

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



**PROPUESTA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
PAVIMENTOS UNICAPA DE ALTO DESEMPEÑO COMO
ALTERNATIVA DE APLICACIÓN A CAMINOS RURALES**

PRESENTADO POR:

**MANUEL ANTONIO ARTERO ALVARADO
JORGE ALBERTO JOVEL ABREGO
MANUEL DE JESÚS MEJÍA MORÁN**

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, MAYO DE 2003

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTORA :
Dra. María Isabel Rodríguez

SECRETARIA GENERAL :
Licda. Lidia Margarita Muñoz Vela

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO :
Ing. Álvaro Antonio Aguilar Orantes

SECRETARIO :
Ing. Saúl Alfonso Granados

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR :
Ing. Luis Rodolfo Nosiglia Durán

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

Trabajo de graduación previo a la opción al grado de:

INGENIERO CIVIL

Título

:

**PROPUESTA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
PAVIMENTOS UNICAPA DE ALTO DESEMPEÑO COMO
ALTERNATIVA DE APLICACIÓN A CAMINOS RURALES**

Presentado por

:

**MANUEL ANTONIO ARTERO ALVARADO
JORGE ALBERTO JOVEL ABREGO
MANUEL DE JESÚS MEJÍA MORÁN**

Trabajo de Graduación aprobado por:

Docentes Directores

:

ING. JOSÉ MIGUEL LANDAVERDE QUIJADA
ING. EDGAR ALFREDO GAVIDIA PAREDES

Docente Director Externo :

ING. CARLOS ANTONIO QUINTANILLA RODRÍGUEZ

San Salvador, Mayo de 2003

Trabajo de Graduación aprobado por:

Docentes Directores :

ING. JOSÉ MIGUEL LANDAVERDE QUIJADA

ING. EDGAR ALFREDO GAVIDIA PAREDES

Docente Director Externo :

ING. CARLOS ANTONIO QUINTANILLA RODRÍGUEZ

AGRADECIMIENTOS GENERALES

Queremos agradecer de manera muy especial a todas aquellas Instituciones y personas que contribuyeron de manera desinteresada a la culminación de este Trabajo de Graduación:

A la **Universidad de El Salvador**, a través de la Escuela de Ingeniería Civil por aprobar desde el inicio el tema de la presente investigación.

Al **Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto (ISCYC)** por su apoyo logístico, bibliográfico y técnico para la realización de dicho proyecto. En especial al Ing. Roberto Douglas Lemus e Ing. Rafael Alejandro González Magaña.

Al **personal del Laboratorio de Suelos y Materiales “Mario Ángel Guzmán Urbina”** por su colaboración en la realización de los ensayos de laboratorio y otras actividades. En especial a la Ing. Susán Campos de Orellana, al profesor Evelio López, y al Técnico Carlos Morataya.

A **CONSULTORA TÉCNICA S.A. de C.V.** división Laboratorio de Suelos y Materiales, dirigida por el Ing. José Tulio Pineda y a su personal por habernos prestado sus instalaciones y su apoyo técnico en las visitas de campo.

DEDICATORIA

A **DIOS**: Todopoderoso, creador de la vida, gracias por ser mi guía y darme salud, fuerzas y sabiduría para poder llegar a la meta y coronar mi carrera.

A mis **Padres**: Manuel Humberto y María Ester, gracias por ser personas tan especiales, por su amor y sus consejos, por su apoyo y comprensión en todo momento, gracias por confiar en que no los defraudaría.

A mis **Hermanos**: Oscar Mauricio, Ana Silvia y Gloria Leticia, gracias por apoyarme en todo sentido (por haber soportado todas las noches de desvelo). Sepan que sin su aporte esto no hubiera sido posible. Milton, ¡Que gran ayuda! Estuviste en el momento oportuno y tú lo sabes. Gracias cuñado.

A mis **Familiares**: muchísimas gracias, (si los menciono a todos no me alcanzarían estas líneas). De una u otra forma cada uno de ustedes contribuyó al logro de este triunfo.

A mis **Asesores**: Ing. Carlos Quintanilla, Ing. José Miguel Landaverde e Ing. Edgar Gavidia, gracias por todo el conocimiento transmitido. Este éxito también es de ustedes.

A mis **Compañeros**: Jorge Jovel y Manuel Mejía, trabajar con ustedes fue una de las experiencias más agradables, gracias por la entrega y dedicación a este trabajo.

A mis **Amigos**: Carlos, Alex, Bladimir, Nelson, Jorge, Rhina, Zulma, Xochilt, Delia, Thirsa, Roberto y a todos los que me conocen, gracias por mostrarme su afecto y apoyo en todo momento.

Manuel Antonio Artero Alvarado

DEDICATORIA

A **DIOS todopoderoso:** Por haberme dado la vida, la sabiduría, la fortaleza, la entrega y la paciencia para poder finalizar de gran manera esta ardua tarea.

A mis **Padres:** Jorge Jovel y Nohemy Abrego, por su total apoyo y cariño incondicional a lo largo de toda mi vida, y por sus consejos que me han ayudado a afrontar los retos de una manera muy positiva.

A mis **Hermanos:** Claudia, Carmen, Liliana, Francisco y Luis por su cariño mostrado hacia mí, por su ayuda y apoyo en todo momento.

A mi **Tía:** Aracely Cubías, por haberme brindado su hospitalidad y el calor de una familia durante gran parte de mi carrera.

A mis **Compañeros:** Manuel Artero y Manuel Mejía, por haber formado un grupo con el que pudimos afrontar los retos y finalizar el proyecto que un día empezamos.

A mis **Asesores:** Ingenieros Miguel Landaverde, Edgar Gavidia y Carlos Quintanilla por habernos guiado hacia el buen desenvolvimiento en este Trabajo de Graduación.

A **Todos:** En General a la familia Artero Alvarado por su hospitalidad durante el desarrollo de la investigación, y a todos mis familiares, compañeros, amigos y conocidos que me ayudaron directa e indirectamente a culminar esta tarea, les agradezco con todo mi corazón su valiosa colaboración, y les deseo de antemano bendiciones en sus vidas.

Jorge Alberto Jovel Abrego

DEDICATORIA

Dedico este Trabajo de Graduación, primeramente a **Dios Todopoderoso** y a **La Santísima Virgen María**, por haberme dado salud y bienestar para poder finalizar, esta investigación y mis estudios de Educación Superior.

A mis **padres**, Alfonso Mejía y María Delia Morán, por su apoyo incondicional y el amor que han brindado en todas las etapas de mi vida, y en especial durante el desarrollo de mi Trabajo de Graduación; **LOS QUIERO MUCHO**.

A mis **hermanos**, por que sin ellos no hubiera alcanzado lograr hacer realidad mis metas; a mis familiares, amigos y personas que de alguna manera estuvieron dispuestos a ayudarme. Muchas gracias.

A mis **asesores y compañeros de Tesis**, por el apoyo mutuo y la comprensión que me brindaron en todo el tiempo que se llevó a cabo para la realización de esta investigación.

Manuel de Jesús Mejía Morán.

RESUMEN

El desarrollo socio-económico de un país está ligado a la infraestructura que este posee, parte de esta infraestructura la constituye las vías de comunicación terrestre, ya que a través de ellas los diferentes pueblos o ciudades logran intercomunicarse. Así mismo el comercio, la industria, el turismo, etc. se ven beneficiados si se cuenta con carreteras, con excelentes condiciones de funcionalidad, que permitan el acceso a todas las áreas de un territorio.

En nuestro país las carreteras no pavimentadas, en su mayoría perteneciente al área rural, representan un 79.37% de la red vial nacional, carreteras que por lo general presentan daños debido al efecto del tráfico y del intemperismo; esto implica realizar grandes inversiones para su mantenimiento y conservación, razón por la cual es de mucha importancia implementar técnicas de construcción o mejoramiento que permitan a las instituciones gubernamentales y a las municipalidades mantener estas vías en buen estado.

Para contribuir a la búsqueda de soluciones a lo planteado, el presente Trabajo de Graduación propone la utilización de una técnica de pavimentación que simplifica procedimientos de diseño y construcción, denominada: "Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño" (PUAD). Esta técnica consiste en un pavimento formado por la mezcla de suelo, agua y un porcentaje relativamente alto de cemento para constituir una sola capa, compactada dinámicamente, tal que resista las sollicitaciones de cargas y el desgaste provocado por el paso de los vehículos.

La primera parte de este Trabajo de Graduación describe los tres componentes de los PUAD: el suelo, el cemento y el agua. El suelo es tratado desde el enfoque de la mecánica de suelos, destacando sus características, propiedades y clasificaciones; luego se hace una descripción del cemento hidráulico, sus características tipos y clasificaciones; del agua se mencionan sus requisitos y su uso en los Pavimentos Unicapa.

En El Salvador no se tienen experiencias en el uso de pavimentos con las características de los PUAD, lo más cercano que podemos encontrar es el suelo – cemento, razón por la cual se toman en cuenta sus propiedades así como su uso en la estabilización de bases y sub-bases para pavimentos, haciendo un resumen de las experiencias de su uso en nuestro país. A continuación se hace un estudio detallado de los aspectos básicos de los PUAD: concepto, características, parámetros de diseño, metodología de cálculo del espesor del pavimento y proceso constructivo; todo ello constituye el fundamento teórico de este tipo de pavimento.

Con el objetivo de llevar a la práctica, esta técnica de pavimentación se construyó un tramo experimental ubicado en las instalaciones de la planta EL RONCO, de Cemento de El Salvador, Metapán, Departamento de Santa Ana; en el que se realizaron los respectivos estudios de suelos comunes en este tipo de proyectos: análisis granulométrico, límites de consistencia, gravedad específica, prueba Proctor Modificada y CBR; a continuación se realizó un diseño de mezcla con el 18% de cemento en peso, con el que se elaboraron especímenes aplicando el concepto de energía específica de compactación utilizando equipo Proctor y martillo vibro - compactador, para conocer los parámetros de resistencia a través de ensayos de laboratorio.

Conocidos los resultados de los ensayos de laboratorio, se procedió al cálculo estructural del espesor del pavimento, utilizando la metodología de diseño descrita en el Capítulo II, la cual puede ser desarrollada en forma analítica ó por medio de una hoja electrónica. Luego se describe el proceso constructivo llevado a cabo para la ejecución del tramo experimental, el cual fue monitoreado por siete meses con el fin de evaluar el comportamiento que tendría el pavimento; adicionalmente se presenta un análisis de costos para determinar la ventaja económica de su aplicación.

Posteriormente se analizan e interpretan los resultados obtenidos de los diferentes estudios realizados a lo largo de la investigación, efectuando algunas comparaciones con parámetros establecidos por instituciones nacionales e internacionales, autores, etc. Finalmente se formulan las conclusiones y recomendaciones que resultaron al término de esta investigación.

ÍNDICE GENERAL

CONTENIDO	PÁGINA
CAPÍTULO I	
ANTEPROYECTO	
1.0 INTRODUCCIÓN	2
1.1 ANTECEDENTES	3
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	7
1.3 OBJETIVOS	8
1.4 ALCANCES	9
1.5 LIMITACIONES	10
1.6 JUSTIFICACIONES	11
CAPÍTULO II	
MARCO TEÓRICO	
2.0 INTRODUCCIÓN	14
2.1 SUELO	15
2.1.1 CONCEPTO	15
2.1.2 ORIGEN	15
2.1.2.1 SUELOS RESIDUALES	15
2.1.2.2 SUELOS TRANSPORTADOS	16
2.1.3 TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS	16
2.1.3.1 GRAVAS	16
2.1.3.2 ARENAS	16
2.1.3.3 LIMOS	17
2.1.3.4 ARCILLAS	17
2.1.4 FORMA DE LAS PARTÍCULAS	19
2.1.4.1 ESFERICIDAD	19

	2.1.4.2 ANGULOSIDAD	20
2.1.5	MINERALOGÍA	21
	2.1.5.1 MINERALES CONSTITUTIVOS DE LOS SUELOS GRUESOS	23
	2.1.5.2 MINERALES CONSTITUTIVOS DE LAS ARCILLAS	23
2.1.6	COMPOSICIÓN DE LOS SUELOS	24
2.1.7	RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS	25
2.1.8	PROPIEDADES DE LOS SUELOS	26
	2.1.8.1 VARIACIÓN VOLUMÉTRICA	26
	2.1.8.2 RESISTENCIA MECÁNICA	26
	2.1.8.3 GRANULOMETRÍA	27
	2.1.8.4 PLASTICIDAD	29
	2.1.8.5 LÍMITES DE ATTERBERG	30
	2.1.8.6 PERMEABILIDAD	31
	2.1.8.7 RESISTENCIA AL CORTE	32
	2.1.8.8 CONSOLIDACIÓN	34
2.1.9	CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS	36
2.2	EL CEMENTO	45
	2.2.1 COMPOSICIÓN QUÍMICA DEL CEMENTO	45
	2.2.2 FABRICACIÓN DEL CEMENTO PÓRTLAND	46
	2.2.3 CLASIFICACIÓN DE LOS CEMENTOS	47
	2.2.4 TIPOS DE CEMENTO	49
	2.2.5 PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE LOS CEMENTOS	51
2.3	EL AGUA	52
	2.3.1 REQUISITOS DE CALIDAD	53
	2.3.2 AGUA PARA CURADO	54
2.4	SUELO – CEMENTO	54
	2.4.1 GENERALIDADES	54
	2.4.2 DEFINICIÓN	55
	2.4.3 PROPIEDADES DEL SUELO – CEMENTO	55

	2.4.3.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	. . .	55
	2.4.3.2 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN	. . .	57
	2.4.3.3 RESISTENCIA A LA TENSIÓN	. . .	58
	2.4.3.4 MÓDULO DE ELASTICIDAD	. . .	59
	2.4.3.5 CAPACIDAD DE SOPORTE	. . .	60
	2.4.3.6 RESISTENCIA AL DESGASTE	. . .	62
	2.4.3.7 RESISTENCIA A LA ABSORCIÓN DEL AGUA Y AL HINCHAMIENTO	62
	2.4.3.8 MÓDULO DE REACCIÓN (K)	. . .	63
	2.4.3.9 MÓDULO DE POISSON	63
2.5	MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE BASES Y SUBBASES PARA PAVIMENTOS	65
	2.5.1 GRAVA-CEMENTO	65
	2.5.2 BASES TRATADAS CON CEMENTO	66
	2.5.3 SUELOS MEJORADOS CON CEMENTO	67
2.6	EXPERIENCIAS EN EL SALVADOR EN LA ESTABILIZACIÓN DE BASES Y SUB-BASES PARA PAVIMENTOS	69
	2.6.1 VENTAJAS Y DESVENTAJAS	70
2.7	PAVIMENTOS UNICAPA DE ALTO DESEMPEÑO.	74
	2.7.1 GENERALIDADES	74
	2.7.1.1 CONCEPTO	74
	2.7.1.2 CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES	75
	2.7.2 DISEÑO DE MEZCLAS	77
	2.7.2.1 PROCEDIMIENTO PARA LA SELECCIÓN DEL CONTENIDO DE CEMENTO	78
	2.7.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS PUAD	79
	2.7.4 DESCRIPCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO	79
	2.7.4.1 VALOR DE SOPORTE DE LA SUB - RASANTE (K)	79
	2.7.4.2 MÓDULO DE RUPTURA A FLEXIÓN (M_R)	80
	2.7.4.3 TRÁFICO DE DISEÑO	81
	2.7.4.4 CARGAS DE DISEÑO	82
	2.7.4.5 PERÍODO DE DISEÑO (PD)	88

2.7.4.6	COMPORTAMIENTO A LA FATIGA.	88
2.7.4.7	TENSIÓN ADMISIBLE DEL PAVIMENTO	89
2.7.4.8	MÓDULO DE ELASTICIDAD (Ec)	90
2.7.5	PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO DEL ESPESOR DEL PAVIMENTO	90
2.7.6	CONSTRUCCIÓN DE LOS PUAD	95
2.7.6.1	PREPARACIÓN DEL SUELO NATURAL	96
2.7.6.2	EXTENSIÓN DEL CEMENTO.	100
2.7.6.3	MEZCLADO	104
2.7.6.4	COMPACTACIÓN	112
2.7.6.5	NIVELACIÓN	119
2.7.6.6	EJECUCIÓN DE LAS JUNTAS	119
2.7.6.7	CURADO Y PROTECCIÓN SUPERFICIAL	122

CAPÍTULO III

APLICACIÓN DE LOS PAVIMENTOS UNICAPA DE ALTO DESEMPEÑO TRAMO EXPERIMENTAL PLANTA EL RONCO, CESSA, METAPÁN

3.0	INTRODUCCIÓN	125
3.1	CONDICIONES EXISTENTES DEL CAMINO EN ESTUDIO	126
3.1.1	UBICACIÓN GEOGRÁFICA	126
3.1.2	DISEÑO GEOMÉTRICO	127
3.1.3	ELEMENTOS QUE COMPONEN EL CAMINO	127
3.2	ESTUDIOS PREVIOS AL DISEÑO ESTRUCTURAL	129
3.2.1	ANÁLISIS DE TRÁFICO	129
3.2.2	ANÁLISIS DE SUELO	131
3.2.2.1	OBTENCIÓN DE MUESTRAS	131
3.2.2.2	UBICACIÓN DE LOS PUNTOS DE OBTENCIÓN DE MUESTRAS PARA ENSAYOS	132
3.2.3	ENSAYOS DE LABORATORIO DE MUESTRAS DE SUELO	133

3.2.3.1	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (ASTM D-422)	133
3.2.3.2	LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM D-423 Y ASTM D-424)	140
3.2.3.3	GRAVEDAD ESPECÍFICA (ASTM D-854)	147
3.2.3.4	PRUEBA PROCTOR MODIFICADA (ASTM D-1557, AASHTO T-180)	154
3.2.3.5	PRUEBA DE RELACIÓN DE SOPORTE DEL SUELO, CBR (ASTM D-1883, AASHTO T-193)	163
3.2.4	CLASIFICACIÓN AASHTO DE LAS MUESTRAS DE SUELO ANALIZADAS.	173
3.3	DETERMINACIÓN DE LOS PORCENTAJES DE CEMENTO	173
3.4	RELACIÓN DENSIDAD-HUMEDAD DE LAS MEZCLAS DE PUAD	177
3.5	DISEÑO DE MEZCLAS DE PUAD	181
3.6	ELABORACIÓN DE ESPECÍMENES	183
3.6.1	MOLDEO DE ESPECÍMENES UTILIZANDO EQUIPO PROCTOR MODIFICADO (AASHTO T-180, ASTM D-1557)	184
3.6.2	MOLDEO DE ESPECÍMENES UTILIZANDO MARTILLO VIBRATORIO (ASTM C-1435).	190
3.7	DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE LOS ESPECIMENES ELABORADOS	191
3.7.1	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE SIN CONFINAR	192
3.7.2	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	192
3.7.3	RESISTENCIA A LA TENSIÓN INDIRECTA	193
3.7.4	RESISTENCIA A LA FLEXIÓN	200
3.7.5	MÓDULO DE ELASTICIDAD	201
3.8	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO	205
3.9	PROCESO CONSTRUCTIVO DEL PAVIMENTO	211
3.9.1	ESTUDIOS PREVIOS A LA CONSTRUCCIÓN	213
3.9.2	PREPARACIÓN DEL SUELO NATURAL	215
3.9.3	COLOCACIÓN Y DISTRIBUCIÓN DEL CEMENTO.	220
3.9.4	MEZCLADO DEL SUELO CON EL CEMENTO	221
3.9.5	CONTROL DE LA HUMEDAD	223

3.9.6	COMPACTACIÓN	225
3.9.7	NIVELACIÓN	227
3.9.8	CURADO	228
3.9.9	CONTROL DE CAMPO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEL PAVIMENTO	229
3.10	MONITOREO DEL PAVIMENTO A CORTO PLAZO	229
3.10.1	EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS	230
3.10.2	OBSERVACIONES DE CAMPO	231
3.11	ANÁLISIS DE COSTO DE LOS PUAD	232

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.0	INTRODUCCIÓN	239
4.1	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO	240
4.2	LÍMITES DE CONSISTENCIA	242
4.3	GRAVEDAD ESPECÍFICA	242
4.4	RELACIÓN DENSIDAD-HUMEDAD	243
4.5	VALOR DE SOPORTE DEL SUELO, CBR	244
4.6	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	248
4.7	RESISTENCIA A LA TENSIÓN INDIRECTA	251
4.8	RESISTENCIA A LA FLEXIÓN	252
4.9	MÓDULO DE ELASTICIDAD	252
4.10	RESULTADOS OBTENIDOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEL PAVIMENTO	254

CAPÍTULO V

	CONCLUSIONES	257
	RECOMENDACIONES	261
	BIBLIOGRAFÍA		
	ANEXOS		

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO II

Fig. 2.1:	Forma de las láminas del caolinítico	18
Fig. 2.2:	Forma de las láminas del ilítico	18
Fig. 2.3:	Forma de las láminas del montmorillonítico	19
Fig. 2.4:	Angulosidad de las partículas	21
Fig. 2.5:	Composición de los suelos	24
Fig. 2.6:	Curva granulométrica de los suelos	29
Fig. 2.7:	Curva de compresibilidad	34
Fig. 2.8:	Curva de consolidación	36
Fig. 2.9:	Clasificación de los suelos por su tamaño	37
Fig. 2.10:	Carta de plasticidad, tal como se utiliza actualmente	41
Fig. 2.11:	Clasificación de los Pavimentos	76
Fig. 2.12:	Presión de inflado y área de contacto de las llantas	84
Fig. 2.13:	Distancia entre centros de ruedas	85
Fig. 2.14:	Clasificación de las diferentes configuraciones de ejes	87
Fig. 2.15:	Escarificado del suelo utilizando equipo agrícola	97
Fig. 2.16:	Secuencia de extensión manual del cemento	102
Fig. 2.17:	Riego del cemento mediante camiones dosificadores Mecanizados	103
Fig. 2.18:	Motoniveladora de hoja intermedia realizando el mezclado	105
Fig. 2.19:	Mezclado – escarificado, previa aplicación de agua y cemento	108
Fig. 2.20:	Mezclado – escarificado y humedecimiento de la superficie simultáneamente previa aplicación de agua y cemento	109
Fig. 2.21:	Mezclado – escarificado, aplicando agua y cemento simultáneamente	110
Fig. 2.22:	Rodillo de neumático autopropulsado	115

Fig. 2.23:	Rodillo pata de cabra	116
Fig. 2.24:	Equipo utilizado para la ejecución de juntas	121

CAPÍTULO III

Fig. 3.1:	Aspecto actual del camino en análisis	126
Fig. 3.2:	Proceso de ranurado	141
Fig. 3.3:	Hechura de rollitos para el Límite Plástico	142
Fig. 3.4:	Determinación de las cantidades de suelo y cemento en peso	187
Fig. 3.5:	Medición de la cantidad de agua y equipo de compactación	187
Fig. 3.6:	Distribución del cemento en el suelo	187
Fig. 3.7:	Adición de agua y homogenización de la mezcla	188
Fig. 3.8:	Mezcla lista para ser compactada y proceso de compactación	188
Fig. 3.9:	Espécimen compactado y desenmoldado	189
Fig. 3.10:	Especímenes listos para ser llevados al cuarto húmedo	189
Fig. 3.11:	Elaboración de especímenes cilíndricos con martillo vibro - compactador	191
Fig. 3.12:	Elaboración de viguetas utilizando el martillo vibro - compactador	201
Fig. 3.13:	Equipo utilizado para el ensayo de Módulo de Elasticidad	201
Fig. 3.14:	Vista del tramo de prueba antes de la construcción del pavimento	212
Fig. 3.15:	Levantamiento topográfico del tramo	214
Fig. 3.16:	Densímetro Nuclear en labores de verificación de las características del suelo en estado natural	215
Fig. 3.17:	Colocación de estacas guías en el tramo en ejecución	216
Fig. 3.18:	Pequeños empozamientos de agua antes del escarificado inicial del suelo	217
Fig. 3.19:	Motoniveladora en actividades de escarificado del suelo	218
Fig. 3.20:	Eliminación de rocas existentes en el suelo	218

Fig. 3.21:	Camión cisterna en labores de adición de agua posterior al escarificado del suelo	219
Fig. 3.22:	Motoniveladora en labores de conformación de la superficie y de pendientes transversales previo a la colocación del cemento	219
Fig. 3.23:	Colocación y distribución de las bolsas de cemento sobre la superficie del suelo	220
Fig. 3.24:	Distribución del cemento sobre la superficie del suelo	221
Fig. 3.25:	Equipo RR-250 en labores de mezclado del suelo con el cemento	222
Fig. 3.26:	Apariencia del suelo después del mezclado	223
Fig. 3.27:	Aplicación de agua después del mezclado del suelo con el cemento	224
Fig. 3.28:	Motoniveladora en labores de homogeneización de la humedad del espesor de la capa del pavimento	224
Fig. 3.29:	Rodillo liso en labores de compactación inicial	225
Fig. 3.30:	Rodillo liso en labores de compactación final	226
Fig. 3.31:	Vista del pavimento después de la compactación y nivelación	227
Fig. 3.32:	Aplicación de compuesto químico de base acuosa para el curado del pavimento	228
Fig. 3.33:	Apariencia final del pavimento terminado y en funcionamiento	228
Fig. 3.34:	Equipo de extracción de núcleos y espécimen fracturado	230
Fig. 3.35:	Tráfico característico al que ha estado sometido el PUAD	231
Fig. 3.36:	Apariencia del PUAD similar a un pavimento de concreto	231

CAPÍTULO IV

Fig. 4.1:	Valores típicos de CBR	245
Fig. 4.2:	Esfuerzo promedio a los 28 días de la resistencia a la compresión para diferentes métodos de ensayo	250

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO II

Tabla 2.1:	Principales minerales de rocas y suelos	23
Tabla 2.2:	Sistema de clasificación de suelos AASHTO	42
Tabla 2.2:	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)	43
Tabla 2.4:	Equivalencias entre el sistema de clasificación de la AASHTO y el SUCS	44
Tabla 2.5:	Rango de Valores de "K", recomendados para diferentes tipos de suelo	61
Tabla 2.6:	Tipos de suelos y valores medios de sus capacidades	63
Tabla 2.7:	Valores medios del módulo de Poisson del suelo-cemento	64
Tabla 2.8:	Tipos de módulos de Poisson	64
Tabla 2.9:	Experiencias recientes del uso del suelo-cemento en bases y sub-bases para carreteras en nuestro país	73
Tabla 2.10:	Cargas de rueda de diseño por eje nominal	83
Tabla 2.11:	Aptitud de los equipos de escarificado y preparación del material a tratar	98
Tabla 2.12:	Aptitud de los equipos usados en homogeneización de suelos	99
Tabla 2.13:	Aptitud de los equipos de mezclado de suelos	111
Tabla 2.14:	Relación entre el peso por unidad de longitud generatriz y el espesor de capa más adecuado	114
Tabla 2.15:	Aptitud de los equipos vibratorios, de neumáticos e impacto según el tipo de suelos	118
Tabla 2.16:	Aptitud de las capas de protección de suelos estabilizados con cemento	123

CAPÍTULO III

Tabla 3.1:	Estudio de tráfico del tramo experimental	130
Tabla 3.2:	Disposición de muestreo en campo	133
Tabla 3.3:	Tamaños mínimos de muestras recomendados	134
Tabla 3.4:	Requerimientos en los tiempos de duración de curado	158
Tabla 3.5:	Clasificación de las muestras de suelo, según AASTHO	173
Tabla 3.6:	Requerimientos Estructurales para los Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño (Suelos Finos)	175
Tabla 3.7:	Requerimientos Estructurales para los Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño (Suelos Gruesos)	176

CAPÍTULO IV

Tabla 4.1:	Resumen de granulometría de muestras	240
Tabla 4.2:	Requerimientos de graduación para suelos	241
Tabla 4.3:	Rango de valores de Gs para algunos suelos	243
Tabla 4.4:	Cuadro resumen de exploración realizada al tramo experimental	247
Tabla 4.5:	Esfuerzo promedio de la resistencia a la compresión simple	248
Tabla 4.6:	Esfuerzo promedio de la resistencia a la compresión	249
Tabla 4.7:	Esfuerzo promedio a la compresión ASTM C-1435	249
Tabla 4.8:	Esfuerzo promedio a la compresión, utilizando normas de ensayo diferentes	250
Tabla 4.9:	Esfuerzo promedio de la resistencia a la tracción por compresión diametral.	251
Tabla 4.10:	Módulo elástico para diferentes materiales	253
Tabla 4.11:	Valores de peso volumétrico, densidades y humedad del pavimento	255

ÍNDICE DE FORMATOS

CAPÍTULO III

Formato 3.1	Análisis Granulométrico de la muestra de suelo No.1	.	137
Formato 3.2	Análisis Granulométrico de la muestra de suelo No.2	.	138
Formato 3.3	Análisis Granulométrico de la muestra de suelo No.3	.	139
Formato 3.4	Determinación de los Límites de consistencia de la muestra de suelo No.1	.	144
Formato 3.5	Determinación de los Límites de Consistencia de la muestra de suelo No.2	.	145
Formato 3.6	Determinación de los Límites de Consistencia de la muestra de suelo No.3	.	146
Formato 3.7	Determinación de la Gravedad Específica de la muestra de suelo No.1	.	151
Formato 3.8	Determinación de la Gravedad Específica de la muestra de suelo No.2	.	152
Formato 3.9	Determinación de la Gravedad Específica de la muestra de suelo No.3	.	153
Formato 3.10	Relación Densidad-Humedad de la muestra de suelo No.1	.	160
Formato 3.11	Relación Densidad-Humedad de la muestra de suelo No.2	.	161
Formato 3.12	Relación Densidad-Humedad de la muestra de suelo No.3	.	162
Formato 3.13	Prueba de CBR muestra de suelo No.1	.	167
Formato 3.14	Gráficas para la obtención del CBR de diseño muestra de suelo No.1	.	168
Formato 3.15	Prueba de CBR muestra de suelo No.2	.	169
Formato 3.16	Gráficas para la obtención del CBR de diseño muestra de suelo No.2	.	170
Formato 3.17	Prueba CBR muestra de suelo No.3.	.	171
Formato 3.18	Gráficas para la obtención del CBR de diseño muestra de suelo No.3	.	172
Formato 3.19	Relación Densidad-Humedad de las mezclas de PUAD	.	180
Formato 3.20	Resistencia a la Compresión de especímenes de PUAD	.	194
Formato 3.21	Resistencia a la Compresión de especímenes de PUAD	.	195

Formato 3.22 Resistencia a la Compresión de especímenes de PUAD utilizando el martillo vibro - compactador	196
Formato 3.23 Resistencia a la Compresión de especímenes en campo de PUAD utilizando el martillo vibro - compactador	197
Formato 3.24 Resistencia a la Tensión Indirecta de especímenes de PUAD	198
Formato 3.25 Resistencia a la Tensión Indirecta de especímenes de PUAD	199
Formato 3.26 Resistencia a la Flexión de especímenes de PUAD	202
Formato 3.27 Determinación del Módulo de Elasticidad de especímenes de PUAD, cilindro No.1	203
Formato 3.28 Determinación del Módulo de Elasticidad de especímenes de PUAD, cilindro No.2.	204

ABREVIATURAS EMPLEADAS

AASHTO	: American Association of State Highway and Transportation Officials
ASIA	: Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos
ASTM	: American Society of Testing and Materials
CBR	: California Bearing Ratio
CCR	: Concreto Compactado con Rodillo
CESSA	: Cemento de El Salvador, S.A. de C.V.
CONTECSA	: Consultora Técnica, S.A. de C.V.
CTH	: Centro Técnico del Hormigón del Ecuador
ICPC	: Instituto Colombiano de Productores de Cemento
IMCYC	: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto
ISCYC	: Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto
MOPTVDU	: Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano
PCA	: Portland Cement Association
PUAD	: Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño
SUCS	: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
TPDA	: Tránsito Promedio Diario Anual
VRS	: Valor Relativo de Soporte

CAPÍTULO I

ANTEPROYECTO

1.0 INTRODUCCIÓN

A medida que transcurre el tiempo, en el campo de la ingeniería civil especialmente en el área de carreteras, ha surgido la necesidad de buscar alternativas de solución a los problemas de circulación vehicular que presentan los caminos rurales tanto en el invierno como en el verano; problemas que al mismo tiempo dificultan el desarrollo económico-social de las poblaciones que se ven comunicadas por este tipo de vías. Es por ello que se hace necesario aplicar técnicas de mejoramiento de las condiciones que predominan en estos caminos, razón por la cual se realizará una investigación técnica de los Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño (PUAD) como posible alternativa de pavimentación.

Este capítulo describe algunos antecedentes del uso del suelo – cemento como capa de rodadura en caminos rurales en países tales como España y Colombia así también algunas experiencias de aplicación de bases de suelo-cemento en carreteras de nuestro país. Además se mencionan los objetivos, alcances y limitaciones que comprenden el desarrollo de la investigación; finalmente se presentan las justificaciones que motivaron al estudio de esta nueva técnica de pavimentación, como parte de la solución a la problemática planteada.

1.1 ANTECEDENTES

Dentro del grupo de caminos de tierra que posee El Salvador se encuentran las conocidas como vías rurales, las cuales poseen gran importancia desde el punto de vista económico ya que unen polos potenciales de desarrollo industrial, comercial y agrícola. En nuestro país estas vías han presentado por muchos años problemas de funcionabilidad, debido a que en el pasado a estas se les daba poca importancia; por que se creía que debido al poco tráfico que circulaba por ellas, no ameritaba grandes inversiones para su construcción y mantenimiento, y por ende se diseñaban con estructuras de pavimentos consistentes únicamente en una capa de balasto superficial, el cual, al finalizar el primer invierno se deterioraba considerablemente, y esto unido a la falta de mantenimiento, convertían éstos caminos en intransitables durante los dos primeros años de vida, todo esto conllevaba a realizar gastos que no permitían desarrollar otras obras de interés social.

A partir del año 2000 el Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto (ISCYC) ha desarrollado investigaciones sobre los Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño (que de acá en adelante se denominarán como PUAD ó simplemente Pavimentos Unicapa) y su aplicabilidad para el mejoramiento de vías rurales, que consiste en pavimentos formados por suelo de sub-rasante mezclado con un relativamente alto porcentaje de cemento Portland (en comparación con los que se requieren en las mezclas tradicionales de suelo-cemento) que forman una sola capa compactada dinámicamente, capaz de soportar un número de repeticiones de carga dado, en un período de diseño, y soportando a la vez la abrasión, sin necesidad de una capa de rodamiento; proporcionando también un índice de rugosidad adecuado para caminos de tráfico moderado.

La técnica de mezclar suelos con agentes estabilizantes para mejorar sus propiedades no es nueva. Al contrario ya hace 500 años se mezclaban suelos con cal o puzolana para estabilizarlos.

Su uso en carreteras se sistematizó tras la segunda guerra mundial, pese a la antigüedad del método, su aplicación no ha tenido suficiente aceptación. En algunas zonas del mundo la estabilización es un método normal de tratamiento de suelo para bases y sub-bases de los pavimentos, con el que se obtienen resultados satisfactorios; es así el caso de Francia y de algunas zonas de Estados Unidos.

El uso de suelo-cemento como capa de rodadura en vías rurales en el ámbito mundial ha sido poco empleado; prueba de ello se puede mencionar el tramo construido en el año de 1969 en España, en la vía de acceso que conduce a la finca de Barciles, de Añover de Tajo; el suelo encontrado en el lugar era del tipo limoso (A-4) y limo arcilloso (A-6), este último incluso con presencia de abundante materia orgánica, el tipo A-6 necesitaba de una mayor cantidad de cemento para estabilizarlo, por lo que se sustituyó por un material arenoso del tipo A-1-b; según clasificación de la AASHTO. El tramo se diseñó con un porcentaje de cemento del 6% en peso, para una carga máxima por eje de 2,750 Kg. y un espesor de capa de 18 cms. En la construcción de este tramo se utilizó equipo propio de la finca usados en labores agrícolas normales.¹

Un segundo tramo ubicado en la carretera a Cambao en el sector de los Alpes La Sierra, cercano al Municipio de Alban, Cundinamarca, Colombia, la clasificación del suelo encontrado según AASTHO fue A-2 y A-4 (grava con algo

¹Tomado del artículo “Construcción de caminos rurales empleando medios mecánicos y de tipo agrícola” Trocchi Zanotti, Giorgio. Revista Cemento – Hormigón No. 441 España, Diciembre de 1970.

de arena y parte fina de limo, arcilla y limo con arena respectivamente), la longitud fue de aproximadamente de un kilómetro, un ancho de rodaje de 8 metros y un espesor de 15 cms; con un porcentaje de cemento del 10.07 %.²

En nuestro país no se cuenta con experiencias de aplicación de la técnica de los PUAD, solamente se tienen estudios teóricos por parte del ISCYC, como se ha mencionado. Sin embargo, el suelo-cemento, en el área de carreteras, ha sido utilizado para la estabilización de taludes, de bases y sub-bases; mejoramiento de las propiedades del suelo, entre otros usos. Prueba de ello lo constituyen los tramos siguientes: Tramo La Flecha – San Luis La Herradura, que posee 15 Km. de longitud, en el cual se utilizó suelo-cemento como base, estando sometido por más de 40 años a las solicitaciones de carga e intemperismo de forma efectiva. Tramo San Salvador – Santa Ana (ex-estación de peaje), en el cual se utilizó suelo-cemento como base, con un espesor variando entre 20-25 cms, adicionalmente los hombros han sido tratados con suelo-cemento, soportando efectivamente por más de 25 años el tráfico vehicular. Tramo Km. 35 – El Portezuelo (CA-1) que posee una base tratada de suelo-cemento al 9% observándose fisuras en los hombros de la carretera (que no tienen capa superficial asfáltica) las cuales se han mantenido estables durante 25 años, aunque no forman parte del rodaje de los vehículos, si han estado expuestos al intemperismo.³

Entre las experiencias más recientes sobre el uso de suelos y bases estabilizadas con cemento para carreteras se pueden mencionar los tramos siguientes: carretera Santiago Texacuangos – San Miguel Tepezontes – San

²Tomado del artículo “Suelo – Cemento una vía al desarrollo“ por Ing. Juan Cañavera Saavedra, Boletín ICPC, No. 56 Colombia Enero / Marzo de 1992.

³Tomado del artículo “Estabilización con suelo-cemento en carreteras“ por Ing. Enrique E. Melara. Revista ISCYC, Año 4, No. 13, 1999.

Ramón – Cojutepeque, con una longitud aproximada de 35 Km. en el cual se utilizó, en toda su longitud, una base de material pétreo de excelente calidad, estabilizado con cemento; carretera CA-1 – San José Guayabal, con una longitud de 12 kilómetros, este tramo esta formado por una base de suelo-cemento en una proporción de 20:1 en volumen; carretera Sensuntepeque – Villa Victoria, con una longitud aproximada de 11 kilómetros, en la cual se utilizó para toda su longitud una base de material pétreo de excelente calidad, estabilizada con cemento.⁴ Habiéndose construido hasta la fecha más de 385 kilómetros de caminos rurales, utilizándose para ello bases granulares estabilizadas con cemento, suelos mejorados con cemento y suelos estabilizados con cemento, a los cuales se les adicionó una capa de mezcla asfáltica como base de rodadura.

⁴Tomado del artículo “Experiencias recientes en El Salvador sobre el uso de suelos y bases estabilizadas con cemento para carreteras “ por Ing. Enrique E. Melara y otros. Revista ISCYC, Año 6, No. 21, Junio del 2001.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En la actualidad la mayoría de vías rurales de nuestro país no reúnen las condiciones adecuadas de funcionamiento, debido a que en el pasado no se le daba, por parte del estado, la importancia que estas representan desde el punto de vista económico, ya que unen polos de desarrollo industrial, comercial y agrícola.

Entre los problemas más comunes que presentan estas vías se pueden mencionar:

- Dificultad de transitar en época de invierno, debido a un deficiente sistema de evacuación de aguas lluvias, inadecuado funcionamiento de obras de paso y en algunos casos la falta de ellas.
- Incomodidad e inseguridad, por el mal estado de la superficie de rodadura, provocado por el paso de vehículos, carreteras, animales etc., y sin dejar de lado la erosión causada por la lluvia y el viento.
- Inadecuado diseño geométrico y estructural; debido muchas veces a la insuficiente ó inexistente asignación de recursos por parte de las instituciones gubernamentales (Estado, Municipalidades, etc.)

Lo antes expuesto ocasiona el deterioro de los vehículos que transitan por dichos tramos y representa también una dificultad en el crecimiento socio-económico de las comunidades que conectan este tipo de vías y su área de influencia. Estas razones motivan a realizar más estudios dirigidos al mejoramiento de estas vías, y a buscar alternativas de solución que sean técnica y económicamente factibles para que puedan ser aplicadas en nuestro medio. Por lo que se estudiará y analizará el comportamiento de los Pavimentos Unicapa, como posible alternativa de solución al mejoramiento de las vías rurales de El Salvador.

1.3 OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Proponer parámetros para el diseño de Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño (PUAD), mediante el análisis de las propiedades índices y mecánicas de los suelos que serán estudiados; además describir las diferentes fases del proceso constructivo que conlleva a la realización de estos tipos de pavimentos; finalmente determinar la factibilidad técnica y económica de la aplicación, en caminos rurales, del diseño óptimo resultante de los estudios antes mencionados.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Estudiar las propiedades índices y mecánicas de los suelos existentes en el tramo de prueba, para poder clasificarlos y así seleccionar el suelo representativo de dicho tramo.
- Diseñar mezclas de prueba, y determinar la dosificación óptima, a través de ensayos de laboratorio, que cumpla con los requisitos para ser utilizados en la estructuración de este tipo de pavimentos.
- Describir y proponer técnicas para la colocación y acabado de los PUAD durante su proceso constructivo.
- Observar y analizar durante el desarrollo de la investigación, el comportamiento de los PUAD; ante las condiciones ambientales y de tráfico a la que estén expuesto.

1.4 ALCANCES

La investigación esta orientada al desarrollo de un estudio técnico del mejoramiento de los caminos rurales mediante la aplicación de los Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño (PUAD); el cual consiste en el estudio y análisis de un tramo de prueba, ubicado dentro de las instalaciones de la planta El Ronco de CESSA en Metapán. Para lo cual será necesario:

- Clasificar los suelos por medio del establecimiento de las propiedades índices; a través de pruebas de laboratorio como:
 - Análisis granulométrico
 - Límites de consistencia (límites de Atterberg)
 - Gravedad específica.

- Diseñar y elaborar mezclas de suelo-cemento a diferentes proporciones, con el fin de obtener la dosificación óptima que cumpla con los requisitos de resistencia (flexión, compresión, módulo de elasticidad) y durabilidad; para ser aplicado en la construcción de este tipo de pavimento.
- Analizar los resultados, obtenidos de campo y laboratorio para determinar la factibilidad técnica de los PUAD.
- Proponer una alternativa de solución que sea técnica y económicamente factible para el mejoramiento de la capa de rodamiento en caminos de tierra en cuanto a acabado superficial y a resistencia estructural se refiere, orientado específicamente a vías con intensidad de tráfico moderado (en la mayoría de casos caminos rurales).

1.5 LIMITACIONES

- La poca información que se tiene, debido a que no se han desarrollado estudios a cerca de la técnica de los PUAD, y además no se cuenta con experiencias de aplicación de este tipo de pavimentos en nuestro medio.
- Para los estudio de suelos y la obtención de la mezcla óptima que se requieren para la construcción de un pavimento, se necesitan de numerosos ensayos de laboratorio, lo cual involucra tiempo y recursos económicos; por lo tanto se limitará en realizar un número determinado de ensayos que estén acordes con el tiempo disponible para la realización del Trabajo de Graduación; pero que sean los necesarios en cuanto a confiabilidad de estos resultados.
- El análisis del comportamiento con respecto al tiempo que tendrá el Pavimento Unicapa de Alto Desempeño en el tramo de la Planta El Ronco, se limitará al tiempo que dure el Trabajo de Graduación.
- En la investigación no se considerará los estudios sobre el diseño geométrico del tramo de prueba.

1.6 JUSTIFICACIONES

La construcción o mejoramiento de vías rurales, trae consigo un crecimiento socio-económico en el lugar, por tal razón es necesario que dichas vías sean diseñadas, construidas y que además se les brinde un mantenimiento adecuado. En El Salvador se estima que hasta el año 2003, la red vial estaba constituida por 12,600 Kms. de los cuales 2,600 Kms. son vías pavimentadas y 10,000 Kms. no están pavimentadas; esto representa un 20.63% y un 79.37% respectivamente⁵; este valor indica la importancia de dar mayor atención en desarrollar la red de caminos de tierra, cuyas condiciones van de irregulares hasta intransitables.

En el país el Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano (MOPTVDU) ha desarrollado en los últimos dos años, más de 385 Km. de mejoramiento de caminos rurales todo esto dentro del programa “Caminos Rurales Sostenibles”.

Con la implementación de los Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño, se pretende contar con una alternativa técnica y económicamente factible de pavimentación para el mejoramiento de dichas vías ya que esta técnica supone:

- El aprovechamiento de los suelos existentes en el lugar, lo cual genera un menor impacto ambiental al disminuir la explotación de los bancos de préstamo, al mismo tiempo reduce los costos de transporte de los materiales y por lo tanto aumenta los rendimientos, simplificando procedimientos de diseño y construcción.
- La utilización de equipos convencionales de construcción tales como: motoniveladora, tractor, rodillo vibratorio etc.

⁵Fuente: Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano (MOPTVDU).

- Mínimo mantenimiento durante la vida útil, excepto la limpieza del drenaje y además las diferentes obras que componen el camino como por ejemplo: taludes, muros, limpieza de los derechos de vías, etc.
- Y además puede ser considerado como base de excelente soporte para la construcción posterior de pavimentos ya sean de tipo flexibles o rígidos.

Es por ello que se considera importante la investigación de esta técnica de pavimentación, ya que con ésta se pretende realizar los primeros estudios referentes a este tema, debido a que en nuestro medio no se cuenta con suficiente documentación que sustente dicha técnica.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.0 INTRODUCCIÓN

El objetivo principal de este capítulo es presentar los aspectos básicos de los Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño los cuales son la base teórica con la cual se ha desarrollado el estudio de este tipo de pavimento. Conociendo que los PUAD son una mezcla de tres materiales principales: el suelo, el cemento y el agua, la investigación se ha centrado tanto en el análisis de cada uno de estos tres componentes (identificando sus características, propiedades, clasificaciones, etc.) como en el estudio de las características que muestra la combinación de ellos dando como resultado el Pavimento Unicapa.

En primer lugar se hace un breve resumen de la Mecánica de Suelos; a continuación se da una definición del cemento hidráulico, se describe su fabricación, composición y clasificación, así como algunas de sus principales características; así mismo se hace una revisión a las características, requisitos y usos del agua en los PUAD. La siguiente parte de este capítulo esta dedicada a un estudio sobre el Suelo – Cemento (material que esta íntimamente relacionado a los PUAD por estar constituido con los mismos componentes) se mencionan sus propiedades, usos, ventajas y desventajas en la estabilización de bases y sub-bases para pavimentos, se detallan algunas experiencias de la estabilización con suelo – cemento en El Salvador. En la tercera parte, se hace una investigación completa de los Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño: generalidades, concepto, características, diseño de mezclas, parámetros de diseño estructural y método para el cálculo del espesor. Finalmente, se describen paso a paso cada uno de las fases del proceso constructivo, que en general puede ser llevado a cabo.

2.1 SUELO

2.1.1 CONCEPTO

Se define en ingeniería como cualquier material no consolidado compuesto de distintas partículas sólidas con gases o líquidos incluidos, producto de la desintegración mecánica o la descomposición química de rocas preexistentes, estas pueden acumularse o ser transportadas y depositadas en otros sitios⁶.

2.1.2 ORIGEN

Los suelos se originan por la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas madres (sean estas ígneas, metamórficas o sedimentarias), que por el intemperismo, cambian su composición química y mineralógica, así como sus propiedades físicas y mecánicas, en el tiempo.

Entre los agentes físicos que provocan cambios en las rocas figuran la temperatura, el viento, el agua y los glaciales. Algunos agentes químicos principales, que podemos mencionar como causantes de cambios en las rocas son la oxidación, la carbonatación y la hidratación.

2.1.2.1 SUELOS RESIDUALES

Es el producto del intemperismo de las rocas que permanecen en el sitio donde se formó o son productos del ataque de los agentes de intemperismo, pueden quedar en el lugar directamente sobre la roca de la cual se derivan.

⁶Tomado de Sowers, George B. y Sowers, George F., “Introducción a La Mecánica de Suelos y Cimentaciones”, Cuarta Edición, Editorial Limusa, México, 1983.

2.1.2.2 SUELOS TRANSPORTADOS

Cuando los suelos son removidos del lugar de formación por los mismos agentes geológicos y redepositados en otras zonas. Así se generan suelos que sobreyacen sobre otros estratos sin relación directa con ellos.

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

2.1.3 TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS

Por su tamaño los suelos se dividen en:

- a) Gravass
- b) Arenas
- c) Limos
- d) Arcillas
- e) Coloides

2.1.3.1 GRAVAS

Son acumulaciones sueltas de fragmentos de roca que varían en su tamaño entre 2 mm. y 7.62 cm. de diámetro. Si estas son acarreadas por las aguas, tienen forma redondeada. Suele encontrarse en forma suelta en los lechos, en los márgenes y conos de deyección de los ríos, también en depresiones de terrenos rellenados.

2.1.3.2 ARENAS

Están formadas por granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, sus partículas varían entre 0.05 mm y 2 mm de diámetro. El origen y la existencia de las arenas es análoga a la de las gravas: las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. Las arenas

estando limpias no sufren contracciones al secarse, no son plásticas y al aplicárseles carga se comprimen casi instantáneamente.

2.1.3.3 LIMOS

Son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, estos pueden ser inorgánicos como el producido en canteras, o limo orgánico como el que se encuentra en los ríos. El diámetro de las partículas varía entre 0.005 mm y 0.05 mm. Su color varía desde gris claro a muy oscuro, su permeabilidad es muy baja y la compresibilidad es muy alta en los limos orgánicos.

2.1.3.4 ARCILLAS

Son partículas sólidas con diámetro menor a 0.005 mm y 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 es cristalina y complicada, sus átomos están dispuestos en forma laminar. De acuerdo a su arreglo reticular los minerales de arcilla se clasifican así:

1. El Caolínico (del chino Kau – Ling): este procede de la carbonatación de la ortoclasa (feldespato potásico). Están formados por una lámina silícica y una lámina alumínica superpuestas de manera indefinida y con una unión tal que entre sus retículas no permiten la penetración de agua entre ellas; es debido a esto que éstas arcillas sean bastante estables en presencia del agua (Fig. 2.1).

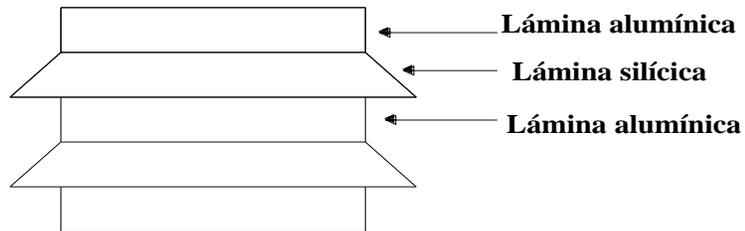


Fig. 2.1: Forma de las láminas del caolinítico

2. El ílítico (debe su nombre a Illinois, EE. UU.): es producto de la hidratación de las micas con un arreglo similar a las montmorilloníticas, pero con una tendencia a formar grumos por la presencia de iones de potasio, esto reduce el área expuesta al agua, razón por la que no son tan expansivas como las arcillas montmorilloníticas (Fig. 2.2).

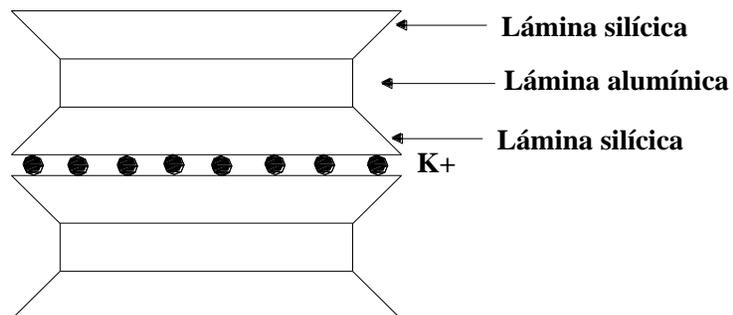


Fig. 2.2: Forma de las láminas del ílítico

3. El Montmorillonítico (del francés Montmorillon): a éste pertenecen las bentonitas, se forman por superposición indefinida de una lámina alumínica entre dos láminas silíceas, pero con una adición débil entre sus retículas, permitiendo el ingreso fácil del agua. Estas arcillas sufren fuerte expansión lo que las hace muy inestable (Fig. 2.3).

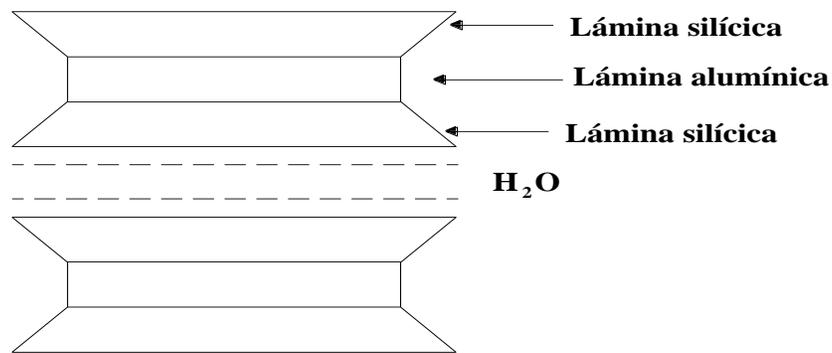


Fig. 2.3: Forma de las láminas del montmorillonítico

2.1.4 FORMA DE LAS PARTÍCULAS

La forma de los granos puede ser de tres clases, granos redondeados, granos laminares o escamosos y granos circulares. Las características significativas de los granos redondeados son dos: la esfericidad y la angulosidad o redondez.

2.1.4.1 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.

$$D_e = \sqrt[3]{\frac{6V}{\pi}}$$

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

$$X = D_e / L$$

Una esfera tiene 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:

$$F = B / H$$

El alargamiento (E), es:

$$E = L / B$$

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

2.1.4.2 ANGULOSIDAD

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

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

Para medir la angulosidad de las partículas se describe cualitativamente en la figura 2.4.

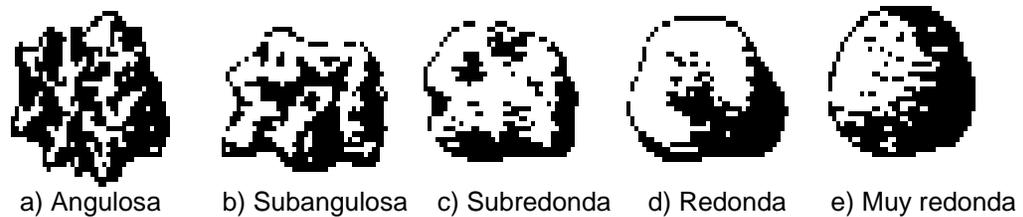


Fig. 2.4: Angulosidad de las partículas.

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 sub-redonda; 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 todo rastro de la forma original.

2.1.5 MINERALOGÍA

Un mineral es una sustancia inorgánica y natural, con una estructura interna característica determinada por un cierto arreglo específico de sus átomos e iones.

Algunos minerales existentes en el suelo son:

- La sílice (dióxido de silicio) es uno de los más importante en la naturaleza y se presenta de dos formas: cristalina (cuarzo) y amorfa (pedernal, silex y calcedonia). Es inerte a la meteorización química e insoluble en agua, ligeramente soluble en un medio básico. Es dura, tenaz, no presenta exfoliación y resiste la meteorización mecánica.

- Los feldespatos, constituidos por polisilicatos de aluminio y potasio, sodio y calcio. Son frágiles con planos de exfoliación pronunciados, se rompen para formar pequeñas partículas prismáticas. Son muy susceptibles a la descomposición química y mecánica, por lo que es raro encontrar fragmentos de feldespato en regiones húmedas.
- Las micas, son silicatos minerales que contienen hierro, magnesio y potasio. Las láminas de mica son blandas y flexibles con una pronunciada exfoliación. La descomposición química es similar a la de los feldespatos, produciendo minerales arcillosos, carbonatos y sílice.
- Minerales ferromagnesianos (incluyen la hornblenda, el olivino y piroxeno). Son silicatos complejos de aluminio que contienen hierro y magnesio; moderadamente duros y resistentes, no tienen exfoliación pronunciada y se rompen mecánicamente en fragmentos de color oscuro. Si se descomponen químicamente forman óxidos de hierro, minerales, arcillas y otros productos de la descomposición de los silicatos.
- Los óxidos e hidróxidos de hierro, se presentan en la naturaleza en diversas formas cristalinas y amorfas y en ambas existen el estado ferroso y el férrico. Puede estar presente en la roca original o ser producto de la meteorización de los minerales que contienen hierro como la biotita o el grupo ferromagnesiano. Al hierro se debe en gran parte la coloración de materiales que varían desde verdosos, de los hierros ferrosos, hasta los rojos brillantes y púrpura de los materiales férricos.

En la siguiente tabla, se presentan los principales minerales de rocas y suelos.

GRUPO MINERAL	VARIEDAD	DUREZA	COLOR	EXFOLIACIÓN	PESO ESPECÍFICO RELATIVO
Sílice	Cuarzo	7	Incoloro – blanco	Ninguna	2.66
	Pedernal	7	Claro		
Feldespato	Moscovita	6	Blanco – Rosado	Angulo recto	2.75 – 3.0
	Biotita	6	Blanco - gris	Angulo recto, superficie estriada	
Mica	Piroxeno: Augita	2 – 2.5	Plateado	Escamosa fina	2.75 – 3.0
	Anfibola: Hornablenda olivino	2.5 – 3.0	Oscuro	Escamosa fina	
Ferromagnesiano	Limonita Magnetita	5 – 6	Negro	Angulo recto	3.1 – 3.6
		5 – 6	Negro	Angulo oblicuo	2.9 – 3.8
		6.5 – 7	Verdoso		3.3
Óxidos de hierro		5 – 6	Rojo, amarillo, negro		5.4

Tabla 2.1: Principales minerales de rocas y suelos

Tomado de Sowers, George B. y Sowers, George F., “Introducción a La Mecánica de Suelos y Cimentaciones”, Cuarta Edición, Editorial Limusa, México, 1983, Pág. 32.

2.1.5.1 MINERALES CONSTITUTIVOS DE LOS SUELOS GRUESOS.

En los suelos formados por partículas gruesas, los minerales predominantes son: silicatos, feldespatos, micas, olivino, serpentina, etc.; óxido cuyos principales componentes son el cuarzo, la limonita, la magnetita y el corindón; carbonatos entre otros la calcita y la dolomita y sulfatos como la anhidrita y el yeso, que son los principales.

2.1.5.2 MINERALES CONSTITUTIVOS DE LAS ARCILLAS.

Numerosos minerales, principalmente silicatos, que se encuentran en las rocas ígneas y metamórficas, por la acción de agentes de descomposición

química, estos llegan a un producto final muy blando que es la arcilla. Las arcillas están constituidas por silicatos de aluminio hidratados, pero pueden contener también silicatos de magnesio, de hierro u otros metales, también hidratados.

2.1.6 COMPOSICIÓN DE LOS SUELOS

Un suelo esta compuesto por tres partes, una parte sólida, otra líquida y otra gaseosa. La parte sólida está formada en su mayoría por partículas minerales del suelo; la parte 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 también pueden estar presentes otros gases (vapores sulfurosos, anhídrido carbónico, etc.).

La figura 2.5, representa un esquema de una muestra de suelo, en el que aparecen sus partes principales.

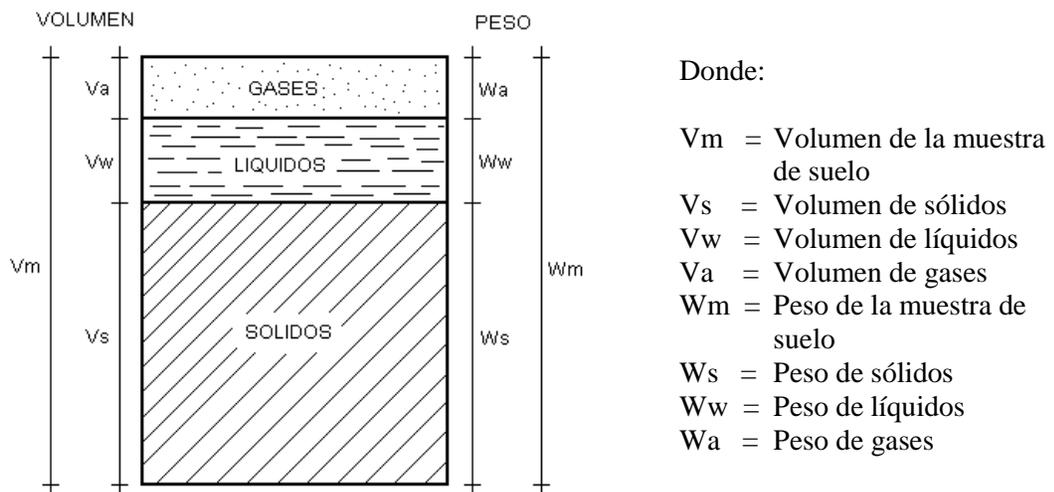


Fig. 2. 5: Composición de los suelos

2.1.7 RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS

Los suelos presentan relaciones importantes entre su peso y 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.

$$e = V_v / V_s$$

Esta relación puede variar de cero ($V_v=0$) a infinito (∞ , valor correspondiente a un espacio vacío)

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

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

Esta relación puede variar de cero (en un suelo, ideal con solo fase sólida) a 100% (espacio vacío)

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

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

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.

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

ω , varía teóricamente de 0 a ∞

- e) Peso específico de los sólidos (γ_s): peso de los sólidos entre el volumen de los sólidos.

$$\gamma_s = W_s / V_s$$

- f) Gravedad específica (S_s): es la relación entre el peso específico del suelo y el peso específico del agua.

$$S_s = \gamma_s / \gamma_w$$

2.1.8 PROPIEDADES DE LOS SUELOS

Las propiedades de los suelos, sean estas físicas o mecánicas, varían con su graduación, su contenido de humedad, su posición vertical con relación a la superficie y su localización geográfica.

Entre las propiedades físicas de los suelos que más interesan, están: variación volumétrica, resistencia mecánica, granulometría, plasticidad, entre otras.

2.1.8.1 VARIACIÓN VOLUMÉTRICA

Muchos suelos se expanden y se contraen debido a los cambios en su contenido de humedad. 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 drenaje, 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.

2.1.8.2 RESISTENCIA MECÁNICA

En los suelos la humedad es muy importante porque determina la capacidad de estos para resistir las cargas y mantener su estructura en

condiciones estables de trabajo hasta ciertas humedades (por ejemplo: limos 10% a 25%; arcillas 20% a 30%), los suelos pueden mantener resistencias aceptables pero cuando hay excesos de humedad se debilitan y pierden la resistencia que se manifiesta en hundimientos, grietas, cuarteamientos, 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 se genere la soltura de las partículas del suelo abundantemente para producir capas de polvo, con lo cual el deterioro superficial llega a ser severo.

2.1.8.3 GRANULOMETRÍA

El análisis granulométrico, se refiere a la determinación de la cantidad de los diversos tamaños (como porcentaje de peso total) de las partículas que constituyen el suelo. Las propiedades físicas y mecánicas de los suelos son función directa de su granulometría y su determinación es fundamental para establecer su comportamiento mecánico, principalmente cuando se somete a cargas directamente.

Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según sus tamaños son los siguientes:

a) Clasificación Internacional

<i>Tamaño en mm</i>				
<i>2.0</i>	<i>0.2</i>	<i>0.02</i>	<i>0.002</i>	<i>0.0002</i>
<i>Arena Gruesa</i>	<i>Arena fina</i>	<i>Limo</i>	<i>Arcilla</i>	<i>Ultra – Arcilla (Coloides)</i>

b) Clasificación del Massachusetts Institute of Technology

Tamaño en mm								
2.0	0.6	0.2	0.06	0.02	0.006	0.002	0.0006	0.0002
<i>Gruesa</i>	<i>Media</i>	<i>Fina</i>	<i>Grueso</i>	<i>Medio</i>	<i>Fino</i>	<i>Gruesa</i>	<i>Media</i>	<i>Fina (coloides)</i>
<i>Arena</i>			<i>Limo</i>			<i>Arcilla</i>		

c) Procedimiento de tamizado por método mecánico según norma ASTM D-422

Es un buen método por el cual se puede representar la composición granulométrica de un suelo; los distintos tamaños de los granos se dibujan en escala logarítmica en las abscisas y los porcentajes en pesos de los granos, más finos que un tamaño determinado, en escala natural en las ordenadas (ver fig. 2.6). A esta gráfica se le conoce como *Curva Granulométrica*, la cual se forma por la línea que une todos los puntos que representan los diferentes tamaños de que está compuesto un suelo. Si la curva es vertical el suelo esta constituido por partículas de un solo tamaño, si la curva es suave o muy tendida se esta en presencia de un suelo bien graduado, o sea, con una gran variedad en los tamaños de las partículas.

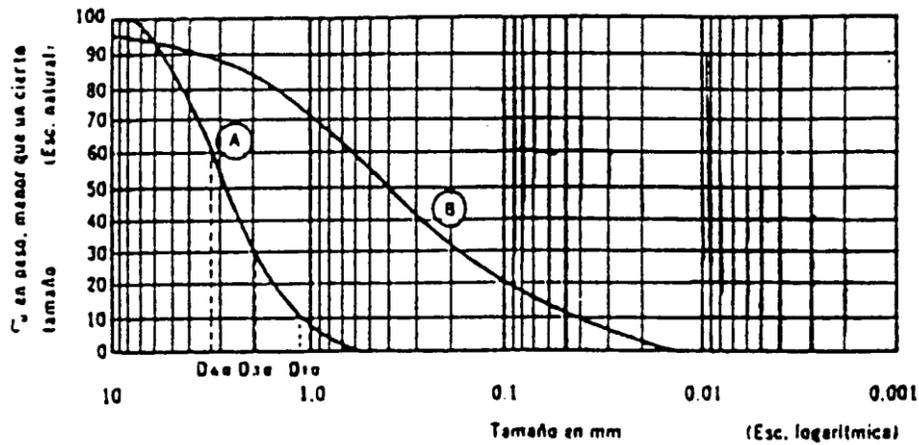
Como medida simple de la uniformidad del suelo Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad:

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

Donde:

D_{60} = es el tamaño de partículas al 60% del porcentaje de peso que pasa.

D_{10} = es el tamaño de partículas al 10% del porcentaje de peso que pasa.



Curvas granulométricas de algunos suelos.

- A) Arena muy uniforme, de Ciudad Cuauhtémoc, México.
- B) Suelo bien graduado, Puebla, México.

Figura 2.6: Curva granulométrica de los suelos

En realidad C_u es un coeficiente de “no uniformidad” pues su valor numérico disminuye cuando la uniformidad aumenta. Suelos con C_u menores de 3 se consideran uniformes.

Otro índice para definir la graduación es el coeficiente de curvatura, el cual se calcula así:

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

D_{30} se define análogamente a D_{10} y D_{60} . En suelos bien graduados este valor oscila entre 1 y 3.

2.1.8.4 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, quien por medio de ellos separa los cuatro estados de consistencia de los suelos cohesivos.

2.1.8.5 LÍMITES DE ATTERBERG

LÍMITE LÍQUIDO (LL)

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

LÍMITE PLÁSTICO (LP)

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

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

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

ÍNDICE DE CONTRACCIÓN

Señala el rango de humedad para el cual el suelo tiene una consistencia semi – sólida y se calcula así: $I_c = LP - LC$

Además de las propiedades físicas de los suelos, es importante conocer las propiedades mecánicas, las cuales son: la permeabilidad, la resistencia al corte y la consolidación.

2.1.8.6 PERMEABILIDAD

Es una propiedad que representa la facilidad que tiene el agua de moverse a través de un medio poroso. El suelo posee vacíos o cavidades que no están aisladas, sino que funcionan como conductos pequeños e irregulares que están interconectados y por los cuales puede fluir el agua de la misma manera que lo hace en otros conductos.

No existe método confiable para poder determinar experimentalmente valores de esta propiedad, solamente se obtienen valores aproximados de la misma. Los métodos utilizados comúnmente se basan en el uso de la Ley de Darcy:

$$v = k i$$

y la cantidad de flujo circulante es:

$$q = k A i$$

Donde:

k = coeficiente de permeabilidad

$i = h / l$ = gradiente hidráulico

h = diferencia de cargas hidráulicas a lo largo de la muestra

l = longitud de la muestra a través de la cual se mide h

q = cantidad de flujo por unidad de tiempo

A = área de la sección transversal de la masa de suelo en consideración

El coeficiente de permeabilidad es una constante (con dimensiones de velocidad) que expresa la facilidad con que el agua atraviesa un suelo. La magnitud del coeficiente de permeabilidad depende de muchos factores pudiéndose mencionar los siguientes:

- a) Viscosidad del agua
- b) Tamaño, forma y área de los conductos
- c) Grado de saturación

2.1.8.7 RESISTENCIA AL CORTE

La resistencia al esfuerzo cortante es la característica principal relacionada con la capacidad de los suelos a soportar cargas sin llegar a la falla. Un esfuerzo aplicado a una superficie plana de un sólido se puede descomponer en dos componentes: una perpendicular (normal) al plano, que se llama esfuerzo normal (σ) y la otra, que actúa en la superficie del plano, que se llama esfuerzo cortante (τ). Se ha demostrado que la falla de un material no es causada por esfuerzos normales que alcancen un cierto máximo o punto de fluencia, o solo por esfuerzos cortantes que alcancen un máximo, sino por la combinación crítica de ambos esfuerzos, el normal y el cortante.

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos depende de un número importante de factores; en los suelos gruesos, los principales son la compacidad, la forma de los granos y la granulometría; en los suelos cohesivos, existen dos enfoques en cuanto a los factores que afectan, el primero consiste en considerar que la resistencia depende esencialmente del esfuerzo efectivo, de la trayectoria de esfuerzo, y de la velocidad de deformación; el segundo expresa el hecho experimental de que la resistencia de un suelo cohesivo que se deforma a volumen constante depende principalmente de su historia previa a

la carga, de la trayectoria de esfuerzos y la velocidad de deformación, siendo el primer factor el más importante.

De lo anterior tenemos que la ley de resistencia se expresa, para el primer enfoque:

$$\tau_f' = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

Donde:

τ_f' = esfuerzo cortante en el plano de falla

σ = esfuerzo normal total sobre el plano considerado

ϕ' = ángulo de fricción aparente en términos de esfuerzo efectivo

c' = cohesión aparente en términos de esfuerzo efectivo

u = presión de poro

considerando el segundo enfoque tenemos:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$$

Donde:

τ_f = esfuerzo cortante en el plano de falla

σ = esfuerzo normal total sobre el plano considerado

ϕ = ángulo de fricción aparente en términos de esfuerzos totales

c = cohesión aparente en términos de esfuerzos totales

En este caso c y ϕ no son propiedades del material, sino que son funciones de sus características, de la historia de la carga previa y de las condiciones de carga y drenaje.

La resistencia al corte de un suelo cohesivo puede, por lo tanto, expresarse en términos de esfuerzos efectivos o totales, ya que ambas expresiones son igualmente válidas, pues en el método de los esfuerzos totales, la influencia de los esfuerzos efectivos aparece implícitamente en los resultados.

2.1.8.8 CONSOLIDACIÓN

Se llama proceso de consolidación a la disminución de volumen que tenga lugar en un lapso de tiempo, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo.

La prueba de consolidación se realiza con el objetivo de obtener información sobre los aspectos siguientes:

1. La magnitud de las deformaciones totales que pueden presentarse bajo distintas cargas.
2. La evolución con el tiempo, de la deformación sufrida por un suelo bajo una carga determinada.

Buscando cumplir con el primer objetivo, es necesario dibujar la curva de compresibilidad (e vs. $\log P$) ver figura 2.7; la cual es posible definir con los datos de presión y de deformación que se obtienen durante la prueba de consolidación.

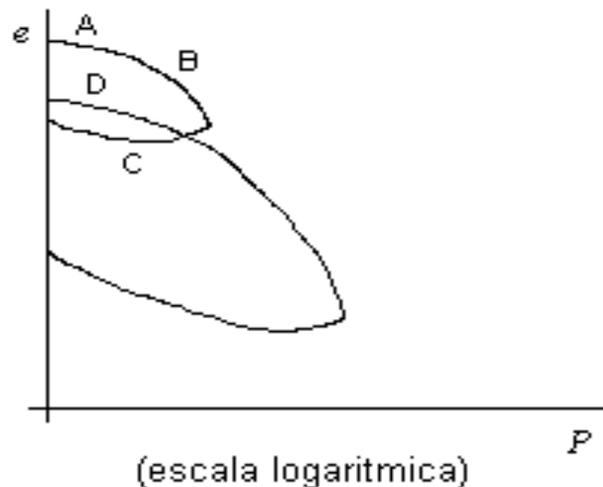


Fig. 2.7: Curva de compresibilidad

Tomado de Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo, "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres", 1ª. Edición, Tomo 1, Editorial Limusa, México 1981, Pág. 46

Dicha curva muestra el comportamiento de los asentamientos que experimenta el suelo para diferentes tramos A, B, C, D, como se observa en la figura 2.7. Los asentamientos generados en cada uno de los tramos de la curva de compresibilidad son de mucha importancia desde el punto de vista ingenieril, debido a que con los valores de asentamientos obtenidos por dicha curva se logra tener un parámetro de comparación acerca de la magnitud de los asentamientos que un suelo pueda desarrollar al verse sometido al peso de una estructura.

Considerando que el segundo objetivo trata de la evolución que tiene la deformación a través del tiempo, se hace necesario auxiliarse de la Teoría de Consolidación de Terzaghi⁷, ya que dicha teoría establece una relación entre el grado de consolidación del estrato y el factor tiempo.

Como resultado de la aplicación de dicha teoría se ha obtenido la curva U (%) vrs. T, ver figura 2.8; donde U (%) representa el grado de consolidación y T, el factor tiempo que involucra todas las variables que afectan el progreso de la consolidación.

⁷Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo, “La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres”, 1ª. Edición Tomo 1, Editorial Limusa, México 1981, Págs. 43 - 56 (Explicación sobre la Teoría de Consolidación Unidimensional de Terzaghi).

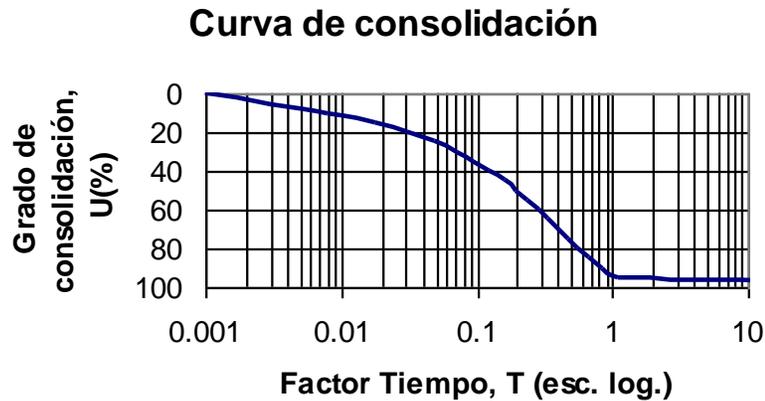


Fig. 2.8 Curva de consolidación

Tomado de Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo, "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres", 1ª. Edición, Tomo 1, Editorial Limusa, México 1981, Pág. 50

2.1.9 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.

Los suelos pueden clasificarse por:

1. CLASIFICACIÓN GEOLÓGICA DE LOS SUELOS

Esta se realiza con respecto a la forma de depositación e historia geológica de un suelo.

2. CLASIFICACIÓN POR EL TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS

Para clasificar el suelo se toma el porcentaje de arena, limo y arcilla sobre la escala del lado correspondiente del triángulo se trazan tres rectas como se muestra en la figura 2.9 y su punto común da la clasificación del suelo.

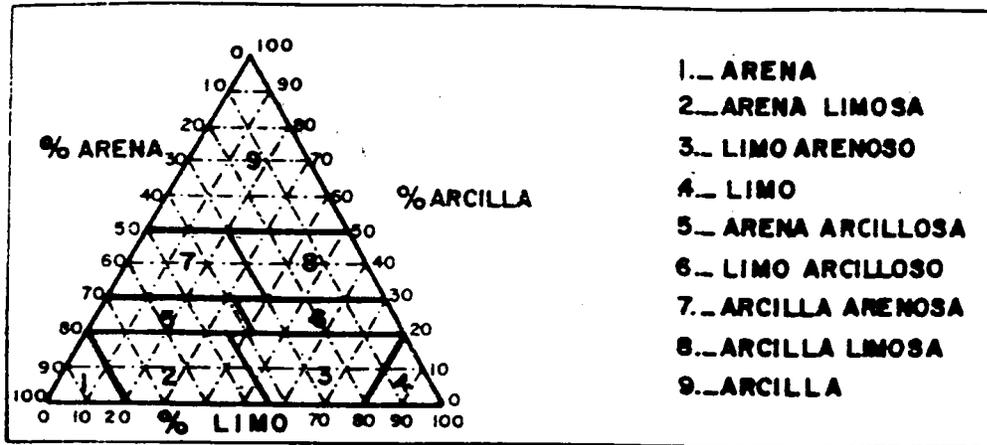


Fig. 2.9: Clasificación de los suelos por su tamaño

De acuerdo con el tamaño de las partículas que forman los suelos, estas pueden tomar los siguientes nombres:

- Guijarros mayores de 3 pulg. (7.5 cms.)
- Grava entre 3 pulg. y el claro de la malla No. 4
- Grava Gruesa de 3 pulg. a $\frac{3}{4}$ pulg. (7.5 cm. a 1.9 cm.)
- Grava Fina de $\frac{3}{4}$ pulg. al claro de la malla No. 4 (1.9 cm. a 4.8 mm.)
- Arena del claro de la malla No 4 al claro de la malla No. 200 (4.8 mm a 0.075 mm)
- Arena Gruesa..... de la malla No. 4 a la malla No. 10 (4.8 mm a 2.0 mm)
- Arena Media..... de la malla No. 10 a la malla No. 40 (2.0 mm a 0.4 mm)
- Arena Fina de la malla No. 40 a la malla No. 200 (0.4 mm a 0.075 mm)
- Finos (limos y arcillas) menor que la malla No. 200 (menor que 0.075 mm)

La clasificación del suelo por el tamaño es la más simple, pero tiene el inconveniente de que su relación con las principales características físicas es indirecta, pues el tamaño es tan solo uno de los diferentes factores del que dependen ciertas propiedades físicas importantes de los suelos.

3. CLASIFICACIÓN AASHTO (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS)

Es uno de los sistemas más antiguos para clasificar los suelos, desde su introducción en 1929 ha sufrido muchas revisiones y modificaciones y se usa ampliamente para evaluar los suelos en la construcción de sub – rasantes de carreteras y terraplenes. La clasificación de la AASHTO clasifica a los suelos basándose en sus propiedades mecánicas principalmente y los divide en siete grupos diferentes, designados desde el *A - 1* hasta el *A - 7*.

El suelo *A - 1*, es un suelo de propiedades óptimas para rasantes y en su orden ascendente de numeración, su comportamiento va decreciendo hasta llegar al suelo *A - 7*, cuya aplicación en carreteras no es recomendable.

De acuerdo al tamaño de las partículas que componen los suelos y algunas propiedades físicas y mecánicas, la AASHTO los ha denominado como sigue:

- *A - 1*; suelos bien graduados de tamaños gruesos y finos, con un débil aglomerante plástico.
- *A - 1 - a*; estos incluyen materiales predominantes de fracciones de rocas o gravas, con o sin buen aglomerante.
- *A - 1 - b*; el material predominante es arena gruesa, con o sin un buen aglomerante.

Algunos suelos del grupo *A - 1* carecen de finos, de manera que se deberá agregar cierta cantidad de finos para formar una sub – base de buena calidad.

- *A - 2*; estos se componen por una amplia porción de materiales granulares que no pueden clasificarse en el grupo *A - 1* por su contenido de finos y plasticidad.
- *A - 2 - 4* y *A - 2 - 5*; estos suelos teniendo materiales granulares incluyen bastantes limos.
- *A - 2 - 6* y *A - 2 - 7*; contienen materiales granulares, pero con bastante arcilla.

Los suelos del grupo *A - 2* son inferiores a los del grupo *A - 1* debido a su menor graduación y menos aglomerantes. En período seco los suelos *A - 2* son muy estables como superficie de rodamiento, pero esto depende de la clase de aglomerante, sin embargo en períodos húmedos se pueden ablandar y en períodos secos se pueden disgregar y formar polvaredas.

- *A - 3*; estos suelos están compuestos de arenas deficientes en aglomerantes, como la arena de las playas. Se encuentran a menudo y son muy inestables, excepto cuando están húmedas. Cuando se encuentran confinados son apropiados como base para cualquier tipo de pavimento.
- *A - 4*; son suelos muy comunes, predominan los limos con ligeros porcentajes de material grueso y pequeñas cantidades de arcilla coloidal firme.

- *A - 5*; estos suelos se encuentran en muy pocas ocasiones, son muy parecidos a los del grupo *A - 4*, excepto porque contienen mica y diatomeas que los vuelven muy elásticos e inestables aún en estado seco, lo que los hace tenaces a la compactación.
- *A - 6*; suelo muy común, predominante de arcilla con poco porcentaje de material grueso en estado plástico; tiene muy buena capacidad de carga cuando se compacta a la máxima densidad posible, pero pierde esa propiedad cuando absorbe humedad; es un suelo compresible y no debe compactarse a humedades por debajo de la óptima.
- *A - 7*; estos suelos están compuestos principalmente de arcilla como son los del grupo *A - 6*, pero se diferencia de estos por la presencia de partículas uniformes de limo, materia orgánica y mica, lo que los hace muy elásticos.
- *A - 7 - 5*; estos suelos del grupo *A - 7* tienen índices de plasticidad moderados en relación con los límites líquidos y pueden ser elásticos y expansivos.
- *A - 7 - 6*; son suelos expansivos con altos índices de plasticidad en relación a los límites líquidos.

4. SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)

Es el más utilizado entre todos los diversos sistemas de clasificación. Este sistema fue desarrollado por el Dr. Arturo Casagrande, poco después de la Segunda Guerra Mundial, como una modificación y adaptación más general a un sistema de clasificación propuesto en 1942 para aeropuertos. El “Bureau of Reclamation”, ayudó a darlo a conocer internacionalmente.

Los suelos se dividen primeramente en dos clases de granos: gruesos y finos. Los suelos de granos gruesos tienen más del 50% en peso de granos más gruesos que 0.075 mm (tamiz No. 200).

Los suelos de grano fino tienen más del 50% en peso, de granos más finos que 0.075 mm (tamiz No. 200), estos además se dividen en 3 grupos: Arcillas (C), Limos y arcillas limosas (M) y limos y arcillas orgánicas (O). Los símbolos H y L denotan alto o bajo potencial de compresibilidad en los suelos limosos y orgánicos, y en el caso de las arcillas, denotan alta o baja plasticidad.

La gráfica de plasticidad de Casagrande es la base para dividir los suelos de grano fino; así como una buena ayuda para comparar los diferentes tipos de suelo (Fig. 2.10).

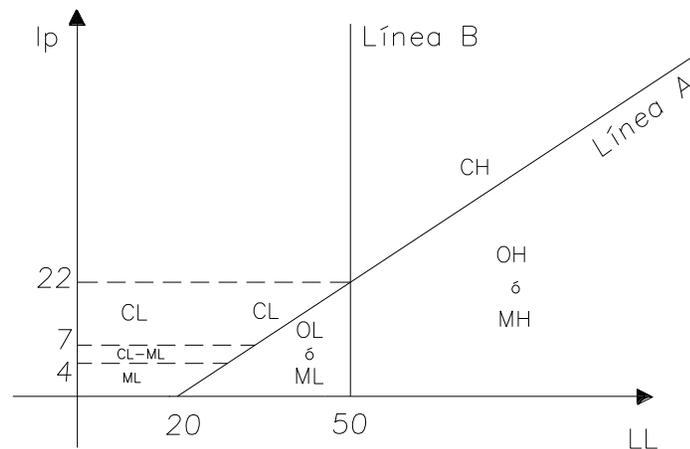
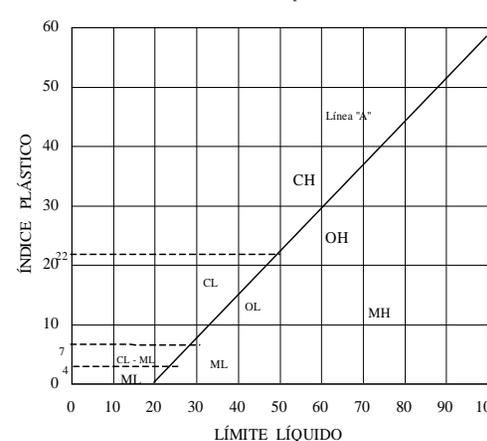


Fig. 2.10: Carta de plasticidad, tal como se utiliza actualmente.

Clasificación 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
Porcentaje del Material que pasa el tamiz:											
No. 10	50 max										
No. 40	30 max	50 max	51 min								
No. 200	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min.	36 min.
Características de la fracción que pasa el tamiz No. 40											
Limite líquido, LL				40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	31 min.
Limite plástico, LP	6 max		NP	10	10	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min.
Índice de grupo	0		0	0		4 max		8 max	12 max	16 may	20 may

Tabla 2.2: Sistema de clasificación de suelos AASHTO.

Fuente: "Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil" Joseph E. Bowles.

DIVISIÓN MAYOR		Símbolo	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO			
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla No. 200 +	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla No. 4. (PARA CLASIFICACIÓN VISUAL PUEDE USARSE 1/2 CM. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA No. 4)	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos.	DETERMÍNENSE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA, DEPENDIENDO DEL PORCENTAJE DE FINOS (fracción que pasa por la malla No. 200) LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUE: Menos del 5%: GW, GP, SW, SP; Más de 12%: GM, GC, SM, SC. 5% al 12%: Casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.**			
			GP		Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos.		
		GM	d		Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y limo.	Coeficiente de uniformidad Cu: mayor de 4, Coeficiente de curvatura Cc: entre 1 y 3. $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$	
			u		Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla.	NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACION PARA GW.	
		GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla.		Límites de Atterberg abajo de la "línea A" o I.P. Menor que 4.	Arriba de la "línea A" y con I.P. Entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.	
		SW	SP		Arenas bien graduadas, arenas con gravas, con poco o nada de finos.	Límites de Atterberg arriba de la "línea A" con I.P. mayor que 7.	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ mayor de 6, $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ entre 1 y 3
			SC		Arenas mal graduadas, arenas con gravas, con poco o nada de finos.	No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW.	
		SM	d		Arenas limosas, mezclas de arenas y limos.	Límites de Atterberg abajo de la "línea A" y con I.P. Menor que 4.	Arriba de la "línea A" y con I.P. Entre 4 y 7 son casos de frontera que requiere el uso de símbolos dobles.
			u		Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.	Límites de Atterberg arriba de la "línea A" con I.P. mayor que 7.	
		SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa por la malla número 200 +	LIMOS Y ARCILLAS Límite-Líquido menor de 50		ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.	EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS G = grava, M = limo; O = suelos orgánicos; W = bien graduados, S = arenas; C = arcilla; Pt = turbo; P = mal graduados; L = baja compresibilidad; H = alta compresibilidad.
CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.			CARTA DE PLASTICIDAD Para la Clasificación de Suelos de partículas Finas en el Lab. 			
OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad						
MH	CH				Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.		
	OH				Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.		
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS	Pt				Turbas y otros suelos altamente orgánicos.		

** Clasificación de frontera - Los suelos que poseen las características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos, por ejemplo GW-GC, mezcla de arena y grava bien graduada con cementante arcilloso.

+ Todos los tamaños de las mallas en esta carta son los U.S. Standard.

* La división de los grupos GM y SM en subdivisiones d. y u. son para caminos y aeropuertos únicamente, la subdivisión está basada en los límites de Atterberg. El sufijo d se usa cuando el L.L. es de 28 o menos y el I.P. es de 6 o menos. El sufijo u es usado cuando el L.L. es mayor que 28

Tabla 2.3: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

Tomado de Crespo Villalaz, Carlos "Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Cuarta Edición, Editorial Limusa, México, 1991, Pág. 89.

Las equivalencias entre el sistema de clasificación AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), son los siguientes:

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 y Pt

Tabla 2.4: Equivalencias entre el sistema de clasificación de la AASHTO y el SUCS

2.2 EL CEMENTO

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.

2.2.1 COMPOSICIÓN QUÍMICA DEL CEMENTO

Se puede decir que la composición química de un clínker Pórtland de cemento se define convenientemente mediante la identificación de cuatro compuestos principales, cuyas variaciones relativas determinan los diferentes tipos de cemento Pórtland. Durante la calcinación del clínker de cemento Pórtland, el óxido de Calcio se combina con los componentes ácidos de la materia prima para formar cuatro compuestos fundamentales que constituyen el 90% del peso del cemento. También se encuentran yeso y otros materiales, los cuatro compuestos principales son:

<i>COMPUESTO</i>	<i>FORMULA DEL ÓXIDO</i>	<i>NOTACIÓN ABREVIADA</i>
<i>Silicato tricálcico</i>	$3CaO SiO_2$	C_3S
<i>Silicato dicálcico</i>	$2CaO SiO_2$	C_2S
<i>Aluminato tricálcico</i>	$3CaO Al_2O_3$	C_3A
<i>Alumino ferrito tetracálcico</i>	$4CaO Al_2O_3 Fe_2O_3$	C_4AF

En términos generales son los silicatos de calcio (C_3S y C_2S) los compuestos más deseables, porque al hidratarse forman los silicatos hidratados de calcio (S-H-C) que son los responsables de la resistencia mecánica y otras propiedades. En presencia del agua los cuatro componentes se hidratan para formar nuevos componentes que constituyen la infraestructura de la pasta de cemento endurecida. Los silicatos de C_3S y C_2S , que constituyen el 75% del peso del cemento se hidratan para formar los compuestos de hidróxido de calcio e hidrato de silicato de calcio.

El **silicato tricálcico** (C_3S), se hidrata y endurece rápidamente y es el responsable en gran medida del fraguado inicial y de la resistencia temprana.

El **silicato dicálcico** (C_2S), se hidrata y endurece lentamente y contribuye en gran parte al incremento de resistencia a edades mayores de una semana.

El **aluminato tricálcico** (C_3A), libera una gran cantidad de calor durante los primeros días de hidratación y endurecimiento. También contribuye al desarrollo de la resistencia temprana. El yeso que se agrega a la molienda durante la molienda final, retrasa la velocidad de hidratación del C_3A . Sin el yeso, un cemento que contuviera C_3A fraguaría rápidamente.

El **aluminoferrito tetracálcico** (C_4AF), reduce la temperatura de formación del clínker, ayudando por tanto a la manufactura del cemento. Se hidrata con cierta rapidez, pero contribuye mínimamente a la resistencia. La mayoría de efectos de calor se debe al C_4AF y a sus hidratos.

2.2.2 FABRICACIÓN DEL CEMENTO PÓRTLAND

El cemento Pórtland se produce al pulverizar el clínker, que consiste principalmente de silicatos hidráulicos de calcio junto con algunos aluminatos de calcio y aluminoferritos de calcio y normalmente contiene una o más formas de sulfato de calcio (yeso), como adición en la molienda.

Las materias primas seleccionadas se trituran, muelen y dosifican de tal manera que la mezcla tenga la composición química deseada. Las materias primas son generalmente: una mezcla de material calcáreo (óxido de calcio), como la caliza, marga, creta o coquilla, y un material arcilloso (sílice y alúmina) como la pizarra, esquisto o escoria de alto horno. Se utiliza un proceso seco o

húmedo. En el proceso seco, la molienda y el mezclado se realizan con materiales secos. En el proceso húmedo, las operaciones de molienda y mezclado se efectúan con los materiales en forma de lechada. En otros aspectos, los procesos seco y húmedo son muy similares.

La materia prima procesada, ya sea en forma de polvo o de lodo, se introduce en hornos rotatorios donde se calcina a temperaturas del orden de 1400 °C, hasta alcanzar un estado de fusión para producir las reacciones químicas requeridas y el material se subdivide y aglutine en fragmentos no mayores a 6 cm. (2.5") y no menores a 1.2 cm. (0.5") de diámetro cuya forma se regulariza por efecto de la rotación del horno. A este material fragmentado, resultante de la calcinación (en forma de pequeñas piedras redondeadas color gris oscuro) se le denomina clínker Pórtland.

Una vez frío, el clínker se muele conjuntamente con una reducida proporción de yeso, que tienen la función de regular el tiempo de fraguado, y con ello se obtiene el polvo fino de color gris que se conoce como cemento Pórtland simple. Además durante la molienda el clínker puede mezclarse con una escoria o un material puzolánico para producir un cemento Pórtland - escoria o Pórtland - Puzolana, o bien puede molerse con determinados materiales de carácter sulfo - calcio - aluminoso para obtener los denominados cementos expansivos.

2.2.3 CLASIFICACIÓN DE LOS CEMENTOS

- **CEMENTOS PÓRTLAND**

Los cementos Pórtland están especificados en la norma ASTM C-150, clasificados en cinco tipos diferentes:

<i>TIPO</i>	<i>CARACTERÍSTICA</i>
<i>I</i>	<i>Uso general</i>
<i>II</i>	<i>Moderada resistencia a los sulfatos o moderado calor de hidratación</i>
<i>III</i>	<i>Alta resistencia inicial (resistencia a la compresión)</i>
<i>IV</i>	<i>Bajo calor de hidratación</i>
<i>V</i>	<i>Alta resistencia a los sulfatos</i>

- **CEMENTOS CON ADICIONES ACTIVAS (NORMA ASTM C-595)**

<i>TIPO</i>	<i>CARACTERÍSTICA</i>
<i>I (PM)</i>	<i>Cemento Pórtland modificado con Puzolana</i>
<i>IP</i>	<i>Cemento Pórtland puzolánico</i>
<i>P</i>	<i>Cemento Puzolánico</i>
<i>I (SM)</i>	<i>Cemento Pórtland modificado con escoria</i>
<i>IS</i>	<i>Cemento Pórtland siderúrgico</i>
<i>S</i>	<i>Cemento siderúrgico</i>
<i>IP (MS)</i>	<i>Cemento Pórtland puzolánico con moderada resistencia a los sulfatos</i>
<i>IS (MS)</i>	<i>Cemento Pórtland siderúrgico con moderada resistencia a los sulfatos</i>

- **CEMENTO POR DESEMPEÑO CON ADICIONES ACTIVAS (NORMA ASTM C-1157)**

<i>TIPO</i>	<i>CARACTERÍSTICA</i>
<i>GU</i>	<i>De uso general en la construcción</i>
<i>HE</i>	<i>De alta resistencia inicial</i>
<i>MS</i>	<i>De moderado calor de hidratación</i>
<i>LH</i>	<i>De bajo calor de hidratación</i>
	<i>Opción “R” de baja reactividad con agregados álcalis – reactivos</i>

- **CEMENTOS DE MAMPOSTERÍA (NORMA ASTM C-91)**

Con el objeto de cubrir el amplio campo de la construcción y para aquellos casos en que las resistencias mecánicas no son el factor principal, se producen los cementos para albañilería. Las características predominantes que deben reunir estos cementos son: plasticidad, trabajabilidad y adherencia.

<i>TIPO</i>	<i>CARACTERÍSTICA</i>
<i>N</i>	<i>Para preparar mortero tipo N según norma ASTM C-270</i>
<i>S</i>	<i>Para preparar mortero tipo S según norma ASTM C-270</i>
<i>M</i>	<i>Para preparar mortero tipo M según norma ASTM C-270</i>

2.2.4 TIPOS DE CEMENTO

- **CEMENTOS PÓRTLAND**

Son cementos que se obtienen por molturación conjunta de su clínker y de la cantidad adecuada del regulador de fraguado.

- **CEMENTOS PÓRTLAND CON ADICIONES HIDRÁULICAMENTE ACTIVAS**

Son los cementos que se obtienen por la molturación conjunta de clínker de cemento Pórtland y regulador del fraguado, en proporción igual o superior al 80% en peso, y escoria siderúrgica, puzolana o ambas en proporción igual o menor al 20% en peso.

- **CEMENTOS SIDERÚRGICOS**

Son los cementos que se obtienen por la molienda conjunta de clínker de cemento Pórtland y regulador del fraguado, en proporción superior al 20% e

inferior al 80% en peso y escoria siderúrgica en proporción superior al 20% e inferior al 80% en peso.

- **CEMENTOS PUZOLÁNICOS**

Son los cementos que se obtienen por la molturación conjunta de clínker de cemento Pórtland y regulador del fraguado, en proporción inferior al 80% en peso y puzolana en proporción superior al 20% en peso.

- **CEMENTOS ALUMINOSOS**

Son los cementos que se obtienen por la molienda de un clínker muy rico en aluminio.

- **CEMENTOS DE MAMPOSTERÍA**

Son los cementos que se obtienen por la molienda de clínker de cemento Pórtland y regulador de fraguado con o sin adiciones hidráulicamente activas en proporción igual o superior al 60% en peso; y materiales plastificantes, tales como caliza o cal hidratada y otros materiales que mejoren una o más propiedades tales como la trabajabilidad, la retención de agua y el contenido de aire del mortero.

- **CEMENTOS BLANCOS**

Son cementos que, perteneciendo a los tipos de Pórtland o compuesto, presentan como propiedad adicional la de la blancura que, determinada por la medida de su reflectancia luminosa direccional, no será menos del 70% del valor que corresponde al óxido magnésico en polvo calidad reactivo para análisis. Su característica principal radica en la ausencia de óxido férrico y otros minerales minoritarios con poder colorante.

2.2.5 PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE LOS CEMENTOS

a) Finura

La finura del cemento estará definida por el tamaño de la partícula del material; esta propiedad se mide por medio de:

- Ensayo de turbidímetro de Wagner (ASTM C-115)
- Ensayo Blaine de permeabilidad al aire (ASTM C-204)
- Material retenido en tamiz No. 325 (45 micras) (ASTM C-430)

Aproximadamente del 85% al 95% de las partículas de cemento son menores de 45 micras.

b) Hidratación

La hidratación es la reacción química que presenta el cemento al ponerse en contacto con el agua. Cada partícula de cemento forma un aumento sobre su superficie, misma que gradualmente se expande hasta enlazarse con el aumento de otras partículas de cemento o hasta adherirse a las sustancias adyacentes. La hidratación prosigue mientras se disponga de espacio para los productos de hidratación y se tenga condiciones favorables de humedad y temperatura. A medida que la hidratación continua, el cemento se rigidiza hasta volverse duro y resistente a los efectos de compresión.

c) Fraguado y endurecimiento

Los productos formados por la hidratación constituyen un gel formando inicialmente una pasta más o menos fluida o plástica, el fraguado se da en dos fases:

- Fraguado Inicial: Cuando la masa empieza a perder plasticidad, incluso se nota cierta consolidación.
- Fraguado Final: Cuando “por sí” y sin que se someta la pasta a presiones o cargas, estas conserva su forma.

2.3 EL AGUA

El agua es el tercer componente de los PUAD, aunque en menor proporción que los dos anteriores, no es menos importante. Ya que el agua para elaborar mezclas de PUAD debe tener una buena reacción con el cemento, los requisitos de calidad de esta serán los mismos que la del agua utilizada para producir concreto.

Casi cualquier agua natural que tenga características de un agua potable y que no tenga un sabor u olor pronunciado, se podrá utilizar para producir PUAD, sin embargo, algunas aguas no potables pueden ser adecuadas.

En relación con su empleo en los PUAD, el agua puede tener dos diferentes aplicaciones: como ingrediente en la elaboración de las mezclas y como medio de curado de las estructuras recién construidas. En el primer caso es de uso interno como agua de mezclado, y en el segundo se emplea exteriormente cuando los PUAD se curan con agua.

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 termino a los requisitos que debe cumplir el agua para elaborar el 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, para evitar que se subestime esta segunda aplicación y se emplee agua de curado con características inadecuadas.

Una practica bastante común consiste en utilizar el agua potable para fabricar concreto, sin ninguna verificación previa, suponiendo que toda agua que es potable es también apropiada para elaborar concreto; sin embargo, hay

ocasiones en que esta presunción no se cumple, porque hay agua con adiciones de pequeñas cantidades de azúcares, que no afectan su potabilidad pero pueden hacerlas inadecuadas para la fabricación de concreto⁸. En todo caso la consideración contraria, pudiera ser mas conveniente, es decir, que el agua para la elaboración de los PUAD no necesariamente requiere ser potable, aunque se debe satisfacer determinados requisitos mínimos de calidad.

2.3.1 REQUISITOS DE CALIDAD

Los requisitos de calidad del agua de mezclado para los PUAD no tienen ninguna relación con el aspecto bacteriológico (como es el caso de las aguas potables), sino que básicamente se refieren a sus características físico – químicas y a sus efectos sobre el comportamiento y las propiedades de los PUAD; pero si, las impurezas excesivas en el agua no solo pueden afectar el tiempo de fraguado y la resistencia de los PUAD, sino también pueden ser causa de eflorescencia, manchado, inestabilidad volumétrica y una menor durabilidad. Por consiguiente se pueden fijar límites opcionales, en el contenido de cloruros, sulfatos, álcalis y sólidos en el agua o se pueden desarrollar ensayos adecuados para determinar el efecto que ciertas impurezas provoquen sobre estas propiedades. Algunas impurezas pueden tener un efecto mínimo sobre la resistencia y el tiempo de fraguado, pero pueden afectar de manera adversa a la durabilidad y a algunas otras propiedades.

El agua que tiene 2,000 partes por millón (ppm) de sólidos disueltos totales, generalmente puede ser utilizada de manera satisfactoria para elaborar los PUAD, 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.

⁸Tomado de Mc Coy, W. J. “Mixing and Curing Water for Concrete” ASTM STP 169 b, Chapter 43

2.3.2 AGUA PARA CURADO

En términos generales se puede decir que el agua que se utiliza para hacer mezclas de PUAD es óptima para ejecutar el curado del mismo, esto quiere decir que para realizar el curado, también presenta buenas características el agua potable o con límites tolerables de impurezas.

2.4 SUELO – CEMENTO

2.4.1 GENERALIDADES

La idea de estabilizar el suelo con cemento es relativamente antigua, se remonta su utilización al año de 1917, desde entonces se empleó con modestos resultados, siendo hasta el año de 1932 que el Departamento de Caminos Estatales de Carolina del Sur en Estados Unidos de América, desarrolló estudios más serios y completos, motivando un mayor interés en su uso. A todo esto siguió una serie de investigaciones en diversos países, tales como Alemania, Argentina, y el valioso aporte de Inglaterra, entre otros, desde mediados del siglo pasado, desarrollando la tecnología moderna del suelo - cemento. Actualmente muchos países han adoptado esta técnica realizando análisis acordes con el tipo de suelo de cada lugar, desarrollando amplios programas para su empleo no solo en la construcción de caminos, sino también para viviendas de bajo costo.

La principal promotora del suelo – cemento es la Pórtland Cement Association (PCA), en Estados Unidos de América, cuyas publicaciones han hecho que ésta técnica sea conocida mundialmente, y se valore como una alternativa confiable y eficiente para la estabilización de suelos.

2.4.2 DEFINICIÓN

El suelo – cemento es la mezcla de suelo pulverizado, cemento y agua, la cual debidamente compactada ofrece excelentes propiedades mecánicas de durabilidad y resistencia, ante los agentes ambientales. El contenido de cemento varía de acuerdo con las características del suelo, pero comúnmente está entre el 5 al 10% en peso.

2.4.3 PROPIEDADES DEL SUELO – CEMENTO

2.4.3.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

RESISTENCIA MECÁNICA: Es la aptitud que debe tener el suelo-cemento para soportar los esfuerzos derivados de las diversas condiciones de carga a los que puede estar sometido; esta se deduce en razón de la magnitud del esfuerzo que produce la falla de una probeta sometida a un ensayo de compresión. El ensayo de compresión es la prueba más sencilla, rápida y de resultados más confiables, por que se efectúa sobre especímenes que siguen una serie de rigurosas especificaciones (elaboración, compactación, curado, etc.).

Para un mismo tipo de suelo, la resistencia a la compresión aumenta con el contenido de cemento según la edad. La resistencia a la compresión del suelo – cemento llega a ser mayor en los suelos gruesos que en los finos. La prueba de la resistencia a la compresión, se usa para investigar la razón de endurecimiento y saber si el suelo está reaccionando normalmente con el cemento.

La influencia del cemento, en la generación de resistencia en el suelo-cemento, puede ser analizado desde dos puntos de vista: la influencia del

cemento mostrada como un incremento del esfuerzo a medida que aumenta la edad y por un incremento en el esfuerzo al aumentar el contenido de cemento.

A cerca de los valores que se alcanza en los resultados de ensayos realizados en muestras saturadas a los 28 días, la Portland Cement Association, reporta valores promedios que varían entre 30 a 65 Kg/cm², para el diseño de pavimentos; en cambio en Inglaterra y Alemania, donde en general se diseña para obtener mayores resistencias, los valores que se obtienen son más altos, casi similares a los de los concretos pobres, alcanzándose resistencias de hasta 150 Kg./cm², a los 28 días.

La resistencia a la compresión varía principalmente con:

- El contenido y tipo de cemento usado;
- La eficiencia lograda en el mezclado del cemento con el suelo;
- Las características y efectividad de los aditivos usados;
- El tipo y cantidad de materia orgánica, sales y materiales deletéreos existentes en el suelo;
- La cantidad y calidad del agua usada;
- El tiempo transcurrido después de realizado el humedecimiento, mezclado y compactado de los especímenes;
- El grado de compactación alcanzado;
- La duración y forma de hacer el curado;
- Las prevenciones tomadas para disminuir el agrietamiento;
- En mayor medida el tipo de suelo usado.

El esfuerzo a compresión de especímenes de suelo – cemento a los 28 días es entre 1.67 y 2 veces mayor que el esfuerzo a los 7 días, dicha resistencia del suelo – cemento sigue creciendo después de los 28 días,

llegándose a alcanzar a los 90 días de 1.4 a 2.6 veces mayor que la de los 28 días, y con los años llega a ser de 2.5 a 5 veces mayor que la de los 28 días.

En general se puede observar que el desarrollo de la resistencia depende, entre otras cosas, del contenido, de la calidad y clase del cemento, tipo de suelo, de la energía de compactación y del curado (temperatura, humedad, etc.). El ensayo consiste en someter los especímenes al cabo de un cierto tiempo de haber sido fabricados a una carga creciente que produzca esfuerzos de compresión en toda el área transversal de la probeta hasta alcanzar el máximo que pueda soportar el espécimen, conocido éste como esfuerzo máximo de ruptura (f_c').

Las muestras elaboradas deben curarse y romperse bajo condiciones normalizadas, para darle credibilidad a los resultados obtenidos. La norma a utilizarse para el ensayo es ASTM D-1633. Algunas limitaciones especiales del ensayo de compresión son:

- La dificultad de aplicar una carga verdaderamente concéntrica y axial
- La expansión lateral de la probeta
- Las áreas seccionales de las probetas son relativamente mayores.

La resistencia a la compresión, promedio de tres especímenes a los 28 días debe ser superior a 3.0 Mpa (30.6 Kg/cm^2).

2.4.3.2 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

Sí las fuerzas actuantes sobre un elemento provocan esfuerzos de compresión en parte de su sección transversal y tensión sobre la parte restante, se dice que este elemento esta sometido a flexión.

El ensayo a flexión puede servir como una medida directa, para evaluar el comportamiento de un elemento bajo cargas flexionantes, particularmente para determinar la resistencia y rigidez a la flexión. La resistencia a flexión puede determinarse por los siguientes métodos: vigas simplemente apoyada con carga al centro, ó con cargas al tercio medio del claro (ASTM D-1635), y de forma indirecta se puede determinar por “la prueba Brasileña”.

Se ha observado que la resistencia a la flexión (RF), varía directamente con la resistencia a la compresión (RC). La relación entre RF/RC, varía entre 1:5 a 1:10 (Resistencia a la flexión entre resistencia a la compresión); aunque se reportan algunos valores menores. Este orden de magnitud de la relación nos muestra que es bastante conveniente para su uso en carreteras, ya que la rigidez que puede obtener el suelo cemento prácticamente asegura que inicialmente se formará el efecto de “losa”, entre zonas agrietadas profundamente, es decir, una buena capacidad de distribuir las cargas a las capas inferiores.

La relación que existe entre el módulo de ruptura y la resistencia a la compresión del suelo cemento varía de 0.18 a 0.45 por lo que es mayor que la del concreto normal (0.10 a 0.15). La relación de 0.18 corresponde a un suelo cemento de alta resistencia a la compresión y la de 0.45 a la de baja resistencia. El módulo de ruptura a los 28 días es de 1.1 a 2 veces más al que se obtiene a los 7 días, y a los 90 días es de 1.5 a 2.7 veces más al de los 7 días, se proponen módulos de ruptura que fluctúan entre 3.5 y 17.5 Kg/cm².

2.4.3.3 RESISTENCIA A LA TENSION

La resistencia a la tensión es una propiedad importante para verificar el comportamiento en el suelo-cemento; ya que da un parámetro de la capacidad de corte y de la compresión de la estructura de suelo-cemento.

El método indirecto de la prueba de tensión en forma de separación longitudinal, es conocido como “La Prueba Brasileña”. En dicha prueba se usan generalmente cilindros de 6 x 12 pulgadas, en la cual se carga a compresión a lo largo de dos líneas axiales con una separación de 180°, se usan tiras delgadas de madera (triplay o corcho), de 1/8 de pulgada, a lo largo de la línea de carga.

2.4.3.4 MÓDULO DE ELASTICIDAD

Es la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria dentro del intervalo elástico de una curva esfuerzo-deformación unitaria. El Módulo de Elasticidad es muy variable y depende del tipo de suelo y de la cantidad de cemento principalmente. En general, este módulo es bajo comparado con el del concreto y muy alto si se le compara con el del suelo natural.

El término Módulo de Elasticidad de Young, puede aplicarse solo estrictamente en la parte recta de la curva de esfuerzo-deformación, o bien si no existiera parte recta podría determinarse mediante la tangente a la curva en el origen, llamado como módulo tangencial inicial, pero este dato representa poca importancia práctica.

La magnitud de las deformaciones unitarias observadas y la curvatura de la gráfica esfuerzo-deformación unitaria depende, al menos en parte de la velocidad de aplicación de la carga, cuando el esfuerzo se aplica con rapidez extrema en menos de 0.01 seg. las deformaciones unitarias se reducen mucho y la inflexión de la curva esfuerzo-deformación unitaria llega a ser muy pequeña. Al incrementar el tiempo de carga desde 5 seg. a 2 minutos, puede aumentar la deformación en un 15%.

Los Módulos de Elasticidad del suelo-cemento son medios; para un suelo cemento granular muy bueno es de 70,000 Kg/cm² a los 28 días, y de 40,000 Kg/cm² para suelos granulares mezclados con finos. La PCA, da valores que fluctúan entre 35,000 y 140,000 Kg/cm² a los 28 días. Felt y Abrahams⁹ dan valores comprendidos entre 56,000 y 154,000 Kg/cm² para suelos arenosos y de 42,000 a 56,000 para suelos limo arcillosos. En Francia es común utilizar valores que oscilan entre 40,000 y 180,000 Kg/cm² para arenas tratadas.

2.4.3.5 CAPACIDAD DE SOPORTE

Esta propiedad de los suelos se conoce como el Valor Relativo de Soporte (VRS), en los Estados Unidos de América es conocido como CBR (California Bearing Ratio), este método fue ideado por la Dirección de Carreteras de California, para evaluar las posibilidades de sustentación de un cimiento con el objeto de calcular el espesor de un pavimento. Frecuentemente es utilizado para el diseño de espesores de bases de suelo-cemento, a partir del Valor Relativo de Soporte de la sub - rasante. Sin embargo es de mucha importancia conocer esta propiedad en el suelo-cemento, por que determina con mayor aproximación la calidad de éste, que el ensayo de resistencia a la compresión no confinada.

Otra manera de determinar la capacidad de soporte de un suelo, es mediante el módulo de reacción del suelo (K), que se utiliza para diseñar espesores de pavimentos. Al igual que el Valor Relativo de Soporte (VRS), el módulo de reacción del suelo-cemento, califica la calidad de éste. Existe una correlación definida entre los tipos de suelos y los valores del VRS, y los de (K), como la mostrada en la tabla 2.5. El cemento mejora en gran medida estas propiedades del suelo de tal forma que una base de suelo-cemento de 15 cms.

⁹Tomado de De la Fuente Lavalle, Eduardo. "Suelo-cemento. Usos, Propiedades y Aplicaciones" IMCYC, 1995 Pág. 36.

Clasificación AASHTO	Descripción	Clasificación SUCS	Densidad Seca (lb/ft ³)	CBR (%)	Valor de K (psi/pul)
SUELOS DE GRANO GRUESO					
A - 1 - a, Bien graduada	Grava	GW	125 - 140	60 - 80	300 - 450
A - 1 - a, Pobrememente graduada		GP	120 - 130	35 - 60	300 - 400
A - 1 - b	Arena Gruesa	SW	110 - 130	20 - 40	200 - 400
A - 3	Arena Fina	SP	105 - 120	15 - 25	150 - 300
A - 2 SUELO (Material Granular con abundantes partículas finas)					
A - 2 - 4, Gravoso	Gravas con Limos	GM	130 - 145	40 - 80	300 - 500
A - 2 - 5, Gravoso	Grava Gruesa con Limos				
A - 2 - 4, Arenoso	Arena con Limos	SM	120 - 135	20 - 40	300 - 400
A - 2 - 5, Arenoso	Arenas Gruesas con Limos				
A - 2 - 6, Gravoso	Grava con Arcilla	GC	120 - 140	20 - 40	200 - 450
A - 2 - 7, Gravoso	Arena Gruesa con Arcilla	SC	105 - 130	10 - 20	150 - 350
A - 2 - 6, Arenoso	Arena con Arcilla				
A - 2 - 7, Arenoso	Grava con Arena y arcilla				
SUELOS FINOS					
A - 4	Limos	ML	90 - 105	4 - 8	25 - 165*
	Limos/Arenas y mezcla de Gravas	OL	100 - 125	5 - 15	40 - 220*
A - 5	Limo pobrememente graduado	MH	80 - 100	4 - 8	25 - 190*
A - 6	Arcilla plástica	CL	100 - 125	5 - 15	25 - 255*
A - 7 - 5	Arcilla moderadamente plástica	CL, OL	90 - 125	4 - 15	25 - 215*
A - 7 - 6	Arcilla altamente plástica	CH, OH	80 - 110	3 - 5	40 - 220*

* El Valor de Soporte del suelo "K", depende del grado de saturación del suelo

Tabla 2.5: Rango de Valores de "K", recomendados para diferentes tipos de suelo

Fuente: Supplement to the AASHTO Guide for Design of Pavement Structures, 1998

de espesor, tiene el mismo comportamiento que una base de material graduado de 25 cms. de espesor. Existe una equivalencia general entre estos espesores según el criterio inglés, igual a:

$$Y = 0.75 X$$

De donde:

Y: Espesor de la base de suelo-cemento en cms.

X: Espesor de la base de material graduado en cms.

El factor 0.75 de la ecuación, se puede reducir hasta 0.60, según el criterio inglés. El criterio de la Asociación del Cemento Pórtland (PCA), establece un factor de reducción que oscila entre 0.50 y 0.70.

2.4.3.6 RESISTENCIA AL DESGASTE.

La resistencia al desgaste dependerá principalmente del contenido de cemento, del contenido de finos y de la calidad de la construcción. Se ha observado que:

- Cuando se usa superficialmente en carreteras se desgasta rápidamente bajo la acción abrasiva del tráfico, por lo que casi siempre se recurre a proteger las capas de suelo cemento colocando encima de ella una capa de pavimento ya sea del tipo rígida ó flexible.
- El suelo cemento es bastante resistente a la acción erosiva producida por las lluvias
- Es bastante resistente para resistir la socavación concentrada de corrientes fluviales.

2.4.3.7 RESISTENCIA A LA ABSORCIÓN DEL AGUA Y AL HINCHAMIENTO

Esta resistencia dependerá de la cantidad de finos y de que tipo son, así como del contenido de cemento. Aunque en general tendrá suficiente resistencia, es conveniente evitar que el agua lo penetre, sobre todo aquellos construidos con apreciables contenidos de finos plásticos. Los suelos expansivos dan capas comparativamente blandas después de tratados y colocados.

2.4.3.8 MÓDULO DE REACCIÓN (K)

El módulo de reacción se obtiene generalmente mediante la prueba de placa. La Portland Cement Association proporciona unos valores promedios obtenidos en Laboratorio que se muestran en la tabla 2.6.

TIPO DE SUELO	RESISTENCIA DE LA SUB BASE	CBR (%)	VALOR DE $k \times 10^{-6}$ (Kg./cm ³)
Suelos finos con arena, en los cuales predomina arcilla y limo	BAJO	3 – 6	1620 – 2430
Arenas mal graduadas y suelos predominantemente arenosos con moderadas cantidades de limo y arcilla.	MEDIO	30 – 45	2430 – 3560
Gravas, arenas bien graduadas y arenas con gravas relativamente libres de finos plásticos.	ALTO	MAS DE 45	MAS DE 3560

Tabla 2.6: Tipos de suelos y valores medios de sus capacidades.

Tomado de De la Fuente Lavalle, Eduardo. "Suelo-cemento. Usos, Propiedades y Aplicaciones"

IMCYC, 1995, Pág. 36

2.4.3.8 MÓDULO DE POISSON

Valores obtenidos del módulo de Poisson, para suelo – cemento se presentan en las siguientes tablas:

INVESTIGADORES	VALORES MEDIOS DEL MÓDULO DE POISSON
Felt y Abrahams	0.08 – 0.24
Ingles O.G.	0.10 – 0.30
Portland Cement Association (PCA), EE.UU	0.12 – 0.14
Larsen T.J. Nussbaum M. Y Colley B.E.	0.10 – 0.20
Granular con finos	0.12
Granular	0.14
Reinhold, F.	0.13

Tabla 2.7: Valores medios del Módulo de Poisson del suelo-cemento.
Tomado de De la Fuente Lavalle, Eduardo. “Suelo-cemento. Usos, Propiedades y Aplicaciones”
IMCYC, 1995, Pág. 37

INVESTIGADORES	ESTÁTICO	DINÁMICO	TIPO DE SUELO
Felt y Abrahams		0.22 – 0.27	Arenoso
		0.41 – 0.42	Areno-arcilloso
Reinhold	0.095 – 0.125		Areno-arcilloso
Portland Cement Association (PCA); EE.UU.	0.120 – 0.142		Arenoso

Tabla 2.8: Tipos de módulos de Poisson
Tomado de De la Fuente Lavalle, Eduardo. “Suelo-cemento. Usos, Propiedades y Aplicaciones”
IMCYC, 1995, Pág. 37

2.5 MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE BASES Y SUBBASES PARA PAVIMENTOS.

2.5.1 GRAVA-CEMENTO

La GRAVA-CEMENTO es el material resultante de la mezcla íntima de agregados, cemento, agua y eventuales adiciones de aditivos, realizada en central o eventualmente sobre el mismo trazo de la carretera con un contenido reducido de cemento (comprendido normalmente entre 3.5 al 5% de cemento en peso), y un contenido de humedad que permite el paso de rodillos sobre la misma. A dicha mezcla, convenientemente compactada, se le exigen unas determinadas condiciones de resistencia mecánica que la hacen apta para ser utilizada en capas de bases y sub-bases para pavimentos del tipo rígido y flexible teniendo espesores comprendidos entre 15 y 20 cms. Para garantizar la no erosionabilidad de la grava-cemento, se debe tener contenidos de aglomerantes no inferiores al 5% del peso seco de los agregados.

Las grava-cemento se emplean formando parte de bases tanto de pavimentos rígidos como flexibles o mas bien semirrígidos. En los primeros su función es sobre todo la de dar apoyo uniforme y estable al pavimento de concreto hidráulico; en los pavimentos semirrígidos tienen una misión esencialmente resistente. En éstos últimos es normalmente la capa de mayor contribución estructural, absorbiendo una gran parte de las tensiones procedentes del tráfico y disminuyendo notablemente las tensiones transmitidas a las capas inferiores y a la superficie de apoyo (suelo natural).

La aplicación más usual de la grava-cemento es en capas de bases, estando especialmente adecuados para tráficos pesados y muy pesados. Bajo los pavimentos de concreto hidráulico, no se requieren que las bases de grava-cemento, tengan unas determinadas características estructurales, dado que la

losa de concreto absorbe prácticamente todas las tensiones originadas por las cargas de tráfico; sino que constituya una buena plataforma de trabajo y apoyo estable a largo plazo. Al contrario que en los pavimentos semirrígidos no es preciso que la sub-base sea un suelo – cemento; la grava-cemento puede apoyarse sobre el suelo natural.

2.5.2 BASES TRATADAS CON CEMENTO

Las bases tratadas con cemento, en el área de carreteras se usan con el propósito de mejorar las propiedades del suelo que soportará las cargas de tráfico que tendrá el pavimento; ya sean éstos del tipo rígido o flexible, puestos en funcionamiento.

En el caso de pavimentos flexibles, con el empleo de bases tratadas con cemento, se logra evitar la deformación del suelo bajo la acción canalizada del tráfico, que se produciría con el uso de bases granulares. En los pavimentos rígidos, con un contenido adecuado de adición de cemento al suelo, esto lo constituye en un cimiento duradero y uniforme, evitando el bombeo de finos en las juntas, procedentes de la base. En ambos tipos de pavimentos, proporcionan al tráfico de diseño una buena plataforma de trabajo, estable y no alterable por la lluvia, y además se ven disminuidos los espesores del pavimento, ya sean éstos del tipo rígido o flexible.

Su empleo resulta muy adecuado en aquellas obras en las que no es posible obtener a distancias razonables materiales cumpliendo con las especificaciones exigidas en el proyecto. La mezcla de suelo con cemento permite aprovechar tanto una amplia gama de suelos, como residuos de canteras o escorias. El suelo-cemento en bases puede ser sustituido por la grava-cemento, si las disponibilidades de material se tienen en el lugar y el tipo de tráfico lo permite.

En el caso de bases tratadas con cemento que después van cubiertas con una capa de pavimento de concreto hidráulico, el propósito de dichas bases es obtener uno o más de los siguientes objetivos:

- Prevenir la consolidación de la sub-base, debido al tráfico pesado en las juntas del pavimento.
- Prevenir los movimientos verticales en las juntas del pavimento de concreto (escalonamiento)
- Prevenir el bombeo de finos a la superficie del pavimento
- Proporcionar un apoyo adecuado, para aumentar la capacidad de carga del pavimento.
- Proporcionar mayor estabilidad durante la construcción del pavimento de concreto hidráulico.

2.5.3 SUELOS MEJORADOS CON CEMENTO

Los suelos mejorados con cemento, es una mezcla similar a la del suelo-cemento, pero en cantidades menores de cemento (generalmente entre el 3 y 5% en peso), con lo cual se mejora las propiedades del suelo, dentro de las que se destacan: Aumento del Valor Relativo de Soporte (CBR), disminución de la plasticidad del suelo, disminución de los cambios de volumen y aumento de la resistencia al esfuerzo cortante.

Los requisitos de resistencia y durabilidad para estas mezclas de suelo, no son controlados tan cuidadosamente. El grado de alteración de estas propiedades, depende tanto de la cantidad de cemento como de la clase o tipo de suelo.

Los suelos mejorados con cemento se siguen comportando precisamente como suelos y se le clasifica en dos grupos, de acuerdo con la medida de los granos predominantes en la composición de los mismos así:

GRUPO 1:

Suelos granulares mejorados con cemento, que son los que contienen el 35% ó menos de limos y arcillas.

GRUPO 2:

Suelos limo-arcillosos mejorados con cemento, que son los que contienen más del 35% de limos y arcillas.

Entre los factores que intervienen en las propiedades de los suelos mejorados con cemento se tienen:

- El suelo: se debe distinguir primordialmente, los suelos que interesan utilizar, de los que interesa tratar y de los que es mejor evitar
- Porcentaje de cemento
- El contenido de agua
- El curado.

Entre algunas de las ventajas que tienen los suelos mejorados con cemento, comparados con los suelos no tratados; se pueden mencionar:

- Constituyen una superficie provisional de buena calidad, con lo que se mejoran las condiciones de circulación en la obra.
- Reducen la producción de polvo durante la obra; o durante la ejecución de esta, si el pavimento constituye una vía de baja intensidad de tráfico.
- Es un material más impermeable.
- Mejora la durabilidad del suelo.
- Es resistente a la erosión.
- No presenta cambios de volumen ni cambios de humedad.
- Tienen una capacidad mayor de soporte.
- Son más fácilmente trabajables.
- Contribuyen a reducir la humedad natural del suelo.

- Permiten una reducción en el espesor total del pavimento a utilizar, para el mismo tipo de tráfico.

2.6 EXPERIENCIAS EN EL SALVADOR EN LA ESTABILIZACIÓN DE BASES Y SUB-BASES PARA PAVIMENTOS.

El tratamiento o estabilización con cemento es uno de los que con más campo de acción, ha dado resultados muy satisfactorios con mayores posibilidades de uso en carreteras (en la estabilización de bases y sub-bases).

Entre las experiencias que se tienen en nuestro país en la estabilización de bases y sub-bases en pavimentos se mencionan:

- **Tramo La Flecha – San Luis La Herradura**, que posee 15 kms. de longitud, en la que se utilizó suelo-cemento como base, estando sometido por más de 40 años a las solicitaciones de carga e intemperismo de forma efectiva.
- **Tramo San Salvador – Santa Ana (Ex – estación de peaje)**, en el cual se utilizó suelo-cemento como base del pavimento de concreto hidráulico, con un espesor de entre 20 y 25 cms., soportando efectivamente por más de 25 años el tráfico vehicular.
- **Tramo Km. 35 – El Portazuelo (CA-1)**, que posee una base tratada con cemento al 9%, el cual ha soportado efectivamente el paso vehicular por más de 25 años.

Entre las experiencias más recientes sobre el uso de bases y sub-bases estabilizadas con cemento para carreteras se pueden mencionar los tramos siguientes:

- **Carretera Santiago Texacuangos – San Miguel Tepezontes – San Ramón – Cojutepeque (Carretera Panorámica)**, con una longitud aproximada de 35 kms.; en el cual se utilizó en toda la longitud una base de material pétreo de excelente calidad estabilizada con cemento, con un espesor comprendido de entre 15 y 19 cms., y con una capa de concreto asfáltico en la superficie de entre 3 y 7.5 cms.
- **Carretera CA-1 – San José Guayabal**, éste tramo inicia aproximadamente a unos 3 kms. de la Carretera Panamericana, con una longitud de 12 kms. aproximadamente y con un ancho de rodaje de 6.35 mts.; con un espesor de la base de suelo-cemento de 18 cms., a lo que se revistió con una capa de carpeta asfáltica en la superficie de 4 cms. de espesor.
- **Carretera Sensuntepeque – Villa Victoria**, el tramo posee una longitud de 11 kms. aproximadamente, en la cual se utilizó para toda la longitud una base de material pétreo estabilizada con cemento, con un espesor de 22.5 cms., y revistiéndola con una capa de carpeta asfáltica en la superficie de 5 cms.

Para una mayor información, se presenta tabulada una serie de proyectos en los cuales se utilizó Suelo – Cemento en bases y sub-bases (ver tabla 2.9), dentro del Programa de Caminos Rurales Sostenibles impulsada por el GOES y el BID, durante los años de 1999 al 2001.

2.6.1 VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Entre las ventajas del uso de las bases y sub-bases estabilizadas con cemento se pueden mencionar:

- **Mayor durabilidad:** Las bases de suelo-cemento cumplen a cabalidad con su vida de servicio, la razón básica es el incremento de la resistencia con el paso del tiempo, la cual puede llegar a ser hasta cuatro veces

mayor que la resistencia obtenida en los ensayos de construcción, éste efecto se ve reflejado en los bajos costos de mantenimiento.

- **Reducción de espesores de capas de bases y sub-bases:** De acuerdo con las características mecánicas de las bases de suelo-cemento, los espesores de éstas se pueden reducir hasta en un 50%, en comparación con las bases granulares para las mismas condiciones de tráfico y de suelo.
- **Reducción en los espesores de la superficie de rodadura:** La utilización de bases de suelo-cemento, permite la reducción del espesor de la superficie de rodadura (espesor total del pavimento), ya sea de concreto asfáltico ó de concreto hidráulico; en comparación a los espesores que se colocarían utilizando bases granulares.
- **Fácil ejecución:** El proceso constructivo de las bases de suelo-cemento puede ser ejecutado con gran facilidad. El proceso se realiza con maquinaria corriente (la cual hoy en día poseen gran cantidad de Municipios, como motoniveladora, rodillo, etc.), pueden construirse tramos de hasta 600 mts / carril por día, sin embargo con equipo especializado éstos rendimientos pueden llegar a ser de 1,500 a 2,000 mts / carril por día.
- **Mínimo mantenimiento:** Debido a la resistencia y durabilidad, las bases de suelo-cemento requieren un mínimo mantenimiento, aún en aquellos pavimentos en que la base es la superficie de rodadura.
- **Aprovechamiento de diferentes tipos de suelos:** La estabilización de los suelos aumenta enormemente la potencialidad de uso de los bancos de materiales. Esto se debe a que una buena parte de los materiales de los bancos, que en un proyecto convencional se desecharían como deficientes por no satisfacer los requerimientos de diseño, se pueden utilizar mediante un tratamiento adecuado. Con el tratamiento se mejoran las características físicas para que puedan ser aprovechados.

Entre las desventajas se pueden mencionar:

- Para la estabilización de suelos con un alto contenido de arcillas (suelos plásticos), es necesario un tratamiento previo de dichos suelos, o en su defecto una cantidad mayor de cemento, lo que se ve reflejado en un incremento en los costos.
- Para la estabilización de suelos con un alto contenido de materia orgánica, mayores del 3%, suelen causar notables disminuciones en la reacción del cemento, alterando la ganancia de resistencia; por lo cual éste tipo de suelo debe ser estudiado y analizado con mucho cuidado.
- Aumento del costo por la adición del cemento y actividades constructivas.
- Una vez que se ha introducido el cemento en el suelo y se humedece, la colocación y compactación de las capas deben hacerse con gran rapidez para evitar el fraguado anticipado y obtener resultados no deseados.
- Es necesario agilizar y realizar un mayor y mejor control de la construcción en obra que el se hace utilizando los métodos normales.
- La adherencia entre diferentes capas es dificultosa
- Produce mayor agrietamiento en los pavimentos.
- Es necesario contar con personal especializado.
- Se deben aplicar técnicas en general poco conocidas en nuestro medio, si bien no difíciles de adquirir y ya bastante probadas en otros países.
- Necesidad de realizar cuidados preventivos para el personal por el daño que puede provocar el constante contacto e inhalación del polvo de cemento.

No.	PROYECTO	DEPTO.	LONGITUD (Kms.)	FUENTE DE FINANCI.	MONTO (\$)	DURACION (MESES)	FECHA DE INICIO	FECHA DE FINALIZ.	CONTRATISTA	ESTATUS
1	CA:2 - Km. 96 - Santa Isabel Ishuatan	SONSONATE	14.00	GOES - BID	\$13,741,410.63	7.00	03/12/1999	30/06/2000	SERDI / PLANEAMIENTO Y ARQUITECTURA	Ejecutado
2	Ramal (Ateos - Jayaque) - Los Alpes Tepecoyo	LA LIBERTAD	6.00	GOES - BID	\$5,997,574.93	7.00	03/12/1999	30/06/2000	BIEQUIPOS / PLANEAMIENTO Y ARQUITECTURA	Ejecutado
3	Carretera Ilobasco - Rosario	CUSCATLAN	6.80	GOES - BID	\$4,740,659.31	6.00	03/12/1999	31/05/2000	ACW / RIVERA HARROUCH	Ejecutado
4	San Pedro Masahuat - San Antonio Masahuat - San Miguel Tepezontes	LA PAZ	10.30	GOES - BID	\$6,222,402.30	6.00	03/12/1999	31/05/2001	EQCO / CSYD	Ejecutado
5	Ramal (San Salvador - Comalapa) - Km. 40 Cooperativa Astorias - El Achiotal - Las Hojas	LA PAZ	17.10	GOES - BID	\$18,386,151.14	_	03/12/1999	03/08/2000	BIEQUIPOS / CSYD	Ejecutado
6	CA:2 Guaymango - Jujutla - CA:8	SONSONATE AHUACHAPAN	32.40	GOES - BID	\$42,301,707.73	18.00	23/02/2000	27/08/2001	LINARES S.A. DE C.V. / INITEC - CONSULTORA	Ejecutado
7	Santa Tecla - Comasagua	LA LIBERTAD	14.28	GOES - BID	\$23,712,178.28	8.00	23/02/2000	20/10/2000	SIMAN / INITEC - CONSULTORA	Ejecutado
8	CA:2 Playa El Espino	USULUTAN	27.11	GOES - BID	\$43,555,770.93	18.00	27/08/2001	27/08/2001	ASTALDI / INITEC - CONSULTORA TECNICA	Ejecutado
9	CA:2 Km. 57.5 - El Nilo - Zacatecoluca	LA PAZ	10.60	USA D	_	15.00	_	_	_	En Licitación
10	CA:2 Usulután - Puerto Parada	USULUTAN	11.20	USA D	_	12.00	_	_	_	En Licitación
11	CA:2 - San José La Montaña	USULUTAN	15.80	USA D	_	15.00	_	_	_	En Licitación
12	CA:2 - Usulután - San Dionisio - Puerto Grande	USULUTAN	7.40	USA D	_	11.00	_	_	_	En Licitación
13	Ramal (CA:2 - El Espino) - Desvío Samuria - Jucuarán	USULUTAN	9.40	USA D	_	9.00	_	_	_	En Licitación
14	CA:2 - San Marcos Lempa - El Zamorano	USULUTAN	11.00	USA D	_	9.00	_	_	_	En Licitación
15	CA:2 - Tierra Blanca - Cuche de Monte - Salinas del Potrero	USULUTAN	19.00	USA D	_	14.50	_	_	_	En Licitación
16	CA:2 San Pedro - Hacienda La Chilanguera	SAN MIGUEL	6.10	USA D	_	8.00	_	_	_	En Licitación
17	Ruta Militar - Anamorós	LA UNION	14.30	CHINA	_	_	07/06/1999	07/08/2000	_	Ejecutado
18	Anamorós - Nueva Esparta	LA UNION	7.00	CHINA	_	_	14/12/1999	07/08/2000	_	Ejecutado

Tabla 2.9: Experiencias recientes del uso del suelo-cemento en bases y sub-bases para carreteras en nuestro país.
Fuente: Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano (MOPTVDU)

2.7 PAVIMENTOS UNICAPA DE ALTO DESEMPEÑO

2.7.1 GENERALIDADES

Los pavimentos tal como se conciben hoy en día, están compuestos por varias capas con calidades y espesores que dependen de sus propiedades índices, mecánicas y estructurales, del apoyo del pavimento mismo y de la intensidad de tráfico; en realidad cada capa tiene una función específica y un comportamiento diferente, por tal razón existen capas de rodamiento (resistentes al desgaste y la abrasión como las hidráulicas y asfálticas), bases no erosionables, sub – rasantes mejoradas, etc.

Colocar un sistema multicapa en zonas lejanas o rurales requiere casi siempre del montaje de plantas movibles ya sea de concreto hidráulico o asfáltico, localizar bancos de materiales de préstamo, acarreo, utilización de maquinaria y equipo diverso, combinaciones de tecnología como por ejemplo la utilización de bases rígidas y capas de rodamiento flexibles.

La experiencia ha demostrado que los diversos sistemas multicapas tanto en pavimentos flexibles como rígidos se comportan excelentemente si se construyen como se diseñan y especifican, así como cualquier otro tipo de pavimento.

2.7.1.1 CONCEPTO

Se define como Pavimento Unicapa de Alto Desempeño (PUAD), aquel pavimento formado por suelo de sub - rasante mezclado con un porcentaje relativamente alto de cemento, que forma un sola capa (compactada dinámicamente), capaz de soportar un número de repeticiones de carga dado en un período de diseño, y soportando a la vez la abrasión provocada por las llantas de los vehículos, proporcionando al mismo tiempo un índice de rugosidad adecuado para caminos de tráfico moderado.

Al referirnos a Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño en carreteras no significa diseñar y construir súper pavimentos, sino diseñar pavimentos que se comporten satisfactoriamente desde el punto de vista estructural, simplificando procesos de diseño, construcción y control, dando como resultado que el costo de estos pavimentos sea muy competitivo. El término Unicapa es congruente con “el modus vivendi” de nuestra sociedad que tiende a tomar como pilar fundamental la simplificación de procesos.

2.7.1.2 CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES

Los PUAD se han diseñado específicamente para caminos donde el grado de confort e índice de rugosidad no sean tan exigentes como en los caminos de altas especificaciones (como por Ej. Autopistas, Carreteras Primarias); están diseñados para ofrecer capacidad estructural y seguridad al usuario con velocidades máximas de 65 Kph¹⁰, y en las cuales el tráfico es moderado, al referirnos al tráfico moderado no se debe considerar que es un tráfico de bajo volumen o baja intensidad, ya que éste tiene un límite de dos millones de repeticiones de carga y no de un millón como en los caminos de baja intensidad.

Como se mencionó anteriormente, una de las cualidades de estos pavimentos es que soportan la abrasión de los vehículos que transitan sobre éste, dicha técnica de superficie resistente al tránsito, radica en el contenido de cemento dentro de la masa del material que se esta tratando y el procedimiento de compactación que depende de la relación agua / cemento como se muestra en la figura a continuación.

¹⁰Tomado de “Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales”, Secretaria de Integración Económica Centroamericana, Febrero 2001, sección 4.2, Pág. 93.

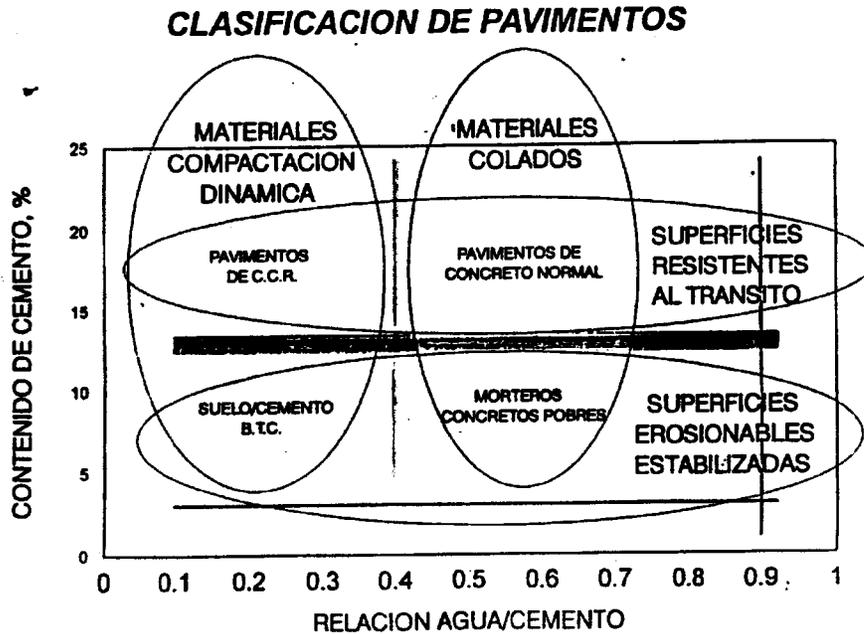


Figura 2.11: Clasificación de los Pavimentos.

Fuente: Cuerpo de Colaboradores Técnicos del ISCYC.

De acuerdo al análisis anterior, los PUAD han sido concebidos con porcentajes de cemento que varían del 12 al 18% dependiendo del tipo de suelo de sub - rasante (grueso granular o fino granular), así como también de algunas propiedades índices de dichos suelos como por ejemplo: plasticidad, granulometría, etc. Es de mencionar que la técnica tiene sus limitantes en cuanto a los tipos de suelo a los cuales se pueda aplicar, así como lo tienen los diferentes métodos de estabilización.

Es muy importante mencionar que la razón del rango de porcentajes mencionados anteriormente radica en obtener una estructura de pavimento no erosionable, según lo refleja la figura 2.11, porcentajes arriba del 12% constituyen pavimentos no erosionables en cierto período de diseño, por lo general períodos cortos como los que se considerarán para estos pavimentos, de 3 a 10 años.

Es importante resaltar que la superficie del Pavimento Unicapa presentará fisuras por contracción debido al porcentaje relativamente alto de cemento por lo que se deberá considerar la posible construcción de juntas de contracción.

2.7.2 DISEÑO DE MEZCLAS

Una vez que se ha decidido el uso del Pavimento Unicapa, es necesario enfocarse en el diseño de la mezcla propiamente dicha, que en este caso, como se ha mencionado anteriormente será una mezcla de suelo de sub - rasante con cemento y agua.

Diseñar una mezcla de PUAD, consiste en determinar las cantidades de suelo, cemento y agua que permitan obtener un material, que compactado dinámicamente ofrezca determinadas características de durabilidad y resistencia. El proceso de diseño consiste en una serie de ensayos de laboratorio, para determinar las cantidades de cemento que deben agregarse al suelo para que la mezcla endurezca adecuadamente, la cantidad de agua que se debe agregar y la densidad a la cual se debe compactar.

Los ensayos a realizar tienen como objetivo determinar:

- La cantidad de cemento necesaria para lograr un material resistente y con propiedades que garanticen un determinado comportamiento.
- Las cantidades de agua necesarias para que el cemento se hidrate, misma que servirá de lubricante para lograr la máxima densidad durante la compactación.
- La densidad a la cual debe compactarse la mezcla.

Los ensayos de laboratorio necesarios para lograr los valores antes mencionados son numerosos y sencillos de realizar, todos ellos han sido normalizados por organismos como ASTM y AASHTO.

2.7.2.1 PROCEDIMIENTO PARA LA SELECCIÓN DEL CONTENIDO DE CEMENTO

El procedimiento para diseñar la mezcla del Pavimento Unicapa es el siguiente:

1. En Primer lugar, se clasifica el suelo mediante los ensayos rutinarios de laboratorio como: granulometría, límites de consistencia, etc. preferiblemente mediante el sistema AASHTO. El número de muestras de suelo a ensayar estará en función de la magnitud e importancia, de la obra en proyecto. Debe recordarse que el tipo de proyecto es el factor más importante para la conformación de la mezcla.
2. Una vez clasificado el tipo de suelo, se selecciona el porcentaje de cemento en peso estimado como el necesario para la conformación adecuada del pavimento. Los porcentajes de cemento, según la técnica de los pavimentos Unicapa y tomando como referencia la figura 2.11, deben ser superiores al 12%.
3. Con los porcentajes seleccionados (tres como mínimo)¹¹, se ejecuta el ensayo de humedad – densidad, según la norma AASHTO T-180, para determinar la humedad óptima y la densidad seca máxima. Posteriormente se procede a la elaboración de los especímenes que se utilizarán para los ensayos de: compresión simple, tracción indirecta y módulo de elasticidad de la mezcla del Pavimento Unicapa.
4. Finalmente, es muy importante proporcionar el respectivo curado a los especímenes que se ensayaran, para obtener de esta manera resultados más confiables según lo establecen las normas y por ende hacer la mejor selección del porcentaje de cemento.

¹¹Tomado de “Curso Internacional de Diseño y Construcción de Pavimentos de Concreto” por Ing. Carlos Jofre Ibáñez, ASIA 1999, Tema 3, Pág. 5.

2.7.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS PUAD

El método de diseño de los Pavimentos Unicapa se fundamenta en el procedimiento propuesto por el Centro Técnico del Hormigón, del Ecuador, para Pavimentos de Concreto Compactado con Rodillo (CCR), en base al método *PARMIGIANI-DI PACE* publicado en Junio de 1994¹², el cual ha sido modificado por el Ing. José A. Camposano Luque en Enero de 2000. Este es un método de diseño racional de Concreto Compactado con Rodillo (CCR) de uso vial, que toma en consideración el comportamiento real del mismo, tanto a flexión como a fatiga, por lo que posibilita el aprovechamiento integral de las ventajas de este material.

2.7.4 DESCRIPCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO

2.7.4.1 VALOR DE SOPORTE DE LA SUB - RASANTE (K)

El soporte (o la capacidad de soporte) que la sub - rasante presta al pavimento se expresa con el valor del Módulo de Reacción “K”, de la sub - rasante y puede ser determinada mediante ensayos de placa de carga en el terreno (AASHTO T-222) o por correlación con valores de soporte establecidos mediante otros ensayos como el C.B.R. (ver Tabla 2.5).

Téngase siempre presente, que el valor de soporte de un terreno, no es absoluto sino que depende de la deflexión que se considere. Por lo tanto, según la estructura que se construya deberá establecerse, previamente, la deformación máxima admisible, para que de acuerdo con ésta se seleccione el valor de soporte del terreno.

¹²Tomado de Monografías “Diseño Estructural de Pavimentos de Hormigón Compactado con Rodillo”, Centro Técnico del Hormigón, Ecuador, Noviembre 2001.

En carreteras, calles o aeropistas, cuando se ejecutan pruebas directas de carga, se considera como Valor de Soporte del terreno aquella carga unitaria correspondiente a una deflexión comprendida entre 0.1 y 0.5 pulg. Para pavimentos flexibles, se toma 0.5 pulg. como deflexión crítica máxima, pues se ha comprobado, experimentalmente que esta es la máxima deformación que pueden registrar estos pavimentos sin presentar fallas. Sin embargo, teniendo en cuenta el efecto destructivo de las repeticiones de carga, se recomienda, por razones de seguridad, considerar deflexiones menores de ¼ pulg. para la determinación del valor de soporte del terreno. De ahí que generalmente, se tome como valor de soporte del terreno de fundación aquella carga unitaria correspondiente a una deflexión crítica de 0.1 ó 0.2 pulg.

2.7.4.2 MÓDULO DE RUPTURA A FLEXIÓN (M_R)

Para el diseño se propone el valor del Módulo de Ruptura a Flexión (Cargas a los tercios de la luz), a la edad de 28 días.

La relación recomendada y aplicada por la técnica Europea, y que se ha empleado en Latinoamérica, vincula la resistencia a la tracción por compresión diametral y la resistencia a flexión a la edad de 28 días, mediante la expresión:

$$M_R = C \times T \text{ (Ecuación No.1)}$$

Donde:

M_R = Resistencia a la Flexión, en MPa.

T = Resistencia a la tracción por compresión diametral, en MPa.

C = Constante que depende de los diferentes diseños de mezclas.

La resistencia a tracción se determina mediante el ensayo de la “Prueba Brasileña” ASTM C-496, utilizando la siguiente ecuación:

$$T = \frac{2 \times P}{\pi \times l \times d} \text{ (Ecuación No.2)}$$

Donde:

T = Esfuerzo de tracción (kPa)

P = carga aplicada (kN)

l = longitud del cilindro (m)

d = diámetro del cilindro (m)

2.7.4.3 TRÁFICO DE DISEÑO

Conociendo que en la mayoría de nuestros caminos rurales, principalmente los de las regiones cafetaleras, el transporte del grano desde la finca al recibidero es realizado en camiones C2 ó C3 o en pick up con chasis reforzado y muy raras veces en rastras (debido principalmente al tipo de camino, diseño geométrico, anchos de rodaje, pendientes, etc.), y que de forma similar operan otros productos agrícolas de la región como por ejemplo la caña de azúcar, los granos básicos, etc., todo este movimiento es lógicamente realizado durante la época de cosecha, pero no debemos obviar que durante lo que resta del año existe el transporte de fertilizantes, abonos, comercio y sin olvidar y muy importante el traslado de personas que en la mayoría de los casos es realizado en pick-up o camiones pequeños. Es por tal razón que en el diseño de los pavimentos Unicapa los tipos de vehículos a considerar serán:

- Liviano comercial (Lc) = pick up
- C2
- Bus
- C3 y
- T3S2

2.7.4.4 CARGAS DE DISEÑO

La estimación del tráfico esperado es un factor muy importante en el diseño del pavimento. La información requerida a cerca del tráfico incluye las magnitudes de las cargas de rueda. La configuración de las ruedas y la frecuencia de operación de los vehículos más pesados que se desplazarán sobre el pavimento.

Una vez establecidos los tipos de vehículos a considerar en el diseño, solo resta conocer el tipo de carga nominal por eje que cada vehículo transmitirá al pavimento, para obtener los valores de carga nominal por eje se han efectuado mediciones, en basculas móviles, de dichos vehículos en carreteras de nuestro país, cabe aclarar que los valores dados a continuación son para vehículos en condición de carga máxima, los valores se presentan en la tabla 2.10.

Usualmente el vehículo que tenga la carga de rueda más pesada será el que controlará el diseño, aunque es conveniente verificar el espesor del pavimento obtenido para otras combinaciones de carga correspondientes a distintos tipos de vehículos, fundamentalmente por el problema de fatiga. La máxima carga de rueda es la mitad de la carga del eje más pesado del vehículo de diseño cargado a su máxima capacidad.

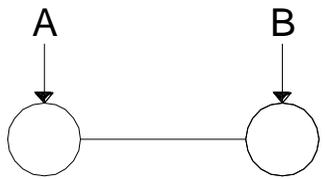
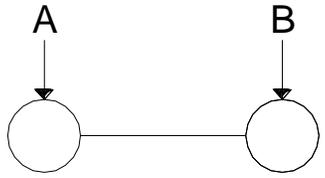
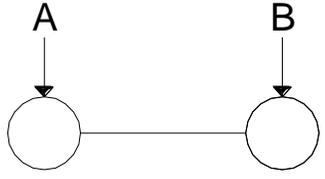
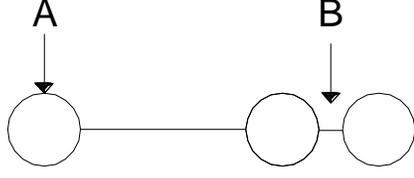
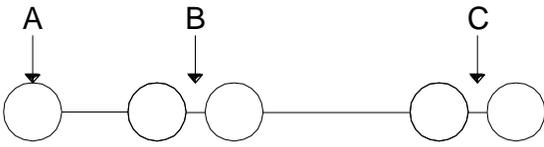
DENOMINACIÓN	CARGA POR EJE EN TONELADAS	A	B	C
Lc		1.7	3.8	
C2		4.5	9.0	
BUS		5.5	10.0	
C3		5.0	16.0	
T3S2		5.7	16.4	16.4

Tabla 2.10: Cargas de rueda de diseño por eje nominal
Fuente: Cuerpo de Colaboradores Técnicos del ISCYC.

El dibujo de las áreas de contacto de la losa con cada neumático transportando la máxima carga de rueda, se puede asimilar con suficiente aproximación y desde el punto de vista práctico a un círculo de radio “ a ” de igual área (ver figura 2.12).

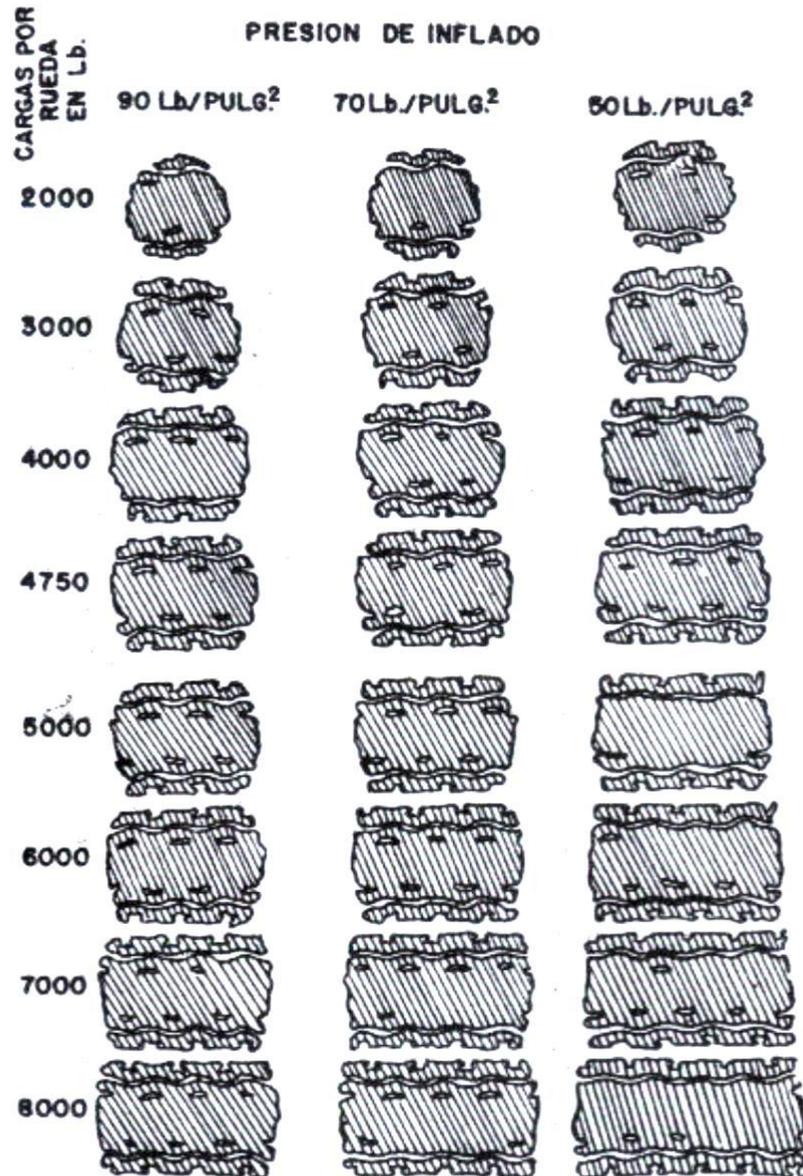


Fig. 2.12: Presión de inflado y área de contacto de las llantas
 Tomado de Valle Rodas, Raúl "Carreteras, Calles y Aeropistas", Sexta Edición,
 Editorial El Ateneo, Buenos Aires, 1976, Pág. 256.

En el procedimiento de diseño que se propone “ a ” es uno de los parámetros y se define como el “Radio del área equivalente de contacto”, y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$a = \left(\frac{P}{p \times \pi} \right)^{0.5} \text{ (Ecuación No.3)}$$

Siendo:

a = Radio de área equivalente de contacto, en m.

P = Carga de la rueda, en MN.

p = Presión de inflado del neumático, en MPa.

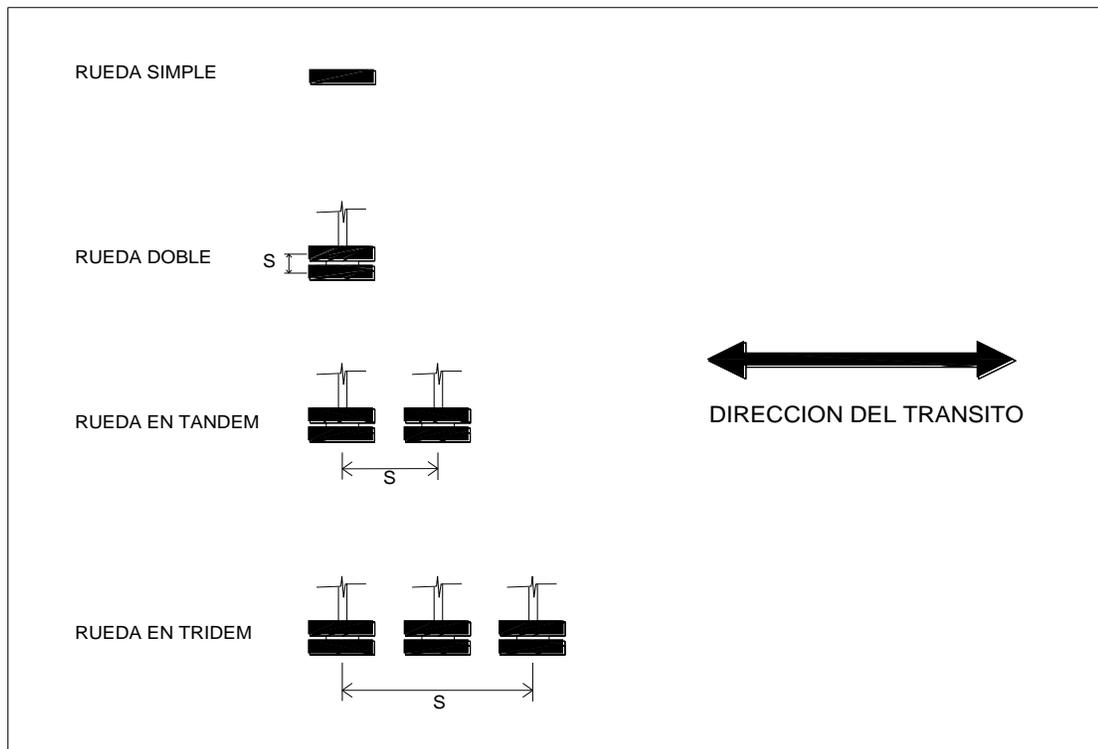


Fig. 2.13: Distancia entre centros de ruedas.

Tomado de Monografías “Diseño Estructural de Pavimentos de Hormigón Compactado con Rodillo”, Centro Técnico del Hormigón, Ecuador, Noviembre 2001.

Otro factor importante de diseño es la distancia entre las ruedas del vehículo “ s ”, (ver figura 2.13). Sí el espacio entre ruedas es pequeño (cuando la distancia entre ruedas es menor que 3 veces el radio de rigidez relativa “ L ”), es necesario considerar el efecto de más de una carga de rueda en el cálculo de la tensión que soportará el pavimento.

Las cargas de los vehículos se transmiten al pavimento a través de llantas, dispuestas en grupos de líneas de rotación llamados ejes; estos se clasifican de la siguiente manera (ver figura 2.14):

- Simple: Con una sola línea de rotación.
 - De llanta sencilla: Cuando consta de dos llantas.
 - De llanta doble: Cuando consta de cuatro llantas.
- Tándem: Conformado por dos líneas de rotación, separadas entre 1.0 y 1.60 metros y dotado de un dispositivo de distribución de cargas entre sus dos líneas de rotación.
 - De llanta sencilla: Cuando el conjunto consta de cuatro llantas, dos por línea de rotación.
 - De llanta doble: Cuando el conjunto consta de ocho llantas, cuatro por línea de rotación.
 - Mixto: Cuando el conjunto tiene una línea de rotación de llanta sencilla y otra de llanta doble (seis llantas en el conjunto)
- Tridem o Tándem triple: Conformado por tres líneas de rotación, igualmente separadas en un espacio entre 2.0 y 3.6 metros y con un dispositivo de distribución de cargas entre las mismas.
 - De llanta sencilla: Cuando el conjunto consta de seis llantas.
 - De llanta doble: Cuando el conjunto consta de doce llantas.
 - Mixto: Cuando tiene una combinación de líneas de rotación con llanta sencilla y llanta doble y el conjunto tiene ocho o diez llantas.

Además de los factores mencionados anteriormente, otra de las características de los vehículos a tomar en cuenta en el diseño del espesor del pavimento, es el número de ruedas “ N_r ” (en cada punta de eje de diseño), el número de ruedas según las diferentes configuraciones de ejes puede ser 1, para rueda simple y 2, para rueda doble (ver figura 2.14).

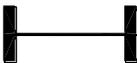
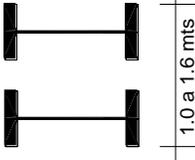
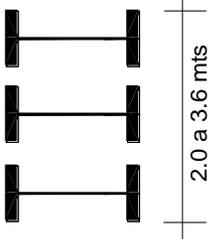
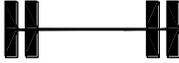
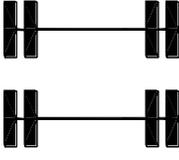
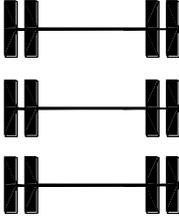
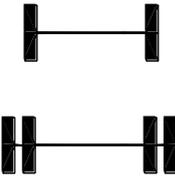
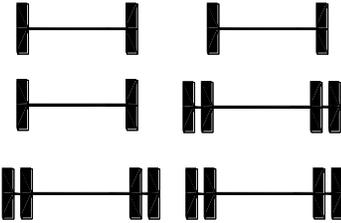
EJE	SIMPLE	TANDEM	TRIDEM (TANDEM TRIPLE)
DE LLANTA SENCILLA			
DE LLANTA DOBLE			
MIXTO			

Fig. 2.14: Clasificación de las diferentes configuraciones de ejes.

Tomado de Londoño N. Cipriano Alberto “Transito Terrestre”, Notas Técnicas ICPC, Medellín, 1998, Pág. 12

2.7.4.5 PERÍODO DE DISEÑO (PD)

Los Pavimentos Unicapa basándose en sus características estructurales y de funcionamiento están concebidos para un periodo de diseño de 3 – 10 años, en los cuales se espera que se comporten satisfactoriamente, no se pueden considerar períodos mayores como los considerados para pavimentos rígidos o flexibles ya que las características de funcionalidad son mayores en estos últimos.

2.7.4.6 COMPORTAMIENTO A LA FATIGA

Como se establece en el concreto, aunque una carga individual produzca esfuerzos de flexión menores que su módulo de ruptura, y por tanto no origine falla en el pavimento, la repetición de esa misma carga un número grande de veces puede producir fatiga en el material y ocasionar roturas en las losas.

Los diversos estudios realizados hasta el momento en Japón, EE. UU. y México, han permitido obtener diferentes expresiones para describir la relación entre SR y el logaritmo del número “ NR ” de repeticiones permitidas de las cargas.

Luego de realizar un estudio comparativo entre todas ellas, se ha propuesto emplear la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} SR &= 1.20 - 0.10 \log NR, \text{ para } NR \geq 100 && \text{(Ecuación No.4)} \\ SR &= 1.0, && \text{para } NR < 100 \end{aligned}$$

Siendo:

SR = Relación entre la tensión debida a la carga y el módulo de ruptura a flexión.

NR = Número proyectado de repeticiones de carga.

En investigaciones hechas por M. A. Minor¹³ se ha demostrado que si una carga da lugar a esfuerzos de flexión mayores a la mitad del módulo de ruptura del concreto (M_R) esa carga induce fatiga en el material, y por tanto un número suficiente de repeticiones de ella provoca la falla del pavimento, mientras que esfuerzos menores o iguales que $\frac{1}{2} M_R$ pueden repetirse indefinidamente, pues no producen fatiga.

Estos principios pueden ser aplicados a los Pavimentos Unicapa cuyas características se pueden de alguna manera asemejar a la de un concreto pobre debido a las cantidades de cemento en peso de la mezcla, siempre y cuando se tomen algunas consideraciones para dicha aplicación como por Ej. un rango de valor de M_R establecido.

2.7.4.7 TENSIÓN ADMISIBLE DEL PAVIMENTO

El espesor de diseño se debe seleccionar de tal manera que la tensión de trabajo del pavimento (σ) sea menor que la tensión admisible (σ_{adm}). La tensión admisible (σ_{adm}) del pavimento depende del número de repeticiones de las cargas de rueda de diseño que se espera se produzcan durante el período proyectado de vida útil (período de diseño).

La relación de tensiones SR se obtiene de la Ecuación No.4 en función del número de repeticiones de carga. El número de repeticiones de carga (NR) se calcula a partir de las repeticiones diarias de carga (A) y del período de diseño (PD). Con este valor de SR es posible determinar σ_{adm} , mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_{adm} = SR \times M_R \quad (\text{Ecuación No.5})$$

¹³Portland Cement Association. Thickness Design for Concrete Pavement. Skokie III, Pág. 31, citado por Santander Restrepo, Norman "Manual de Diseño de Pavimentos de Concreto", Colombia, 1984, Pág. 68.

Siendo:

σ_{adm} = Tensión admisible en el pavimento, en MPa.

M_R = Módulo de Ruptura a flexión a la edad de 28 días en MPa.

2.7.4.8 MÓDULO DE ELASTICIDAD (E_c)

Para el diseño se propone el valor del módulo de elasticidad a los 28 días, obtenido mediante el ensayo “Módulo de Elasticidad”, ASTM C-469; utilizando la siguiente ecuación:

$$E_c = \frac{S_2 - S_1}{\varepsilon_2 - 0.000050} \quad (\text{Ecuación No.6})$$

Donde:

E_c = Módulo de Elasticidad, en MPa.

S_2 = Esfuerzo correspondiente al 40% de la carga última.

S_1 = Esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 50 millonésimas, MPa.

ε_2 = Deformación unitaria producida por el esfuerzo S_2

2.7.5 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO DEL ESPESOR DEL PAVIMENTO

En vista de que el método de *PARMIGIANI-DI PACE*, requiere del uso de ábacos, y en ocasiones de aproximaciones sucesivas para obtener resultados, el Centro Técnico del Hormigón, del Ecuador, ha desarrollado una ecuación que permite aplicar los principios y ventajas de este método, obteniendo resultados directos mediante el uso simple de hojas electrónicas de cálculo. La ecuación propuesta es:

$$Y = 0.33635 - 0.065 (s/a) + [0.016 (s/a) - 0.58] \ln (a/L)$$

$$\sigma = \frac{N_r \times P}{h^2} \times Y$$

1. Para determinar el espesor de un Pavimento Unicapa, se necesita la siguiente información:
 - Valor de soporte de la sub - rasante, K (MPa/m)
 - Módulo de Ruptura a la Flexión, M_R (MPa)
 - Módulo de Elasticidad, E_c (MPa)
 - Coeficiente de Poisson ($\mu = 0.15$)¹⁴
 - Carga por rueda, P (MN)
 - Separación entre ruedas, s (m)
 - Presión de inflado de neumáticos, p (MPa)
 - Número de repeticiones de carga en periodo de diseño, N

2. Calcular el número de repeticiones de cargas esperadas durante el período de diseño, por medio de la siguiente fórmula:

$$N = \text{período de diseño} \times 365 \times A \quad (\text{Ecuación No.7})$$

Donde:

N = Número de repeticiones de carga esperadas.

A = Número de repeticiones de carga por día para cada eje.

3. Calcular el factor de crecimiento (F_{cr}) mediante la expresión siguiente:

$$F_{cr} = \frac{(1+i)^{PD} - 1}{i} \quad (\text{Ecuación No.8})$$

Donde:

F_{cr} = Factor de crecimiento

i = Tasa de crecimiento

PD = Período de diseño

¹⁴Valor promedio del Módulo de Poisson para suelo – cemento, tomado de la Tabla 2.7, Pág. 64. El módulo de Poisson puede ser determinado mediante la prueba “Módulo de Elasticidad” ASTM C-469.

4. Con el factor de crecimiento (F_{cr}) y el número de repeticiones esperadas, calcular la proyección del número de repeticiones de carga (NR) durante el periodo de diseño, a través de la siguiente expresión:

$$NR = N \times \frac{1 + F_{cr}}{100} \quad (\text{Ecuación No.9})$$

5. Calcular la relación de tensiones (SR), entre la tensión debida a la carga y el módulo ruptura a flexión, utilizando la Ecuación No.4

6. Determinar la tensión admisible (σ_{adm}), mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_{adm} = SR \times M_R \quad (\text{Ecuación No.10})$$

7. Calcular el radio “ a ”, del área equivalente de contacto en metros, utilizando la Ecuación No.3.

8. Obtener el valor de la separación entre centros de ruedas (s)

9. Asumir un espesor tentativo de pavimento (h), en mts.

10. Calcular el “Radio de Rigidez Relativa de Westergaard”, con la siguiente ecuación:

$$L = \sqrt[4]{\frac{E_c * h^3}{12(1 - \mu^2)K}} \quad (\text{Ecuación No.11})$$

Donde:

E_c = Módulo de Elasticidad del Pavimento Unicapa, en MPa.

h = Espesor del Pavimento Unicapa

u = Módulo de Poisson del Pavimento Unicapa

K = Módulo de reacción de la sub - rasante (MPa/m³)

L : tiene dimensiones de longitud.

11. Calcular la variable Y , con la siguiente ecuación:

$$Y = 0.33635 - 0.065 (s/a) + [0.016 (s/a) - 0.58] \ln (a/L) \text{ (Ecuación No.12)}$$

12. Calcular la tensión (σ), en el pavimento producida por las cargas con la ecuación siguiente:

$$\sigma = \frac{N_r \times P}{h^2} \times Y \text{ (Ecuación No.13)}$$

Donde:

N_r : Número de ruedas en la punta del eje

P : Carga por rueda

h : Espesor del Pavimento Unicapa

Y : Variable calculada en la ecuación No. 12

13. Comparar los valores de σ con σ_{adm}

- Sí $\sigma \ll \sigma_{adm.}$, disminuir el valor de h
- Sí $\sigma \gg \sigma_{adm.}$, aumentar el valor de h

Para mayor facilidad de cálculo del espesor del Pavimento Unicapa, se presenta a continuación, una hoja electrónica en EXCEL.

PAVIMENTOS UNICAPA DE ALTO DESEMPEÑO : DISEÑO DE ESPESORES DE PAVIMENTO

Fecha 21/05/2003

PROCEDIMIENTO PROPUESTO POR UES - ISCYC EN BASE AL MÉTODO DE LOS INGS. MARTA PARMIGIANI Y GUILLERMO DI PACE

NOMBRE DEL PROYECTO: _____

**VEHÍCULO DE DISEÑO
PARÁMETROS**

Liviano Comercial Liviano Comercial ▾

Módulo Elástico	E =	11,253	MPa
Espesor tentativo del pavimento	h =	0.18	m
Coefficiente de Poisson	μ =	0.15	
Módulo de reacción de la subrasante	K =	81.63	MPa / m
Carga de cada rueda	P =	0.018	MN
Presión de inflado de neumático	p =	0.52	MPa
Número de Ruedas (en cada punta de eje)	Nr = (1 ó 2)	1	▾ ▹ ▸ ▹ ▸ ▹ ▸
Radio del área equivalente	a =	0.105	m
Radio de rigidez relativa	l =	0.512	m
Separación entre centros de ruedas	s =	0.00	m
	sla =	0.00	
	a/l =	0.205	

FÓRMULA PROPUESTA POR UES - ISCYC

y =	1.25507	
σ =	0.70	MPa

FATIGA POR FLEXIÓN

Módulo de ruptura a flexión	Mr =	1.47	MPa
Número diario de repeticiones de la carga	A =	150	
Período de diseño	PD =	5	Años ▾ ▹ ▸ ▹ ▸ ▹ ▸
Aumento de tráfico anual	% =	3.0	
Factor de Crecimiento	Fcr =	5.31	
Número de repeticiones en período diseño	NR =	288,284	
Relación Tensión / Módulo de ruptura	SR =	0.6540	
Tensión admisible	σ =	0.96	MPa

Es el Espesor Correcto ?	VERDADERO	OK !
---------------------------------	------------------	-------------

ESPESOR DE DISEÑO = 0.18 **Metros**

ALGUNOS
PARÁMETROS
DE DISEÑO



GENERALIDADES DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

PROCEDIMIENTOS DE LABORATORIO

CONTROL DE CALIDAD

ANÁLISIS DE COSTOS

Elaborada en Marzo del 2003 por :
Jorge Alberto Jovel Abrego
Manuel Antonio Artero Alvarado
Manuel de Jesús Mejía Morán

2.7.6 CONSTRUCCIÓN DE LOS PUAD

La construcción de los Pavimentos Unicapa es similar a la de la estabilización de bases “in situ” con cemento, la cual se basa en incorporar un ligante pulverulento, el cemento, en el seno de un material granular adecuado para su empleo, con el objetivo de obtener un ahorro en los costos de construcción; al evitar transportar materiales de mayor calidad, y por tanto más caros, y a grandes distancias.

Toda la dificultad, y no es poca, de este proceso de construcción “in situ” reside, por un lado, en tener controlado el estado hídrico del material a tratar y, por otro, en dosificar y mezclar correctamente la cantidad necesaria de cemento, a la vez que se alcanza la geometría predefinida de la capa.

La construcción “in situ” de Pavimentos Unicapa en materiales granulares, en general suelos, requiere de estudios previos en laboratorio, seguidos de comprobaciones a nivel de la obra. Su ejecución esta constituida por una serie de operaciones elementales que deben realizarse siguiendo un ordenamiento preciso, empleando varios equipos específicos y, exige destreza y experiencia por parte de los operadores y jefes de unidad de la obra.

Además de los estudios previos, resulta muy conveniente en cada nueva obra a realizar, desde un principio, una definición precisa de cada una de las actividades elementales, especificándolas en un orden determinado. A la vez es necesario elegir los equipos y procesos adecuados, bien adaptados a su función y, de rendimiento equilibrado, que sean capaces de satisfacer las exigencias de calidad requeridas. Entre los procesos o técnicas que se pueden utilizar podemos mencionar la utilización de equipo agrícola, sistema tradicional de colocación de suelo cemento “in situ” y procedimientos sistematizados de equipo reciclado.

De forma general, las operaciones elementales a realizar con cualquier método son las siguientes:

- Preparación del suelo natural.
- Extensión del cemento.
- Mezclado.
- Compactación.
- Nivelación.
- Construcción de juntas (de ser necesario).
- Curado y protección superficial.

2.7.6.1 PREPARACIÓN DEL SUELO NATURAL

La preparación del suelo tiene como objetivos esenciales facilitar la acción de los mezcladores, por un lado, y, por otro, homogeneizar la capa de suelo a pavimentar que puede ser variable en función de la naturaleza de los suelos existentes. Las principales labores a realizar en la preparación del suelo son:

- Escarificado y disgregación.
- Eliminación de la fracción gruesa.
- Homogeneización y pulverización.
- Ajuste de la humedad.

El escarificado y disgregación del suelo “in situ” y la eliminación de elementos gruesos permiten obtener un mezclado más eficaz. El escarificado se realiza habitualmente mediante un ripper de varios dientes que puede ir montado sobre tractor (como se observa en la figura 2.15), ó bien, sobre motoniveladora en posición central o posterior. Por lo general se escarifica hasta una profundidad de 3 cm. mayor que la especificada como espesor (Espesor del Pavimento). Para la eliminación de los elementos gruesos se emplean rastrillos extractores de piedras compuestos por varios dientes curvos

insertados en un bastidor horizontal que es arrastrado por un tractor. Generalmente la extracción se realiza en dos pasadas, en la primera con 7 – 9 dientes, se extraen los elementos más gruesos (100 – 250 mm) y en la segunda, con 15 – 18 dientes, se extraen las gravas medias (> 40 – 50 mm). En la tabla 2.11 se presentan algunas recomendaciones de equipos escarificadores en base al tipo de material a tratar.



Fig. 2.15: Escarificado del suelo utilizando equipo agrícola.

La homogeneización del suelo responde al objetivo de limitar las variaciones de sus características en relación con las muestras que se tomaron para realizar los estudios previos de laboratorio. Se necesita conocer correctamente la disposición del material en el terreno para definir un método de trabajo que permita corregir las heterogeneidades. Resulta ser una cuestión relativamente compleja ya que por razones económicas no suele ser viable proceder a una extracción y homogeneización en acopio. De ahí que sea más sencillo definir previamente varias fórmulas de trabajo en función de las características de los materiales que serán estabilizados.

Aptitud de los equipos de escarificado y preparación del material a tratar					
EQUIPOS	Arenas y arcillas con gravas gruesas aisladas	Arenas y arcillas poco cohesivas. Limos	Arcillas arenosas cohesivas. Limos plásticos	Arcillas muy cohesivas	Rocas evolutivas blandas. Conglomerados arcillosos
Riper trasero en tractor de oruga	PA-UN	MI-RR	PA-RR	AD-UM	MA-FR
Riper trasero en motoniveladora	PA-UN	AD-RR	AD-UM	MA-UM	PA-UM
Riper intermedio en motoniveladora	IN	MA-FR	MA-UM	AD-RR	IN
Rastrillos traseros en tractor agrícola	MA-FR(*)	MA-UM(*)	AD-RR(*)	PA-RR(*)	IN
Desterronador en tractor agrícola	PA-RR	PA-RR	MA-UM(**)	MA-UM(**)	IN
MA: Muy adecuada; AD: Adecuada; PA: Poco adecuada; IN: Inadecuada FR: Uso frecuente; UM: Uso medio; RR: Uso raro o infrecuente (*): si hay piedras gruesas; (**): después del ripado					

Tabla 2.11: Aptitud de los equipos de escarificado y preparación del material a tratar
Tomado de "Curso Internacional de Diseño y Construcción de Pavimentos de Concreto", por Ing. Carlos Jofre Ibáñez, ASIA 1999, Tema 2.3, Pág. 8.

La pulverización o molturación es de gran importancia en los suelos cohesivos ya que en estos la correcta homogeneización y el contacto íntimo del cemento sólo es posible si se han deshecho los terrones y grumos arcillosos. Hay suelos que forman terrones muy duros cuando están secos. En estos casos suele haber un contenido de humedad óptimo para ablandar los terrones, si el material es de este tipo, conviene mojarlo, mezclarlo bien, dejarlo reposar y pulverizarlo al siguiente día.

También se puede hacer uso de maquinaria agrícola de uso común como las gradas de disco y los arados de vertederas. De igual manera pueden usarse los riper de varios dientes montados sobre motoniveladora e incluso la propia hoja de la motoniveladora usada como vertedera. La homogeneización y pulverización en operaciones de cierta envergadura requiere equipos similares a los de mezclado, esto es, mezcladoras rotativas de uno o varios ejes arrastradas por tractor, tipo pulvimixer, o bien suspendidas, en posición intermedia o trasera, en vehículos específicos, tipo estabilizador. La tabla 2.12 muestra los equipos usados para dicha actividad en base al tipo de suelo.

Aptitud de los equipos usados en homogeneización de suelos					
EQUIPOS	Arenas y arcillas con gravas gruesas aisladas	Arenas y arcillas poco cohesivas. Limos	Arcillas arenosas cohesivas. Limos plásticos	Arcillas muy cohesivas	Rocas evolutivas blandas. Conglomerados arcillosos
Riper intermedio en motoniveladora	PA-RB(*)	AD-RM	PA-RR	IN	IN
Gradas de disco	AD-RB	MA-RM	AD-RM	PA-RB	IN
Vertederas y hoja de motoniveladora	AD-RB	AD-RM	AD-RM	AD-RB	PA-RB(**)
Mezcladora rotativa con tractor agrícola	AD-RM(*)	MA-RA	AD-RM	PA-RB(**)	PA-RB(**)
Mezcladora	MA-RA(*)	MA-RA	MA-RA	AD-RM(**)	AD-RB(**)
MA: Muy adecuada; AD: Adecuada; PA: Poco adecuada; IN: Inadecuada RA: Rendimiento alto; RM: Rendimiento medio; RB: Rendimiento bajo (*) eliminación previa de piedras gruesas; (**) escarificado previo					

Tabla 2.12: Aptitud de los equipos usados en homogeneización de suelos

Tomado de "Curso Internacional de Diseño y Construcción de Pavimentos de Concreto", por Ing. Carlos Jofre Ibáñez, ASIA 1999, Tema 2.3, Pág. 8

La otra operación habitual en la preparación del material a usar, es la del ajuste del estado hídrico: aumentar o disminuir la humedad. Si se trata de disminuir la humedad se puede recurrir a una simple aireación, que puede coincidir con la operación de escarificado, homogeneización y/o eliminación de la fracción gruesa, o bien a un pre - tratamiento con cal. Si es necesario aumentar la humedad del suelo se hace coincidir con la homogeneización teniendo en cuenta que, en general, es recomendable ajustar la humedad del suelo unos 2 ó 3 puntos por encima del óptimo de humedad del Proctor Modificado para tener en cuenta la dosificación necesaria de cemento y la evaporación que se produce durante el mezclado y la puesta en obra.

Para el humedecimiento del suelo se emplean equipos de mezclado similares a los de homogeneización o de mezclado con el cemento. El aporte del agua puede hacerse directamente desde camiones – cisterna acoplados a los mezcladores si estos disponen de barra regadora integrada, o bien, previamente mediante camiones – cisterna con barra regadora; aunque esto último no es la mejor alternativa.

No se debe confundir la operación previa de humedecimiento del suelo con los riegos superficiales de agua que se deben realizar, especialmente en épocas cálidas para mantener la humedad cuando ya ha sido ajustada. Estos riegos de agua auxiliares pueden aplicarse antes de la extensión del cemento, también tras el mezclado y antes de la compactación.

2.7.6.2 EXTENSIÓN DEL CEMENTO

El objetivo básico de la extensión del cemento es el de dosificar lo más preciso posible la cantidad determinada de cemento en la fórmula de trabajo, en función del espesor del Pavimento Unicapa a construir. Una correcta

dosificación del cemento es fundamental para el éxito del proyecto, pero hay que recordar que también lo es su correcta homogeneización y un buen ajuste de la humedad.

La dosificación del cemento puede realizarse simplemente a mano, con sacos, estos se colocan en hileras transversales a la faja que se está ejecutando, distanciados convenientemente para producir la proporción especificada. Los sacos se rompen y su contenido se vacía sobre la superficie a modo de formar hilos transversales en la faja en proceso, luego por medio de rastras de clavos u otro dispositivo conveniente, se riega el cemento para formar una capa uniforme de suelo (proceso observado en la secuencia de fotografías de la figura 2.16). Sin embargo, lo correcto sería utilizar máquinas dosificadoras; en los equipos más sencillos, el cemento se extrae mediante una banda, cuya velocidad es igual a la del vehículo y la dosificación se realiza mediante una compuerta de altura regulable.

También la aplicación del cemento puede hacerse con camiones cargados a granel (como el observado en la figura 2.17) equipados con descargadores graduados, en los cuales se puede regular la cantidad de cemento que debe regarse en determinada área, en este sistema el camión se mueve a una velocidad lenta en el sector asignado, dejando tras de sí hilos de cemento. Estos hilos se distribuyen paralelamente al eje de la faja en proceso e igualmente distanciados en todo el ancho de la vía.

Los equipos habituales de dosificación consisten en tolvas dosificadoras de materiales pulverulentos que suelen ir acopladas a un camión – silo. El cemento se descarga sobre la tolva que en su parte inferior lleva una compuerta regulable y un dosificador alveolar que es accionado mecánica o hidráulicamente pero siempre ligado a la velocidad del vehículo tractor.



Fig. 2.16: Secuencia de extensión manual del cemento.

De esta forma se obtiene una dosificación bastante exacta independientemente de la velocidad de avance del camión. El principal problema reside en la lentitud de las operaciones de acoplamiento y desenganche de la tolva. Se puede mejorar el sistema colocando la tolva acoplada a un tractor y uniéndolo al camión – silo mediante tubería flexible.

También existen tolvas de funcionamiento automático, remolcadas o arrastradas por tractor y éste unido al camión – silo por tubería flexible. Suelen ser modelos más sofisticados que los anteriores, dan mayor precisión, dotados de agitadores y vibradores para evitar la formación de bóvedas y, en algunos casos, con posibilidad de regular la anchura de extendido.

Al mismo tiempo pueden disponer de un sistema para la pesada del cemento, que permite controlar la dosificación media (no confundir con dosificación ponderal.).

La extensión del cemento debe efectuarse por bandas paralelas adyacentes, borde contra borde, sobre toda la superficie a tratar y con una precisión tal que la desviación de la dosificación por metro cuadrado, con relación a la fórmula de trabajo, no varíe en más del 10%.

Como regla general se protegerán los equipos de extensión con faldones para limitar la emisión de polvo. Algunos equipos llevan una rampa provista de vaporizadores que con una pequeña cantidad de agua consiguen minimizar el problema de la formación de polvo.



Fig. 2.17: Riego del cemento mediante camiones dosificadores mecanizados

2.7.6.3 MEZCLADO

El mezclado del suelo con el cemento constituye la fase más delicada e importante del proceso de pavimentación. La homogeneidad obtenida y la profundidad del tratamiento son los aspectos fundamentales a asegurar con el equipo empleado. Otro aspecto importante, especialmente desde el punto económico, es que el mezclado suele ser en la mayoría de los casos, el proceso que limita el rendimiento de la operación, es decir, es su cuello de botella. Es fundamental, por lo tanto, elegir correctamente el equipo de mezclado.

Los mezcladores de suelos constan al menos de vehículo tractor y dispositivo de mezclado. Dicho dispositivo puede ser fijo (por Ej. un ripper) o móvil, y en este caso, el movimiento puede venir dado por la tracción y la fricción al suelo (por ejemplo grada de discos) o por una fuente de energía exterior (por ejemplo un pulvimixer). Este último caso es el más habitual.

Algunos de los equipos citados anteriormente para la pulverización del suelo pueden ser empleados en el mezclado. Tal es el caso del ripper de varios dientes (5 – 7 normalmente) montado sobre tractor en su parte posterior de la grada de discos o sobre motoniveladora en su parte central. (como la mostrada en la figura 2.18). Sin embargo, no son equipos idóneos, con el ripper no se obtiene una buena homogeneidad, mientras que la grada esta muy limitada en cuanto a la profundidad de trabajo (máximo de 10 – 15cms) y la motoniveladora requiere gran numero de pasadas.



Fig. 2.18: Motoniveladora de hoja intermedia realizando el mezclado.

Los equipos de mezclado habituales son los que están constituidos por mezcladores rotativos. El eje de rotación puede ser vertical u horizontal y puede existir un único rotor o varios. En el caso de los equipos de rotor único y eje horizontal, que es el más habitual, el rotor va cubierto por una carcasa. Existen tres tipos de configuraciones:

1. Según la posición relativa del tractor y del mezclador,
2. Arrastrada (tipo pulvimixer), ó
3. Suspendida sobre un bastidor en posición frontal o central (en ambos casos la denominación es la de estabilizador de suelos.

Las características de los pulvimixer y de los estabilizadores son muy similares, diferenciándose en la potencia y dimensiones, la que suele ser mayor en los estabilizadores. El rotor, de un diámetro de entre 0,5 y 1.2 m., va provisto de dientes, como en las fresadoras, o lo que es más normal, de unas paletas especiales de acero resistente al desgaste. El número (entre 50 y 150) y la forma de las paletas varía de unos modelos a otros; el ancho de trabajo puede ser de 1,5 a 3 m, aunque lo más normal es de 2 a 2.5 m, y la profundidad puede

alcanzar los 50 cm. en algunas maquinas. Los estabilizadores de suelos suelen estar equipados en el interior de la carcasa de una rampa para inyectar agua lo que resulta muy interesante para poder ajustar con precisión la humedad, aunque obliga a la presencia de una cisterna que se desplaza solidariamente con el estabilizador.

La calidad del trabajo realizado, especialmente la homogeneidad, y el rendimiento obtenido con los estabilizadores de suelos y con los pulvimixer dependen esencialmente de la adecuación de una serie de parámetros:

- Velocidad de avance,
- Velocidad de giro del rotor,
- Forma y disposición de las paletas.

En cada caso es necesario ajustar uno o varios de estos parámetros, generalmente la velocidad de avance y la de giro, pues los otros vendrán dados por el proyecto y por el tipo de máquina. Un aspecto importante a tener en cuenta es la presencia en el suelo de elementos muy gruesos (superiores a 40 – 50 mm) que dificultan grandemente el trabajo y producen frecuentes averías.

Recientes ensayos realizados con este tipo de equipos han mostrado que:

- La homogenización en sentido vertical es muy buena sobre todo el espesor tratado,
- La homogenización en sentido transversal es casi nula. por lo que se debe extremar la corrección de la distribución del cemento y del agua.
- La variación de la profundidad del tratamiento puede ser grande aunque en los equipos más modernos se puede llegar a limitar dicha variación a ± 1 cm.
- La calidad del tratamiento “in situ”, si se realiza correctamente puede ser comparable al realizado en planta.

Además, cabe mencionar la existencia de equipos de mezclado más sofisticados, como son los mezcladores de varios rotores y las plantas móviles de mezclado.

Los mezcladores de varios rotores son máquinas autopropulsadas dotadas de dos o más rotores. Los rotores pueden ir colocados en paralelo y en sentido normal al avance, en cuyo caso suelen girar en sentidos opuestos con lo que se mejora considerablemente la dispersión del cemento. Los rotores también pueden ir colocados en sentido normal y ortogonal (como los de un mezclador de planta fija) con lo que se obtiene una gran homogeneidad tanto vertical como transversalmente. En el mercado no es fácil encontrar equipos de mezclado de varios rotores y los que existen suelen tener un costo elevado. Algunas empresas de maquinaria han desarrollado esta idea para el reciclado “in situ” de pavimentos.

Las plantas móviles son equipos similares a las de las planta fijas pero realizan su trabajo directamente sobre el suelo. Constan normalmente de un escarificador o excavador del suelo, seguido de un elevador de cangilones. El material es cribado a la entrada para eliminar los elementos más gruesos y después mediante una cinta transportadora se lleva hasta un mezclador de paletas. Sobre la cinta se incorpora el cemento y el agua, si fuera necesario. El material ya mezclado se vierte por una rampa donde es distribuido por un dispositivo de extensión transversal con regulación de espesor. Además estos equipos llevan depósitos reguladores de agua y cemento y van conectados a cisternas de abastecimiento.

En general, son equipos de precio elevado pero son aptos para todo tipo de suelos y además los rendimientos que se obtienen, la calidad de la dosificación y de la homogeneidad son muy altos.

Como ejemplo de los equipos antes mencionados tenemos los Mezcladores – Escarificadores los cuales poseen tres formas básicas de llevar a cabo los trabajos:

1. Aplicando el agua y el cemento, y escurificando y/o mezclando posteriormente, como se puede observar en la figura siguiente:

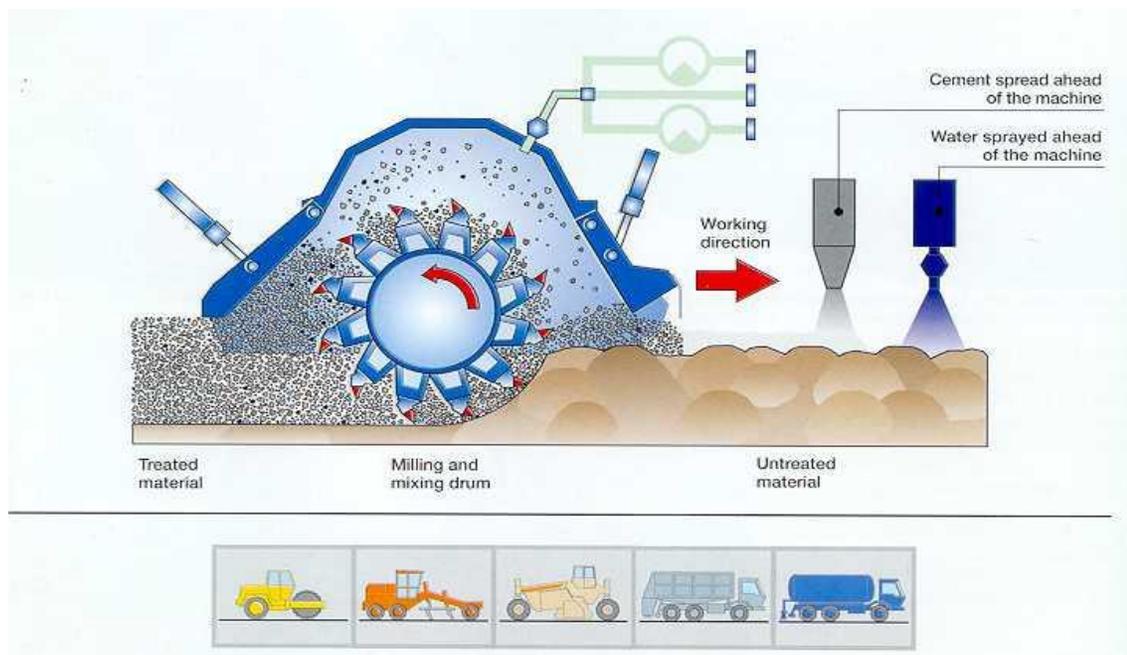


Fig. 2.19: Mezclado – escurificado, previa aplicación de agua y cemento
Tomado de “Manual de Reciclaje en Frío Wirtgen”, Segunda Edición, Septiembre 2001

Como se muestra en la figura anterior, se utiliza un número determinado de equipos; primeramente se riega el agua con un camión cisterna, después se extiende el cemento con un camión de riego, luego la máquina mezcladora – escurificadora, por medio de un tambor de espas dentro de la carcasa protectora, situada en la parte central de la misma es la que se encarga de mezclar homogéneamente los diferentes materiales; la mezcla obtenida sale

por una compuerta regulable situada en la parte trasera de la carcasa, para que seguidamente la máquina que se encargará del perfilado y nivelación haga su trabajo, y finalmente se compacte con un rodillo vibratorio o el equipo que se acomode mejor a la mezcla.

2. Aplicando el cemento y posteriormente escarificando y/o humedeciendo la superficie simultáneamente como se muestra en la siguiente figura:

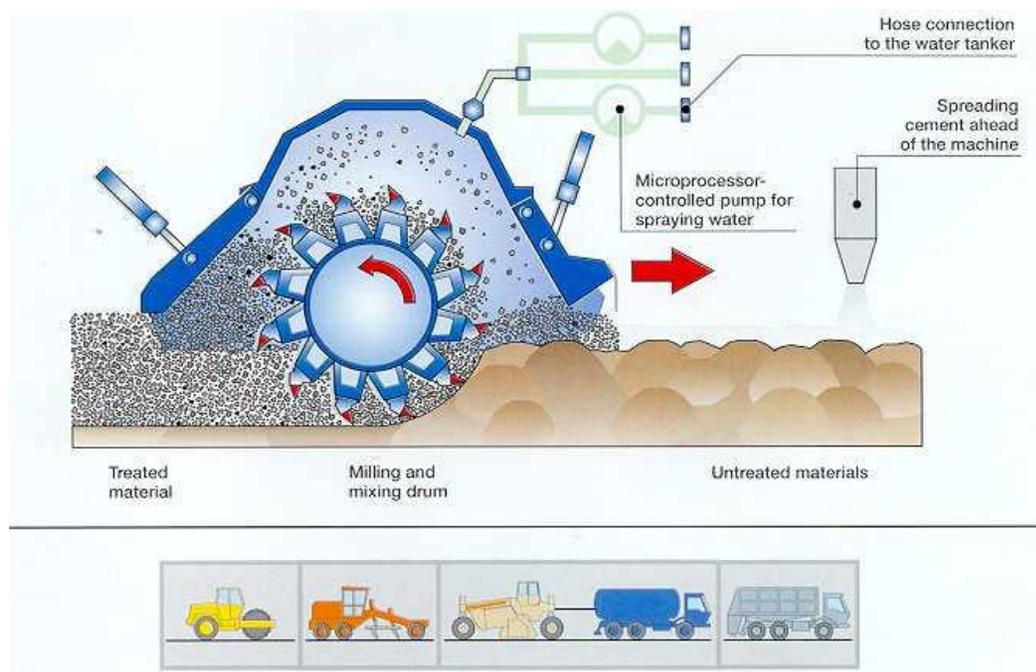


Fig. 2.20: Mezclado – escarificado y humedecimiento de la superficie simultáneamente, previa aplicación del cemento

Tomado de “Manual de Reciclaje en Frío Wirtgen”, Segunda Edición, Septiembre 2001

El funcionamiento es similar al descrito en el caso 1 con la diferencia que aquí se conecta directamente el camión cisterna al equipo mezclador – escarificador mediante una manguera, el camión posee un microprocesador que controla la bomba con la que se rocía el agua a la mezcla.

3. Haciendo todos los procesos en forma simultanea, como se observa en la siguiente figura:

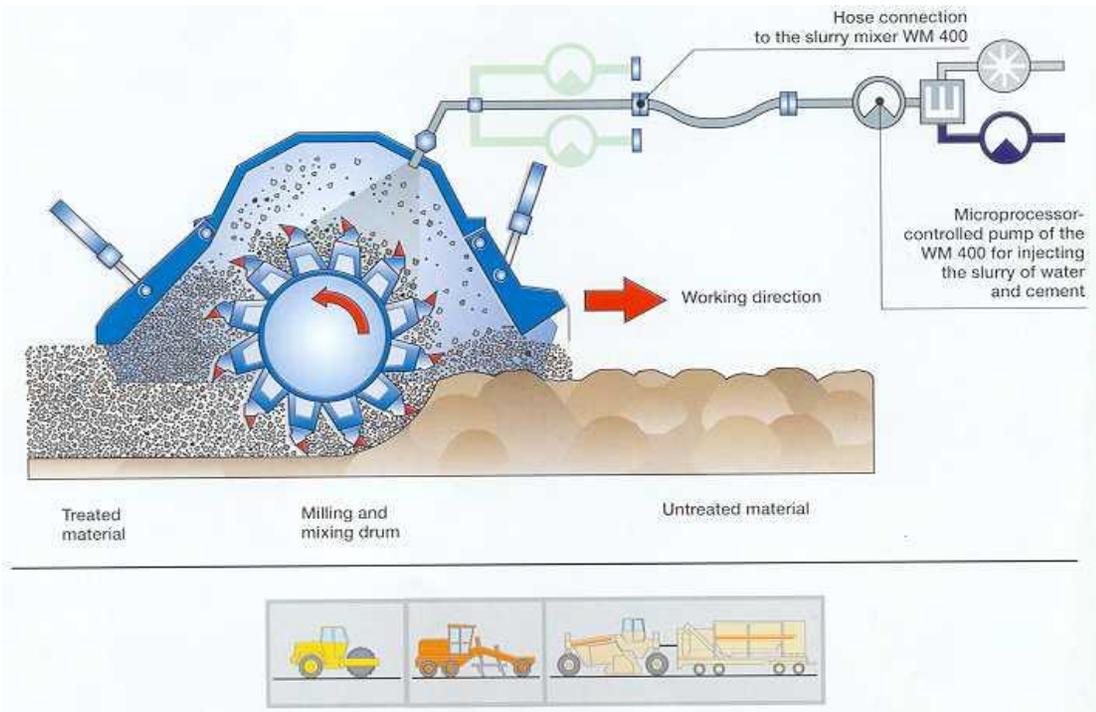


Fig. 2.21: Mezclado – escarificado, aplicando agua y cemento simultáneamente
Tomado de “Manual de Reciclaje en Frío Wirtgen”, Segunda Edición, Septiembre 2001

En este procedimiento se adiciona el cemento y el agua en forma de lechada por medio de una manguera conectada a la pre – mezcladora de los componentes antes mencionados, la cual también posee un microprocesador que controla las cantidades de lechada inyectadas a la mezcla, para que se repita la secuencia de procedimientos antes descritas. A continuación se muestra la conveniencia de emplear determinados equipos para el mezclado de diferentes tipos de suelos según la tabla 2.13.

Aptitud de los equipos de mezclado de suelos					
EQUIPOS	Arenas y arcillas con gravas gruesa aisladas	Arenas y arcillas poco cohesivas. Limos	Arcillas arenosas cohesivas. Limos Plásticos	Arcillas muy cohesivas	Rocas evolutivas blandas. Conglomerados arcillosos
Riper intermedio en motoniveladora	IN	PA-RR	PA-RB	IN	IN
Gradas de discos. Vertederas y hoja de motoniveladora	IN	PA-RR	PA-RB	IN	IN
Pulvimixer arrastrado por tractor agrícola	PA-RB(*)	MA-RM	AD-RM	PA-RB	IN
Estabilizadora de suelo de un rotor	AD-RM	MA-RA	MA-RA	AD-RM	PA-RB(**)
Estabilizadora de suelo de varios rotores	AD-RA(*)	MA-RA	MA-RA	MA-RM	AD-RB(**)
Planta móvil de estabilización	MA-RA	MA-RA	MA-RA	MA-RA	AD-RM
MA: Muy adecuada; AD: Adecuada; PA: Poco adecuada; IN: Inadecuada RA: Rendimiento alto; RM: Rendimiento medio; RB: Rendimiento bajo (*) eliminación previa de piedras gruesas; (**) escarificado previo					

Tabla 2.13: Aptitud de los equipos de mezclado de suelos

Tomado de "Curso Internacional de Diseño y Construcción de Pavimentos de Concreto", por Ing. Carlos Jofre Ibáñez, ASIA 1999, Tema 2.3, Pág. 15

2.7.6.4 COMPACTACIÓN

La relación entre la calidad de una capa de suelo natural o de suelo estabilizado con el nivel de compactación alcanzado es bien conocida, la obtención de una densidad elevada es importante para alcanzar unas buenas resistencias mecánicas pero, sobre todo, la densidad alcanzada en el fondo de la capa tratada es fundamental de cara a obtener una buena resistencia a la fatiga de la capa de los PUAD.

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.

Para realizar esta operación puede emplearse un gran número de tipos de máquinas, pero las más frecuentes son los rodillos lisos, los rodillos vibratorios, los compactadores de neumáticos y los compactadores de patas o de impactos. No todos estos equipos son siempre adecuados, por el contrario, para cada tipo de suelo y espesor de capa a estabilizar debe estudiarse un sistema (tipo de equipos, potencia, peso y número de pasadas) idóneo de compactación mediante el correspondiente tramo de ensayo. Se tendrán en cuenta, como es lógico, otros factores como el costo y la disponibilidad de los equipos.

Los rodillos lisos, también denominados apisonadoras, actúan por el efecto del peso propio concentrado en la zona de contacto entre el cilindro metálico y el suelo. Suelen ser autopropulsadas, con dos cilindros de igual anchura (tipo tándem) o con tres cilindros (tipo triciclo). En función del peso pueden clasificarse en ligeros (2–6 ton.), pesados (10–16 ton.) y muy pesados (> 16 ton.) Este peso puede aumentarse normalmente cargando la maquina.

El factor que determina la eficacia de la compactación 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/mt. 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 vibración se obtiene por el giro de masas excéntricas. En función del peso y de la excentricidad se obtienen distintas frecuencias (600 – 4500 r.p.m.) y amplitudes de vibración. A mayor amplitud, mayor esfuerzo de compactación y cuanto mayor frecuencia, mayor eficacia en los suelos finos no cohesivos.

Así por ejemplo, se usan frecuencias de 1,000 – 2,000 r.p.m. en suelos con gravas y arenas gruesas y de 2,000 – 4,000 r.p.m. en suelos con arenas muy finas y limos no plásticos.

Otra característica importante es el peso por unidad de longitud de generatriz, especialmente en relación con la capa tratada como lo muestra la siguiente tabla:

Tipo de rodillo vibratorio	Peso por unidad de longitud generatriz	Espesor de capa más adecuado
Rodillos ligeros	10 – 25 Kg./cm.	10 – 15 cm.
Rodillos medios	25 – 35 Kg/cm	15 – 25 cm
Rodillos pesados	35 – 50 Kg./cm.	25 – 40 cm.
Rodillos muy pesados	> 50 Kg/cm	40 - 60 cm

Tabla 2.14: Relación entre el peso por unidad de longitud generatriz y el espesor de capa más adecuado.

Tomado de “Curso Internacional de Diseño y Construcción de Pavimentos de Concreto”, por Ing. Carlos Jofre Ibáñez, ASIA 1999, Tema 2.3, Pág. 18

En los suelos granulares limpios la vibración es particularmente eficaz por lo que pueden incrementarse los espesores anteriores. Por el contrario, la vibración es menos eficaz, en suelos arcillosos y no es aconsejable en suelos muy plásticos.

Los compactadores de neumáticos pueden ser también remolcados o autopropulsados. Los remolcados suelen ser de gran peso (30 – 150 ton.), con una o dos filas de neumáticos, y de difícil maniobra. Los autopropulsados, por el contrario, son muy maniobrables y polivalentes ya que se emplean en la compactación de todo tipo de unidades de obra en carreteras. El peso puede variar normalmente entre 5 – 40 ton. y el número de neumáticos (7 a 9), se disponen de forma alternada de tal manera que cubran todo el ancho de compactación, como el mostrado en la figura 2.22.



Fig. 2.22: Rodillo de neumático autopropulsado.

En la fase de compactación, el factor más importante es el de la carga por rueda. En función de esta los compactadores de neumáticos se clasifican en: ligeros (< 3 ton/rueda), medios ($3 - 6$ ton/rueda) y pesados (> 6 ton/rueda). La forma de trabajo de los neumáticos combina la presión vertical con un ligero amasado que facilita el encaje de los granos finos en los huecos. Son muy adecuados en suelos arenosos no muy arcillosos, especialmente en combinación con los rodillos vibratorios. No son aconsejables en suelos con gravas muy gruesas ni en suelos muy arcillosos o muy húmedos.

Otro aspecto importante es la presión de contacto que puede variar generalmente por medio de un compresor fijo. En las capas gruesas conviene empezar por presiones bajas ($3 - 5$ Kg. /cm²) de forma que el bulbo de presiones sea mayor y alcance mayor profundidad. La presión se va aumentando paulatinamente hasta alcanzar presiones altas ($7 - 9$ Kg. /cm²).

Por último, los rodillos de patas o de impacto (tamping) que basan su efecto de compactación en la presión elevada ejercida al concentrar su peso en

las pequeñas superficies de las patas unida a un efecto de amasado y de impacto dinámico por la forma de las patas. Aunque pueden ir montados en compactadores mixtos, los más eficaces están constituidos por dos rodillos de gran diámetro (1 – 3 m.) con protuberancias (patas) de diversas formas: Truncocónicas, Segmentadas, Paralelepípedas, etc. Suelen ser equipos pesados (20 – 50 ton. sin lastre) dotados también de una hoja de buldózer, que transmiten una gran presión de contacto (20 – 120 Kg. /cm²), como el mostrado en la figura 2.23.

Los rodillos de impacto están especialmente indicados en terrenos cohesivos, pero no deben estar muy húmedos. También están indicados en suelos con elementos gruesos que requieran trituración y homogeneización granulométrica.



Fig. 2.23: Rodillo pata de cabra.

Sea cual fuere el equipo elegido, la compactación debe realizarse y completarse durante el período de manejabilidad de la mezcla, evitando retrasos que provoquen ruptura de los enlaces producidos por el fraguado. Este tiempo de manejabilidad depende del tipo de cemento, la proporción de cemento, la cantidad de agua empleada y de la temperatura ambiente. En condiciones normales debe pensarse en completar el proceso antes de las tres horas después de la incorporación del cemento.

Cuando se efectúe una operación de reajuste o nivelación de la capa estabilizada resulta conveniente efectuar la compactación en dos fases. Una parcial o inicial que se realiza inmediatamente después del mezclado. Con ella se busca una densidad del orden del 85 – 95% de la densidad final en toda la superficie de la capa para que sirva de apoyo homogénea a los equipos de nivelación. Después de la nivelación se completa la compactación con la segunda fase o fase final hasta alcanzar los niveles de compactación exigidos.

Hay que reiterar la conveniencia de realizar tramos de ensayo en todas las obras para definir lo más preciso posible la forma de compactación: Equipo y pasadas mínimas. Además los tramos de ensayo permiten poner de manifiesto la influencia del contenido de agua, evaluar la eficacia del mezclado, analizar la conveniencia de emplear un retardador de fraguado, etc.

Como recomendación se presenta la siguiente tabla en la cual se podría escoger el equipo más apropiado de compactación dependiendo el tipo de suelo.

Aptitud de los equipos vibratorios, de neumáticos e impacto según el tipo de suelos					
EQUIPOS	Arenas y arcillas con gravas gruesas aisladas	Arenas y arcillas poco cohesivas. Limos	Arcillas arenosas cohesivas. Limos plásticos	Arcillas muy cohesivas	Rocas evolutivas blandas. Conglomerados arcillosos
Apisonadora de dos rodillos, uno vibrante	PA-RB	MA-RM	AD-RM	IN	PA-RB
Apisonadora de dos rodillos vibrantes	AD-RM	MA-RA	AD-RA	IN	PA-RM
Rodillo vibrantes con patas	MA-RM	IN	PA-RB	AD-RM	MA-RA
Rodillos mixtos de cilindro liso vibrante	PA-RB	AD-RM	AD-RM	IN	IN
Rodillos remolcados pesados lisos	MA-RA	PA-RM	PA-RB	IN	PA-RM
Compactador de neumático remolcado	PA-RB(*)	AD-RM(*)	PA-RB(*)	IN	IN(**)
Compactador de neumático autopropulsado	IN	MA-RA	AD-RM	IN	IN
Rodillo de impacto de gran velocidad	IN(**)	PA-RB	AD-RM	MA-RA	MA-RM

MA: Muy adecuada; AD: Adecuada; PA: Poco adecuada; IN: Inadecuada
RA: Rendimiento alto; RM: Rendimiento medio; RB: Rendimiento bajo
(*): requiere tajos muy grandes; (**): puede utilizarse con rendimientos muy bajos
Nota: los rendimientos mencionados son relativos a los otros tipos de maquina del mismo peso y potencia.

Tabla 2.15: Aptitud de los equipos vibratorios, de neumáticos e impacto según el tipo de suelos

Tomado de “Curso Internacional de Diseño y Construcción de Pavimentos de Concreto”, por Ing. Carlos Jofre Ibáñez, ASIA 1999, Tema 2.3, Pág. 21

2.7.6.5 NIVELACIÓN

El objetivo de esta operación es conformar la capa estabilizada o el pavimento con la geometría requerida. En este tipo de pavimentación el perfilado se efectúa preferentemente mediante eliminación de material, es decir, que se evita el procedimiento de compensar las partes bajas aportando material de las zonas altas; esto se debe tener en cuenta durante el proceso de extensión del suelo (pre – nivelación) con el objetivo de que, tras las distintas operaciones que componen la estabilización, se produzca un sobre espesor de capa (en torno al 10–15 % del espesor total) que será eliminado en la operación de nivelación final.

La nivelación final se realizará de forma rápida e inmediatamente después de la compactación parcial, respetando siempre el período de manejabilidad de la mezcla. La precisión que se alcanza en los suelos estabilizados con cemento suele ser mayor que en los materiales granulares no tratados.

Los equipos más adecuados para esta nivelación son las motoniveladoras y auto grades guiadas electrónicamente por hilos o por láser. Los auto grades permiten además la puesta en cordón del material sobrante o su carga directa sobre camión. Los rendimientos que se pueden obtener con estos equipos varían desde los 4,000 – 5,000 m² para una jornada de 8 horas, con una motoniveladora, y de 12,000 – 15,000 m² con los auto grades guiadas con hilo. Con estos equipos se puede ser mucho más exigente en cuanto a las diferencias entre los perfiles teóricos y los reales obtenidos.

2.7.6.6 EJECUCIÓN DE LAS JUNTAS

Los Pavimentos Unicapa tienen posibilidades de presentar fisuras finas y espontáneas, producto del alto contenido de cemento en la masa de suelo, la

cual no representará riesgo estructural alguno, sin embargo se tratará de controlar en lo posible dicho fisuramiento creando juntas transversales de contracción. Debido a que no se tiene experiencia alguna en la construcción de juntas en los Pavimentos Unicapa, las recomendaciones para su construcción se basan en las técnicas de ejecución de juntas en reciclados de pavimento usando cemento Pórtland.

Existen diversas alternativas para realizar las juntas transversales de contracción, desde un corte fresco hasta aserrados con disco en el material endurecido, este último es recomendado muy poco, debido a que el material tratado nunca logra la dureza de un concreto hidráulico, por lo que al realizar el aserrado siempre ocurren desportillamientos en las aristas de dichas juntas. Por lo que se recomienda un corte en fresco de un ancho de unos 4 mm. y a una profundidad que corresponda a la mitad del espesor de la capa tratada, este corte se puede realizar con equipos sencillos como cuchillas acopladas a placas o planchas vibratorias, como se muestra en la figura 2.24 (a) o con equipos diseñados para realizar este tipo de trabajo como los denominados CRAFT (Creación Automática de Fisuras Transversales) como se muestra en la figura 2.24 (b).



(a) Plancha vibratoria



(b) Equipo CRAFT

Fig. 2.24: Equipo utilizado para la ejecución de juntas

Posteriormente al corte se podrá rellenar la junta con emulsión para luego terminar el proceso normal de compactación, el objetivo del sello de emulsión es desligar las caras adyacentes de la junta y garantizar que no se cierre durante el proceso de compactación. Es importante mencionar, que el brazo móvil del equipo CRAFT puede ser adaptado a una retroexcavadora o a una motoniveladora y que antes de realizar el corte en fresco se debe aplicar la compactación inicial al pavimento, para que de esta manera la compactación final consista en pocas pasadas del rodillo liso y/o rodillo neumático, esto significa que la compactación total que recibe el pavimento, casi toda se lleva a cabo en la compactación inicial.

2.7.6.7 CURADO Y PROTECCIÓN SUPERFICIAL

Una vez compactado el pavimento debe protegerse (curado para asegurar el mantenimiento de su nivel de humedad al menos durante un período inicial mínimo una semana). Este mantenimiento implica tanto el evitar la evaporación del agua, como una posible infiltración del agua de lluvia.

Por ello, aunque sea una práctica habitual, el curado de la capa con agua no es el procedimiento más recomendable en obras de cierta importancia. Es mucho más adecuado el empleo de un riego de curado con emulsión bituminosa o con algún producto específico de curado de materiales tratados con cemento. En el caso de las emulsiones bituminosas se deben emplear las de ruptura rápida y baja viscosidad. La aplicación de estos riegos se hará con cisternas dotadas de rampa regadora que asegure una dotación uniforme, y evite realizarlas a mano mediante lanza regadora, salvo en lugares inaccesibles para la cisterna. La aplicación se realizará a las 24 horas de terminada la compactación, manteniendo la humedad durante dicho período mediante riegos de agua si fuera preciso.

Con cualquiera de las alternativas de curado adoptada, se prohibirá totalmente la circulación de vehículos durante los tres primeros días y hasta pasados los primeros siete días no se permitirá la circulación de vehículos pesados.

Como recomendación se presenta la siguiente tabla en la cual se podría escoger el tipo de capa de protección superficial, más apropiada para suelos estabilizados con cemento.

APTITUD DE LAS CAPAS DE PROTECCIÓN DE SUELOS ESTABILIZADOS CON CEMENTO			
Tipo de capa de Protección superficial	Funciones que cubre	Funciones que no cubre	Comentarios
Pulverización de agua	Protección del estado hídrico frente a la evaporación. Limita la emisión de polvo.	Protección del estado hídrico frente a las infiltraciones protección frente al tráfico de obra.	Dificultades para asegurar su aplicación en el momento y con la cantidad precisa de agua.
Riego de curado	Protección del estado hídrico frente a la evaporación y las infiltraciones.	Protección frente a la acción del tráfico de obra. Malas condiciones de rodadura de los vehículos	Frecuente ejecución manual del riego con dosificación heterogénea. Deterioros frecuentes por acción del tráfico de obra.
Riego de sellado	Buena protección del estado hídrico frente a la evaporación y las infiltraciones. Suprime la emisión de polvo. Ligera protección frente a la acción del tráfico de obra		La protección frente al tráfico de obra es algo escasa. Posible deterioro en zonas de maniobra
Tratamiento superficial mono/bicapa	Protección asegurada del estado hídrico frente a la evaporación y las infiltraciones. Suprime la emisión de polvo. Protección frente a la acción del tráfico de obra		Costo elevado

Tabla 2.16: Aptitud de las capas de protección de suelos estabilizados con cemento

Tomado de "Curso Internacional de Diseño y Construcción de Pavimentos de Concreto", por Ing. Carlos Jofre Ibáñez, ASIA 1999, Tema 2.3, Pág. 24

CAPÍTULO III
APLICACIÓN DE LOS
PAVIMENTOS UNICAPA DE
ALTO DESEMPEÑO
TRAMO EXPERIMENTAL
PLANTA EL RONCO CESSA,
METAPÁN, SANTA ANA

3.0 INTRODUCCIÓN

Para conocer el comportamiento de los PUAD en un determinado tipo de suelo, es necesario que se construya un tramo experimental, el cual debe estar sometido a diferentes pruebas de laboratorio y de campo, con el objeto de verificar su comportamiento ante las sollicitaciones de carga previstas.

En el presente capítulo se desarrollan las pruebas de laboratorio necesarias realizadas a muestras de suelo alteradas obtenidas del tramo experimental, ubicado dentro de las instalaciones de la planta EL RONCO, Cemento de El Salvador S.A. de C.V., Metapán, Departamento de Santa Ana. El capítulo está dividido principalmente en dos partes: la primera que constituye un análisis detallado del suelo característico del lugar y la segunda un estudio del diseño de mezclas, ensayos de laboratorio y diseño estructural de los PUAD.

Además se describe el proceso constructivo básico de esta metodología de pavimentación, el comportamiento del pavimento a corto plazo, así mismo se presenta un breve análisis de costo para formarse una idea de la factibilidad económica de la aplicación de los PUAD a nuestros caminos rurales.

3.1 CONDICIONES EXISTENTES DEL CAMINO EN ESTUDIO

3.1.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

El camino sobre el cual se construirá el tramo experimental se localiza dentro de las instalaciones de la planta EL RONCO, Cemento de El Salvador, S.A. de C.V., Metapán, Departamento de Santa Ana, el tramo es parte del camino que conduce hacia la nave de puzolana ubicado al norte de las instalaciones administrativas del Complejo Industrial, es una calle de tierra balastreada con material de aporte de bancos de material cercanos a la vía, que permanece en excelente estado (ver fig. 3.1), debido al buen mantenimiento que se le da por parte del personal de la planta, y al tráfico pesado que circula que de alguna manera compacta el material.



Fig. 3.1: Aspecto actual del camino en análisis

3.1.2 DISEÑO GEOMÉTRICO

El tramo de prueba ubicado en el camino descrito consta de unos 80 metros de longitud, por 10 metros de ancho de corona aproximadamente, el diseño geométrico de la parte en análisis de este estudio es muy simple debido a la poca longitud y a la ubicación del mismo.

En su alineamiento horizontal una curva circular simple abarca la longitud total del mismo; en lo referente al alineamiento vertical posee una curva vertical en cresta, con desniveles entre su PC y PT relativamente suaves, (ver perfil del eje en anexos, hoja de plano 3/3). En el siguiente numeral se describen los elementos importantes del diseño geométrico de la sección transversal típica del camino en estudio.

3.1.3 ELEMENTOS QUE COMPONEN EL CAMINO

Los elementos más importantes que componen la sección transversal de un camino son: la corona o ancho de camino, la cuneta y contracunetas, los taludes, pendiente transversal, derecho de vía y otros elementos que se denominan complementarios como por ejemplo: las barreras o defensas protectoras, los bordillos, barandales y obras de cruce.

Definición y descripción de elementos principales encontrados en el camino.

- a) Corona: Es la superficie del camino terminada que queda comprendida entre los hombros del camino, o sea las aristas superiores de los taludes del terraplén y/o las interiores de las cunetas. El ancho de la corona se pudo constatar a través de mediciones que alcanzaba los 10 metros aproximadamente en toda la longitud, así mismo su superficie de tierra y balastro se encontraba en excelentes condiciones debido al buen mantenimiento rutinario (ver fig. 3.1).

- b) Bombeo ó Pendiente transversal: Es la pendiente que se le da a la corona en el alineamiento horizontal hacia uno u otro lado de la rasante para evitar la acumulación de agua sobre el camino, el bombeo que el camino posee es suave pero suficientemente bueno (aproximadamente 2%) para lograr la efectiva transportación del agua hacia las cunetas exteriores.
- c) Cuneta: Son zanjas ubicadas a la orilla del camino en los cortes, destinadas a recoger el agua que escurre de la corona y de los taludes de los cortes, estas son de concreto de forma semicircular ubicadas en toda la longitud del tramo de prueba.
- d) Contracunetas: Son canales cuya ubicación es prácticamente paralela al eje del camino, a media ladera del lado de aguas arriba y a cierta distancia del corte y tienen por objeto proteger contra el deslave de los taludes en los cortes, aparentemente esta función la desempeña un descanso o cambio de dirección de los taludes que existen a un lado del camino.
- e) Talud: Es el área o superficie del terreno en corte o relleno, comprendida entre la cuneta y el terreno original, un talud es observado en un lado del camino, éste presenta buena estabilidad debido a las características del material de la zona.
- f) Zona de derecho de vía: Área o superficie de terreno, generalmente propiedad del estado; destinado al uso de una carretera o camino, con zonas adyacentes utilizadas para todas las instalaciones y obras complementarias y delimitados a ambos lados por los linderos de la propiedad colindante, el derecho de vía en este caso no aplica debido a que es un camino interno en un complejo industrial.
- g) Elementos complementarios: Bajo esta denominación se incluyen aquellos elementos de la sección transversal que concurren ocasionalmente y con los cuales se trata de mejorar la operación y conservación del camino, tales elementos son: las guarniciones, bordillos, fajas separadoras, vados, etc.

Cabe mencionar que no se encontró con ninguno de los elementos antes mencionados.

3.2 ESTUDIOS PREVIOS AL DISEÑO ESTRUCTURAL

3.2.1 ANÁLISIS DE TRÁFICO

Los estudios de tráfico son fundamentales para el análisis tanto de capacidad como estructural de una vía, ya sean proyectos de construcción o rehabilitación, en nuestro caso son la base para el diseño estructural del pavimento.

El primer paso para la determinación del tráfico es establecer el volumen del Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA), que se define como el volumen total de vehículos que pasan por un punto o sección de una carretera en un período de tiempo determinado, que es mayor de un día y menor o igual a un año, dividido por el número de días comprendido en dicho período de medición. Se ha tomado el TPDA como un indicador numérico para el diseño, tanto por constituir una medida característica de la circulación de vehículos, como por su facilidad de obtención. Constituye así el TPDA un indicador muy valioso de la cantidad de vehículos de diferentes tipos (livianos y pesados) y funciones (transporte de personas y de mercancías), que se sirve de la carretera existente como su tránsito normal y que continuará haciendo uso de dicha carretera una vez sea mejorada o ampliada, o que se estima utilizará la carretera nueva al entrar en servicio para los usuarios.

El estudio de tráfico realizado al tramo experimental es parte del control de circulación vehicular diario efectuado por el personal de la planta. El conteo vehicular se presenta a continuación en la tabla 3.1.

**DATOS DE TRAFICO EN TRAMO DE CALLE CONSTRUIDO CON
PAVIMENTO UNICAPA DE ALTO DESEMPEÑO
RESUMEN POR MES**

SEPTIEMBRE de 2002								
No	Descripción	Ejes	Sobrecarga Total TM	Cargados Vehículos / Mes	Sobrecarga TM / Eje	Cargados TM / Eje	Vacios Vehículos / Mes	Peso de vehicul TM / Eje
1	Transporte de Hematita en rastras	5	2,377.22	127	3.7	6.5	127	2.8
2	Transporte de Yeso en rastras	5	2,673.98	87	6.1	8.7	87	2.6
3	Transporte de Puzolana en rastras	5	373.74	13	5.7	8.3	13	2.6
4	Transporte de Caliza de Terceros en camión	3	20,934.10	1047	6.7	10.0	1047	3.3
5	Transporte de Fuel Oil	5		151	4.0	7.2	151	3.2
6	Transporte de Aceite Quemado	0	0.00	0	0.0	0.0	0	0.0
7	Transporte de Lodos	0	0.00	0	0.0	0.0	0	0.0
8	Transporte de Diesel	5		10			10	3.2
9	Microbuses	2		120				
10	Pipas para riego de calles	3		640				
11	Vehículos livianos	2		1000				

OCTUBRE de 2002								
No	Descripción	Ejes	Sobrecarga Total TM	Cargados Vehículos / Mes	Sobrecarga TM / Eje	Cargados TM / Eje	Vacios Vehículos / Mes	Peso de vehicul TM / Eje
1	Transporte de Hematita en rastras	5	2,377.22	123	3.9	6.7	123	2.8
2	Transporte de Yeso en rastras	5	4,771.35	168	5.7	8.3	168	2.6
3	Transporte de Puzolana en rastras	5	7,439.80	238	6.3	8.9	238	2.6
4	Transporte de Caliza de Terceros en camión	3	12,767.22	638	6.7	10.0	638	3.3
5	Transporte de Fuel Oil	5		142	4.0	7.2	142	3.2
6	Transporte de Aceite Quemado	5	0.00	25	4.0	7.2	25	3.2
7	Transporte de Lodos	0	0.00	0	0.0	0.0	0	0.0
8	Transporte de Diesel	5		10			10	3.2
9	Microbuses	2		120				
10	Pipas para riego de calles	3		640				
11	Vehículos livianos	2		1000				

hasta el 28 de NOVIEMBRE de 2002								
No	Descripción	Ejes	Sobrecarga Total TM	Cargados Vehículos / Mes	Sobrecarga TM / Eje	Cargados TM / Eje	Vacios Vehículos / Mes	Peso de vehicul TM / Eje
1	Transporte de Hematita en rastras	5	1,384.95	72	3.8	6.6	72	2.8
2	Transporte de Yeso en rastras	5	781.38	24	6.5	9.1	24	2.6
3	Transporte de Puzolana en rastras	5	12,798.70	414	6.2	8.8	414	2.6
4	Transporte de Caliza de Terceros en camión	3	22,058.14	1103	6.7	10.0	1103	3.3
5	Transporte de Fuel Oil	5		164	4.0	7.2	164	3.2
6	Transporte de Aceite Quemado	5	0.00	8	4.0	7.2	8	3.2
7	Transporte de Lodos	5	0.00	2	4.0	7.2	2	3.2
8	Transporte de Diesel	5		10			10	3.2
9	Microbuses	2		120				
10	Pipas para riego de calles	3		640				
11	Vehículos livianos	2		1000				

Tabla 3.1: Estudio de trafico del tramo experimental

Fuente: Cemento de El Salvador S.A. de C.V.

Como podemos observar el tráfico es de volumen alto, así como también el porcentaje de vehículos de carga; es importante mencionar que el tráfico contabilizado no es carretero, sino que es un tráfico industrial pesado y

constante durante las 24 horas del día y los 365 días del año, funcionando según el ritmo de operaciones de la industria cementera. Así mismo muchos de los vehículos de carga poseen forros metálicos de cadena, los cuales provocan un mayor desgaste en la superficie del pavimento.

3.2.2 ANÁLISIS DE SUELO

Para el estudio de las propiedades del suelo, se hace necesario el obtener muestras representativas que reflejen las condiciones del mismo en el sitio, esta actividad puede realizarse de dos formas: obteniendo muestras inalteradas y obteniendo muestras alteradas.

A una muestra se le llama inalterada, cuando se toman todas las precauciones necesarias para mantener las mismas condiciones que tenía en el lugar de procedencia, y alterada, en caso contrario.

3.2.2.1 OBTENCIÓN DE MUESTRAS

Para la obtención de muestras en ésta investigación, particularmente alteradas (por los tipos de ensayos a realizar) se estableció una metodología de trabajo, con el fin de obtener un muestreo reducido y lo más representativamente posible el cual se describe a continuación:

1. Se efectuó un recorrido exploratorio para observar las condiciones existentes del terreno observando los cortes expuestos de los perfiles naturales del mismo en los que se pudo ver el color, textura y demás características importantes.
2. Una vez efectuado el recorrido, se tomó la decisión sobre la ubicación de los sondeos representativos en donde se realizarían los pozos a cielo abierto para la extracción de las muestras; el peso de las muestras de suelo para los diferentes ensayos son relativamente mayores por lo que se trata de minimizar el número de éstas, es importante mencionar que el muestreo

se realizó en dos etapas: una primera para los estudios de las propiedades del suelo y una segunda para los diseños de mezclas.

3. Para la excavación de los diferentes pozos, que varían en sus dimensiones dependiendo de la etapa de trabajo, se utilizaron herramientas como pico, pala, barra y azadones. Las muestras obtenidas se redujeron cuarteando en campo la cantidad total de material extraído.
4. Las muestras finales de cada tipo de suelo se colocaron en sacos y se transportaron al laboratorio, acompañada cada una de la siguiente información: fecha de muestreo, localización del proyecto, estacionamiento y localización del muestreo, número de sacos que la contienen, tipo de suelo, color, indicando si se tomó del terreno natural o de terracería.

3.2.2.2 UBICACIÓN DE LOS PUNTOS DE OBTENCIÓN DE MUESTRAS PARA ENSAYOS

Como se ha mencionado la obtención de las muestras se realizó en dos fases, en la primera se realizaron tres sondeos en dos pozos diferentes, ya que al excavar los pozos, con dimensiones de 1.0 x 0.60 y profundidad hasta un metro, se encontró que el material superficial aproximadamente hasta 0.30 m. de profundidad era muy similar, pero el material inferior sí variaba de un pozo con respecto al otro, es por ello que se optó por tomar los respectivos muestreos, obteniendo en total un número de 10 sacos de suelo.

La segunda fase, en la que se extrajeron las muestras para el diseño de mezclas y elaboración de especímenes, se realizó en tres sondeos con igual número de pozos, con dimensiones de 1.0 x 1.0 y profundidad de 0.35 metros aproximadamente, que sería el material con el que finalmente se construirá el PUAD.

Para mayor detalle de los sondeos se presenta a continuación la tabla 3.2, así como la ubicación de los pozos en plano topográfico. (ver detalles en anexos, plano hoja 1/3)

	POZO No.	SONDEO No.	ESTACIONAMIENTO PROFUNDIDAD	DESCRIPCIÓN Y OBSERVACIONES
Estudios Previos de suelo	1	1	0+045 0.0- 0.30 mts.	Material de aporte tomado de carril izquierdo, con presencia de material de tamaño considerable, color es café claro
		2	0+045 0.30 - 1.0 mts.	Material del terreno natural tomado de carril izquierdo con características arenosas y de color café- amarillento
	2	3	0+100 0.30- 0.80 mts	Muestra de terreno tomada de carril derecho, color café oscuro, con características arcillosa
Diseño de Mezclas	3	4	0+050 0.0-035 mts	Muestra de material de aporte de carril izquierdo con boleos de tamaño considerable
	4	5	0+070 0.0-035 mts	Muestra de material de aporte de carril izquierdo con boleos de tamaño considerable
	5	6	0+095 0.0-035 mts	Muestra de material de aporte de carril derecho con boleos de tamaño considerable

Tabla 3.2 Disposición de muestreo en campo

3.2.3 ENSAYOS DE LABORATORIO DE MUESTRAS DE SUELO

3.2.3.1 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (ASTM D-422)

La prueba de análisis granulométrico consiste en determinar la clasificación de un suelo por sus tamaños de partículas individuales; valiéndose de la curva granulométrica y de los valores de coeficiente de uniformidad y curvatura.

La prueba se realiza por medio del tamizado del material a través de diferentes mallas, lo cual se conoce como: Análisis Granulométrico Mecánico; pero cuando el material que compone la muestra es demasiado fino, se hace

necesario recurrir a métodos por sedimentación lo cual constituye el llamado: Análisis Granulométrico en Húmedo.

El material necesario para realizar la prueba se calcula según la tabla 3.3¹⁵

	Tamaño Máximo (Pulgadas)	Peso seco mínimo a ensayar (gramos)
Agregado Grueso	3/8	1000
	1/2	2500
	3/4	5000
	1	10000
	1 1/2	15000
	2	20000
	2 1/2	25000
	3	30000
	3 1/2	35000
Agregado Fino	Suelos Arcillosos y Limosos	500
	Suelos Arenosos	1000

Tabla 3.3: Tamaños mínimos de muestras recomendados

MATERIAL Y EQUIPO

- Juego de tamices estándares
- Vibrador electrónico (Rop -Tap)
- Balanza de precisión de 0.1 gr.
- Balanza de precisión de 1.0 gr.
- Brocha pequeña.
- Cepillo
- Recipiente para muestras
- Horno

¹⁵ Fuente A.A.S.H.T.O. Norma T-27

PROCEDIMIENTO

1. Se expone una muestra de suelo a los rayos del sol ó se seca en el horno.
2. Se cuartea el suelo hasta obtener una muestra adecuada, según la tabla 3.3.
3. Se pasa la muestra por la malla No. 4 para separar las gravas de las arenas.
4. De acuerdo a los porcentajes obtenidos se procede a analizar la muestra como gravas, arenas¹⁶, o por análisis granulométrico combinado.
5. Se efectúa el tamizado mecánico ó manual del material grueso por las siguientes mallas: 2", 1 1/2", 1", 3/4", 1/2", 3/8".
6. Se determina el peso de cada porción de tamaño y se anotan éstos.
7. Se continúa con el análisis granulométrico de la fracción que pasa la malla No. 4 (arenas).
8. Se cuartea la fracción que pasa la malla No. 4 reduciéndola hasta obtener la cantidad de suelo necesaria a analizar (500 ó 1,000 gr.).
9. Se toma la muestra ya cuarteada y se pesa, éste será el peso de la muestra húmeda. Obteniéndose previamente la humedad ($w\%$) del suelo a ensayar así:

$$w\% = \frac{Ph - Ps}{Ps} \times 100$$

Donde:

Ph = Peso húmedo

Ps = Peso seco

10. Luego se coloca la muestra sobre el tamiz No. 200 y se lava cuidadosamente con agua el material a través del tamiz, hasta que el agua que pasa a través de la malla se mantenga transparente.

¹⁶Remitirse al numeral 2.1.9 del Capitulo II de este Trabajo de Graduación, Pág. 36

11. El suelo retenido se coloca en una cápsula previamente pesada.
12. Se coloca la muestra, retenida en la malla No. 200 por lavado, en el horno durante 18 - 24 horas a $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$, con el cuidado de no perder partículas de suelo y se pesa dicha muestra.
13. Se calcula el peso del material perdido en el lavado así:

Material que pasó la malla No. 200 = Peso total seco - peso retenido parcial seco

El peso total seco se calcula así
$$P_s = \frac{Ph}{1 + \frac{\omega\%}{100}}$$

14. Se tamiza el material retenido parcial seco por las siguientes mallas: No. 4, No. 8, No. 10, No. 20 No. 40, No. 60, No. 100 y No. 200 en el proceso de tamizado, si se tiene una pérdida de más de 0.5% con respecto al peso retenido parcial seco se considera que el ensayo no es satisfactorio, si es menor se considera válido y se procederá a compensar sumando ó restando la diferencia entre el peso total de la muestra antes del tamizado y el peso total de la muestra después del tamizado, al mayor peso retenido, con el fin de obtener el peso inicial de la muestra.
15. Se calculan los porcentajes de material retenido en cada tamiz dividiendo el peso retenido en cada uno por el peso total seco.
16. Con los porcentajes retenidos parciales, se calculan los porcentajes retenidos acumulados y los porcentajes que pasan.
17. Se traza la curva granulométrica del material en una gráfica donde la abertura de las mallas se sitúan en las abscisas en escala logarítmica y en las ordenadas los porcentajes de material que pasan por dichas mallas, a escala natural, como se observa en los formatos del 3.1 - 3.3
18. Se obtiene de ella los diámetros característicos, para calcular el coeficiente de uniformidad y el coeficiente de curvatura del suelo analizado¹⁷.

¹⁷Remitirse al Numeral 2.1.8.3 del Capítulo II, de este Trabajo de Graduación, Pág. 26



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMÁN URBINA"

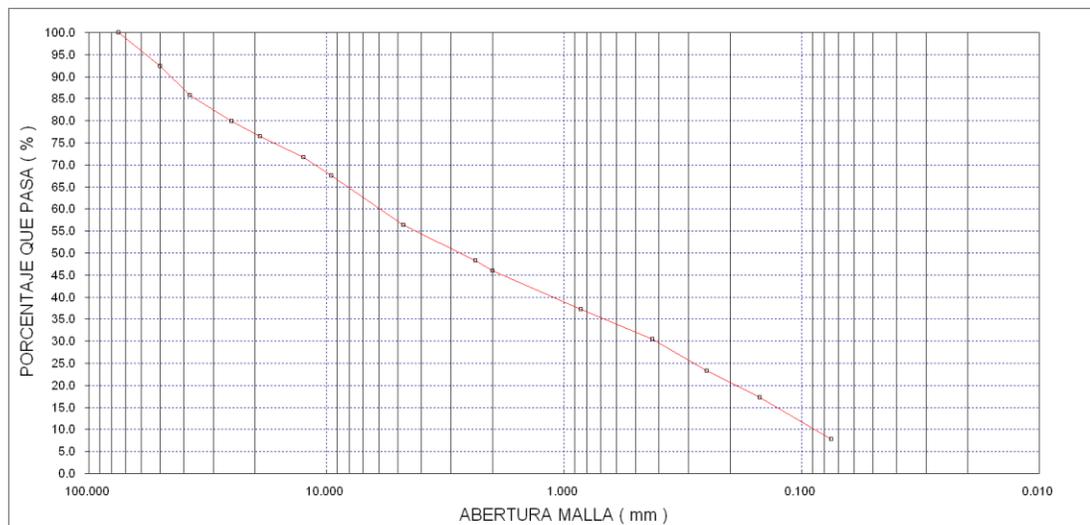


ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE LOS SUELOS ASTM D-422

PROYECTO: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño Hoja No.: 1 / 3
 UBICACIÓN: Planta El Ronco CESSA, Metapan, Santa Ana Fecha: 28-Jun-02

Peso Bruto(g)	<u>20,000.0</u>	Tara(g)	<u>0.0</u>	P. Muestra (Finos),g	<u>1,000.0</u>	P. Neto(Finos),g	<u>969.2</u>
Pasa No.4,(g)	<u>11,260.0</u>	Gruesos(g)	<u>8740.0</u>	Humedad Inicial(%)	<u>3.18</u>	Finos Totales,g	<u>132.5</u>
%Ret. M4	<u>43.7</u>	%Pasa M4	<u>56.3</u>	Fecha Muestreo	<u>11-Jun-02</u>	Fecha Ensayo	<u>28-Jun-02</u>

MALLA		Peso.R.P (g)	Porc. R.P. (%)	Porc.R.A. (%)	Porc.Pasa (%)	OBSERVACIONES
Pul.	mm					
3"	75.000	0.0	0.0	0.0	100.0	
2"	50.000	1515.0	7.6	7.6	92.4	
1 1/2"	37.500	1335.0	6.7	14.3	85.8	
1"	25.000	1177.0	5.9	20.1	79.9	
3/4"	19.000	671.8	3.4	23.5	76.5	
1/2"	12.500	966.7	4.8	28.3	71.7	
3/8"	9.500	833.2	4.2	32.5	67.5	
No.4	4.750	2241.3	11.2	43.7	56.3	% GRAVAS= 43.7
No. 8	2.360	137.6	8.0	51.7	48.3	
No. 10	2.000	40.5	2.4	54.0	46.0	
No. 20	0.850	149.8	8.7	62.7	37.3	
No.40	0.425	116.3	6.8	69.5	30.5	
No. 60	0.250	124.8	7.2	76.8	23.2	
No. 100	0.150	104.5	6.1	82.8	17.2	
No.200	0.075	163.2	9.5	92.3	7.7	% ARENAS= 48.6
FONDO		132.5	7.7	100.0	0.0	% FINOS = 7.7
TOTAL FINOS		831.6				TOTAL 100.0
TOTALES			100.0			



Formato 3.1: Análisis Granulométrico de la muestra de suelo No.1



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMÁN URBINA"

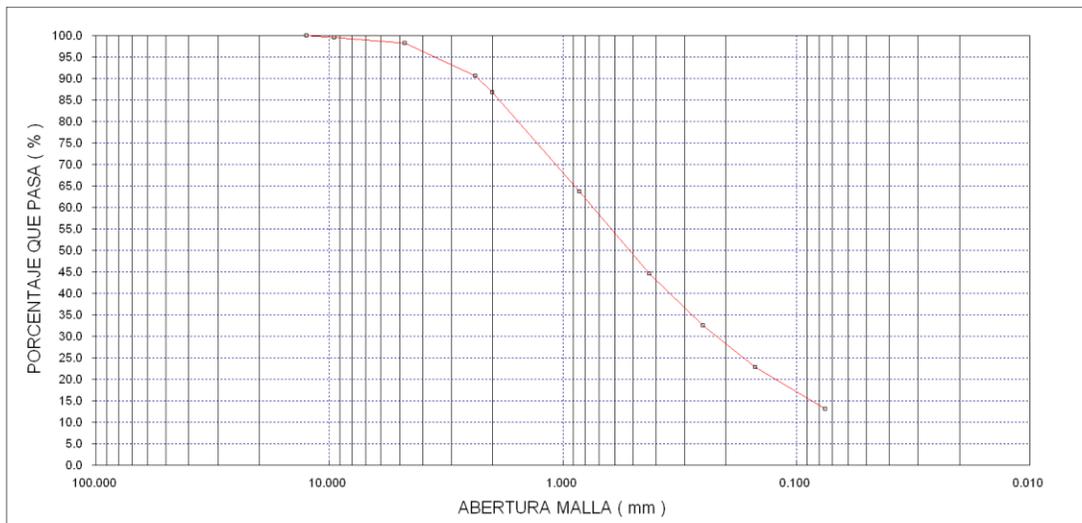


ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE LOS SUELOS ASTM D-422

PROYECTO: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño Hoja No.: 2 / 3
 UBICACIÓN: Planta El Ronco CESSA, Metapan, Santa Ana Fecha: 19-Jun-02

Peso Bruto(g)	<u>2.500.0</u>	Tara(g)	<u>0.0</u>	P.Muestra(Finos),g	<u>1.000.0</u>	P.Neto(Finos),g	<u>978.5</u>
Pasa No.4.(g)	<u>2.457.2</u>	Gruesos(g)	<u>42.8</u>	Humedad Inicial(%)	<u>2.2</u>	Finos Totales,g	<u>130.1</u>
%Ret. M4	<u>1.7</u>	%Pasa M4	<u>98.3</u>	Fecha Muestreo	<u>11-Jun-02</u>	Fecha Ensayo	<u>19-Jun-02</u>

MALLA		Peso.R.P (g)	Porc. R.P. (%)	Porc.R.A. (%)	Porc.Pasa (%)	OBSERVACIONES
Pul.	mm					
3"	75.000					
2"	50.000					
1 1/2"	37.500					
1"	25.000					
3/4"	19.000					
1/2"	12.500	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/8"	9.500	9.7	0.4	0.4	99.6	
No.4	4.750	33.1	1.3	1.7	98.3	% GRAVAS= 1.7
No. 8	2.360	76.8	7.7	9.4	90.6	
No.10	2.000	38.5	3.9	13.3	86.7	
No. 20	0.850	229.3	23.0	36.3	63.7	
No.40	0.425	190.5	19.1	55.5	44.5	
No. 60	0.250	119.7	12.0	67.5	32.5	
No. 100	0.150	97.0	9.7	77.2	22.8	
No.200	0.075	96.6	9.7	86.9	13.1	% ARENAS= 85.2
FONDO		130.1	13.1	100.0	0.0	% FINOS = 13.1
TOTAL FINOS		901.7				TOTAL 100.0
TOTALES			100.0			



D₁₀ = D₃₀ = 0.23 mm D₆₀ = 0.75 mm

Formato 3.2: Análisis Granulométrico de la muestra de suelo No.2



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMÁN URBINA"

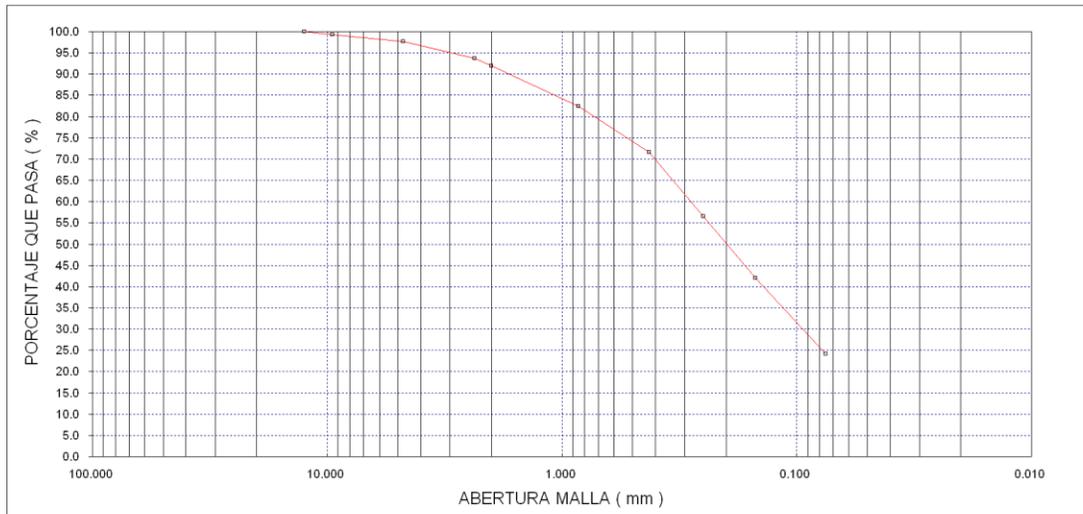


ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE LOS SUELOS ASTM D-422

PROYECTO: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño Hoja No.: 3 / 3
 UBICACIÓN: Planta El Ronco CESSA, Metapan, Santa Ana Fecha: 24-Jun-02

Peso Bruto(g)	<u>2,500.0</u>	Tara(g)	<u>0.0</u>	P. Muestra (Finos),g	<u>500.0</u>	P. Neto(Finos),g	<u>468.2</u>
Pasa No.4.(g)	<u>2,440.0</u>	Gruesos(g)	<u>60.0</u>	Humedad Inicial(%)	<u>6.8</u>	Finos Totales,g	<u>116.2</u>
%Ret. M4	<u>2.4</u>	%Pasa M4	<u>97.6</u>	Fecha Muestreo	<u>11-Jun-02</u>	Fecha Ensayo	<u>24-Jun-02</u>

MALLA		Peso.R.P (g)	Porc. R.P. (%)	Porc.R.A. (%)	Porc.Pasa (%)	OBSERVACIONES
Pul.	mm					
3"	75.000					
2"	50.000					
1 1/2"	37.500					
1"	25.000					
3/4"	19.000					
1/2"	12.500	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/8"	9.500	16.6	0.7	0.7	99.3	
No.4	4.750	43.4	1.7	2.4	97.6	% GRAVAS= 2.4
No. 8	2.360	18.6	3.9	6.3	93.7	
No.10	2.000	8.4	1.8	8.0	92.0	
No. 20	0.850	46.0	9.6	17.6	82.4	
No.40	0.425	51.4	10.7	28.3	71.7	
No. 60	0.250	72.5	15.1	43.4	56.6	
No. 100	0.150	69.8	14.6	58.0	42.0	
No.200	0.075	85.3	17.8	75.8	24.2	% ARENAS= 73.4
FONDO		116.2	24.2	100.0	0.0	% FINOS = 24.2
TOTAL FINOS		449.6				TOTAL 100.0
TOTALES			100.0			



D₁₀ =

D₃₀ = 0.095 mm

D₆₀ = 0.28 mm

Formato 3.3: Análisis Granulométrico de la muestra de suelo No.3

3.2.3.2 LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM D-423 Y ASTM D-424)

LÍMITE LÍQUIDO Y LÍMITE PLÁSTICO.

MATERIAL Y EQUIPO

- 1 Copa de Casagrande con ranurador
- 1 Balanza de 0.01 gr. de precisión
- 2 Cápsulas de porcelana
- 8 Platillos dobles de cristal
- 1 Malla No. 40
- 1 Espátula
- 1 Placa de vidrio
- 1 Pipeta

PROCEDIMIENTO

a- Preparación de la muestra.

1. Se toma una muestra de material secado al aire.
2. El material que se ha secado, se pasa por la malla No. 40 y se toma como muestra el material que pasa dicho tamiz.
3. Se mezcla con agua el suelo que pasa por el tamiz No. 40 hasta que tiene la consistencia de una pasta espesa y suave, se cubre con un paño ó papel húmedo y se deja reposar desde 1 hasta 24 horas.

b- Cálculo del Límite Líquido.

1. Se toma una porción de suelo y se coloca en el platillo de bronce distribuyéndola con el menor número posible de golpes de espátula, teniendo cuidado de que no se formen burbujas de aire dentro de la masa del suelo. Este se nivela con espátula de tal forma que tenga 1 cm. de espesor como máximo, el sobrante de suelo debe quitarse y colocarse en la cápsula de porcelana; el suelo colocado en la copa de bronce se divide

cortándolo por medio del ranurador (ver fig. 3.2), los cortes se efectúan moviendo el ranurador de 2 a 6 veces de adelante hacia atrás como máximo.

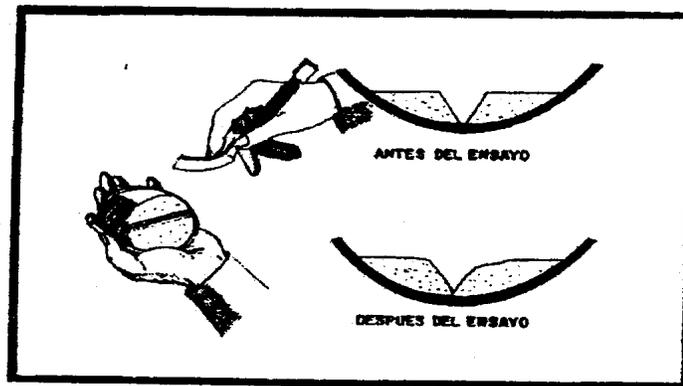


Fig. 3.2: Proceso de ranurado

2. La copa de bronce con la muestra preparada y ranurada tiene que ser levantada a una velocidad de 80 revoluciones por minuto, hasta que las dos mitades de la muestra se unan en su base en una distancia de $\frac{1}{2}$ " (1.3 cm. aproximadamente), luego se registra el número de golpes necesarios para cerrar el canal.
3. Una porción de suelo se toma de la sección donde se unieron las dos mitades de la muestra, se coloca en un platillo de vidrio previamente pesado, se pesa el conjunto. Posteriormente se introduce al horno a una temperatura de $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$, se pesa después de transcurridas 24 horas la muestra seca.
4. El suelo que queda en la copa de bronce se traslada a la cápsula de porcelana, luego se lava y se seca debidamente la copa de bronce y el ranurador, y se repite la operación.

5. Las operaciones anteriores se repiten añadiendo agua hasta que el suelo tenga una consistencia fluida.
6. El contenido de humedad del suelo se expresa así:

$$\text{Porcentaje de Humedad} = \frac{\text{Peso del agua}}{\text{Peso suelo seco}} \times 100$$

El contenido de humedad correspondiente a la intersección de la curva de flujo con la ordenada de 25 golpes se anota como límite líquido del suelo. Debe obtenerse 4 ó 5 puntos para definir el gráfico, ver formatos 3.4 - 3.6.

c- Cálculo del Límite Plástico.

1. Se coloca una muestra de suelo en una cápsula y se le añade agua, mezclando debidamente hasta que la masa del suelo se vuelva lo suficientemente plástica para darle forma de bola, se puede utilizar el suelo sobrante del Límite Líquido.
2. Se toma una porción de esta bola y se enrolla esta masa colocándola entre los dedos de las manos y la placa de vidrio y con suficiente presión se hace una barrita ó rollito con diámetro uniforme en toda su longitud (ver Fig. 3.3).



Fig. 3.3: Hechura de rollitos para el Límite Plástico

3. Cuando el diámetro de la barra se reduce a 1/8" se corta de 6 a 8 pedazos, nuevamente se unen los pedazos entre los dedos y pulgares de ambas manos hasta darle a la masa una forma helicoidal y vuelve a amasarse. Se repite la operación hasta que el cilindro formado se cuarteo bajo la presión del amasado y no sea ya posible obtener rollitos de 1/8".
4. Se reúnen las porciones de suelo resquebrajado y se colocan en un platillo de cristal, se pesa el platillo con el suelo y se registra este peso.
5. Se coloca el platillo con el suelo en el horno a una temperatura de 110°C ±5°C durante 24 horas.
6. Se saca el platillo con el suelo del horno y se registra este peso.
7. Se calcula el Límite Plástico

$$L_p = \frac{\text{Peso del agua}}{\text{Peso suelo seco}} \times 100$$

Donde:

L_p = Límite Plástico.

8. Se obtiene el L_p del suelo como un promedio de tres determinaciones.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 "ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"



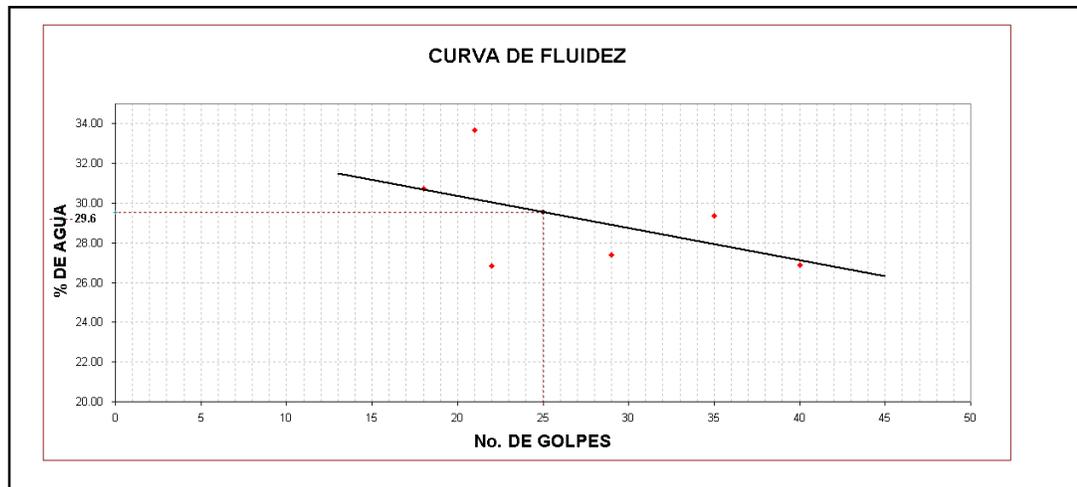
LÍMITES DE CONSISTENCIA
 ASTM D-423 Y ASTM D-424

Proyecto: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño
 Ubicación: Planta "El Ronco" CESSA, Metapán, Santa Ana
 Muestra: No. 1 Material: De aporte Pozo No.: 1 Profundidad: 0.00 - 0.30 mts.

Hoja No.: 1/3

Fecha: 28-Jun-02

ENSAYO	LÍMITE LÍQUIDO						LÍMITE PLÁSTICO			RESULTADOS	
	43	63	82	91	10	95				LL	29.6
No. Golpes	18	21	22	29	35	40				LP	NP
P.S.H+T(g)	22.96	24.83	24.10	26.77	24.29	26.04				IP	-
P.S.S+T(g)	20.05	21.19	21.18	23.28	21.22	22.73				CLASIFICACIONES	
P. Tara(g)	10.58	10.38	10.30	10.54	10.76	10.42				S.U.C.S	SW - SM
P. Del agua	2.91	3.64	2.92	3.49	3.07	3.31				AASHTO	A -1 -b
P. Del suelo seco	9.47	10.81	10.88	12.74	10.46	12.31					
HUMEDAD(%)	30.73	33.67	26.84	27.39	29.35	26.89					



OBSERVACIONES

Formato 3.4: Determinación de los Límites de consistencia de la muestra de suelo No.1.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 "ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"



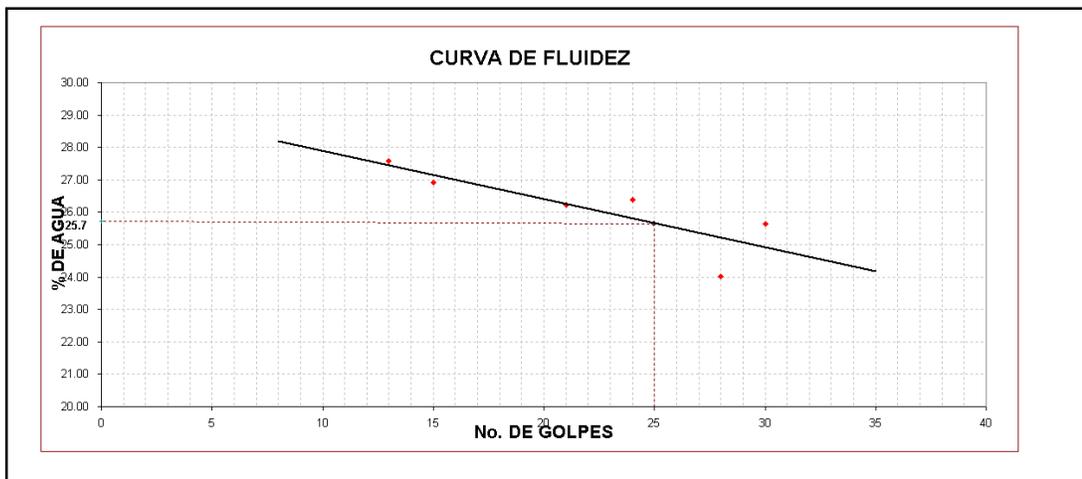
LÍMITES DE CONSISTENCIA
 ASTM D-423 Y ASTM D-424

Proyecto: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño
 Ubicación: Planta "El Ronco" CESSA, Metapán, Santa Ana
 Muestra: No. 2 Material: Arenoso Pozo No.: 1 Profundidad: 0.30 - 0.80 mts.

Hoja No.: 2/3

Fecha: 27-Jun-02

ENSAYO	LÍMITE LÍQUIDO						LÍMITE PLÁSTICO			RESULTADOS	
	95	91	82	10	63	43				LL	25.7
No. Golpes	13	15	21	24	28	30				LP	NP
P.S.H+T(g)	20.78	19.64	20.46	20.20	19.26	22.10				IP	-
P.S.S+T(g)	18.54	17.71	18.35	18.23	17.54	19.75				CLASIFICACIONES	
P.Tara(g)	10.42	10.54	10.30	10.76	10.38	10.58				S.U.C.S	SM
P. Del agua	2.24	1.93	2.11	1.97	1.72	2.35				AASHTO	A -1 -b
P. Del suelo seco	8.12	7.17	8.05	7.47	7.16	9.17					
HUMEDAD(%)	27.59	26.92	26.21	26.37	24.02	25.63					



OBSERVACIONES

Formato 3.5: Determinación de los Límites de Consistencia de la muestra de suelo No.2.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"



LÍMITES DE CONSISTENCIA
ASTM D-423 Y ASTM D-424

Proyecto: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño

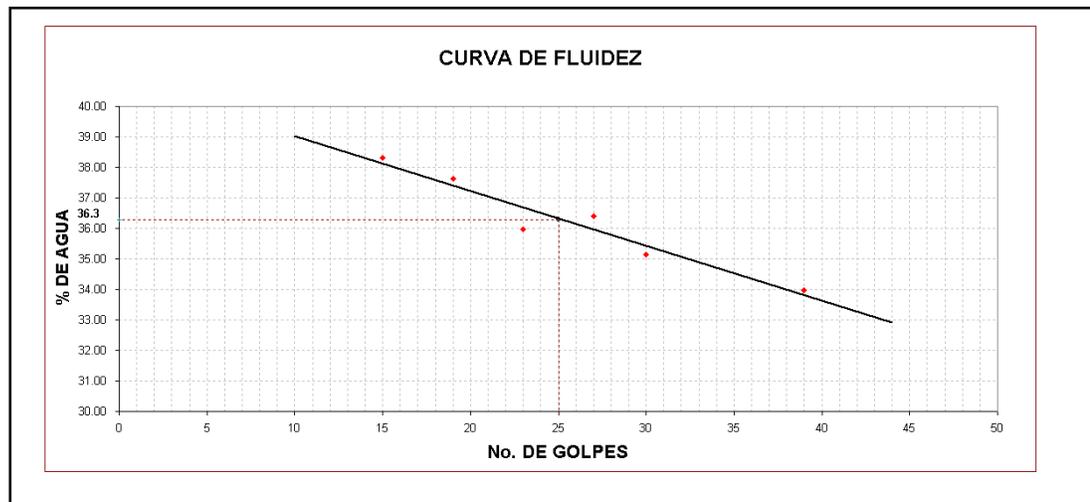
Hoja No.: 3/3

Ubicación: Planta "El Ronco" CESSA, Metapán, Santa Ana

Muestra: No. 3 Material: Arcilloso Pozo No.: 2 Profundidad: 0.30 - 0.80 mts.

Fecha: 27-Jun-02

ENSAYO	LÍMITE LÍQUIDO						LÍMITE PLÁSTICO		RESULTADOS	
	63	52	43	21	10	4	4	7	LL	SC
Tara No.	63	52	43	21	10	4			36.3	
No. Golpes	15	19	23	27	30	39			8.0	
P.S.H+T(g)	32.72	31.06	30.73	29.79	27.60	25.57	20.74	22.64	IP	28.3
P.S.S+T(g)	26.53	25.27	25.40	24.47	23.22	21.54	20.63	22.37	CLASIFICACIONES	
P.Tara(g)	10.38	9.88	10.58	9.85	10.76	9.68	19.17	19.15	S.U.C.S	SC
P. Del agua	6.19	5.79	5.33	5.32	4.38	4.03	0.11	0.27		
P. Del suelo seco	16.15	15.39	14.82	14.62	12.46	11.86	1.46	3.22		
HUMEDAD(%)	38.33	37.62	35.96	36.39	35.15	33.98	7.53	8.39	AASHTO	A-2-4



OBSERVACIONES

Formato 3.6: Determinación de los Límites de Consistencia de la muestra de suelo No.3.

3.2.3.3 GRAVEDAD ESPECÍFICA (ASTM D-854)

La gravedad específica es una propiedad física de los suelos, la cual brinda gran ayuda en el cálculo de diferentes propiedades, entre las que se pueden citar:

- Relación de vacíos, con la que se pueden encontrar los coeficientes de compresibilidad y consolidación en la prueba de compresibilidad.
- En la prueba de permeabilidad para conocer la velocidad de descarga.

Los ejemplos anteriores son algunos de los usos que se le pueden dar a la gravedad específica.

Como paso previo se debe de obtener la curva de calibración del matraz¹⁸ que es la relación entre la dilatación volumétrica del vidrio y del agua con respecto a su peso a diferentes temperaturas, ó en caso de tener las respectivas cartas de calibración de cada matraz prescindir del proceso antes mencionado.

MATERIAL Y EQUIPO

- Material que pase la malla No. 4 secado al horno
- Matraces con marca de aforo con una capacidad de 500 cm³.
- Balanza con precisión de 0.1 gr.
- Termómetro graduado a una escala de 0.5 °C y capacidad de 50°C
- Cocina
- Piseta
- Recipiente para baño de Maria
- Embudo de vidrio con conducto largo.
- Toallas de papel

¹⁸El procedimiento de calibración del matraz puede ser estudiado en Joseph E. Bowles, Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil, Pág. 62, Edit. Mc Graw Hill.

- Solución para disolver grasa (generalmente una mezcla de agua y jabón)
- Alcohol

PROCEDIMIENTO

1. Con la solución para disolver grasas se lava el matraz, posteriormente al lavado, se enjuaga con alcohol perfectamente, luego se deja escurrir hasta que este seco.
2. Se pesa el matraz limpio y seco W_f .
3. Se pesa una muestra de material que pase la malla No. 4, la muestra no puede ser menor de 25 grs.
4. Al matraz limpio, se le agrega aproximadamente 100 ml de agua y se pesa el conjunto W_{fa} .
5. Se vacía la muestra de suelo en el matraz con agua, con la ayuda de un embudo, y se pesa el conjunto W_{fma} . Posteriormente se desprende el material adherido al cuello.
6. Se remueve el aire atrapado en la muestra por medio de baño de María, agitando la muestra eventualmente para que el aire salga. El procedimiento de baño de María puede durar 10 - 15 minutos, ó hasta que al agitar el matraz no salgan burbujas de aire de la muestra.
7. Se agrega agua hasta la marca de aforo procurando que la parte inferior del menisco, coincida con la marca de calibración
8. Se seca el cuello del matraz con una toalla de papel, teniendo cuidado de no absorber agua que haga bajar el nivel de aforo.
9. Se toma la temperatura, introduciendo el termómetro hasta el centro del matraz.
10. Se seca el exterior del matraz.
11. Se pesa el conjunto matraz + agua + suelo a la temperatura "x", regularmente se especifican temperaturas en un rango de 30 a 18°C para determinar el peso del matraz + agua + suelo y así obtener el valor a

diferentes temperaturas. Para bajar la temperatura del conjunto regularmente se recurre a colocarlo en un recipiente que contenga hielo o agua fría.

12. Para obtener el peso de los sólidos se efectúa la diferencia entre el $W_{fma} - W_{fa} = W_s$; siempre y cuando el suelo de la muestra se haya secado al horno antes de la prueba, pues de lo contrario se debe verter el contenido del ensayo en una bandeja y proceder luego a secar la muestra en un horno para obtener así el W_s .
13. De la curva de calibración, se obtiene el peso del matraz + agua a la marca de aforo a la temperatura del ensayo W_{ma} .
14. La gravedad específica se obtiene de la fórmula siguiente:

$$S_s = \frac{W_s}{W_{ma} + W_s - W_{fma}}$$

Donde:

S_s = Gravedad específica

W_s = Peso de los sólidos

W_{ma} = Peso de matraz + agua a temperatura de ensayo (de curva de calibración)

W_{fma} = Peso de matraz + agua + suelo a temperatura de ensayo

Es común, que se requiera obtener la gravedad específica referida a la densidad de agua a 20°C, si es necesario esto, se puede recurrir a la tabla contenida en los formatos de cálculo, la que nos da valores de α ; que es un factor de corrección que nos refiere la densidad de agua de una temperatura "x" a la de 20°C.

La gravedad específica obtenida a temperaturas diferentes deberán compararse, y si esta proporciona un error < 1.02 se aceptaran los resultados y posteriormente se obtendrá un promedio de ellos:

$$\frac{\text{Mayor valor de } S_s}{\text{Menor valor de } S_s} \leq 1.02 \Rightarrow O.K.$$

Los resultados de la prueba de gravedad específica de las tres muestras de suelo se presentan a continuación en los formatos del 3.7 – 3.9.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"



DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DEL SUELO
ASTM D-854

Proyecto: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño Hoja: 1/3
 Ubicación: Planta El Ronco CESSA, Metapan, Santa Ana
 Muestra: No. 1 Fecha: 19-Jun-02

Descripción							
Matraz No.		3	3	3	A-1	A-1	A-1
Peso del Matraz	Grs.	179.9	179.9	179.9	171.0	171.0	171.0
Peso del matraz + agua	Grs.	277.4	277.4	277.4	268.3	268.3	268.3
Peso del matraz + agua + suelo	Grs.	378.85	378.85	378.85	369.6	369.6	369.6
Peso del suelo seco	Grs.	101.45	101.45	101.45	101.3	101.3	101.3
Peso del matraz + agua + suelo (aforado) a temperatura de ensayo	Grs.	742.1	741.7	741.4	734.6	734.4	734.1
Temperatura de ensayo	°C	24	26	28	24	26	28
Peso del matraz + agua (Tomado de la Carta de Calibración)	Grs.	676.8	676.8	676.8	669.45	669.45	669.45
Gravedad específica Referida a la temperatura de ensayo	Gs	2.8	2.77	2.75	2.8	2.78	2.76
Gravedad específica Referida a la temperatura de 20°C	Gs ₂₀	2.81	2.78	2.75	2.8	2.79	2.76
Gs PROM. T °C DE ENSAYO							2.78
Gs PROM. A 20°C							2.78

Temperatura Ambiente: 29°C
 Densidad relativa del agua y factor "α" de conversión para diferentes temperaturas

Temperatura	Densidad Relativa	factor α
20	0.99823	1.0000
21	0.99802	0.9998
22	0.9978	0.9996
23	0.99757	0.9993
24	0.99732	0.9991
25	0.99707	0.9988
26	0.99681	0.9986
27	0.99654	0.9983
28	0.99626	0.998
29	0.99597	0.9977
30	0.9957	0.9974
31	0.9954	0.9972
32	0.9951	0.9969
33	0.9947	0.9965
34	0.9944	0.9962
35	0.9941	0.9959
36	0.9937	0.9955
37	0.9934	0.9952
38	0.993	0.9948
39	0.9926	0.9944
40	0.9922	0.9974

OBSERVACIONES:

Formato 3.7: Determinación de la Gravedad Específica de la muestra de suelo No.1



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"



DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DEL SUELO
ASTM D-854

Proyecto: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño Hoja: 2/3
 Ubicación: Planta El Ronco CESSA, Metapan, Santa Ana
 Muestra: No. 2 Fecha: 26-Jun-02

Descripción							
Matraz No.		6	6	6	8	8	8
Peso del Matraz	Grs.	166.8	166.8	166.8	168.9	168.9	168.9
Peso del matraz + agua	Grs.	264.2	264.2	264.2	266.1	266.1	266.1
Peso del matraz + agua + suelo	Grs.	365.0	365.0	365.0	366.7	366.7	366.7
Peso del suelo seco	Grs.	100.8	100.8	100.8	100.6	100.6	100.6
Peso del matraz + agua + suelo (aforado) a temperatura de ensayo	Grs.	729.2	728.8	728.6	731.7	731.5	731.4
Temperatura de ensayo	°C	24	26	28	24	26	28
Peso del matraz + agua (Tomado de la Carta de Calibración)	Grs.	664.13	664.13	664.13	666.72	666.72	666.72
Gravedad específica Referida a la temperatura de ensayo	Gs	2.82	2.79	2.77	2.82	2.8	2.8
Gravedad específica Referida a la temperatura de 20°C	Gs ₂₀	2.82	2.79	2.77	2.82	2.81	2.8
Gs PROM. T °C DE ENSAYO							2.80
Gs PROM. A 20°C							2.80

Temperatura Ambiente: 29°C
 Densidad relativa del agua y factor "α" de conversión para diferentes temperaturas

Temperatura	Densidad Relativa	factor α
20	0.99823	1.0000
21	0.99802	0.9998
22	0.9978	0.9996
23	0.99757	0.9993
24	0.99732	0.9991
25	0.99707	0.9988
26	0.99681	0.9986
27	0.99654	0.9983
28	0.99626	0.998
29	0.99597	0.9977
30	0.9957	0.9974
31	0.9954	0.9972
32	0.9951	0.9969
33	0.9947	0.9965
34	0.9944	0.9962
35	0.9941	0.9959
36	0.9937	0.9955
37	0.9934	0.9952
38	0.993	0.9948
39	0.9926	0.9944
40	0.9922	0.994

OBSERVACIONES:

Formato 3.8: Determinación de la Gravedad específica de la muestra de suelo No.2.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"



DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DEL SUELO
ASTM D-854

Proyecto: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño Hoja: 3/3
 Ubicación: Planta El Ronco CESSA, Metapan, Santa Ana
 Muestra: No. 3 Fecha: 26-Jun-02

Descripción							
Matraz No.		A-1	A-1	A-1	8	8	8
Peso del Matraz	Grs.	171.0	171.0	171.0	168.9	168.9	168.9
Peso del matraz + agua	Grs.	465.1	465.1	465.1	438.1	438.1	438.1
Peso del matraz + agua + suelo	Grs.	563.2	563.2	563.2	537.8	537.8	537.8
Peso del suelo seco	Grs.	98.1	98.1	98.1	99.7	99.7	99.7
Peso del matraz + agua + suelo (aforado) a temperatura de ensayo	Grs.	730.5	730.3	730.2	729.3	729.2	729.1
Temperatura de ensayo	°C	24	26	28	24	26	28
Peso del matraz + agua (Tomado de la Carta de Calibración)	Grs.	669.45	669.45	669.45	666.72	666.72	666.72
Gravedad específica Referida a la temperatura de ensayo	Gs	2.64	2.63	2.62	2.68	2.67	2.67
Gravedad específica Referida a la temperatura de 20°C	Gs ₂₀	2.65	2.63	2.63	2.69	2.68	2.67
Gs PROM. T °C DE ENSAYO							2.65
Gs PROM. A 20°C							2.66

Temperatura Ambiente: 32°C

Densidad relativa del agua y factor "α" de conversión para diferentes temperaturas

Temperatura	Densidad Relativa	factor α
20	0.99823	1.0000
21	0.99802	0.9998
22	0.9978	0.9996
23	0.99757	0.9993
24	0.99732	0.9991
25	0.99707	0.9988
26	0.99681	0.9986
27	0.99654	0.9983
28	0.99626	0.998
29	0.99597	0.9977
30	0.9957	0.9974
31	0.9954	0.9972
32	0.9951	0.9969
33	0.9947	0.9965
34	0.9944	0.9962
35	0.9941	0.9959
36	0.9937	0.9955
37	0.9934	0.9952
38	0.993	0.9948
39	0.9926	0.9944
40	0.9922	0.994

OBSERVACIONES:

Formato 3.9: Determinación de la Gravedad Específica de la muestra de suelo No.3.

3.2.3.4 PRUEBA PROCTOR MODIFICADA (ASTM D-1557, AASHTO T-180)

Este método de prueba controla los procesos de compactación que se realizan en laboratorio, cuando se busca determinar la relación entre el contenido de humedad ($w\%$) y peso volumétrico seco del suelo (γ_s), para que con dichos datos se pueda definir una curva de compactación. La compactación se realiza en un molde de 4" ó 6" (101.6 ó 152.4 mm.) de diámetro, golpeando con un martillo de 10.0 lbs. (44.5 N) con una altura de caída de 18 pulgadas (457 mm.), produciendo una energía de compactación de 56000 lb-pie / pie³ (2700 KN-m / m³). Este método es aplicable especialmente a suelos que tengan un 30% ó menos en peso de partículas retenidas en la malla de ¾".

La Norma ASTM D-1557, establece procedimientos alternativos (métodos), que pueden ser usados, si el material se adapta a lo especificado por dichos métodos; pero si este no lo esta, se deberá hacer una modificación para adaptarlo a la graduación del material.

Método A

Molde: 4 pulg. (101.6 mm.) de diámetro

Material: que pase la malla No. 4 (4.75 mm.)

Número de capas: cinco

Número de golpes por capa: 25

Uso: puede ser utilizado si el 20% ó menos en peso de material es retenido en la malla No. 4

Método B

Molde: 4 pulg. (101.6 mm.) de diámetro

Material: que pase la malla de 3/8" (9.5 mm.)

Número de capas: cinco

Número de golpes por capa: 25

Uso: podrá ser usado si más del 20% en peso del material es retenido en la malla No. 4 y 20% ó menos es retenido en la malla de 3/8".

Método C

Molde: 6 pulg. (152.4 mm.) de diámetro

Material: que pase la malla de 3/4"

Número de capas: cinco

Número de golpes por capa: 56

Uso: puede ser usado si más del 20% en peso de material, es retenido en la malla de 3/8" y menos del 30%, es retenido en la malla de 3/4".

La Norma AASHTO T-180, establece los cuatro procedimientos siguientes para realizar dicho ensayo.

Método A

Molde: 4 pulgadas de diámetro (101.6 mm)

Material: que pase la malla No. 4 (4.75 mm)

Número de capas: cinco

Número de golpes por capa: 25

Método B

Molde: 6 pulgadas (152.4 mm.) de diámetro

Material: el suelo que pasa la malla No. 4 (4.75 mm)

Número de capas: cinco

Número de golpes por capa: 56

Método C

Molde: 4 pulgadas (101.6 mm.) de diámetro

Material: el suelo que pasa la malla de $\frac{3}{4}$ " (19 mm)

Número de capas: cinco

Número de golpes por capa: 25

Método D

Molde: 6 pulgadas (152.4 mm.) de diámetro

Material: el suelo que pasa la malla de $\frac{3}{4}$ " (19 mm)

Número de capas: cinco

Número de golpes por capa: 56

MATERIAL Y EQUIPO

- Molde de 4" ó 6" de diámetro (dependiendo del método a usar)
- Martillo de compactación (10 lbs. y altura de caída 18") ó
- Equipo de compactación mecánico
- Extractor de muestra y gato hidráulico
- Balanza de 0.1 gr. de precisión
- Horno de secado
- Regla metálica
- Guantes de hule
- Cuchillo
- Cucharón
- Probetas de 100 y 500 ml.
- Mallas: No. 4, $\frac{3}{8}$ ", $\frac{3}{4}$ "
- Recipientes para determinar contenido de humedad.

PROCEDIMIENTO:

a) Preparación de la humedad del suelo para definir curva de compactación.

1. Se seca la muestra de suelo al aire libre durante aproximadamente 24 horas antes del ensayo.
2. Si pasadas las 24 horas de exponer la muestra al aire, se observa que aún tiene cierto grado de humedad, se procede a la determinación de este valor de humedad inicial, ω_i .
3. Se escoge el método a usar
4. Se tamiza la muestra secada al aire por la malla No. 4 (4.75 mm.), 3/8" (9.5 mm.) ó 3/4" (19.0 mm.), dependiendo del método que se utilice.
5. Se preparan por lo menos 4 muestras (preferentemente 5) de tal manera, que la variación de humedad de las mismas, permita definir dos puntos en la rama seca y dos en la húmeda, y si se prepara la quinta, buscar darle una humedad que se estime lo más cercanamente posible a la humedad óptima.
6. Se utiliza aproximadamente 2.3 Kg. de material tamizado por cada muestra para ser compactada con el método A ó B, y 5.9 Kg. si se utiliza el método C ó D.
7. Cuando se calcula la cantidad de agua que se añade a las muestras, se hacen incrementos que varían en $\pm 2\%$ y en caso de suelos con alto contenido de humedad óptima, las variaciones podrán ser mayores del 2% pero no deberán exceder del 4%.¹⁹
8. Se agrega al suelo (muestra) la cantidad de agua necesaria para hacerla llegar a la humedad requerida y se mezcla completamente hasta observar un color uniforme.

¹⁹Para determinar la cantidad de agua necesaria para la humedad que se requiera, considere la humedad inicial de la muestra y adicione la cantidad de agua faltante.

9. Permitir que la muestra entre en un proceso de curado dejándola reposar, antes de realizar la compactación, por un periodo no menor del estipulado en la tabla. 3.4²⁰

Clasificación	Mínimos Períodos de tiempo (horas)
GW, GP,SW,SP	No Requiere
GM, SM	3
Todos los demás suelos	16

Tabla 3.4: Requerimientos en los tiempos de duración de curado

b) Proceso de Compactación

1. Se pesa el molde de compactación (con base y sin anillo de extensión) y además se determina sus dimensiones internas (diámetro y altura).
2. Se fija la base metálica al molde con la extensión (collarín) y se ajusta debidamente.
3. Se coloca el molde en una superficie rígida, nivelada y uniforme, para realizar la prueba sin error. En caso de usar un compactador mecánico se ajusta el molde debidamente a la base del compactador y luego se programa.
4. Se compacta el espécimen en el número de capas que corresponda al método, procurando que cada una sea de igual espesor.
5. Se compacta cada capa uniformemente con 25 golpes si se utiliza molde de 4" (101.6 mm.) ó con 56, si el molde es de 6" (152.4 mm.).
6. Al finalizar cada capa, se pica con un cuchillo la superficie de ésta, para garantizar una buena adherencia con la próxima capa.
7. Al finalizar la compactación de la última capa, se utiliza un cuchillo para aflojar el suelo del collar, de tal manera que al retirar este, no se pierda material de la capa superior del espécimen.

²⁰ASTM D-1557, Tabla 1, Pág. 121.

8. Se enrasa el material del borde con una regla metálica.
9. Se retira la placa de base y se pesa el conjunto molde + muestra compactada.
10. Se extrae el cilindro de suelo compactado utilizando un gato hidráulico
11. Se corta axialmente a través de su centro de tal forma de obtener dos partes y luego se toma una muestra de la parte central de cada una de éstas.
12. Se calcula el peso unitario seco y el contenido de humedad para cada espécimen.

$$\gamma_w = \frac{\text{Peso de la muestra sin molde}}{\text{Volumen del molde}}$$

$$\gamma_s = \frac{\gamma_w}{1 + \omega\%}$$

Donde:

γ_w = Peso volumétrico húmedo

γ_s = Peso volumétrico seco

$\omega\%$ = Contenido de humedad

13. Se grafican dichos valores para definir la curva de compactación como se observa en los formatos 3.10 – 3.12.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA



RELACIÓN DENSIDAD HUMEDAD (PRUEBA PROCTOR) ASTM D-1557, AASHTO T-180

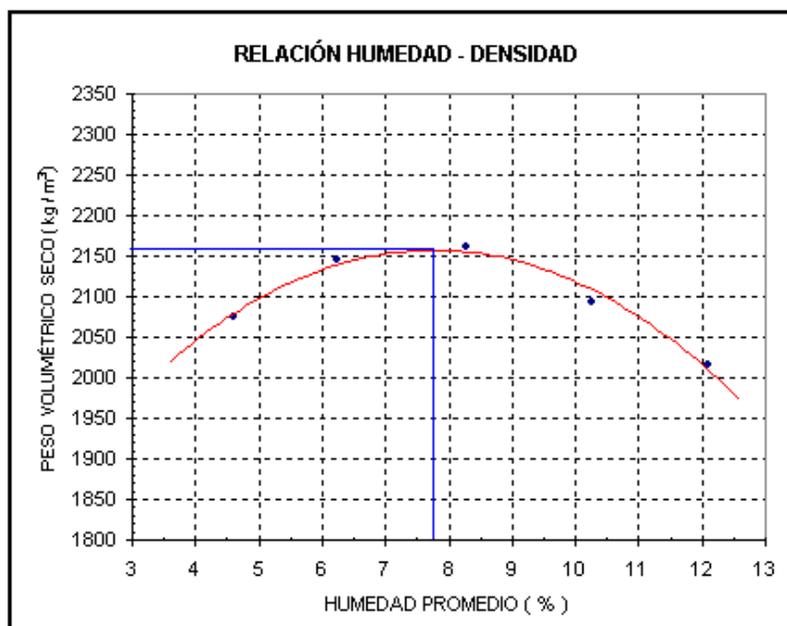
Proyecto: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño
 Ubicación: Planta El Ronco CESSA, Metapan , Santa Ana Metodo D Fecha 5-Jul-02
 tipo de suelo A-1-b No. de capas 5 Dimensiones del molde
 muestra No. 1 No. de golpes 56 h = 11.687 cms
 profundidad: 0.00-0.30 metos Peso del martillo 10 Lbs. D = 15.205 cms

COMPACTACIÓN

Peso Muestra, g	6000	6000	6000	6000	6000
Humedad de prueba (%)	4	6	8	10	12
Agua Agregada, ml	82.46	200	316	433	550
Peso Suelo Hum + Molde, g	11115	11330	11458	11394	11293
Peso Molde, g	6492.5	6492.5	6492.5	6492.5	6492.5
Peso Suelo Humedo, g	4622	4837	4965	4901	4801
Capacidad Molde, cm3	2122.1	2122.1	2122.1	2122.1	2122.1
Peso Vol Humedo, Kg / m3	2178.03	2279.35	2339.66	2309.50	2262.38
Humedad promedio (%)	4.6	6.24	8.27	10.27	12.09
Peso Vol Seco, Kg / m3	2074	2146	2161	2094	2016

HUMEDADES DE MUESTRAS

Tara No.	19	31	1	8	3	42	7	14	11	61
Peso Suelo Humedo + Tara, g	365.6	358.5	331	348.4	267.5	261	242.9	257.8	331.0	362.9
Peso Suelo Seco + Tara, g	351.9	345.2	315.6	30.5	252.0	245.5	226.1	238.9	300.0	331.0
Peso de Agua, g	13.7	13.3	15.4	18.3	15.5	15.5	16.8	18.9	31.0	31.9
Peso de Tara, g	51.5	59.6	52.6	55.3	59.9	62.9	58.3	59.5	47.1	63.7
Peso de Suelo Seco, g	300.4	285.6	263	275.2	192.1	182.6	167.8	179.4	252.9	267.3
Contenido de Agua (%)	4.56	4.65	5.85	6.64	8.06	8.48	10.01	10.53	12.25	11.93



Formato 3.10: Relación Densidad-Humedad de la muestra de suelo No.1



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA



RELACIÓN DENSIDAD HUMEDAD (PRUEBA PROCTOR) ASTM D-1557, AASHTO T-180

Proyecto: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño
 Ubicación: Planta El Ronco CESSA, Metapan, Santa Ana Metodo C Fecha 3-Jul-02
 tipo de suelo A-1-b No. de capas 5 Dimensiones del molde
 muestra No. 2 No de golpes 25 h = 12.148 cms
 profundidad: 0.30-1.00 metos Peso del martillo 10 Lbs. D = 10.110 cms

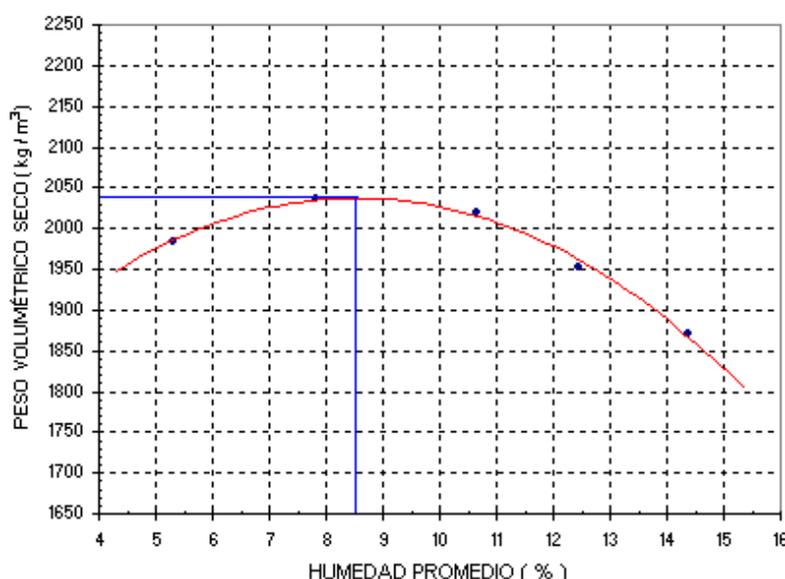
COMPACTACIÓN

Peso Muestra, g	5000	5000	5000	5000	5000
Humedad de prueba (%)	8	10	12	14	16
Agua Agregada, ml	193.31	288.46	348.62	480.77	576.92
Peso Suelo Hum + Molde, g	6272	6377	6414	6376	6322
Peso Molde, g	4239	4239	4239	4239	4239
Peso Suelo Humedo, g	2033	2138	2175	2137	2083
Capacidad Molde, cm ³	973.37	973.37	973.37	973.37	973.37
Peso Vol Humedo, Kg / m ³	2088.62	2196.49	2234.50	2195.47	2139.99
Humedad promedio (%)	5.3	7.82	10.64	12.45	14.37
Peso Vol Seco, Kg / m ³	1983	2037	2020	1952	1871

HUMEDADES DE MUESTRAS

Tara No.	77	84	47	90	32	98	34	68	67	46
Peso Suelo Humedo + Tara, g	97.1	116.5	65.4	62.2	66.4	75.7	67.9	64.0	30.2	60.6
Peso Suelo Seco + Tara, g	91.9	112.1	61.2	58.6	61.0	69.4	61.5	58.0	53.9	54.1
Peso de Agua, g	5.2	4.4	4.2	3.6	5.4	6.3	6.4	6.0	6.3	6.5
Peso de Tara, g	10.1	8.5	9.7	10.5	10.0	10.4	10.2	9.7	9.8	9.1
Peso de Suelo Seco, g	81.8	103.6	51.5	48.1	51.0	59.0	51.3	48.3	44.1	45.0
Contenido de Agua (%)	6.35	4.24	8.15	7.48	10.59	10.68	12.48	12.42	14.29	14.44

RELACIÓN HUMEDAD - DENSIDAD



$\omega_{\text{óptimo}} = 8.54\%$
 $\gamma_{\text{máximo}} = 2,038 \text{ Kg/m}^3$

Formato 3.11: Relación Densidad-Humedad de la muestra de suelo No.2



RELACIÓN DENSIDAD HUMEDAD (PRUEBA PROCTOR) ASTM D-1557, AASHTO T-180

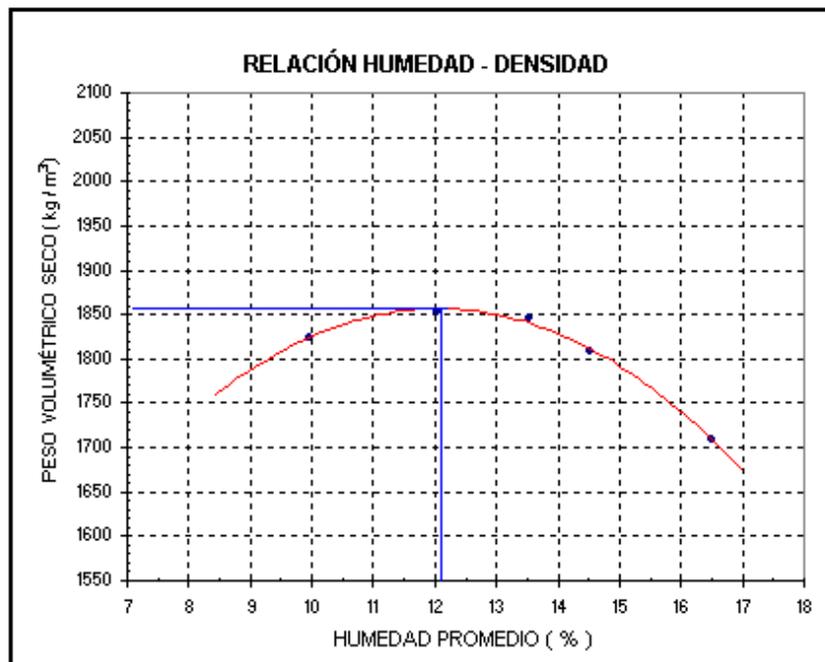
Proyecto:	Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño		
Ubicación:	Planta El Ronco CESSA, Metapan , Santa Ana	Metodo	C
tipo de suelo	A-2-4	No. de capas	5
muestra No.	3	No de golpes	25
profundidad:	0.30-0.80 metos	Peso del martillo	10 Lbs.
		Fecha	4-Jul-02
		Dimensiones del molde	h = 12.150 cms
			D = 10.110 cms

COMPACTACIÓN

Peso Muestra, g	5000	5000	5000	5000	5000
Humedad de prueba (%)	10	12	14	16	18
Agua Agregada, ml	274.3	370.16	466	561.9	657.84
Peso Suelo Hum + Molde, g	6196	6264	6284	6258	6181
Peso Molde, g	4239	4239	4239	4239	4239
Peso Suelo Humedo, g	1957	2025	2045	2019	1942
Capacidad Molde, cm3	975.37	975.37	975.37	975.37	975.37
Peso Vol Humedo, Kg / m3	2006.42	2076.14	2096.64	2069.98	1991.04
Humedad promedio (%)	9.95	12.03	13.53	14.51	16.51
Peso Vol Seco, Kg / m3	1825	1853	1847	1808	1709

HUMEDADES DE MUESTRAS

Tara No.	44	85	94	56	45	81	78	31	72	42
Peso Suelo Humedo + Tara, g	62.3	56.5	61.0	58.1	69.8	61.8	56.2	55.9	52.0	59.8
Peso Suelo Seco + Tara, g	57.6	52.1	55.5	53.0	62.4	55.9	50.1	50.4	45.9	53.0
Peso de Agua, g	4.7	4.4	5.5	5.1	7.4	5.9	6.1	5.5	6.1	6.8
Peso de Tara, g	9.8	8.4	10.2	10.2	9.7	10.6	10.2	10.3	10.2	10.3
Peso de Suelo Seco, g	47.8	43.7	45.3	42.8	52.7	45.3	39.9	40.1	35.7	42.7
Contenido de Agua (%)	9.83	10.07	12.14	11.92	14.04	13.02	15.29	13.72	17.09	15.93



$\omega_{\text{óptimo}} = 12.04 \%$
 $\gamma_{\text{máximo}} = 1,857 \text{ Kg/m}^3$

Formato 3.12: Relación Densidad-Humedad de la muestra de suelo No.3

3.2.3.5 PRUEBA DE RELACIÓN DE SOPORTE DEL SUELO, CBR (ASTM D-1883, AASHTO T-193)

El CBR es un ensayo realizado sobre una muestra de suelo en condiciones de humedad y densidad controladas, que pretende determinar la resistencia del mismo, a una fuerza de corte producido por punzonamiento. Los datos obtenidos del ensayo se utilizan directamente en el diseño de pavimentos para carreteras.

El CBR es un número que determina una relación de soporte que no representa una constante del suelo ensayado, sino que depende del grado de compactación del suelo durante el ensayo.

La relación de soporte de una muestra de suelo se establece determinando la carga unitaria necesaria para conseguir penetrar a una profundidad especificada, un pistón de 1.954 pulg. de diámetro, para luego compararla contra la carga unitaria patrón obtenida para lograr la misma profundidad de penetración, sobre una muestra estándar de piedra triturada.

MATERIAL Y EQUIPO

- Molde: de 6 pulg. de diámetro interno y una altura de 7 pulg., extensión y una base perforada con agujeros de 1/16 pulg. de diámetro.
- Disco espaciador: de altura 2.416 pulg. construido de metal sólido.
- Martillo de compactación: tal como se especifica en la Norma ASTM D-1557 ó AASHTO T-180.
- Placa y vástago: el vástago ajustable para medir el hinchamiento de la muestra y la placa con perforaciones de 1/16 pulg. de diámetro.
- Pesas: de forma anular con un peso de 2.27 Kg. ó partidas de 1.135 Kg. en peso, montadas sobre la placa antes mencionada.
- Máquina de carga.

- Pistón de penetración de 1.954 pulg. de diámetro.
- Trípode.
- Deformímetro.

PROCEDIMIENTO:

1. Se elaboran los especímenes de prueba según la Norma ASTM D-1557 y/o AASHTO T-180 en un cilindro de 6 pulg. de diámetro, previa preparación de la muestra de suelo, para lo cual deben tomarse en cuenta las siguientes recomendaciones: si en la muestra de suelo se tiene material que se retenga en la malla de $\frac{3}{4}$ ", debe efectuarse una corrección de tal manera que se sustituya este material (si no es mayor del 30% del peso)²¹, por la misma cantidad en peso de material, que pase la malla de $\frac{3}{4}$ " y se retenga en la malla No. 4.
2. Se elaboran tres especímenes de prueba, con el contenido de humedad óptimo, cada uno con diferente número de golpes por capa (12, 25, 56)²², para obtener diferentes pesos volumétricos, de tal manera que estos varíen unos puntos arriba y abajo del valor de densidad requerido.
3. Se coloca en las superficies libres del espécimen de suelo compactado, una cubierta de papel filtro con el fin de no permitir el escape de partículas de suelo a través de las placas perforadas ubicadas sobre las mismas.
4. Sobre la superficie superior del espécimen, se colocan sobrepesas en una cantidad no menor de 4.54 Kg. (10 lbs.) ó una carga proporcional al peso del pavimento que sobre él actuará.
5. Se sumerge el conjunto molde + suelo + pesas en agua de tal manera que esta tenga acceso libre por la parte superior e inferior de la muestra,

²¹ Según se especifica en la norma ASTM D-1557.

²² Según se especifica en la norma ASTM D-1883.

debiendo mantenerse a nivel constante durante todo el período de saturación, establecido en 96 horas.²³

6. Se coloca el deformímetro instalado en el trípode, sobre la parte terminal del vástago ajustable, que ha sido previamente colocado sobre la cara superior del espécimen, en conjunto con las sobrepesas y la placa perforada. El objetivo del deformímetro es el de llevar un registro del hinchamiento gradual que experimenta la muestra durante el período que se somete a saturación. realizando las lecturas cada 24 horas, aproximadamente.
7. Se toma al término del período de saturación la lectura final de deformación producida por el hinchamiento, expresándolo como un porcentaje de la altura inicial de la muestra. Posteriormente se saca la muestra en inmersión y se deja drenar por 15 minutos.
8. Se prepara la muestra para efectuar la penetración, quitando el papel filtro y volviendo a colocar las sobrepesas que se usaron durante la saturación.
9. Se aplica una carga previa sobre el pistón de penetración para lograr que éste asiente perfectamente en la superficie de la muestra, que en ningún caso excederá las 10 libras. Luego se aplica la carga a una velocidad de 1.27 mm / min. ó 0.05 pulg. / min.
10. Se registra sincronizadamente las lecturas de penetración y de carga a intervalos de deformación dados según norma ASTM D-1883: 0.025, 0.050, 0.075, 0.100, 0.125, 0.150, 0.200, 0.250, 0.300, 0.400, 0.500 pulgadas, como se puede observar en los formatos 3.13, 3.15 y 3.17 respectivamente para cada una de las muestras.
11. Se construye la curva esfuerzo - penetración para cada espécimen, efectuando a la vez las correcciones que sean necesarias²⁴.

²³Según norma ASTM D-1883 este período puede reducirse para suelos granulares, que logren la saturación rápidamente. Esto se comprueba con variaciones nulas o mínimas en las lecturas de registro de hinchamiento.

²⁴Según normas ASTM D-1883, Numeral 9.1, Nota 7 y AASHTO T-193, Numeral 10.1.

12. Se obtiene el CBR de la muestra ensayada, dividiendo el esfuerzo obtenido a la penetración de 0.1" ó 0.2", según el comportamiento del suelo²⁵, entre el esfuerzo patrón adoptado (generalmente se toma el de la piedra triturada igual a 1000 lb. / pulg² para 0.1" y 1500 lb. / pulg² para 0.2"), utilizando la siguiente ecuación:

$$CBR = \frac{\text{Esfuerzo del Ensayo} \times 100}{\text{Esfuerzo patrón}}$$

13. Usando los datos obtenidos de los tres especímenes, se dibuja la curva de relación CBR - Peso volumétrico seco (saturado), como se muestran en los formatos 3.14, 3.16 y 3.18 respectivamente.
14. Se determina el valor de CBR de diseño al porcentaje del máximo peso volumétrico seco requerido, normalmente este valor es el mínimo porcentaje de compactación permitido en carreteras (95% del Peso volumétrico seco máximo).

²⁵Remitirse a la norma AASHTO T-193, Numeral 10.2.1 ó ASTM D-1883, Numeral 9.2



**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
ING. MARIO ANGEL GUZMÁN URBINA**



PRUEBA DEL VALOR RELATIVO DE SOPORTE (C.B.R.) ASTM D1883, AASHTO T193

Proyecto:	Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño	Fecha:	9-Jul-02
Ubicación:	Planta El Ronco CESSA, Metapan, Santa Ana	Hoja No.:	173
Tipo de suelo:	A-1-b	Area de pistón:	3.0 Pulg ²
Muestra No.:	1	Anillo No.:	10-54-72
Profundidad:	0.00-0.30 metros	K anillo:	12.495 Lb/ u

COMPACTACIÓN

Molde No./ No. de golpes	6 / 12	3 / 25	10 / 56
% de agua Agregada, ml	7.5	7.5	7.5
Agua Agregada, ml	287.16	287.16	287.16
Peso Suelo Humedo + Molde, g	11583	11792	11995
Peso Molde, g	7157	7127	7111
Peso Suelo Humedo, g	4426	4665	4884
Capacidad Molde, cm ³	2092.26	2092.26	2096.38
Contenido de Agua, %	7.13	7.21	7.45
Peso Volumetrico Humedo, Kg / m ³	2115	2229	2329
Peso Volumetrico Seco, Kg / m ³	1974	2079	2167
P.M.SAT.+Molde(antes de Penetrar), g	11818	11990	12118
P.M.SAT.+Molde(despues de penet), g	11791	11962	12115
P.M. Sat. Despues de Penetración, g	4634	4835	5004
Peso Vol. Humedo (Saturado), Kg / m ³	2215	2311	2386
Peso Vol. Seco (Saturado), Kg / m ³	1979	2098	2193

HUMEDADES DE MUESTRAS SATURADAS

W % de saturación	11.93	10.14	8.82			
Tara No.	61	42	100	101	1	14
Peso Suelo Humedo + Tara, g	480.4	476.8	404.8	416.9	323.4	361.1
Peso Suelo Seco + Tara, g	436.8	431.9	373.6	385.7	301.7	336.4
Peso de Tara, g	63.7	62.9	80	62.1	52.6	59.5
Peso de Agua, g	43.6	44.9	31.2	31.2	21.7	24.7
Peso de Suelo Seco, g	373.1	369	293.6	323.6	249.1	276.9
Contenido de Agua (%)	11.69	12.17	10.63	9.64	8.92	8.92

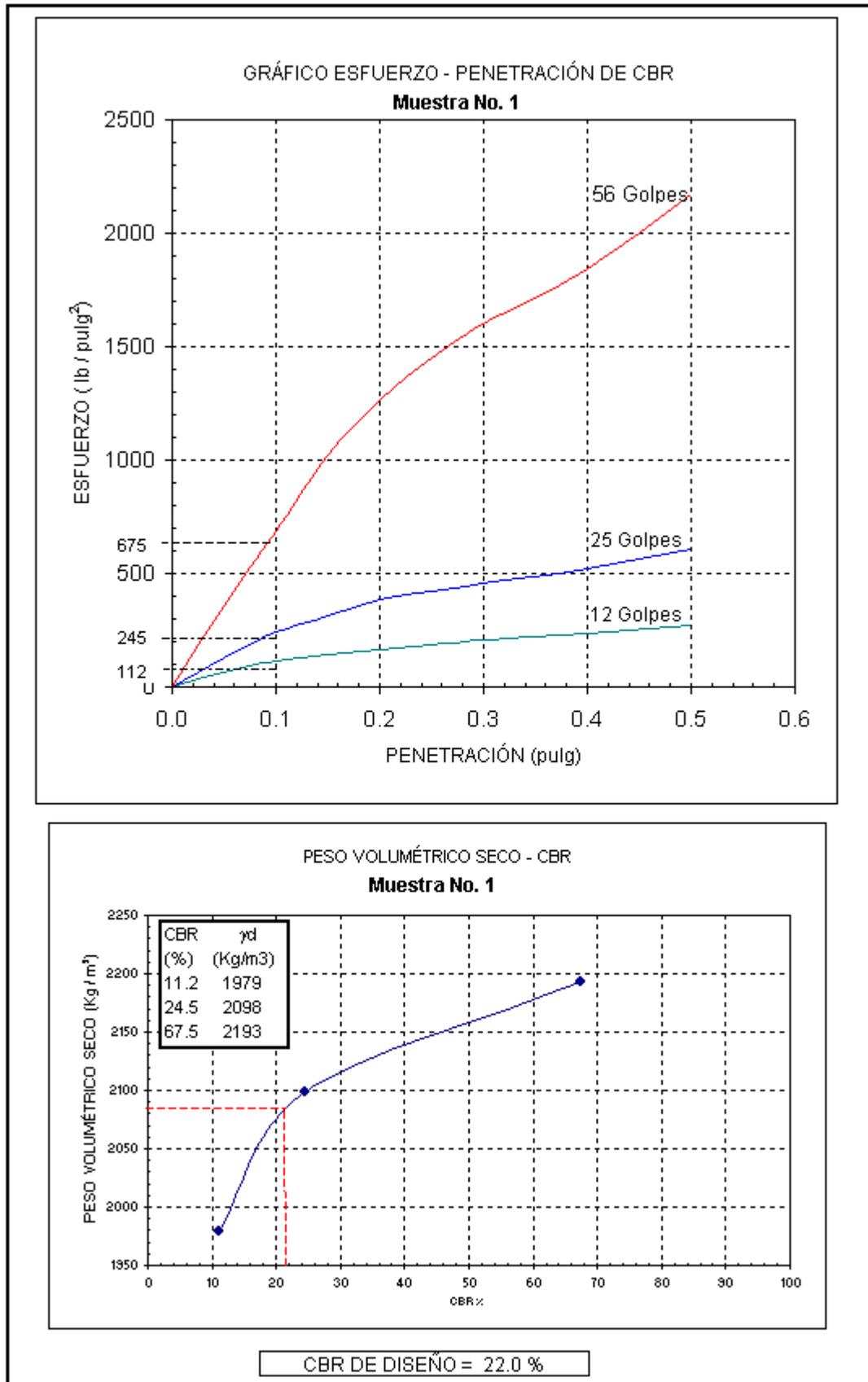
REGISTRO DEL HINCHAMIENTO

Molde No. 6			Molde No. 3			Molde No. 10		
Sobrecarga 10 Libras			Sobrecarga 10 Libras			Sobrecarga 10 Libras		
Hora y fecha	lect (U) (0.001 pulg)	Deformación Pulg.	Hora y fecha	lect (U) (0.001 pulg)	Deformación Pulg.	Hora y fecha	lect (U) (0.001 pulg)	Deformación Pulg.
09/07/2002 06:00 p.m.	500	0	09/07/2002 06:00 p.m.	500	0	09/07/2002 06:00 p.m.	500	0
10/07/2002 06:00 p.m.	520	0.020	10/07/2002 06:00 p.m.	534	0.034	10/07/2002 06:00 p.m.	520	0.020
11/07/2002 05:00 p.m.	522	0.022	11/07/2002 05:00 p.m.	535	0.035	11/07/2002 05:00 p.m.	522	0.022
12/07/2002 10:30 a.m.	523	0.023	12/07/2002 10:30 a.m.	537	0.037	12/07/2002 10:30 a.m.	523	0.023

PENETRACIÓN

Penetración en Pulgadas	Molde No. 6		Molde No. 3		Molde No. 10	
	No. de golpes 12		No. de golpes 25		No. de golpes 56	
	Tipo: Anulares		Tipo: Anulares		Tipo: Anulares	
	Lect (0.0001")	Lb/Pulg. ²	Lect (0.0001")	Lb/Pulg. ²	Lect (0.0001")	Lb/Pulg. ²
0.000	0	0.00	0	0.00	0	0.00
0.025	9	37.49	15	62.48	44	183.26
0.050	16	66.64	31	129.12	85	354.03
0.075	22	91.63	44	183.26	127	528.955
0.100	27	112.46	58	241.57	164	683.06
0.150	34	141.61	76	316.54	245	1020.43
0.200	39	162.44	92	383.18	304	1266.16
0.250	44	183.26	101	420.67	348	1449.42
0.300	49	204.09	110	458.15	385	1603.53
0.400	57	237.41	125	520.63	442	1840.93
0.500	65	270.73	146	608.09	522	2174.13

Formato 3.13: Prueba de CBR muestra de suelo No.1



Formato 3.14: Gráficas para la obtención del CBR de diseño, muestra de suelo No.1



**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
ING. MARIO ANGEL GUZMÁN URBINA**



PRUEBA DEL VALOR RELATIVO DE SOPORTE (C.B.R.) ASTM D1883, AASHTO T193

Proyecto:	Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño	Fecha:	9-Jul-02
Ubicación:	Planta El Ronco CESSA, Metapan, Santa Ana	Hoja No.:	2 / 3
Tipo de suelo:	A-1-b	Area de pistón:	3.0 Pulg. ²
Muestra No.:	2	Anillo No.:	10-54-72
Profundidad:	0.30-1.00 metros	K anillo:	12.495 Lb/ u

COMPACTACIÓN

Molde No./ No. de golpes	5 / 12	4 / 25	2 / 56
% de agua Agregada, ml	9.4	9.4	9.4
Agua Agregada, ml	395.16	395.16	395.16
Peso Suelo Humedo + Molde, g	11559	11983	12284
Peso Molde, g	7111	7249	7296
Peso Suelo Humedo, g	4448	4734	4988
Capacidad Molde, cm ³	2094.27	2094.27	2080.24
Contenido de Agua, %	9.62	9.95	9.92
Peso Volumetrico Humedo, Kg / m ³	2124	2260	2398
Peso Volumetrico Seco, Kg / m ³	1938	2055	2174
P.M.SAT.+Molde(antes de Penetrar), g	11775	12113	12342
P.M.SAT.+Molde(después de penet), g	11756	12101	12333
P.M. Sat. Después de Penetración, g	4645	4852	5037
Peso Vol. Humedo (Saturado), Kg / m ³	2218	2317	2421
Peso Vol. Seco (Saturado), Kg / m ³	1961	2079	2210

HUMEDADES DE MUESTRAS SATURADAS

W % de saturacion	13.09		11.43		9.58	
Tara No.	3	19	7	11	8	31
Peso Suelo Humedo + Tara, g	315.1	377.3	263.4	244.8	351.7	307.9
Peso Suelo Seco + Tara, g	285.8	339.3	242.3	224.6	325.2	286.7
Peso de Tara, g	59.9	51.5	58.3	47.1	55.3	59.6
Peso de Agua, g	29.3	38	21.1	20.2	26.5	21.2
Peso de Suelo Seco, g	225.9	287.8	184	177.5	269.9	227.1
Contenido de Agua (%)	12.97	13.2	11.47	11.38	9.82	9.34

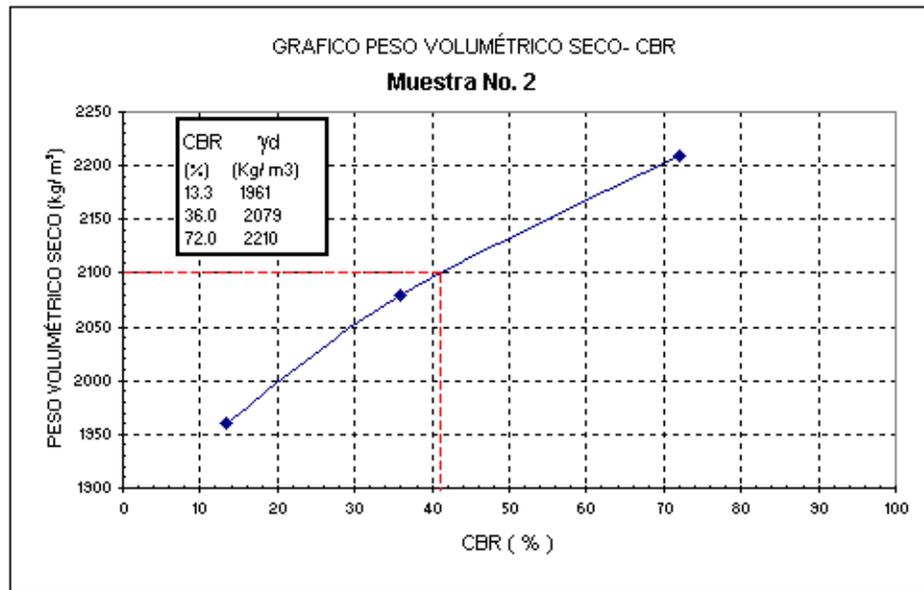
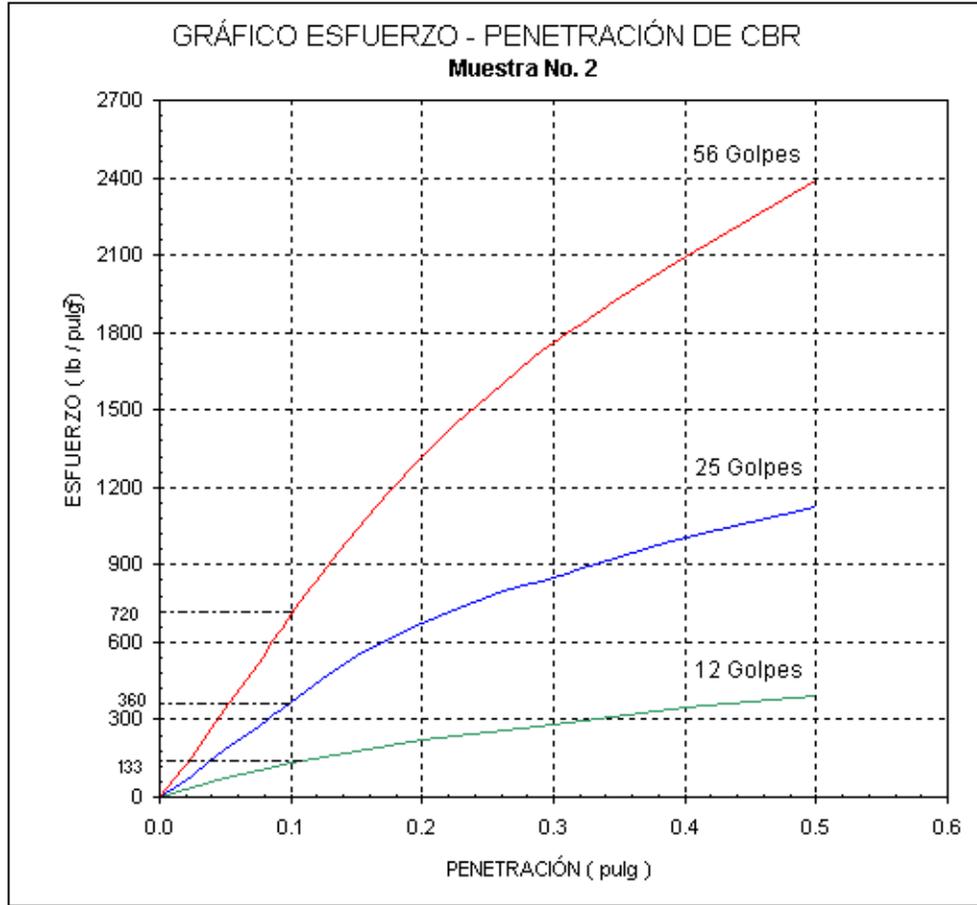
REGISTRO DEL HINCHAMIENTO

Molde No 5			Molde No 4			Molde No 2		
Sobrecarga 10 Libras			Sobrecarga 10 Libras			Sobrecarga 10 Libras		
Hora y fecha	lect (U) (0.001 pulg)	Deformación Pulg.	Hora y fecha	lect (U) (0.001 pulg)	Deformación Pulg.	Hora y fecha	lect (U) (0.001 pulg)	Deformación Pulg.
09/07/2002 07:30 p.m.	500	0	09/07/2002 07:30 p.m.	500	0	09/07/2002 07:30 p.m.	500	0
10/07/2002 06:15 p.m.	492	0.008	10/07/2002 06:15 p.m.	491	0.009	10/07/2002 06:15 p.m.	499	0.001
11/07/2002 05:00 p.m.	491	0.009	11/07/2002 05:00 p.m.	490	0.010	11/07/2002 05:00 p.m.	498	0.002
12/07/2002 10:45 a.m.	490	0.010	12/07/2002 10:45 a.m.	490	0.010	12/07/2002 10:45 a.m.	498	0.002

PENETRACIÓN

Penetracion en Pulgads	Molde No. 5		Molde No. 4		Molde No. 2	
	No. de golpes 12		No. de golpes 25		No. de golpes 56	
	Tipo: Anulares		Tipo: Anulares		Tipo: Anulares	
	Lect (0.0001")	Lb/Pulg. ²	Lect (0.0001")	Lb/Pulg. ²	Lect (0.0001")	Lb/Pulg. ²
0.000	0	0	0	0	0	0
0.025	9.5	39.57	20	83.30	38	158.27
0.050	18	74.97	44	183.26	81	337.365
0.075	24	99.96	65	270.725	125	520.625
0.100	32	133.28	89	370.69	170	708.05
0.150	43	179.10	131	545.615	249	1037.09
0.200	53	220.75	162	674.73	316	1316.14
0.250	61	254.07	186	774.69	373	1553.55
0.300	68	283.22	204	849.66	422	1757.63
0.400	83	345.70	242	1007.93	503	2095.00
0.500	95	395.68	270	1124.55	574	2390.71

Formato 3.15: Prueba de CBR muestra de suelo No.2



CBR DE DISEÑO = 41.0 %

Formato 3.16: Gráficas para la obtención del CBR de diseño, muestra de suelo No.2



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
ING. MARIO ANGEL GUZMÁN URBINA



PRUEBA DEL VALOR RELATIVO DE SOPORTE (C.B.R.) ASTM D1883, AASHTO T193

Proyecto: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicap de Alto Desempeño	Fecha: 15-Jul-02
Ubicación: Planta El Ronco CESSA, Metapan, Santa Ana	Hoja No. 3 / 3
tipo de suelo: A-2-4	Area de pistón: 3.0 Pulg. ²
muestra No. 3	Anillo No. 10-54-72
profundidad: 0.30-0.80 metros	K anillo: 12.495 Lb/u

COMPACTACIÓN

Molde No./ No. de golpes	2 / 12	3 / 25	4 / 56
% de agua Agregada, ml	13	13	13
Agua Agregada, ml	501.73	501.73	501.73
Peso Suelo Humedo + Molde, g	11474	11603	11925
Peso Molde, g	7296	7127	7249
Peso Suelo Humedo, g	4178	4476	4676
Capacidad Molde, cm ³	2080.24	2092.26	2094.27
Contenido de Agua, %	13.34	13.41	13.45
Peso Volumetrico Humedo, Kg / m ³	2008	2139	2232
Peso Volumetrico Seco, Kg / m ³	1772	1886	1967
P.M.SAT. + Molde (antes de Penetrar), g	11741	11756	12029
P.M.SAT. + Molde (despues de penet), g	11740	11756	12024
P.M. Sat. Despues de Penetración, g	4445	4629	4775
Peso Vol. Humedo (Saturado), Kg / m ³	2136	2212	2280
Peso Vol. Seco (Saturado), Kg / m ³	1791	1886	2001

HUMEDADES DE MUESTRAS SATURADAS

W % de saturacion	19.22		17.27		13.93	
Tara No.	11	31	7	8	14	19
Peso Suelo Humedo + Tara, g	259.6	246.8	289.6	314.4	293.5	272.9
Peso Suelo Seco + Tara, g	225.6	217.9	255.8	278.5	264.9	245.8
Peso de Tara, g	47.1	59.6	58.3	55.3	59.5	51.5
Peso de Agua, g	34	28.9	33.8	35.9	28.6	27.1
Peso de Suelo Seco, g	178.5	158.3	197.5	223.2	205.4	194.3
Contenido de Agua (%)	19.04	18.26	17.11	16.08	13.92	13.94

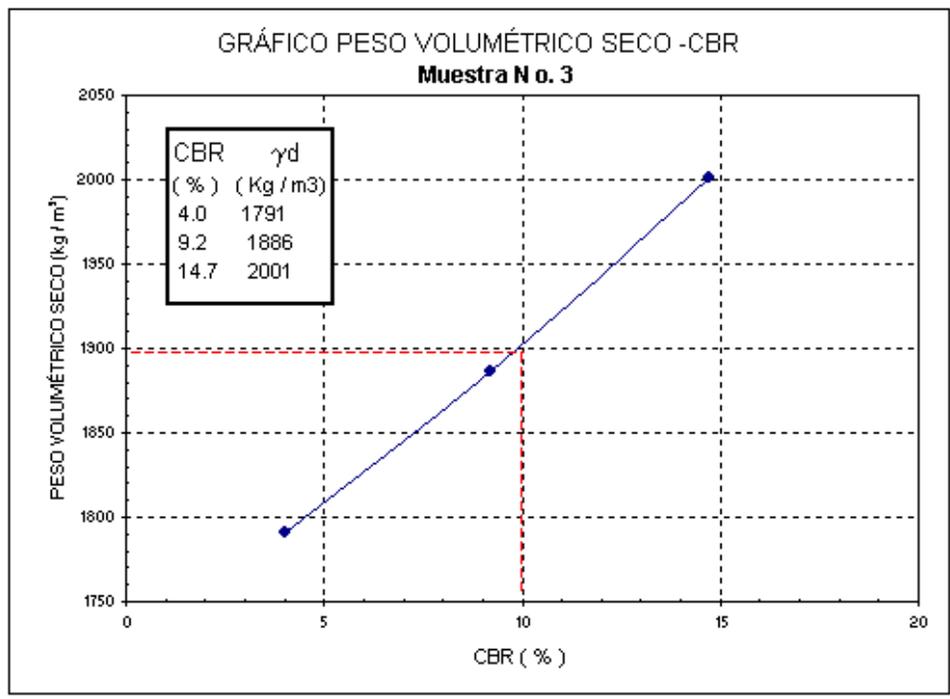
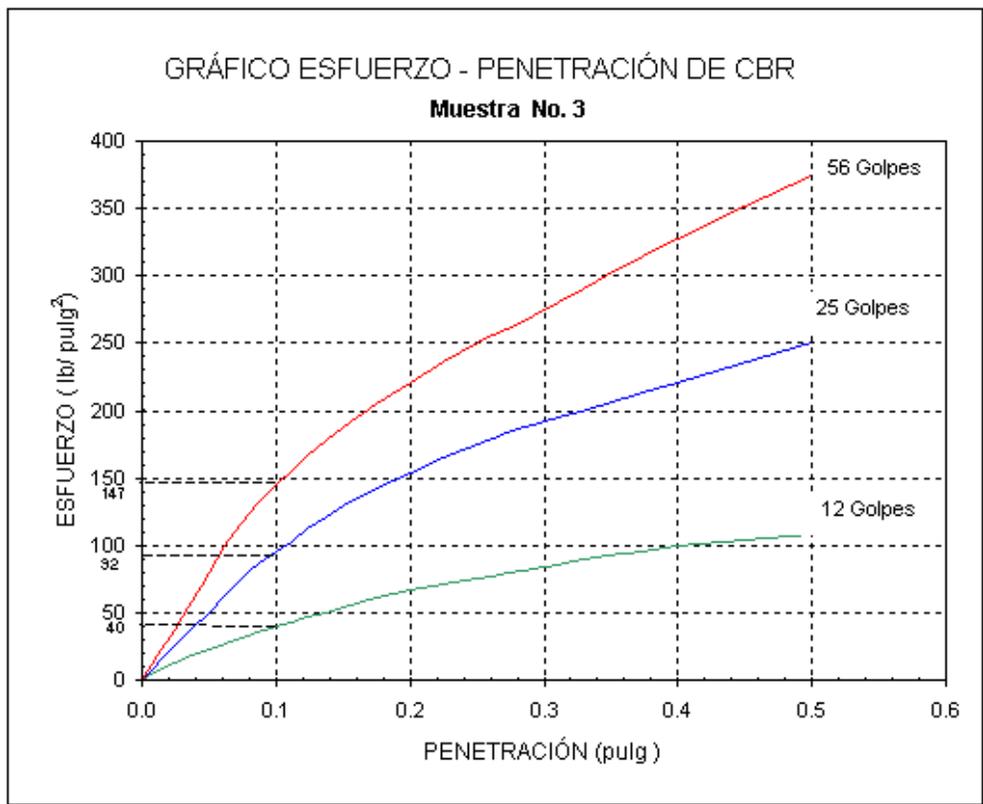
REGISTRO DEL HINCHAMIENTO

Molde No 2			Molde No 3			Molde No 4		
Sobrecarga 10 Libras			Sobrecarga 10 Libras			Sobrecarga 10 Libras		
Hora y fecha	lect (U) (0.001 pulg)	Deformación Pulg.	Hora y fecha	lect (U) (0.001 pulg)	Deformación Pulg.	Hora y fecha	lect (U) (0.001 pulg)	Deformación Pulg.
15/07/2002 07:00 p.m.	500	0	15/07/2002 07:00 p.m.	500	0	15/07/2002 07:00 p.m.	500	0
16/07/2002 07:00 p.m.	591	0.091	16/07/2002 07:00 p.m.	430.5	0.0695	16/07/2002 07:00 p.m.	555.5	0.0555
17/07/2002 06:15 p.m.	593.5	0.0935	17/07/2002 06:15 p.m.	420	0.08	17/07/2002 06:15 p.m.	571.5	0.0715
18/07/2002 06:15 p.m.	593.5	0.0935	18/07/2002 06:15 p.m.	417.5	0.0825	18/07/2002 06:15 p.m.	581.5	0.0815

PENETRACIÓN

Penetracion en Pulgads	Molde No. 2		Molde No. 3		Molde No. 4	
	No. de golpes 12		No. de golpes 25		No. de golpes 56	
	Tipo: Anulares		Tipo: Anulares		Tipo: Anulares	
	Lect (0.0001")	Lb/Pulg. ²	Lect (0.0001")	Lb/Pulg. ²	Lect (0.0001")	Lb/Pulg. ²
0.000	0	0.00	0	0.00	0	0.00
0.025	3	12.495	6	24.99	9	37.49
0.050	5.5	22.9075	12	49.98	19	79.14
0.075	7.5	31.24	18	74.97	28	116.62
0.100	9.5	39.57	23	95.80	35	145.78
0.150	13	54.145	31	129.12	45	187.425
0.200	16	66.64	37	154.11	53	220.745
0.250	18	74.97	42	174.93	60	249.90
0.300	20	83.3	46	191.59	66	274.89
0.400	24	99.96	53	220.75	78.5	326.95
0.500	26	108.29	60	249.90	90	374.85

Formato 3.17: Prueba CBR muestra de suelo No.3



CBR DE DISEÑO = 9.8%

Formato 3.18: Gráficas para la obtención del CBR de diseño, muestra de suelo No.3

3.2.4 CLASIFICACIÓN AASHTO DE LAS MUESTRAS DE SUELO ANALIZADAS

Los resultados obtenidos de los análisis de granulometría y límites de consistencia para las muestras son los siguientes:

Característica	Muestra No. 1	Muestra No. 2	Muestra No. 3
% pasa malla 10	46.0	86.7	92.0
% pasa malla 40	30.5	44.5	71.7
% pasa malla 200	7.7	13.1	24.2
LL (%)	29.6	25.7	36.3
LP (%)	NP	NP	8.0
IP (%)	0	0	28.3
CLASIFICACIÓN	A -1-b	A-1-b	A-2-4

Tabla 3.5: Clasificación de las muestras de suelo, según AASTHO

3.3 DETERMINACIÓN DE LOS PORCENTAJES DE CEMENTO

Como se ha mencionado, los Pavimentos Unicapa han sido concebidos con porcentajes de cemento relativamente altos (12 - 18%) dependiendo del tipo de suelo de sub - rasante así como también del valor del índice de plasticidad.

Para determinar el porcentaje de cemento que debe ser agregado al suelo de sub - rasante, éste debe clasificarse según AASTHO. Según ésta clasificación, el suelo de sub - rasante encontrado en el tramo experimental, pertenece a los suelos del grupo *A - 1 - b*; la definición para los suelos de este grupo determina que son: suelos bien graduados de tamaños gruesos y finos, donde el material predominante es arena gruesa, con o sin un buen aglomerante plástico.

Una vez clasificado el suelo de sub - rasante, se procede a seleccionar tres porcentajes de cemento, tomando como guía los valores para los Requerimientos Estructurales para Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño dados en las tablas 3.6 y 3.7.

Los porcentajes de cemento, con relación al peso seco de la muestra de suelo, para la aplicación de los PUAD al tramo experimental son los siguientes: 13%, 15% y 18%. Los primeros dos porcentajes, han sido estudiados por el Instituto Salvadoreño del Cemento Y del Concreto, con la colaboración de Consultora Técnica S.A. de C.V.²⁶. Razón por la cual se tomará únicamente el 18% de cemento para el desarrollo de ésta investigación, en lo referente al diseño de mezclas, ensayos de laboratorio, diseño estructural y análisis de costo.

²⁶Consultar Informe Técnico de Resultados del Tramo Experimental Planta El Ronco, CESSA, Metapán, Documento presentado por CONTECSA, ISCYC, Abril de 2002

REQUERIMIENTOS ESTRUCTURALES PARA PAVIMENTOS UNICAPA DE ALTO DESEMPEÑO (PUAD) Suelo Fino-granular (A-2-6, A-2-7, A-4, A-5, A-6, A-7)							
K (pci) en Subrasante	TPDA	Tasa de Crecim.	Repetición de Carga	Espesor (cm.)	% de Cemento	f_c' (kg/cm ²) a 60 días	Mr (kg/cm ²) a 60 días
100	40	1	116,800	17	13 - 15	150	25
	80	1.5	243,528	20	13 - 15	150	25
	160	2	504,868	23	13 - 15	170	26
	320	2.5	1,047,112	27	13 - 15	180	27
	640	3	2,171,312	30	13 - 15	180	27
150	40	1	116,800	17	13 - 15	150	25
	80	1.5	243,528	18	13 - 15	150	25
	160	2	504,868	20	13 - 15	170	26
	320	2.5	1,047,112	22	13 - 15	180	27
	640	3	2,171,312	24	13 - 15	180	27
200	40	1	116,800	15	13 - 15	150	25
	80	1.5	243,528	17	13 - 15	150	25
	160	2	504,868	19	13 - 15	170	26
	320	2.5	1,047,112	20	13 - 15	180	27
	640	3	2,171,312	23	13 - 15	180	27
250	40	1	116,800	13	13 - 15	150	25
	80	1.5	243,528	14	13 - 15	150	25
	160	2	504,868	16	13 - 15	170	26
	320	2.5	1,047,112	17	13 - 15	180	27
	640	3	2,171,312	20	13 - 15	180	27

Tabla 3.6: Requerimientos Estructurales para los Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño

Fuente: Cuerpo de Colaboradores Técnicos del ISCYC.

REQUERIMIENTOS ESTRUCTURALES PARA PAVIMENTOS UNICAPA DE ALTO DESEMPEÑO (PUAD) Suelo Grueso-granular (A-1, A-2, A-3, A-2-4, A-2-5)							
K (pci) en Subrasante	TPDA	Tasa de Crecim.	Repetición de Carga	Espesor (cm.)	% de Cemento	F_c' (kg/cm²) a 60 días	Mr (kg/cm²) a 60 días
250	40	1	116,800	12	11 - 13	155	25
	80	1.5	243,528	12	11 - 13	155	25
	160	2	504,868	14	11 - 13	175	27
	320	2.5	1,047,112	15	11 - 13	185	27
	640	3	2,171,312	18	11 - 13	185	27
150	40	1	116,800	17	11 - 13	155	25
	80	1.5	243,528	18	11 - 13	155	25
	160	2	504,868	20	11 - 13	175	27
	320	2.5	1,047,112	22	11 - 13	185	27
	640	3	2,171,312	24	11 - 13	185	27
200	40	1	116,800	15	11 - 13	155	25
	80	1.5	243,528	17	11 - 13	155	25
	160	2	504,868	19	11 - 13	175	27
	320	2.5	1,047,112	20	11 - 13	185	27
	640	3	2,171,312	23	11 - 13	185	27
250	40	1	116,800	13	11 - 13	155	25
	80	1.5	243,528	14	11 - 13	155	25
	160	2	504,868	16	11 - 13	175	27
	320	2.5	1,047,112	17	11 - 13	185	27
	640	3	2,171,312	20	11 - 13	185	27

Tabla 3.7: Requerimientos Estructurales para los Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño

Fuente: Cuerpo de Colaboradores Técnicos del ISCYC.

3.4 RELACIÓN DENSIDAD – HUMEDAD DE LAS MEZCLAS DE PUAD

Las cantidades de agua que se agregó a las mezclas de prueba de PUAD se determinaron a través de la prueba de laboratorio Proctor Modificada (AASHTO T-180), descrita en el numeral 3.2.3.4, utilizándose para ello el método “C”

Cálculos:

1. Contenido de humedad natural de la muestra de suelo

$$\omega = 2.59\%$$

2. Se prepararon cinco muestras de suelo de tal manera que la variación de humedad de las mismas permitiera definir puntos, en la curva de compactación, tanto en la rama seca como en la húmeda.

Peso de suelo húmedo para cada una de las muestras = 5,130 gr.

$$\text{Peso de suelo seco} = \frac{5,130}{1 + 0.0259} = 5,000 \text{ gr.}$$

3. Cantidad de cemento (18%) por muestra de suelo

$$5,000 \times 0.18 = 900 \text{ gr.}$$

4. Se agregó el cemento al suelo y se mezcló hasta que el material tomara un color gris uniforme.

5. Cantidad de agua que se agregó a la mezcla, considerando la humedad inicial del suelo (Ejemplo para humedad de prueba 6%)

$$W_w = W_x \left(\frac{\omega_2 - \omega_1}{1 + \omega_1} \right) \text{ cm}^3$$

Donde:

W_w = Cantidad de agua a agregar

W = Peso de la muestra de suelo + cemento

ω_1 = Humedad natural del suelo

ω_2 = Humedad de prueba

$$W_w = 5,900 \times \left(\frac{0.06 - 0.0259}{1 + 0.0259} \right) = 196.1 \text{ cm}^3 = 196.1 \text{ ml}$$

El suelo, el cemento y el agua se mezclaron hasta llegar a la humedad requerida y observar un material homogéneo. Este cálculo se repitió para las humedades de prueba restantes.

6. Se elaboraron los especímenes cilíndricos, compactándolos en 5 capas de igual espesor con 25 golpes por capas.
7. Para cada cilindro se tomó su peso húmedo y la humedad que tenía después de haber sido elaborado.
8. Se calculó el peso volumétrico seco y el contenido de humedad para cada espécimen.

$$\gamma_w = \frac{\text{Peso húmedo del espécimen}}{\text{Volumen del molde}}$$

Peso espécimen húmedo + molde = 6,482 gr.

Peso de molde = 4,409 gr.

Peso húmedo del espécimen = 6,482 – 4,409 = 2,073 gr.

$$\text{Volumen del molde} = \frac{\pi}{4} (10.14)^2 (11.64) = 939.98 \text{ cm}^3$$

$$\gamma_w = \frac{2,073}{939.98} = 2.21 \text{ gr. /cm}^3$$

Contenido de humedad promedio (ω) del especimen = 4.90%

Peso volumétrico seco (γ_s)

$$\gamma_s = \frac{\gamma_w}{1 + \omega\%}$$

Donde:

γ_w = peso volumétrico húmedo

$\omega\%$ = contenido de humedad promedio del especimen

$$\gamma_s = \frac{2.21}{1 + 0.049} = 2.102 \text{ gr. /cm}^3 = 2,102.4 \text{ kg/m}^3$$

Los resultados de la prueba Proctor Modificada para las mezclas de PUAD se presentan a continuación en el formato 3.19.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
ING. MARIO ANGEL GUZMÁN URBINA



RELACIÓN DENSIDAD - HUMEDAD (PRUEBA PROCTOR) ASTM D-1557, AASHTO T-180

Proyecto: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño
 Ubicación: Planta El Ronco CESSA, Metapán, Santa Ana Método: C Fecha: 26-Jul-02
 Tipo de suelo: A-1-b No. de capas: 5 Dimensiones del molde
 Profundidad: 0.00-0.30 metros No. de golpes: 25 H = 11.64 cms
 Cemento: 18% Peso del martillo: 10 Lbs. D = 10.15 cms

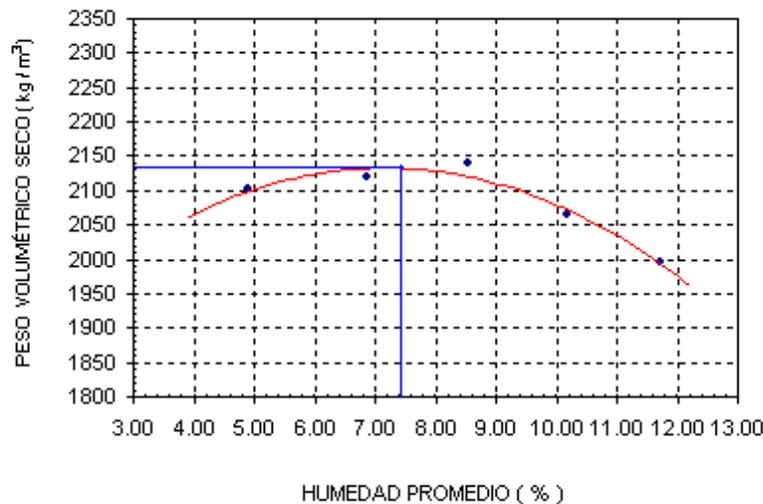
COMPACTACIÓN

Peso Muestra (suelo + cemento) (g)	5900	5900	5900	5900	5900
Humedad de Prueba (%)	6	8	10	12	14
Agua Agregada (ml)	196.1	311.1	426.2	541.2	656.2
Peso Suelo Hum + Molde (gr)	6482	6373	6427	6382	6340
Peso Molde (gr)	4409	4241	4241	4241	4241
Peso Muestra Húmeda (gr)	2073	2132	2186	2141	2099
Volumen Molde (cm ³)	940.0	941.8	941.8	941.8	941.8
Peso Vol Húmedo (Kg / m ³)	2205.3	2263.8	2321.1	2273.3	2228.7
Humedad promedio (%)	4.90	6.87	8.54	10.16	11.72
Peso Vol Seco (Kg / m ³)	2102	2118	2138	2064	1995

HUMEDADES DE MUESTRAS

Tara No.	7	37	4	1	19	11	31	3	40	8
Peso Muestra Húmeda + Tara (gr)	338.5	440.3	327.2	372.8	424.3	441.7	351.4	340.7	517.2	406.0
Peso Muestra Seca + Tara (gr)	325.0	423.2	310.7	351.4	395.0	410.6	325	314.3	468.7	370.0
Peso de Agua (gr)	13.5	17.1	16.5	21.4	29.3	31.1	26.4	26.4	48.5	36.0
Peso de Tara (gr)	58.3	62.8	59.4	52.8	51.5	47.2	59.5	60.1	64.3	55.6
Peso de Muestra Seca (gr)	266.7	360.4	251.3	298.6	343.5	363.4	265.5	254.2	404.4	314.4
Contenido de Agua (%)	5.06	4.74	6.57	7.17	8.53	8.56	9.94	10.39	11.99	11.45

RELACIÓN DENSIDAD - HUMEDAD



$\omega_{\text{óptimo}} = 7.2 \%$
 $\gamma_{\text{máximo}} = 2,133 \text{ Kg/m}^3$

Formato 3.19: Relación Densidad-Humedad de las mezclas de PUAD.

3.5 DISEÑO DE MEZCLAS DE PUAD

Los especímenes que se elaboraron para las diferentes pruebas: Resistencia a la Compresión, Compresión Simple sin Confinar, Tensión Indirecta, Flexión y Módulo de Elasticidad, fueron fabricados en moldes cilíndricos con medidas de 4" x 8" y 6" x 12" (diámetro x altura, respectivamente) y en viguetas de 15 x 15 x 60 cm. (ancho x alto x largo, respectivamente). Tomando en consideración lo anterior y los datos obtenidos en los ensayos realizados, se efectuó un cálculo para el diseño de las mezclas de PUAD, por cada uno de los moldes, los cuales se presentan a continuación.

Cálculo No.1

Molde cilíndrico de 4" x 8"

Humedad natural del suelo: 2.96%

Humedad óptima de la mezcla de PUAD: 7.2%

Porcentaje de cemento por peso: 18%

- Cantidad de cemento

Peso de suelo húmedo = 5,000 gr.

$$\begin{aligned}\text{Peso de suelo seco} &= \frac{5,000}{1+0.0296} \\ &= 4,856.3 \text{ gr.}\end{aligned}$$

$$\text{Cantidad de cemento} = 0.18 \times 4,856.3 = 874.1 = 875 \text{ gr.}$$

- Peso seco de la mezcla = 4,856 + 875
= 5,731 gr.

- Cantidad de agua para la mezcla

$$\text{Agua} = 0.072 \times 5,731 = 412.6 \text{ cm}^3 = 413 \text{ ml}$$

Cálculo No. 2

Molde cilíndrico de 6" x 12"

Humedad natural del suelo: 2.96%

Humedad óptima de la mezcla de PUAD: 7.2%

Porcentaje de cemento por peso: 18%

- Cantidad de cemento

Peso de suelo húmedo = 12,000 gr.

$$\begin{aligned}\text{Peso de suelo seco} &= \frac{12,000}{1+0.0296} \\ &= 11,655.0 \text{ gr.}\end{aligned}$$

$$\text{Cantidad de cemento} = 0.18 \times 11,655.0 = 2,097.9 = 2,098 \text{ gr.}$$

- Peso seco de la mezcla = 11,655 + 2,098
= 13,753 gr.

- Cantidad de agua para la mezcla

$$\text{Agua} = 0.072 \times 13,753 = 990.2 \text{ cm}^3 = 991 \text{ ml}$$

Cálculo No. 3

Vigueta de 15 x 15 x 60 cm.

Humedad natural del suelo: 2.96%

Humedad óptima de la mezcla de PUAD: 7.2%

Porcentaje de cemento por peso: 18%

- Cantidad de cemento

Peso de suelo húmedo = 35,000 gr.

$$\begin{aligned}\text{Peso de suelo seco} &= \frac{35,000}{1+0.0296} \\ &= 33,993.8 \text{ gr.}\end{aligned}$$

$$\text{Cantidad de cemento} = 0.18 \times 33,993.8 = 6,118.9 = 6,119 \text{ gr.}$$

- Peso seco de la mezcla = 35,000 + 6,119
= 41,119 gr.
- Cantidad de agua para la mezcla
Agua = 0.072 x 41,119 = 2,960.5 cm³ = 2,961 ml

3.6 ELABORACIÓN DE ESPECÍMENES

Debido a que en los Pavimentos Unicapa no se tiene una normativa que especifique la práctica de moldeo de especímenes de prueba, se plantea en los siguientes numerales una propuesta fundamentada en las características de los PUAD, es decir: estos pavimentos desde el punto de vista constructivo se clasifican como materiales de compactación dinámica, ya que por su relación agua / cemento muy baja, no pueden ser colados porque no tienen fluidez.

Los especímenes de prueba para los ensayos de Resistencia a la Compresión, Compresión Simple sin Confinar, Tensión Indirecta, Flexión y Módulo de Elasticidad se moldearon compactando la mezcla en moldes cilíndricos con medidas de 4" x 8" y 6" x 12" y en viguetas de 15 x 15 x 60 cm., tomando en consideración los requerimientos basados en la relación de esbeltez entre la altura y el diámetro de especímenes igual a 2, estipulada en las normativas ASTM para cilindros de concreto y especímenes de suelo – cemento.

Para evaluar la resistencia de los especímenes en función de la energía de compactación se propone utilizar, para la elaboración de los mismos:

- Norma AASHTO T-180 “Especificación Estándar para Relaciones Humedad – Densidad de suelos usando un martillo de 10 lbs. y una altura de caída de 18 pulgadas” y
- Norma ASTM C-1435 “Práctica Estándar para el Moldeo de Concreto Compactado con Rodillo en Moldes Cilíndricos Usando Martillo Vibratorio”.

3.6.1 MOLDEO DE ESPECÍMENES UTILIZANDO EQUIPO PROCTOR MODIFICADO (AASHTO T-180, ASTM D-1557)

Para lograr este objetivo de forma racional se ha recurrido al concepto de energía de compactación.

Energía de compactación:

La energía específica de compactación es la que se entrega al suelo por unidad de volumen, durante el proceso mecánico de que se trate.

Resulta fácil evaluar la energía de compactación que se aplica al suelo en el laboratorio, cuando esta es aplicada por impacto. La energía de compactación puede ser evaluada por la siguiente fórmula:

$$E = \frac{N \times n \times W \times h}{V}$$

Donde:

E = Energía específica de compactación.

N = Número de golpes del pisón compactador por cada una de las capas en que se acomoda el suelo en el molde de compactación.

n = Número de capas que se disponen hasta llenar el molde.

W = Peso del pisón compactador.

h = Altura de caída del pisón al aplicar los impactos al suelo.

V = Volumen total del molde de compactación, igual al volumen total del suelo compactado.

Conocida la energía de compactación que debe ser aplicada a la mezcla de PUAD, el volumen del molde, el peso y la altura de caída del martillo compactador, las únicas variables que se desconocen son las capas y el número de golpes por capa. Fijando el número de capas con las cuales se compactará la mezcla se puede calcular el número de golpes por cada capa, utilizando la fórmula de la Energía de Compactación.

Para moldear los especímenes de prueba se trabajó con los siguientes datos:

a) Molde de 4" x 8"

$$E = 56,000 \text{ lb.-pie/pie}^3 \text{ (Proctor Modificado AASHTO T-180)}$$

$$V = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h = \frac{\pi}{4} \times (4/12)^2 \times (8/12) = 0.0582 \text{ pie}^3$$

$$W = 10 \text{ lb.}$$

$$h = 18 \text{ pulg.} = 1.5 \text{ pie}$$

$$n = 5 \text{ capas}$$

$$N = \frac{E \times V}{n \times W \times h} = \frac{56000 \times (0.0582)}{5 \times (10) \times (1.5)} = 43.5 = 44 \text{ golpes / capa}$$

b) Molde de 6" x 12"

$$E = 56,000 \text{ lb.-pie/pie}^3 \text{ (Proctor Modificado AASHTO T-180)}$$

$$V = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h = \frac{\pi}{4} \times (0.5)^2 \times (1) = 0.1963 \text{ pie}^3$$

$$W = 10 \text{ lb.}$$

$h = 18 \text{ pulg.} = 1.5 \text{ pie}$

$n = 10 \text{ capas}$

$$N = \frac{E \times V}{n \times W \times h} = \frac{56000 \times (0.1963)}{10 \times (10) \times (1.5)} = 73.3 = 74 \text{ golpes / capa}$$

MATERIAL Y EQUIPO:

- Moldes cilíndricos de 4" y 6" de diámetro con sus respectivas bases
- Martillo de compactación (10 lb. y altura de caída de 18")
- Suelo con tamaño máximo de agregado de $\frac{3}{4}$ "
- Cemento de albañilería ASTM C-91 TIPO M
- Agua
- Balanza de 1 gr. de precisión
- Probetas de 100 ml y 1000 ml
- Cucharón
- Cuchillo
- Guantes de hule
- Regla metálica
- Bandejas

Procedimiento:

1. Se prepara cada uno de los materiales: suelo, cemento y agua, en las cantidades determinadas en el diseño de la mezcla. Así mismo se preparan cada uno de los moldes que se utilizan para elaborar los especímenes.



Fig. 3.4: Determinación de las cantidades de suelo y cemento en peso



Fig. 3.5: Medición de la cantidad de agua y equipo de compactación

2. Se mezcla el suelo y el cemento antes de agregar el agua, de manera que el cemento se distribuya y el material tome un color gris uniformemente.



Fig. 3.6: Distribución del cemento en el suelo

3. Se agrega el agua al material y se mezcla, amasándolo hasta obtener un material homogéneo en todas sus partes.



Fig. 3.7: Adición de agua y homogenización de la mezcla

4. Con la mezcla lista, se procede al moldeo de los especímenes, compactando el material en el número de capas y golpes calculados utilizando el concepto de energía de compactación. Teniendo el cuidado de que la mezcla mantenga la humedad necesaria, durante el proceso de compactación, cubriéndola con un plástico o una manta húmeda.



Fig. 3.8: Mezcla lista para ser compactada y proceso de compactación

5. Se deja el espécimen elaborado por un período de 30 minutos²⁷ antes de retirar el molde.



Fig. 3.9: Especimen compactado y desmoldado

6. Los especímenes elaborados se llevan al cuarto húmedo para su respectivo curado y posterior ensayo. Se recomienda que el tiempo total que transcurre entre la hechura de la mezcla y la compactación del espécimen se encuentre en un rango de 90-105 minutos para garantizar un correcto fraguado inicial de la mezcla.



Fig. 3.10: Especímenes listos para ser llevados al cuarto húmedo

²⁷Tiempo recomendado según experiencias en la elaboración de especímenes de Pavimentos Unicapa por parte de personal de laboratorio de Consultora Técnica S.A. de C.V.

3.6.2 MOLDEO DE ESPECÍMENES UTILIZANDO MARTILLO VIBRATORIO (ASTM C-1435)

Para moldear los especímenes con martillo vibratorio se siguieron los lineamientos descritos en la norma ASTM C-1435, la cual especificando su uso para ensayar Concreto Compactado con Rodillo, puede ser aplicable según esta norma para ensayar otros tipos de materiales cementantes tales como: mezclas granulares o suelo-cemento, de consistencia rígida a muy seca, donde el varillado o la vibración interna no pueden ser usados apropiadamente para lograr la consolidación adecuada del material.

EQUIPO:

- Molde cilíndrico de 150 mm. (6") de diámetro por 300 mm. de altura, conforme a los requerimientos de la Especificación ASTM C-470
- Martillo vibratorio, con una masa mínima de 10 ± 0.2 Kg. (22 ± 0.4 lb.), 900 W de potencia y capaz de proveer al menos 2000 impactos / min.
- Placa apisonadora de acero, de forma circular, con un diámetro de 140 ± 3 mm ($5 \frac{3}{4} \pm \frac{1}{8}$ in) y una masa de 3 ± 0.1 Kg. (6.5 ± 0.2 lb.)
- Herramientas pequeñas: cucharas de albañil, palas de extremo cuadrado, cucharones, paletas de acero y llanas de madera.

PROCEDIMIENTO:

El procedimiento que se utiliza para la preparación de la mezcla de PUAD es idéntico al procedimiento que se describe en los numerales 1 al 3 de la sección 3.6.1. Con la mezcla lista, se procede al moldeo de los especímenes, compactando el material en tres capas con un tiempo de vibrado de 20 seg. por capa, como se especifica en la Norma ASTM C-1435.

Es importante mencionar que tanto para el procedimiento Proctor Modificado, como para el procedimiento utilizando el martillo vibratorio es

necesario utilizar un aditamento que sirva como extensión de molde (tanto para vigas como para cilindros) con el objetivo de compactar eficientemente la última capa.



Fig. 3.11: Elaboración de especímenes cilíndricos con martillo vibro – compactador

3.7 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE LOS ESPECÍMENES ELABORADOS

Para obtener datos de los diferentes parámetros de diseño de los Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño se realizaron ensayos de laboratorio, los cuales comprendieron las siguientes pruebas: Resistencia a la Compresión, Compresión Simple sin Confinar, Tensión Indirecta, Flexión y Módulo de Elasticidad; para la ejecución de las pruebas se utilizaron normas ASTM, tanto aquellas designadas para concreto como para suelo-cemento.

Se fabricaron 48 especímenes cilíndricos, moldeados utilizando equipo Proctor, 24 especímenes en moldes de 4" x 8" y 24 especímenes en moldes de 6" x 12", al mismo tiempo se fabricaron 6 especímenes de 6" x 12" y 3 viguetas de 15 x 15 x 60 cm., utilizando martillo vibratorio.

3.7.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE SIN CONFINAR

La norma ASTM D-1633 “Método de Ensayo Estándar para la Resistencia a Compresión de Cilindros de Suelo-Cemento Moldeados”, es una prueba que proporciona una medida de la resistencia a compresión de especímenes cilíndricos de 4” de diámetro y 4.584” de altura (método A) o de especímenes con una relación de esbeltez (altura / diámetro) igual a 2.0 (método B). En esta prueba, se coloca el espécimen en posición vertical entre los bloques de la maquina de ensayo y se aplica una carga continua hasta que se obtiene la máxima carga a la cual el espécimen falla. El esfuerzo a compresión se calcula dividiendo el valor de carga máxima entre el área transversal del espécimen.

Se probaron 12 especímenes en series de 4 por cada fecha de ensayo (7, 14 y 28 días respectivamente), ver resultados en formato 3.20.

3.7.2 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

La más común de todas las pruebas del concreto cuando éste se encuentra endurecido es la prueba de la resistencia a la compresión, ASTM C-39 “Método de Prueba para el Esfuerzo a Compresión de Especímenes Cilíndricos de Concreto”. Los especímenes se ensayan aplicando una carga continua hasta llevarlos a la máxima carga de falla y se calcula la resistencia a la compresión dividiendo el valor de la carga máxima entre el área transversal del espécimen. Esta prueba se realiza con el fin de llevar un control de calidad de la resistencia del concreto que se esta colocando en una obra determinada y con el fin de cumplir con las especificaciones de supervisión correspondientes.

Para ensayar los especímenes de PUAD bajo esta norma, se utilizó únicamente el concepto de la dimensión de especímenes estipulada en dicha

norma, así como también el procedimiento de preparación previo a la aplicación de carga.

En esta prueba, se ensayaron 12 especímenes, moldeados con equipo Proctor Modificado, en series de 4 por cada edad (7, 14 y 28 días) y 6 especímenes compactados con martillo vibratorio, los resultados según norma ASTM C-39 se observan en formatos 3.21, 3.22 y 3.23 respectivamente.

3.7.3 RESISTENCIA A LA TENSIÓN INDIRECTA

La norma ASTM C-496 “Resistencia a la Tracción por Compresión Diametral de Especímenes Cilíndricos de Concreto” es un método indirecto de aplicar la tensión en forma de separación longitudinal conocido como la “Prueba Brasileña”. En esta prueba, un cilindro estándar de concreto se coloca con su eje en posición horizontal entre las placas de la máquina de ensayo y se aumenta la carga hasta observar una falla de separación por compresión a lo largo del diámetro vertical.

El cálculo de tensión indirecta del cilindro se calcula mediante la expresión:

$$T = \frac{2 \times P}{\pi \times l \times d}$$

Donde:

T = Esfuerzo de tracción (kPa)

P = Carga aplicada (kN)

l = Longitud del cilindro (m)

d = Diámetro del cilindro (m)

La prueba de tensión indirecta se ensayó en 12 especímenes de 6” x 12” y en 12 especímenes de 4” x 8” en series de 4 por cada edad (7, 14 y 28 días), ver resultados en Formatos 3.24 y 3.25 respectivamente.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMÁN URBINA"



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIN CONFINAR
ASTM D-1633

PROYECTO: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño

DIMENSIONES NOMINALES DE LOS MOLDES

DIÁMETRO: 10.00 cms.

ALTURA: 20.00 cms.

CILINDRO No.	DIÁMETRO (cms.)	ALTURA (cms.)	ÁREA (cm ²)	PESO (Kgs.)	PESO VOL. (Kg/m ³)	EDAD (Días)	TIPO DE FALLA	CARGA (Kgs.)	ESFUERZO (Kg/cm ²)
1	10.61	20.30	88.43	4.263	2,374.74	7	Col. y Corte	4,950	55.98
2	10.67	20.20	89.43	4.176	2,311.58	7	Columnar	5,050	56.47
3	10.62	20.10	88.63	4.153	2,331.21	7	Columnar	5,500	62.06
4	10.66	20.20	89.25	4.153	2,303.60	7	Columnar	5,200	58.26
5	10.57	20.60	87.67	4.238	2,346.74	14	Columnar	6,700	76.43
6	10.69	20.35	89.67	4.294	2,353.20	14	Columnar	7,150	79.74
7	10.65	20.10	89.08	4.210	2,351.24	14	Columnar	3,600	40.41
8	10.63	20.40	88.66	4.272	2,361.86	14	Columnar	4,200	47.37
9	10.61	20.10	88.41	4.221	2,375.19	28	Cónica	8,400	95.01
10	10.63	20.10	88.66	4.238	2,378.03	28	Cónica	7,050	79.51
11	10.66	20.15	89.25	4.221	2,347.12	28	Cónica-Col.	7,100	79.55
12	10.64	20.15	88.91	4.219	2,354.84	28	Cónica-Col.	7,800	87.72

HUMEDADES

CILINDRO No.	PESO HÚMEDO (Grs.)	PESO SECO (Grs.)	PESO DEL AGUA (Grs.)	HUMEDAD (%)	PROMEDIO
1	857.80	805.10	52.70	6.55	6.22
	330.90	312.50	18.40	5.89	
8	641.80	606.40	35.40	5.84	6.02
	342.60	322.60	20.00	6.20	
10	372.60	351.90	20.70	5.88	6.05
	316.20	297.70	18.50	6.21	

ESFUERZO PROMEDIO A 28 DIAS: 85.45 Kg/cm²

OBSERVACIONES: Todos los especímenes se cabecearon con arena tamizada por la malla No. 30
Los especímenes fueron elaborados con una proporción del 18% de Cemento de Albañilería
Norma ASTM C-91 Tipo M

Formato 3.20: Resistencia a la compresión sin confinar de especímenes de PUAD



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 "ING. MARIO ANGEL GUZMÁN URBINA"



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
ASTM C-39

PROYECTO: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño

DIMENSIONES NOMINALES DE LOS MOLDES

DIÁMETRO: 15.00 cms.

ALTURA: 30.00 cms.

CILINDRO No.	DIÁMETRO (cms.)	ALTURA (cms.)	ÁREA (cm ²)	PESO (Kgs.)	PESO VOL. (Kg/m ³)	EDAD (Días)	TIPO DE FALLA	CARGA (Kgs.)	ESFUERZO (Kg/cm ²)
1	15.25	30.50	182.65	13.160	2,362.25	7	Columnar	15,250	83.49
2	15.20	30.50	181.46	13.080	2,363.37	7	Columnar	16,500	90.93
3	15.30	30.45	183.85	13.145	2,348.01	7	Columnar	15,250	82.95
4	15.20	30.50	181.46	13.090	2,365.17	7	Columnar	12,450	68.61
5	15.30	30.40	183.73	12.978	2,323.51	14	Diagonal	20,400	111.03
6	15.33	30.45	184.46	13.055	2,324.34	14	Columnar	16,400	88.91
7	15.30	30.55	183.85	13.147	2,340.68	14	Columnar	14,300	77.78
8	15.27	30.45	183.13	13.060	2,342.01	14	Diagonal	15,550	84.91
9	15.29	30.50	183.61	12.981	2,317.95	28	Columnar	23,850	129.89
10	15.28	30.50	183.25	13.035	2,332.16	28	Columnar	15,650	85.40
11	15.27	30.40	183.01	13.022	2,340.56	28	Columnar	23,400	127.86
12	15.27	30.5	183.13	13.062	2,338.52	28	Columnar	19,300	105.39

HUMEDADES

CILINDRO No.	PESO HÚMEDO (Grs)	PESO SECO (Grs.)	PESO DEL AGUA (Grs.)	HUMEDAD (%)	PROMEDIO
2	467.30	433.70	33.60	7.75	7.38
	437.80	409.10	28.70	7.02	
6	471.00	446.30	24.70	5.53	5.87
	723.50	681.20	42.30	6.21	
11	348.30	327.80	20.50	6.25	5.85
	421.40	399.60	21.80	5.46	

ESFUERZO PROMEDIO A 28 DIAS: 112.14 Kg/cm²

OBSERVACIONES: Todos los especímenes se cabecearon con arena tamizada por la malla No. 30
Los especímenes fueron elaborados con una proporción del 18% de Cemento de Albañilería
Norma ASTM C-91 Tipo M



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 "ING. MARIO ANGEL GUZMÁN URBINA"



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
ASTM C-1435

PROYECTO: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño

DIMENSIONES NOMINALES DE LOS MOLDES

DIÁMETRO: 15.00 cms.

ALTURA: 30.00 cms.

CILINDRO No.	DIÁMETRO (cms.)	ALTURA (cms.)	ÁREA (cm ²)	PESO (Kgs.)	PESO VOL. (Kg/m ³)	EDAD (Días)	TIPO DE FALLA	CARGA (Kgs.)	ESFUERZO (Kg/cm ²)
1	15.27	30.50	183.13	11.295	2,022.17	7	Columnar	5,450	29.76
2	15.26	30.45	182.89	11.443	2,054.72	7	Columnar	4,200	22.96
3	15.20	30.30	181.46	11.405	2,074.32	28	Columnar	6,591	36.32
4	15.20	30.50	181.46	11.082	2,002.36	28	Columnar	3,637	20.04
5	15.15	30.50	180.27	11.785	2,143.46	28	Columnar	6,273	34.80
6*	15.10	30.40	179.08	11.502	2,112.79	28	Columnar	11,364	63.46
7*	15.20	30.40	181.46	11.604	2,103.57	28	Columnar	6,819	37.58

ESFUERZO PROMEDIO A 28 DIAS (3 capas) : 30.39 Kg/cm²

OBSERVACIONES: Los especímenes ensayados a 7 días, se cabecearon con arena tamizada por la malla No. 30
Los cilindros del No. 3 al No. 7 fueron ensayados en Consultora Tecnica, S.A de C.V.
* Estos cilindros fueron vibrocompactados en 5 capas
Los especímenes fueron elaborados con 18% de Cemento de Albañilería Norma ASTM C-91 Tipo M

Formato 3.22: Resistencia a la compresión de especímenes de PUAD, utilizando el martillo vibro – compactador.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMÁN URBINA"



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN
ASTM C-1435

PROYECTO: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño

DIMENSIONES NOMINALES DE LOS MOLDES

DIÁMETRO: 15.00 cms.

ALTURA: 30.00 cms.

CILINDRO No.	DIÁMETRO (cms.)	ALTURA (cms.)	AREA(cm ²)	PESO (Kgs.)	PESO VOL. (Kg/m ³)	EDAD (Días)	TIPO DE FALLA	CARGA (Kgs.)	ESFUERZO (Kg/cm ²)
1	15.30	30.50	183.85	11.058	1,971.99	28	Columnar	1,819	9.89
2	15.20	30.50	181.46	10.985	1,984.83	28	Columnar	2,045	11.27
3	15.40	30.40	186.27	11.387	2,010.96	28	Columnar	2,046	10.98
4	15.40	30.40	186.27	11.277	1,991.54	28	Columnar	1,591	8.54
5	15.50	30.60	188.69	10.908	1,889.17	28	Columnar	1,819	9.64
6	15.50	30.50	188.69	11.323	1,967.47	28	No Definida	1,864	9.88
7	15.40	30.50	186.27	11.103	1,954.38	28	Columnar	2,137	11.47
8*	15.10	30.30	179.08	10.942	2,016.56	28	Columnar	2,273	12.69
9	15.50	30.50	188.69	11.025	1,915.69	28	No Definida	2,273	12.05

ESFUERZO PROMEDIO A 28 DIAS (ASTM C-91 Tipo M): 10.24 Kg/cm²

OBSERVACIONES: Los cilindros del No. 1 al No. 7 fueron elaborados con Cemento de albañilería Norma ASTM C-91 Tipo M al 18%, todos elaborados en campo y ensayados en Consultora Técnica S.A de C.V.
Los cilindros No. 8 y No. 9 fueron elaborados con cemento Norma ASTM 1157 Tipo HE al 15%
* Este cilindro fallo solamente en capa superior

Formato 3.23: Resistencia a la compresión de especímenes de PUAD elaborados en campo utilizando el martillo Vibro - compactador.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMÁN URBINA"



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA TENSIÓN
ASTM C-496

PROYECTO: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño

DIMENSIONES NOMINALES DE LOS MOLDES

DIÁMETRO: 15.00 Cms.

ALTURA: 30.00 Cms.

CILINDRO No.	DIÁMETRO (cms.)	ALTURA (cms.)	ÁREA (cm ²)	PESO (Kgs.)	PESO VOL. (Kg/m ³)	EDAD (Días)	TIPO DE FALLA	CARGA (Kgs.)	ESFUERZO (Kg/cm ²)
1	15.30	30.30	183.85	12.870	2,310.27	7	Columnar	9,400	12.91
2	15.25	30.40	182.65	12.915	2,325.90	7	Columnar	9,600	13.18
3	15.25	30.50	182.65	12.985	2,330.84	7	Columnar	10,400	14.23
4	15.31	30.50	183.97	13.083	2,331.58	14	Columnar	9,550	13.02
5	15.33	30.35	184.46	12.900	2,304.31	14	Columnar	10,600	14.51
6	15.27	30.35	183.01	12.798	2,304.09	14	Columnar	12,150	16.70
7	15.26	30.45	182.77	13.015	2,338.53	14	Columnar	12,950	17.75
8	15.32	30.40	184.21	13.108	2,340.66	28	Columnar	15,150	20.72
9	15.40	30.30	186.27	13.171	2,333.70	28	Columnar	12,250	16.71
10	15.31	30.50	183.97	13.149	2,343.35	28	Columnar	13,950	19.02
11	15.27	30.45	183.13	13.060	2,342.01	28	Columnar	15,550	21.29

ESFUERZO PROMEDIO A 28 DIAS: 19.44 Kg/cm²

OBSERVACIONES: Todos los especímenes se cabecearon con arena tamizada por la malla No. 30
Los especímenes fueron elaborados con una proporción del 18% de Cemento de Albañilería
Norma ASTM C-91 Tipo M

Formato 3.24: Resistencia a la tensión indirecta de especímenes de PUAD



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMÁN URBINA"



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA TENSIÓN
ASTM C-496

PROYECTO: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño

DIMENSIONES NOMINALES DE LOS MOLDES

DIÁMETRO: 10.00 Cms.

ALTURA: 20.00 Cms.

CILINDRO No.	DIÁMETRO (cms.)	ALTURA (cms.)	ÁREA (cm ²)	PESO (Kgs.)	PESO VOL. (Kg/m ³)	EDAD (Días)	TIPO DE FALLA	CARGA (Kgs.)	ESFUERZO (Kg/cm ²)
1	10.65	20.40	89.00	4.298	2,367.31	7	Columnar	5,300	15.54
2	10.67	20.25	89.35	4.241	2,343.96	7	Columnar	3,550	10.46
3	10.63	20.10	88.75	4.223	2,367.38	7	Diagonal	4,400	13.11
4	10.59	20.25	88.08	4.267	2,392.30	7	Columnar	3,850	11.43
5	10.62	20.25	88.50	4.200	2,343.66	14	Columnar	7,150	21.18
6	10.71	20.00	90.00	4.103	2,279.34	14	Columnar	6,450	19.18
7	10.62	20.25	88.50	4.119	2,298.46	14	Columnar	6,600	19.55
8	10.62	20.25	88.50	4.179	2,331.94	28	Columnar	6,000	17.77
9	10.63	20.45	88.66	4.258	2,348.36	28	Columnar	6,950	20.36
10	10.59	20.25	88.08	4.145	2,323.90	28	Columnar	7,750	23.01
11	10.61	20.40	88.33	4.221	2,342.47	28	Columnar	7,800	22.95

ESFUERZO PROMEDIO A 28 DIAS: 21.02 Kg/cm²

OBSERVACIONES: Los cilindros se cabecearon con arena tamizada por la malla No. 30
Los especímenes fueron elaborados con 18% de Cemento de Albañilería

Formato 3.25: Resistencia a la tensión indirecta de especímenes de PUAD

3.7.4 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

La resistencia a la flexión puede determinarse utilizando la norma ASTM C–293 “Método de Prueba para la Resistencia a la Flexión del Concreto Usando Vigas Simplemente Apoyadas con carga al Centro del Claro” ó la norma ASTM D –1635 “Método de Prueba para la Resistencia a la Flexión del Concreto Usando Vigas Simplemente Apoyadas con Cargas a los Tercios Medios del Claro”.

La resistencia a la flexión, cuando el ensayo se realiza bajo la norma ASTM D–1635, se determina calculando el módulo de ruptura de la siguiente manera:

$$M_R = \frac{PL}{bd^2}$$

Donde:

M_R = Módulo de Ruptura (kPa)

P = Carga a la cual se da la falla de ruptura (kN)

L = Longitud del claro de la viga (m)

b = Ancho de la sección transversal de la viga (m)

d = Altura de la sección transversal de la viga (m)

Nota: esta fórmula es valida si la falla en la vigueta se presenta dentro del tercio medio.

En esta prueba se ensayaron 5 viguetas, moldeadas con martillo vibratorio a la edad de 28 días. Las viguetas fueron compactadas en tres capas con un tiempo de vibro compactación de 100 seg. por capa (ver fig. 3.12), el tiempo de compactación se determinó por una relación entre el área transversal de un cilindro y el área longitudinal de una vigueta. Esto proporcionó un factor por el cual se multiplicó el tiempo de vibro compactación para especímenes cilíndricos descrito en la Norma ASTM C– 435, los resultados se muestran en el formato 3.26.



Fig. 3.12: Elaboración de viguetas utilizando el martillo vibro – compactador

3.7.5 MÓDULO DE ELASTICIDAD

En el caso de los Pavimentos Unicapa, el módulo de elasticidad depende del tipo de suelo y de la cantidad de cemento principalmente. En general, se estima que éste módulo será bajo comparado con el del concreto normal y alto sí se le compara con el del suelo cemento tradicional.

Para la determinación del mismo, se tomó como referencia la norma ASTM C-469 , que es la que normalmente es usada para concreto, debido a la no existencia de una norma para suelos mezclados con cemento; para tal efecto se ensayaron dos especímenes a la edad de 28 días, Los resultados se presentan en los formatos 3.27 y 3.28.

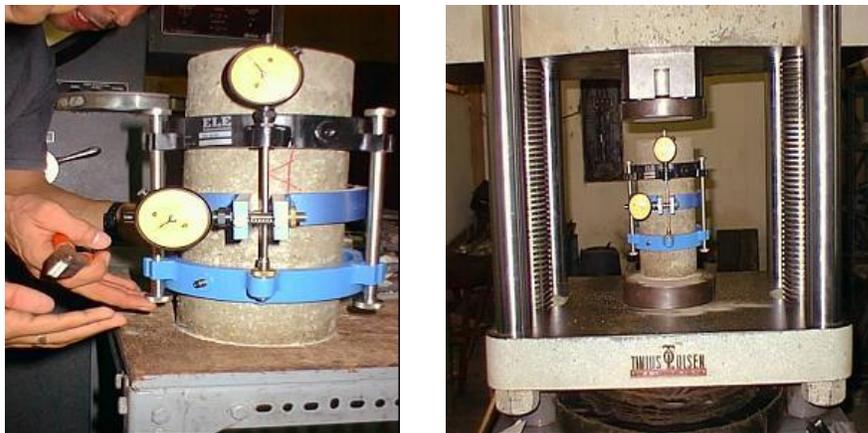


Fig. 3.13: Equipo utilizado para el ensayo de Módulo de Elasticidad.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"ING. MARIO ANGEL GUZMÁN URBINA"



ENSAYO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN
ASTM D-1635

PROYECTO: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño

DIMENSIONES NOMINALES DE LAS VIGUETAS

b = 15.00 cms.

d = 15.00 cms.

L = 60.00 cms.

VIGUETA No.	b (cms.)	d (cms.)	L Especimen (cms.)	L Ensayo (cms.)	Volumen (cm ³)	PESO (Kgs.)	PESO VOL. (Kg/m ³)	EDAD (Días)	CARGA (Kgs.)	ESFUERZO (Kg/cm ²)
1	15.40	15.20	61.00	46.00	14,278.88	28.4	1,988.95	28	591	7.64
2	15.30	15.60	61.00	46.00	14,559.48	28.2	1,936.88	28	682	8.43
3	15.40	15.50	61.00	46.00	14,560.70	29.6	2,032.87	28	796	9.90
4	15.40	16.00	61.00	46.00	15,030.40	29.5	1,962.69	28	682	7.96
5	15.40	15.70	61.00	46.00	14,748.58	29.4	1,993.41	28	636	7.71

MÓDULO DE RUPTURA PROMEDIO 28 DIAS (Cemento ASTM C-91) (MR): 8.65 Kg/cm²

OBSERVACIONES: Especímenes del No. 1 al 3, elaborados en laboratorio, con Cemento de albañilería ASTM C-91 Tipo M al 18 %
Especímenes No. 4 y 5, elaborados en campo, con Cemento ASTM 1157 Tipo HE al 15%
Todos los especímenes fueron ensayados en Consultora Técnica S.A. de C.V.

Formato 3.26: Resistencia a la flexión de especímenes de PUAD



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 "ING. MARIO ANGEL GUZMÁN URBINA"



DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD ASTM C-469

Especimen No. 1
 Diámetro, mm 152.7
 Altura, mm 305

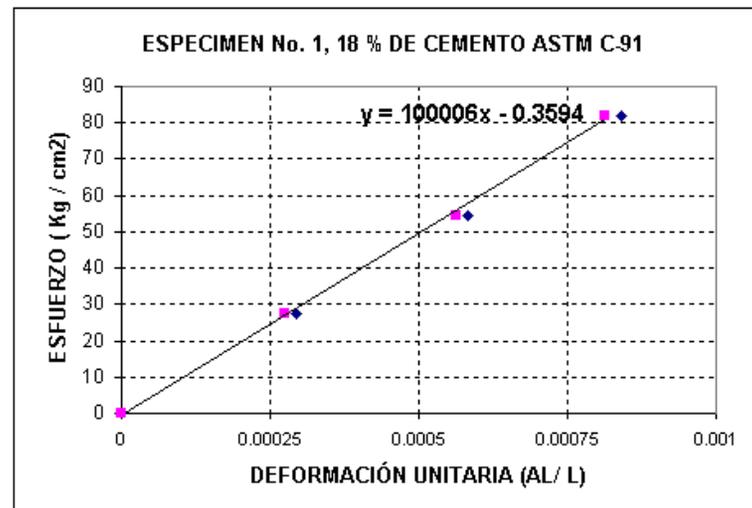
Área, cm² 183.13
 Peso, gr. 13,062
 Cemento, % 18

Edad, días 28

CARGAS Kgf	Lecturas de Deformación			ΔL (x 0.002)			Esfuerzo Kg / cm ²	Deformación, E ($\Delta L / L$)		
	Ciclo 1	Ciclo 2	Ciclo 3	Ciclo 1	Ciclo 2	Ciclo 3		Ciclo 1	Ciclo 2	Ciclo 3
0		0	0		0	0	0		0	0
5,000		45	42		0.09	0.084	27.3030088		0.000295082	0.000275410
10,000		89	86		0.178	0.172	54.6060176		0.000583607	0.000563934
15,000		128	124		0.256	0.248	81.9090264		0.000839344	0.000813115

ESFUERZO PROMEDIO, Kg / cm² = 112.05
 S1 (50 μ) = 4.64
 S2 (40 % σ) = 44.82
 ϵ_2 = 0.000451766
 MÓDULO DE ELASTICIDAD, E, Kg / cm² = 100,006
 MÓDULO DE ELASTICIDAD, E, Lb / Pul² = 1,419,437

Observaciones:
 Ciclo 1 para verificar micrometros



Formato 3.27: Determinación del módulo de elasticidad de especímenes de PUAD.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 "ING. MARIO ANGEL GUZMÁN URBINA"



DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD ASTM C-469

Especimen, No. 2
 Diámetro, mm 153
 Altura, mm 304

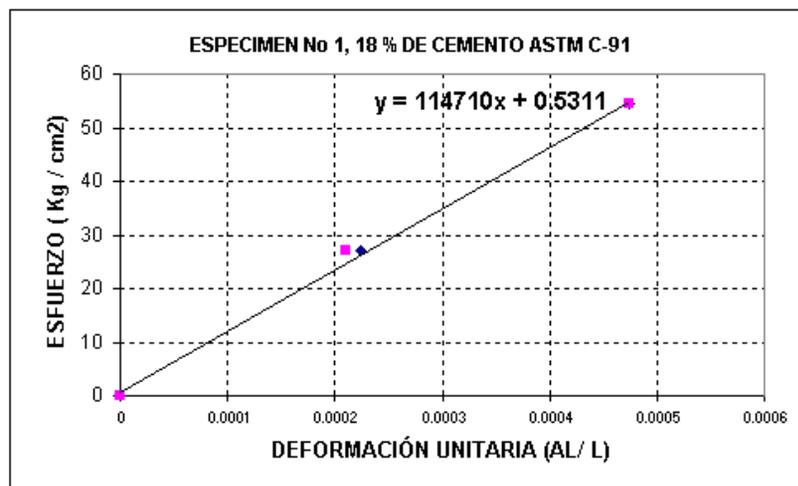
Área, cm² 183.85
 Peso, gr 13,022
 Cemento, % 18

Edad, días 28

CARGAS Kgf	Lecturas de Deformación			ΔL (x 0.002)			Esfuerzo Kg / cm ²	Deformación, ϵ ($\Delta L / L$)		
	Ciclo 1	Ciclo 2	Ciclo 3	Ciclo 1	Ciclo 2	Ciclo 3		Ciclo 1	Ciclo 2	Ciclo 3
0		0	0		0	0	0		0	0
5,000		34	32		0.068	0.064	27.1960838		0.000223684	0.000210526
10,000		72	72		0.144	0.144	54.3921675		0.000473684	0.000473684

ESFUERZO PROMEDIO, Kg / cm² = 112.05
 S1 (50 μ) = 6.27
 S2 (40 % σ) = 44.82
 ϵ_2 = 0.00038609
 MÓDULO DE ELASTICIDAD, E, Kg / cm² = 114,710
 MÓDULO DE ELASTICIDAD, E, Lb / Pul² = 1,628,138

Observaciones:
 Ciclo 1 para verificar micrometros



Formato 3.28: Determinación del módulo de elasticidad de especímenes de PUAD

3.8 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO

De acuerdo a lo estipulado en la teoría estructural contemplada en el Capítulo II de este Trabajo de Graduación es necesario conocer la información de algunos parámetros de diseño como datos de entrada para el cálculo del espesor del pavimento, considerando en este caso como vehículo de diseño un C2 en el cual la carga de rueda doble es la carga de rueda de diseño.

DATOS:

- Máxima carga de rueda simple, P

$$P = \frac{9.0 \text{ Ton}}{4} = 2.25 \text{ Ton, valor tomado de Tabla 2.10}$$

$$P = 0.022 \text{ MN.}$$

- Separación entre los centros de las ruedas, s

Este valor depende de la configuración de ruedas del vehículo, según Fig. 2.13, para un C2, esta distancia se mide en una rueda doble

$s = 0.50 \text{ m.}$ (valor comúnmente encontrado en configuraciones de ruedas doble)

- Presión de inflado de neumáticos, p

Usualmente la presión de inflado de neumáticos para un C2, en nuestro país, es igual a 95 lb. / pul²

$$p = 0.66 \text{ MPa}$$

- Número de repeticiones de carga, A

El número de repeticiones de carga, en el tramo de prueba según Tabla 3.1, es igual a 640 / mes, valor que corresponde al conteo de tráfico de los camiones cisterna para riego de calles.

$$A = 640 / 30 = 22 \text{ Repeticiones diarias.}$$

- Período de diseño, PD
Se considera que la vida útil del Pavimento Unicapa basado en lo expuesto en el capítulo II, numeral 2.10.6.5. es de 3 a 10 años, por tanto se adoptará una vida útil estimada de 10 años.
- Tasa de crecimiento, i
El crecimiento de tráfico anual será considerado igual a 2.5%, tomado de Tablas 3.6 y 3.7
- Valor de soporte de la sub - rasante, K
La prueba de CBR ensayada al suelo encontrado en el tramo experimental, dio como resultado un VRS igual 41%, que para un suelo A-1-b, corresponde a un valor promedio de $K = 300 \text{ Pci}$ (ver Tabla 2.8.)
 $K = 81.63 \text{ MPa}$
- Módulo de Ruptura a la Flexión, M_R
El valor del Módulo de Ruptura, se ha considerado como el esfuerzo promedio a 28 días (M_R), igual a 15.0 Kg/cm^2 ²⁸
 $M_R = 1.47 \text{ MPa}$
- Módulo de Elasticidad, E_c
La prueba de Módulo de Elasticidad para los especímenes de PUAD, a la edad de 28 días dio como resultado un valor promedio igual a $107,358 \text{ Kg/cm}^2$
 $E_c = 10,532 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson, $\mu = 0.15$, (valor típico para materiales granulares tratados con cemento)

²⁸Este valor se ha estimado tomando como referencia los resultados obtenidos por Consultora Técnica, S.A. de C.V. en ensayos de resistencia a la flexión.

PROCEDIMIENTO:

1. Se calcula el número de repeticiones de cargas esperadas durante el periodo de diseño:

$$N = PD \times 365 \times A$$

$$N = 10 \times 365 \times 22 = 80,300$$

2. Se calcula el factor de crecimiento (F_{cr}) en función de i y PD :

$$F_{cr} = \frac{(1+i)^{PD} - 1}{i}$$

$$F_{cr} = \frac{(1+0.025)^{10} - 1}{0.025} = 11.20$$

3. Con el factor de crecimiento (F_{cr}) y el número de repeticiones esperadas (N), se calcula la proyección del número de repeticiones de carga (NR) durante el periodo de diseño:

$$NR = N \times \left(1 + \frac{F_{cr}}{100} \right)$$

$$NR = 80,300 \times \left(1 + \frac{11.20}{100} \right) = 89,294$$

4. Se determina la relación de tensiones (SR), entre la tensión debida a la carga y el módulo ruptura a flexión, en función de NR

$$SR = 1.20 - 0.10 \log NR, \text{ para } NR \geq 100$$

$$SR = 1.20 - 0.10 \log 89,294 = 0.70$$

5. Se determina la tensión admisible (σ_{adm}):

$$\sigma_{adm} = SR \times M_R$$

$$\sigma_{adm} = 0.70 \times 1.47 = 1.03 \text{ MPa}$$

6. Se calcula el radio "a" del área equivalente de contacto:

$$a = \left(\frac{P}{p \times \pi} \right)^{0.5}$$

$$a = \left(\frac{0.022}{0.66 \times \pi} \right)^{0.5} = 0.103$$

7. Se asume un espesor tentativo de pavimento (h), en mts.
Se asumirá un espesor inicial $h = 0.20$ mts.

8. Se calcula el "Radio de Rigidez Relativa de Westergaard":

$$L = \sqrt[4]{\frac{E_c \times h^3}{12 \times (1 - \mu^2) \times K}}$$

$$L = \sqrt[4]{\frac{10,532 \times 0.20^3}{12 \times (1 - 0.15^2) \times 81.63}} = 0.54$$

9. Se calcula la variable Y :

$$Y = 0.33635 - 0.065 (s/a) + [0.016 (s/a) - 0.58] \ln (a/L)$$

$$Y = 0.33635 - 0.065 (0.50/0.103) + [0.016 (0.50/0.103) - 0.58] \ln (0.103/0.54)$$

$$Y = 0.85$$

10. Se calcula la tensión (σ), en el pavimento producida por las cargas:

$$\sigma = \frac{Nr \times P}{h^2} \times Y$$

$$\sigma = \frac{2 \times 0.022}{0.20^2} \times 0.85 = 0.94$$

11. Se compara el valor de σ con σ_{adm}

Como $\sigma_{adm} = 1.03$ es ligeramente mayor que $\sigma = 0.94$, significa que el espesor del pavimento debe disminuirse

Para un espesor de 0.19 mt, obtenemos:

$$L = 0.52$$

$$Y = 0.84$$

$$\sigma = 1.02 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 1.03 \text{ MPa}$$

Para un espesor de 0.21 mt, obtenemos:

$$L = 0.56$$

$$Y = 0.87$$

$$\sigma = 0.87 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 1.03 \text{ MPa}$$

Por lo tanto el espesor de diseño para el pavimento es **$h = 0.20$ mt**

A continuación se presenta una hoja electrónica en Excel que facilita el cálculo del espesor del pavimento.

PAVIMENTOS UNICAPA DE ALTO DESEMPEÑO : DISEÑO DE ESPESORES DE PAVIMENTO

Fecha 21/05/2003

PROCEDIMIENTO PROPUESTO POR UES - ISCYC EN BASE AL MÉTODO DE LOS INGS. MARTA PARMIGIANI Y GUILLERMO DI PACE

NOMBRE DEL PROYECTO: Tramo Experimental Planta EL RONCO, CESSA Metapán, Santa Ana

**VEHÍCULO DE DISEÑO
PARÁMETROS**

C2

Módulo Elástico	E =	<input type="text" value="11,253"/>	MPa
Espesor tentativo del pavimento	h =	<input type="text" value="0.24"/>	m
Coefficiente de Poisson	μ =	<input type="text" value="0.15"/>	
Módulo de reacción de la subrasante	K =	<input type="text" value="81.63"/>	MPa / m
Carga de cada rueda	P =	<input type="text" value="0.022"/>	MN
Presión de inflado de neumático	p =	<input type="text" value="0.66"/>	MPa
Número de Ruedas (en cada punta de eje)	Nr = (1 ó 2)	<input type="text" value="2"/>	<input type="button" value="◀"/> <input type="button" value="▶"/>
Radio del área equivalente	a =	<input type="text" value="0.103"/>	m
Radio de rigidez relativa	l =	<input type="text" value="0.635"/>	m
Separación entre centros de ruedas	s =	<input type="text" value="0.5"/>	m
	s/a =	<input type="text" value="4.85"/>	
	a/l =	<input type="text" value="0.162"/>	

FÓRMULA PROPUESTA POR UES - ISCYC

y =
 σ = MPa

FATIGA POR FLEXIÓN

Módulo de ruptura a flexión	Mr =	<input type="text" value="1.47"/>	MPa
Número diario de repeticiones de la carga	A =	<input type="text" value="23"/>	
Período de diseño	PD =	<input type="text" value="10"/>	Años <input type="button" value="◀"/> <input type="button" value="▶"/>
Aumento de tráfico anual	% =	<input type="text" value="2.5"/>	
Factor de Crecimiento	Fcr =	<input type="text" value="11.20"/>	
Número de repeticiones en período diseño	NR =	<input type="text" value="93,355"/>	
Relación Tensión / Módulo de ruptura	SR =	<input type="text" value="0.7030"/>	
Tensión admisible	σ =	<input type="text" value="1.03"/>	MPa

ESPESOR DE DISEÑO = **Metros**

[ALGUNOS
PARÁMETROS
DE DISEÑO](#)



[GENERALIDADES DEL PROCESO CONSTRUCTIVO](#)

[PROCEDIMIENTOS DE LABORATORIO](#)

[CONTROL DE CALIDAD](#)

[ANÁLISIS DE COSTOS](#)

Elaborada en Marzo del 2003 por :
 Jorge Alberto Jovel Abrego
 Manuel Antonio Artero Alvarado
 Manuel de Jesús Mejía Morán

3.9 PROCESO CONSTRUCTIVO DEL PAVIMENTO

El procedimiento de construcción de este tipo de pavimento merece ser cuidadosamente analizado, para lograr la máxima eficiencia y certeza de éxito. Para que el espesor del Pavimento Unicapa sea adecuado para soportar el tráfico y las condiciones ambientales a las cuales estará sometido, es necesario además de un buen diseño, que los datos proporcionados por el diseñador en lo referente a las especificaciones estructurales del pavimento sean muy bien controlados y garantizados durante el proceso constructivo en campo; para que así de esta manera obtener buenos resultados en la estructura del pavimento.

Sin embargo existe una serie de aspectos que por lo general influyen principalmente en la construcción de un pavimento de este tipo:

- Procedimiento empleado para la construcción.
- Calidad de los materiales disponibles en la zona para la mezcla.
- Equipo empleado en la construcción.

La descripción del proceso constructivo del Pavimento Unicapa, resumirá específicamente el proceso seguido en la construcción de un tramo experimental, descrito en el numeral 3.1.1 de este capítulo; el cual fue construido en el mes de Octubre del año 2002, como parte de la investigación del presente Trabajo de Graduación, con el apoyo y colaboración del Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto (ISCYC).

Cabe mencionar que el proceso constructivo del tramo se realizó con tráfico abierto, el camino fue cerrado únicamente por una hora, se recuperó las obras de drenaje existentes, las cuales consisten de cunetas (que en ese momento se encontraban soterradas por el suelo natural del camino), y que

ahora forman parte de la sección transversal del camino. En zonas donde no existía cuneta se conformó con motoniveladora.



Fig. 3.14: Vista del tramo de prueba antes de la construcción del pavimento

Del total aproximado de 75.00 mts. construidos con un ancho de rodaje de 10.00 mts, el 50% de la longitud se construyó con cemento de mampostería norma ASTM C-91, Tipo M, al 18% en peso del suelo seco (el de interés para el presente Trabajo de Graduación) y con 25 cms. de espesor; el 50% restante se construyó con cemento norma ASTM C-1157, Tipo HE, al 15% en peso del suelo seco y siempre con un espesor de 25 cms.

El tramo de prueba fue monitoreado durante seis meses; todos los estudios de laboratorio antes, durante y después de la construcción, ayudarán a realizar los ajustes respectivos sobre la teoría estructural y de construcción planteada en el presente Trabajo de Graduación; ya que no se cuenta con experiencias en nuestro medio sobre este tipo de pavimentos, así como

también ayudará a realizar ajustes sobre la vida útil propuesta en este tipo de pavimentos.

Las operaciones fundamentales realizadas en el proceso constructivo del tramo de prueba se pueden resumir en las siguientes etapas:

- Estudio previos a la construcción.
- Preparación del suelo natural.
- Colocación del cemento.
- Mezcla del suelo con el cemento.
- Adición de agua (control de la humedad).
- Compactación.
- Acabado.
- Curado.

3.9.1 ESTUDIOS PREVIOS A LA CONSTRUCCIÓN

La construcción del Pavimento Unicapa, al igual que cualquier obra civil requiere de diversos estudios previos a la construcción. Para la construcción del tramo experimental se realizaron los siguientes estudios:

- **Reconocimiento del lugar:** esta visita la realizó conjuntamente el propietario (ISCYC) y el Contratista (PROTERSA, S.A. de C.V.), la cual tenía como objetivo, verificar las condiciones existentes y de funcionamiento del camino, así como también definir el procedimiento a utilizar durante el proceso constructivo a realizar posteriormente. El reconocimiento de las condiciones del lugar, sirve además para programar de una manera precisa cada una de las actividades fundamentales a realizar durante la construcción y las limitantes que se tendrán durante el mismo proceso.

- **Levantamiento topográfico y geometría del tramo:** al respecto se realizó un levantamiento topográfico del tramo con Estación Total como el observado en la figura 3.15, con el cual se identificaron los elementos de los cuales está compuesto el tramo, la planimetría, altimetría, así como las características del mismo, detallados a continuación:

Ancho de rodaje: 10.00 mts.

Longitud del tramo: 75.00 ml.

Pendiente transversal: 2%

Cuneta de concreto de forma semicircular a ambos lados del tramo.



Fig. 3.15: Levantamiento topográfico del tramo.

- **Determinación de las características del suelo en estado natural**
Es de mucha importancia verificar la calidad del cimiento sobre el cual va a estar construido la estructura del pavimento, ya que de éste depende una buena resistencia y estabilidad del mismo. Al respecto se verificó los valores de humedad, peso volumétrico y densidad del suelo en estado natural, para conocer de esta forma las condiciones del suelo previo a la

construcción del pavimento, este procedimiento se realizó con Densímetro Nuclear, como el mostrado en la figura 3.16.



Fig. 3.16: Densímetro Nuclear en labores de verificación de las características del suelo en estado natural.

3.9.2 PREPARACIÓN DEL SUELO NATURAL

Una vez que se ha preparado la zona de trabajo y se han realizado los estudios previos al camino, se procede a escarificar y a pulverizar el suelo.

La preparación inicial del suelo consiste en la conformación cuidadosa de la superficie, la que debe realizarse con exactitud, de acuerdo con las pendientes, peraltes y secciones transversales establecidas en los planos. Este trabajo debe realizarse como si se tratara del acabado final del pavimento por que de él depende la apariencia final que tendrá la superficie.

Primeramente se fijaron mediante la cuadrilla topográfica las estacas guías (ver figura 3.17) para delimitar la franja a ejecutar, y así orientar a los operadores de los equipos.



Fig. 3.17: Colocación de estacas guías en el tramo en ejecución

La preparación del suelo natural, consiste en homogeneizar, conformar y compactar el suelo hasta obtener en él una razonable uniformidad y conformidad con el alineamiento, niveles y secciones transversales especificados.

La preparación del suelo natural tiene como objetivos principales, facilitar la acción de los mezcladores, además homogeneizar la capa de suelo a pavimentar.

Los procesos realizados en esta etapa fueron los siguientes:

- Adición de agua.
- Escarificado y disgregación del suelo.
- Eliminación de sobretamaños y rocas del suelo.
- Homogeneización y pulverización.
- Ajuste de la humedad.
- Conformación preliminar del suelo natural.

Para lograr una fácil pulverización del suelo, se le adicionó agua antes del inicio de esta actividad como se muestra en la figura 3.18, la cual se realizó

mediante un camión cisterna. Cabe destacar, que en algunos suelos la pulverización se dificulta cuando estos están secos, sin embargo, la pulverización se hace más fácil cuando estos suelos se encuentran un tanto húmedos, para otros tipos de suelos sucede lo contrario.

En el primer proceso, es decir, adición de agua se realizó mediante un camión cisterna sobre el tramo en ejecución en varias pasadas hasta lograr la formación de una mezcla con apariencia húmeda.



Fig. 3.18: Se observan pequeños empozamientos de agua antes del escarificado inicial del suelo

El procedimiento de escarificado, se realizó mediante un riper de cinco dientes montado sobre motoniveladora como el mostrado en la figura 3.19; este proceso se ejecutó en dos, tres y hasta cuatro pasadas, posteriormente se procedió a la eliminación de sobretamaños y rocas existentes en el suelo; el cual se efectuó de forma manual, como se presenta en la figura 3.20.



Fig. 3.19: Motoniveladora en actividades de escarificado del suelo

Una vez eliminadas las rocas (mayores de 5 cms.); se procedió a realizar nuevamente el paso de un ripper de siete dientes, para de esta forma eliminar los sobretamaños, que aún habían quedado del proceso anterior; la eliminación de este material al igual que el de las rocas se realizó de forma manual.



Fig. 3.20: Eliminación de rocas existentes en el suelo

La pulverización y homogeneización del suelo se llevó a cabo con las continuas pasadas de la motoniveladora logrando de esta forma la distribución del agua en todo el espesor y así mismo la eliminación de grumos a través del contacto de las llantas con el suelo, las cuales transmiten el peso de la máquina. Posteriormente se le adicionó un poco más de agua, hasta obtener en

el suelo una humedad de un 3% arriba de la humedad óptima del suelo, como se muestra en la figura 3.21.



Fig. 3.21: Camión cisterna en labores de adición de agua posterior al escarificado del suelo

A continuación se paso nuevamente la motoniveladora, para nivelar la superficie y conformar las pendientes transversales del tramo, como se presenta en la figura 3.22, de igual forma este procedimiento sirvió para la eliminación de piedras y sobretamaños que aún contenía el suelo y que no habían sido eliminados en los procesos anteriores.



Fig. 3.22: Motoniveladora en labores de conformación de la superficie y pendientes transversales previo a la colocación del cemento.

3.9.3 COLOCACIÓN Y DISTRIBUCIÓN DEL CEMENTO.

Como se ha indicado, el material pulverizado y húmedo se extiende y conforma con motoniveladora de manera que se forme una superficie lisa. Debe tenerse cuidado de no producir ningún desplazamiento de material durante esta operación; además es muy importante que antes de extender el cemento, la superficie del suelo presente el mismo perfil que tendrá la obra terminada.

El cemento empleado en el tramo fue cemento de mampostería norma ASTM C-91, Tipo M; teniendo el tramo 35.00 mts. de longitud y 10.00 mts. de ancho de rodaje (siendo el de interés para la presente investigación), en la longitud restante del tramo se utilizó cemento norma ASTM C-1157, Tipo HE.

La dosificación y distribución del cemento se realizó de forma manual, colocando los sacos de cemento sobre la superficie del suelo formando filas longitudinales y transversales, a una distancia calculada de acuerdo al porcentaje de cemento y volumen del carril en ejecución, como se presentan en las figura 3.23; la distancia entre filas longitudinales fue aproximadamente la misma a la distancia entre filas transversales (60 cms.) y en puntos predeterminados en el tramo en ejecución.



Fig. 3.23: Colocación y distribución de las bolsas de cemento sobre la superficie del suelo.

Colocados y distribuidos los sacos de cemento en los puntos predeterminados sobre la superficie del suelo, a fin de lograr la dosificación requerida, se abrieron y se vertieron de tal manera que se formaran pequeñas franjas transversales y uniformes de cemento. En seguida se distribuyó el cemento hasta lograr una capa en el tramo a pavimentar de aproximadamente 10 cms. de espesor; dicha distribución se realizó de forma manual esparciendo el cemento con palas hasta lograr un espesor homogéneo en el carril en ejecución, como se muestra en la figura 3.24.



Fig. 3.24: Distribución del cemento sobre la superficie del suelo

3.9.4 MEZCLADO DEL SUELO CON EL CEMENTO

El mezclado del suelo con el cemento, constituye la fase fundamental del proceso constructivo del pavimento. La homogeneización del material obtenido y la profundidad del mezclado son dos de los aspectos a garantizar en este proceso.

Una vez extendido el cemento sobre la superficie del suelo, el mezclado se realizó con un equipo mezclador-escarificador tipo RR-250 (ver figura 3.25), realizando para esta actividad una ó dos pasadas hasta que se logró obtener

una mezcla homogénea. La operación del mezclado debe continuarse hasta obtener un material homogéneo, como se presenta en la figura 3.26.



Fig. 3.25: Equipo RR-250 en labores de mezclado del suelo con el cemento

La profundidad del tratamiento fue aproximadamente de 30 cms., es importante mencionar que durante el proceso de mezclado del suelo con el cemento, se tuvieron frecuentes averías en el equipo, por la presencia en el suelo de material grueso (superiores a 5 cms.), lo que dificultó grandemente el avance del trabajo en esta actividad.

Algunas de las ventajas que ofrecen los mezcladores de este tipo son:

- Poco costo relativo del equipo.
- Simplicidad en el manejo de las máquinas.
- Alto rendimiento relativo.
- Obtención de una eficiente pulverización.
- Obtención de una distribución uniforme del cemento.

Algunas de las desventajas son:

- Necesidad de un estricto control de la profundidad del mezclado.

- Necesidad de equipos adicionales para la aplicación y dosificación del agua.
- Averías en el equipo por la existencia de sobretamaños.
- Pérdida de agua por evaporación.
- Necesidad de trabajar en un tren muy bien acoplado.



Fig. 3.26: Apariencia del suelo después del mezclado

3.9.5 CONTROL DE LA HUMEDAD

Una vez que se ha incorporado el cemento al suelo, se procedió a aplicar el agua necesaria para llevar la mezcla a la humedad de compactación, como se observa en la figura 3.27. En realidad, la aplicación del agua y el mezclado son dos operaciones que se entrelazan una con la otra.

Antes de realizar el proceso de compactación del pavimento, se revisó el contenido de humedad por medio del Densímetro Nuclear, debido a la pérdida de humedad sufrida por el calor de hidratación del cemento y por la evaporación; obteniendo como resultado un 13.8% de humedad en la superficie del suelo mezclado y 10.5% a la mitad del espesor de la capa tratada; se optó por aplicarle más cantidad de agua hasta llegar al 3% arriba de la humedad óptima del suelo.



Fig. 3.27: Aplicación de agua después del mezclado del suelo con el cemento

Cada aplicación de agua se realizó inmediatamente seguida por las operaciones de mezclado. Se continuó mezclando y aplicando agua hasta que todo el suelo presentara un color uniforme y el contenido de agua fuera el óptimo, tanto para la compactación como para proporcionarle a la superficie los niveles y el perfilado con las respectivas pendientes que tendría el pavimento ya construido como se observa en la figura 3.28.



Fig. 3.28: Motoniveladora en labores de homogeneización de la humedad del espesor de la capa del pavimento.

Antes del proceso de compactación se realizaron zanjas o huecos de prueba en la mezcla suelta, para asegurarse que el mezclado del suelo, cemento y agua se haya logrado en todo el espesor y que además la humedad fuera uniforme en todo el espesor tratado.

Se volvió a revisar la humedad del suelo; obteniendo después del proceso anterior una humedad aceptable dentro del rango de la humedad óptima ($\pm 3\%$ de la humedad óptima)

3.9.6 COMPACTACIÓN

Los principios que gobiernan la compactación del Pavimento Unicapa, son los mismos que rigen la compactación de suelo – cemento para bases y sub – bases. La mezcla del pavimento se deberá compactar con su contenido de humedad óptimo hasta alcanzar el máximo peso específico seco, tal como se determinó en el ensayo Proctor Modificado; sí existe un retraso entre el final del mezclado y el inicio de la compactación; este reposo no debe ser mayor de treinta minutos y el proceso de compactación no debe durar más de dos horas, a fin de evitar el fraguado inicial del cemento.



Fig. 3.29: Rodillo liso en labores de compactación inicial

La compactación se realizó con rodillo liso vibratorio de 6 ton. en varias pasadas (ver fig. 3.29), hasta lograr una compactación arriba del 95%, en algunas zonas se obtuvieron valores cercanos e inclusive mayores al 100% de compactación. Cuando el rodillo había compactado las dos terceras partes del espesor total y quedaban partes compactadas deficientemente en la superficie, se realizó la conformación con motoniveladora. En este proceso tanto la motoniveladora como el rodillo liso trabajaron de forma simultánea.

Para evitar la pérdida de humedad por evaporación durante este proceso, se realizaron riegos ligeros de agua, para luego seguir con más pasadas con el rodillo liso vibratorio. Constantemente se estuvo verificando el contenido de humedad antes y durante el proceso de compactación, así mismo se revisó el grado de compactación.



Fig. 3.30: Rodillo liso en labores de compactación final

Con el objetivo de evitar la operación de reajuste o nivelación de la capa, se efectuó el proceso de compactación en dos fases. La primera, que se realizó inmediatamente después del mezclado, en ella se logró una densidad cercana a la de diseño, luego se pasó la motoniveladora para realizar el reajuste de algunas partes faltantes, quitar el excedente de otras, para posteriormente seguir con la fase de compactación final (ver fig. 3.30)

3.9.7 NIVELACIÓN

Esta operación tiene como propósito, conformar el pavimento con la geometría requerida y proveer al pavimento una superficie de alta calidad, eliminando los excesos de material y suavizar las irregularidades producidas por el equipo de compactación, quedando una superficie lisa, densa, libre de surcos, arrugas, material suelto, etc.

Para esta actividad se pasó la motoniveladora para eliminar el material suelto, las imperfecciones e irregularidades de la superficie producidas en el proceso de compactación; además de nivelar y proporcionar al pavimento las pendientes transversales necesarias para desalojar las aguas lluvias hacia las cunetas.

Todo el proceso descrito se realizó humedeciendo ligeramente la superficie del pavimento como se muestra en la figura 3.31.



Fig. 3.31: Vista del pavimento después de la compactación y nivelación

3.9.8 CURADO

Una vez finalizado el proceso de compactación; el pavimento debe protegerse; es decir, evitar que la humedad de la mezcla compactada se pierda, cubriendo inmediatamente la superficie del pavimento con algún medio físico ó químico que retenga la humedad interna y permita la hidratación del cemento.

El material usado en el pavimento fue un compuesto químico de curado de base acuosa, aplicado por aspersión de forma manual por medio de bomba, como se observa en la figura 3.32, el cual se aplicó inmediatamente después de finalizar el proceso de compactación.



Fig. 3.32: Aplicación de compuesto químico de base acuosa para el curado del pavimento



Fig. 3.33: Apariencia final del pavimento terminado y en funcionamiento

3.9.9 CONTROL DE CAMPO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEL PAVIMENTO.

El control de campo que se debe realizar antes y durante la construcción del pavimento consiste de:

- Existencia del equipo en buenas condiciones.
- Inspección de perfiles longitudinales y transversales.
- Pulverizado correcto del suelo.
- Distribución uniforme del cemento.
- Adecuada cantidad de agua.
- Constante verificación de la humedad de la mezcla.
- Correcta dosificación del cemento.
- Correcta homogeneización de la mezcla.
- Comprobación del grado de compactación (Alcanzar el grado de compactación especificado).
- Cumplimiento de los tiempos de ejecución de cada proceso programado.
- Correcto espesor de la capa del pavimento.
- Reparación inmediata de irregularidades.
- Curado adecuado.

3.10 MONITOREO DEL PAVIMENTO A CORTO PLAZO

El monitoreo del pavimento a corto plazo, tiene como objetivo verificar en campo, el comportamiento del pavimento ante las condiciones ambientales y de tráfico bajo las cuales esta sometido.

Al respecto se realizaron visitas de campo al tramo de prueba y se observó el comportamiento y los daños del pavimento ocasionados por el paso del tiempo y por la circulación del tráfico sobre él. Como parte del monitoreo del

comportamiento del pavimento se realizaron los siguientes estudios y observaciones:

- Extracción de núcleos.
- Observaciones de campo sobre el comportamiento del pavimento.

3.10.1 EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS

La extracción de núcleos del pavimento no fue posible de realizar a los 28 días, ya que como se muestra en la figura 3.34, los especímenes extraídos sufrieron fracturas y en algunos casos se desintegraron, producto del exceso de sobretamaños y probablemente del inadecuado equipo de compactación, ya que no se logró una compactación homogénea en toda la capa del pavimento.

Las extracciones se hicieron en ambos carriles a lo largo del tramo, con las cuales se buscaba verificar en el laboratorio la resistencia alcanzada durante el proceso constructivo; así como también comprobar si el espesor de diseño fue en realidad el construido. Dichos núcleos serían ensayados a compresión en laboratorio.



Fig. 3.34: Equipo de extracción de núcleos y especímen fracturado.

4.6.1 OBSERVACIONES DE CAMPO

Las observaciones se realizaron a los 28 días después de construido el PUAD, el cual ha estado sometido al tráfico característico del lugar (ver fig. 3.35 y Tabla 3.1), durante todo este tiempo se observaron pequeñas fisuras, característica de los materiales mezclados con cemento, además se observaron pequeños agujeros producidos por el inadecuado proceso de conformación de la superficie. Además el PUAD presenta una apariencia de pavimento de concreto, permitiendo la suficiente rugosidad para dejar marcas en la superficie ante un frenado intenso de los vehículos de carga, lo que es un indicativo de su buena resistencia al desgaste, ver fig. 3.36; se observó también la acumulación de material fino transportado por el arrastre del viento y los vehículos mismos.



Fig. 3.35: Tráfico característico al que ha estado sometido el PUAD



Fig. 3.36: Apariencia del PUAD similar a un pavimento de concreto

4.7 ANÁLISIS DE COSTO DE LOS PUAD

El análisis de costo del Pavimento Unicapa se ha realizado en base al tramo experimental construido dentro de las Instalaciones de la Planta El Ronco, propiedad de Cemento de El Salvador S.A. de C.V., Metapán, Departamento de Santa Ana.

DATOS DEL PROYECTO:

LONGITUD: 75.00 Mt.
ANCHO : 10.00 Mt.
ESPESOR DEL PAVIMENTO: 0.25 Mts.
PESO VOLUMÉTRICO DE LA MEZCLA: 2,133 Kg. /m³
PORCENTAJE DE CEMENTO EN PESO: 18%
PORCENTAJE DE HUMEDAD DE LA MEZCLA: 7.2%
PORCENTAJE DE HUMEDAD DEL SUELO: 2.96%
PORCENTAJE DE HUMEDAD POR EVAPORACIÓN: 2%

MATERIALES:

PESO DE SUELO + CEMENTO =

$$\frac{\text{Peso Volumétrico de la mezcla}}{1 + (\% \text{ de humedad mezcla} + \text{evaporación})}$$

$$\frac{2,133.00 \text{ Kg. /m}^3}{1 + (0.072+0.02)} = 1,953.30 \text{ Kg.}$$

PESO DE SUELO SECO =

$$\frac{\text{Peso de suelo + cemento}}{(1 + \% \text{ de cemento})}$$

$$\frac{1,953.30 \text{ Kg.}}{(1 + 0.18)} = 1,655.34 \text{ Kg.}$$

PESO DE CEMENTO =

(Peso del Suelo + Cemento) – Peso del Suelo

$$1,953.30 - 1,655.34 = 297.96 \text{ Kg.}$$

NÚMERO DE BOLSAS DE CEMENTO =

$\frac{\text{Peso del Cemento}}{\text{Peso de una bolsa de cemento}}$

$$\frac{297.96 \text{ Kg.}}{42.5 \text{ Kg.}} = \boxed{7.01 \text{ Bolsas / m}^3}$$

PESO DEL SUELO CON LA HUMEDAD NATURAL =

Peso del Suelo X Humedad

$$1,655.34 \times 1.0296 = 1,704.34 \text{ Kg.}$$

PESO DE AGUA EN EL SUELO =

Peso del Suelo Húmedo – Peso del Suelo Seco

$$1,704.34 - 1,655.34 = 49.00 \text{ Kg.}$$

PESO DE AGUA DE LA MEZCLA:

Peso Volumétrico de la Mezcla – (Peso del Suelo + Cemento)

$$2,133.00 - 1,953.30 = 179.70 \text{ Kg.}$$

PESO DE AGUA A AGREGAR:

Peso del Agua de la mezcla – Peso del Agua en el Suelo

$$179.70 - 49.00 = 130.70 \text{ Kg.}$$

$$= \boxed{(34.33 \text{ gal.}) \text{ ó } 131 \text{ lts}}$$

MATERIALES PARA UN METRO CÚBICO DE MEZCLA:

Cemento	: 7.01 bolsas x \$ 4.29	= \$30.07
Agua	: 131 lts. X \$ 0.01	= \$ 1.31

COSTO POR METRO CÚBICO DE MATERIALES:

\$ 31.38

EQUIPO:

Costo de equipo por hora.

- Equipo mezclador RR -250\$80.00
- Motoniveladora CAT 12 G\$35.00
- Rodillo liso vibratorio CS 533.....\$35.00
- Cuadrilla topográfica\$20.00
- Transporte.....\$10.36/Km. Por c/equipo.

Nota: los precios no incluyen IVA.

Rendimientos de los equipos:

- RR –25041.67 m³/ h
- Motoniveladora 41.67 m³/ h
- Rodillo vibratorio liso..... 41.67 m³/ h

COSTO DEL EQUIPO POR METRO CÚBICO:

- RR – 250 $\frac{\$80.00 / h}{41.67 \text{ m}^3 / h} = \$1.92 / \text{m}^3$
- Motoniveladora $\frac{\$35.00 / h}{41.67 \text{ m}^3 / h} = \$0.84 / \text{m}^3$
- Rodillo vibratorio $\frac{\$35.00 / h}{41.67 \text{ m}^3 / h} = \$0.84 / \text{m}^3$

COSTO DEL EQUIPO POR METRO CÚBICO:

$$\$1.92 + \$0.84 + \$0.84 = \boxed{\$3.60 / M^3}$$

TRANSPORTE:

$$\$10.36 / \text{Km.} \times 110 \text{ Km.} \times 3 \text{ Equipos} = \mathbf{\$3,420.00}$$

MANO DE OBRA:

Número de auxiliares: 12

Caporal : 1

Ing. Residente : 1

Costo por día:

Auxiliares : \$ 6.86

Caporal : \$9.71

Ing. Residente : \$ 68.00

Número de días trabajados: 2

Auxiliares : \$6.86 x 12 x 2 días = \$164.64

Caporal : \$9.71 x 1 x 2 días = \$ 19.42

Ing. Residente : \$68.00 x 1 x 2 días = \$ 136.00

Cuadrilla de topografía: \$20.00/hr. X 6 hr. X 2 días = \$240.00

TOTAL MANO DE OBRA: \$ 560.06

TOTAL MANO DE OBRA POR METRO CÚBICO:

$$\$ 560.06 / 187.5 \text{ m}^3 = \boxed{\$ 2.99 / \text{m}^3}$$

- ESTUDIOS PREVIOS Y POSTERIORES AL PROCESO CONSTRUCTIVO QUE INCLUYE ENSAYOS DE LABORATORIO (Estudio de suelos, Diseño de Mezclas, Elaboración de especímenes y Ensayos de resistencia a la Compresión, Tensión y Flexión) Y ESTUDIOS DE CAMPO (Extracciones de núcleos)

COSTO DE ESTOS ESTUDIOS \$3,500.00

COSTO TOTAL DEL TRAMO EXPERIMENTAL:

$$\text{Volumen} = 75.00 \times 0.25 \times 10.00 = 187.5 \text{ m}^3.$$

- **MATERIALES:**

- Cemento: $7.01 \text{ Bolsas/m}^3 \times 187.5 \text{ m}^3 = 1315 \text{ Bolsas}$
 $1315 \times \$4.29 = \$ 5,641.35$
- Agua : $130 \text{ lts/m}^3 \times 187.5 \text{ m}^3 = 24,375 \text{ lts.}$
 $24,375 \times \$0.01 = \$ 243.75$

COSTO DE MATERIALES: $\$5,641.35 + \$243.75 =$ **\$5,885.10**

- **EQUIPO:**

- Equipo mezclador RR – 250: $\$1.92/\text{m}^3 \times 187.5\text{m}^3 = \360.00
- Motoniveladora : $\$0.84/\text{m}^3 \times 187.5 \text{ m}^3 = \157.50
- Rodillo vibratorio liso : $\$0.84/\text{m}^3 \times 187.5 \text{ m}^3 = \157.50

COSTO TOTAL DE EQUIPO: $\$ 360.00 + \$157.50 + \$157.50 =$

\$ 675.00

- **TRANSPORTE:**

- \$ 10.36 / Km. X 110 Km. X 3 Equipos **\$ 3,420.00**

=

- **MANO DE OBRA:**

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA: **\$ 560.06**

COSTO TOTAL DEL TRAMO EXPERIMENTAL:

- MATERIALES: \$5,885.10
- EQUIPO :.....\$ 675.00
- TRANSPORTE.....\$3,420.00
- MANO DE OBRA\$ 560.06
- ESTUDIOS PREVIOS\$3,500.00

TOTAL.....\$14,040.16

IVA (13%).....\$ 1,825.22

COSTO TOTAL **\$ 15,865.38**

COSTO POR METRO CÚBICO DE PAVIMENTO UNICAPA COLOCADO:

- MATERIALES.....\$ 31.38
- MANO DE OBRA.....\$ 2.99
- EQUIPO.....\$ 3.60

\$ 37.97/ m³ *

* **NOTA:** El precio no incluye IVA, Transporte de equipos y Estudios previos de Laboratorio.

CAPÍTULO IV
ANÁLISIS E
INTERPRETACIÓN
DE RESULTADOS

4.0 INTRODUCCIÓN

Este capítulo consiste primeramente en el análisis de resultados de la etapa correspondiente a los estudios de suelo del tramo experimental donde se construyó el Pavimento Unicapa, específicamente el suelo natural considerado como sub – rasante y de un material de aporte de bancos cercanos como capa de rodadura que se utilizó para la construcción del pavimento, los análisis se refieren en particular a los ensayos de Granulometría, Límites de Consistencia, Gravedad Específica, Pesos Volumétricos y Capacidad de Soporte de los materiales analizados, de igual forma se dará interpretación a los mismos para conocer las cualidades que estos presentan, en comparación con algunos parámetros que dictan algunas normas internacionales y nacionales, instituciones y autores de la ingeniería de suelos.

Posteriormente se realiza el análisis e interpretación de resultados de la etapa correspondiente al Diseño de Mezclas, donde se realizaron las pruebas de Resistencia a la Compresión, Resistencia a la Compresión Simple sin confinar, Resistencia a la Tensión, Resistencia a la Flexión y Módulo de Elasticidad a diferentes edades para conocer el comportamiento de las mezclas con el tiempo; así mismo se hará una interpretación de los valores de esfuerzos obtenidos en cada uno de los ensayos de resistencia de los especímenes de PUAD comparados con valores típicos de esfuerzos para materiales mezclados con cemento. De igual manera se analizará e interpretará el comportamiento de las observaciones directas de campo dicho pavimento a corto plazo.

4.1 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Efectuadas las pruebas granulométricas a las diferentes muestras de suelos, es importante analizar e interpretar estos resultados, en vista de que las pruebas realizadas a los materiales investigados están enfocadas a la rama de carreteras, se utilizaran los criterios AASHTO los cuales nos brindan mediante la norma M-147 valores con los cuales se pueden comparar dichos resultados. Es muy importante aclarar que las muestras se analizan en base a su uso ó funcionalidad en el terreno; la muestra No.1 se ha estudiado como capa de rodadura y las dos restantes como base, ya que sobre ellas se construyó el pavimento. Dado que ya se tienen las diferentes distribuciones granulométricas para cada material (ver tabla 4.1 y formatos 3.1, 3.2 y 3.3) solo será necesario comparar los resultados anteriores con la tabla 4.2 para analizar sus características y además comparar con los requerimientos generales para agregados gruesos y finos estipulados en dicha norma, específicamente la condición de agregados finos que establece que el porcentaje que pasa la malla No. 200 tiene que ser menor que 2/3 del porcentaje que pasa la malla No. 40.

Granulometrías resumen de las muestras				
Mallas		Porcentaje en masa pasando		
Pul.	mm	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3
2"	50.0	92.4	100.0	100.0
1"	25.0	79.9	100.0	100.0
3/8"	9.50	67.5	99.6	99.3
No.4	4.75	56.3	98.3	97.6
No.10	2.00	46.0	86.7	92.0
No.40	0.43	30.5	44.5	71.7
No.200	0.08	7.7	13.1	24.2

Tabla 4.1: Resumen de granulometría de muestras

Requerimiento de Graduación para Suelos - Materiales Agregados							
Designación de Mallas		Porcentaje de masa pasando					
Standard mm	Alternativa	Graduación A	Graduación B	Graduación C	Graduación D	Graduación E	Graduación F
50	2 Pulg.	100	100
25.0	1 Pulg.	75-95	100	100	100	100
9.5	3/8 Pulg.	30-65	40-75	50-85	60-100
4.75	No. 4	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	70-100
2.00	No.10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	5-100
0.425	No. 40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70
0.075	No. 200	2-8	5-20	5-15	5-20	6-20	8-25

Tabla 4.2: Requerimientos de graduación para suelos

Fuente: Norma AASHTO M-147

Para materiales usados como capa de rodadura la norma establece que deberán tener graduaciones similares a las de los literales C, D, E y F mostradas en la tabla 4.2, la muestra No. 1 cae en esta clasificación, pero como se puede observar en base a los resultados en tabla 4.1 no cumple con exactitud con ninguna, sin embargo la que más se acerca es la graduación D excepto por los porcentajes de las mallas de 1" y 2" , la condición establecida para las mallas No. 40 y No. 200 si la cumple ya que $7.7\% < 20.33\%$, y mas aún para materiales que estarán expuestos por mucho tiempo sin la debida protección de capas bituminosas o impermeables se especifica que deben de tener como mínimo un 8% de finos y este caso en particular solo se tiene un 7.7%, aunque esta condición se da para prevenir posibles daños por heladas lo que en nuestro medio no aplica.

Para materiales usados como base la norma AASHTO M-147 sugiere todas las graduaciones mostradas en la tabla 4.2. La muestra No.2 cumple, según los resultados, con la graduación E y además el porcentaje que pasa la malla No. 200 = 13.1%, es menor que las dos terceras partes de lo que pasa la malla No. 40 que es 29.6% quedando en evidencia que esta muestra cumple

con los requisitos granulométricos; de la misma forma al comparar la muestra No.3, la graduación es similar a la del literal F, a excepción de un tamaño de malla (No. 40) que no cumple por un pequeño margen, además, sí cumple que $24.2\% < 47.8\%$, que es la condición de agregados finos antes mencionada.

4.2 LÍMITES DE CONSISTENCIA

La norma AASHTO M-147 también nos condiciona los límites de consistencia, los criterios en cuanto a las muestras de suelo serán las mismas del numeral anterior. Para la muestra No.1 la norma estipula en este caso en particular que $LL < 35$ y que $4 < IP < 9$, la cual cumple solamente la primera condición ya que el $LL = 29.6$ pero el IP no se pudo determinar por ser un suelo no plástico, para la condición de las muestras No.2 y No.3 se exige que $LL < 25$ e $IP < 6$ lo cual para ninguna de las dos se cumple ya que la muestra No.2 dio como resultado $LL = 25.7$ y resultó ser no plástico, de la muestra No.3 se obtuvo que el $LL = 36.3$ y el $IP = 28.3$ que son valores muy superiores a los rangos establecidos lo que implica que la muestra necesita algún tratamiento o método para modificar dichos valores.

4.3 GRAVEDAD ESPECÍFICA

Para materiales a ser usados como bases, sub – bases y capas de rodadura en cuanto a su peso específico no existe norma que determine parámetros de valores para tal efecto, por tal motivo los resultados obtenidos se pueden comparar con la siguiente tabla:

TIPO DE SUELO	GRAVEDAD ESPECIFICA (Gs)
Arena	2.65 – 2.67
Arena Limosa	2.67 – 2.70
Arcilla inorgánica	2.7 – 2.80
Suelos con micas o hierro	2.75 – 3.0
Suelo orgánicos	Menor que 2

Tabla 4.3: Rango de valores de Gs para algunos suelos

Fuente: Guía de Laboratorio Mecánica de Suelos, Papeles Técnicos de la UCA

La muestra No.1 clasificada como arena – grava con pocos finos presenta un $G_s = 2.78$ que es un valor cercano a los dados en la tabla anterior, para la muestra No. 2 considerada como arena limosa su $G_s = 2.80$, valor que se considera próximo al promedio de estas en la tabla y finalmente a la arena arcillosa (muestra No. 3) se le determinó un $G_s = 2.66$ valor muy aceptable desde el punto de vista de esta clasificación.

4.4 RELACIÓN DENSIDAD – HUMEDAD

Como es conocido existen ciertos factores que influyen en la compactación de los suelos como por ejemplo: tipo de suelo, contenido inicial de humedad, energía específica de compactación y otros. Por tal motivo, para determinar con precisión la humedad óptima y peso volumétrico seco máximo es muy importante tener la mayor información al respecto de tales parámetros.

Los resultados obtenidos de las tres muestras analizadas son los siguientes: en la muestra No.1 clasificada como A-1-b se obtuvo un peso volumétrico seco máximo de 2,158 Kg / m³ y una humedad óptima de 7.76%; para la muestra No. 2 también A-1-b, 2,038 Kg / m³ y 8.54% respectivamente, finalmente para la muestra No. 3 clasificada como A-2-4 su peso volumétrico seco máximo fue de 1,857 Kg / m³ y una humedad óptima de 12.04%; lo que pone de manifiesto la relación inversa que existe entre estos dos parámetros, es decir: “a mayor peso volumétrico seco corresponde un contenido menor de humedad”²⁹. De los resultados obtenidos, se observa que el tipo de suelo influye grandemente en estos parámetros, ya que la muestra No.1 por poseer una curva granulométrica más tendida presenta mayor variedad de tamaños: porcentaje de gravas 43.7%, de arenas 48.6% y de finos 7.7% lo que contribuye a un mejor acomodo de las partículas para ocupar los vacíos al momento de la compactación, por el contrario la muestra No.3 por poseer una curva no muy tendida y gran cantidad de finos (24.2%) presentó el menor de los valores del peso volumétrico.

4.5 VALOR DE SOPORTE DEL SUELO, CBR

El valor relativo de soporte (CBR) es de mucha importancia para evaluar las posibilidades de sustentación de un cimiento con el objeto de calcular el espesor de un pavimento. Es por ello la importancia de este parámetro para el análisis de los suelos involucrados en la construcción de los PUAD. Algunos autores³⁰ han establecido valores que sirven de comparación para conocer o evaluar la calidad de algunos suelos comúnmente usados en bases, sub –

²⁹Juárez Badillo - Rico Rodríguez “Mecánica de suelos”, Tomo I, 3ª Edición, Editorial Limusa, México 2001.

³⁰Valle Rodas, Raúl. ”Carreteras, Calles y Aeropistas “, Sexta Edición, Editorial El Ateneo, Buenos Aires, 1976.

bases y sub-rasantes en carretera: los suelos orgánicos y suelos cohesivos tienen expansiones muy grandes, generalmente mayores del 10%, especifican que para materiales de préstamo de sub – bases las expansiones deben ser menores al 2% y recomiendan que para materiales de bases las expansiones sean menores al 1%. Como alternativa se presenta la siguiente figura en la que podemos observar valores típicos de CBR que nos pueden servir de comparación.

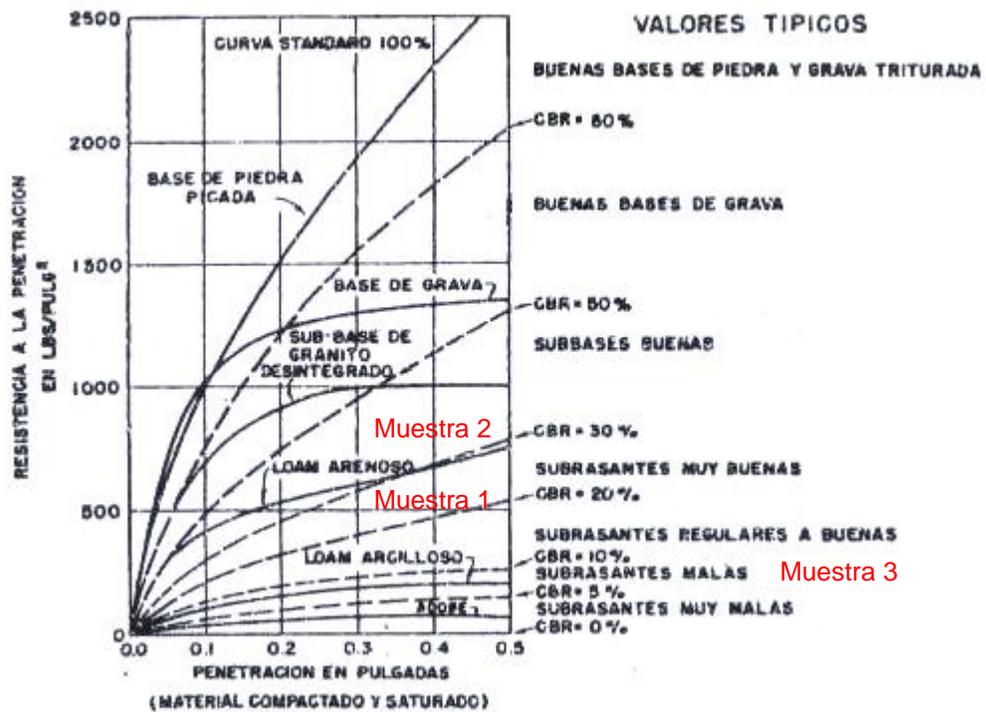


Fig. 4.1: Valores típicos de CBR

Fuente: Valle Rodas, Raúl. "Carreteras, Calles y Aeropistas "

Se han calculado los valores de hinchamiento relativos a la altura inicial de las tres muestras de suelo durante los cuatro días de saturación obteniendo los siguientes resultados: 0.50% para la muestra No.1 con un CBR de 22.0%; 0.04% para la muestra No.2 y CBR de 41% y finalmente 1.78% para la muestra

No.3 con CBR de 9.8%, al comparar estos valores con los rangos antes mencionados y con la figura 4.1 se pueden considerar estos como satisfactorios ya que la muestra dos que es sobre la que esta cimentado el pavimento presentó el mayor valor de CBR (41%) clasificándola como una base muy buena y la tercera muestra también utilizada como base es clasificada como regular a buena por tener un CBR de 9.8%.

Para una mejor comprensión de lo expuesto, se presenta la tabla 2.4, donde se resume los resultados de todas las pruebas de laboratorio que se realizaron a las muestras de suelo del tramo de prueba en la primera etapa: Estudios de Suelos.



Cuadro Resumen de Exploración y Ensayos de Laboratorio

Proyecto: Trabajo de Graduación Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño

Ubicación: Planta EL RONCO, CESSA, Metapán

Fecha: Febrero 2003



Estacionamiento	Pozo No.	Sondeo No.	Profund. mts	Muestra No.	Granulometría % pasa				LL %	LP %	IP %	Peso Específico	Clasificación		Compactación		CBR de Labor.	Descripción
					No. 4	No. 10	No. 40	No. 200					AASHTO	S.U.C.S.	Humedad óptimo %	Proctor mod Kg/m ³		
0+045	1	1	0-0.30	1	56.3	46.0	30.5	7.7	29.6	NP	-	2.78	A-1-b	SW-SP	7.76	2,158	22.0	Grava Arena, pocos finos
0+045	1	2	0.3-1.0	2	98.3	86.7	44.5	13.1	25.7	NP	-	2.80	A-1-b	SM	8.54	2,038	41.0	Arena Limosa
0+100	2	3	0.3-0.8	3	97.6	92.0	71.7	24.2	36.3	8.0	28.3	2.66	A-2-4	SC	12.04	1,857	9.8	Arena Arcillosa

Tabla 4.4: Cuadro resumen de exploración y ensayos de laboratorio realizados al tramo experimental

4.6 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

Una vez realizada la prueba de resistencia a la compresión simple sin confinar bajo la norma ASTM D-1633 y cumplidos los tiempos de ruptura previstos, se obtuvieron los resultados siguientes:

Edad (Días)	Esfuerzo promedio (Kg/cm ²)
7	58.19
14	60.99
28	85.45

Tabla 4.5: Esfuerzo promedio de la resistencia a la compresión simple

Los resultados anteriores muestran una ganancia de resistencia a la compresión de los especímenes de PUAD, a medida transcurre el tiempo, lo que es típico de los materiales mezclados con cemento como el concreto y el suelo – cemento, en los cuales por lo general, se espera un esfuerzo promedio a los 7 días equivalente al 70% del esfuerzo promedio a los 28 días.

En esta prueba se obtuvo un esfuerzo promedio a los 7 días equivalente al 68.1% (58.19 Kg/cm²) del esfuerzo promedio a los 28 días (85.45 Kg/cm²), el cual se considera aceptable por acercarse al valor anteriormente establecido.

La prueba de resistencia a la compresión regida bajo la norma ASTM C-39 reportó los siguientes resultados:

Edad (Días)	Esfuerzo promedio (Kg/cm ²)
7	81.49
14	90.66
28	112.14

Tabla 4.6: Esfuerzo promedio de la resistencia a la compresión

En la tabla anterior se observa nuevamente el comportamiento de los especímenes de PUAD, de ganar resistencia con el tiempo y muestra un patrón similar a la tendencia del concreto de presentar a los 7 días un 70% de su resistencia a los 28 días, (81.49 Kg/cm² equivalente al 70.62%)

La prueba de resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos de 6" x 12" ensayados bajo la norma ASTM C-1435 proporcionó los siguientes resultados:

Edad (Días)	Esfuerzo promedio (Kg/cm ²)
7	26.36
28	30.39

Tabla 4.7: Esfuerzo promedio de la resistencia a la compresión ASTM C-1435

Se observa que los valores mostrados en la tabla anterior son muy inferiores a los presentados en la tabla 4.6, debido a que la compactación de los especímenes se realizó en tres capas, alcanzando un peso volumétrico menor comparado con el obtenido en los especímenes compactados en diez capas con el equipo Proctor modificado.

A continuación se presentan los diferentes promedios a 28 días de la resistencia a compresión efectuada con diferentes normas, obteniéndose el mayor resultado con el método de ensayo de la prueba ASTM C-39 que es la prueba más usada en nuestro medio para evaluar compresión en cilindros de concreto.

Norma ASTM	Esfuerzo promedio a los 28 días (Kg/cm ²)
D-1633	85.45
C-39	112.14
C-1435	30.39

Tabla 4.8: Esfuerzo promedio a la compresión, utilizando normas de ensayo diferentes

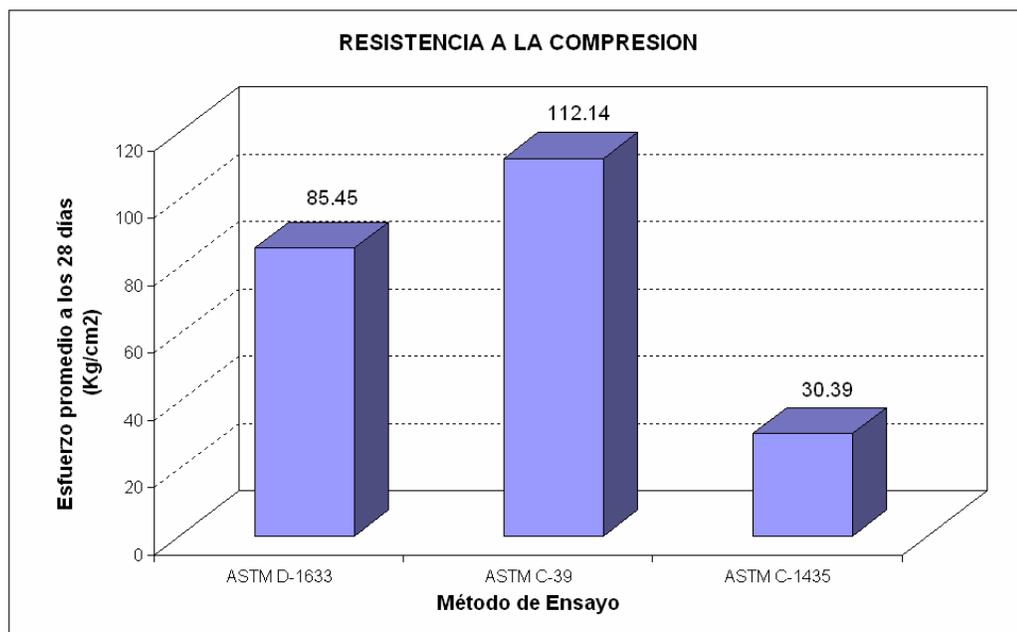


Fig. 4.2: Esfuerzo promedio a los 28 días de la resistencia a la compresión para diferentes métodos de ensayo

En esta figura se observa que la resistencia a la compresión a los 28 días de los especímenes de PUAD, cambia su valor de acuerdo al método de ensayo, así como también el método de moldeo y las dimensiones de los especímenes. La resistencia a la compresión en especímenes moldeados con equipo Proctor, de 4" x 8" y 6" x 12" fue de 85.45 Kg/cm² y 112.14 Kg/cm², respectivamente, mientras que en los especímenes moldeados con martillo vibro – compactador la resistencia a la compresión fue de solo 30.39 Kg/cm², lo que nos muestra que la resistencia tiene relación directa con el peso volumétrico (a mayor peso volumétrico, mayor resistencia de los PUAD).

Tomando en cuenta que la resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos estándar de concreto, tienen valores de entre 210 a 420 Kg/cm² según se haya especificado el f'c, la resistencia a la compresión de los PUAD de especímenes similares fue de 112.14 Kg/cm², lo que nos muestra que los Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño presentan una resistencia a la compresión de un 50% aproximadamente de la resistencia de un concreto de peso normal (f'c de 210 Kg/cm²).

4.7 RESISTENCIA A LA TENSIÓN INDIRECTA

Los resultados de la prueba de resistencia a la tracción por compresión diametral o "Prueba Brasileña", son los siguientes:

Edad (Días)	Esfuerzo promedio cilindro 4" x 8" (Kg/cm ²)	Esfuerzo promedio cilindro 6" x 12" (Kg/cm ²)
7	12.64	13.44
14	19.97	15.50
28	21.02	19.44

Tabla 4.9: Esfuerzo promedio de la resistencia a la tracción por compresión diametral

Se observa que la resistencia a la tracción por compresión diametral a los 28 días, es similar en ambos especímenes aun cuando las dimensiones de los cilindros son diferentes: cilindro de 4" x 8", 21.02 Kg/cm² y cilindro de 6" x 12", 19.44 Kg/cm².

4.8 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

La prueba de resistencia a la flexión se ensayó a los 28 días, en tres viguetas compactadas con martillo vibro – compactador, obteniéndose un módulo de ruptura promedio de 8.65 Kg/cm². Este valor es inferior comparado con los obtenidos comúnmente para concreto (mayores de 35 Kg/cm²), sin embargo se encuentra dentro del rango esperado para módulos de ruptura de suelo – cemento (3.5 – 17.5 Kg/cm²). Se estima que el módulo de ruptura de viguetas compactadas con equipo Proctor modificado será mayor al obtenido con el martillo vibro – compactador debido a que con el primer método se logra una mejor compactación y se alcanzan mayores pesos volumétricos.

4.9 MÓDULO DE ELASTICIDAD

Los valores de módulo de elasticidad de los especímenes de PUAD, obtenidos en los ensayos fueron:

- a) 100,006 Kg/cm²
- b) 114,710 Kg/cm²

Teniendo como promedio para el módulo de elasticidad un valor igual a 107,358 Kg/cm². El módulo de elasticidad del concreto, varía no solamente con

la resistencia a la compresión, sino que también con la edad, el estado de humedad, la condición de esfuerzos y otros factores; sin embargo algunos investigadores han establecido que los módulos de elasticidad del concreto utilizado en pavimentos, son aproximadamente de 1000 veces su resistencia a la compresión y varían de 210,000 a 421,000 Kg/cm²; los valores resultan ser mayores de 316,500 Kg/cm². También se observa que el modulo de elasticidad de los PUAD cumple con esta característica:

Resistencia a la compresión x 1000

$$112.14 \text{ Kg/cm}^2 \times 1000 = 112,140 \text{ Kg/cm}^2$$

Valor que resulta ser aproximado a 107,358 Kg/cm², si se compara este valor con los que se presentan en la Tabla 4.10 los PUAD tienen un módulo elástico dentro del rango estipulado para las bases tratadas con cemento:
 $107,358 \text{ Kg/cm}^2 = 1,523,788 \text{ Psi}$

Módulo Elástico para Diferentes Materiales		
Material	Rango	Típico
Concreto de cemento Portland	3×10^6 a 6×10^6	4×10^6
Bases tratadas con cemento	1×10^6 a 3×10^6	2×10^6
Materiales de suelo cemento	5×10^4 a 2×10^6	1×10^6
Materiales de limo - ceniza volcánica	5×10^5 a 2.5×10^6	1×10^6
Arcilla rígida	7600 a 17,000	12,000
Arcilla media	4700 a 12,300	8000
Arcilla suave	1800 a 7700	5000
Arcilla muy suave	1000 a 5700	3000

Nota. Módulo en psi, 1 psi = 6.9 Kpa.

Tabla 4.10: Módulo elástico para diferentes materiales

Fuente: Yang H. Huang, Pavement Analysis and Design, 1993

4.10 RESULTADOS OBTENIDOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEL PAVIMENTO

Los resultados obtenidos durante la construcción son diversos; antes de indicar los resultados obtenidos específicamente en la construcción, se detallan los aspectos topográficos:

- Longitud total del tramo a pavimentar : 75.00 ml.
- Ancho de Rodaje : 10.00 m.
- Pendiente Transversal (Bombeo) : 2.0%
- Cuneta de concreto de forma semicircular.

Dicha información se utilizó para el cálculo del número de bolsas de cemento necesarios para obtener una dosificación del 18% de cemento ASTM C-91, tipo M, en un tramo de 35.00 mts. (el de interés en este Trabajo de Graduación), y una dosificación del 15% de cemento ASTM C-1157, tipo HE, en los 45.00 mts. restantes.

La compactación obtenida en el pavimento del tramo experimental varió entre un 93% y un 104% en la superficie del pavimento, como se muestra en la Tabla 4.10, lo que demuestra que no se alcanzó uniformidad a lo largo del tramo, esto debido al equipo de compactación utilizado, el cual no fue el más adecuado para el espesor del pavimento. Sin embargo el promedio del porcentaje de compactación fue superior al valor comúnmente estipulado para carreteras (95% de peso volumétrico máximo).

De la tabla 4.11 se obtiene los valores promedio del control de compactación en campo:

- Peso volumétrico seco alcanzado: 2,223 Kg/m³.
- Porcentaje de humedad de la mezcla: 9.9%.
- Porcentaje de compactación alcanzada en el pavimento: 97.7%.

ESTACIONAMIENTO*	PESO VOL. HÚMEDO (kg/m ³)	PESO VOL. SECO (kg/m ³)	% DE COMPACTACIÓN	% DE HUMEDAD
0+025	-	-	-	-
0+030	1975	2204	95.4	11.6
0+035	2030	2211	98.1	8.9
0+040	1976	2214	95.4	12.1
0+045	1954	2191	94.4	12.1
0+050	1981	2183	95.7	10.2
0+055	-	-	-	-
0+060	1930	2171	93.2	12.5
0+065	2030	2251	98.1	10.9
0+070	2086	2274	100.8	9.0
0+075	2052	2251	99.1	9.7
0+080	2099	2231	101.4	6.3
0+085	2005	2220	96.9	10.7
0+090	2160	2269	104.3	5.0
PROMEDIO	2023	2223	97.7	9.9

*Estacionamientos referenciados en base a los planos de la hoja 1/3, de anexos.

Tabla 4.11: Valores de peso volumétrico, densidades y humedad del pavimento.

CAPÍTULO V
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Después de todas las investigaciones bibliográficas, los ensayos realizados y la opinión de profesionales conocedores de la materia podemos concluir que:

1. El método de diseño estructural para pavimentos de concreto de la PCA-84, adaptado originalmente para los PUAD, no proporcionó los resultados esperados por estar enfocado al diseño específico de pavimentos de concreto para altos volúmenes de tráfico. Por tal motivo, se adoptó el método de diseño para los Pavimentos Unicapa, propuesto por los ingenieros Marta Parmigiani y Guillermo Di Pace para Pavimentos de Concreto Compactado con Rodillo (modificado por el Ing. José A. Camposano Luque y publicado por el Centro Técnico del Hormigón de Ecuador), debido a que este tipo de concreto presenta algunas similitudes con los PUAD en cuanto a características de la mezcla y a procesos constructivos, además de presentar valores de espesores satisfactorios al diseñar un pavimento con las características de los Pavimentos Unicapa.
2. Para el diseño de espesores de Pavimentos Unicapa se realizaron modificaciones al método Parmigiani - Di Pace: los parámetros de diseño tales como el módulo de ruptura, el módulo de elasticidad y el período de diseño, se han limitado a rangos de valores acorde a las características propias de los PUAD; los vehículos de diseño, se han definido como aquellos vehículos que comúnmente transitan por los caminos rurales de nuestro país; y para considerar el aumento de tráfico con respecto al tiempo, el factor de crecimiento (F_{cr}) se calcula utilizando una fórmula de crecimiento anual geométrico.

3. Es necesario e indispensable que al realizar el cálculo el estructural de un Pavimento Unicapa, se conozca la mayor cantidad de variables que ayuden a obtener un efectivo resultado de dicha etapa, es por ello que se debe contar con la respectiva información de las características físicas y mecánicas del suelo, la cuantificación y composición del tráfico así como también los respectivos diseños de mezclas; todo lo mencionado acorde a la magnitud del proyecto y a criterio de los encargados de éste en particular.
4. Es importante aclarar que los Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño están concebidos para ser aplicados principalmente al mejoramiento vial de los caminos rurales en los que el tráfico es moderado ($TPDA < 1000$) y los niveles de confort y diseños geométricos no son tan exigentes como lo son para otros tipos de vías, además debido a las características propias de los PUAD se han adoptado períodos de diseño menores (3 – 10 años) a los usados comúnmente para pavimentos rígidos y flexibles, generalmente mayores de 20 años.
5. Aún cuando esta técnica de pavimentación requiera considerables cantidades de cemento, presenta ventajas que pudieran compensar este costo como: utilizar el suelo del lugar (siempre que los suelos presenten las características requeridas), el uso de maquinaria y equipo convencional, disminución de costos al evitar acarrear material de bancos de préstamo, atenuando el daño ecológico que representa esta actividad, y la posible utilización de los PUAD, después de finalizado su período de diseño, como base de excelente calidad para pavimentos rígidos o flexibles.
6. Los Pavimentos Unicapa de Alto Desempeño ofrecen resistencias mecánicas superiores a las del suelo – cemento ó materiales granulares tratados con cemento; pero inferiores a las resistencias proporcionadas por

un concreto de cemento Pórtland, por lo que los PUAD no pueden someterse a esfuerzos como los típicos de pavimentos de concreto hidráulico en los cuales las solicitaciones de carga son considerablemente altas y los períodos de diseño están comprendidos entre 20 y 40 años.

7. El comportamiento que ha tenido el pavimento en el tramo experimental, en este corto período de tiempo observado (7 meses), es satisfactorio; aún cuando no ha experimentado el efecto de máxima saturación, por ser estación seca, pero ha estado sometido a un tráfico industrial pesado superior al característico de los caminos rurales, demostrando su buena resistencia al desgaste, al permitir poco desprendimiento de partículas de la superficie del pavimento. De los cementos usados en su construcción, el que mejor respuesta ha tenido es el cemento de mampostería ASTM C-91 tipo M usando un porcentaje del 18%, presentando menos fisuramientos y daños que el tramo construido con cemento ASTM C-1157 tipo HE, con un porcentaje del 15%; siendo los daños más severos en las uniones de los carriles y en la unión entre tramos. El tipo de suelo también juega un papel importante en el comportamiento del pavimento, por lo que debe tenerse sumo cuidado al elegir el tipo y porcentaje de cemento a usar.
8. Debido a la importancia que representa el agua en los materiales mezclados con altos porcentajes de cemento y compactados dinámicamente, al calcular la cantidad de agua requerida para la mezcla del PUAD en el proceso constructivo, se debe añadir a la humedad óptima obtenida del Proctor modificado T-180, un porcentaje de agua mínimo requerido para lograr la hidratación del cemento; obteniendo de esta forma una mezcla de excelente calidad.

9. El proceso constructivo de los PUAD, dependerá del tipo de suelo, condiciones topográficas del camino, recursos, equipo disponible y demás factores que a juicio del encargado del proyecto puedan influir en el buen desarrollo del mismo: es decir una secuencia lógica y ordenada de cada etapa del proceso constructivo; el procedimiento descrito en este Trabajo de Investigación aplica únicamente al tipo de suelo analizado o similar a este.

10. Comparando los costo de los PUAD, con un empedrado fraguado con superficie terminada, hay un notable aumento en los costos de este último. Otra de las técnica comunes de mejoramiento de los caminos vecinales de nuestro país es el balastreado, el cual tiene una menor inversión inicial que los PUAD, sin embargo necesita de posteriores inversiones en mantenimiento, lo que representa al final de su período de diseño un costo total mayor que el de los Pavimentos Unicapa, los cuales no requieren costos de mantenimiento.

RECOMENDACIONES

1. Según la magnitud e importancia del proyecto es necesario realizar un buen estudio de suelos, estudio de tráfico y diseños de mezclas para satisfacer las solicitudes de carga a las que estará sometido el Pavimento Unicapa.
2. Al elaborar las mezclas de diseño en laboratorio es importante tomar en consideración la humedad natural del suelo, ya que esta influye directamente en la cantidad de agua a agregar; además el proporcionamiento debe hacerse por pesos y no por volumen, y deben controlarse simultáneamente los procedimientos de fabricación de especímenes y los tiempos estipulados para dichos procesos, para asegurarse que los resultados sean satisfactorios y confiables.
3. Se recomienda la elaboración de especímenes con el martillo vibro – compactador y con el procedimiento Proctor Modificado T-180, bajo las mismas condiciones (dimensiones del molde, número de capas, porcentaje de cemento), con el fin de comparar resultados y evaluar la conveniencia del uso del martillo vibro – compactador.
4. Por no contar con una normativa de ensayos de laboratorio para el estudio de los PUAD y garantizar resultados confiables del módulo de ruptura de los Pavimentos Unicapa es recomendable que se realicen pruebas con especímenes (viguetas), fundamentados en el concepto de energía específica de compactación y tomando como base el procedimiento utilizado en el método Proctor Modificado T-180.

5. El tiempo de desmoldado de los especímenes es recomendable efectuarlo después de 30 minutos de finalizado el proceso de compactación de la mezcla, fundamentados en la observación propia y en recomendaciones dadas por parte de personal de laboratorio que ha tenido experiencia en la elaboración de los mismos, de igual forma el tiempo total transcurrido entre la mezcla de los materiales (suelo, cemento y agua) y su compactación deberá estar comprendido en un lapso de 90 - 105 minutos.

6. Durante la etapa del proceso constructivo, es recomendable humedecer ligeramente el suelo antes de mezclarlo con el cemento, con una humedad de 5% arriba de la humedad óptima del Proctor T-180 ya que el contenido de cemento aplicado absorbe una mayor cantidad de agua, logrando con ello un mejor grado de compactación y dar el suficiente tiempo para llevar a cabo todos los procesos requeridos.

7. Tomar en consideración, que previo al proceso de compactación y conociendo el tipo de suelo a emplear en el proyecto, seleccionar el equipo de compactación más apropiado que mejor se adapte a las necesidades de cada proyecto. Se recomienda que en el proceso de compactación de suelos similares al usado se realice primero con un rodillo pata de cabra de 6 – 8 toneladas, para garantizar la compactación de la parte inferior del pavimento ya que este equipo compacta las capas de abajo hacia arriba, y finalmente compactarlo con un rodillo del tipo liso vibratorio de 6 – 8 toneladas, que compacte la capa superior para garantizar que todo el espesor del pavimento se compacte integralmente y se alcance la densidad óptima de diseño.

8. En el tramo experimental, se observó a los siete meses de operación, que el Pavimento Unicapa presentaba un mayor deterioro en las uniones o juntas de construcción adyacentes, tanto en sentido longitudinal como transversal, por lo que se recomienda realizar las operaciones pertinentes en las juntas de construcción, en las uniones de los carriles y en las juntas transversales al finalizar la construcción de cada tramo ó jornada de trabajo.
9. Para obtener resultados satisfactorios en el comportamiento del Pavimento Unicapa, además de un buen diseño estructural, se debe dotar a éste de las adecuadas pendientes transversales y de obras de drenaje para evitar daños que la escorrentía superficial y la infiltración del agua pudieran ocasionarle.
10. Se recomienda construir tramos experimentales de mayor longitud con suelos diferentes al estudiado en este Trabajo de Investigación, para conocer el comportamiento de este pavimento ante otros tipos de suelos con la finalidad de mejorar el método de diseño, también sería conveniente la construcción de este tipo de pavimentos en época de máxima saturación para evaluar su desempeño ante esta condición considerada la más desfavorable.
11. Después de observar durante siete meses el comportamiento del Pavimento Unicapa, construido en el tramo experimental, que ha estado sometido a un tráfico industrial pesado (el cual es constante y sin interrupción durante las 24 horas del día), su comportamiento es satisfactorio, por lo que se recomienda su utilización en el mejoramiento o construcción de caminos rurales y calles vecinales, en los que el tráfico carretero es moderado, para los cuales se estima una vida útil de 3 a 5 años sin intervenciones de mantenimiento.

BIBLIOGRAFÍA

- Arriaza Ballardo, Rolando E. y otros (1970)
El Suelo – Cemento. Aplicación a la construcción de carreteras.
Trabajo de Graduación, Escuela de Ingeniería Civil, FIA, UES.
- Castro, Agustín Antonio y otros (1970)
Tecnología y aplicaciones del suelo – cemento.
Trabajo de Graduación, Escuela de Ingeniería Civil, FIA, UES.
- Gonzáles Esperanza, Roberto y otros, (1972)
Estabilización de la tierra blanca.
Trabajo de Graduación, Escuela de Ingeniería Civil, FIA, UES.
- Reyes Ramos, Carlos Armando y otros, (1990)
Diagnóstico sobre la tecnología utilizada en el diseño y construcción de
vías terrestres.
Trabajo de Graduación, Escuela de Ingeniería Civil, FIA, UES.
- Ramírez Menjivar, Juan Tobías y otros, (1990)
Restitución y estabilización de suelos.
Trabajo de Graduación, Escuela de Ingeniería Civil, FIA, UES.
- Mancía Deras, Mario Edgardo y otros, (1995)
Procedimiento para la estabilización y mantenimiento de caminos de
tierra, empleando cal, suelo-cemento y residuos asfálticos.
Trabajo de Graduación, Escuela de Ingeniería Civil, FIA, UES.

- Mendoza Mejía, Lesly Emidalia y otros, (1996)
Análisis de las propiedades mecánicas del suelo compactado en el área metropolitana de San Salvador.
Trabajo de Graduación, Escuela de Ingeniería Civil, FIA, UES

- Pineda Martínez, José Tulio (1997)
Propuesta de Manual para la asignatura de Laboratorio de Pavimentos.
Trabajo de Graduación, Escuela de Ingeniería Civil, FIA, UES.

- Miranda Romero, Francisco y otros (1998)
Estabilización de suelos para pavimentos.
Trabajo de Graduación, Escuela de Ingeniería Civil, FIA, UPES

- Aquino Cerna, Mario Edgardo y otros, (1999)
Comportamiento del cemento como estabilizador de distintos suelos.
Trabajo de Graduación, Escuela de Ingeniería Civil, FIA, UES.

- Olivares R., Pedro Elías
Introducción al diseño y construcción de vías con suelo-cemento.
Asociación Venezolana de Productores de Cemento.

- De la fuente Lavalle, Eduardo
Suelo-cemento. Usos, Propiedades y Aplicaciones.
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (IMCYC), 1995

- Trocchi Zanotti, Giorgio
Construcción de Caminos Rurales empleando medios mecánicos y de tipo agrícola. Estabilización tierra – cemento

- Melara Ruiz, Enrique Edgardo
Estabilización con suelo-cemento en carreteras tramos La Flecha - La Herradura y San Salvador - Santa Ana.
Revista ISCYC, Año 4, No. 13 ,1999.

- Cañavera Saavedra, Juan
Suelo-Cemento una vía al desarrollo.
Boletín ICPC No. 56, 1992

- Meza B. Diego Andrés y otros (1999)
Suelo – Cemento para pavimentos.
Instituto Colombiano de Productores de Cemento (ICPC), Revista No.85

- Melara Ruiz, Enrique Edgardo
Experiencias recientes en El Salvador sobre el uso de suelos y bases estabilizadas con cemento para carreteras
Revista ISCYC, Año 6, No. 21 Junio de 2001.

- Portland Cement Association (PCA)
Suggest Specifications for soil – cement base course

- Guía de Laboratorio de Mecánica de Suelos, Papeles Técnicos, UCA
Segunda edición, El Salvador, Agosto 1996.

- Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto (ISCYC)
Pavimentos Unicapa de Alto desempeño
Antiguo Cuscatlán, Octubre del 2000.

- Jofre Ibáñez, Carlos
“Curso Internacional de Diseño y Construcción de Pavimentos de Concreto” ASIA, San Salvador, 1999
- Juárez Badillo - Rico Rodríguez
Mecánica de Suelos, Tomo I
Editorial Limusa, tercera edición, México 2001
- Pavimentos de Concreto, Manual de Diseño
Santander Restrepo, Norman y otros
ICPC, Medellín Colombia, 1984
- Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras
Secretaria de Obras Publicas, primera edición, México 1976.
- Valle Rodas, Raúl “Carreteras, Calles y Aeropistas “
Sexta Edición, Editorial El Ateneo, Buenos Aires, 1976
- Parmigiani, Marta y Di Pace, Guillermo
Diseño estructural de pavimentos de hormigón compactado con rodillo.
Serie monografías No. 003, Centro Técnico del Hormigón, Enero 2000.
- Normas ASTM y AASHTO.

ANEXOS