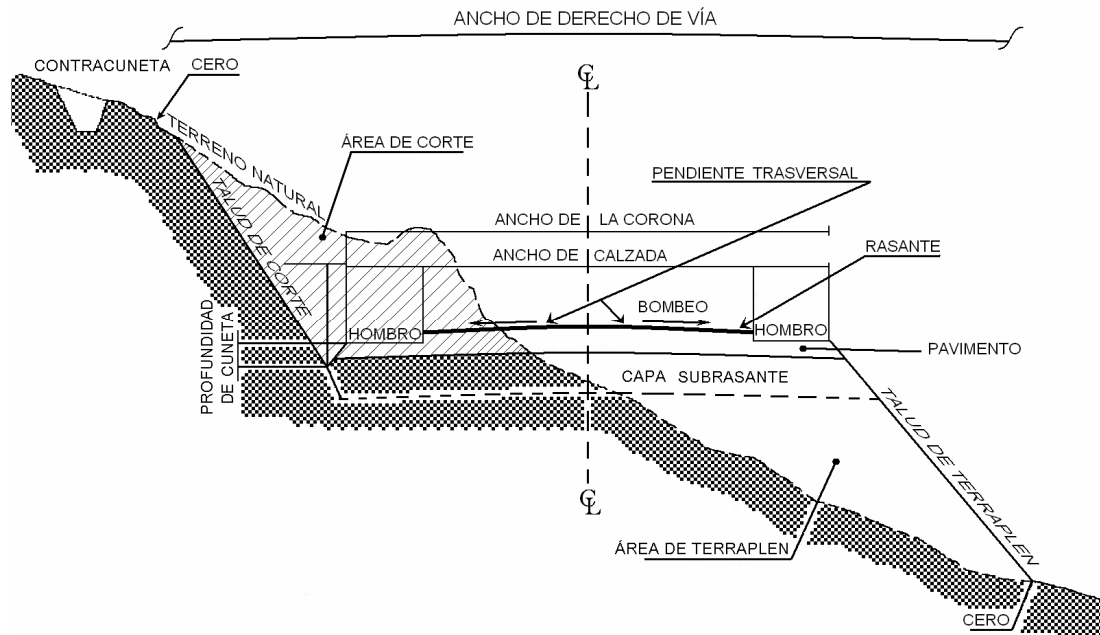


FIG. 3.1 Elementos que integran una sección transversal de una carretera.

3.2. REPLANTEO DE LA SUBRASANTE EN CAMPO.

En esta etapa se trata de plasmar en campo toda la información recopilada en la “etapa de diseño de la carretera”, los procesos que involucren la localización del eje definitivo de la vía, el replanteo de la poligonal base y de sus áreas adyacentes. Para dar cumplimiento a lo anterior, deben realizarse las actividades siguientes:

3.2.1. RECONOCIMIENTO PRELIMINAR DE LA ZONA.

El reconocimiento preliminar en la zona de interés, tiene la función de realizar un recorrido general a través de la franja de terreno que ha quedado establecida en los planos del diseño preliminar del eje central de la futura

carretera. Su finalidad es la de visualizar los posibles tramos por donde se podrán colocar los mojones de concreto, para que quede establecida la línea de la poligonal base; además, su recorrido servirá para obtener información y recopilar datos complementarios más específicos de la región, como lo son:

- Una estimación de los posibles costos de construcción.
- Anticipar efectos potenciales en el desarrollo económico de los terrenos que atravesará.
- Minimizar efectos destructivos que pudieran tenerse en el paisaje natural.

El reconocimiento debe ser rápido y de carácter general, pues, el recorrido de la ruta se debe de realizar a pie. El Ingeniero encargado de realizar dicha labor, debe de anotar todos los detalles más sobresalientes que puedan afectar el curso establecido de la carretera, haciendo uso de la brújula para determinar los rumbos, un barómetro para medir las cotas de elevación, estación total manual para medir las pendientes; y plasmar todo esto en un reporte técnico.

3.2.2. TRASLADO DE NIVELES AL ORIGEN DE LA POLIGONAL BASE.

Las coordenadas geográficas se pueden trasladar desde el mojón geodésico existente más cercano, éste puede pertenecer a una red de primer orden, una red de segundo orden o a una red de tercer orden, con el método de nivelación más conveniente, hacia el mojón de inicio de la poligonal base, ó establecer las coordenadas geográficas directamente al mojón de inicio de la poligonal base, proporcionadas por el Instituto Geográfico del Catastro Nacional

(IGCN), ubicado en el Centro Nacional de Registro (CNR), mediante el Sistema de Posición Global (GPS, por sus siglas en inglés).

3.2.7.1. Puntos Geodésicos.

Un vértice geodésico es un pivote de base cuadrada de concreto y terminación cilíndrica de 120 cm de altura, del cual se sabe con seguridad su latitud, longitud y altitud; mostrando información permanente de un punto con coordenadas de referencia en campo, que indican su altura exacta sobre el nivel del mar. Estos vértices forman parte de una red de triángulos con coordenadas que se han calculado con la mayor precisión posible a nivel mundial, donde se consideran tres tipos de redes según su orden, como se presenta a continuación:

- La red de 1º orden tiene sus vértices separados unos 40 Km.
- La red de 2º orden tiene sus vértices separados unos 20 Km.
- La red de 3º orden tiene sus vértices separados entre 4 y 5 Km.

3.2.7.2. Traslado De Coordenadas A La Poligonal Base.

Una vez se ha obtenido la localización del mojón geodésico más cercano, se da inicio con los preparativos para efectuar el traslado de coordenadas para efectuar la nivelación del mojón que dará inicio a la poligonal base. Este par de mojones deberán ser observables uno del otro y tendrán una

separación mínima de 50m. y una separación máxima se define en función del tipo de terreno, como se hace mención a continuación:

- Terreno plano: 5.0 Km.
- Terreno ondulado: 4.0 Km.
- Terreno montañoso: 3.0 Km.
- Terreno muy montañoso: 1.5 Km.

El proceso se realiza a través de una nivelación diferencial compuesta, requiriendo de una serie de cambios del nivel fijo (ya sea óptico o electrónico), a lo largo de la línea al punto que se quiere nivelar. Para cada cambio del aparato se realiza una lectura atrás al estadal o distanciómetro, colocado sobre un punto de elevación conocido y otra lectura adelante al punto de elevación desconocido, realizando el mismo procedimiento cuantas veces sea necesario hasta llegar al mojón de inicio de la poligonal base, con un itinerario de ida y vuelta al mojón del vértice geodésico. Estos niveles deberán ser compensados si el nivel de cierre es inferior al especificado (ver tabla 4.1); en el caso de que dicho error supere al especificado, se deberá revisar las medidas efectuadas, a fin de que el levantamiento llene este requisito.

TABLA 3.1 Grados de precisión de las redes de control.

ITEM	PRIMER ORDEN	SEGUNDO ORDEN	TERCER ORDEN
CONTROL HORIZONTAL			
Presición relativa entre puntos directamente conectados, antes de la compensación angular (como mínimo).	1 parte en 100,000	1 parte en 50,000	1 parte en 10,000
CONTROL VERTICAL			
Presición relativa entre puntos directamente conectados o entre bancos de marca (error permisible de cierre).	4mm \sqrt{K}	6mm \sqrt{K}	12mm \sqrt{K}
	K: Kilómetros del itinerario		
REQUISITOS DE POLIGONALES			
Separación recomendada de puntos de la poligonal	5Km.	4Km	1Km
Menor lectura angular horizontal del aparato	0.2"	0.2"	0.1"
Número de observaciones horizontales	16	8	4
Número máximo de puntos en una poligonal	5 ó 6	10 a 12	20 a 25
Máximo error permisible en el cierre angular.	2" \sqrt{n}	3" \sqrt{n}	10" \sqrt{n}
	n: Número de puntos en la poligonal.		

Fuente: Condiciones técnicas de la construcción de la carretera longitudinal del norte, tramo: Nuevo Edén de San Juan – Desvío Carolina.

3.2.3. COLOCACIÓN DEL PUNTO DE INICIO DE LA POLIGONAL BASE.

Después de que se ha realizado el reconocimiento del terreno, se procede a fijar el punto de inicio de lo que será la poligonal base, el cual posteriormente se amarrará a un vértice geodésico de la Red Geográfica Nacional. Este punto de inicio deberá ser monumentado con un mojón de concreto, estableciéndose fuera del derecho de vía del camino, y de no poder hacerlo debido a la topografía del lugar, ubicarlo dentro del derecho de vía, en las cercanías de sus límites, previendo no removerlo por eventuales trabajos de mantenimiento.

3.2.4. LEVANTAMIENTO DE LA POLIGONAL BASE.

El levantamiento de la poligonal base se establecerá mediante la colocación de puntos que formaran la red de las bases de replanteo, a una distancia de separación mínima de 40 m. de donde se establecerá el perfil longitudinal de la futura carretera. La poligonal base partirá y cerrará en el mojón de inicio de dicha poligonal. La red de puntos que conformarán la poligonal base se nivelarán con nivel fijo, para establecer los niveles de dichos puntos. Si el error de cierre es inferior a 1:10,000, se procederá con la respectiva compensación, o de lo contrario deberá repetirse la nivelación de los puntos de la poligonal base, a fin de que el levantamiento llene los requisitos deseados.

3.2.5. REPLANTEO DEL EJE CENTRAL.

Para el replanteo del eje central de la futura carretera, será necesario tener ubicados todos los puntos que forman la poligonal base, de tal forma que se posibilite el uso de los distintos métodos para el replanteo de los puntos de la línea central. El replanteo deberán contener como mínimo, los siguientes datos:

- Coordenadas, elevación y coeficiente de anamorfosis* de cada base y situación relativa entre cada par de bases de replanteo.
- Distancia al origen (D.O.), coordenadas y cota del punto a emplear.

* Anamorfosis: Es una deformación reversible de una imagen producida mediante un procedimiento óptico (como por ejemplo utilizando un espejo curvo), o a través de un procedimiento matemático.

- Distancia y azimut (respecto al vector que une las dos bases) del punto a replantear, con respecto a cada uno de ellos.

Los datos de replanteo corresponden a los puntos equidistantes del eje, como máximo cada 20 m. En las alineaciones curvas de radio igual o inferior a 150 m, los datos de replanteo corresponderán a puntos equidistantes del eje, distantes entre sí, cada 10 m. como máximo.

3.2.6. REPLANTEO DE LA SUBRASANTE.

3.2.6.1. Verificación Del Alineamiento Horizontal y Vertical.

Se toma como parámetro mínimo el alineamiento presentado en los planos del diseño geométrico, para correr la línea de la poligonal del eje central, se replantean los puntos en donde comienza la curva (PC's), punto de intersección de la prolongación de las tangentes (PI's), punto en donde termina la curva (PT's) y (ver fig. 3.2), que se encuentren dentro del intervalo del trazado comprendido entre los puntos seleccionados. De existir una cantidad considerable de curvas dentro del tramo mencionado, se replantearán solo las curvas que cumplan con la especificación. Se comprobará que la posición de la línea del eje central, coincida con lo indicado en la planimetría de los planos planta-perfil, el cual debe de incluir los siguientes datos generales:

- Grupo de características geométricas.
- Radios en planta, máximos y mínimos.

- Parámetros de clotoide[†], máximos y mínimos.
- Pendientes máximas y mínimas.
- Parámetros de curva vertical (K), máximos y mínimos.
- Distancias de visibilidad.
- Secciones transversales tipo.
- Definición de sobre-anchos y sobre-elevaciones.

Para cada perfil del alineamiento vertical, se realizará el cálculo de la terracería, si es corte o relleno, representándolo mediante un diagrama de masas.

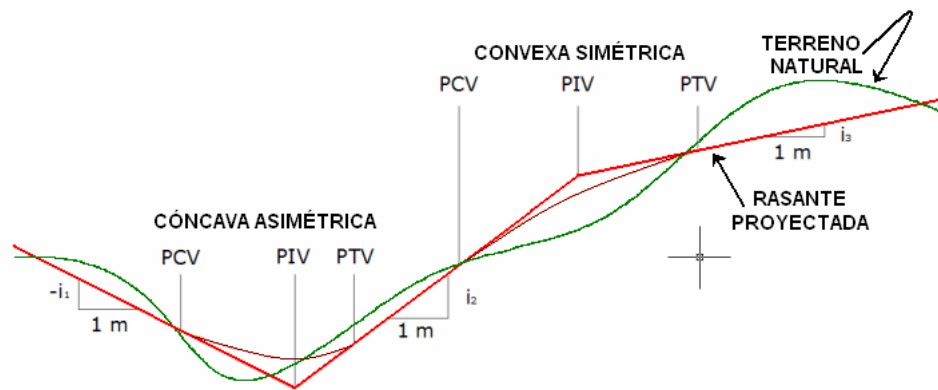


FIG. 3.2 Perfil longitudinal del alineamiento vertical.

3.2.6.2. Ubicación De Las Secciones Transversales.

Se deberá presentar las secciones transversales a lo largo de todo el proyecto, en un ancho que abarque entre otros los carriles de circulación,

[†] Clotoide: También denominada radoide de arcos o espiral de cornú en honor de Marie Alfred Cornú, es una curva tangente al eje de las abscisas en el origen y cuyo radio de curvatura disminuye de manera inversamente proporcional a la distancia recorrida sobre ella.

hombros, cunetas, derecho de vía, y zonas de retiro. En definitiva, las secciones transversales deberán abarcar el derecho de vía, más un ancho lateral adicional que permita definir exactamente todas las obras de protección necesarias que se deberán realizar a ambos lados de la calzada proyectada; a continuación se presenta las diferentes secciones transversales que se pueden presentar:

- **Sección transversal en terraplén:** Ésta sección transversal se presentará en ciertos tramos del perfil longitudinal, reflejando los detalles de la futura carretera, a lo largo de la línea que forma el eje del alineamiento vertical, el cual, pasa a cierta altura del terreno natural, efectuándose el procedimiento de relleno para conformar el terraplén que coincida con la faja de la subrasante (ver fig. 3.3). La sección se proyectará cada 20.0 m en tangente y de 5 ó 10 en curva.

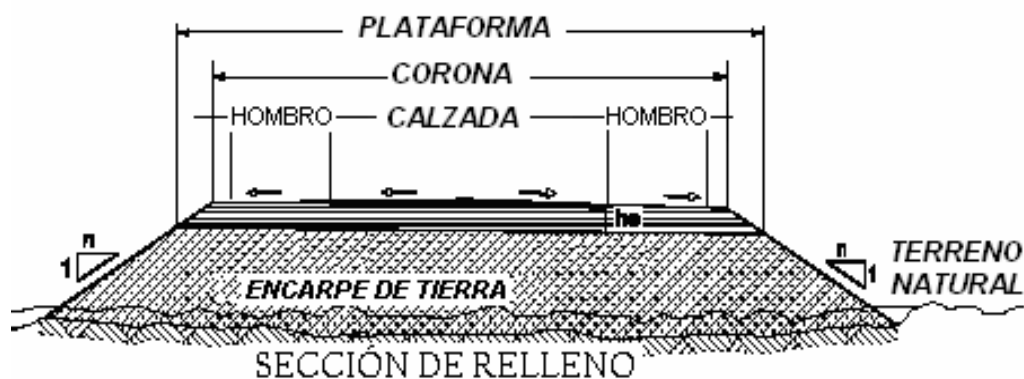


FIG. 3.3 Perfil de la sección transversal en terraplén.

- **Sección transversal en corte:** Ésta sección transversal se presentará en ciertos tramos del perfil longitudinal, reflejando los detalles de la futura

carretera, a lo largo de la línea que forma el eje del alineamiento vertical, el cual, pasa a cierta profundidad del terreno natural, efectuándose el procedimiento de corte para conformar la faja de la subrasante (ver fig. 3.4), la sección se proyectará cada 20.0 m., en tangente y de 5 ó 10 en curva.

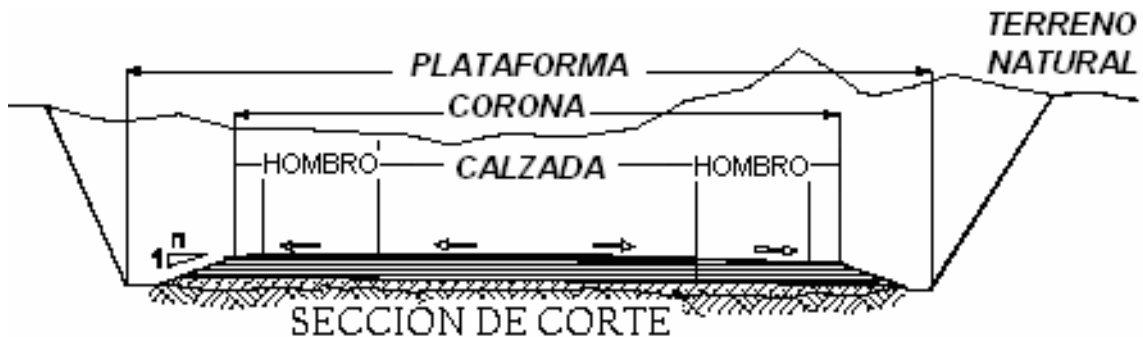


FIG. 3.4 Perfil de la sección transversal en corte.

- **Sección transversal mixta o balcón:** Ésta sección transversal se presentará en ciertos tramos del perfil longitudinal, reflejando los detalles de la futura carretera, a lo largo de la línea que forma el eje del alineamiento vertical, el cual, pasa por una pendiente transversal a la proyección de la vía en el terreno natural, efectuándose corte en un extremo y relleno en el otro para formar el terraplén, que coincidirá con la faja de la subrasante (ver fig. 3.5), cada sección se proyectará a cada 20.0 m., en tangente y de 5 ó 10 en curva.

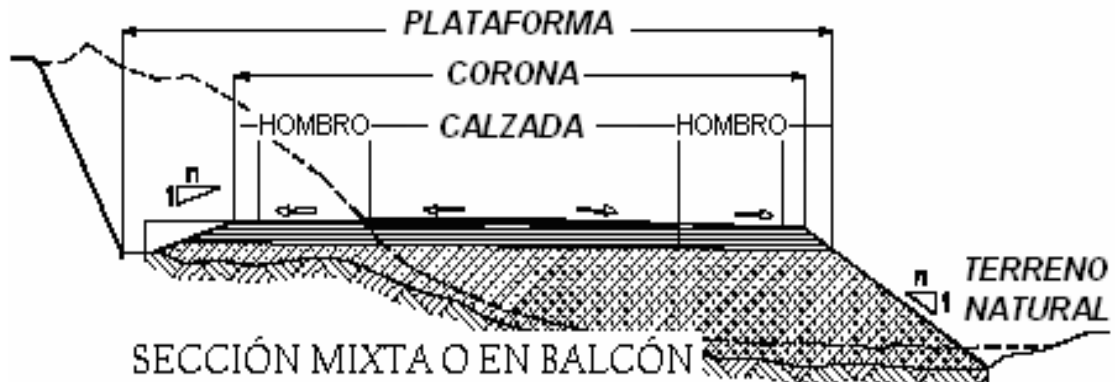


FIG. 3.5 Perfil de la sección transversal mixta o en balcón.

- **Sección transversal en curva.** Ésta sección transversal se presentará en ciertos tramos del perfil longitudinal, reflejando los detalles de la futura carretera en una curva, a lo largo de la línea que forma el eje del alineamiento vertical, el cual, podría ser una sección en terraplén (ver fig. 3.6), en corte o una combinación de ambas, para formar la faja de la subrasante, cada sección estará proyectada a cada 5.0 m., en tramo curvilíneo.

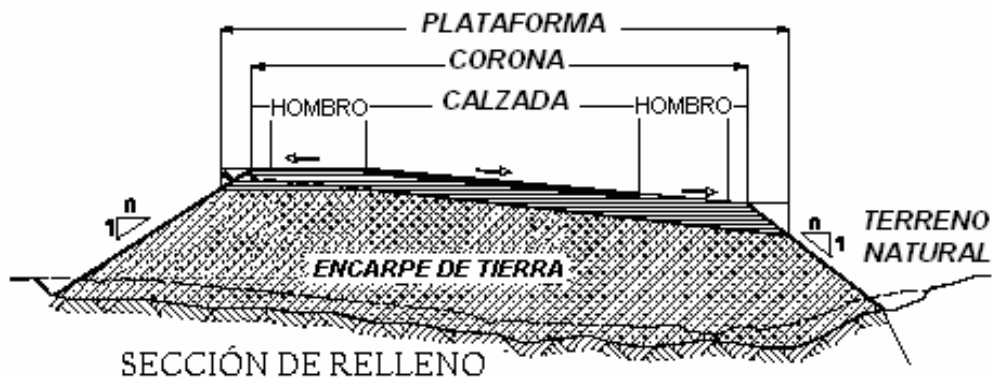


FIG. 3.6 Perfil de la sección transversal en terraplén en curva.

3.2.6.3. Franja De Desmonte Y Limpieza.

Luego de hacer el trazado del eje a cada 20 m., incluyendo los PC's y PT's de los alineamientos horizontal y vertical, se procede a obtener la información necesaria de las secciones transversales del pavimento, en la que se va a definir un ancho estimado, donde el topógrafo colocará a la izquierda y la derecha de la línea central, trompos y estacones donde se pueda observar la cantidad de material de corte o de relleno (ver fig. 3.7), para que el operador de esta actividad realice el desmonte y la limpieza.

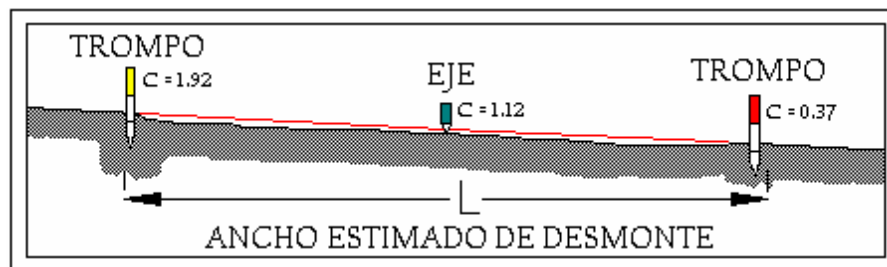


FIG. 3.7 Colocación de estacado para el ancho de desmonte.

3.2.6.4. Colocación De Trompos Laterales Para Corte Y/O Relleno.

Luego de haber realizado el desmonte y la limpieza de la franja que se va a utilizar, se procede a colocar trompos en los ejes central y laterales, a cada 20 m. en tramos lineales y de 5 m. en tramos curvos, con sus respectivas cotas de elevación, los trompos son colocados en los laterales para indicar el ancho del pavimento y la información de corte y/o relleno se obtiene del perfil longitudinal de la carretera del proyecto vertical (ver fig. 3.8).

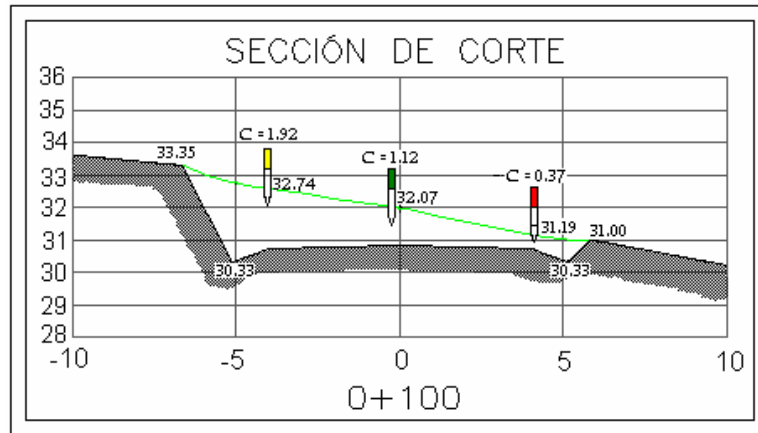


FIG. 3.8 Colocación de estacado para el ancho de corte o relleno.

3.2.6.5. Replanteo De Las Obras De Drenaje.

Para las obras de drenaje que existirán en la vía se efectuará su replanteo, es decir; se pondrá el prisma sobre la línea central del proyecto en la estación indicada en el plano para cada obra de drenaje, además se comprobará que la ubicación y el esviaje, son adecuados para el cause existente, la descarga llegue a un punto apropiado y que las obras proyectadas (derramaderos, cunetas, cajas, canaletas, etc.) respondan a las condiciones reales de campo. Así mismo, se realizará el levantamiento topográfico del cauce en una extensión de por lo menos 10 veces el ancho del cauce en dirección aguas arriba de la obra menor de cruce y 10 veces el ancho del cauce en dirección aguas abajo, o lo que resulte adecuado dadas las características de la obra y el entorno.

3.2.6.6. Cota De Subrasante.

La cota de la subrasante es la cota de proyecto que vamos a obtener del corte y relleno del movimiento de tierras del alineamiento vertical.

Antes de comenzar con los trabajos de preparación de la subrasante, se deberá de colocar trompos a cada 20 m, o en los puntos intermedios que sean necesarios como lo son el eje central, bordes de la franja y cualquier otro punto del perfil que se requiera para dar a la plataforma los bombeos, peraltes y quiebres previstos en los perfiles transversales del proyecto.

3.3. CONCEPTOS GENERALES DE UNA VÍA TERRESTRE.

3.3.1. DEFINICIÓN DE PAVIMENTO.

Un pavimento en síntesis es la estructura constituida por una o más capas de materiales seleccionados, que se colocan sobre el terreno natural o nivelado, y que recibe en forma directa las cargas de tránsito y las transmite a los estratos inferiores del subsuelo, distribuyéndolas con uniformidad. Este conjunto de capas proporciona también la superficie de rodamiento, en donde se debe tener una operación rápida y cómoda del movimiento vehicular.

3.3.2. ESTRUCTURA GENERAL DE UN PAVIMENTO.

Las capas que conforman la estructura del pavimento son, en el orden ascendente como se describen a continuación.

3.3.2.1. Subrasante.

La subrasante, es la parte de una carretera que sirve para el soporte de las capas de pavimento, por tanto, debe cumplir características estructurales para que, los materiales seleccionados que se colocan sobre ella se acomoden en espesores uniformes y su resistencia debe ser homogénea en toda la superficie para evitar fallas en los pavimentos. En algunos casos, esta capa está formada solo por la superficie del terreno. En otros casos, cuando en estado natural el material de corte del lugar es de muy baja calidad, se tendrá que hacer un proceso de mejoramiento, estabilización y luego darle el grado de compactación necesario para obtener la subrasante adecuada.

3.3.2.2. Sub-Base.

Ésta puede ser conformada por material granular o material estabilizado. Forma parte de la estructura de los pavimentos por razones económicas, ya que los materiales de sub-base son más baratos, por tener una calidad inferior a la base, comúnmente consta de una capa compactada de material granular, o una capa de suelo tratada con un estabilizante adecuado. Además de su posición en el pavimento, comúnmente se distingue del material de la capa de base por requerimientos menos estrictos de la especificación; por ejemplo, resistencia, tipos de agregados y graduación, plasticidad, etc.

3.3.2.3. Base.

Se llama así a la capa construida sobre la sub-base. Se diferencia de esta por la mejor calidad de sus materiales y las mayores exigencias en las especificaciones de construcción. Aún cuando se tiene funciones a las de la sub-base, su importancia radica en su capacidad estructural y de protección del resto del pavimento; además, permite la circulación de los vehículos mientras se construye la capa de rodadura. En la actualidad existe gran variedad de materiales empleados para la construcción de la base como son los suelos y materiales pétreos, algunos estabilizantes como el cemento, la cal y otros materiales ligantes.

3.3.2.4. Capa De Rodadura.

Con este nombre se denomina a la última capa que se construye, y es sobre ella donde circulan los vehículos durante el período de servicio del pavimento. Por esto, debe ser resistente a la abrasión producida por el tráfico y a los condicionamientos del intemperismo; además, tiene la función de proteger la estructura, impermeabilizando la superficie del pavimento. La textura superficial de la capa de rodadura debe presentar dos características para atender adecuadamente la circulación de los vehículos: la suavidad, para que sea cómoda, y la rugosidad, para que sea segura.

3.3.3. PAVIMENTOS SEGÚN MATERIAL DE RODADURA.

3.3.3.1. Pavimentos Con Superficie De Tierra.

Son aquellos pavimentos a los que no se le ha construido la capa de rodadura (asfáltica o hidráulica), fundamentalmente por razones económicas. Se puede decir que su estructura esta incompleta, dado que se dan al servicio sin uno de sus elementos fundamentales. Sin embargo, se pueden denominar según el material que está en contacto con el tráfico así: de material pétreo, de suelo natural o estabilizado químicamente con cal, cemento, emulsión asfáltica, etc. (ver fig. 3.9).

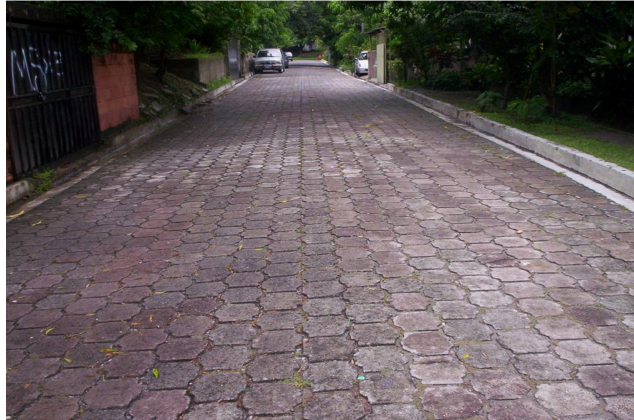


**FIG. 3.9. Pavimento con superficie de tierra,
San Juan los Planes, Santa Tecla, San Salvador.**

3.3.3.2. Pavimentos Con Superficie De Adoquines.

En este tipo de pavimentos la capa de rodadura está conformada por varios elementos que se conocen como adoquines; los cuales son bloques macizos que generalmente se fabrican de concreto en forma de prisma recto,

cuyas bases son polígonos con una forma tal que permiten conformar una superficie completa. Éstos se colocan sobre una capa delgada de arena y un material de sello entre sus juntas, (ver fig. 3.10).



**FIG. 3.10. Pavimento con superficie de adoquín,
Col. Santa Lucia, Ilopango, San Salvador.**

3.3.3.3. Pavimentos Con Superficie De Concreto Asfáltico.

Es aquel que posee una capa de rodadura conformada por una carpeta de concreto asfáltico y que está constituida por material pétreo y un producto asfáltico. Su función es el de proporcionar al tránsito una superficie estable, prácticamente impermeable, uniforme y de textura apropiada. Cuando se colocan capas en espesores de 5 cm. o más, se considera que contribuye en conjunto con la base a soportar las cargas y distribuir los esfuerzos a las capas inferiores, hasta descargarlas en el estrato resistente. (Ver fig. 3.11).



**FIG. 3.11. Pavimento con superficie de concreto asfáltico.
Col. La Cruz, San Bartolomé Perulapía, Cuscatlán.**

3.3.3.4. Pavimentos Con Superficie De Concreto Hidráulico.

Su superficie está conformada por losas de concreto de cemento Pórtland. En este tipo de pavimentos las losas absorben la mayor parte de los esfuerzos, deformándose muy poco bajo la acción de las cargas y distribuyéndolas en un área muy grande, (Ver fig. 3.12).



**FIG. 3.12. Pavimento con superficie de concreto hidráulico,
Col. Santa Lucia, Ilopango, san Salvador.**

3.3.4. PAVIMENTOS SEGÚN ESTRUCTURA DE CARGA.

3.3.4.1. Pavimento Flexible.

Es aquel que está formado por una serie de capas granulares, rematadas por una capa de rodamiento asfáltica de alta calidad y relativamente delgada, la cual es capaz de acomodarse a pequeñas deformaciones de las capas inferiores sin que su estructura falle. En este tipo de pavimentos la calidad de los materiales utilizados en cada una de las capas aumenta conforme nos acercamos a la superficie, a modo de lograr una estructura competente ante las cargas esperadas y que a la vez resulte lo más económica posible, (ver fig. 3.13).

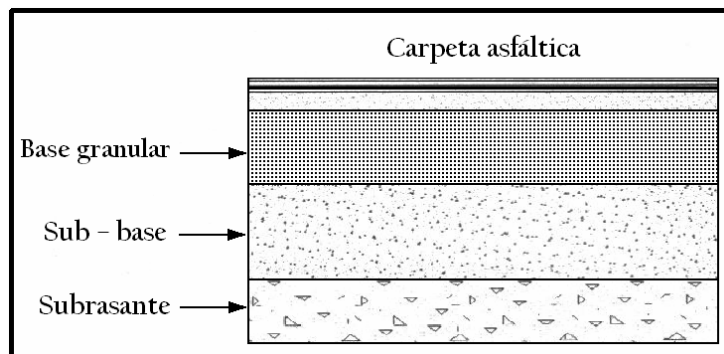


FIG. 3.13. Capas que conforman un pavimento flexible.

3.3.4.2. Pavimento Rígido.

La superficie de rodamiento es construida con concreto de cemento Pórtland. La capa de rodadura de éstos pavimentos la integran una serie de losas que trabajan en conjunto, distribuyendo las cargas de vehículos hacia las capas inferiores. La capa de rodadura, es construida con concreto hidráulico,

por lo que debido a su rigidez y alto módulo de elasticidad, basan su capacidad portante en la losa, más que en la capacidad de la subrasante, (ver fig. 3.15).

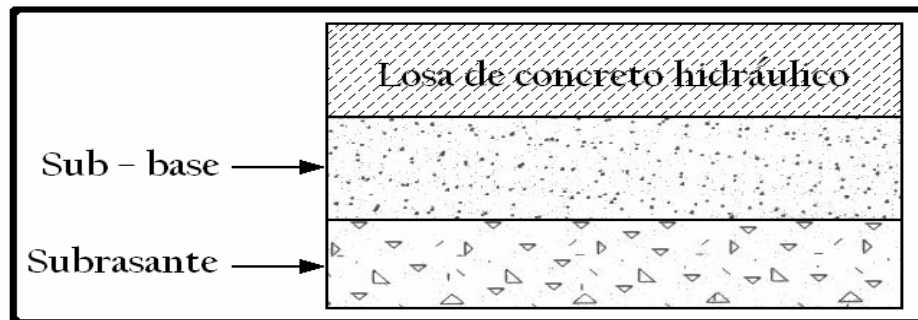


FIG. 3.15. Capas que conforman un pavimento rígido.

3.3.4.3. Pavimento Semiflexible O Semirígido.

Estos son aquellos en los cuales la rodadura está conformada por dos capas, en el caso de los semirígidos la inferior está conformada por agregados estabilizados con asfalto y la superior con concreto hidráulico, en cambio en los semiflexibles el orden de las capas se invierte, (ver figura 3.14).

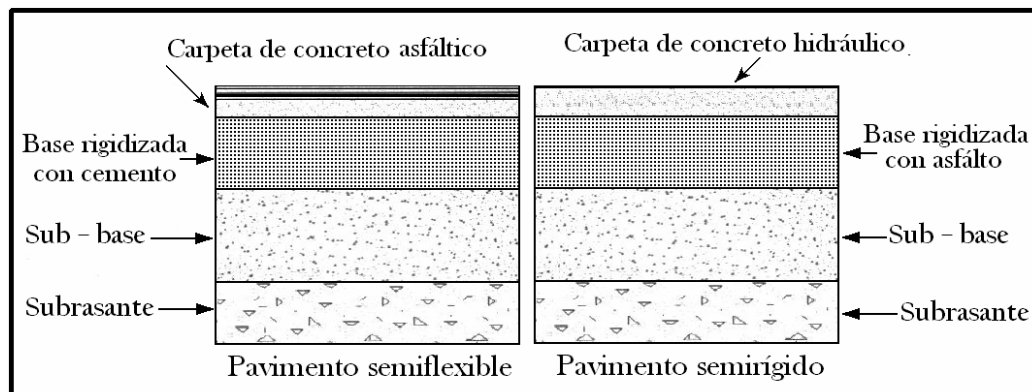


FIG. 3.14. Capas que conforman un pavimento semiflexible y semirígido.

3.3.5. ELEMENTOS PROTECTORES PARA LOS PAVIMENTOS.

El objetivo básico de los elementos de protección es de mantener el nivel freático por debajo de la estructura del pavimento, de manera que no se acumule el agua dentro de ésta y, adicionalmente, evitar que el agua superficial erosione el terreno adyacente.

Lo anterior se logra con un adecuado manejo de las pendientes del pavimento, tanto a nivel longitudinal como transversal, además de los cortes y rellenos que conforman la base sobre la cual se asienta la estructura, mediante la construcción y el tratamiento de hombros, la disposición de cunetas y de obras de drenaje, lo cual permite conducir el agua a sitios donde no atente contra la estabilidad de la fundación o del pavimento mismo.

La presencia de agua dentro de los pavimentos reduce la capacidad portante de sus diferentes capas debido a la disminución de la fricción y de la resistencia al corte de las partículas que componen el suelo y los materiales granulares. Además, el incremento de la humedad de la subrasante puede acarrearle aumentos considerables de volumen generando en el pavimento esfuerzos considerables que lo pueden llevar a la falla.

La presencia y el buen estado de los hombros, además de la función ya descrita, sirve para darle seguridad a los conductores, debido al aumento de la visibilidad y por brindar espacios suficientes para que se estacionen los

vehículos cuando se tengan que detener o para que puedan circular por ellas en caso que se presenten obstáculos en la vía.

El perfil transversal de la vía, en tramos rectos, debe tener pendientes iguales o mayores de 1.5, 2 y 3%, en pavimentos con superficie de asfalto, adoquines o con superficie de tierra, respectivamente.

La pendiente de los hombros debe ser igual o mayor que la de la vía; se sugiere el 3% para hombros pavimentados y el 5% para hombros con superficie de tierra o engrames. En los tramos de vía con curvas, el hombro interior debe tener una pendiente con valor igual o mayor entre el peralte y el del hombro en tramo recto. El hombro exterior debe tener una pendiente tal que restándola algebraicamente de la del peralte, difiera en menos del 7%. En ningún caso la pendiente del hombro, interior o exterior, debe ser igual a cero.

3.3.6. SOLICITACIONES PRESENTES SOBRE LOS PAVIMENTOS.

El objetivo fundamental de los pavimentos es el de soportar el tránsito de los vehículos, por lo cual éstos son el parámetro básico para determinar los espesores y la calidad de los materiales que han de conformar las diferentes capas de la estructura.

Existen además otras solicitudes que es necesario evaluar para determinar su incidencia en el funcionamiento del pavimento durante el período para el cual fue diseñado. Entre éstas merecen especial atención, las

generadas por el ambiente natural (los gradientes térmicos, la humedad y la lluvia) por la utilización misma del pavimento (desgaste por el tráfico, derrames de combustible y de aceite) y las debidas a las condiciones geológicas.

3.3.7. CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS PAVIMENTOS.

De manera simplificada se puede decir que un pavimento no es más que una estructura interpuesta entre los vehículos y el suelo natural, cuya finalidad es distribuir los esfuerzos aplicados en la superficie para no solicitarle al suelo por encima de su capacidad portante. Ello obliga a tener capas con espesores y resistencias acordes con las cargas que se van a transmitir al suelo.

Cada capa del pavimento debe estar en las condiciones de soportar el tráfico esperado durante el período para el cual se diseña, con el objeto de que todas lleguen al final de su vida útil con un deterioro similar, puesto que la estructura, sea cual sea su composición, fallará por fatiga.

Las propiedades mecánicas, tanto del suelo como de los materiales que componen cada una de las capas del pavimento, se determinan mediante ensayos de laboratorio y de campo, como por ejemplo ensayos de placa de carga, módulos de elasticidad, etc. Inclusive los ensayos tradicionales de medición de las características mecánicas del suelo, tal es el caso del C.B.R., que entra como parámetros para el diseño de los pavimentos.

3.3.8. NIVEL DE SERVICIABILIDAD.

Por nivel de serviciabilidad se entiende, la manera como un pavimento cumple con su función de hacer cómoda, fácil, rápida y segura la circulación de los vehículos. El nivel de serviciabilidad disminuye a medida que transcurre el tiempo, debido a la acción de las solicitaciones, tanto de las cargas circulantes como los agentes meteorológicos, (ver fig. 3.16).

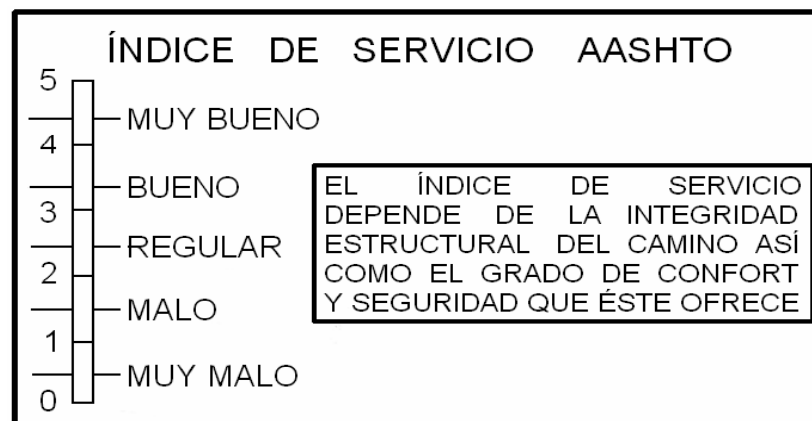


FIG. 3.16. Índice de serviciabilidad[‡] según la AASHTO.

3.4. CONTROL DE CALIDAD EN ESTABILIZACIÓN DE SUELOS.

3.4.1. DEFINICIÓN DE CALIDAD.

La calidad es el conjunto de acciones que nos permiten mantener las características preestablecidas en cualquier proceso constructivo realizado en la obra y depende de muchos factores como:

- El cumplimiento de las especificaciones.

[‡] Fuente: Manual Centroamericano para el Diseño de Pavimentos, Ing. Jorge Coronado Iturbide

- Elección correcta de los materiales.
- Procedimientos constructivos adecuados.
- Calidad de la mano de obra.
- Utilización de maquinaria idónea.
- Un plan de control de calidad adecuado.

Si se evalúa oportunamente la calidad de los procesos, esto permite que al momento de ejecutar un proyecto, se puedan tomar acciones de corrección y dar soluciones precisas a problemas o errores cometidos durante la conformación de las capas sub-base y base del pavimento; o de cualquier otro proceso constructivo.

Sin embargo, no basta con sólo conocer el término de calidad, sino saber cómo es que se controlará, por lo que se necesita un proceso y una planeación de lo que será el control de calidad, y esto comprenderá todo el conjunto de procedimientos que permitan conseguir un producto con características uniformes y de acuerdo a un diseño preestablecido.

3.4.2. CONTROL DE CALIDAD.

El control de calidad normalmente se refiere a los ensayos necesarios para determinar la calidad de los procesos constructivos que se están desarrollando, y poder asegurar la correcta ejecución de los distintos elementos y fases que involucren la aceptación de calidad para un tramo en ejecución.

Estos ensayos son usualmente llevados a cabo por el constructor, ya que éste los requiere para asegurarse a sí mismo que el proceso constructivo o sus partes cumplan con sus expectativas de acuerdo a la responsabilidad contractual que ha contraído con el propietario.

3.4.3. ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD.

El aseguramiento de la calidad se refiere normalmente a aquellos ensayos requeridos para tomar una decisión sobre la aceptación de una actividad realizada, y por lo tanto asegurarse que él mismo está siendo evaluado efectivamente de acuerdo a lo que el propietario ha requerido.

Para que el control de calidad del contratista y el aseguramiento de la calidad del supervisor del propietario, puedan interactuar adecuadamente, debe de existir una serie de elementos que fijen las reglas del juego, que definan de manera coherente los límites de acción de cada uno de los actores involucrados en el aseguramiento de la calidad en un proyecto determinado.

3.4.4. SISTEMA DEL CONTROL DE CALIDAD.

Consiste en aplicar una serie de procesos, responsabilidades, autoridades, procedimientos y recursos relacionados internamente, completamente definidos y desplegados en forma coherente para lograr cumplir con las exigencias de calidad de la obra, especificaciones en los términos

contractuales. El Sistema de Control de Calidad lo conforman todos los documentos contractuales, como lo son:

- Adjudicación de la licitación.
- Especificaciones técnicas.
- Documentos de aprobación de requisitos contractuales.
- Plan de control de calidad, etc.

También se habla del Sistema de Control de Calidad del Contratista (SCCC), que se refiere a toda la logística, capacidad administrativa y técnica del contratista, para llevar a cabo un autocontrol de calidad adecuado. Este sistema de control del contratista, es respaldado por un Plan de Control de Calidad (PCC) como requisito obligatorio, a ser presentado al contratante (propietario) y su supervisión, el cual como tal, pasa a ser un elemento más del Sistema de Control de calidad (SCC).

3.4.5. PLAN DE CONTROL DE CALIDAD.

La adecuada ejecución de un Plan de Control de Calidad (PCC) conducirá a reducir las pérdidas por trabajos defectuosos y establecer los mecanismos para una buena planificación, los procedimientos y la organización necesaria para producir un producto final, que cumpla las expectativas del propietario y sin menoscabo de los beneficios esperados por la empresa.

El contratista proporcionará y mantendrá un efectivo Sistema de Control de Calidad (SCC) que permita alcanzar los requisitos de construcción y calidad de los materiales detallados en planos y especificaciones concernientes al tramo en ejecución. El contratista establecerá un Sistema de Control de Calidad (SCC), para realizar suficientes trabajos de inspección y ensayos, con el fin de controlar la conformidad de los procesos y del producto final según se especifique en el diseño, en lo que respecta a materiales, mano de obra, equipo, procedimiento constructivo, acabado, rendimiento funcional, e identificación.

Una parte integral del Sistema de Control de Calidad (SCC) lo constituye el Sistema de Seguimiento Estadístico de los Procesos Constructivos (SSEPC) a través de gráficas de control de desempeño de características de calidad y su consistencia que permitirán monitorear los resultados de las pruebas de campo y laboratorio correspondientes a la producción, colocación y mediciones de la calidad del producto terminado a medida que éste progresa. Se entiende que este requisito establece no un fin, es decir no basta con cumplir con la representación gráfica de los resultados de la producción, colocación y producto terminado, sino un medio que facilite al Ingeniero de Control de Calidad tomar las decisiones necesarias para investigar causas asignables de variación no aleatorias que le permitan asegurar la estabilidad de los procesos constructivos.

Se recomienda al contratista que elabore el Plan de Control de Calidad (PCC) a utilizar en obra, el cual registrará sus actividades de autocontrol de calidad.

3.4.5.1. Contenido Del Plan De Control De Calidad (PCC).

El Plan de Control de Calidad (PCC) deberá contener una descripción del personal responsable del control de calidad, los procedimientos, instrucciones, formatos y registros a ser utilizados así como también el listado con nombres de los involucrados en el control de calidad.

Las actividades definidas del trabajo, son las unidades en que se divide la obra, para efectos del control de calidad, es decir que los segmentos en que el Supervisor recibirá la obra. Estos segmentos pueden ser, a manera de ejemplo, lotes de material a incorporar a la obra, tramos estabilizados, entre otros respectivamente.

3.4.5.2. Inspección Preparatoria.

Será responsabilidad del contratista definir la fecha más adecuada para la realización de la inspección, la cual deberá incluir como mínimo, lo siguiente:

- Una revisión conjunta de todos los requerimientos contractuales y especificaciones técnicas aplicables.
- Una comprobación para asegurarse que todos los materiales han sido ensayados, sometidos a aprobación, y aprobados.

- Una comprobación para asegurarse que los documentos contractuales correspondientes han sido sometidos a aprobación y han sido aprobados.
- Una revisión para asegurarse que se han hecho los arreglos necesarios para realizar oportunamente todos los ensayos de control de calidad requeridos.
- Una inspección del área donde se realizarán los trabajos, para asegurarse que todo el trabajo previo y/o preliminar ha sido completado.
- Una revisión del equipo de laboratorio, formatos y procesos para la realización de las pruebas de laboratorio.
- Una descripción minuciosa de los equipos claves.
- Una descripción, detallada y minuciosa, por parte del contratista, del proceso constructivo propuesto indicando como mínimo: puntos de control, toma y cantidad de muestras, tolerancias, rendimientos de equipos y mano de obra, necesidad de equipos y mano de obra, secuencias de procesos, encargados, mecanismos de comunicación interna del contratista necesarios para la actividad en cuestión, etc.
- Revisión de las medidas de seguridad, análisis de riesgos, amenazas y control del tráfico a tomar.

3.4.5.3. Inspección Inicial.

Esta inspección será llevada a cabo, tan pronto como una porción representativa de cada actividad particular del trabajo ha sido completada, e incluirá:

- Una evaluación de la calidad de la mano de obra.
- Una revisión de los ensayos, pruebas, mediciones de control realizados por el laboratorio.
- Evaluación del desempeño y rendimiento de equipos clave, a fin de asegurar la conformidad con los equipos contractuales y adecuado avance de la obra.
- Control de calidad de los materiales haciendo énfasis en los defectuosos o dañados.
- Una revisión de la obra efectuada que asegure que no se han realizado omisiones y que el trabajo se ajusta a los requerimientos de niveles, ubicaciones y dimensiones.
- Inspección de sistemas de higiene y seguridad ocupacional.

3.4.5.4. Inspecciones Preparatorias E Iniciales Adicionales.

Se deberán realizar inspecciones preparatorias e iniciales para una misma actividad de trabajo cuando: la calidad de trabajo es inaceptable, hay cambios en la Unidad de Control de Calidad responsable o mano de obra, se va

a recomenzar el trabajo después de un período de interrupción o inactividad considerable o si se han desarrollado otros problemas.

3.4.5.5. Inspecciones De Seguimiento.

Serán realizadas diariamente para controlar que exista conformidad con los requisitos contractuales, haciendo énfasis en la calidad de los procesos constructivos, por ejemplo, procesos de producción de plantas, funcionamiento de maquinaria clave, etc., incluyendo resultados de ensayos, hasta que sea completada la actividad particular del trabajo. Dicha inspección y sus resultados deberán ser documentados.

3.4.6. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

Es el vocablo general aplicado a todas las normativas, disposiciones y requisitos, relativos a la ejecución de la obra. Proveen de un lenguaje común, preciso, y libre de ambigüedades que regula y facilita las interrelaciones que se darán entre las personas involucradas en el proyecto.

Las especificaciones técnicas a su vez recurren a normas ya desarrolladas internacionalmente (Ej. Sociedad Americana para Pruebas y Materiales, ASTM, Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y del Transporte, AASHTO, etc.), que conforman un estándar de terminologías, ensayos, patrones, etc. que facilitan y hacen útil la experiencia ingenieril en el intercambio de conocimientos tecnológicos a nivel internacional,

así como la facilitación de licitaciones internacionales, enmarcadas en la globalización comercial. Las especificaciones técnicas están incluidas y juegan un papel importante en los documentos de licitación y contratación del contratante (propietario).

En nuestro país y en Centroamérica se crearon especificaciones técnicas de carácter regional conocidas como S.I.E.C.A. (Secretaría de Integración Económica Centroamericana), para elaborar una serie de normas y manuales para la planificación, mejoramiento, mantenimiento y el fortalecimiento de la red vial centroamericana y poder reducir la vulnerabilidad ante los desastres naturales. Estas especificaciones han sido el resultado de esfuerzos de integración logrados a través de los últimos años y por convenio pretenden ser obligatorias para todos los países miembros. Estas especificaciones están clasificadas en:

- **Generales:** Contiene las actividades aplicadas a obras de mantenimiento en todos los países centroamericanos.
- **Particulares:** Modifican las especificaciones generales para adecuarlas a las condiciones prevalecientes en los contratos específicos de mantenimiento vial, en cada país.

3.4.7. PRUEBAS DE LABORATORIO.

Las pruebas de laboratorio (ver tabla 3.2) para el control de calidad de los materiales, son determinantes, pues conforman la interfase que debe haber entre el diseño (nivel conceptual) y la construcción (nivel práctico). Entonces, el estudio de los materiales, técnicas y procesos en la construcción de carreteras (ver tabla 3.3), siempre deben estar regidos por normas y especificaciones técnicas precisas del proyecto en ejecución, tales como:

- a) **Pruebas de clasificación de los materiales:** Con estas pruebas se decide si los materiales se utilizarán para conformar las capas del pavimento.
- b) **Pruebas de control de los materiales:** en estas pruebas se verifica que la obra cumpla con la estructuración racional de la sección transversal.
- c) **Pruebas de proyecto:** Sirven para dimensionar las diferentes partes que constituyen las secciones de una vía terrestre, desde un punto de vista de las cargas de tránsito. Se utilizan pruebas de resistencia para dimensionar las capas superiores y las capas inferiores solamente se revisan.

TABLA 3.2 Ensayo y especificaciones técnicas de materiales para sub-base y base, usados en la construcción de pavimentos.

ENSAYO		SUBBASE GRANULAR		BASE GRANULAR		
Granulometría	2½"(63mm)	100				
	2" (50mm)	97 - 100	100	100		
	1½"(37.5mm)		97 - 100	97 - 100	100	
	1" (25mm)	65 - 79			97 - 100	100
	¾ "(19mm)			67 - 81		97 - 100
	½ "(12.5mm)	45 - 59				
	3/8" (9.5mm)				56 - 70	67 - 79
	No.4(4.75mm)	28 - 43	40 - 60	33 - 47	39 - 53	47 - 59
	No.40(0.425mm)	9 - 17		10 - 19	12 - 21	12 - 21
No.200(0.075mm)	4 - 8	0 - 12	4 - 8	4 - 8	4 - 8	
Límite Líquido (%)		25% máx		25% máx		
Índice plástico (%)		6% máx		4% máx		
Abrasión (%)		50% máx		40% máx		
Equivalente de arena (%)		25% mín		35% mín		
CBR al 100% de la M.D.S.		40% mín		80% mín		
Perdida con sulfato de sodio (%)				12% máx		
Perdida con sulfato de magnesio (%)				18% máx		
Índice de durabilidad (%)				35% mín		
Caras fracturadas (%) Una cara fracturada Dos caras fracturadas				80% mín 40% mín		
Partículas planas y alargadas (%)		20% máx		15% máx		
Sales solubles totales		1% máx		0.5% máx		

Fuente: Especificaciones para la Construcción de Carreteras y Puentes Regionales (SIECA).

TABLA 3.3 Ensayos de laboratorio en los materiales para sub-base y base usados en la construcción de pavimento.

Características del ensayo	Método de ensayo		Frecuencia	Localización del muestreo
Clasificación	AASHTO T-145	ASTM D-3282	1 por cada tipo de material	Fuente de material
Granulometría	AASHTO T-27 AASHTO T-11	ASTM C-136	1 por cada 5000m ³	Material procesado antes de ser incorporado en obra
Plasticidad	AASHTO T-89 AASHTO T-90	ASTM C-423 ASTM C-424	1 por cada 5000m ³	Material procesado antes de ser incorporado en obra
Desgaste	AASHTO T-96	ASTM C-131	1 por cada tipo de material	Fuente de material
Equivalente de arena	AASHTO T-176	ASTM D-2419	1 por cada tipo de material	Fuente de material
Partículas planas y alargadas		ASTM D-4791	1 por cada tipo de material	Fuente de material
Caras fracturadas		ASTM D-5821	1 por cada tipo de material	Fuente de material
Humedad – Densidad (Laboratorio)	AASHTO T-99 AASHTO T-180	ASTM D-698 ASTM D-1557	1 por cada tipo de material	Fuente de material
Contenido de humedad-densidad (in-situ)	AASHTO T-238 AASHTO T-239 ú otros métodos aprobados	ASTM D-2922 ASTM D-3017	1 por cada 4,000 m ² pero no menos de 1 por capa	Del material colocado y procesado

Fuente: Especificaciones para la Construcción de Carreteras y Puentes Regionales (SIECA).

CAPITULO IV

CONFORMACIÓN Y PROCESO CONSTRUCTIVO DE BASE Y SUB-BASE PARA CARRETERAS



4.1. **BANCO DE MATERIALES.**

Uno de los costos más importantes en la construcción y mantenimiento de vías terrestres corresponde a los materiales que se van a utilizar como: rocas, grava, arena y otros suelos para subrasante (relleno), sub-base o bases para pavimento, por lo que su localización y selección se convierte en uno de los problemas básicos del Ingeniero Civil. La experiencia diaria enseña que, si se da a estas tareas la debida importancia; podrán localizarse depósitos de materiales apropiados cerca del lugar de su utilización, abatiendo los costos de transporte, que suelen ser los que más afectan los costos totales de la construcción de la obra civil.

4.1.1. **INVESTIGACIÓN DE LOS BANCOS DE MATERIALES.**

La investigación completa está formada por las tres etapas siguientes:

- a) **Visita preliminar:** Realizar una visita previa al banco de materiales que se desea explotar, auxiliándose con un estudio geológico de la zona.
- b) **Exploración preliminar:** Esta etapa inicia con procedimientos donde se pueda tener información sobre el espesor y composición del suelo, la profundidad del nivel freático y definir si la zona es prometedora para implementar un banco con las características que se busca.
- c) **Exploración definitiva:** En esta etapa son esenciales los sondeos y las pruebas de laboratorio, detallando suelos y rocas encontradas.

4.1.2. LOCALIZACIÓN DE BANCOS DE MATERIALES.

Localizar un banco de materiales, es determinar un lugar donde exista un volumen alcanzable y explotable de suelos o rocas que puedan emplearse en la construcción de una vía terrestre, satisfaciendo las especificaciones de calidad de la empresa constructora. El problema tiene muchas implicaciones, y se debe garantizar que los bancos de materiales elegidos, sean los mejores de entre todos los disponibles, considerando los siguientes requisitos:

- a)** La calidad de los materiales extraíbles, la cual debe estar basada en relación estrecha con el uso a que se dedicarán.
- b)** Los materiales tienen que ser lo más fácilmente accesible, de modo que se puedan extraer con procedimientos más eficientes y menos costosos.
- c)** Las distancias de acarreo de los materiales tienen que ser mínimas, cuya recuperación en los costos es de lo más importante.
- d)** La calidad de los materiales debe de ser avalada por las especificaciones técnicas de construcción, para que el procedimiento constructivo sea el más sencillo y económico durante su colocación final en la obra.
- e)** Deben estar localizados de tal manera que su explotación no conduzca a problemas legales de difícil o lenta solución y que no perjudiquen a los habitantes de la región, generando injusticias sociales.

Es evidente que en cualquier caso práctico, muchos de los requisitos anteriores estarán en contraposición y la delicada labor del Ingeniero, estriba precisamente en elegir el conjunto de bancos de materiales que concilie de la mejor manera con las contradicciones que resulten en cada caso.

La búsqueda y localización de los bancos de materiales, puede hacerse principalmente con reconocimientos terrestres directos, los cuales pueden auxiliarse, a su vez, con la fotointerpretación o por métodos de prospección geofísicos.

El reconocimiento terrestre del futuro banco de materiales es indispensable. En él, deberá definirse no sólo la posibilidad de la explotación, sino también el grado de dificultad de la misma, los problemas que pudieran acarrear aguas superficiales o subterráneas, los volúmenes disponibles y las facilidades legales que pueden ocurrir en el desarrollo de la explotación del banco de materiales.

4.1.3. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DE BANCOS DE MATERIALES.

En la exploración de una zona en la que se pretenda establecer un banco de materiales, debe tenerse las siguientes metas:

- a) ***Historial de la zona del banco de materiales:*** Esto incluye toda la información que sea posible obtener sobre su geología, historia de exploraciones previas y relación con el escurrimiento del agua superficial.

- b) *Profundidad:*** Se refiere al espesor, extensión y composición de los estratos de suelo o roca que se pretenden explotar.
- c) *Situación del agua subterránea:*** Incluye la posición y variación del nivel freático que podría estar bajo el banco de materiales.
- d) *Obtención de toda información posible:*** Se refiere a la investigación sobre propiedades de suelos, rocas y usos que de ellos se han hecho.

Los bancos de materiales (pétreos ó suelos) han de muestrearse para conocer en el laboratorio por medio de ensayos, las características que interesan para definir o autorizar su uso. No existe ninguna regla para fijar el número de muestreos que se le deben realizar, pero sí es necesario hacerlos en un caso dado. Algunas instituciones fijan un determinado número por cada número de metros cúbicos de material por explorar; en todo caso, será preferible ceñirse en cada situación a las características específicas del banco en estudio, teniendo muy en cuenta las condiciones geológicas locales.

4.1.4. EQUIPO USADO EN EXPLOTACIÓN DE BANCOS DE MATERIALES.

La explotación de bancos de materiales para carreteras, se hace utilizando determinados equipos con características y usos bien establecidos por la experiencia previa de construcción. En la tabla 4.1 se presentan los equipos más comunes para la explotación de bancos de materiales, que con más frecuencia trabaja el ingeniero de vías terrestres.

TABLA 4.1 Equipo común explotación de bancos y transporte de materiales.

Tipo de material	Desplante y limpieza (Si se requiere)	Preparación del banco	Excavación y carga		Transporte	
			Tamaño máximo (m)	Equipo	Distancia (m)	Equipo
Rocas	Tractor de orugas o neumáticos con cuchilla frontal inclinable	Barrenación y dinamitado de acuerdo al tipo de roca y al tamaño máximo por obtener	$0.75 < x < 2.0$	Pala mecánica	Menos de 150	Volqueta o camión
			$0.30 < x < 0.75$	Pala mecánica o cargador frontal	De 150 a 2,500	Volqueta o camión
			$0.075 < x < 0.30$	Pala mecánica o cargador frontal	De 2,500 a 100,000	Camión o remolque
					Más de 100,000	Camión o remolque
Aluviones	Tractor de orugas o neumáticos con cuchilla frontal inclinable	Escarificación	$0.30 < x < 0.75$	Pala mecánica o cargador frontal	Menos de 150	Volqueta o camión
					$0.075 < x < 0.30$	De 150 a 2,500
	Tractor de orugas o neumático con cuchilla frontal inclinable o escrepa halada con tractor de oruga	Escarificación	$x < 0.075$ bajo el N.A.F.	Cargador frontal con escrepa	Menos de 150	Escrepa halada con tractor de orugas o motoescrepa
					De 150 a 2,500	Escrepa halada con tractor neumático o motoescrepa
Arenas, limos y arcillas	Tractor de orugas o neumáticos con cuchilla frontal inclinable	Escarificación cuando compacto, cementado o duro		Pala mecánica	Menos de 150	Camión o volquete
				Motoelevadora	De 150 a 2,500	Camión o vagoneta
				Cargador frontal	Más de 2,500	Camión o remolque
	Escrepa halada con tractor de oruga o motoescrepa tractor	Escarificación cuando compacto, cementado o duro	$x < 0.005$	Cargador frontal con escrepa	Menos de 150	Escrepa halada con tractor de orugas o motoescrepa
De 150 a 2,500					Escrepa halada con tractor neumático o motoescrepa	

Fuente: "Ingeniería de suelos en las vías terrestres", Rico y Del Castillo, Vol. 2.

4.1.5. BANCOS DE MATERIALES EN EL SALVADOR.

Los diferentes agregados pétreos que se extraen de las canteras de El Salvador (ver fig. 4.1), son predominantemente de origen volcánico, formados generalmente en las eras terciaria y cuaternaria. Las rocas volcánicas que afloran en nuestro país son de carácter riolítico a basáltico, predominando las rocas tipo andesítico-basáltico; como puede verse en la tabla 4.2.

TABLA 4.2 Materiales usados como materia prima en la industria de la construcción.

No	PRODUCTOS	DESCRIPCIÓN	PROCEDENCIA	UBICACIÓN
1	Arena	Incluye los productos: arenas de bancos aluviales, volcánicas y de procesos de lavado, Trituración o Clasificado	Río las cañas El Arenal	San Salvador
2	Grava	Incluye los productos: gravas aluviales y de procesos de Trituración y Clasificado	Laguna de Aramuaca Río San Miguel	San Miguel
3	Chispa	Incluye los productos: polvo de piedra y chispa de proceso de Trituración y Clasificado	Cadena del Bálsamo	San Salvador
4	Piedra en bruto	Incluye los productos: material selecto, piedra cuarta y roca en bruto	Laguna de Aramuaca	San Miguel
5	Laja	Incluye los materiales: piedra de rostro, lajas		
6	Puzolana	Incluye los materiales: tobas no consolidadas-pumíticas, tierra-blanca, pómez	Metapán.	Metapán.
7	Toba	Incluye los materiales: escoria volcánica(tobas de lapilli), tobas consolidadas-líticas(Tufitas)	San Salvador	San Salvador
			Cerro El Cerrito Cerro el Playón Laguna Caldera	Quezaltepeque
			Cerro el Chino Cerro Cinotepeque	Aguilares
8	Caliza	Incluye las rocas: calizas, margas, rocas calcáreas	Metapán.	Metapán.

Fuente: Diplomado de Pavimentos Rígidos, Geología Aplicada a Pavimentos, Febrero 2010. Universidad de El Salvador, UES.

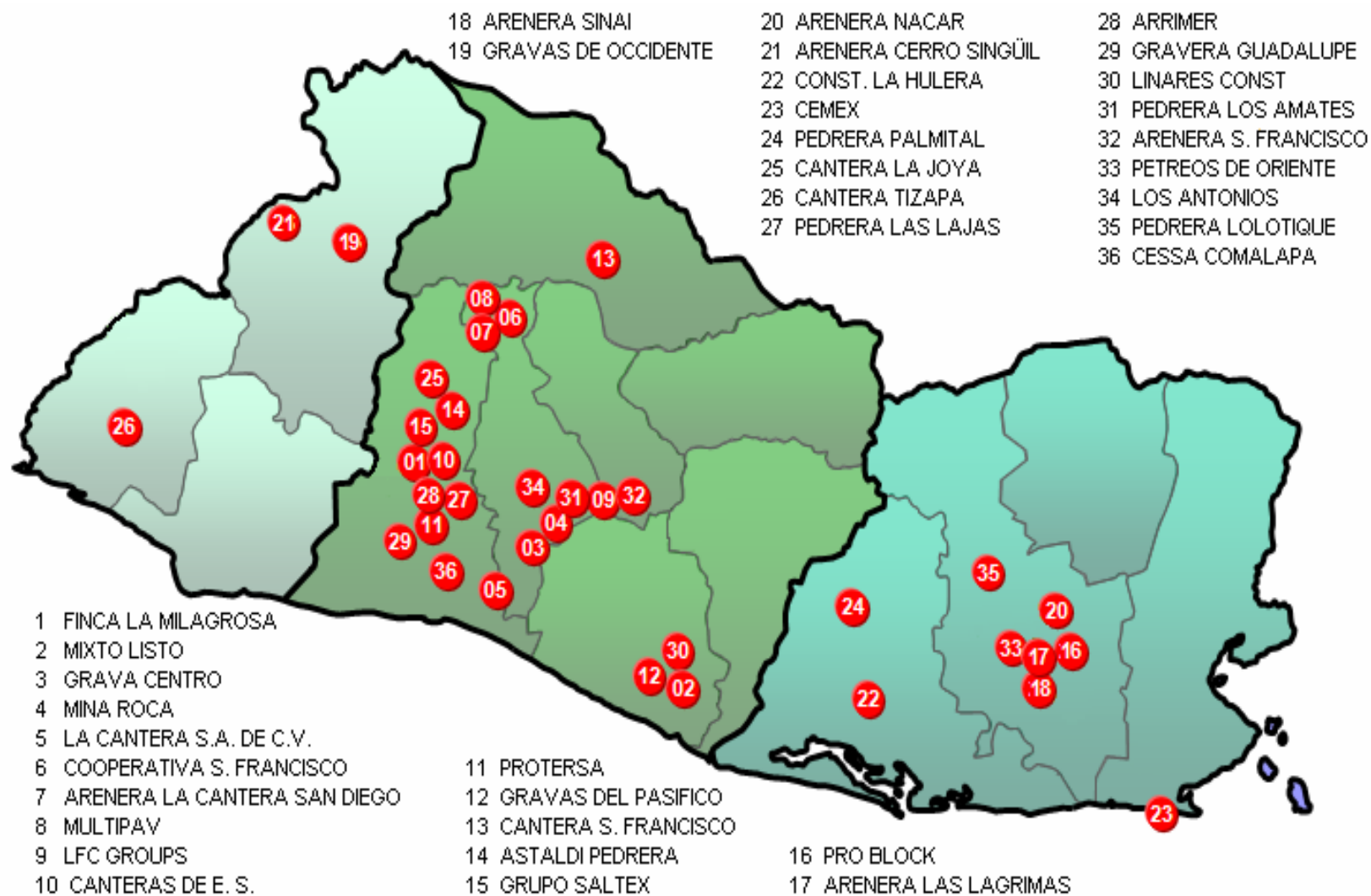


Fig.4.1. Bancos de materiales que operan en El Salvador.

4.2. TRAMO DE PRUEBA.

Antes de iniciar con la construcción de lo que serán las capas de subrasante, sub-base o base; se debe realizar un tramo de prueba para poner en práctica la fórmula del trabajo seleccionado, el cual consiste en conformar una faja de ensayo con el material que se va a utilizar, ésta puede tener un ancho máximo al de la carretera y una longitud no menor a 100 m; para determinar las condiciones del proceso constructivo que se desea seguir, Los principales objetivos para realizar este ensayo son:

- **La maquinaria:** Se determinará su confiabilidad, el estado funcional para verificar el rendimiento de operación contemplado en la programación, la observación de su desempeño y el comportamiento en la ejecución del proceso constructivo.
- **El personal:** Permite a todo el personal involucrado (auxiliares, operadores de maquinaria, etc.) familiarizarse con el manejo del equipo y en sí con todo el proceso constructivo.
- **Identificar problemas potenciales y establecer soluciones alternas:** Desde la realización del tramo de prueba pueden advertirse problemas logísticos que difícilmente se perciben durante el proceso de planeación. Este es el momento para hacer los ajustes necesarios y predecir con más precisión el desempeño de los trabajos realizados.
- **Aspectos constructivos:** Nos permite realizar ajustes para determinar el espesor suelto del material y el número de pasadas que se le dará con la

maquinaria de compactación para obtener el espesor de diseño, exigido en las especificaciones técnicas.

4.3. MATERIAL GRANULAR PARA CAPAS DE UN PAVIMENTO.

Los materiales granulares están compuestos por fragmentos de roca, gravas, arenas y limos, producidos por acciones erosivas o por su trituración artificial. Su tamaño y forma depende de la calidad de la roca madre donde se originaron, del grado de meteorización o de la granulometría que se necesite durante su trituración. Se pueden extraer de sitios muy variados como son los fondos de los valles, acumulaciones volcánicas, canteras de bancos in-situ, lechos de ríos, lagos y mares.

Dada su distribución granulométrica y el bajo índice de plasticidad que deben poseer, es frecuente utilizarlos como material de soporte en obras de infraestructura vial, como lo son la subrasante, la sub-base y la base, las cuales forman la estructura de un pavimento en carreteras.

4.3.1. CAPA DE SUBRASANTE.

Es la capa del terreno que soporta la estructura de un pavimento y que se extiende hasta una profundidad donde la carga de diseño (ESAL'S) que corresponde al tránsito previsto, se vuelve disipada. Para esta capa se puede emplear el material granular encontrado en el lugar; siempre y cuando cumpla con las especificaciones técnicas, o el material del lugar, también puede ser mezclado y/o restituido por otro, hasta que se modifique y satisfaga los

requerimientos del proyecto. Por tal motivo, el conocer a detalle cada una de las etapas de la conformación de esta capa, es indispensable en la ejecución de un proyecto vial, por lo que a continuación se describe cada una de ellas.

4.3.1.1. Obtención Del Material.

El material granular que se puede utilizar para la conformación de la capa de subrasante, podrá estar compuesto por material del lugar (in situ), una mezcla de material del lugar con el de un banco de préstamo, y/o material de restitución proveniente de uno, dos o más bancos de materiales, su combinación granulométrica se puede realizar por mezcla de agregados, según se describe a continuación.

A. Material del lugar (in situ): Este material granular debe ser muestreado para verificar el cumplimiento de su calidad con las especificaciones de construcción, mediante los diferentes ensayos de laboratorio, debiendo satisfacer las especificaciones sin la aportación de otro material.

B. Combinación de materiales: Este proceso se realiza cuando el material del lugar no cumple con las especificaciones de construcción, y puede ser el resultado de la mezcla de agregados del lugar con otro material proveniente de banco. Este proceso se realiza mezclando los porcentajes de materiales en base a un diseño proporcionado por un laboratorio que ha realizado el análisis de los agregados, de interés común.

C. Material de restitución: Este procedimiento se realiza cuando el material que se encuentra en el lugar tiene que ser desechado por no cumplir con las especificaciones y no se pueda combinar con otro material que pueda satisfacer el cumplimiento de las especificaciones, esta restitución de material se puede hacer de la siguiente forma:

- a. Agregados proveniente de un banco de materiales:** Los agregados extraídos de un banco de materiales para ser colocados como capa de subrasante, tiene que reunir los requisitos de las especificaciones técnicas, avalados por los ensayos realizados en un laboratorio para ser puesto en obra.
- b. Agregados en combinación de dos bancos de materiales:** Cuando los agregados extraídos de un banco que no cumple con las especificaciones, se busca un segundo banco de distintas características al primero, el proporcionamiento de los bancos debe ser proporcionado por un laboratorio y dichos porcentajes deben de cumplir con las especificaciones de la capa de subrasante.

4.3.1.2. Procedimiento Constructivo.

La preparación del suelo que hará la función de la subrasante, consiste en una serie de operaciones previas, cuya ejecución es necesaria y muy importante para cimentar la colocación de la capa de sub-base sobre la subrasante.

4.3.1.2.1. Escarificación Y Homogeneización De La Subrasante.

El procedimiento consiste en disgregar la superficie del suelo a lo largo y ancho de lo que será la calzada en una profundidad especificada, permitiendo que adquiera una condición suelta. Este procedimiento se realiza con riper montado en motoniveladora o tractor de orugas (ver fig. 4.2), o bien mediante escarificadores de gradas o discos. Para la eliminación de los elementos gruesos se emplean rastrillos extractores de piedras compuestos por varios dientes curvos insertados en un bastidor horizontal arrastrado por una motoniveladora. Generalmente la extracción se realiza en dos pasadas, en la primera con 7 a 9 dientes, se extraen los elementos más gruesos de 100 mm. a 250 mm y en la segunda con 15 a 18 dientes, se extraen las gravas medias mayores a 50 mm.



FIG. 4.2. Escarificación de la superficie de la subrasante.

4.3.1.2.2. Humectación Del Suelo De Subrasante.

Después de la escarificación y la homogeneización del material, si el suelo estuviese muy seco de acuerdo a la humedad especificada del material ha compactar, éste puede humedecerse mediante los sistemas de riego tradicionales (ver fig. 4.3) hasta llevarlo a una condición de $\pm 2\%$ con respecto a la humedad óptima de compactación, obtenida en el laboratorio por medio del ensayo proctor.



FIG. 4.3. Humectación del material de subrasante cuando está muy seco.

4.3.1.2.3. Aireación Del Suelo De Subrasante.

Si la humedad natural es mayor que la óptima, se deberá airear el suelo removiéndolo de un lado a otro por medio de una motoniveladora (ver fig. 4.4) ó compactar y escarificar el suelo en varias pasadas, hasta llevarlo a una condición de $\pm 2\%$ de la humedad óptima de compactación, según las especificaciones del ensayo proctor.



FIG. 4.4. Aireación del material de subrasante cuando éste tiene exceso de humedad.

4.3.1.2.4. Compactación De La Subrasante.

Al efectuarse la operación de compactación, después de realizar la nivelación con motoniveladora hasta la altura requerida de la capa de subrasante, mediante las técnicas convencionales en el movimiento de tierras, se realiza una compactación con un rodillo compactador pata de cabra, y/o rodillo vibratorio dependiendo del tipo de material, con lo que se busca una densidad que cumpla con la del proctor T-180 o T -99, según la especificación, en toda la superficie de la capa.

Para dar por finalizada esta operación, se debe de cumplir con la verificación de la calidad del material que se ha controlado por el laboratorio y los niveles que deben ser controlados por la topografía. La superficie terminada del tramo de subrasante no deberá mostrar a simple vista deformaciones o altibajos, que en caso de existir deberán ser corregidos para que el tramo compactado pueda ser recibido como terminado.

4.3.1.2.5. *Recepción De La Capa De Subrasante.*

Los parámetros a tomar en cuenta para la recepción del tramo de subrasante terminada, se hará conforme a lo dispuesto en las reglas establecidas por las especificaciones técnicas de construcción de carreteras o de acuerdo a lo establecido en el proyecto, que serán:

- a. El grado de compactación de la capa subrasante.
- b. El espesor de la capa subrasante compactada.
- c. La calidad del material que cumpla con las especificaciones técnicas, realizadas por el laboratorio.
- d. Verificación de niveles de la superficie de subrasante.

La capa llevará de forma anticipada su control de compactación y de manera posterior, la aprobación de la misma por la supervisión antes de que el contratista proceda a colocar la capa posterior y así sucesivamente hasta completar el espesor total de la subrasante mostrada en planos.

4.3.1.2.6. *Protección De La Capa Recepcionada De Subrasante.*

Al dar por terminada la conformación de la capa de subrasante y su recepción ha sido aprobada satisfactoriamente, se prepara la superficie de ésta para la colocación de una capa protectora, la cual consta de 10.0 cm. de espesor compuesta por material selecto de sub-base, que al terminar de ser tendida tiene que compactarse debidamente. El objetivo de este proceso es el

de proteger la capa de subrasante de una posible lluvia o la circulación de vehículos que puedan causar daño a dicha capa.

4.3.2. CAPA DE SUB-BASE.

Es la capa de la estructura del pavimento destinada fundamentalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas aplicadas en la superficie de rodadura del pavimento, y son transmitidas a la cimentación (subrasante). Para esta capa se utilizan agregados provenientes de bancos de materiales que cumplan con las especificaciones técnicas para una sub-base, que serán colocados sobre la superficie de la subrasante.

4.3.2.1. Obtención Del Material.

Estos agregados que proceden de uno o más bancos de materiales, tienen que ser ensayados en laboratorio, para determinar que cumplen con las especificaciones técnicas para su utilización, como se describe a continuación:

- **De un banco:** Los agregados extraídos de un banco de materiales para ser utilizados en la capa de sub-base, tienen que reunir los requisitos de las especificaciones técnicas, avalados por los ensayos realizados en un laboratorio para ser puesto en obra.
- **Combinación de dos bancos de materiales:** Cuando los agregados extraídos de un banco no cumplen con las especificaciones, se busca un segundo banco con características distintas al primero; se analiza la combinación de los agregados para determinar en qué porcentaje de cada

material se deben mezclar para lograr que cumplan con los requerimientos de las especificaciones para una sub-base.

4.3.2.2. Procedimiento Constructivo.

Para el proceso de conformación de la capa sub-base, se realiza el suministro de agregados granulares para su colocación en conformidad con los alineamientos verticales, pendientes y dimensiones indicadas en los planos del proyecto o establecidos por el Ingeniero supervisor.

4.3.2.2.1. Escarificación Del Material De Protección De La Subrasante.

Se procederá a escarificar el material de protección colocado sobre la superficie de la subrasante, para ser mezclado y homogenizado con el nuevo material que se colocará para conformar la capa de sub-base. La operación de escarificar se efectuará con motoniveladora o con cualquier otro equipo aprobado por la supervisión o el ingeniero residente. El escarificador deberá ser un modelo de dientes fijos, completos, de espesor y de largo suficiente para efectuar una escarificación total y uniforme.

4.3.2.2.2. Colocación Del Material De Sub-Base.

El material granular para sub-base, se colocará sobre la superficie de la subrasante evitando su segregación, comenzando en el sitio que indique el Ingeniero residente. En ningún caso se deberá colocar capas de material para sub-base mayores de 20 cm, ni menores a 10 cm., si se desea colocar un

espesor mayor, el Ingeniero residente deberá ordenar al contratista la colocación del espesor total en varias capas.

4.3.2.2.3. Distribución Del Material De Sub-Base.

El material de sub-base en estado suelto, será esparcido con un contenido de humedad de $\pm 2\%$ con respecto a la humedad óptima, en un espesor necesario para que después de ser compactado, tenga el espesor de diseño. El esparcimiento se deberá hacer con el equipo adecuado, ya sea con una finisher o una motoniveladora para producir una capa de espesor uniforme en todo el ancho requerido, conforme a las secciones transversales mostradas en los planos. El Contratista está obligado a la colocación de tacos de nivel en los extremos de la calzada para el control de espesores durante la colocación, esparcimiento y compactación del material de sub-base.

4.3.2.2.4. Compactación De La Capa De Sub-Base.

El procedimiento de compactación de la capa sub-base, se realiza por medio de compactadores mecánicas como rodillos lisos, rodillos con ruedas neumáticas o con otro equipo aprobado para compactación, que produzca los resultados exigidos por las especificaciones técnicas de construcción.

La compactación deberá avanzar gradualmente, en las tangentes, desde los bordes hacia el centro y en las curvas desde el borde interior al exterior, paralelamente al eje de la carretera y traslapando uniformemente la mitad del ancho de la pasada anterior. El procedimiento se continuará alternadamente

hasta lograr una densidad que cumpla con la del proctor T-180 o T -99, según la especificación, en todo el espesor de la capa.

4.3.2.2.5. *Recepción De La Capa De Sub-Base.*

Los parámetros que se requerirán para la recepción del tramo de sub-base terminado, se hará conforme a los requisitos establecidos por las especificaciones técnicas de construcción de carreteras o de acuerdo a lo establecido en el proyecto, que serán:

- a. El grado de compactación de la capa sub-base.
- b. El espesor de la capa sub-base compactada.
- c. La calidad del material que cumpla con las especificaciones técnicas, realizadas por el laboratorio.
- d. Verificación de niveles de la superficie de sub-base.

La capa llevará su control de compactación previo y aprobación correspondiente por el Ingeniero residente antes que el contratista proceda a colocar la capa posterior y así sucesivamente hasta completar el espesor total de sub-base mostrado en planos.

4.3.2.2.6. *Protección De La Capa Recepcionada De Sub-base.*

Al dar por terminada la conformación de la capa de sub-base y su recepción ha sido aprobada satisfactoriamente, se prepara la superficie de ésta para la colocación de una capa protectora, la cual consta de 10.0 cm. de espesor compuesta por material selecto para base, que al terminar de ser

tendida tiene que compactarse debidamente. El objetivo de este proceso es el de proteger la capa de sub-base de una posible lluvia o la circulación de algunos vehículos inesperadamente que puedan causar daño a dicha capa.

4.3.3. CAPA DE BASE.

Es la capa del pavimento que tiene como función primordial, distribuir y transmitir las cargas ocasionadas por el tránsito en la capa de rodadura a la sub-base. El material a emplear deberá estar constituido por una combinación de grava de buena calidad, arena, y suelo en su estado natural, todos ellos previamente clasificados para ser colocados sobre la superficie de la sub-base.

4.3.3.1. Obtención Del Material.

Los agregados para base pueden proceder de uno o más bancos de materiales, tienen que ser ensayados en laboratorio, para determinar que cumplen con las especificaciones técnicas para su utilización, como se describe a continuación:

- **De un banco:** Los agregados extraídos de un banco de materiales, para ser utilizados en la capa de base, deben reunir los requisitos de las especificaciones técnicas, avalados por los ensayos realizados en un laboratorio, para ser puesto en obra.
- **Combinación de dos bancos de materiales:** Cuando los agregados extraídos de un banco no cumplen con las especificaciones, se busca un segundo banco con características distintas al primero; se analiza la

combinación de los agregados para determinar en qué porcentaje de cada material se deben mezclar para lograr que cumplan con los requerimientos de las especificaciones para una base.

4.3.3.2. Proceso Constructivo.

Para el proceso de conformación de la capa de base, se realiza el suministro de agregados granulares, que se colocarán de conformidad con los alineamientos verticales, pendientes y dimensiones indicadas en los planos del proyecto o establecidos por el Ingeniero supervisor.

4.3.3.1.1. Escarificación Del Material De Protección De La Sub-Base.

Se procederá a escarificar el material de protección colocado sobre la superficie de la sub-base, para ser mezclado y homogenizado con el nuevo material que se colocará para conformar la capa de base. La operación de escarificar se efectuará con motoniveladora o con cualquier otro equipo aprobado por la supervisión o el ingeniero residente. El escarificador deberá ser un modelo de dientes fijos, completos, de espesor y de largo suficiente para efectuar una escarificación total y uniforme.

4.3.3.1.2. Colocación Del Material De Base.

El material granular de base, se colocará sobre la superficie de la sub-base evitando su segregación, iniciando en el sitio que indique el Ingeniero residente. En ningún caso se deberá colocar capas de material para base

mayores de 20 cm., ni menores a 10 cm. Si se desea colocar un espesor mayor de 20 cm, el Ingeniero residente deberá ordenar al contratista la colocación del espesor total en varias capas.

4.3.3.1.3. Distribución Del Material De Base.

El material de base en estado suelto, será esparcido con un contenido de humedad de $\pm 2\%$ con respecto a la humedad óptima, en un espesor necesario para que después de ser compactado, tenga el espesor de diseño. El esparcimiento se deberá hacer con el equipo adecuado, ya sea con una finisher o una motoniveladora para producir una capa de espesor uniforme en todo el ancho requerido, conforme a las secciones transversales mostradas en los planos. El contratista está obligado a la colocación de tacos (trompos) para nivelar los extremos de la calzada, y controlar los espesores durante la colocación, esparcimiento y compactación del material de base.

4.3.3.1.4. Compactación De La Capa De Base.

El procedimiento de compactación de la capa base, se realiza por medio de compactadores mecánicas como: rodillos lisos, rodillos con ruedas neumáticas o con otro equipo aprobado para compactación que produzca los resultados exigidos.

La compactación deberá avanzar gradualmente, en las tangentes, desde los bordes hacia el centro y en las curvas desde el borde interior al exterior,

paralelamente al eje de la carretera y traslapando uniformemente la mitad del ancho de la pasada anterior. El procedimiento se continuará alternadamente hasta lograr una densidad que cumpla con la del proctor T-180 o T -99, según la especificación, en todo el espesor de la capa.

4.3.3.1.5. *Recepción De La Capa De Base.*

Los parámetros que se requerirán para la recepción del tramo de base terminada, se hará conforme a los requisitos establecidos por las especificaciones técnicas de construcción de carreteras o de acuerdo a lo establecido en el proyecto, que serán:

- a. El grado de compactación de la capa base.
- b. El espesor de la capa base compactada.
- c. La calidad del material que cumpla con las especificaciones técnicas, realizadas por el laboratorio.
- d. Verificación de niveles de la superficie de base.

La capa llevará de forma anticipada su control de compactación y de manera posterior, la aprobación de la misma por la supervisión antes de que el contratista proceda a colocar la capa posterior y así sucesivamente hasta completar el espesor total de base mostrado en planos.

4.3.3.1.6. *Riego de Imprimación.*

El riego de imprimación se realizará con un ligante asfáltico y un material secante, que cumplan con la especificación y deben cubrir toda la superficie de

la capa base, de acuerdo a una tasa de riego ya preestablecida, cuyo procedimiento se detallará en el numeral 4.5 más adelante.

4.4. MATERIAL ESTABILIZADO PARA CAPAS DE PAVIMENTO.

Suelo estabilizado: Es un material que esta compuesto por una combinación de suelo y un agente estabilizante (cemento, cal o emulsión asfáltica), para mejorar las cualidades mecánicas y portantes. El agente estabilizante se selecciona según la *Air Force Manual No. 32-1019. Headquarters, Departments of the Army, the Navy, and the Air Force Washington, (Manual de la Fuerza Aérea No 32-1019, Oficina Central, Departamento del Ejercito, la Marina y de las Fuerzas Aéreas de Washington).*, descrito en el numeral 2.4.3. en el capítulo II de ésta investigación.

Una vez seleccionado el agente estabilizador que va ha mejorar las características del suelo a utilizar, se deberá realizar el diseño de la mezcla por un laboratorio, dependiendo de las propiedades que se desee obtener en el suelo estabilizado

4.4.1. ESFUERZOS GENERADOS ENTRE LAS CAPAS DE PAVIMENTO.

La metodología racional basada en el cálculo de esfuerzos y deformaciones en las interfaces de las capas granulares, o capas tratadas con agentes estabilizantes, permite el diseño óptimo y durable de los pavimentos. El método hace uso de la teoría de la elasticidad, integrando modelos matemáticos de Boussinesq. A nivel experimental se integra la medición de Módulos

Elásticos y Leyes de Fatiga para capas tratadas con cemento, cal o emulsión asfáltica.

4.4.1.1. Principio De Boussinesq Para Capas de Pavimentos.

Las cargas que se generan en la superficie de la capa de rodadura producidas por el tráfico vehicular que transitan sobre ella, producen una presión en las capas del pavimento, las cuales son transmitidas hasta los estratos inferiores del subsuelo. El principio de Boussinesq hace mención que estas cargas generan una presión máxima en la capa de base, la cual va disminuyendo mientras atraviesa la capa de sub-base, y así sucesivamente hasta llegar a la subrasante; siendo una presión mínima la que se descarga en el estrato inferior, como se puede ver en la figura 4.5.

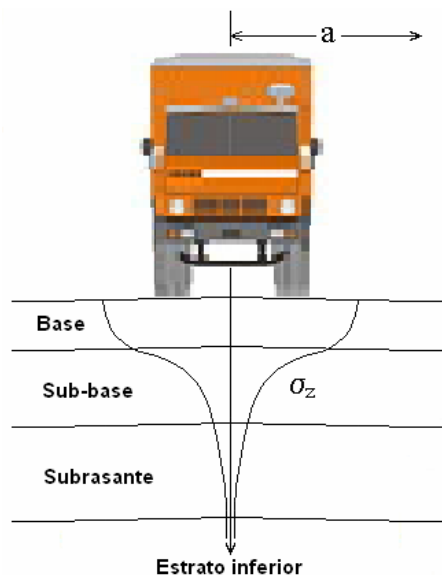


FIG. 4.5. Distribución de esfuerzos propuesto por Boussinesq en las capas de un pavimento.

Este principio se aplica a las capas de material estabilizadas con cemento, cal o emulsión asfáltica, ya que en la estructura de un pavimento no es permitido estabilizar una subrasante y dejar sin estabilizar la sub-base o la base; ya que a la capa que se le debe agregar el agente estabilizante es aquella que está más próxima a la superficie del pavimento, donde se generan los máximos esfuerzos causados por el tráfico vehicular, por lo cual, se pueden efectuar una de las siguientes combinaciones:

- Agregar un agente estabilizante a la base, dejando en condición granular la sub-base y la subrasante.
- Agregar un agente estabilizante a la base y la sub-base, dejando en condición granular la subrasante.
- Agregar un agente estabilizante a la base, la sub-base y la subrasante.

4.4.2. CAPA DE SUBRASANTE ESTABILIZADA.

El procedimiento de estabilización que se le realizará al material para subrasante, será una mezcla con agregados (in-situ) y un agente estabilizante, que podrá ser cemento, cal o emulsión asfáltica; debido a que los suelos del lugar pueden contener una granulometría inadecuada, presentar propiedades plásticas o porque sobre la vía que se planea construir circulará un tráfico muy pesado; por lo cual será necesario mejorar las propiedades portantes o estructurales de la capa en mención.

4.4.2.1. Mezclado Y Homogeneización Del Material.

El mezclado y la homogeneización del material del lugar se podrá realizar con uno de los tres agentes estabilizadores seleccionado, usando uno de los procedimientos que a continuación se describen:

A. Dosificación y Mezclado Del Suelo Cemento.

- **Dosificación del suelo cemento:** El proceso de dosificación del suelo cemento in-situ tiene como objetivo la colocación y distribución de forma uniforme sobre la superficie de la capa suelta, con la cantidad de cemento determinada en el diseño de mezclas, mediante uno de los siguientes procedimientos:

a) Dosificación del cemento en sacos: muy empleada en obras donde no se cuenta con un equipo para automatizar este proceso, y consiste en colocar los sacos o bolsas de cemento de un peso determinado (generalmente de 42.5 Kg.) sobre la superficie de la capa de material suelto (ver fig. 4.6), a una distancia tal que corresponda a la dosificación determinada previamente en el diseño de mezclas. Posteriormente los sacos se abren y el contenido es distribuido uniformemente sobre la superficie del material selecto. Esta actividad es realizada con personal entrenado y protegido, pues el proceso genera cantidades considerables de polvillo, el cual es nocivo en exposiciones largas de tiempo.



FIG. 4.6. Colocación de bolsas de cemento sobre el material de subrasante para su dosificación y posterior mezclado.

b) *Dosificación del cemento a granel:* Este proceso requiere de un equipo esparcidor, el cual puede ser mecánico o automático. El esparcidor mecánico puede ser cualquier vehículo con capacidad de almacenamiento de cemento, al cual se le adapta un "bukey" o esparcidor en la parte trasera. El esparcidor automático (ver fig. 4.7), tiene un sistema que equilibra la velocidad del carro con la de un tornillo sinfín dispuesto en el cuarto de almacenamiento, el cual empuja el cemento hacia un rociador que tiene en su parte posterior y éste, a su vez, se encarga de homogeneizar la caída del cemento. Este equipo ofrece una mayor confiabilidad que el equipo mecánico. La utilización de este método depende en gran medida de la disponibilidad del equipo.



FIG. 4.7. Distribuidor automático de cemento en polvo en una capa de base de una carretera.

c) *Dosificación del cemento por vía húmeda:* en este procedimiento se utiliza un “tren de estabilización”, el cual consiste en un equipo(1) que dosifica, mezcla e inyecta lechada de cemento en un vehículo(2) mezclador-escarificador, el cual avanza detrás del equipo dosificador de lechada (ver fig. 4.8), mezclando integralmente ésta última con el suelo de subrasante. La tecnología de estos equipos ha permitido que el método de fabricar el suelo cemento en el lugar sea una alternativa muy competitiva en grandes proyectos, permitiendo en muchos casos una reducción de costes frente al suelo cemento elaborado en planta.



FIG. 4.8. Equipo para fabricación de lechada acoplado a escarificador-dosificador, empleado en la operación de dosificación del cemento por vía húmeda en campo.

- **Mezclado del suelo cemento:** este proceso tiene como objetivo lograr mezclar el suelo con el cemento y el agua, a fin de obtener una mezcla homogénea que pueda trabajarse y compactarse a su máxima densidad, utilizando las siguientes técnicas:
 - a) **Mezclado con motoniveladora:** debe emplearse solamente en pequeñas obras, porque se necesita de un operador con mucha experiencia para garantizar una adecuada homogeneidad en la mezcla, la cual debe de poseer un contenido de humedad de $\pm 2\%$ con respecto a la humedad óptima. Debido a que se realiza únicamente con la hoja o cuchilla de la motoniveladora (ver fig. 4.9), se necesitan varias pasadas con la misma para mezclar el material suelto, removiéndolo de izquierda a derecha y viceversa en relación al sentido de circulación del equipo.



FIG. 4.9. Mezclado del suelo cemento con motoniveladora en campo en una carretera.

- b) **Mezclado con equipos rotativos;** en este proceso se definen las líneas de acción de la estabilizadora, el ancho de las cuales varía normalmente

entre 2 y 2.5 m, y luego se calibra la profundidad de mezclado, la velocidad del rotor y la velocidad de marcha en función de la granulometría de la mezcla. Siempre es de gran importancia verificar las condiciones de la mezcla a la salida del equipo, comprobando que el contenido de humedad sea del $\pm 2\%$ con respecto a la humedad óptima y la homogeneidad, tanto en el color como en la distribución granulométrica de la mezcla. El mezclado con equipos rotativos (ver fig. 4.10), requiere de un control de humedad constante antes y después de pasar los mismos, ya que en el mezclado con ellos se produce una pérdida ligera de humedad.



FIG. 4.10. Mezclado del suelo-cemento con equipo rotativo, mezclador-escarificador en una carretera.

B. Dosificación y Mezcla Del Suelo Cal.

El proceso de mezclado de suelo cal in-situ se realiza siguiendo los procedimientos que se detallan a continuación:

- **Dosificación del suelo cal:** Tiene como objetivo la colocación y distribución de forma uniforme en la capa suelta de material de subrasante, la cantidad de cal especificada en el diseño de mezclas proporcionada por un laboratorio, ejecutando el siguiente procedimiento:
 - a) **Dosificación de la cal en sacos:** cuando la superficie a tratar es reducida, es posible recibir suministros de cal en sacos de 25 libras (ver fig. 4.11), el extendido se realiza manualmente en dos etapas:
 1. Colocación de los sacos en la superficie de la subrasante, según el cuadrículado efectuado con anterioridad al objeto de cumplir la dosificación establecida
 2. Apertura de los sacos y extendido de la cal con rastrillo o rasqueta.



FIG. 4.11. Colocación de las bolsas de cal sobre el material de subrasante en un tramo de carretera.

- b) **Dosificación con Extendedor volumétrico no servodirigido con velocidad de avance:** Primeramente se regula la cantidad de cal vertida por unidad de tiempo y luego se controla la velocidad de avance para

esparcir la cantidad de cal por metro cuadrado (ver fig. 4.12). Es un sistema de tornillo que adosado a la parte posterior de la cisterna neumática de suministro de cal, permite extender la totalidad del contenido directamente de la cisterna a la superficie de la subrasante a tratar.



FIG. 4.12. Distribuidor automático de cal en polvo en una capa de base en una carretera.

c) Dosificación con lechada de cal: se comporta como un líquido y por tanto puede ser extendida con ayuda de una regadora de tamaño y caudal adaptados a la obra (ver fig. 4.13). Un dosificador volumétrico servodirigido a la velocidad de avance mejora la precisión del extendido.



FIG. 4.13. Dosificador de lechada de cal sobre el material de base en un tramo de carretera.

- **Mezclado del suelo cal:** consiste en mezclar la cal, una vez extendida con el material de subrasante a estabilizar conforme a la finura y homogeneidad requerida por la naturaleza de la labor a realizar, utilizando las siguientes técnicas:
 - a) **Mezclado con motoniveladora:** este proceso se puede emplear en pequeños tramos de estabilización de subrasante, el cual se puede conseguir con la hoja de la motoniveladora en posición de vertedera, o sea con una ligera inclinación hacia adelante y con el eje longitudinal de la hoja formando un pequeño ángulo respecto al plano del suelo. Este procedimiento requiere de un gran número de pasadas, volteando el material para que el mezclado sea uniforme, el cual debe de poseer un contenido del $\pm 2\%$ de humedad con respecto a la humedad óptima.
 - b) **Mezclado con equipo pulvimezclador:** el mezclador (ver fig. 4.14), esta formado por un árbol horizontal provisto de cuchillas o cavadoras, el conjunto gira a una velocidad del orden de 200 rpm, en el interior de una cámara de mezclado con paredes de chapa gruesa, deslizándose por la superficie del suelo a mezclar. La anchura de la mezcladora varía entre 2 a 2.5 m y la profundidad del mezclado varía entre 0.3 a 0.42 m, se verifica la homogeneidad tanto en el color y la distribución granulométrica de la mezcla. El mezclado con este tipo de equipo, requiere un gran control de la humedad antes y después del proceso de mezclado,

produciéndose una ligera pérdida de la humedad, ya que ésta debe de ser de $\pm 2\%$ con respecto a la humedad óptima.



FIG. 4.14. Pulvimezclador Wirtgen para mezclado de la cal con el suelo de base en un tramo de carretera.

C. Dosificación y Mezclado del Suelo Emulsificado.

El proceso de mezclado de suelo emulsificado in-situ se realiza siguiendo los procedimientos que se detallan a continuación:

- **Dosificación y distribución de la emulsión asfáltica:** Se tiene como objetivo la distribución y mezclado de forma uniforme de la emulsión asfáltica en la capa suelta de material de subrasante, la cantidad especificada de emulsión, según el diseño de mezclas proporcionado por un laboratorio de reconocida reputación, ejecutando el siguiente procedimiento:
 - a) **Dosificación de la emulsión asfáltica por tanque irrigador:** se utiliza una motoniveladora para conformar un cordón o caballete de volumen conocido, aplanado en la parte superior; sobre este cordón se añade el

agua de mezclado y la emulsión asfáltica en la cantidad determinada, por medio de un tanque irrigador que pasa sobre la superficie del camellón, hasta que se impregna toda la superficie con la cantidad de emulsión asfáltica determinada para el volumen de material a mezclar.

- **Mezclado del suelo con emulsión asfáltica:** el proceso tiene como objetivo lograr un mezclado lo más adecuadamente posible del suelo con la emulsión asfáltica y el agua, para obtener una mezcla homogénea que pueda trabajarse y compactarse a su máxima densidad.
 - a) **Mezclado con motoniveladora:** este proceso se debe realizar solamente en pequeñas obras viales, porque se necesita de un operador con mucha experiencia para garantizar una adecuada homogeneidad del material que se encuentra acamellonado que debe tener un contenido de humedad de $\pm 2\%$ con respecto a la humedad óptima y además impregnado con la emulsión asfáltica, mezclando los componentes por cortes longitudinales sucesivos de cordón a caballete con la motoniveladora para formar un solo cordón (ver fig. 4.15). Esta operación se realiza dos o tres veces con tantas pasadas de la motoniveladora como sean necesarias. Los cortes del material con la motoniveladora deben conseguir que se realice la mezcla de componente mineral, agua y emulsión lo más uniformemente posible. Durante la mezcla debe

procurarse no recoger nuevo material para incorporarlo al cordón, ni tampoco debe perderse material del cordón y dejarse material sin mezclar.



FIG. 5.15. Mezclado con motoniveladora del suelo con emulsión asfáltica en un tramo de carretera.

b) Mezclado con maquinaria pulvimixer: el material para base acordonado, puede mezclarse con el agua y la emulsión asfáltica por medio de una maquinaria llamada pulvimixer (ver fig.4.16). Este equipo consta de un cajón abierto en su parte inferior que contiene unas hileras de paleta, que giran sobre un eje perpendicular al de la carretera, pudiendo ser autopropulsado o remolcado. El equipo lleva incorporada una flauta de distribución para agua o ligante que se pulveriza sobre la mezcla de agregados. En este caso, el cordón de material debe tener un contenido de humedad de $\pm 2\%$ con respecto a la humedad óptima, el cual debe de ser tendido por la motoniveladora en todo lo ancho de la banca, en un espesor de 25 a 30% superior al espesor de la capa proyectada.



FIG. 4.16. Mezclador de suelo-emulsión pulvermixer.

Para llevar a cabo la conformación de la capa estabilizada de la subrasante, se puede seguir el proceso constructivo descrito en el numeral 4.3.1. de este capítulo, con especificaciones diferentes de compactación para cada estabilizante usado según las propiedades y características del suelo que se va a utilizar.

- **Suelo cemento:** Para este proceso desde que se inicia el mezclado, hasta su compactación no debe de transcurrir un tiempo mayor a 2 horas, siendo éste el tiempo de fraguado del cemento. La maquinaria de compactación utilizada para esta capa estabilizada son los rodillos lisos vibratorios.
- **Suelo emulsión:** La maquinaria de compactación utilizada para esta capa estabilizada son los rodillos lisos vibratorios.
- **Suelo cal:** La maquinaria de compactación utilizada para esta capa estabilizada son los rodillos pata de cabra.

4.4.3. CAPAS DE BASE Y/O SUB-BASE ESTABILIZADAS.

El procedimiento de estabilización que se realizará a los agregados que se utilizaran para la base o la sub-base, deben de ser materiales provenientes de un banco o más bancos, en combinación para ser mezclados con un agente estabilizante, que podrá ser cemento, cal o emulsión asfáltica. El proceso de combinación de los materiales se puede realizar a través de una planta mezcladora, mediante uno de los siguientes procedimientos:

4.4.3.1. Mezclado del material Suelo-cemento.

Estos agregados que proceden de bancos de materiales son mezclados hasta homogeneizarlos con el agente estabilizador (cemento, cal o emulsión asfáltica) en planta, como se describe a continuación:

A. Dosificación y Mezcla Del Suelo Cemento Hecho En Planta.

El suelocemento elaborado en planta es una actividad de mezclado realizada en un solo sitio, en el cual se almacena, dosifica y se mezcla el suelo con el cemento y el agua. Estas plantas están formadas por una o varias tolvas dosificadoras para el suelo, uno o varios silos de cemento, un dosificador de agua, un mezclador de paletas que normalmente termina en una pequeña tolva que descarga directamente sobre los camiones (ver fig. 4.17). Casi todas las plantas tienen varias tolvas para poder incorporar varios tipos de suelos al mismo tiempo, o bien un suelo y un árido grueso para encajar el producto final en la granulometría que se pida. El suelo a de acopiarse previamente en las

inmediaciones de la planta, este puede estar compuesto por un solo tipo de suelo, o preceder de varios préstamos diferentes que se van a ir mezclando a través de las tolvas; el suelo cemento listo para ser transportado al sitio de trabajo debe de poseer un contenido de humedad de $\pm 2\%$ con respecto a la humedad óptima determinada en la elaboración del proctor T-134.

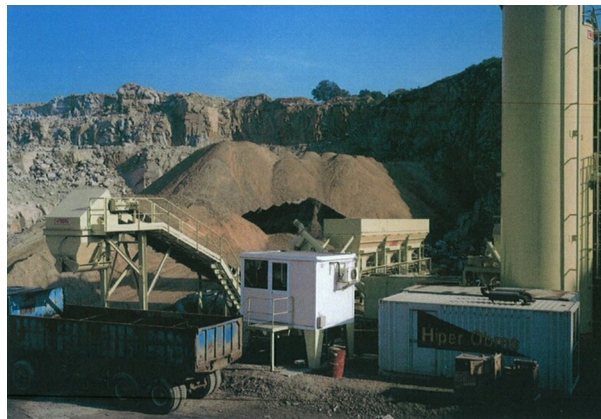


FIG. 4.17. Planta mezcladora de suelo-cemento.

B. Dosificación y Mezcla Del Suelo Cal Hecha En Planta.

El mezclado de materiales tratados con cal, puede realizarse en planta (ver fig. 4.18), si se van a emplear materiales de aportación que requieran tratamiento, y es más eficaz con suelos granulares como gravas arcillosas. El equipo de mezclado, suele consistir en una mezcladora trituradora de arcillas para asegurar que se produzca un material uniformemente mezclado. Para esta aplicación no son adecuadas las mezcladoras de tambor giratorio o basculante. El material estabilizado puede obtenerse en mezcladoras continuas o discontinuas, y los ingredientes pueden dosificarse por peso o por volumen,

dependiendo de las especificaciones. El suelo cal listo para ser transportado al sitio de trabajo debe de poseer un contenido de humedad de $\pm 2\%$ con respecto a la humedad óptima determinada en la elaboración del proctor T-99 ó T-180.



FIG. 4.18. Planta mezcladora de suelo cal.

C. Dosificación y Mezclado Del Suelo Emulsificado Hecho En Planta.

Las plantas de mezcla podrán ser de tipo continuo o discontinuo (bachado) y deberán estar provistas de dispositivos adecuados que permitan dosificar por separado la emulsión, el agua y el material, con una precisión compatible con la tolerancia aceptada por las especificaciones técnicas de construcción.

Si la planta es de tipo continuo (ver fig. 4.19), se introducirán en el mezclador los suelos o agregados por estabilizar y, en forma sucesiva y con intervalos de tiempo apropiados, los caudales de agua y de emulsión requeridos para cumplir con la formula de trabajo.

Si la planta es de tipo discontinuo (ver fig. 4.20), una vez introducidos los suelos o agregados por estabilizar dentro del mezclador, se añade el agua necesaria de preenvuelta de acuerdo con la humedad de aquellos y, tras un lapso que permita el humedecimiento homogéneo del material granular, se añadirá automáticamente la cantidad de emulsión, calculada para cada bachada y se continuará la operación de mezclado durante el tiempo especificado.

Según el tipo de instalación, la mezcla puede caer directamente al camión de transporte, a una banda transportadora, a un silo desde donde se vierte al camión o directamente a una pila de almacenamiento. En el caso que se emplee una banda, se deberá regular la velocidad, verificar el buen funcionamiento del raspador y lubricarla con una pequeña cantidad de agua, con el fin de evitar segregaciones de la mezcla.



FIG. 4.19. Planta mezcladora de tipo continuo para suelo-emulsión.



FIG. 4.20. Planta mezcladora de tipo discontinuo para suelo-emulsión.

4.4.3.2. Transporte Del Material Estabilizado En Planta.

La mezcla de suelo-cemento, suelo-cal o suelo-emulsión se transportan desde donde se realiza el mezclado en planta, al sitio de trabajo, utilizando camiones de volteo o volquetas (ver fig. 4.21), habitualmente con una capacidad de 12 a 24m³.

Durante el transporte, la mezcla debe protegerse contra posibles variaciones de humedad cubriéndola con plásticos o lonas que garanticen que el agua de la mezcla no se evapore por la acción del sol, del viento o bien que se incremente por el efecto de la lluvia. En general se recomienda que el tiempo para transportar la mezcla hacia el sitio de trabajo no sea superior a 30 minutos, salvo que se utilicen retardantes de fraguado (para suelo-cemento).



FIG. 4.21. Camión de volteo para transporte de la mezcla estabilizada.

Para llevar a cabo la conformación de las capas estabilizadas de la base o de la sub-base, se puede seguir el proceso constructivo descrito en los numerales 4.3.2. y 4.3.3. de este capítulo, con especificaciones diferentes de

compactación para cada estabilizante usado según las propiedades y características del suelo que se va a utilizar.

- **Suelo cemento:** para este proceso desde que se inicia el mezclado en planta, el transporte del material y hasta su compactación, no debe de transcurrir un tiempo mayor a 2 horas, siendo éste el tiempo de fraguado del cemento. La maquinaria de compactación utilizada para esta capa estabilizada son los rodillos lisos vibratorios.
- **Suelo emulsión:** La maquinaria de compactación utilizada para esta capa estabilizada son los rodillos lisos vibratorios.
- **Suelo cal:** La maquinaria de compactación utilizada para esta capa estabilizada son los rodillos vibratorios pata de cabra.

4.5. PROCESO DEL RIEGO DE LA IMPRIMACIÓN.

La función de la imprimación es proteger la superficie de la base una vez ha sido recepcionada, la cual consiste en el suministro y aplicación de un riego de material asfáltico, incluyendo la colocación del material secante, si se requiere, sobre dicha capa previamente preparada y aprobada, de acuerdo con las especificaciones técnicas del proyecto en conformidad con los planos o según indique el Ingeniero residente.

4.5.1. MATERIALES EMPLEADOS EN LA IMPRIMACIÓN.

El material asfáltico usado deberá ser del tipo rebajado, de curado medio (MC-70 o MC-250) de acuerdo con la textura de la superficie a imprimir y deberá cumplir con las especificaciones AASHTO M-82. El material asfáltico para el riego de imprimación deberá ser aplicado dentro de los siguientes límites de temperatura para obtener la penetración deseada: (MC-70) de 54°C a 88°C (130°F a 190°F), (MC-250) de 79°C a 113°C (175°F a 235°F), o lo que indiquen los resultados de pruebas de viscosidad V.S.F. tomando como límites los valores de 60 segundos y 15 segundos.

La tasa de aplicación o dosificación podrá variar de 1.00 a 1.75 litros por metro cuadrado, debiéndose adoptar la que es totalmente absorbida en 24 horas. El material secante deberá ser arena libre de materia orgánica y de sustancias perjudiciales.

4.5.2. EQUIPO UTILIZADO PARA REALIZAR LA IMPRIMACIÓN.

El equipo para la imprimación estará compuesto por barredoras o sopladores mecánicos, montados sobre llantas neumáticas; escobillones de mano, distribuidora de material asfáltico a presión del tipo de autopropulsión. La distribuidora deberá tener llantas neumáticas, estar provista de los controles y medidores necesarios en buenas condiciones de trabajo, además deberá estar diseñada, equipada, calibrada (según estándar ASTM D-2995) y ser operada de

tal manera que sea capaz de distribuir el material asfáltico, con una variación que no exceda de 0.1 l/m² de superficie.

4.5.3. PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE PARA LA IMPRIMACIÓN.

La superficie de la base deberá estar de acuerdo con los alineamientos, pendientes y secciones transversales mostradas en los planos. Antes de aplicar el riego de imprimación se deberá remover todo el material suelto, barriendo la superficie obligatoriamente con una escoba mecánica (con cerdas apropiadas a los tipos de superficie a barrer), sólo se podrá usar escobillones a mano en secciones limitadas o de difícil acceso comprobado. Se hará un riego ligero de agua a las zonas demasiado secas, sobre la superficie limpia antes de aplicar el material asfáltico. Se procederá con el riego de imprimación cuando la base comience a presentar la apariencia de estar seca.

4.5.4. RIEGO DEL MATERIAL ASFÁLTICO SOBRE LA SUPERFICIE.

El riego del material asfáltico deberá hacerse preferiblemente durante las horas más calurosas del día y por ningún motivo se aplicará cuando la base se encuentre mojada o haya peligro de lluvia. La imprimación se hará en la superficie de rodadura y en los taludes de la capa base, tan pronto se haya compactado la misma. La penetración normal del riego debe ser de 8 a 10 mm, aunque puede considerarse como satisfactoria una penetración menor, siempre que haya buena adherencia entre el material asfáltico y el pétreo de la base.

Se deberá colocar papel manilla u otro material apropiado al final de un riego y el siguiente comenzará sobre el papel para que el material asfáltico en las juntas no resulte un exceso de la tasa establecida. Se removerá el papel usado, el cual se desechará tomando en cuenta las normas ambientales.

La base imprimada deberá cerrarse al tránsito durante 24 horas. Cuando por causas de fuerza mayor sea necesario abrir al tránsito la base imprimada antes que transcurran 24 horas de haberse aplicado el riego, éste se deberá cubrir con arena, donde el equipo esparcidor de arena no deberá, en ningún momento, transitar sobre el material asfáltico que no esté recubierto. En todo caso deberá transcurrir un tiempo mínimo de cuatro horas entre la aplicación del riego asfáltico y el de la arena.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



5.1. CONCLUSIONES.

- Para llevar a buen término el desarrollo literario que se ha presentado en ésta guía básica, se han abordado los procedimientos constructivos para pavimentos flexibles como rígidos, empleando tanto material granular como estabilizado, que cumplan con las especificaciones técnicas.
- Para llevar a cabo la realización de ésta guía básica, se ha tenido que abordar los materiales de estabilización más utilizados en El Salvador, como lo son: el cemento, la cal y las emulsiones asfálticas; productos que pueden dar una condición permanente de estabilidad a la conformación de bases y sub-bases en los pavimentos.
- Como parte del desarrollo de ésta guía básica, se concluye que las características y propiedades como: estabilidad volumétrica, resistencia portante, permeabilidad, durabilidad, etc., están presentes en la mayoría de los suelos que se utilizan en carretera, de modo que deben ser analizados a través de los diferentes procesos del control de calidad, para lograr una buena estabilización de las capas de base y sub-base del pavimento que se desee tratar.

- El contenido literario que se presenta en ésta guía básica, puede ser considerado como material de consulta y a la vez una guía para la realización de investigaciones posteriores de actualización, según el avance tecnológico en los procesos constructivos de uso de suelos granulares y estabilizados para la conformación de capas de base y sub-base de un pavimento.
- Para la disminución de los costos en la construcción de una obra vial, se pueden utilizar materiales que se encuentren cercanos a la obra, que aunque no cumplan inicialmente con los requisitos de las especificaciones técnicas de construcción; existen alternativas de mejora para combinarlos con un agente estabilizante (cemento, cal o emulsión asfáltica), y poder modificarles sus propiedades.
- En el desarrollo de la conformación de las capas base y sub-base para pavimento, se debe de realizar un estricto control de calidad de los procesos constructivos para poder estar seguros de que la obra vial llegará al período de vida útil considerado en el diseño.

- Para poder obtener el mayor rendimiento y seleccionar el equipo más adecuado que se va a utilizar en la colocación del material que conformará las capas base y sub-base de un pavimento, se requiere de la determinación de las propiedades del material que se va a utilizar; ya que de ellas depende en gran medida la eficiencia del equipo.
- En el desarrollo de ésta guía básica se confirma la importancia de conocer paso a paso los procesos constructivos para la conformación de las capas de subrasante, sub-base y la base, pues son las que le confieren la validez al diseño de un pavimento.

5.2. RECOMENDACIONES.

- Se recomienda que posteriormente se complemente a esta investigación con temas relacionados a procesos constructivos de la capa de rodadura del pavimento.
- Realizar la documentación necesaria en complemento con otros agentes estabilizantes como: el asfalto, el cloruro de sodio, el silicato de sodio, etc. que pueden ser utilizados en los procesos de estabilización para la conformación de las capas base y sub-base de un pavimento.
- Realizar posteriormente investigaciones para la actualización de ésta guía básica, conforme el uso y especificaciones de materiales utilizados en la estructura del pavimento, así como tomando en cuenta el desarrollo tecnológico de los equipos empleados en la construcción de las capas de base y sub-base de los pavimentos en el país.
- Se recomienda elaborar documentos técnicos informativos y de carácter práctico al estudiante, con el fin de que puedan ser utilizados como material de consulta en el desarrollo de las cátedras de carreteras y de uso en proyectos de campo en las áreas de construcción y supervisión.

- Se recomienda que cuando se realice la estabilización de los suelos que se utilizarán para la conformación de las capas de base, sub-base o subrasante, se cuente con personal de campo capacitado en esta temática, ya que se garantizará un correcto proceso constructivo y durabilidad del pavimento.



5.3. BIBLIOGRAFÍA.

5.3.1. LIBROS.

- Sowers George B. and Sowers George F. (1972) “Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones”, 3ª Edición, Primera edición en español, Editorial Limusa, México.
- Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez. (2003), “Mecánica de Suelos, Tomo I, Introducción a la Mecánica de Suelos”, 26ª Reimpresión de 3ª Edición, Editorial Limusa, México.
- Karl Terzaghi y Ralph B. Peck. (1958), “Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica”, 2ª Edición, Editorial Inmobiliaria, Buenos Aires, Argentina.
- Braja M. Das. (2001), “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica”, Internacional Tomson, Editores S.A. de C. V., México.
- Williams Lambe. (1974), “Mecánica de Suelos”, Instituto Tecnológico de Massachussets, 1ª Edición, Editorial Limusa, México.
- Rico Rodríguez a. y Del Castillo Mejía. (1994), “Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Volumen 2, México.

5.3.2. TESIS.

- Gonzáles Miranda, Boris Antonio. (2003), Propuesta de la técnica de cepillado para la rehabilitación de la carretera panamericana desde la cuchilla hasta el desvió de Ciudad Arce km (22-35) que conduce al departamento de Santa Ana. Trabajo de graduación, Universidad de El Salvador (UES), El Salvador.
- Guerrero Urquilla, Luís Ernesto. (2008), Correlación del modulo de elasticidad dinámico, resistencia a la compresión y coeficiente de capa en bases de suelo cemento. Trabajo de graduación, Universidad de El Salvador (UES), El Salvador.
- Huevo Maldonado, Heber Manrique. (2009), Guía básica para la estabilización de suelos con cal en caminos de baja intensidad vehicular en El Salvador. Trabajo de graduación, Universidad de El Salvador (UES), El Salvador.
- Jiménez Angulo, Mario Ernesto. (2007), Guía básica para el uso de emulsiones asfálticas en la estabilización de bases en caminos de baja intensidad en El Salvador. Trabajo de graduación, Universidad de El Salvador (UES), El Salvador.

5.3.3. MANUALES

- Manual Centroamericano para el Diseño de Pavimento, tomado de la Secretaria de Integración Económica Centroamericana (SIECA) año 2002.
- Tratamiento de Suelos con Cal, Asociación Nacional de Fabricación y Derivados (ANCADE), Abril 2005. www.ancade.es.
- El Estado del Arte del Suelo-cemento en Estructuras de Pavimento, Federación Internacional del Cemento (FICEM), primera edición 2007.
- “Manual Básico de Emulsiones Asfálticas” Serie manual No. 19. Instituto del Asfalto y Asociación de Fabricantes de Emulsiones Asfálticas. Estados Unidos 1986.
- Control de Calidad y Seguridad en la Industria de la Construcción. Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos, 2009. Ing. Ricardo Lagos Moncada.

ANEXOS



Anexo 1 Clasificación general de maquinaria estándar y especial para la construcción de carreteras.

CLASIFICACIÓN GENERAL DE LOS EQUIPOS DE CONSTRUCCIÓN	
Equipo o maquinaria estándar	Es aquel tipo de maquinaria especializada que se fabrica en serie, de la cual existe en el mercado variedad de modelos, tamaños y formas de trabajo, las que se adecuan a diversas labores, teniendo la ventaja adicional de que para ellos normalmente existen repuestos y su operación es relativamente estándar.
Equipos o maquinaria especial	Son aquellos que se fabrican para ser usados en una sola obra de características especiales o para un tipo de operación específica, es decir, que su origen está en una necesidad puntual que es satisfecha mediante su diseño y construcción.

EQUIPO PARA EL CORTE, EXCAVACIÓN Y MOVIMIENTO DE TIERRAS (TERRACERÍA).

- **Buldózer o Topadoras:**

Anexo 2 Especificaciones técnicas de tractores bulldozers.

ESPECIFICACIÓN TÉCNICA	
ACTIVIDAD	CORTE Y MOVIMIENTO DE TIERRAS
EQUIPO	BULLDOZERS - CARGADOR
DESCRIPCIÓN	Es una maquina con una gran potencia y robustez, en su estructura esta diseñada especialmente para el trabajo de corte y al mismo tiempo empuje con la hoja. Son utilizados durante el proyecto de construcción en operaciones como: limpieza del terreno de árboles y maleza, apertura de brechas en terrenos rocosos, cortes carreteros y otros.
PEQUEÑOS	Potencia (Hp) 78 a 100
	Cilindrada (m ³) 4,998
MEDIANOS	Peso (Kg) 7,640 a 8,821
	Potencia (Hp) 110 a 140
GRANDES	Peso (Kg) 13,100 a 27,776
	Potencia (Hp) 305 a 850
MEDIANOS	Peso (Kg) 37,580 a 111,590
	Potencia (Hp) 220 a 440
	Radio de giro (m): 9.91
GRANDES	Peso (Kg) 18,611 a 46,355
	Potencia (Hp) 625 a 850
	Radio de giro (m): 12.5 a 17.0



Fuente: [http://sjnavarro.files. Wordpress.com/equipos de construcción en obras viales.pdf](http://sjnavarro.files.wordpress.com/equipos-de-construcción-en-obras-viales.pdf).

- **Excavadora:**

Anexo 3 Especificaciones técnicas de una excavadora 320L.

ESPECIFICACIÓN TÉCNICA	
ACTIVIDAD	EXCAVACIÓN
EQUIPO	PALA MECÁNICA
DESCRIPCIÓN	Es una máquina autopropulsada sobre ruedas o cadenas, con una superestructura capaz de efectuar una rotación de 360°, que excava, carga, eleva, gira y descarga materiales por la acción de una cuchara fija a un conjunto de pluma y balance.
Potencia al volante	96 Kw.
Modelo del motor	3060 T
Cilindrada	6.4 L
Velocidad máxima de desplazamiento	4455 mm. /min.
Ancho de la zapata estándar	2380 mm.
Capacidad de tanque de combustible	310 L



Fuente: [http://sjnavarro.files. Wordpress.com/equipos de construcción en obras viales.pdf](http://sjnavarro.files.wordpress.com/equipos-de-construcción-en-obras-viales.pdf).

- **Retroexcavadoras:**

Anexo 4 Especificaciones técnicas de una retroexcavadora caterpillar 426B.

ESPECIFICACIÓN TÉCNICA	
ACTIVIDAD	EXCAVACIÓN Y MOVIMIENTO DE TIERRAS
EQUIPO	RETROEXCAVADORA
DESCRIPCIÓN	Esta máquina esta diseñada para portar a la vez, un equipo de carga frontal y otro de retroexcavación trasero, de forma que pueden ser utilizados para trabajos de excavación y carga de materiales.
Potencia al volante	91 Kw.
Velocidad máxima de avance	33.2 Km./h
Velocidad máxima de retroceso	33.5 Km./h
Radio mínimo de giro	7.88 m
Profundidad máxima de excavación	4721 mm.
Altura total de operación	5752 mm.
Altura de carga	3815 mm.
Alcance de carga	1711 mm.



Fuente: [http://sjnavarro.files. Wordpress.com/equipos de construcción en obras viales.pdf](http://sjnavarro.files.wordpress.com/equipos de construcción en obras viales.pdf).

- **Cargadores frontales:**

Anexo 5 Especificaciones técnicas de un cargador frontal caterpillar.

ESPECIFICACIÓN TÉCNICA	
ACTIVIDAD	CORTE Y MOVIMIENTO DE TIERRAS
EQUIPO	CARGADOR FRONTAL
DESCRIPCIÓN	Es un equipo de tipo tractor, montado en orugas o en ruedas, que tiene un cucharón de gran tamaño en su extremo frontal. Los cargadores son equipos de carga, acarreo, cortes y eventualmente excavación, en el caso de acarreo solo se recomienda realizarlo en distancias cortas.
Potencia al volante	73.1 Kw.
Modelo del motor	3114 T
Velocidad máxima de avance	37 Km./h
Velocidad máxima de retroceso	24.5 Km./h
Altura total máxima	4.66 m
Tamaño del cucharón	0.19 a 19.1 m ³
Profundidad máxima de excavación	90 mm.
Longitud total	6.42 m.



Fuente: [http://sjnavarro.files. Wordpress.com/equipos de construcción en obras viales.pdf](http://sjnavarro.files.wordpress.com/equipos de construcción en obras viales.pdf).

EQUIPO DE CONFORMACIÓN DE CAPAS DE PAVIMENTO.

- **Motoniveladoras:**

Anexo 6 Especificaciones técnicas de una motoniveladora caterpillar.

ESPECIFICACIÓN TÉCNICA					
ACTIVIDAD	NIVELACIÓN DE SUPERFICIES				
EQUIPO	MOTONIVELADORA				
DESCRIPCIÓN	Es una máquina que ha sido concebida especialmente para refinar superficie de explanadas y subrasantes en las carreteras. Su función principal es nivelar, modelar o dar la pendiente necesaria al material en que se trabaja. Se considera como una máquina de terminación superficial.				
					
MODELO	POTENCIA NETA AL VOLANTE (Kw.)	MODELO MOTOR	VELOCIDAD MÁXIMA DE AVANCE (Km./h)	VELOCIDAD MÁXIMA DE RETROCESO (Km./h)	RADIO MÍNIMO DE GIRO (m.)
120 G	93	3304	40.9	38.3	6.7
130 G	101	3304	39.4	36.9	7.3
12 G	101	3406	39.4	39.4	7.3
14 G	49	3406	43.0	50.1	7.9
16 G	205	3406	43.6	43.6	8.2

Fuente: [http://sjnavarro.files.wordpress.com/equipos de construcción en obras viales.pdf](http://sjnavarro.files.wordpress.com/equipos-de-construccion-en-obras-viales.pdf).

- **Extendedora (finisher):**

Anexo 7 Especificaciones técnicas para una Finisher Hydropave-100.

ESPECIFICACIÓN TÉCNICA	
ACTIVIDAD	COLOCACIÓN DE CAPAS DE MATERIALES
EQUIPO	FINISHER HYDROPAVE-100
DESCRIPCIÓN	Los equipos más comunes para la colocación de mezclas elaboradas en planta, ya sea material granular o estabilizado, son las tradicionales terminadoras de concreto asfáltico o finishers, ya que su avance y rendimiento de colocación son compatibles entre ambas.
Energía de motor	65 Hp a 2000 RPM
Ancho de pavimentación	2.5 m. a 4.0 m.
Espesor de pavimentación	10 mm. a 200 mm.
Velocidad de desplazamiento	16 Km./h (máx.)
Velocidad de pavimentación	1.25 a 23 m/min.
Peso	8500 Kg. (aprox.)
Tanque de combustible	130 L



Fuente: [http://sjnavarro.files. Wordpress.com/equipos de construcción en obras viales.pdf](http://sjnavarro.files.wordpress.com/equipos-de-construccion-en-obras-viales.pdf).

EQUIPO DE COMPACTACIÓN.

Anexo 8 Equipo utilizado para la compactación de las capas de pavimento.

DESCRIPCIÓN	COMPACTADORES
<p>RODILLO LISO O SHIFOOT</p> <p>Son apropiados para la operación final de rellenos con suelos arenosos y arcillosos. Éstos cubren el 100% bajo las ruedas con presiones de contacto con el suelo de 310 a 380 KN/m², y no son apropiados para producir altos pesos específicos de compactación al usarse en capas gruesas.</p>	
<p>RODILLO LISO TANDEM</p> <p>Cuenta con un rodillo vibratorio extra en la parte posterior para ganar eficiencia en el proceso, pues por cada pasada se obtiene, para pesos equivalentes, el doble de energía de compactación. La forma de densificar no es sustancialmente distinta a la del vibro compactador visto anteriormente.</p>	
<p>RODILLO LISO NEUMÁTICO</p> <p>Tienen una hilera de neumáticos, que van cerca uno del otro. La presión de contacto bajo los neumáticos varía entre 600 y 700 KN/m², y su cobertura es aproximadamente de 70 y 80%. Este tipo de rodillos se usan para la compactación de suelos arenosos y arcillosos, lográndose una combinación de presión y acción de amasamiento.</p>	
<p>RODILLO PATA DE CABRA</p> <p>Éstos utilizan tambores con un gran número de protuberancias. El área de cada una de las protuberancias varía entre 25 y 85 cm², conteniendo mayor efectividad en la compactación de suelos arcillosos. La presión de contacto bajo las protuberancias varía entre 1380 y 6900 KN/m².</p>	

Fuente: [http://sjnavarro.files.wordpress.com/equipos de construcción en obras viales.pdf](http://sjnavarro.files.wordpress.com/equipos-de-construccion-en-obras-viales.pdf).

EQUIPO DE ACARREO DE MATERIALES.










Anexo 9 Camiones utilizados en el transporte de materiales para capas de pavimento.

DESCRIPCIÓN	TIPO DE CAMIÓN
<p>VOLQUETA DE 1 EJE</p> <p>Este tipo de vehículo es utilizado para el transporte de materiales, necesarios para la conformación un terraplén, subrasantes, sub-bases o bases para pavimentos. Son vehículos de caja descubierta, destinados al transporte de material selecto hasta para un volumen máximo de 8 m³.</p>	
<p>VOLQUETA TANDEM</p> <p>Son vehículos de caja basculante muy reforzada. Suelen tener varios ejes tractores y calzar neumáticos todo terreno. Se emplean para transportes cortos, fuera de carreteras o caminos y tienen capacidad de carga muy variable. Son vehículos de caja descubierta, destinados al transporte de material selecto hasta para un volumen máximo de 14 m³.</p>	
<p>VOLQUETA TRIDEM</p> <p>Este tipo de vehículo está particularmente adaptado a las aplicaciones del transporte de materiales de restitución, hasta una capacidad de los 20 m³ en trabajos para la construcción en la red de vías públicas. Es más potente y más económico en consumo de combustible y posee cajas de cambio mecánicas, automáticas o automatizadas.</p>	

Fuente: [http://sjnavarro.files. Wordpress.com/equipos de construcción en obras viales.pdf](http://sjnavarro.files.wordpress.com/equipos de construcción en obras viales.pdf).

**TIPO DE VEHÍCULO PARA EL CALCULO DEL TRANSITO PROMEDIO
DIARIO ANUAL (TPDA).**

Anexo 10 Límite de peso por ejes.

TIPO DE VEHÍCULO	Tractor					Semiremolque			Total toneladas
	perfil	eje simple direccional	Eje de tracción			Eje de arrastre			
			Eje simple	Doble rueda	Triple rueda	Eje simple	Doble rueda	Triple rueda	
C2		5.00	10.00						15.00
C3		5.00		16.50					21.50
C4		5.00			20.00				25.00
T2-S1		5.00	9.00			9.00			23.00
T2-S2		5.00	9.00				16.00		30.00
T2-S3		5.00	9.00					20.00	34.00
T3-S1		5.00		16.00		9.00			30.00
T3-S2		5.00		16.00			16.00		37.00
T3-S3		5.00		16.00				20.00	41.00
Otros	—	—	—	—	—	—	—	—	Variable

Fuente: Acuerdo Centroamericano sobre Circulación por carreteras SIECA, 2000.

PORCENTAJE DE LA TASA ANUAL DE CRECIMIENTO VEHICULAR.

Anexo 11 Factores de crecimiento de tránsito.

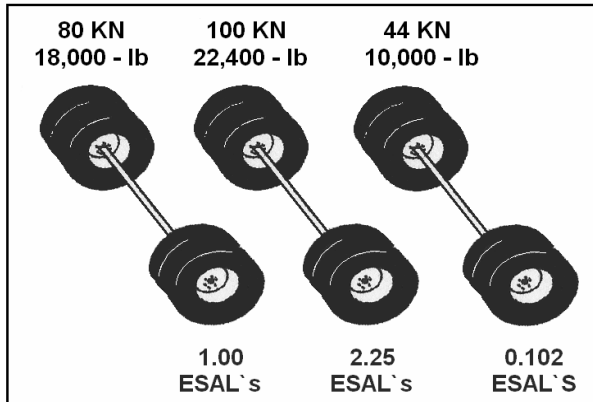
Periodo de análisis (días)	Factor sin crecimiento	Tasa de crecimiento anual (g) (en %)						
		2	4	5	6	7	8	10
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	2.0	2.02	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.10
3	3.0	3.06	3.12	3.15	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4.0	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5.0	5.20	5.42	5.53	5.64	5.75	5.87	6.11
6	6.0	6.31	6.63	6.80	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7.0	7.43	7.90	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8.0	8.58	9.21	9.55	9.90	10.26	10.64	11.44
9	9.0	9.75	10.58	11.03	11.49	11.98	12.49	13.58
10	10.0	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.94
11	11.0	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	12.0	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	13.0	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.50	24.52
14	14.0	15.97	18.29	19.16	21.01	22.55	24.21	27.97
15	15.0	17.29	20.02	21.58	23.28	25.13	27.15	31.77
16	16.0	18.64	21.82	23.66	25.67	27.89	30.32	35.95
17	17.0	20.01	23.70	25.84	28.21	30.84	33.75	40.55
18	18.0	21.41	25.65	28.13	30.91	34.00	37.45	45.60
19	19.0	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	20.0	24.30	29.78	33.06	36.79	41.00	45.76	57.28
25	25.0	32.03	41.65	47.73	54.86	63.25	73.11	98.35
30	30.0	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.28	164.49
35	35.0	49.99	73.65	90.32	111.43	138.24	172.32	271.02

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de pavimentos/capítulo # 3/Análisis de Tránsito.

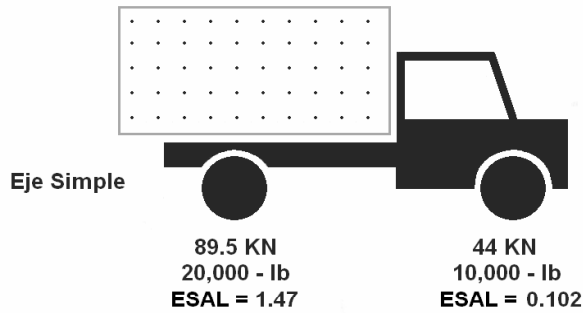
FACTOR DE CAMIÓN EN FUNCIÓN DEL FACTOR DE CARGA EQUIVALENTE

Anexo 12 Cálculo de ejes equivalentes.

SN= 4, Índice de Serviciabilidad Final = 2.5

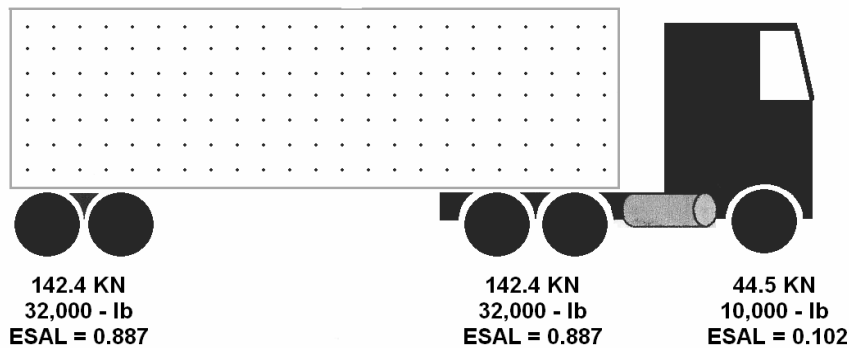


Ejes simples



Peso Bruto 133.5 KN 30,000 - lb
Factor de camión 1.572

Eje Tándem



Peso Bruto 239.3 KN 74,000 - lb
Factor de camión 1.876

Anexo 13 Cálculo del equivalente de 18 Kips en cargas de ejes simples.

Proyecto _____ Período de diseño 15
 No. De prueba _____ SN o D 4
 Índice de serviciabilidad final = P_t 2.5

Tipo de Vehículo	Cantidad de Vehículos diarios "A"	Factor de crecimiento "B"	Tránsito de diseño "C"	ESAL's Factor "D"	ESAL's de diseño "E"
Vehículos sencillos		4%			
Autos	500	20.02	3,653,650	0.0002	731
Autobuses	125	20.02	913,413	1.1005	1,005,210
Camiones eje simple		2%			
Pick-ups	250	17.29	1,577,713	0.0004	631
Otros Vehículos 2 ejes y cuatro ruedas (agricolas)	25	17.29	157,771	0.0132	2,083
Camiones de 2 ejes, 6 ruedas, camiones de 3 ejes o más	80	17.29	504,868	1.972	995,599.7
Camiones tipo trailer eje compuesto		6%			
Semiremolque (3 ejes)	450	21.58	3,544,515	1.8760	6,649,510
Semiremolque (4 ejes)	45	21.58	354,452	2.7630	979,349
Semiremolque (5 o más ejes)	25	21.58	196,918	3.6500	718,749
		2%			
Camión acoplado (5 ejes)	10	17.29	63,109	3.6500	230,346
Camión acoplado (6 o más ejes)	5	17.29	31,554	4.5370	143,162
TOTAL VEHICULOS	1,515				ESAL's de diseño 10,725,371

Factor de Dirección: 0.5⁽⁷⁾
 Factor de Carril: 0.9⁽⁸⁾
 ESAL's por carril de tránsito: $0.5 \times 0.9 \times 10,725,371 = 4,826,417$

⁽⁷⁾Referencia: Numeral 3.4

⁽⁸⁾Referencia: Numeral 3.5

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de pavimentos/capitulo # 3/Análisis de Tránsito.