

T-UES
1501
M7982
2000.
Ej. 1

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



**Determinación del Módulo de Resiliencia de Suelos
Areno - Limosos más comunes en El Salvador**

PRESENTADO POR

MANUEL DE JESÚS MONTOYA HIDALGO

FRANCISCO CRISTÓBAL PACHECO SOTO

15102038
1510 2038

PARA OPTAR AL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL



4711

CIUDAD UNIVERSITARIA, FEBRERO DE 2000

Recibido el 16 de febrero 2000

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR



RECTORA :

Dra. María Isabel Rodríguez

SECRETARIA GENERAL :

Lic. Lidia Margarita Muñoz Vela

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO :

Ing. Alvaro Antonio Aguilar Orantes

SECRETARIO :

Ing. Saúl Alfonso Granados

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR :

Ing. Luis Rodolfo Nosiglia Durán



ADDITIONAL
INFORMATION
NEED TO BE

11 12

11 12

**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 :

**Determinación del Módulo de Resiliencia de Suelos
Areno - Limosos más comunes en El Salvador**

Presentado por :

MANUEL DE JESÚS MONTOYA HIDALGO

FRANCISCO CRISTÓBAL PACHECO SOTO

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador :

Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez González

Asesor:

Ing. Mario Angel Guzmán Urbina

Asesor :

Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez

San Salvador, Febrero de 2000

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador y Asesor



Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez González



Asesor



Ing. Mario Angel Guzmán Urbina

Asesor



Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos al Altísimo Creador por habernos permitidos llegar a completar esta meta, iluminarnos cada día y conservarnos la vida, y a todas las personas e instituciones que de alguna manera colaboraron para que este trabajo se llevara a cabo, en especial:

Al Ing. M. Sc. Rogelio Ernesto Godínez González, por su esfuerzo y dedicación para que este estudio tenga el nivel requerido.

Al Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina, por enriquecer con su conocimiento y experiencia este trabajo.

Al Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez, Por su colaboración Altruista en cada etapa de este trabajo.

DEDICATORIA

- Al Altísimo Dios : Por su eterna misericordia
- A mi madre : Beatriz Armida Montoya de A
Por su amor y sacrificio, al ayudarme a cumplir
esta meta.
- A mis hermanos : Por brindarme su apoyo oportuno y
desinteresado, Armida, Erick, Boris, Marta,
Luis, Miguel y Lidia
- A mis sobrinos : José, Esmeralda, Luisito, Sarita, Yeni, Xochil,
Ulisisito y Lili por el cariño que me tienen
- A mi amigo : Carlos Emilio Rodríguez, por su fraternal
Amistad, quien me adoptó como su hermano
y me brindó su apoyo moral y económico.
- A todas las personas que creyeron y confiaron en mí

Manuel

DEDICATORIA

- Al Todopoderoso : Por permitirme culminar esta meta.
- A mi abuela : Mercedes a su memoria.
- A mi madre : Francisca del Carmen Soto, por su amor y comprensión en todos los momentos de mi vida.
- A mi esposa : Claudia Elizabeth, por brindarme con abnegación, comprensión y apoyo incondicional en mis momentos difíciles .
- A mi hijo : Brian Alexis, por ser lo mas hermoso de mi vida y lo que mas amo.
- A mis hermanas : Matilde, Mercedes y Carmen.
- A todas las personas que creyeron en mí.

Francisco

RESUMEN

El trabajo de graduación titulado: Determinación del Módulo de Resiliencia de los Suelos de Areno - limosos más comunes en El Salvador, tiene como propósito el desarrollo de una alternativa técnica para determinar el Módulo de Resiliencia a través del ensayo triaxial repetitivo, de acuerdo con la Norma AASHTO T 274-82, para evaluar la capacidad portante de los suelos de Subrasante. Partiendo de esto, se realizó una investigación del estado actual de la red vial de El Salvador, encontrando que según los datos del Ministerio de Obras Públicas hasta 1998, de los 10,329.5 Km que consta la red vial el 80.2% de las vías están conformadas por carreteras terciarias, caminos rurales A y B, las cuales no poseen una superficie de rodadura pavimentada, lo cual las vuelve vulnerables al deterioro, producto de las deformaciones causadas por cambios de humedad en la subrasante, y la acción de las cargas de tráfico.

En este sentido, es necesario el desarrollo de métodos para evaluar la capacidad portante de la subrasante de manera que simule adecuadamente las condiciones de carga a la que están sometidas las vías durante su servicio para que de esa manera se hagan diseños adecuados y económicos de los pavimentos.

Para el desarrollo de este estudio se partió de los conceptos básicos de la Mecánica de suelos aplicada a las vías terrestres, particularmente en la evaluación de la capacidad portante del suelo; para ello, se revisaron conceptos con respecto a características físicas, como granulometría, límites de consistencia, clasificación de suelos, etc. con el objeto de identificar las muestras a evaluar, también las características mecánicas principalmente esfuerzos y deformaciones en la transmisión de cargas al subsuelo y su respuesta determinando el estado de esfuerzos de funcionamiento.

Para el desarrollo de la investigación se determinó estudiar tres vías importantes de la red vial del país, la Autopista San Salvador - Aeropuerto Internacional El Salvador, encontrando

en esta suelo areno - limoso (SM), La carretera Chalchuapa - Atiquizaya con subrasante arcillo - arenoso (CL) y la carretera Panamericana, en la cual se encontró un suelo limo - arenoso (ML), a estas muestras se le realizaron ensayos de la prueba triaxial repetitiva, para determinar el Módulo de Resiliencia, obtenido directamente; también, se obtuvo este parámetro por medio de correlaciones con el CBR. Se consideró una condición compactada bajo la norma AASHTO T-180, con una humedad determinada por el 95% del valor del PVS máximo obtenido del CBR, para probetas de prueba triaxial, lo cual cumplen las subrasantes que soportan a la estructura del pavimento para la imposición de cargas de tráfico. En la fase experimental, para la aplicación de las cargas repetidas y la medición de las deformaciones, el ensayo se modificó a manera de simular las condiciones del suelo tal como sucede con el tráfico, con el fin de realizar un estudio preliminar para obtener valores en forma directa, esto se realizó tomando como base lo establecido por la norma AASHTO 274-82, para el desarrollo de la prueba del Módulo de Resiliencia, de manera que los ciclos de carga fueran aplicados manualmente para la descarga. Partiendo de las ecuaciones¹ para determinar el Módulo de Resiliencia propuestas por E J Yoder y las consideraciones para evaluar el valor máximo y mínimo, propuesto por Thompson y Elliot, se elaboraron las gráficas correspondientes de Esfuerzo Desviador vs. Módulo de Resiliencia, promedios para cada tipo de suelo en condiciones compactadas como inalterada, obteniendo los valores de Módulo de Resiliencia correspondientes, los cuales se utilizaron para clasificar los suelos analizados en forma cualitativa, como se muestra en la tabla siguiente:

PROYECTO	Tipo de suelo	Mr Máx (PSI)	Mr Mín(PSI)	Clasificación
Autopista S.S. - Aeropuerto	SM	27,837	8,911	RIGIDO ²
C. Chalchuapa - Atiquizaya	CL	16,339	7,507	MEDIO
C. Panamericana, Cojutepeque	ML	15,336	2880	MEDIO

¹ E. J. Yoder. $Mr = K_1 + K_3(K_2 \sigma_d)$ y $Mr = K_1 - K_4(\sigma_d - K_2)$. Thompson y Elliot. evaluar $\sigma_d = 2$ psi, para Mr máximo, y $\sigma_d = 6.21, 12.9, 22.85$ y 32.8 psi, para Mr mínimo.

² Nota: clasificación Mr Mínimo según Thompson y Elliot (1985). Tomada de H Yang Huans. 1993 Pavement, analysis and Design. U Kentucky.

Se desarrolló simultáneamente el ensayo del CBR para evaluar los suelos en estudio, determinando el valor de Módulo de Resiliencia a partir de la ecuación propuesta por Heukelomp y Klomp, adoptada por la AASHTO ($Mr = 1500 \times CBR$) en el apéndice FF-12.

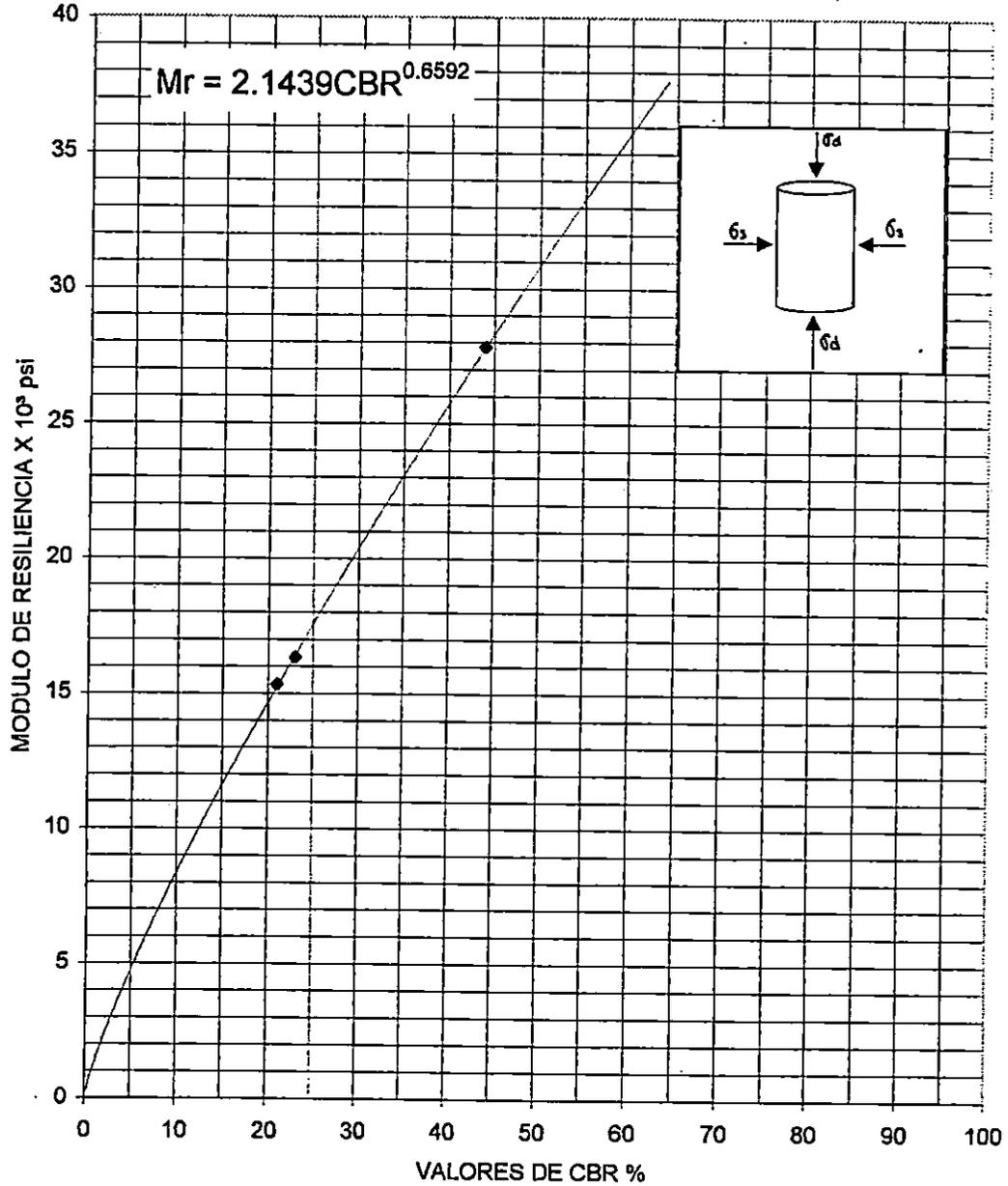
Los valores del Módulo de Resiliencia obtenidos por el método de la prueba triaxial y el de CBR se compararon entre si determinando los valores siguientes:

MUESTRA	TIPO DE SUELO	Mr por Triaxial (psi)	Mr por CBR (psi)	Diferencia	% con relación al Mr por CBR
Autopista S.S. Aeropuerto	SM	27, 837	26,048	+ 1,789	+6.87
C. Chalchuapa Atiquizaya	CL	16,339	17,020	- 681	- 4.00
C. Panamericana	ML	15,366	15,584	- 248	-1.59

considerando estos resultados aceptables. Con estos resultados se elaboró la gráfica, que se muestra al final, que relaciona el valor del CBR y el Módulo de Resiliencia, obteniendo una curva con datos aproximados de los valores de Módulo de Resiliencia para los suelos finos, la cual puede ser adoptada, como dato preliminar, para obtener este parámetro para los suelos del país. Esta gráfica es el resultado final del trabajo de graduación, la cual está sujeta a perfeccionamiento y ajuste sobre la base de investigaciones futuras de este tipo, analizando una cantidad mayor de pruebas y variedad de suelos finos utilizados como suelo de subrasante; y puede ser utilizado como una referencia preliminar en el diseño, rehabilitación y construcción de subrasantes en proyectos de carreteras.

Por la importancia de tener valores más confiables del Módulo de Resiliencia de los suelos finos de El Salvador, este estudio debe continuarse hasta obtener un banco de datos lo suficientemente representativo de las características particulares de los suelos utilizados como subrasante.

GRAFICA 4.2. GRAFICA CBR - Mr (PARA SUELOS FINOS)



CBR %	21	23	44
Mr ($\times 10^3 \text{ psi}$)	15.336	16.339	27.837

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Tema : Determinación del Módulo de Resiliencia de Suelos más comunes en El Salvador	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES	Presentan: Manuel de Jesús Montoya Hidalgo Francisco Cristóbal Pacheco Soto	Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez
Contenido: Gráfica CBR vr. Mr para Suelos Finos de El Salvador, generada en este estudio.		Fecha: Feb-00 Hoja: 1

**DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE
RESILIENCIA EN SUELOS ARENO - LIMOSOS
MÁS COMUNES EN EL SALVADOR.**

ÍNDICE GENERAL

	página
Introducción	i
CAPITULO I	
GENERALIDADES	
Introducción	1
1.1 Anteproyecto	2
1.1.1 Antecedentes	2
1.1.2 Planteamiento del Problema	3
1.1.3 Objetivos	4
1.1.3.1 Objetivo General	4
1.1.3.2 Objetivo específico	5
1.1.4 Alcances	5
1.1.5 Limitaciones	5
1.1.6 Delimitaciones	6
1.1.7 Justificación del Tema	6
1.1.8 Metodología de la Investigación	7
1.2 La Red Vial de El Salvador	8
1.2.1 Clasificación y Características de los Diferentes Tipos de Carreteras en El Salvador	9
1.2.1.1 La red Vial Pavimentada	12
1.2.1.2 La red Vial Pavimentada con Pavimento Flexible Programada para Mantenimiento	12
1.2.1.3 Vías de Tierra o no Revestidas	14
1.2.1.4 Vías Revestidas sin Pavimentos	15

1.2.1.5	Vías Revestidas con Pavimento de concreto Asfáltico.....	17
1.2.1.6	Vías Revestidas con Pavimento de Emulsiones Asfálticas	18
1.2.1.7	Vías Revestidas con Adoquines.....	18
1.2.1.8	Vías Revestidas con Concreto Hidráulico	19
1.2.2.	Estado de la Red en El Salvador.....	19
1.3.	La Subrasante de las Vías	22
1.3.1	Definición de la Subrasante.....	22
1.3.1.1.	La Subrasante de la Vías no Revestidas.....	23
1.3.1.2.	La Subrasante de las Vías no Pavimentadas.....	24
1.3.2	Estructura de los Suelos de Subrasante	24
1.3.3	Subrasante de Proyecto.....	25
1.3.4.	Subrasante de Diseño.....	26
1.4.	Características de los Suelos de Subrasante en Vías. (Descripción)	27
1.4.1	Suelos Gruesos.....	27
1.4.2.	Suelos Finos.....	28
1.4.3	Vías Pavimentadas.....	30
1.5.	Parámetros de Campo y de Laboratorio en los suelos para Subrasante	30
1.5.1	Propiedades Físicas y Mecánicas de los suelos	30
1.5.1.1.	Propiedades Físicas de los suelos	
1.5.1.2.	Suelos Granulares.....	33
1.5.1.2.1.	Mineralogía.....	34
1.5.1.2.2	Forma de las Partículas.....	34
1.5.1.2.3.	Tamaño de las Partículas de Suelos Gruesos	35
1.5.1.2.4	Granulometría de los Suelos Gruesos	36
1.5.1.3.	Suelos Finos.....	38
1.5.1.3.1	Granulometría de los Suelos de Partícula Fina.....	38

1.5.1.3.2.	Forma de las Partículas	39
1.5.1.3.3.	Plasticidad.....	39
1.5.1.3.4	Variación Volumétrica.....	40
1.5.1.3.5	Permeabilidad	40
1.5.1.3.6	Límites de Atterberg.....	41
1.5.2.	Clasificación de los Suelos.....	42
1.6.	Propiedades Mecánicas de los Suelos.....	42
1.6.1	Resistencia al Corte	42
1.6.2.	Esfuerzos y Deformaciones de los Suelos	46
1.6.2.1.	Concepto de esfuerzos en un Sistema de Partículas de Suelo.....	46
1.6.2.2.	Esfuerzos Producidos por las Cargas Aplicadas.....	51
1.6.2.2.1	Esfuerzos Originados por una Carga Puntual en la Superficie.....	53
1.6.2.2.2.	Esfuerzos Producidos por Carga Uniformemente Distribuida en Superficie Circular	54
1.6.2.2.3	Esfuerzos Producido por cargas Uniformemente Distribuida en Superficie Rectangular.....	55
1.6.2.2.4	Esfuerzo Producido por Cargas en Fajas de Longitud Infinita.....	55
1.6.3	Deformaciones en los Suelos.....	57
1.6.3.1.	Esfuerzo - Deformación en el Suelo.....	59
1.6.3.2.	Esfuerzo Deformación en compresión Confinada	59
1.6.3.3.	Esfuerzo - Deformaciones en Condiciones de Carga y Descarga.....	61
1.6.3.4.	Relaciones Esfuerzo - Deformación en Suelos	62
1.7.	Compactación de los Suelos.....	66
1.7.1.	Energía de Compactación.....	67
1.7.2.	Métodos de Compactación.....	68
1.7.2.1.	Métodos de Compactación en el Laboratorio.....	68

1.7.2.1.1.	Métodos Dinámicos	68
1.7.2.2.	Métodos de Compactación en el Campo.....	70
1.7.2.3.	Compactación en Carreteras.....	73
1.7.2.3.1	Métodos de Compactación Estáticos	73
1.7.2.3.2.	Métodos de Compactación Dinámicos	74
1.7.2.3.3	Métodos de Compactación Combinados.....	74
1.8.	Ensayos para Medir la Compactación en el Laboratorio y en el Campo	74
1.8.1.	Ensayos de Laboratorio.....	75
1.8.1.1.	Prueba Proctor Estándar	75
1.8.1.2	Prueba Proctor Modificada.....	76
1.8.1.3	Prueba Mini Harvard	76
1.8.2.	Ensayos de Campo para Medir la Compactación	77
1.8.2.1.	Ensayo del Cono de Arena.....	77
1.8.2.2	Ensayo Utilizando Densímetro Digital	78
1.9.	Pavimentos.....	79
1.9.1.	Clasificación de los Pavimentos	80
1.9.1.1	Pavimentos Flexibles.....	80
1.9.1.1.1.	Estructura de los Pavimentos Flexibles.....	81
1.9.1.2	Pavimentos Rígidos	84
1.10	Diseño de Pavimentos.....	85
1.10.1.	Método de Diseño de Pavimento Flexible	85
1.10.1.1	Método AASHTO	85
1.10.1.2.	Método del Instituto del Asfalto	88
1.10.2.	Diseño de Pavimentos Rígidos	90
1.10.2.1.	Método de la AASHTO	90

1.10.2.2.	Método de la Portland Cement Asociacion (PCA).....	96
	Conclusiones.....	98
	Recomendaciones.....	98

CAPITULO II

DETERMINACIÓN DEL MODULO DE RESILIENCIA

2.1.	Métodos y Criterios para Medir la Capacidad Portante del Suelo	99
2.1.1.	Valor Relativo de Soporte CBR.....	100
2.1.2.	Teoría Sobre el Ensayo de la Placa de Carga	106
2.1.2.1.	Esfuerzos en Pavimentos Flexibles.....	106
2.1.2.1.1.	Módulo de Elasticidad	106
2.1.2.1.2.	Esfuerzos en Masas Homogéneas.....	106
2.1.2.1.3.	Deformación Elástica Bajo Carga Circular	107
2.1.2.1.4.	Teoría de Boussinesq.....	109
2.1.2.1.5.	Coeficiente de Poisson.....	110
2.1.2.1.6.	Teoría de Burmister.....	111
2.1.2.1.7.	Deflexiones de Burmister	111
2.1.2.2.	Prueba de la Placa de Carga	114
2.1.2.3.	Procedimiento de Ensayo de la Placa de Carga	116
2.1.3.	Pruebas Triaxiales.....	119
2.1.3.1.	Prueba Lenta (Símbolo L con Drenaje)	121
2.1.3.2.	Prueba Rápida Consolidada (Símbolo RC, Consolidación sin Drenaje)....	121
2.1.3.3.	Prueba Rápida (Símbolo R, Sin Drenaje).....	122
2.1.3.4.	Prueba de Compresión Simple (Símbolo Cs).....	122
2.1.3.5.	Otras Pruebas Triaxiales Utilizadas en Pavimentos.....	124
2.1.3.5.1	Prueba Triaxial de Kansas	124

2.1.3.5.2	Prueba Triaxial de Texas.....	124
2.1.4.	Valor Resistente R.	125
2.1.5.	Método del Módulo de Resiliencia.....	127
2.1.5.1.	Resumen del Método de Prueba para Determinar Mr.....	129
2.1.5.2.	Definición de Variables.....	130
2.1.5.3.	Cámara de Compresión Triaxial.....	131
2.1.5.4.	Deformación de los Suelos en la Prueba de Módulo Resiliencia	132
2.1.5.5.	Relaciones entre el Módulo de Resiliencia y el Esfuerzo Desviador	132
2.1.6.	Influencia de las Propiedades Físicas y Mecánicas del Suelo en el Módulo de Resiliencia.....	135
2.1.6.1.	Contenido de Humedad.....	135
2.1.6.2.	Compactación	135
2.1.6.3.	Granulometría	135
2.1.6.4.	Plasticidad.....	135
2.1.6.5.	Temperatura.....	136
2.1.7.	Método Propuesto para Determinar el Mr Utilizando la Prueba Triaxial Repetitiva.....	136
2.18	Criterios a Utilizar en la Prueba de Módulo de Resiliencia con Equipo Triaxial Normal.....	137
2.1.8.1.	Contenido de Humedad.....	137
2.1.8.2.	Medición del Esfuerzo Desviador	138
2.1.8.3.	Procedimiento de Prueba Propuesto para determinar el Módulo de Resiliencia.....	139
2.2.	Métodos Indirectos para Obtener el Módulo de Resiliencia	140
2.2.1.	Correlaciones Entre el Mr y el C.B.R.	142

2.2.2.	Correlaciones entre el Mr y el Valor de Resistencia R	144
2.2.3.	Correlaciones entre el Mr y la Placa de Carga	146
	Conclusiones	148
	Recomendaciones	148

CAPITULO III

EXPERIENCIAS Y ENSAYOS PARA OBTENER EL MODULO DE RESILIENCIA

	Introducción	149
3.1	Aplicación Técnica de los Resultados Obtenidos	150
3.2	Localización y Descripción de los Sitios Seleccionados	150
3.2.1	Autopista San Salvador-Aeropuerto Internacional El Salvador	150
3.2.1.1	Muestreo 1	150
3.2.2.	Ampliación Carretera Chalchuapa-Atiquizaya	151
3.2.2.1.	Muestreo 2	152
3.2.3	Carretera Panamericana, Km 36	152
3.2.3.1.	Muestreo	153
3.3.	Granulometría	153
3.4	Limites de Atterberg	154
3.5	Clasificación de Suelos	154
3.6	Relación Peso Volumétrico Seco-Humedad Óptima (PVS vr. %O _{ptima})	159
3.7	Valor Relativo de Soporte	160
3.7.1	Método para Determinar el Porcentaje de Humedad de las Probetas de la Prueba Triaxial	164
3.8	Módulo de Resiliencia	165
3.8.1.	Método de Cálculo para determinar el Módulo de Resiliencia	172
3.8.2.	Gráfica Mr vr. Esfuerzo Desviador	174

3.9.	Determinación del Modulo de Resiliencia Utilizando Correlaciones con el CBR.....	178
------	---	-----

CAPITULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Introducción.....	180
4.0. Análisis e Interpretación de Resultados	181
4.1 Selección de Proyectos y Muestreo.	181
4.2 Granulometría.	181
4.3 Límites de Atterberg.	182
4.4 Gravedad Especifica	183
4.5 Clasificación de Suelos	183
4.6 Relación Peso Volumétrico Seco Máximo y Humedad Óptima	184
4.7 Valor Relativo de Soporte.....	185
4.8 Determinación del Módulo de Resiliencia para Muestras Compactadas...	186
4.9 Determinación del Módulo de Resiliencia para Muestras Inalteradas	187
4.10 Determinación del Módulo de Resiliencia, Utilizando la Correlación del CBR.....	188
4.11 Comparación de los Valores del Mr Obtenidos por Prueba Triaxial y Correlación con el CBR.....	189
4.12 Corrección de los Valores de Mr Obtenidos por Prueba Triaxial Utilizando el CBR.....	190

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES

5.0.	Conclusiones y Recomendaciones Generales.....	194
5.1.	Conclusiones.....	194
5.2.	Recomendaciones Generales.....	198

INDICE DE TABLAS

Tabla	Contenido	Pág.
1.1	Vías Urbanas de El Salvador.....	13
1.2	Resumen de la Red Vial de El Salvador.....	20
1.3	Relaciones Volumétricas y Gravimétricas.....	32
1.4	Requisitos Granulométricos para Sub-Base.....	82
1.5	Requisitos Granulométricos para Bases.....	83
2.1	Presiones Para Distintas Penetraciones del Vástago en el Material Patrón.....	100
2.2	Valores Típicos del Coeficiente de Poisson.....	111
2.3	Diámetros Utilizados en la Prueba de Carga.....	116
2.4	Factores de Corrección para la Condición de Saturación en la Prueba Triaxial de Kansas.....	124
2.5	Correlaciones de Mr Cbr y Valor R para Suelos de Subrasante.....	145
3.1	Porcentaje de Suelos que Pasan la Malla No 200.....	154
3.2	Valores Índices de Plasticidad.....	154
3.3	Ensaye Granulométrico Muestra No 1.....	155
3.4	Ensaye Granulométrico Muestra No 2.....	156
3.5	Ensaye Granulométrico Muestra No 3.....	157
3.6	Ensaye Límites de Consistencia.....	158
3.7	Clasificación de Suelo Autopista S.S. Aeropuerto I. El Salvador.....	159
3.8	Clasificación de Suelo Carretera Chalchuapa - Atiquizaya Km 83.....	159
3.9	Clasificación de Suelo Carretera Panamericana, Cojutepeque Km 36.....	159
3.10	Resumen de PVS Máximo y % de Humedad Óptima.....	159
3.11	Valores de PVS De Diseño y Humedad de Compactación de las	

	Probetas para Mr	160
3.12	Ensaye Relación % Humedad - Peso Volumétrico Seco, Muestra No1 (SM)...	161
3.13	Ensaye Relación % Humedad - Peso Volumétrico Seco, Muestra No 2 (CI)....	162
3.14	Ensaye Relación % Humedad - Peso Volumétrico Seco, Muestra No 3 (ML) .	163
3.15	Ensaye Valor Relativo de Soporte; Autopista S.S.-Aeropuerto I. El Salvador, Km 19.5	166
3.16	Ensaye Valor Relativo de Soporte; Chalchuapa - Atiquizaya Km 83	168
3.17	Ensaye Valor Relativo de Soporte; Carretera Panamericana Km 36.....	170
3.19	Valor del PVS Vr. Contenido de Humedad Muestra No 1 Compactado (SM) ...	175
3.20	Valores de Coeficientes para Cálculo e Mr, Muestra No 1 (SM).....	175
3.21	Valores de PVS Vr. Contenido de Humedad Muestra No 2, Compactadas (CL)176	
3.22	Valores de Coeficientes para Cálculo de Mr, Muestra No 2 (CL).....	176
3.23	Valoresde PVS Vr. Contenido de Humedad Muestra No 3, Compactada (ML) 176	
3.24	Valores de Coeficientes para Cálculo de Mr, Muestra No 3 (ML)	177
3.25	Valores de PVS Vr Contenido de Humedad Muestra No 2, Inalterada (CL)	177
3.26	Valores de Coeficientes para Cálculo de Mr, Muestra No 2, Inalterada (CL)....	177
3.27	Valores de PVS Vr Contenido de Humedad Muestra No 3, Inalterada (ML).....	178
3.28	Valores de Coeficientes para Cálculo de Mr, Muestra No 3, Inalterada (ML) ...	178
3.29	Resumen de CBR, Constante B y Mr.....	179
4.1	Valores de PVS Y Contenido de Humedad para Probetas de Resiliencia.....	185
4.2	Calidad de Suelo para Subrasante por el Valor de CBR Encontrado	185
4.3	Cuadro Resumen de Mr en Muestras Compactadas	187
4.4	Valores de Mr Obtenidos por Medio de Correlaciones con el CBR	189
4.5	Comparación de Valores de Mr	189
4.6	Valor de Factor de Corrección Propuesto para Suelos Finos	190

INDICE DE FIGURAS

Figura	Contenido	Pág.
1.1	Modelo de Suelo de Volumen Unitario Sólido.....	33
1.2.	Círculos y Envolventes de Mohr.....	45
1.3	Diagrama para Ilustrar la Definición de Esfuerzos.....	48
1.4	Esfuerzos Geostáticos en un Suelo.....	49
1.5.	Esfuerzos Debidos a una Carga Puntual.....	52
1.6	Esfuerzos Verticales Producidos por una Carga Puntual.....	56
1.7	Esfuerzos Principales Bajo una Carga Rectangular de Longitud Infinita.....	57
1.8	Esquema de Deformación en un Esquema de Partículas.....	58
1.9	Colapso De Una Agrupación Inestable de Partículas.....	59
1.10	Resultados de un Ensayo Edométrico en una Arena Calcárea.....	61
1.11	Curvas de Esfuerzo - Deformación Durante Varios Ciclos de Carga en el Ensayo Edométrico.....	62
1.12	Comportamiento bajo Ciclos de Compresión Confinada.....	63
1.13	Curva Típica de Consolidación en una Prueba bajo Elevadas Presiones.....	63
1.14	Esfuerzos con Simetría Biaxial.....	64
1.15	Figura para Determinar los Espesores de las Diferentes Capas de Pavimentos Rígidos.....	93
1.16	Nomograma para Determinar Espesores de Pavimento Rígido.....	94
2.0.	Curvas Obtenidas del Ensayo del CBR y Relación Densidad - Humedad.....	113
2.1	Distribución de los Esfuerzos a Diferentes Profundidades para una Carga Aplicada Sobre Discos de Diferentes Diámetros.....	107
2.2	Relación Entre las Areas de Contacto de una Llanta.....	108
2.3	Espesores de la Capa de Refuerzo.....	112
2.4	Patrón Básico de las Curvas de Influencia de Burmister.....	113

2.5	Espesores de la Capa de Refuerzo, Valores de Influencia, Teoría de Dos Capas de Burmister	114
2.6	Información Típica que es Posible Obtener de una Prueba de Placa de Carga	117
2.7	Esquema de una Cámara Triaxial.....	123
2.8	Criterios para Obtener el Módulo de Deformación en la Prueba de Kansas.....	125
2.9	Esquema del Estabilómetro de Hveem.....	126
2.10	Diagrama de Deformaciones de un Suelo en un Ciclo de Carga y Descarga..	133
2.11	Gráfica de Deformaciones Unitarias de un Suelo en Varios Ciclos de Carga y Descarga	134
2.12	Gráfica de Variación de Mr en Función del Esfuerzo Desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$)	134
2.13	Curva Típica de Respuesta de Módulo de Resiliencia para Suelos.....	138
2.14	Gráfica Módulo de Resiliencia - Esfuerzos Desviador para Cuatro Tipos de Subrasante (Thompson Y Elliot) 1985	141
3.1	Curva Granulométrica Muestra No 1	155
3.2	Curva Granulométrica Muestra No 2	156
3.3	Curva Granulométrica Muestra No 3	157
3.4	Determinación del Límite Líquido.....	158
3.5	Gráfica PVS Máximo, Autopista S.S. Aeropuerto I. El Salvador Km 19.5	161
3.6	Gráfica PVS Máximo, Carretera Chalchuapa - Atiquizaya Km 83.....	162
3.7	Gráfica PVS Máximo, Carretera Panamericana Km 36	163
3.8	Curva Esfuerzo - Penetración, Autopista S.S. - Aeropuerto I. El Salvador	167
3.9	Curva Esfuerzo - Penetración, Carretera Chalchuapa - Atiquizaya Km 83.....	169
3.10	Curva Esfuerzo - Penetración, Carretera Panamericana, Km 36.....	171
4.1	Curva De Penetración - CBR, para Distintos Tipos de Suelo	192
4.2	Gráfica CBR - Mr (Para Suelos Finos).....	193

SIMBOLOGIA

γ	: Peso Volumétrico
γ_s	: Peso Volumétrico de la partícula de suelo.
γ_w	: Peso unitario del agua
γ_d	: Peso Volumétrico seco
γ_h	: Peso volúmetrico húmedo del suelo
η	: Viscosidad de un fluido
τ	: Esfuerzo cortante
τ_n, τ_h	: Esfuerzo cortante vertical y horizontal
σ	: Esfuerzo normal
σ_n, σ_v	: Esfuerzo normal vertical y horizontal
σ_d	: Esfuerzo desviador
σ_1	: Esfuerzo principal mayor
σ_3	: Esfuerzo principal menor (confinamiento)
ϕ	: Angulo de fricción interna del suelo
ν	: Relación de Poisson
Δr_i	: Diferencial recuperable en un ciclo de carga
Δq_s	: Carga uniformemente distribuida
$\Delta v/v$: Deformación volumétrica unitaria
ϵ	: Deformación unitaria
ϵ_p	: Deformación unitaria plástica
ϵ_r	: Deformación unitaria recuperable
ϵ_t	: Deformación unitaria total

α	: radio de la placa, para el ensayo de la placa de Carga
A_p	: Area del Pistón de penetración en el ensayo de CBR
B	: Factor de conversión de CBR a Mr
C	: Cohesión aparente de suelo
C_u	: Coeficiente de uniformidad
C_c	: Coeficiente de contracción
D_{60}	:Tamaño máximo del 60% más pequeño de la muestra.
D_{30}	: Tamaño máximo del 10% más pequeño de la muestra.
D	: Diámetro de la partícula de suelo
e	: Relación de vacíos
$e_{máx}$: Relación de vacíos en el estado más suelto
$e_{mín}$: Relación de vacíos para el estado más compacto
E	: Módulo de Young o módulo de elasticidad
E_c	: Energía de compactación
E_1	: Módulo de Elasticidad de la Capa Superior en la teoría de Burmister
E_2	: Módulo de Elasticidad de la Capa de base en la teoría de Burmister
E_3	: Módulo de Elasticidad de la Capa de Subbase en la teoría de Burmister
F	: Valor obtenido de gráfica para cálculo de esfuerzo aplicado con placa rectangular
$G_w\%$: Grado de Saturación
G_{xy}	: Módulo de deformación tangencial o de rigidez
h	: Altura de caída del martillo de compactación
h_i	: Altura inicial del espécimen del CBR
H_p	: Altura de la probeta
I_d	: Compacidad relativa
I_p	: Factor de influencia.

I_p	: Índice de plasticidad
K_1, K_2, K_3, K_4	: Constantes del material en el ensayo de Resiliencia
K_o	: Factor de conversión de micrómetro equivalente a 0.001 pul
K_p	: Coeficiente de presión lateral
K_v	: Módulo de variación volumétrica
K_c	: Constante del anillo de carga en la máquina triaxial igual a 0.15625 Kg/u
L_c	: Lectura de penetración en CBR
L_f	: Lectura final de hinchamiento en CBR
L_{fc}	: Lectura fina de anillo de deformación
L_{ic}	: Lectura inicial de anillo de deformación
L_d	: Lectura de descarga en anillo de deformación
L_a	: Lectura del anillo de carga
m, n	: Coordenadas de entrada en gráfica
M_r	: Módulo de Resiliencia
n	: Porosidad
N	: Número de golpes
N_v, N_h	: Fuerza normal vertical y horizontal.
P	: Fuerza aplicada en un punto
P_1	: Presión o Esfuerzo principal ($\sigma_1 - \sigma_2$)
Q	: Carga vertical aplicada en la prueba triaxial
S_s	: Peso específico relativo de los sólidos
T_v, T_h	: Fuerza tangencial vertical y horizontal
U	: Presión de poros
V	: Volumen de suelo
V_v	: Volumen de vacíos
V_t	: Volumen total de la muestra de suelo

Vs	: Volumen de sólidos de la muestra de suelo
Vw	: Volumen de agua de la muestra
w%	: Contenido de humedad
x	: Distancia sobre el eje x medida del centro de la placa al punto de análisis
z	: Profundidad.
%H	: Porcentaje de Hinchamiento en el ensayo de CBR

SIGLAS UTILIZADAS

AASHTO	:Asociación Americana de Agencias Oficiales de Carreteras y Transporte
ASTM	: Sociedad Americana para Pruebas de Materiales.
CBR	: California Bearing Ratio o Valor Relativo de Soporte
DGC	: Dirección General de Caminos.
ESAL	: Número de Repeticiones de Carga Equivalente de un Eje Simple de Ruedas Duales de Carga Estándar de 80 KN.
EUA	: Estados Unidos de América
IAA	: Instituto Americano del Asfalto
MOP	: Ministerio de Obras Públicas
NCHRP	: Consejería Nacional de Cooperación para el Desarrollo de Programas de Caminos
PAS	: Programa Software para Pavimentos
PCA	: Asociación Americana para Pavimentos de Concreto
PVS	: Peso Volumétrico Seco
SN	: Número Estructural
SUCS	: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
THMA	: Tránsito Horario Máximo Anual
TPDA	: Tránsito Promedio Diario Anual.

ABREVIATURAS

Mpa	: Megapascales
Kpa	: Kilopascales
m	: metro
cm	: centímetro
psi	: libra/pulgada ²
pul	: pulgada
Kg	: Kilogramo
gr	: gramo
Km	: Kilómetro
mm	: milímetro
s	: segundo
min	: minuto
psi	: pulgada /cm ²

INTRODUCCION

El presente trabajo de graduación se enmarca en la determinación del Módulo de Resiliencia, obtenido de forma directa por medio de la prueba triaxial repetitiva y por correlaciones con el CBR para comparar los resultados obtenidos por los dos métodos. Con este propósito se hizo una investigación sobre el estado de la red vial de El Salvador, el tipo de vías y características geométricas, tipo y capacidad de tráfico, revestimiento, etc. que la conforman y su distribución en cada uno de los departamentos del país.

Se estudia la composición geológica de los suelos del país (anexo 1B) con énfasis en los suelos finos, se revisaron los conceptos de la Mecánica de Suelos aplicados a carreteras, tales como granulometría, límites de consistencia y clasificación de suelos; métodos de compactación en laboratorio y en el campo; también una revisión de los conceptos de pavimentos.

La base teórica de la determinación del Módulo de resiliencia involucra el conocimiento de los métodos más comunes para evaluar la capacidad portante del suelo, como son el método de la Prueba de Placa de carga, el valor resistente R, el Valor Relativo de Soporte, y el Módulo de resiliencia normado por la AASHTO 274-82.

Para determinar el Módulo de resiliencia se desarrolló una metodología de acuerdo con la norma AASHTO 274-82, acomodando las condiciones del ensayo a una prueba triaxial cíclica, usando un equipo triaxial normal, sometiendo la muestra de suelo a ciclos de carga y descarga; la modificación de esta norma consistió en el control manual para la descarga. Para esto se seleccionaron tres muestras de tres carreteras, distintas importantes del país, ubicadas en los Departamentos de Ahuachapán, San Salvador y Cuzcatlán respectivamente, las muestras recolectadas tienen la característica principal de ser suelos utilizados como subrasante de las vías, donde se tomaron las muestras y están constituidas por suelos finos; de estos se analizaron muestras en condiciones compactadas e inalteradas. El estudio de estas

muestras comprende el reconocimiento y selección del lugar, recolección de muestras y extracción de muestras inalteradas a cielo abierto; el trabajo de laboratorio consistió en realizar los respectivos ensayos para determinar las características físicas, ensayo de compactación Proctor (AASHTO T-180), Valor Relativo de Soporte (CBR) y la Prueba Triaxial Repetitiva.

Con los valores obtenidos de las pruebas triaxiales y CBR se realizó el análisis comparativo del Módulo de Resiliencia y se presentan las respectivas ecuaciones promedios del Módulo de Resiliencia para cada tipo de suelo, generándose una gráfica experimental que resultó de relacionar el valor de Módulo de Resiliencia y el CBR, para determinar de manera gráfica el valor del Módulo de Resiliencia partiendo del valor del CBR y viceversa, constituyendo esta la propuesta preliminar para inferir valores de Módulo de Resiliencia cuando el valor de CBR es mayor del 10%, gráfica 4.2.

Las conclusiones y recomendaciones están basadas en la determinación del Módulo de Resiliencia a través de la experiencia alcanzada en esta investigación, en las pruebas realizadas al suelo, especialmente de la prueba del CBR y la prueba triaxial repetitiva.

CAPITULO I
GENERALIDADES

CAPITULO I

GENERALIDADES

INTRODUCCION

En este capítulo se reseña la evolución que han sufrido los diferentes métodos para determinar el Módulo de Resiliencia, desde su aparición. Diferentes investigadores en el afán de obtener parámetros más confiables de la condición del suelo bajo cargas de tráfico, desarrollaron en primera instancia, ecuaciones basadas en métodos empíricos que luego fueron sustituidos por valores más confiables obtenidos de ensayos con aparatos más sofisticados que proporcionan datos más precisos.

En el país el estudio del Módulo de Resiliencia se ha realizado por métodos indirectos, utilizando ensayos de laboratorio, que relacionan sus resultados a través de ecuaciones, que son de carácter general, se ha logrado obtener valores aproximados del Módulo de Resiliencia del suelo. Este estudio está orientado a conocer los valores de Módulo de Resiliencia para los suelos de las zonas más importantes del país y obtener valores propios que garanticen un dato real de esa característica mecánica, utilizando la prueba triaxial procediendo con cargas y descargas repetitivamente con la máquina triaxial.

Esta prueba representa las condiciones de confinamiento a que estará sometido el suelo y la aplicación repetida de carga y descarga simulará los esfuerzos que soportará el suelo por acción del tráfico.

1.1. ANTEPROYECTO

1.1.1. ANTECEDENTES

Resiliencia, es la propiedad que tiene un suelo para absorber energía cuando se deforma elásticamente por la aplicación de cargas y devolverla cuando se descarga.

Los métodos utilizados para determinar el Módulo de Resiliencia del Suelo, han evolucionado en su metodología de obtención, desde la introducción de este parámetro como variable de cálculo en el Método de Kansas¹ para el diseño de pavimentos flexibles, presentado por Herbert E. Worley en 1943, utilizando muestras de suelo para su obtención en el laboratorio por medio de la prueba triaxial, tomando en cuenta los esfuerzos a los que internamente estará sometida la estructura del suelo de la subrasante.

El Módulo de Resiliencia, es la relación de las solicitaciones de cargas aplicadas al suelo y las deformaciones recuperables al suspender la carga, su valor se determina al pasar la línea secante en el gráfico esfuerzo-deformación en un estado supuestamente elástico del suelo.

En la década de los años 50's, se dedujeron expresiones matemáticas simplificadas a partir de resultados empíricos realizando diferentes ensayos de laboratorio a un mismo tipo de suelo; entre ellos, el C.B.R. (California Bearing Ratio) que mide la capacidad portante del suelo. En 1962, Heukelom y Klomp, relacionaron el módulo de resiliencia y el C.B.R., de una forma indirecta y determinaron valores para una constante, B, utilizada en la expresión siguiente:

$$Mr = B * CBR \text{ (psi)} \quad (\text{Ec. 1.1})$$

Donde los valores de la constante B varían entre 750 a 3000 psi.

En 1982, el Instituto del Asfalto, propuso la siguiente correlación entre el Módulo de Resiliencia y el valor de estabilidad del suelo R²:

$$Mr = A + B * R \text{ (psi)} \quad (\text{Ec. 1.2})$$

¹ Valles Rodas, (1976), Carreteras Calles y Aeropistas, 6a Edición, Editorial el Ateneo, Argentina, Pág. 286; Cap. VI
² AASHTO, (1993), Diseño de Estructuras de Pavimento, , Publicaciones AASHTO, USA, pág I-14.

Siendo:

R: es el módulo de estabilidad del suelo expresado en psi.

Si $R < 20$, A vale 1000 psi, B vale 555, pero A puede variar entre 772 psi y 1155 psi y B entre 369 y 555. (B, es una constante adimensional).

Por medio de esta expresión, es posible determinar el Módulo de Resiliencia del suelo utilizando el método HVEEM, para el diseño de pavimentos.

Las ecuaciones 1 y 2 tienen mayor aplicación en los suelos de granos finos de características arenosas, limosas y arcillosas.

En 1982, la AASHTO publicó un ensayo para determinar el Módulo de Resiliencia utilizando la Prueba Triaxial, bajo condiciones de carga y descarga repetidamente, simulando las condiciones de esfuerzo a las que estarán sometidos los suelos de la subrasante por el efecto que le transmite la estructura del pavimento y el tráfico que esta soporta durante su servicio, siendo este ensayo el que mejor representa las condiciones de esfuerzo para determinar el Módulo de Resiliencia.

En 1992³, del departamento de Geotecnia de la Universidad del Cauca, Colombia, realizó la determinación de los Módulos de Resiliencia en suelos finos de subrasantes, estudio que tuvo por objeto conocer el Módulo de Resiliencia mediante la utilización del ensayo triaxial dinámico, siguiendo la norma de la AASHTO T274-82 y establecer interrelaciones con pruebas de uso generalizado como el C.B.R. y la compresión simple.

1.1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La evaluación de la capacidad portante del suelo de la subrasante, para el diseño de los pavimentos en el país, se ha realizado por medio de métodos tradicionales como: el C.B.R., el Método de McLeod, los cuales utilizan para su aplicación, parámetros de resistencia del suelo que es necesario conocer como son: El Módulo de Resiliencia, el

³ Chavarro Barreto Eugenio y otros, (1992), Caracterización Dinámica de Materiales y su Aplicación al Diseño Racional de Pavimentos, 1a Edición, Universidad del Cauca, Popayán, Colombia pág. 29

C.B.R., el valor de estabilidad del suelo, R, El Módulo de Reacción de la Subrasante, K, entre otros, estos parámetros proporcionan valores índices de la capacidad portante del suelo, según la experiencia de las Instituciones que han desarrollado métodos de diseño de pavimentos, sustentando estos valores por la experiencia adquirida por muchos ensayos realizados.

El mejoramiento de los métodos de diseño de pavimentos que actualmente se utilizan en el país como el Método de la AASHTO y el Método del Instituto del Asfalto (MIA), requieren de variables que reproduzcan en forma representativa las condiciones mecánicas portantes, a las que estará sometida la subrasante, como el Módulo de Resiliencia, para utilizarlo en su proceso de cálculo.

El valor del Módulo de Resiliencia se determina en nuestro medio a través de métodos indirectos, tales como el C.B.R. y la Prueba de Placa de Carga, utilizando ecuaciones que relacionan el Módulo de Resiliencia con estos valores índices; se plantea entonces, la necesidad de utilizar una metodología de laboratorio que proporcione valores obtenidos, en forma directa, del Módulo de Resiliencia de los suelos del país, que servirán de subrasante en las vías, obteniendo así otra alternativa para el diseño de los espesores de los pavimentos.

En consecuencia, el problema será determinar valores propios del Módulo de Resiliencia de los suelos del país para usarlo en el diseño más apropiado de los pavimentos.

1.1.3. OBJETIVOS

1.1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar el Módulo de Resiliencia del Suelo de la subrasante de las vías, en suelos arenolimosos y arcillosos en muestras inalteradas y alteradas, realizando el ensayo triaxial para su obtención, sometiendo las probetas de suelo a ciclos repetidos de carga y descarga con la máquina triaxial.

1.1.3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

1. Determinar valores del Módulo de Resiliencia de los suelos areno-limosos y arcillosos más comunes en el país, sometiendo muestras de suelos de subrasante a ciclos de carga y descarga utilizando la máquina para el ensayo triaxial en:
 - a) Muestras inalteradas.
 - b) Muestras alteradas.
- 1) Desarrollar una gráfica que relacione los valores de Módulos de Resiliencia del suelo. Partiendo del C.B.R., y correlacionarlo con el Módulo de Resiliencia, se procederá como sigue:
 - a) Correlación del Módulo de Resiliencia y el C.B.R.

1.1.4. ALCANCES

Se tratarán suelos areno-limosos y arcillosos que se utiliza como subrasante en las áreas geográficas de San Salvador, San Miguel y Santa Ana.

El Módulo de Resiliencia se obtendrá a través de gráficos de las curvas de esfuerzo-deformación, que se determinan por medio de la prueba triaxial, sometiendo el espécimen de prueba a ciclos de carga y descarga en forma repetida.

1.1.5. LIMITACIONES

A falta de equipo de carga repetitiva, adaptable a la máquina triaxial, fijado por la norma AASHTO T274-82, consistente en un equipo electrónico senoidal o una máquina de prueba electro-hidráulica con precisión de pulso de la carga, la prueba se realizará, utilizando carga y descarga manual, con la máquina triaxial, simulando los ciclos repetidos de aplicación. La máquina triaxial utilizada para realizar el ensayo, será la existente en el laboratorio de la Escuela, de Ingeniería Civil de la Universidad de El Salvador, marca Leonard Fornelli, con un rango de aplicación de velocidad de carga de 0.034mm/min a

4.0mm/min. El equipo para medir la deformación según la norma AASHTO T274-82, deben ser dos transformadores diferenciales lineales variables conocidos por sus siglas en inglés como LVDT, estos se sustituirán por deformímetros convencionales, marca ELE con una precisión de 0.001 pulgadas. existentes en el laboratorio de Suelos de la Escuela de Ingeniería Civil.

1.1.6. DELIMITACIONES

Las muestras de suelo a probar, tanto alteradas como inalteradas, se obtendrán de los proyectos de carreteras siguientes:

- 1- Autopista San Salvador - Aeropuerto Internacional El Salvador.
- 2- Carretera Chalchuapa - Atiquizaya.
- 3- Carretera Panamericana, Cojutepeque - San Vicente.

Las muestras de suelo seleccionadas serán arenas-limosas y arcillosas que pasen el tamiz No. 4, tomadas de los proyectos antes mencionados y que sean representativos, de los suelos de subrasante.

1.1.7. JUSTIFICACION DEL TEMA

El avance tecnológico trae consigo nuevas alternativas de diseño para la construcción de los pavimentos en las vías, también el mejoramiento de los métodos actualmente utilizados, como el método de la AASHTO, del Instituto del Asfalto (MIA), de HVEEM y de Kansas; exige a los proyectistas, el desarrollo de técnicas confiables para medir la resistencia del suelo.

El ensayo para obtener el Módulo de Resiliencia es un método dinámico, este simula de manera más representativa las condiciones a las que estará sometida la subrasante del

pavimento. En el nuevo método de la AASHTO (1986 y 1993), el Módulo de Resiliencia reemplaza al C.B.R. como variable para caracterizar la subrasante.

La forma empírica de obtención de los valores del Módulo de Resiliencia de manera indirecta, como puede ser a partir de correlaciones con el C.B.R. obtenidas en otros países o por análisis matemáticos, para su aplicación en el diseño de pavimento del país, genera incertidumbre del valor obtenido, lo que propicia tomar valores con factores de seguridad altos, resultando un diseño deficiente, ya sea económico o estructuralmente inadecuados.

Por lo anterior, se hace necesario realizar este estudio; con el propósito de crear un banco de datos sobre los valores de Módulos de Resiliencia de los suelos del país, en forma experimental; para revisar y estudiar las expresiones que correlacionan el Módulo de Resiliencia con los Métodos tradicionales de medir la capacidad portante del suelo, o sea ajustar las expresiones matemáticas, actualmente utilizadas para la determinación del Módulo de Resiliencia, tales como el C.B.R. y la Prueba de Placa de Carga, utilizando valores de los suelos de nuestro país.

1.1 1.1.8. METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION

Con el propósito de obtener información teórica para el desarrollo del trabajo de Graduación se consultará material bibliográfico relacionado con el tema de Resiliencia en suelos, entrevistas con personas especializadas en el tema y otros medios como correo electrónico, esto se realizará a través de visitas a Universidades y entidades públicas y privadas.

El Módulo de Resiliencia se determinará a partir de gráficas obtenidas de la prueba triaxial en suelos de muestras alteradas e inalteradas, las cuales se someterán a ciclos de carga y descarga.

Para analizar las muestras se realizará trabajo de campo y de laboratorio. El trabajo de campo consistirá en lo siguiente: a) Realizar visitas a los proyectos, de donde se

tomarán las muestras de suelo con el propósito de conocer su estado y características particulares, b) Extraer muestras inalteradas, que consistirán en un cubo de suelo, tomado en los hombros de la carretera y a una profundidad de 20 cm. , c) Extraer muestras alteradas en el mismo sitio de la extracción del cubo.- El trabajo de laboratorio estará basado en realizar pruebas que se necesiten para determinar su humedad, densidad, límites de consistencia, granulometría , con el objeto de clasificar las muestras de suelo recolectadas. A partir de pruebas de C.B.R. de las muestras de suelo obtenidas, los datos de prueba de placa de cargas realizadas en los proyectos de estudio y la prueba triaxial realizada, a estos suelos, se desarrollará una gráfica que relacione estos tres parámetros.

1.2. LA RED VIAL EN EL SALVADOR

El desarrollo de un país se ve reflejado de manera implícita en el estado de su red vial, puesto que las vías terrestres son sistemas de comunicación y transporte, estos dos factores son importantes para el desarrollo adecuado de las sociedades actuales que son complejas e industrializadas.

La utilidad del transporte se refleja en los factores de población y uso de suelo y sirve como medio de integración y coordinación de la sociedad, dada su utilidad para la satisfacción de las necesidades, ya sean estas económicas, culturales, sociales, educativas, recreativas etc.

En El Salvador técnica y legalmente se hace la distinción entre camino y carretera; la carretera es la adaptación de una faja sobre la superficie terrestre que llene las condiciones de sección transversal, alineamiento vertical y horizontal, que permita el tránsito adecuado en todo tiempo para realizar la mayor parte de actividades principales del desarrollo del país; los caminos, son vías rurales que comunican villas, pueblos, valles, cantones o caseríos. En El Salvador a los caminos se les llama caminos vecinales o municipales, según la jurisdicción administrativa correspondiente.

La red de carreteras del país según datos proporcionados por la Dirección General de Caminos (DGC) consta de 10,149.47 Km y según la clasificación técnica incluye los siguientes tipos: Carreteras especiales, primarias, secundarias, terciarias, terciarias modificada, rural A, rural B. Los caminos municipales, también son parte de la red de carreteras que consta de 2,693 Km, los que están bajo la jurisdicción de las alcaldías. Esto hacen 12,842.47 km de vías cubriendo la totalidad del país, intercomunicando poblados y ciudades; impulsando la actividad comercial con el intercambio de bienes y servicios.

1.2.1. CLASIFICACION Y CARACTERISTICAS DE LOS DIFERENTES TIPOS DE CARRETERAS EN EL SALVADOR

En el país, las vías terrestres se clasifican por su transitabilidad; existe una clasificación técnica oficial, que es la que utiliza la (DGC), y se encuentra en la Ley de Carreteras y Caminos Vecinales, del decreto legislativo número 463 del 4 de septiembre de 1969; según el artículo 1 de esta ley, las vías terrestres se clasifican en carreteras, caminos vecinales o municipales y calles.

Las carreteras están definidas como: las vías cuyo rodamiento las hace de tránsito permanente y el artículo 3 describe las subdivisiones de las carreteras como sigue:

Art. 3. - Atendiendo a su importancia y características geométricas las carreteras se subdividen en:

Especiales, que son todas aquellas que reúnen condiciones geométricas superiores a las primarias.

Primarias: las capacitadas para intensidades de tránsito superiores a dos mil vehículos promedio por día, con doce metros de plataforma, siete metros treinta centímetros de rodaje y un mínimo de siete metros noventa centímetros de rodaje en los puentes.

Secundarias: las capacitadas para intensidades de tránsito comprendidas entre quinientos y dos mil vehículos promedio por día, con nueve metros cincuenta centímetros de

plataforma, seis metros cincuenta centímetros de rodaje y un mínimo de siete metros cuarenta centímetros de rodaje en los puentes.

Terciarias, aquellas cuyas intensidades de tránsito están comprendidas entre cien y quinientos vehículos promedio por día, con seis metros de plataforma, revestimiento de materiales locales selectos y un mínimo de seis metros cincuenta centímetros de rodaje en los puentes.

Rurales, las capacitadas para una intensidad de tránsito de cien vehículos promedio por día, con cinco metros de plataforma y un mínimo de tres metros de rodaje en los puentes; o que, sin llenar tales características, dicha carretera haya sido construida por el Gobierno Central. La Dirección General de Caminos (DGC), Clasifica las carreteras en Carreteras especiales, primarias, secundarias, terciarias modificadas, terciarias, caminos rural A, camino rural B. Ver anexo 1 para sus características más importantes.

Los otros tipos de vías terrestres que no están regidos por la DGC son los caminos vecinales y las calles

Los caminos vecinales son las vías rurales y sus fines son más de carácter social, es decir que se construyen, mayormente como medio de comunicación y desarrollo de una determinada zona con vocación agrícola, estas vías se definen en el artículo 4 de la Ley de Carreteras y Caminos Vecinales⁴. Las calles, genéricamente se refiere a las vías urbanas las cuales están contenidas en un régimen especial a cargo de las municipalidades o de la Dirección de Urbanismo y Arquitectura del Ministerio de Obras Públicas.

La clasificación por transitabilidad de las vías, corresponde a las etapas de construcción, y se divide en: Terracería, Revestida y Pavimentada.

a) Terracería. Cuando se ha construido la sección del proyecto, hasta el nivel de subrasante, es transitable en verano.

⁴ Ver: Ley de Carreteras y Caminos Vecinales, Decreto No 463 de la Asamblea Legislativa de la República de El Salvador Art. 4

- b) Revestida. Cuando sobre la subrasante se ha colocado ya una o varias capas de material granular, o cualquier tipo de suelo estabilizado, y es transitable en todo tiempo.
- c) Pavimentada. Cuando sobre la subrasante se ha construido totalmente el pavimento.

La construcción de una carretera puede demorar años, o bien ser ejecutada en un periodo relativamente corto de tiempo, en el primer caso las tres etapas descritas muestran la evolución del camino, los responsables de tomar estas decisiones evalúan el desarrollo de la zona para justificar la construcción de la vía o se ejecuta de acuerdo a decisiones políticas. Por otro lado, un camino vecinal puede ir ascendiendo de categoría, cuando el desarrollo de la zona geográfica y la intensidad del tránsito la justifique, evidenciando con esto la clasificación por transitabilidad.

Las características más importantes de las vías del país son las siguientes: Geometría de la vía, tipo de superficie y volúmenes de tránsito.

- a) Geometría de la Vía. Según la importancia de la vía y su clasificación oficial, se tienen: carreteras especiales, primarias, secundarias, terciarias modificadas, terciarias, rural A, Rural B y caminos municipales. Cada uno de estos tipos de carreteras tiene su propia geometría de acuerdo con la norma de diseño específica, ver anexo 1A.
- b) Tipo de superficie. En esta característica se pueden tener los siguientes casos: no revestidas, revestidas y pavimentadas.
 - Las vías no revestidas, la carretera está en su fase de terracería o es un camino únicamente terraceado hasta el nivel de subrasante.
 - Las vías revestidas, tienen una o dos capas de material selecto granular o algún tipo de suelo estabilizado, como puede ser arcilla estabilizada con arena, cal, químicos reductores de agua.
 - Las vías pavimentadas, son la que tienen el pavimento terminado, que puede ser de asfalto, emulsiones asfálticas, adoquines, concreto hidráulico, etc.

c) Volumen de Tránsito: Para analizar el tránsito son necesarias las variables como; el tránsito promedio diario anual (TPDA), tránsito horario máximo anual (THMA), la composición vehicular, sentido del tránsito, para este análisis la DGC se auxilia de las normas de la AAHSTO. Así por ejemplo si se considera una carretera especial, su TPDA es superior a 3,000 vehículos, esto equivalé a un THMA de 360 vehículos o más.

En el cuadro 1.1 se presenta un resumen de la clasificación y característica de las vías terrestres en El Salvador.

1.2.1.1 LA RED VIAL PAVIMENTADA

La red vial pavimentada del país está constituida por los tipos de carreteras siguientes: especiales, primarias secundarias, y terciaria modificadas. La longitud de las vías pavimentadas es de 2,011.04 Kms. siendo el departamento de la Libertad el que posee una mayor longitud con 223.3 Km y el que posee menos es cuscatlán con 64 Km, en la tabla 1.1. se presentan un resumen de las vías pavimentadas y no pavimentadas del país por departamento

1.2.1.2 LA RED VIAL PAVIMENTADA CON PAVIMENTO FLEXIBLE PROGRAMADA PARA MANTENIMIENTO.

La DGC, a través del departamento de mantenimiento es la institución encargada de proporcionar mantenimiento y rehabilitación a la red vial del país. Esta proporciona mantenimiento a las carreteras especiales, primarias, secundarias, terciarias modificadas, que son las vías pavimentadas y terciaria, rural A y rural B.

Los pavimentos flexibles son aquellos que tienen sobre la base, una capa de rodamiento formada por una mezcla de asfalto agregado grueso como la grava, también pueden ser derivados asfáltico como el alquitrán o emulsiones asfálticas.

TABLA 1.1 VIAS URBANAS DE EL SALVADOR (Km)

DEPARTAMENTO	TIPO DE PAVIMENTO					VIAS NO. PAVIMENTADAS
	ASFALTO	ADOQUIN	HIDRAULICO	EMPEDRADO	MIXTO	
AHUACHAPAN	18.99	6.97		2.00		3.56
CABAÑAS	5.21	4.34		4.34		3.48
CHALATENANGO	3.23	4.05		4.05	2.43	2.44
CUSCATLAN	17.10	11.41		11.41	1.14	15.97
LA PAZ	13.09	7.48		9.35	0.75	6.74
LA UNION	8.30	3.56		2.86		24.99
LA LIBERTAD	50.98	2.10				0.50
MORAZAN	9.56	3.56		2.86		25.00
SAN SALVADOR	358.12	59.69	29.84	59.69		89.53
SAN MIGUEL	47.94	33.10	7.13	3.63		116.97
SANTA ANA	61.28	10.27		4.05	0.27	7.54
SAN VICENTE	12.88	7.36		9.21	1.90	9.21
SONSONATE	44.98	20.24		10.08		12.19
USULUTAN	8.82	8.16	0.36	10.09	0.37	66.97
TOTALES	660.48	182.29	37.33	133.62	6.86	385.09

Fuente: MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, Dirección General de Urbanismo y Arquitectura

El mantenimiento y rehabilitación de los pavimentos busca aminorar los estragos causados al pavimento por causas tales como: la edad de los pavimentos, que en el país muchos ya cumplieron su vida útil; el incremento de los volúmenes de tránsito; incumplimiento de las regulaciones de peso y dimensiones de los vehículos de carga, etc. En los pavimentos flexibles, el deterioro es un problema que debe prevenirse desde el momento que la vía está en su fase de planeación, por lo que el mantenimiento ocupa un lugar importante al momento de decidir sobre el tipo de pavimento a construir.

Los tipos de fallas más comunes en los pavimentos flexibles son: agrietamiento, deformación y desintegración.

- a) Agrietamiento: son fisuras que presenta la capa de asfalto que pueden ser en cualquier dirección a lo transversal o diagonal, donde se evidencia la debilidad del pavimento.
- b) Deformaciones: estas pueden consistir en estiramientos en forma displayada con curvaturas y hondonadas de la superficie del pavimento.
- c) Desintegración: es la rotura de la capa de asfalto en fragmentos o disgregación de las partículas del agregado de la mezcla asfáltica.

Al descuidar estos problemas se generan hoyos o "baches" que causa el deterioro del pavimento, con repercusiones en la capacidad de tránsito y deterioro en los vehículos.

1.2.1.3. VIAS DE TIERRA O NO REVESTIDAS

Según la clasificación técnica de la DGC las carreteras de tierra o no revestidas son las carreteras rural B y los caminos municipales, representan el 54.8% de la red vial total y se ubican mayormente en las zonas rurales del país, por la característica de estas vías de carecer de una capa de revestimiento, pues sólo constan de la terracería de subrasante, los efectos perjudiciales del medio ambiente como la lluvia, el viento y la abrasión por el tráfico, resultan en su pronto deterioro, considerándose que por tal motivo sólo son transitables en verano, o sea la época seca.

La vida útil de estas vías es muy corta, pues bastan dos o tres inviernos, para que presenten severos daños en la superficie, por lo que no son transitables. parcial o totalmente en invierno, su costo de construcción y mantenimiento se justifica desde el punto de vista económico, es decir, el volumen de tráfico para estos caminos no hace necesario invertir en un camino con mejores niveles de servicio.

Las vías de tierra o sin revestimiento son los caminos municipales o vecinales y las carreteras rural B.

1. Caminos vecinales. Estas vías suelen ser caminos de acceso, la superficie de rodamiento, es el terreno natural de la terracería, sin mayor tratamiento para la subrasante.
2. Carretera Rural B. La superficie de estas vías es mayormente el terreno natural, pero donde la capacidad portante del suelo no es la adecuada, al suelo se le da tratamiento de compactación.

Entre estos dos tipos de vías, carretera rural B y caminos vecinales, no existe mayor diferencia, de tipo geométrico solamente que los primeros son construidos con fondos municipales y los segundos los construye el Gobierno Central.

1.2.1.4. VIAS REVESTIDAS SIN PAVIMENTOS

Se entiende que una vía es revestida cuando la subrasante posee una o dos capas de material selecto debidamente compactado, como la base y las subbases, a algunas de ellas se les coloca un sello impermeabilizante, como puede ser un riego asfáltico, o una capa delgada de concreto hidráulico. Entre las carreteras de este tipo se tienen las carreteras de arena-arcilla, suelo-cemento, arcilla-cal, suelo-residuos asfálticos, arcillas estabilizadas con aditivos químicos. El propósito de aplicar estos materiales es el prologar la vida útil de la vía y permitir que su uso permanente.

Carreteras de arena-arcilla

La capacidad de las arcillas de retener agua es mucho mayor que los limos y las arenas, pero las arenas tienen una buena resistencia cuando están húmedas. La combinación adecuada de arena arcilla, pretende obtener un material con las propiedades intermedias de estos materiales; la arena aporta su resistencia al desgaste y las arcillas aporta cohesión, para evitar la disgregación del material. Carreteras de este tipo son muy escasas en nuestro medio.

Carreteras de Suelo-cemento

Estabilizar el suelo con cemento portland es una práctica común en el país, aunque no ha sido muy usado para construir carreteras, últimamente se impulsa el uso para por su relativa resistencia al tráfico propio de las zonas rurales.

El suelo-cemento no debe usarse en suelos altamente plásticos ni orgánicos, siendo los suelos granulares los más recomendados; como son las arenas limosas, arenas arcillosas, gravas, arenas y limos.

Carreteras de arcilla-cal

Con el uso de la cal se pretende disminuir el Índice Plástico (Ip), de la arcilla, para que el suelo no presente asentamiento excesivos y sus cambios de volumen sean mínimos. De este tipo de carreteras únicamente se han desarrollado tramos experimentales muy escasos.

Carreteras de Suelo-asfalto

Cuando las partículas del suelo a estabilizar son de más de 6 mm (1/4") de diámetro, el mejoramiento de las propiedades mecánicas portantes son productos asfálticos, da buenos resultados, por las características cohesivas, fricción interna e impermeabilidad que le aporta el asfalto a los suelos estabilizados con estos productos, entre los que se usan

para estabilización están: productos bituminosos, productos asfálticos, producto de la destilación destructiva de materiales.

Para obtener un suelo para carretera estabilizado con producto asfáltico, se usan asfaltos rebajados, emulsiones asfálticos o cementos asfálticos. Para obtener un material impermeabilizado y resistente, dependiendo de la cantidad de asfalto que se le añada al suelo.

Carreteras de suelo estabilizado con químicos

Al usar cemento Portland, asfaltos, o cal, de hecho implica un tratamiento químico al suelo, sin embargo en este caso se refiere al uso de químicos especiales elaborados para tal fin, estos productos podrían utilizarse como sustitutos de los primeros. En la actualidad se utilizan productos químicos para estabilizar arcillas o sustitutos del cemento portland, en el mercado local existe variedad de estos productos. Los estabilizantes químicos pueden ser orgánicos e inorgánicos, dentro de los estabilizadores inorgánicos tenemos estabilizantes ácidos, neutral y alcalino. La DGC, utiliza mucho estos productos en la construcción de caminos de tipo rural. Especialmente los de tipo ácido y alcalino, para estabilización de arcillas. Algunos de los productos químicos conocidos son: Acido Fosfórico y fosfatos, cloruro de sodio, sulfatos de calcio y cloruro de calcio, hidróxido de sodio, sales de aluminio, resinas y polímeros.

1.2.1.5. VIAS REVESTIDAS CON PAVIMENTO DE CONCRETO ASFALTICO

Las carpetas de concreto asfáltico son mezclas de materiales pétreos y cemento asfáltico, dosificadas, por pesos en las plantas estacionarias. El cemento asfáltico es sólido cuando está a temperatura ambiente, se calienta en la planta a 140°C, y además los materiales pétreos son secados y calentados entre 133° C y 177°C, usualmente hasta 160°C, para ser mezclados.

Las carpetas fabricadas utilizando concretos asfálticos son de alta calidad, gracias a la precisión de dosificación, pero debido a las características del cemento asfáltico, estas carpetas son elásticas, con ruptura de tipo elástico y de poca resistencia; por esta razón las carpetas de concreto asfáltico, se recomiendan construirse sobre bases rígidas, tratadas con cal hidratada, cemento portland o sobre bases asfálticas. Un buen porcentaje de las principales vías del país se construyen con este tipo de carpeta asfáltica.

1.2.1.6. VIAS REVESTIDAS CON PAVIMENTO DE EMULSIONES ASFALTICAS.

Las emulsiones asfálticas surgen de la necesidad de poder trabajar un material asfáltico a temperatura ambiente, puesto que el asfalto no es manejable a estas temperaturas. La emulsión asfáltica es una mezcla de color café oscuro de consistencia fluida, de un asfalto rebajado, un agente emulsor, que mantiene separadas las partículas del asfalto y un estabilizador, y estos se encuentran suspendidos en agua, de la cual el contenido total de la mezcla es del 40% al 50% del volumen total.

Las emulsiones pueden ser aniónicas y catiónicas según el agente emulsificante usado; de acuerdo con el porcentaje de cemento asfáltico se tienen emulsiones de fraguado lento, medio y rápido. La ventaja de usar emulsiones asfálticas, está en el hecho de que puede trabajar a temperatura ambiente, y no se necesita equipo especializado para realizar la mezcla de los materiales pétreos con la emulsión asfáltica. En el país se carpetea con estos materiales.

1.2.1.7. VIAS REVESTIDAS CON ADOQUINES

Los adoquines son bloques de concreto, de forma prismáticas, de espesor uniforme recto de manera que al colocarlos sobre una superficie, estos encajen entre sí, y que solo quede una junta entre ellos. El tendido de ellos, se hace, sobre una base de material estabilizado, la unión de las juntas entre cada adoquín se hace con un mortero de arena y

cemento portland, es lo que forman los pavimentos de adoquines. Debido a su amplia gama de aplicaciones, como calles, avenidas, parqueos, etc.; es necesario realizar un diseño estructural en cada caso, según el tráfico que soportará y la resistencia del suelo de cimentación.

Las ventajas de este tipo de pavimento son: durabilidad, mejor apariencia estética, fácil proceso de construcción, y bajo costo de construcción. Sus principales desventajas son: generan más ruido y no son aconsejables para velocidades mayores de 80 Km/h.

En el país se impulsa mucho este tipo de pavimento, sobre todo en caminos rurales y vecinales por iniciativa de las alcaldías en la tabla 1.2 se presenta un resumen de las vías bajo la jurisdicción de las alcaldías.

1.2.1.8. VIAS REVESTIDAS CON CONCRETO HIDRAULICO

El concreto hidráulico es un material que se elabora mezclando agua, cemento portland, grava y arena, en proporciones adecuadas para obtener la resistencia y densidad deseadas.

La superficie de rodadura de una vía revestida de concreto estructural, es la parte superior de las losas construidas de concreto hidráulico que se colocan sobre la sub-base, de la terracería. En El Salvador se han construido carreteras interdepartamentales con buenos resultados, por ejemplo la carretera que comunica la Libertad con Santa Ana, desde el Km 15 al Km 35, la cuál a pesar de haber cumplido su vida útil, aún funciona en buenas condiciones.

1.2.2. ESTADO DE LA RED VIAL EN EL SALVADOR

La red vial en El Salvador está constituida por carreteras especiales, primarias, secundarias terciarias modificadas, terciarias, caminos rurales tipo A y B, con una longitud total de 10,149.47 Kms.

TABLA 1.2. RESUMEN RED VIAL DE EL SALVADOR EN KILOMETROS AÑO 1997

DEPARTAMENTO	SIMBOLO	TIPO DE CARRETERA										TOTALS	VEGICAL VE		
		PAVIMENTADAS					SUBTOTAL VAS PAVIMENTADAS		VAS NO PAVIMENTADAS					SUBTOTAL VAS NO PAVIMENTADAS	
		ESPECIALES	PRIMARIAS	SECUNDARIAS	TERCIARIAS	M. TM	TERCIARIAS	TE	RURAL "A"	RURAL "B"	RA			RB	RA
AHUACHAPAN	AH		40.80	40.80	9.05		90.35	197.20	206.50	319.90	683.60	753.95	270.20		
SANTA ANA	SA	55.30	59.30	114.40		229.00	50.24	189.65	385.70	625.59	864.59	367.50			
SONSONATE	SO	5.00	71.10	86.90	0.70	163.70	86.20	153.27	192.40	431.87	595.57	319.90			
LA LIBERTAD	LA	69.00	106.80	47.50		223.30	176.51	157.70	148.20	482.41	705.71	253.50			
CHALATENANGO	CH		34.00	62.78	0.65	97.43	169.36	193.10	384.80	747.26	844.69	261.20			
SAN SALVADOR	SS	60.60	9.48	148.66		218.74	61.90	80.30	286.93	429.13	647.87	72.70			
CUSCATLAN	CU	4.00		50.20	9.80	64.00	90.95	82.70	371.98	545.63	609.63	140.30			
CABAÑAS	CA			41.85		41.85	123.80	61.20	321.10	506.10	547.95	236.40			
SAN VICENTE	SV	33.00	29.75	52.00		114.75	151.30	82.30	261.60	495.20	609.95	121.40			
LA PAZ	LP	43.00	39.00	114.20	1.20	197.40	96.40	145.30	417.90	659.60	857.00	91.90			
USulután	US		45.10	103.00	11.20	159.30	164.50	233.92	385.40	783.82	943.12	177.30			
SAN MIGUEL	SM		61.50	127.42	15.20	204.12	117.80	343.78	276.90	738.48	942.90	44.60			
MORAZAN	MO		14.60	57.50	0.70	72.80	129.00	25.90	254.40	409.30	482.10	68.30			
LA UNION	LU		92.00	42.30		134.30	159.70	120.98	339.75	620.44	754.74	267.60			
TOTALES		269.900	603.13	1089.51	48.5	2011.04	1714.86	2076.61	4.346.96	8138.43	10149.47	2692.80			

Fuente: Departamento Técnico Ministerio de Obras Públicas

La red vial pavimentada la forman las carreteras especiales, primarias, secundarias y terciaria modificadas, con una longitud total de 2,011.04 Kms. Que representan un 19.81% del total de la red vial; las carreteras terciarias, rural A y rural B, constituyen la red vial no pavimentada o red de caminos de tierra con una longitud de 8,138.43 Kms. y representan el 80.19% del total de la red vial de El Salvador.

El Salvador posee 269.90 Kms. de carreteras especiales que representan el 2.66% de la red vial total. Estas carreteras se encuentran ubicadas en siete departamentos del país que son: Santa Ana, Sonsonate, La Libertad, San Salvador, Cuscatlán, San Vicente, y La Paz. La Libertad es el departamento con mayor longitud de carreteras especiales con una longitud de 69 Kms. y Cuscatlán tiene la menor longitud de carreteras que es de 4.0 Kms.

La longitud total de carreteras primarias es de 603.13 Kms. que representa el 5.94% de la red vial total y se encuentra ubicada en doce departamentos, y los departamentos que no poseen carreteras primarias son Cuscatlán y Cabañas.

El departamento con mayor longitud de carreteras primarias es La Libertad con 106.8 Kms. y San Salvador posee la menor cantidad con 9.48 Kms.

Las carreteras secundarias tienen una longitud total de 1089.51 Kms. que representan el 10.73 % de la red vial total y se encuentran ubicadas en todos los departamentos del país. San Salvador es el departamento con mayor longitud 148.66 Kms. y Ahuachapán el que posee la menor longitud 40.80 Kms.

Las carreteras Terciarias Modificadas tienen una longitud de 48.50 Kms. que representa el 0.48 % de la red vial total. Usulután posee la mayor longitud de carretera terciaria modificada con 11.20 Kms. y Chalatenango la menor con 0.65 Kms.; en los departamentos de Santa Ana, La Libertad, San Salvador, Cabañas y San Vicente no existen carreteras Terciarias Modificadas.

La longitud total de las Carreteras Terciarias es de 1,714.86 Kms. y representa el 16.90 % de la red vial total, siendo el departamento de La Libertad con mayor longitud, la

cual es de 176.51 Kms. y Santa Ana posee la menor longitud, con 60.24 Kms. Las carreteras terciarias se encuentran ubicadas en todos los departamentos del país.

El Salvador posee 2,076.61 Kms. de longitud total de Caminos Rurales tipo A que representan el 20.46 % de la red vial total, están distribuidos en todos los departamentos del país; siendo San Miguel el que posee la mayor longitud con 343.73 Kms. y Morazán tiene la menor longitud que es de 25.90 Kms.

El total de Caminos Rural tipo B es de 4,346.96 Kms. que representa el 42.83 % de la red vial total. La Paz posee la mayor longitud con 417.90 Kms. y La Libertad la menor con 148.20 Kms.

El Ministerio de Obras Públicas no considera los caminos vecinales parte de la red vial y no posee un control periódico sobre estos, los últimos datos que se tienen son de los años 1991 y 1992⁵, y se presentan en una columna separada en el Tabla 1.2, el cuadro 1.2 presenta el resumen de la red vial de El Salvador para el año de 1997.

1.3. LA SUBRASANTE DE LAS VIAS

1.3.1. DEFINICION DE LA SUBRASANTE

La subrasante de las carreteras o caminos, es la superficie del terreno de fundación sobre la que se construye el pavimento de la vía. Este terreno de cimentación forma parte de la estructura del pavimento, de cualquier tipo que este sea. En tal estructura, el suelo natural debidamente recortado y compactado, poseerá características físicas y mecánicas aceptables, o un suelo de calidad convenida de acuerdo con las normas de la AASHTO que sustituya al suelo natural al poseer este, deficiencias que no cumplan con los requisitos constructivos especificados en el proyecto. La subrasante coincidirá con el perfil de las terracerías del camino definidas por el alineamiento vertical del proyecto, está definida

⁵ Mancía Deras, Mario Edgardo y otros, 1991, Procedimiento para la Estabilización y Mantenimiento de Caminos de Tierra empleando Cal, Suelo-Cemento y Residuos Asfálticos, Trabajo de Graduación, Ing. Civil, FIA, UES

principalmente por la topografía y los costos; La capa subrasante, va a garantizar la buena funcionalidad del pavimento.

Los requisitos a cumplir en una subrasante son: resistencia, incompresibilidad y protección contra la expansión y a la retracción⁶, esto es:

1. Poseer la resistencia necesaria manteniendo el valor más alto de soporte, con el objeto de reducir el espesor de las capas de pavimento.
2. Incompresibilidad, manteniendo deformaciones mínimas permisibles, reduciendo las ondulaciones en la superficie del pavimento, volviendo más suave el rodamiento vehicular.
3. Protección a la expansión y retracción de la subrasante, garantizando una deformación mínima bajo el pavimento que no rompa la estructura, por los cambios de humedad en el suelo y las estaciones climáticas.

1.3.1.1. LA SUBRASANTE DE LAS VIAS NO REVESTIDAS.

En las vías, sin revestimiento, la subrasante corresponde a la superficie rasante, y puede ser el terreno natural debidamente conformado con sus pendientes tanto longitudinal como transversal, con un tratamiento de compactación mínimo, que soportará las cargas de tráfico y estará directamente expuesto a la acción de las ruedas de los vehículos y a la abrasión, así como a los efectos climatológicos, ya que este tipo de vías no posee una estructura de pavimento completo ni disponen de una base de material selecto compactado con un recubrimiento asfáltico o de otro tipo que les garanticen una protección de los efectos antes mencionados; la subrasante es necesario que tenga las características físicas y mecánicas que garanticen su estabilidad y resistencia a los esfuerzos portantes por efecto del tráfico y el clima.

⁶ Heves, L.I. y Oglesby, C.N. 1982. Ingeniería de Carreteras, Calles y Viaductos y Pasos a Desnivel, 6ª Impresión, Edit. CECSA, México. Página 478.

1.3.1.2. LA SUBRASANTE DE LAS VIAS PAVIMENTADAS

Constituye la subestructura del pavimento, o el terreno de fundación del pavimento sea este flexible o rígido.

Funciones de la Subrasante. Las funciones principales de la subrasante son las siguientes:

1. Recibir y resistir las cargas del tránsito, que le son transmitidas a través del pavimento.
2. Transmitir y distribuir adecuadamente las cargas del tránsito al cuerpo del terraplén, en el caso que sea necesario elevar el nivel del terreno, de acuerdo el diseño geométrico del perfil.
3. Evitar que las imperfecciones de la terracería en la conformación de la cama de corte se reflejen en la superficie de rodamiento.
4. Permitir uniformizar los espesores de pavimentos, y principalmente cuando se tiene mucha variación de los materiales de terracería a lo largo del camino.
5. Economizar los espesores de los pavimentos, manteniendo un valor de soporte alto, para reducir los espesores de la estructura del pavimento.

1.3.2. ESTRUCTURA DE LOS SUELOS DE SUBRASANTE

Dependiendo de los tipos de suelo encontrados en la franja donde se proyecta construir la carretera se tendrán diferentes estructuras, originadas por la sedimentación, meteorización y formación de juntas en las rocas sedimentarias. Las estructuras que presentan los suelos son principalmente de dos tipos: estructura primaria y estructura secundaria.

- a. Estructura Primaria: es la forma en que están dispuestos los granos en una masa de suelo. Se produce durante el proceso de sedimentación o meteorización de la roca.
 - La Estructura Primaria puede ser simple, floculada, o dispersa.

- Estructura Simple: los granos están en contacto unos con otros, de manera que el conjunto es estable aunque no exista fuerza de adherencia entre los puntos de contacto de los granos y el acomodo puede ser compacto o suelto, donde sus propiedades mecánicas resultan afectadas por la compacidad.
 - Estructura Floculada: Se presenta en las arcillas, puesto que la esquina de una laminilla de una arcilla tiende a ser atraída por la cara plana de otra, resultando un acomodo suelto pero bastante estable, que se mantiene mientras las cargas eléctricas en los bordes de contacto conserven un signo negativo.
 - Estructura Dispersa: En este caso los bordes, las esquinas y las caras de las láminas de arcilla poseen igual signo, por lo que se repelen entre sí, pudiendo quedar en posiciones paralelas unas con respecto de las otras. Para esta estructura la presión de los distintos estratos puede obligar a las plaquitas adyacentes a alcanzar un estado más denso que la estructura floculada.
- a) Estructura Secundaria: Esta resulta de fenómenos como la formación de sistemas de juntas en las rocas sedimentarias. Los tipos principales de estructuras secundarias son: grietas, juntas, superficie de resbalamiento y concreciones.
- Grietas y juntas: son hendiduras de longitud y profundidad variable que se forman como resultado de la desecación, algunas veces después de la desecación del material.
 - Superficies de resbalamientos: son superficies pulidas en las arcillas duras que han experimentado un movimiento diferencial o expansión.
 - Concreciones: son acumulaciones de carbonatos o compuestos de hierro.

1.3.3. SUBRASANTE DE PROYECTO

La subrasante de proyecto es el resultado de un estudio preliminar de los suelos, en la que están involucrados sus diferentes perfiles estratigráficos, encontrados en el eje de la vía,

a construir, en la que se determinan las zonas donde será necesario: la simple compactación del suelo natural; la mejora de sus características físico-mecánicas, por un proceso de estabilización; o también remover la capa superficial en un espesor adecuado, y sustituir el material por otro de mejor calidad.

Al momento de la ejecución del proyecto y a medida que avancen los respectivos trabajos de terracería, se comprobarán los tipos de suelo de los perfiles obteniendo subrasante de corte o de terraplén; en los primeros pueden ser aplicables las cuatro alternativas antes descritas; y para el caso de construir terraplén o rellenos se utilizará material del lugar o de algún banco de préstamo siempre que cumpla con las especificaciones del proyecto.

1.3.4. SUBRASANTE DE DISEÑO

Es la subrasante proyectada del camino⁷; en el proyecto geométrico de la subrasante, se tomarán en cuenta los aspectos siguientes:

- 1) Las especificaciones de la pendiente longitudinal del proyecto.
- 2) Niveles que permitan el desarrollo de las obras de drenaje.
- 3) El espesor suficiente, para que el agua capilar no afecte la estructura correspondiente a las especificaciones del proyecto.
- 4) Los acarreo más económicos posibles.
- 5) Que tenga calidad en su conformación: granulometría, compactación, C.B.R, etc.
- 6) El tipo de pavimento a imponer.
- 7) Los diferentes tipos y niveles de carga a imponer.

El diseño estructural de la subrasante estará definido por todas las especificaciones técnicas necesarias para garantizar las condiciones físicas y mecánicas de la subrasante tales como:

⁷. Oliviera Bustamante, Fernando. 1986. Estructuración de la Vías Terrestres. Cía. Editorial Continental. México.

- a) Requisitos de compactación:
- b) Tipos de suelo a utilizar y especificaciones de plasticidad y contenido de materia orgánica.

1.4. CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS DE SUBRASANTE EN VIAS. DESCRIPCION

Por medio de las características físicas de los suelos se logra identificarlos y se tiene una clasificación preliminar de donde se pueden intuir sus propiedades, lo que sirve para tomar decisiones, en cuanto a la técnica para lograr su estabilización, así como las pruebas necesarias para determinar cuantitativamente las propiedades que exige el proyecto, como la capacidad portante, la estabilización, resistencia al corte, ángulo de fricción, etc. En esta primera aproximación, se pueden distinguir suelos gruesos y suelos finos, esta es la primera distinción importante de los suelos, además se tienen otras características físicas como la forma, el tamaño, la mineralogía, plasticidad, cohesión, compacidad, etc. En las vías no revestidas, el suelo queda expuesto a la intemperie, por lo que estas vías son vulnerables a los efectos de los fenómenos meteorológicos, y las características que posee son las mismas del suelo natural, puesto que a estas no se les aplica ningún tratamiento de estabilización, sino solo en tramos donde la capacidad portante es muy baja.

1.4.1. SUELOS GRUESOS

El término suelos gruesos se aplica a los suelos que están compuestos en su mayoría de partículas de arenas, gravas, cantos rodados; para estos suelos las características más importantes son el tamaño y la forma de las partículas.

- a) Tamaño: En los suelos gruesos, los tamaños predominantes van desde los 0.075 mm en adelante, lo que incluye arenas, gravas, cantos rodados. Una buena distribución de

tamaños de los granos en un suelo es necesario, puesto que garantiza las propiedades de ingeniería deseable en este tipo de suelos y además permite obtener una buena compactación, lo que aumenta la capacidad portante, disminuye la infiltración, resiste mejor la abrasión y disminuye la relación de poros y vacíos. Debido a que los suelos de El Salvador son el 85 % de origen volcánico es posible observar directamente las partículas que componen el suelo donde han sido construidas.

- b) Forma: La forma es importante en los suelos gruesos. La geometría de las partículas de suelos gruesos, influye grandemente sus propiedades tales como la compacidad, infiltración y porosidad. Las formas que presentan las partículas de los suelos gruesos son: redondeadas, subredondeadas, angulares, y subangulares.

1.4.2. SUELOS FINOS

Se consideran suelos finos: las arcillas y los limos. Las arcillas por sus propiedades plásticas revisten mayor importancia y constituyen una problemática de estudio. Los suelos finos son más abundantes en nuestro medio, es por ello que su estudio es esencial para determinar sus propiedades y características, como son color, tamaño, plasticidad, cohesión, etc.

- a) Mineralogía: Los minerales son sustancias inorgánicas y naturales, cuya característica estructural está determinada por ciertos arreglos específicos de sus átomos y iones, por lo que su composición química, y propiedades físicas son tipificables. La arcilla es el producto final de la descomposición de las rocas ígneas, metamórficas, como los feldspatos y micas, las cuales contienen muchos minerales, entre los que sobresalen los aluminosilicatos de potasio, magnesio y hierro. Las arcillas de Pasaquina⁸ contienen SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , CaO , MgO , Na_2O , K_2O , Mn_2O_3 , TiO_2 . Estos minerales son de tamaño

⁸ Guerrero, Luis A, y otros. 1992, Estudio Experimental de las Arcillas Negras de Pasaquina para su Utilización como Material de Compactación, Trabajo de Graduación, FIA, UES

muy pequeño y de forma plana, por lo que tienen un área superficial considerable, con carga eléctrica negativa⁹, lo que explica las propiedades ingenieriles de las arcillas.

- b) **Plasticidad:** Cuando un suelo se puede moldear sin romperse, se dice que es plástico, si no se rompe al rolarlo a 3 mm de espesor, se considera muy plástico; la plasticidad depende del grado de humedad y su composición química-mineralógica es útil para clasificar los suelos finos. Mediante los límites de Atterberg, o Límites de consistencia se conoce el grado de plasticidad de los suelos, los cuales son: Límite Líquido, Límite Plástico, y Límite de Contracción.
- c) **Cohesión:** Es la propiedad que mantiene unidas y adheridas las partículas del suelo entre sí y depende del grado de humedad y composición química-mineralógica.
- d) **Consistencia:** Es el indicador del comportamiento cohesivo o plástico del suelo, esta característica se determina en el suelo después de quitar las partículas mayores de 2 mm, y luego manualmente se comprime una muestra de suelo con la humedad natural tratando de moldearla para luego describir la consistencia así:
- **Muy blando:** Cuando se escurre entre los dedos.
 - **Blando:** Cuando es fácil de moldear y se adhiere a la mano.
 - **Firme:** Cuando se moldea con facilidad a una presión moderada.
 - **Muy Firme:** Cuando requiere una presión considerable para moldearlo.
 - **Duro:** Cuando no se puede moldear con la presión de la mano.
 - **Desmenuzable:** Cuando se desmorona con la presión de la mano.

⁹ ver Whitlow, Roy, 1994 "Fundamentos de Mecánica de Suelos", 2a Ed, CECSA, México.

Para las vías no revestidas, el efecto del intemperismo es muy severo, al grado que estas vías son transitables sólo durante la época seca, por lo que se hace necesario mejorar o buscar alternativas para aprovechar las características adecuadas de los suelos para ingeniería.

1.4.3. VIAS PAVIMENTADAS

Para estas vías las características son esencialmente las mismas, sin embargo los efectos del intemperismo se reducen debido a la protección que le proporcionan, a la subrasante, las otras capas sobre ellas, es por eso que en este caso, se consideran más importantes las características tendientes a mejorar la capacidad portante del suelo, así como eliminar la humedad, que se escurre por infiltración.

1.5. PARAMETROS DE CAMPO Y DE LABORATORIO EN LOS SUELOS PARA SUBRASANTE

1.5.1. PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS SUELOS

Para diseñar la superficie de rodaje de un camino es necesario hacer un estudio minucioso en el área del proyecto, de los suelos presentes; este estudio preliminar será tan detallado, como sea de importante la vía a construir. Para llevar a cabo este estudio se hacen visitas al campo, en el área del proyecto, para conocer de la topografía y hacer un examen visual del terreno y llevar a cabo diferentes ensayos, como los siguientes: La Prueba de Penetración Estándar, y recolección de muestras para examinarlas y tomarles otras pruebas en el laboratorio de suelos. Esto se hace con el propósito de identificar el tipo de suelo, sus propiedades físicas y mecánicas, poder predecir su comportamiento, cuando el camino esté en servicio, bajo la influencia del tráfico. De esta primera etapa de identificación de suelos resultan las recomendaciones y los parámetros cuantitativos que serán usados por

el o los encargados de diseñar el pavimento, especialmente en la parte estructural, puesto que la parte geométrica, esta sujeta a la topografía del terreno.

En Ingeniería de Carreteras, se considera práctico y económico, realizar limitados ensayos sencillos para identificar un tipo de suelo y poder predecir su comportamiento bajo la influencia del tráfico. Entre los ensayos utilizados con el propósito descrito están: la variación volumétrica, permeabilidad, granulometría, plasticidad, límites de Atterberg y la compacidad.

1.5.1.1. PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS

Para definir el estado físico del suelo se hace uso de sus propiedades físicas básicas, como son: relación de vacíos, porosidad, volumen específico, grado de saturación, relación aire-vacíos, peso específico del suelo, densidad, peso unitario, compacidad y compactación. Estas características son importantes y para su cuantificación es necesario modelar el suelo en sus tres fases constituyentes como son: fase sólida; representada por los materiales incompresibles, como los granos minerales y partículas que se supone permanecen constantes. Fase líquida; representada por el agua que contiene la muestra atrapada en los vacíos existentes entre las partículas y fase gaseosa, representada por el aire que llena los vacíos dejados por el agua. Para cuantificar estas fases y presentar sus relaciones entre sí, con propósitos de ingeniería se usa el modelo de "volumen sólido unitario", en el se toma la fase sólida como la unidad (1m^3). Todas las demás cantidades se expresan con referencia a esta medida. En esta forma, un suelo dado se expresa como un volumen fijo de material sólido con el cuál están asociadas las diversas cantidades de agua y aire. Ver Figura.1.1

A continuación se presenta una tabla con las relaciones que se utilizan para cuantificar las propiedades del suelo mencionadas conocidas como relaciones volumétricas y gravimétricas del suelo (Tabla 1.3).

Tabla 1.3. Relaciones Volumétricas y Gravimétricas de un Suelo

NOMBRE DE LA RELACION	FORMULA PARA SU OBTENCION
POROSIDAD	$\eta = \frac{V_v}{V_t} \times 100 \quad \text{ó} \quad \eta = \frac{e}{(1+e)}$
RELACION DE VACIOS	$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{ó} \quad e = \frac{\eta}{(1-\eta)}$
VOLUMEN ESPECIFICO	$V = 1 + e$
GRADO DE SATURACION	$G_w \% = S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100.$
CONTENIDO DE HUMEDAD	$w \% = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad \text{ó} \quad w \% = \frac{s_r e}{G_s}$
PESO ESPECIFICO RELATIVO DE LOS SOLIDOS	$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$
PESO VOLUMETRICO	$\gamma = \frac{W_t}{V_t}$
PESO VOLUMETRICO SECO	$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t}$
PESO VOLUMETRICO SATURADO	$\gamma_{sat} = \frac{(W_s + W_w)}{V_t}$
COMPACIDAD RELATIVA	$I_d = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$

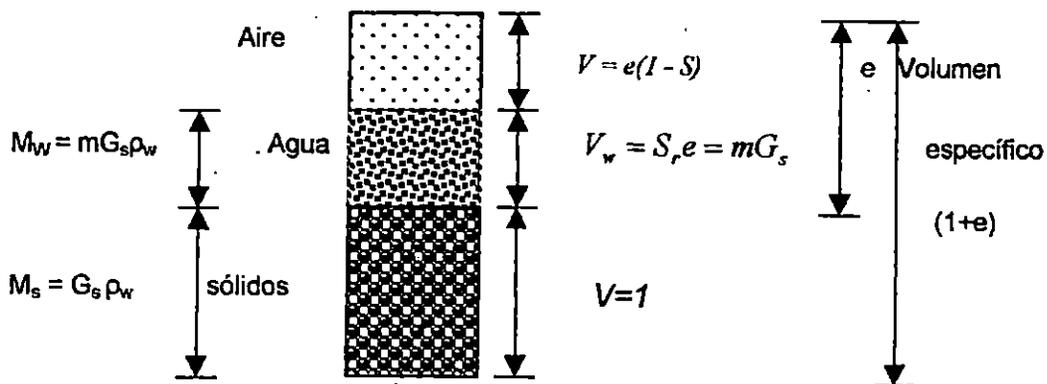


FIG.1.1. Modelo de Suelo de Volumen Unitario Sólido

V_s : Volumen de sólidos de la Muestra

V_a : Volumen de aire de la Muestra

V_t : Volumen total de la Muestra

V_w : Volumen de agua de la Muestra

V_v : Volumen de vacíos

W_w : peso del agua presente en la Muestra

e : Relación vacíos real

e_{min} : relación de vacíos en el estado más compacto posible

e_{max} : Relación de vacíos en el estado más suelto del suelo

γ_w : Peso volumétrico del agua

W_t : peso total de la muestra

S_g : Peso específico relativo de los sólidos.

1.5.1.2. SUELOS GRANULARES

Se consideran suelos granulares, aquellos cuyas partículas son de diámetros mayores de 0.0075mm, estos suelos comprenden los siguientes tipos: las arenas, las gravas, los guijarros, y los cantos rodados; la característica más evidente es que son suelos no

cohesivos y friccionantes, en estado de confinamiento presentan una gran capacidad para soportar cargas gravitacionales.

1.5.1.2.1. MINERALOGIA.

En los suelos conformados por partículas gruesas, la mineralogía no es del todo importante para describir sus características de ingeniería.

En los granos gruesos de los suelos, las fuerzas de gravitación predominan fuertemente sobre otra fuerza; por ello, todas las partículas gruesas tienen un comportamiento similar. El comportamiento mecánico e hidráulico de tales suelos está definido por características circunstanciales tales como la compacidad del depósito y la orientación de las partículas individuales¹⁰

En los suelos formados por partículas gruesas, los minerales predominantes son: silicatos, principalmente feldespatos (de potasio, sodio o calcio), micas, olivinos, serpentina; óxidos, cuyos principales exponentes son el cuarzo (SiO_2), la limonita, la magnetita y el corindón; Carbonatos, entre los que destacan la calcita y la dolomita, y sulfatos, cuyos principales representantes son la anhidrita y el yeso.¹¹

1.5.1.2.2. FORMA DE LAS PARTICULAS

Atendiendo a la forma de las partículas de los suelos gruesos, se clasifican como: Redondeadas, subredondeadas, subangulosas, y angulosas; estas resultan de efectos externos como el transporte, la erosión, y la meteorización; también en muy raras ocasiones se considera el ataque químico.

1. Forma Redondeada: Su forma es prácticamente esférica (colitos), resulta del proceso de transporte, ya sea por corrientes de agua en general o por el viento, algunas de estas

¹⁰ Juárez Badillo – Rico Rodríguez, "Mecánica de Suelos", 1986, 3ª Edición, Editorial Limusa, México, pág 41.

¹¹ Juárez Badillo – Rico Rodríguez, "Mecánica de Suelos", 1986, 3ª Edición Tomo I, Editorial Limusa, México, pág 37.

partículas tienen la superficie muy pulimentada, se considera que estos materiales al sufrir un proceso mecánico intenso de transporte, se han limado todas sus angulosidades y asperezas, ejemplo: las arenas de río.

2. Forma Subredondeada: Su forma es muy parecida a la esférica, sin embargo aún se advierten protuberancias, aunque suavizadas; también provienen de un proceso intenso de erosión.
3. Forma Subangulosa: su forma se asemeja a la forma esférica, pero aún presenta sus aristas y vértices redondeados, estos por efecto del rodado y la abrasión mecánica.
4. La forma Angulosa: esta forma presenta aristas y vértices aguzados, provenientes de la trituración de la roca, ya sea por efecto de desintegración mecánica natural o por acción del hombre, ejemplos: la piedra triturada y las arenas de playa.

1.5.1.2.3. TAMAÑO DE LAS PARTICULAS DE SUELOS GRUESOS

Se consideran suelos gruesos aquellos formados por partículas de arenas, gravas, guijarros y cantos rodados; ya sea que se encuentren formando mezclas o solos. Sus medidas van desde los 0.0075 mm en adelante.

El tamaño de las partículas constituye, en teoría, el parámetro más importante para medir sus propiedades de ingeniería, en estos suelos la distribución de partículas presentes en una muestra, constituye la graduación o granulometría; una buena graduación es deseable para obtener una compactación aceptable al aplicarle al suelo la técnica adecuada. Para obtener la granulometría de un suelo grueso, es necesario tamizarlo, para obtener y cuantificar en porcentajes por pesos, la distribución de los diferentes tamaños de partículas presentes en el suelo.

1.5.1.2.4. GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS GRUESOS

Una muestra de suelo puede estar conformada por partículas de variados tamaños, lo que ha permitido identificar los suelos en grupos principales o tipos, como son: arcillas, limos, arenas, gravas, guijarros y cantos rodados. (Ver clasificación de suelos anexo 1B) A continuación se presenta una breve descripción de ellos.

- a) Arcillas: Son suelos finos inorgánicos y plásticos, que presentan una alta resistencia cuando están secos y presentan muchas dificultades, desde el punto de vista de ingeniería, sobre todo en capacidad de carga, cuando están húmedos o saturados por su variación volumétrica y su contracción; sus dimensiones son menores de 0.002mm.
- b) Limo: Suelos finos e inorgánicos de baja o nula plasticidad que están comprendidos entre 0.02mm y 0.002mm.
- c) Arena: Son suelos friccionantes de partículas rocosas de tamaños entre 4.75mm y 0.0075mm de diámetro.
- d) Gravas: Son suelos gruesos de partículas redondeadas o semirredondeadas de roca, que están comprendidas entre 76mm y 4.75mm.
- e) Guijarros: Son suelos compuestos de fragmentos rocosos, generalmente redondeados o semirredondeados, por acción del transporte a causa del intemperismo o fenómenos meteorológicos, cuyas dimensiones están comprendidas entre 7.6cm y 30.5cm.
- f) Piedras Cantos rodados: Fragmentos rocosos generalmente redondeados por desgaste o por acción de los fenómenos meteorológicos cuyas dimensiones son de 30.5cm o más.

Los tipos de suelos así descritos, permite identificar los suelos por el tamaño de las partículas que los conforman. La granulometría sirve mayormente para conocer la graduación de las partículas de los suelos, es decir, la distribución de los tamaños de las partículas que conforman el suelo; de aquí, que la granulometría sea importante para conocer a detalle el tipo de suelos y la medida de las partículas que lo forman; también, el

análisis granulométrico consiste en encontrar la distribución de los tamaños de los granos presentes en una muestra de suelo. De los métodos para encontrar la granulometría de los suelos, se hace la separación en: diámetros gruesos y finos. El método más usado para obtener la granulometría de los suelos granulares es el método de tamizado por mallas. Con los datos obtenidos se elaboran gráficas a las que se denominan curvas granulométricas; la curva granulométrica se dibuja en una escala semi-logarítmica donde las ordenadas (Y), son los porcentajes de los pesos que pasan los distintos diámetros de las mallas o tamices, que se están usando, estos en escala natural, y como abscisas (X), los tamaños de las partículas en escala logarítmica. De la curva granulométrica se toman tres diámetros característicos que son: D_{10} , D_{30} , y D_{60} . Siendo; D , es el diámetro aparente de la partícula y el subíndice denota el porcentaje de material más fino de dicho diámetro. Estos parámetros se utilizan para encontrar el Coeficiente de Uniformidad y el Coeficiente de Contracción, dados por las ecuaciones 1.3 y 1.4 respectivamente, siendo:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{Ec. 1.3})$$

Donde:

C_u : Coeficiente de uniformidad; indica la variación del tamaño de las partículas del suelo

D_{60} : Tamaño máximo del 60% más pequeño de la muestra.

D_{10} : Tamaño máximo del 10% más pequeño de la muestra.

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (\text{Ec.1. 4})$$

Donde:

C_c : Coeficiente de contracción; indica la existencia o no de vacíos de graduación.

D_{30} : Indica el tamaño máximo del 30% más pequeño de la muestra.

1.5.1.3. SUELOS FINOS

Son suelos finos, los que se componen de partículas cuyos diámetros son menores de 0.02mm, y se les denominan arcillas y limos; la característica que distingue a estos suelos es su plasticidad.

1.5.1.3.1. GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS DE PARTICULAS FINAS

Para obtener la granulometría de los suelos finos se hace uso de la Ley de Stokes; la cual señala que: La velocidad de sedimentación de una partícula esférica en una suspensión, de agua generalmente, debida a la fuerza de gravedad está dada por

$$v = d^2 \frac{\gamma_g - \gamma_w}{18\eta} \quad (\text{Ec. 1.5})$$

Donde:

d : diámetro de la partícula. (cm o Pul)

γ_g : Peso unitario del grano o partícula. (gr o lb)

γ_w : Peso unitario del fluido de suspensión (casi siempre agua). (Kg./cm² o lb/pul²)

η : Viscosidad del fluido de suspensión. (gr.s./cm² o lb.s./pul²)¹²

El método más usado para obtener la granulometría de los granos finos del suelo es el Método del Hidrómetro, que consiste en lo siguiente:

- 1) Se trata el suelo con un agente dispersante.
- 2) El suelo tratado se lava a través de la malla No 200.
- 3) En una suspensión suelo - agua, la mezcla de suelo se diluye a 500ml.

¹² Ver Roy Whitlow, 1994, "Fundamentos de Mecánica de Suelos", Editorial CECSA, México, pág 29

- 4) Se agita adecuadamente y se deja sedimentar.
- 5) Se mide la densidad de la suspensión a una profundidad de 100mm, en una serie dada de unidades de tiempo.
- 6) Con las lecturas de densidades tomadas se traza la curva granulométrica.

La granulometría de los suelos finos obtenida por este proceso es aproximada, puesto que presenta las siguientes limitaciones:

- a) Las partículas de suelo no son esféricas.
- b) No toma en cuenta la interacción entre partículas de una masa de suelo dentro de un fluido, puesto que la teoría considera el movimiento de una sola partícula.

1.5.1.3.2. FORMA DE LAS PARTICULAS

En los suelos finos, la forma de las partículas es considerada una característica de mucha influencia en sus propiedades de ingeniería, especialmente en las propiedades de absorción y compresibilidad. La forma más común de las partículas en los suelos finos es la forma laminar, (propias de las micas) lo que significa que dos de sus lados son mucho mayores que el tercero, dando un aspecto aplanado muy delgado, las partículas de arcilla illita y caolinita, son ejemplos de esta forma. Pero además se encuentran formas aciculares, en estas una dimensión es mayor que las otras dos; así, se pueden encontrar formas cilíndricas y prismáticas, un ejemplo de las últimas, es la haloisita.

1.5.1.3.3. PLASTICIDAD

Es la propiedad de un suelo por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin ocurrir rebote elástico, sin que se tenga variación volumétrica apreciable, y sin que la muestra se desmorone ni se agriete. Esto, manteniendo el suelo en un rango de humedad entre 35 % al 90%; o sea, que la plasticidad es la facilidad que tiene el suelo de remodelarse sin que su volumen cambie, manteniendo una mínima resistencia al corte. En la

plasticidad de un suelo pueden intervenir factores como la humedad, el peso volumétrico y la sensibilidad al agua por parte de las partículas. La plasticidad es una propiedad que se presenta en los suelos finos, por esto es muy útil conocerla, para predecir el comportamiento de ellos en presencia de la humedad. Para cuantificar esta propiedad, se realiza al suelo las pruebas de plasticidad, entre las que se encuentran, los Límites de Atterberg o Límites de consistencia y el Índice de Contracción Lineal.

1.5.1.3.4. VARIACION VOLUMETRICA

Los cambios de humedad influyen en el comportamiento de los suelos expandiéndolos o contrayéndolos, esto es perjudicial para la estabilidad del pavimento; debido a la reducción de los esfuerzos generados al incrementarse la humedad o el agrietamiento por pérdida de humedad, pueden deteriorar el pavimento, ocasionando baches, hundimientos o una combinación de ellos y dañar las obras aledañas como postes, muros, tubos de drenaje etc. Es importante, detectar los suelos expansivos para aplicar el método más adecuado para su tratamiento, en la construcción de caminos.

1.5.1.3.5. PERMEABILIDAD

Es la propiedad que tiene un suelo de permitir que lo atraviese el agua a través de sus vacíos. Esto permite clasificar los suelos en: suelos permeables y suelos impermeables, y su grado de permeabilidad está dado por el coeficiente de permeabilidad. Se necesita conocer esta propiedad del suelo, pues la presión de poro y lo relacionado con el flujo de agua a través del suelo, influyen en su capacidad portante.

Los factores más importantes que intervienen en la permeabilidad son:

- a) Densidad del suelo: es la masa de suelo por unidad de volumen.
- b) La granulometría: es la distribución de los diferentes tamaños presentes en una muestra de suelo.

- c) La forma de las partículas; para los suelos granulares la forma característica de las partículas es la equidimensional, de donde se obtienen subdivisiones, tales como la forma redondeada, la subredondeada, la subangulosa y la angulosa. Para los suelos finos, las partículas son de forma laminar o acicular.
- d) Orientación de las partículas: Es la disposición de las partículas de una masa de suelos respecto a una orientación, esta es más marcada cuando más se aleja de su forma esférica.
- e) Grado de saturación, es la relación entre su volumen de agua y el volumen de sus vacíos.
- f) Aire presente en el suelo, corresponde a la fase gaseosa del suelo.

1.5.1.3.6. LIMITES DE ATTERBERG

Al tratar con suelos finos, tiene lugar la consistencia, o el grado de cohesión de las partículas de un suelo y su resistencia a aquellas fuerzas exteriores que tienden a deformarlo, o a destruir su estructura. Los límites de Atterberg o límites de Consistencia son importantes porque sirven de base para la clasificación de los suelos finos. Para medir la plasticidad de los suelos finos y cohesivos, o sea arcillas, se han desarrollado varios criterios, de los cuales el debido a Atterberg es el más conocido. Así, un suelo con características plásticas puede estar en cualquiera de los siguientes estados, de acuerdo con el contenido de agua¹³ en un orden decreciente:

- 1) Estado Líquido: El suelo está desintegrado y contenido en una suspensión de agua con las propiedades y apariencia de una suspensión, de apariencia pastosa y fluida y los granulos se notan al tacto
- 2) Estado Semilíquido: con las propiedades de un fluido viscoso.

¹³ El contenido de humedad debe entenderse como la cantidad de agua presente en la muestra de suelo o la requerida para el manejo del mismo. En una muestra de suelo en estado de suspensión la cantidad de agua es mucho mayor que la del suelo sin embargo una muestra de suelo en estado líquido, por su apariencia pastosa, estas diferencias tienden a ser no muy grandes.

- 3) Estado Plástico: en el que el suelo se comporta plásticamente.
- 4) Estado Semisólido: el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
- 5) Estado Sólido: en que el volumen del suelo no varía con el secado

De los cinco estados de consistencia sugeridos por Atterberg, comúnmente se aceptan cuatro: estado líquido, estado plástico, estado semisólido, estado sólido. La transición de un estado a otro es gradual, no obstante resulta útil definir fronteras entre los estados, a estas fronteras se les llama Límites de Atterberg, estos son:

- Límite Líquido: contenido de humedad con el cual el suelo deja de ser líquido y pasa a ser plástico.
- Límite Plástico: el contenido de humedad con el cual el suelo deja de ser plástico y se convierte en un sólido semiplástico.
- Límite de Contracción: el contenido de humedad con el cual cesa la contracción de secado bajo un esfuerzo constante.

1.5.2. CLASIFICACION DE LOS SUELOS

El objetivo de clasificar los suelos para la construcción de carreteras es predecir el comportamiento de un suelo dado, basándose en algunos ensayos simples realizados con muestras alteradas tomadas en sitios de la subrasante de proyecto (ver anexo 2B)

1.6. PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS

1.6.1. RESISTENCIA AL CORTE

La resistencia al esfuerzo cortante de un suelo es el límite del valor máximo de la resistencia al corte que se puede inducir dentro de una masa de suelo antes que ceda.¹⁴ La resistencia al corte es la característica principal relacionada con la capacidad de los suelos a soportar

cargas sin llegar a la falla. Un esfuerzo aplicado a una masa de suelo puede descomponerse en dos vectores: Uno perpendicular al plano denominado Esfuerzo Normal, y el otro actuando en la superficie del plano o tangencial, que se llama esfuerzo cortante, Coulomb¹⁵, (1776) fue el primero en sugerir una ecuación simple que relacionara el esfuerzo cortante de un suelo con el esfuerzo de compresión aplicado, representando la resistencia como una línea recta.

Otto Mohr, así demostró, que la falla de un material no es causada por esfuerzos normales que alcancen un valor máximo o punto de fluencia o sólo por esfuerzos cortantes que alcancen un valor máximo, sino por la combinación 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 factores principales son: la compacidad, la forma de los granos y la granulometría. En los suelos finos o cohesivos existen dos enfoques en cuanto a los factores que afectan el esfuerzo cortante, 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 que la resistencia de un suelo cohesivo que se deforma a volumen constante depende principalmente de su historial geológico previo a la carga, de la trayectoria de los esfuerzos y de la velocidad de deformación, siendo este último el factor más importante. De las suposiciones anteriores se llega a que la ley de resistencia al esfuerzo cortante puede expresarse considerando el esfuerzo efectivo de la trayectoria de esfuerzo y de la velocidad de deformación, como sigue:

$$\tau_f = c' + (\sigma + \mu) \cdot \tan \phi' \quad (\text{Ec. 1.6})$$

Donde:

τ_f : Esfuerzo cortante en el plano de falla. (Kg./cm² o lb./pul²)

σ : Esfuerzo normal total sobre el plano considerado. (Kg./cm² o lb./pul²)

¹⁴ Whitlow Roy, "Mecánica de Suelos" Op. Cit. Págs 231

¹⁵ Whitlow Roy, "Mecánica de Suelos" Op. Cit. Págs 236

ϕ' : Angulo de fricción aparente en término de esfuerzo efectivo. (Grados o Radianes)

c' : Cohesión aparente en términos de esfuerzo efectivo

μ : Presión de poros

Además, considerando la trayectoria de esfuerzos y la velocidad de deformación se tiene:

$$\tau_f = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (\text{Ec. 1.7})$$

Siendo:

T_f : Esfuerzo cortante en el plano de falla (Kg./cm² o lb./pul²)

σ : Esfuerzo en el plano normal total sobre el plano considerado (Kg./cm² o lb./pul²)

ϕ : Angulo de fricción aparente en términos de esfuerzos totales (Grados o Radianes).

c : Cohesión aparente en términos de esfuerzos totales

Para esta condición, c y ϕ no son propiedades del material, sino son función 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 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.

Existen diferentes pruebas para determinar la resistencia al corte de los suelos, entre estas se tienen:

- a. Pruebas Triaxiales.
- b. Pruebas de Corte Directo.
- c. Prueba de La Veleta.
- d. Prueba de Penetración Estándar.

Para este trabajo de investigación las pruebas a utilizar son las pruebas Triaxiales que se abordarán en el capítulo del mismo.

Circulo de Mohr

De los resultados obtenidos en las pruebas Triaxiales, sin consolidar y sin drenaje, se puede obtener un valor para el ángulo de fricción interna del suelo, (ϕ) y su cohesión aparente (c), los valores de los resultados de la prueba se grafican en un círculo, en un sistema de pares ordenados que se denominan Círculos y Envolventes de Mohr. Ver figura. 1.2.

En esta representación la muestra de suelo está sometida a esfuerzos de compresión confinada, en el que el esfuerzo principal menor (3), es igual a la presión de la cámara y el esfuerzo principal mayor (1) es igual a la presión de la cámara más el incremento de esfuerzo axial debido a la carga aplicada por el vástago, las combinaciones críticas de los esfuerzos normales y cortantes, forman una línea que se denomina Envolvente de Falla de Mohr (ver figura 1.2)

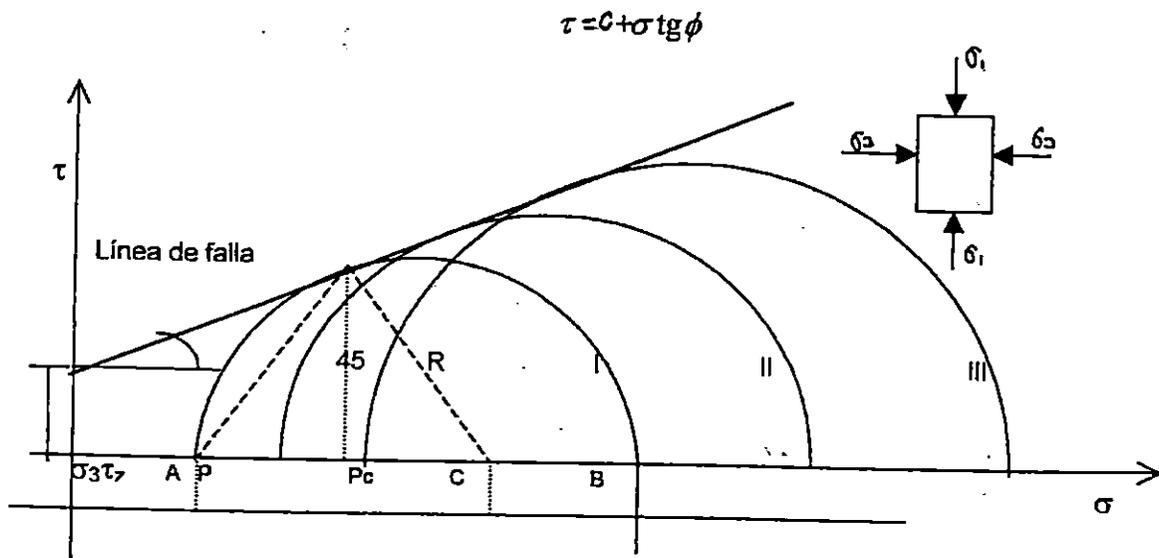


FIGURA. 1.2. Círculos y Envolventes de Mohr

1.6.2. ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE LOS SUELOS

Dentro del estudio de las propiedades mecánicas de los suelos, se encuentran las relaciones Esfuerzo-deformación que se originan en este al momento de someterse a cargas externas, o por efecto de su propio peso. Los esfuerzos en una masa de suelo están influenciados por diferentes factores, tales como: compacidad del suelo, contenido de humedad, plasticidad, permeabilidad, etc., que hacen el análisis más complejo de lo que se utiliza en otros materiales homogéneos como los metales, en donde los esfuerzos dependen directamente de la carga aplicada, pudiendo ser estos esfuerzos, de compresión o de flexión. En los suelos se definen dos tipos de esfuerzos; primero los esfuerzos que son producto de la aplicación de cargas a una porción de suelo que en este caso serán de importancia en el análisis de este estudio y segundo, los esfuerzos internos o "esfuerzos de contacto" ¹⁶ que son esfuerzos en los puntos de contacto entre partículas, estos pueden alcanzar valores hasta de 7000 Kg./cm², siendo estos de tipo microscópicos. La deformación de los suelos es una propiedad asociada con los esfuerzos. Esta representa el cambio de volumen que experimenta el suelo al ser sometido a la aplicación de cargas, ya sea por acomodo de las partículas al moverse de posición o la distorsión y fractura de las mismas, en la masa de suelo. Estos dos mecanismos son raramente independiente uno del otro.

1.6.2.1. CONCEPTO DE ESFUERZO EN UN SISTEMA DE PARTICULAS DE SUELO

Para definir los conceptos de esfuerzo en un suelo, es necesario considerar el diagrama de la figura 1.3 ,en ella se muestra un elemento de suelo hipotético, representando las caras vertical y horizontal del elemento de suelo. Si se considera un elemento cúbico de lado a y unas cargas aplicadas N se tendrán los respectivos esfuerzos,

¹⁶ Lambe, William T, y Witman, Robert V. "Mecánica de Suelos", 1993, México, Editorial Limusa, 9ª Impresión pag, 118.

$$\sigma_v = \frac{N_v}{a^2}; \quad \sigma_h = \frac{N_h}{a^2}; \quad \tau_h = \frac{T_h}{a^2}; \quad \tau_v = \frac{T_v}{a^2}; \quad (\text{Ecs. 1.8})$$

Donde:

N_v y N_h , representan las fuerzas normales aplicadas en direcciones vertical y horizontal respectivamente. (Kg/cm² o lb/pul²).

T_v y T_h , son fuerzas tangenciales en direcciones verticales y horizontales respectivamente. (Kg/cm² o lbs/pul²).

σ_v , σ_h , τ_v y τ_h , representan los esfuerzos correspondiente normales y tangenciales correspondiente a sus caras (Kg/cm² o lb/pul²).

a^2 , área sobre la que se aplica la carga (cm² o pul²)

De esta manera se definen cuatro esfuerzos que, teóricamente, pueden visualizarse y medirse directamente. Ver figura 1.3.

Para la aplicación práctica de este concepto se consideran dos suposiciones:

- a) La presión en la fase intersticial del suelo es nula, presión de poro; es decir, se va a considerar igual a la presión atmosférica.
- b) Las fuerzas N_v , N_h , T_v , T_h , se deben únicamente a las fuerzas transmitidas a través de la estructura interna del mineral.

En un suelo seco, el esfuerzo puede definirse como: "La fuerza existente en la estructura interna del mineral por unidad de área de suelo"¹⁷

Analizando una porción de suelo que atraviesa un plano imaginario, donde pueden existir uno o más puntos de contacto entre partículas; este plano atravesará los granos, minerales y los espacios intersticiales; en cada punto de este plano, la fuerza transmitida puede descomponerse en fuerzas normales y tangenciales; las componentes tangenciales pueden descomponerse a su vez en un par de ejes coordenados; esta variedad de componentes se muestra en la figura 1.3, donde la sumatoria de las componentes normales

al plano de toda las fuerzas divididas por el área es el esfuerzo normal σ que actúa sobre dicho plano. De la misma manera la suma de todos los componentes en la dirección X, dividida por el área de este plano es el esfuerzo tangencial o cortante τ_x , en la dirección X.

Estas son consideraciones de la teoría de la elasticidad que son aplicables a suelos en condiciones elásticas, homogéneas e isotrópicas, es decir, que posean la misma naturaleza y características en todos los puntos y cumple la ley de Hooke.

Los esfuerzos generados en el suelo son de dos tipos:

- 1) Esfuerzos geostáticos.
- 2) Esfuerzos producidos por las cargas aplicadas.

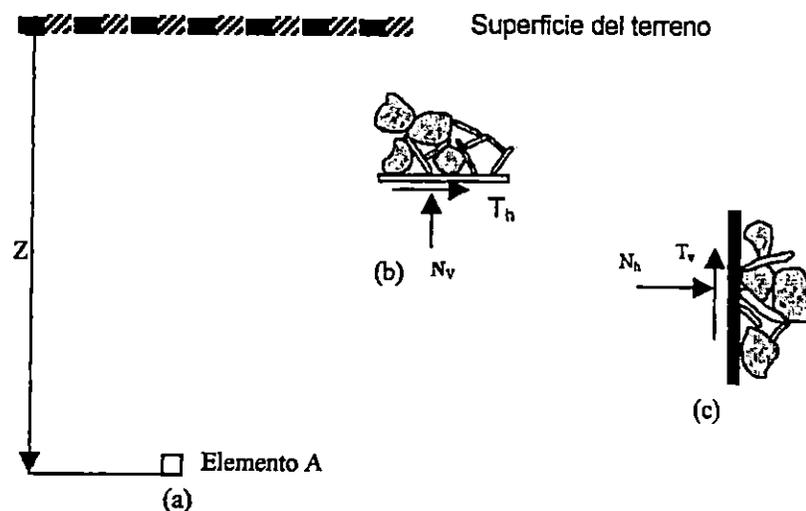


FIGURA 1.3 Diagrama para ilustrar la definición de esfuerzo. a) Perfil del terreno, b) y c) Fuerzas sobre el elemento A

Esfuerzos Geostáticos.¹⁸

Son los esfuerzos generados por el efecto del peso del propio suelo; estos esfuerzos se presentan frecuentemente en suelos sedimentarios, y cuando la naturaleza del suelo varía muy poco en la dirección horizontal.

¹⁷ Lambe, William T y Witman, Robert V. Op Cit pág. 112

¹⁸ Lambe, William T y Witman, Robert V. Op Cit pág. 113

Esfuerzos Geostáticos Verticales.

Son los esfuerzos en la dirección vertical que actúan directamente por la acción del peso específico del suelo y la profundidad, por lo tanto;

$$\sigma_v = Z\gamma \quad (\text{Ec. 1.9})$$

Donde:

σ_v : Esfuerzo geostáticos vertical. (Kg/cm² o lb/pul²).

Z: Profundidad. (Metros o pies)

γ : Peso específico del suelo. (Kg/cm³ o lb/pul³).

En este caso en que toda la estructura del estrato del suelo posee el mismo específico, el esfuerzo varía linealmente con la profundidad tal como se muestra en la figura 1.4a.

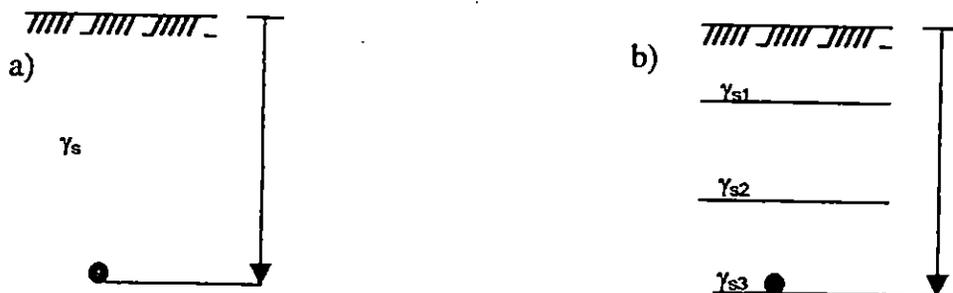


Figura.1.4. Esfuerzos Geostáticos en un suelo; a) homogéneo; b) de varios estratos

A mayor profundidad, el suelo aumenta su valor de compacidad; por lo tanto, el peso específico aumenta; si este aumento es de manera continua con la profundidad, los esfuerzos verticales pueden calcularse a través del peso específico y la profundidad como sigue:

$$\sigma_v = \gamma \Delta Z \quad (\text{Ec. 1.10})$$

Donde:

σ_v : Esfuerzo geostáticos vertical. (Kg/cm² o lb/pul²).

Z: Profundidad. (Metros ó pies)

γ : Peso específico del suelo. (Kg/cm³ o lb/pul³).

Cuando el suelo tenga diferentes estratos, cada uno tendrá su peso específico, el esfuerzo geostático vertical puede calcularse por la sumatoria

$$\sigma_v = \sum_i^n \gamma_i \Delta_i Z_i \quad (\text{Ec. 11})$$

Donde :

σ_v : Esfuerzos geostáticos vertical total. (Kg./Cms² -Lbs./pulg².)

γ_{si} : Peso específico del suelo en cada estrato. (Kg./Cms³ -Lbs./pul³)

Z: Profundidad de cada estrato. (Metros ó pies)

Esfuerzos Geostaticos Horizontales

La relación entre los esfuerzos verticales y horizontales se expresan por medio del coeficiente de esfuerzos laterales o de presiones laterales K

$$K_p = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (\text{Ec. 1.12})$$

Donde:

K_p : Coeficiente de esfuerzo lateral o de presión lateral .

σ_v : Esfuerzo vertical. (Kg/cm² o lb/pul²).

σ_h : Esfuerzo horizontal. (Kg/cm² o lb/pul²).

Esta expresión es de carácter general, son los esfuerzos geostáticos o por cargas aplicadas. El valor de K puede variar entre amplios límites, incluso en el caso que sean solamente esfuerzos geostáticos y esto es producto de la compresión o expansión del suelo en la dirección horizontal producto de las fuerzas de la naturaleza y el hombre.

En el caso que no exista deformación lateral en el terreno el coeficiente se denomina Coeficiente de Presión lateral en reposo, y se designa por el símbolo K_0 y es el producido por la acumulación de sedimentos en una zona extensa del terreno producto de la compresión vertical del suelo; generalmente los esfuerzos geostáticos horizontales deben ser menores que los verticales, y K_0 puede tener valores comprendidos entre 0.4 y 0.5. Los valores de K_0 de depósitos sedimentarios que han tenido una carga importante en el tiempo pasado, lo que ocasionaron un "congelamiento" de los esfuerzos horizontales que no se disiparon al retirar la carga sobre el terreno, son valores mayores que 1.0,

1.6.2.2. ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LAS CARGAS APLICADAS

Para calcular los esfuerzos producidos por la masa de suelos debido a las cargas aplicadas exteriormente, se emplean los resultados de la teoría de la elasticidad, donde se considera que el esfuerzo es proporcional a la deformación, considerando al suelo para su análisis como homogéneo e isótropo, es decir, que debido a sus propiedades, la transmisión de las fuerzas no presenta variación en los diferentes puntos en que actúan.

El análisis de los esfuerzos, se realiza de acuerdo al tipo de apoyo. En la mayoría de las cargas aplicadas al suelo se da la interrelación suelo-estructura, distinguiéndose, no solo el tipo de dispositivos para transmitir las cargas, apoyo, sino la geometría que tenga; por ejemplo a través de una llanta, del como se define la huella de apoyo que tiene una forma elíptica, y en el eje de transmisión de cargas, la resultante se considera puntual para efectos de análisis de la capacidad de carga del suelo, sobre todo para distinguir los esfuerzos y así se tienen:

- a) Esfuerzos producidos por una carga puntual a la superficie, por ejemplo, la carga que produce un poste o un pilote.
- b) Esfuerzos producidos por una carga uniformemente distribuida sobre una placa circular, por ejemplo, la carga que produce el peso de una columna cilíndrica.

- c) Esfuerzos producidos por una carga uniformemente distribuida sobre una placa rectangular, como una solera, o una zapata.
- d) Esfuerzo producido por cargas en fajas de longitud infinita, como el caso de una carretera.

Para el análisis de los esfuerzos en la masa de suelo, producidos por aplicación de carga se hacen las siguientes suposiciones teóricas:

- 1) En una configuración natural, una masa de suelo, tiene una superficie superior horizontal con dimensiones hacia abajo y laterales que son muy grandes, estas se definen en una serie de planos espaciales ortogonales, representados por Z para la profundidad y los planos "X" e "Y" para las otras dos direcciones en los sentidos laterales, figura 1.5, estas se consideran semi-infinitas en comparación con las dimensiones en estudio, por lo que el estudio teórico de análisis de esfuerzos es de un semiespacio elástico semi-infinito. Es decir, una masa de suelo se considera con límites inferiores y laterales suficientemente lejanos para tener efecto sobre el análisis.
- 2) La masa de suelo se supone homogénea elástica e isotrópica.

Estas consideraciones son razonables cuando; (a) los niveles de esfuerzos están

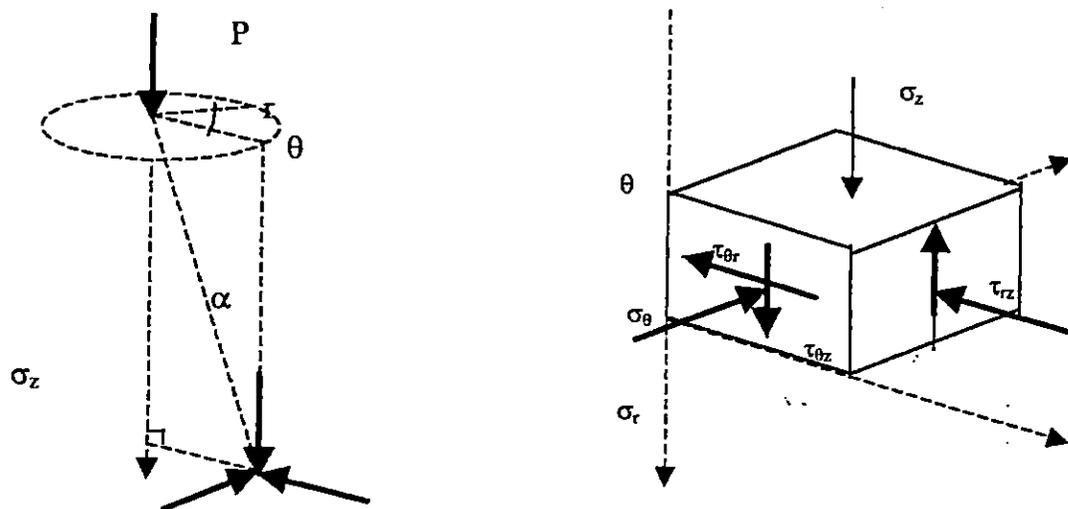


Figura 1.5. Esfuerzos Debidos a una Carga Puntual

muy por debajo del que causaría una flexibilidad, y (b) los límites inferiores y laterales del suelo, están a grandes distancias comparadas con las dimensiones del problema.

1.6.2.2.1. ESFUERZOS ORIGINADOS POR UNA CARGA PUNTUAL EN LA SUPERFICIE

Para el análisis del esfuerzo de las masas de suelo bajo una carga puntual aplicada en dirección normal Boussinesq propuso la siguiente solución:

Utilizando coordenadas polares (r, θ, z) las componentes de esfuerzo en un punto dado, por debajo de la superficie son:

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} \cdot \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{z^5}{R^5} = \frac{P}{z^2} \cdot \frac{3}{2\pi} \cdot \cos^5 \alpha \quad (\text{Ec. 1.13})$$

$$\sigma_r = \frac{P}{z^2} \left(\frac{3z^3 r^2}{2\pi R^5} - \frac{(1-2\nu)z^2}{R(R+z)} \right) \quad (\text{Ec. 1.14})$$

$$\sigma_\theta = \frac{P}{z^2} \cdot \frac{(2\nu-1)}{2\pi} \left(\frac{z^3}{R^3} - \frac{z^2}{R(R+z)} \right) \quad (\text{Ec. 1.15})$$

$$\tau_{rz} = \frac{P}{z^2} \cdot \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{z^4 r}{R^5} = \sigma_z \cdot \frac{r}{z} \quad (\text{Ec. 1.16})$$

$$\tau_{\theta z} = \tau_{\theta r} = 0 \quad (\text{Ec. 1.17})$$

Considerando la variación de volumen nula la relación de Poisson (ν) será igual a 0.5.

Suponiendo el caso que $\sigma_\theta = 0$ y $\sigma_r = \sigma_z \cdot r^2/z^2$, de acuerdo con esto, el componente principal es σ_z y puede escribirse como:

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} I_p \quad (\text{Ec. 1.18})$$

Donde:

σ_z : Esfuerzos en la dirección vertical z (Kg/cm^2 o lb/pul^2).

P : Carga puntual aplicada en la superficie del suelo (Kg o lb).

z : Profundidad del punto analizado (cm o pie)

I_p : Factores de Influencia, definido por las variables R , r y z .

r : radio de influencia de la carga en la superficie (cm o pie).

R : distancia diagonal entre el punto de aplicación de la carga y el punto de análisis (cm o pie) .Ver figura 1.5

$$I_p = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{z^5}{R^5} = \frac{3}{2\pi} \left(\frac{1}{1+(r/z)^2} \right) \quad (\text{Ec. 1.19})$$

Esto implica que, como I_p depende de r/z , a mayor profundidad y mayor distancia del punto de aplicación, I_p disminuye¹⁹.

1.6.2.2.2. ESFUERZOS PRODUCIDOS POR CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EN SUPERFICIE CIRCULAR

Para el análisis del esfuerzo producido en una masa de suelo por aplicación de una carga distribuida en una superficie circular, se parte del concepto de bulbo de esfuerzos²⁰, donde este representa la zona situada bajo la superficie cargada donde los esfuerzos son desarrollados; en esta zona los esfuerzos decrecen con la profundidad, siendo los de mayor intensidad en la zona de contacto con la placa donde se aplica la carga, y donde $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_{\text{vertical}}$ y $\Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_{\text{horizontal}}$.

Los esfuerzos dependen de ciertas variables;

- El valor de la carga distribuida aplicada, (Δq_s).(Kg o lb)
- El radio de la placa circular, (R)La distancia del centro de la placa circular al punto de análisis (X) (cm o pul)
- La profundidad del punto de análisis (cm o pul).
- Para el cálculo de estos esfuerzos Lambe, propone el uso de los siguientes gráficos (gráfica 1.6), que relacionan las variables Δq_s , R , x , z .

1.6.2.2.3. ESFUERZOS PRODUCIDOS POR CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EN SUPERFICIE RECTANGULAR

Para el análisis de esfuerzos producidos en una masa de suelo por aplicación de una carga distribuida en una superficie rectangular en cualquiera de sus esquemas, es necesario introducir las variables siguientes:

1. mz , o nz : distancia horizontal en la dirección "x" e "y" de las dimensiones de la placa cargada (cm o pul).
2. Δq_s : Carga uniformemente distribuida en la placa (Kg/cm^2 o lb/pul^2).
3. Z : profundidad del punto analizado para este caso $\Delta\sigma_v = \Delta q_s \cdot f(m,n)$ (cm o pul).

$$\Delta\sigma_v = \Delta q_R \cdot f(m,n) \quad (\text{Ec. 1.20})$$

Donde:

$\Delta\sigma_v$: Esfuerzo vertical en la esquina de la placa (Kg/cm^2 o lb/pul^2).

Δq_R : Carga uniformemente distribuida (Kg/cm^2 o lb/pul^2).

f : Valor obtenido del gráfico correspondiente a las coordenadas del par ordenado, (m,n).

Por los casos donde existan cargas no distribuidas uniformemente, los problemas se resuelven dividiendo las cargas en partes que contengan cargas uniformemente distribuidas sobre superficies rectangulares.

1.6.2.2.4. ESFUERZOS PRODUCIDOS POR CARGAS EN FAJAS DE LONGITUD INFINITA

Para el análisis de esfuerzos producidos por cargas distribuidas en fajas de longitud infinita, se consideran dos casos: Cargas distribuidas uniformemente y cargas en faja de forma triangular, para este caso se propone el gráfico que muestra la figura 1.7

¹⁹ Whitlow, Roy, "Fundamentos de Mecánica de Suelos", Op Cit, pág 191-194

²⁰ Lambe, William T, y Witman, Robert V. "Mecánica de Suelos" Op Cit, pág. 118

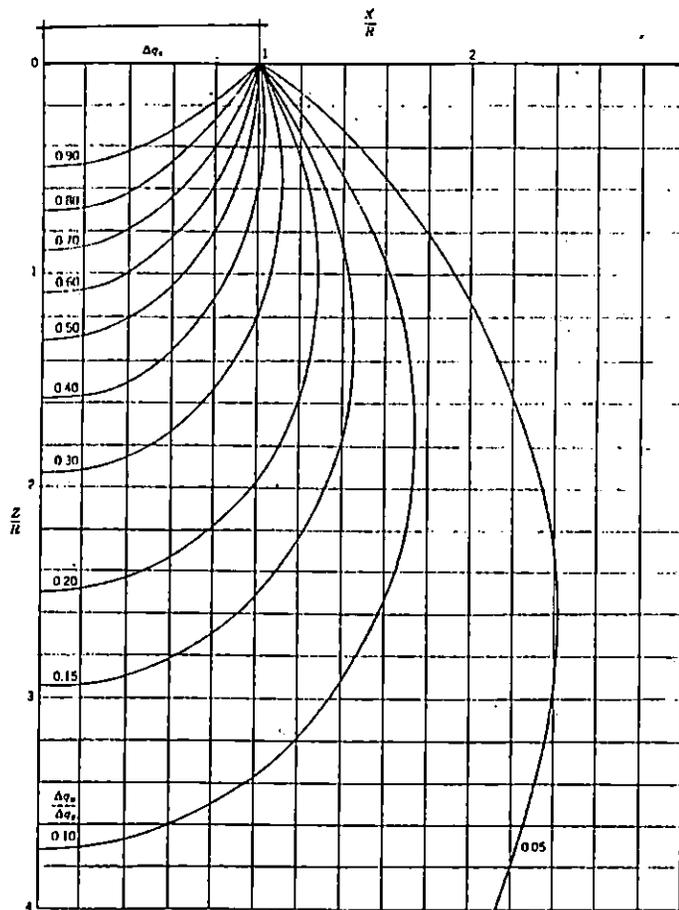


Figura1.6. Esfuerzos Verticales Producidos por una Carga Uniforme

sugerido por Lambe donde $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_v$ y $\Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_h$, a lo largo del eje vertical. El esfuerzo vertical y horizontal es determinado por las variables siguientes:

- Cargas uniformemente distribuidas (Δq_s) (Kg/cm^2 o lb/pul^2).
- Longitud media de la faja de análisis (m o pie).
- Distancia horizontal del punto de análisis x (m o pie).
- Profundidad del punto de análisis (z).

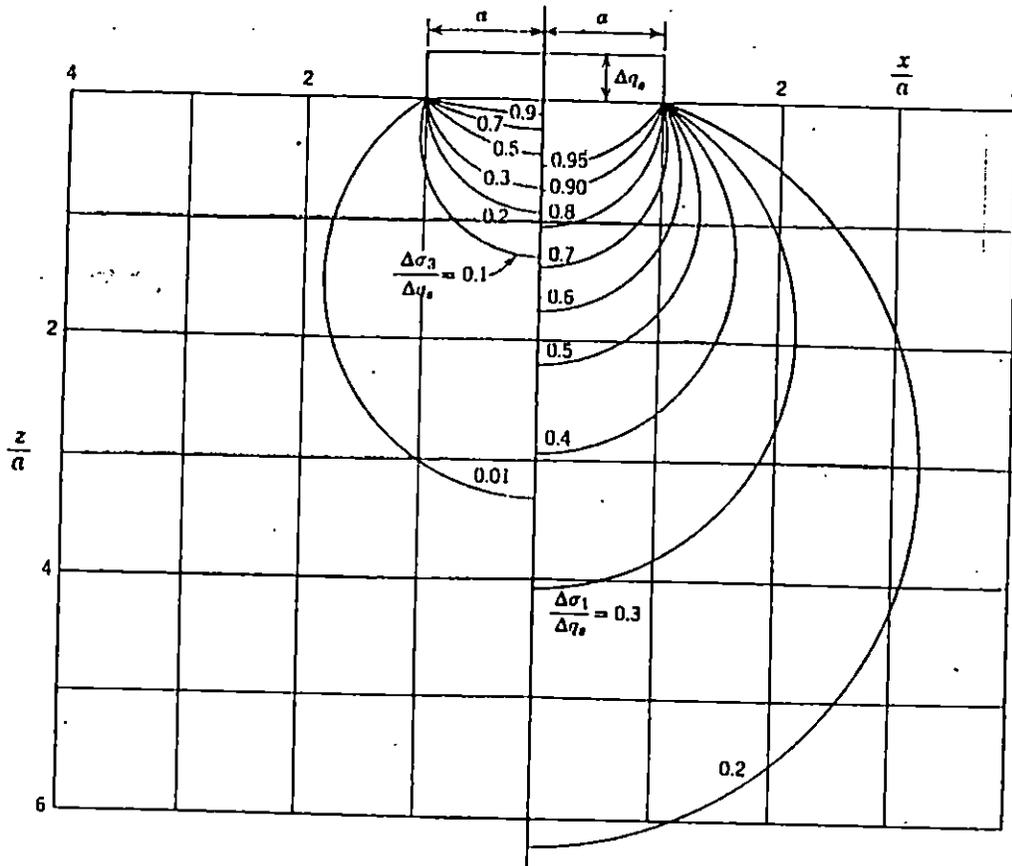


Figura.1.7 Esfuerzos Principales bajo una carga Rectangular de Longitud Infinita

1.6.3. DEFORMACIONES EN LOS SUELOS

El análisis de las deformaciones en los suelos, está ligado al concepto de esfuerzo; ya es que esta no puede darse si no existe un esfuerzo en el suelo ya sea de tipo geostáticos o inducido por una carga aplicada. Los movimientos de partículas en una masa de suelo son difíciles de explicar ya que dependen de factores propios del tipo de suelo que se va a analizar, tales como la plasticidad, granulometría, cohesión, compacidad y otros, y de las condiciones a que estén sometidos tales como el contenido de humedad del suelo; pero su análisis por modelos sencillos sirven para explicar los procesos complejos que se dan en una masa de suelo real.

Las deformaciones experimentadas por un elemento de suelo son el resultado de las deformaciones internas y los movimientos relativos entre las numerosas partículas que componen dicho suelo.

Fundamentalmente existen dos mecanismos en suelos granulares que son responsables de la deformación bajo carga:

- a) La distorsión y fractura de las partículas.
- b) El movimiento relativo de las partículas como el resultado del deslizamiento y fractura.

Generalmente estos mecanismos se efectúan al mismo tiempo, primeramente las partículas tienden a fracturarse aumentando el número de vacíos, los cuales son ocupados por los fragmentos pequeños, acomodándose en la masa de suelo, coaccionando una disminución de volumen, para definir el concepto nos valemos del siguiente esquema. Ver figura 1.8.

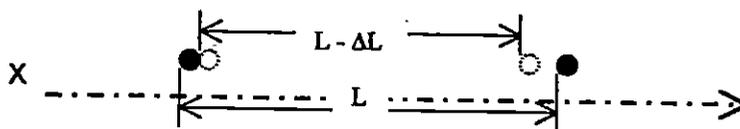


Figura. 1.8 Esquema de deformación en un sistema de partícula

$$\epsilon_x = \frac{\Delta L}{L} \quad (\text{Ec. 1.22})$$

Donde:

ϵ_x : Deformaciones unitarias a compresión en la dirección x (cm o pul).

$\Delta L/L$: deformación lineal unitaria respecto al eje x (cm o pul).

La deformación de una masa de suelo bajo esfuerzo es el cambio volumétrico que sufre el suelo provocado por esfuerzos geostáticos o por los esfuerzos provocados por carga aplicada, originando una disminución en el volumen de la masa de suelo y una recuperación parcial de volumen al retirar las cargas.

1.6.3.1. ESFUERZO- DEFORMACION EN EL SUELO

En una masa de suelo pueden originarse variaciones volumétrica grandes, durante la compresión isotrópica, como resultado del colapso de agrupaciones de partículas tal como las mostradas en la figura 1.9.

Estos colapsos producen la rotación y el deslizamiento entre partículas, originando fuerzas tangenciales en los puntos de contacto. Sin embargo, la resultante de estas fuerzas es nula, sobre una superficie de la masa de suelo que pasa por muchos puntos de contacto.²¹

Para el análisis de las deformaciones la condición de compresión confinada es una manera de simular las condiciones a las que estará sometida una masa de suelo en la realidad; es un caso muy corriente en la naturaleza, se produce durante el proceso de formación de un suelo por sedimentación y durante la aplicación sobre el suelo de cualquier carga vertical.

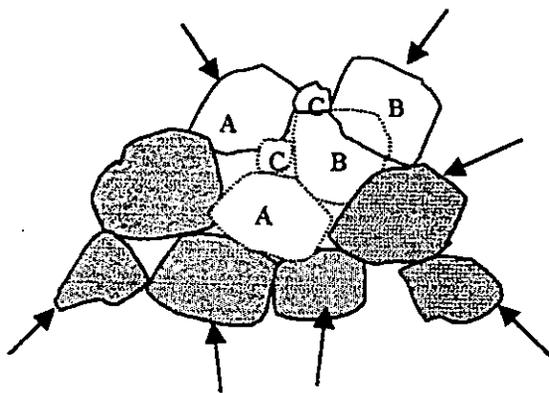


Figura 1.9 Colapso de una agrupación inestable de partículas

1.6.3.2. ESFUERZO-DEFORMACIÓN EN COMPRESIÓN CONFINADA.

Para explicar el comportamiento de los suelos en compresión confinada, se considerará que la deformación volumétrica obtenida será igual a la reducción de la altura original, considerándose en este caso positiva.

²¹ Lo que en realidad ocurre es un reacomode intergranular donde la masa de suelo modifica localmente su estructura interna y hace variar sus propiedades cambiando cada vez sus parámetros de medición.

Para el estudio de las relaciones Esfuerzo-deformación, Lambe²², presenta tres curvas de Esfuerzo-deformación obtenidas de una serie de pruebas edométricas en arena considerando el comportamiento en niveles de esfuerzo.

- a) Esfuerzos de 0 a 140 Kg./cm², las curvas presentan concavidad hacia arriba, esta fase se conoce como ENCAJE, la arena se vuelve cada vez más rígida al aumentar la carga, esto es, originando el colapso de las agrupaciones sueltas, y luego las agrupaciones más compactas permitiendo un acomodo de partículas del suelo. Estos movimientos dan lugar a una agrupación más cerrada y por lo tanto más rígida de las partículas. Por último se alcanza una fase en la que las agrupaciones de partículas se comprimen fuertemente produciéndose roturas en los puntos de contacto y permitiendo un deslizamiento adicional.
- b) A partir de los 140 Kg./cm², la curva Esfuerzo-deformación presenta una concavidad hacia el eje de las deformaciones, a esta fase se le conoce como CEDENCIA, siendo el resultado de la fractura de las partículas, lo que permite grandes movimientos relativos entre ellas.
- c) La fracturación de las partículas permite agrupaciones más compactas de las nuevas partículas originadas. Como el número de partículas ha aumentado, la fuerza media de contacto decrece, volviéndose la arena más rígida al aumentar las presiones²³

Este proceso es de carácter general para todos los suelos granulares. El deslizamiento entre partículas se puede predecir a cualquier nivel de esfuerzo, y la facturación puede aparecer con esfuerzos bajos, pero se consideran de importancia cuando los esfuerzos sobrepasa los 35 Kg./cm².

²² Lambe, William T, y Witman, Robert V. "Mecánica de Suelos" Op Cit, pág. 137

²³ Ver Lambe, T William, Whitman, Robert V, Mecánica de Suelo, Op Cit pág 138

1.6.3.3. ESFUERZO-DEFORMACIONES EN CONDICIONES DE CARGA Y DESCARGA

En esta condición los suelos se deforman al aplicar una carga a la muestra y se recuperan, una parte, al retirar la carga que originó la deformación. Las deformaciones debidas al deslizamiento entre partículas o a la fracturación de estas son en gran parte irreversible. La recuperación en la descarga se debe a la energía elástica almacenada en las partículas al cargar el suelo. Sin embargo existe realmente un cierto deslizamiento inverso entre partículas al descargar el suelo²⁴. Este es un caso típico en arena. La figura 1.10 muestra el comportamiento de una arena sometida a ciclos de carga, descarga y recarga en un ensayo edométrico.

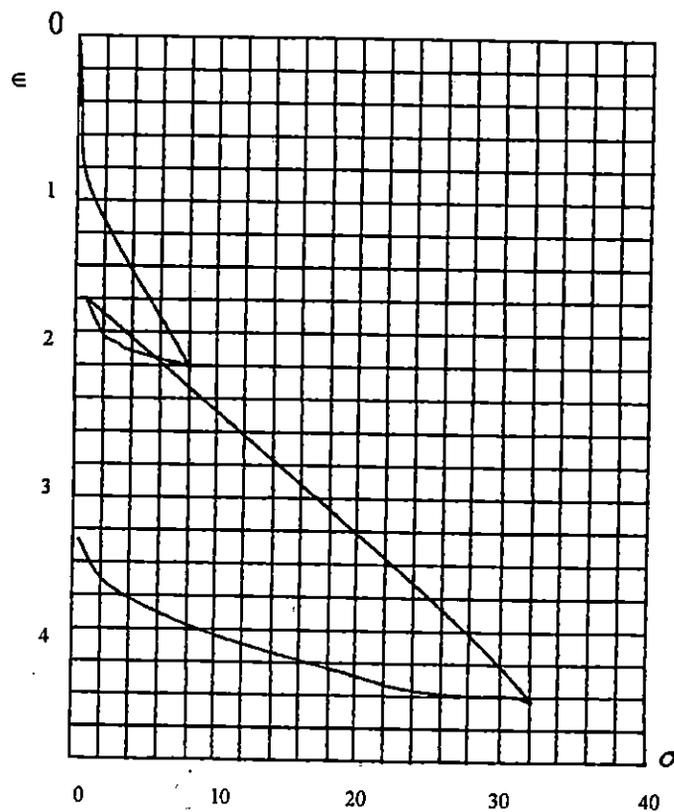


Figura 1.10. Resultados de un ensayo Edométrico en una Arena Calcárea, bien graduada de Libia

²⁴ Lambe, William T, y Witman, Robert V. "Mecánica de Suelos" Op Cit, pág. 140

1.6.3.4. RELACIONES ESFUERZO- DEFORMACION EN SUELOS

Bajo condiciones de esfuerzo los suelos sufren variaciones de volumen, denominados deformaciones, el grado de deformación del suelo producido por un esfuerzo está determinado por factores como la composición del suelo, relación de vacíos, historia de esfuerzos y forma de aplicación del esfuerzo²⁵.

Debido a la complejidad que existe para obtener expresiones aplicables a cada tipo de suelos y condición de esfuerzo, es preferible medir

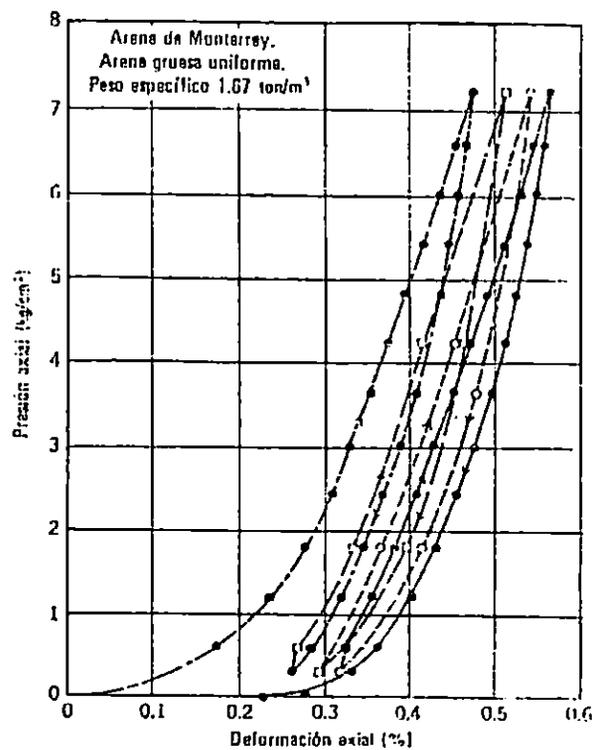


Figura 1.11. Curvas de Esfuerzo-deformación Durante varios Ciclos de carga en el Ensayo Edométrico (Seaman y Col 1963)

²⁵ Lambe, William T, y Witman, Robert V. "Mecánica de Suelos" Op Cit, pág. 165

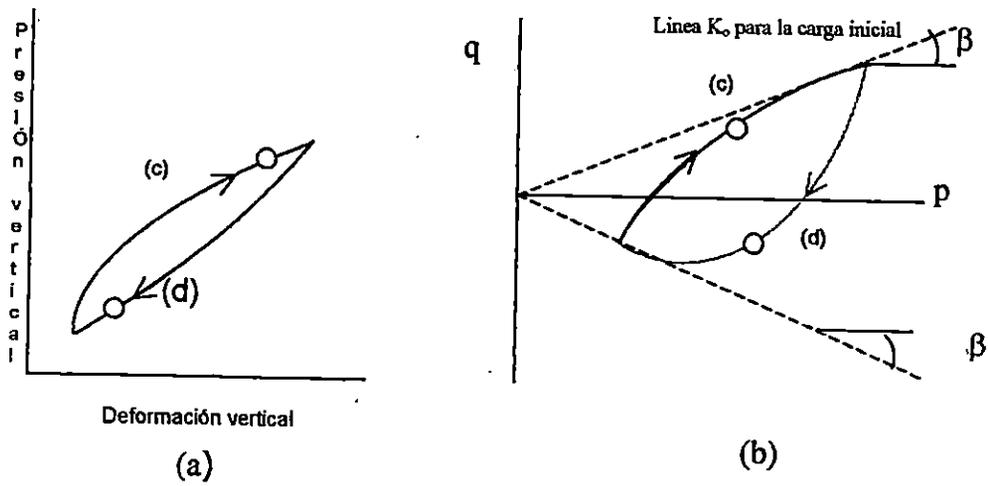
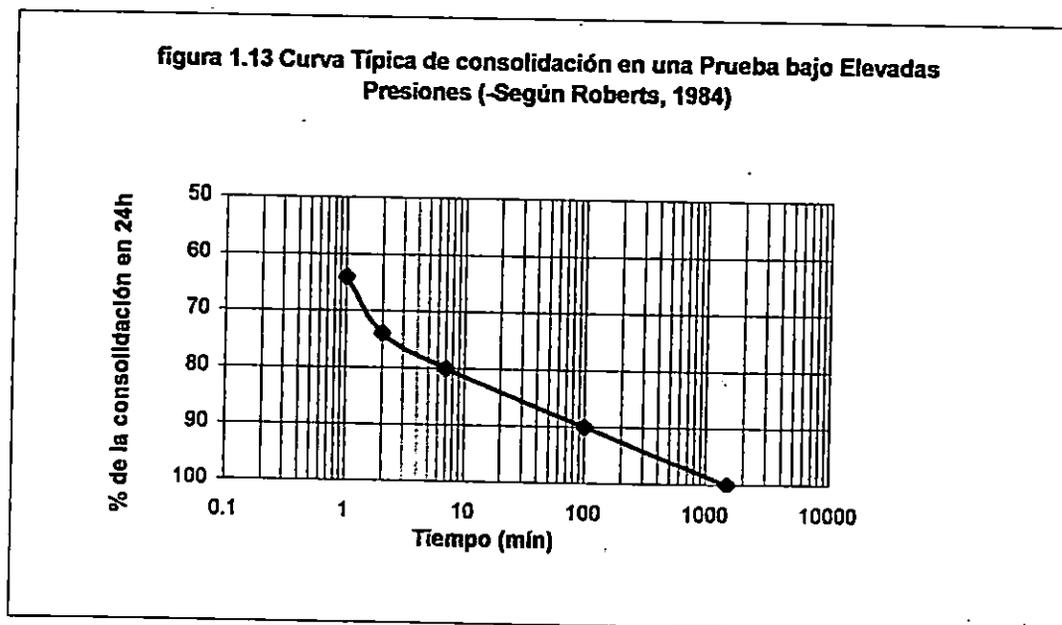


Figura 1.12. comportamiento Bajo Ciclos de Carga de compresión confinada, a) Lazo de Histéresis. b) Trayectoria de esfuerzos



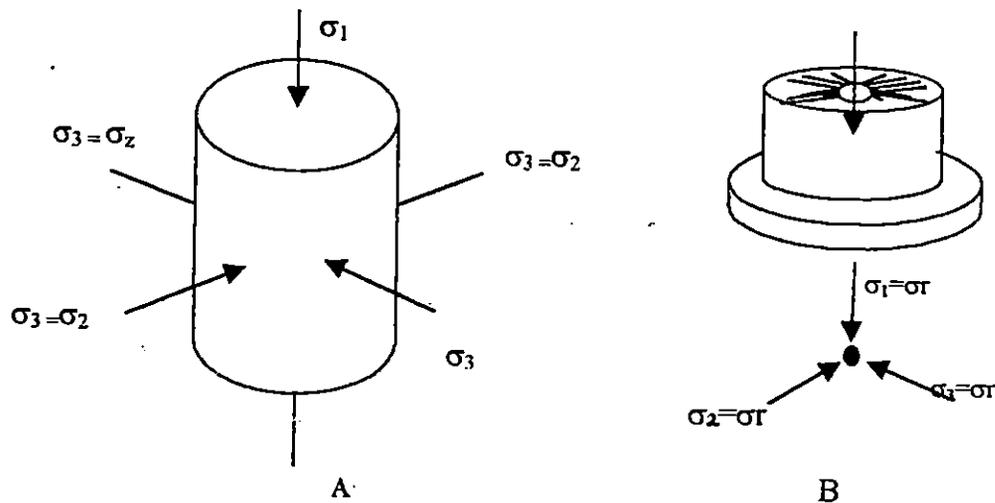


Figura 1.14. Esfuerzos con simetría Biaxial: a) un espécimen triaxial durante carga axial. b) bajo el centro de una zona de carga circular

las deformaciones producidas en el laboratorio por medio de pruebas previamente establecidas por la AASHTO y la ASTM, que simulen de la mejor manera posible las condiciones de esfuerzos en el terreno real y en otros casos es muy útil auxiliarse de conceptos y fórmulas de la teoría de la elasticidad.

CONCEPTO DE LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD

Para el análisis de suelos se supondrá el mismo principio de elasticidad aplicado a otros materiales dúctiles como el acero, y rígidos como el concreto. A continuación se definirán cada uno de los elementos elásticos básicos utilizados en la mecánica de suelos.

Analizando una muestra de suelo sometida a esfuerzos (Figura 1.14a), en las tres direcciones, se obtienen las siguientes expresiones.

MODULO DE YOUNG O MODULO DE ELASTICIDAD DEL SUELO

Es la razón entre el esfuerzo axial aplicado al suelo y su deformación unitaria (E)

$$E = \frac{\sigma_z}{\epsilon_z} \quad (\text{Ec. 1. 23})$$

Donde:

E : Modulo de Young o módulo de elasticidad del suelo (Kg/cm^2 o lb/pul^2)

ϵ_z : Deformación unitaria en la dirección del esfuerzo.

σ_z : Esfuerzo axial aplicado al suelo (Kg/cm^2 o lb/pul^2)

COEFICIENTE DE POISON

Es la razón entre las deformaciones laterales y la deformación unitaria axial

$$\nu = \frac{-\epsilon_z}{\epsilon_x} \quad \text{o} \quad \nu = \frac{-\epsilon_z}{\epsilon_y} \quad (\text{Ec. 1.24})$$

ν : Coeficiente de poisson

ϵ_z, ϵ_y : Deformaciones unitarias.

El signo negativo indica que las deformaciones laterales son de sentido contrario a la deformación axial (reducción de volumen), lo cual se considera positivas en este sentido

MODULO DE DEFORMACION TANGENCIAL O DE RIGIDEZ

Es la razón entre los esfuerzos tangenciales, originados en un cubo elástico produciendo una distorsión tangencial tal que:

$$G_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{\epsilon_{xy}} \quad G_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{\epsilon_{yz}} \quad G_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{\epsilon_{zx}} \quad (\text{Ec. 1.25})$$

Donde:

G : Módulo de deformación tangencial . (Kg/cm^2 o lb/pul^2).

τ_{yz} : Esfuerzo cortante producido por el esfuerzo en el plano xy (Kg/cm^2 o lb/pul^2).

ϵ_{xy} : Deformación unitaria en el plano xy .

MODULO DE VARIACIÓN VOLUMETRICA O DEFORMACIÓN VOLUMETRICA.

Es la razón entre el esfuerzo isotrópico y la deformación, se expresa así:

$$K_v = \frac{P}{\epsilon_v} \quad (\text{Ec. 1.26})$$

Donde:

K_v : Módulo de variación volumétrica (Kg o lb).

P : Fuerza axial aplicada (Kg o lb).

ϵ_v : Deformación unitaria total de la muestra.

1.7. COMPACTACION DE LOS SUELOS

La compactación del suelo es el mejoramiento artificial de sus propiedades mecánicas para la portación de cargas, a través de equipos mecánicos. El fin principal de esto es que el suelo reaccione favorablemente cuando se apliquen las carga de servicio al suelo. Esto se consigue aplicando al suelo una determinada carga con el objeto de aumentar su resistencia portante y disminuir su tendencia a la deformación que tiene la subrasante de las vías en la etapa de servicio; cuando se induce al suelo energía de compactación a través de un proceso de: amasado, vibración, o combinados, aumentando su peso específico seco, disminuyen sus vacíos, se reduce la permeabilidad del suelo, y se tiene por resultado una capa de suelo más estable a los efectos del tráfico, y los agentes meteorológicos. Para lograr una buena compactación son necesarios dos factores, considerados de mucha influencia, en el proceso de compactación, estos son los siguientes;

- a. El contenido de agua en el suelo.
- b. La energía específica de compactación.

El contenido de agua en el suelo produce lubricación entre las partículas del suelo, que les permite un acomodo de las partículas más pequeñas en los vacíos y da como resultado una mayor densidad del suelo; cuando el agua es excesiva, esta lubricación

reduce la capacidad del suelo para absorber la energía de compactación inducida según requerimientos, generando una compactación deficiente, dando lugar a la creación de "bolsas", y cuando la cantidad de agua es menor a la adecuada, produce falta de lubricación entre partículas, teniendo como resultado una compactación menor a la especificada. Para tener un parámetro de comparación y supervisión de la compactación de un determinado tipo de suelo se hace el ensayo Proctor, En el laboratorio de acuerdo con la norma AASHTO T-99, o AASHTO T-180, en los cuales las muestras de suelo se compactan a diferentes humedades; de esto, se obtiene una curva que relaciona la humedad y el peso unitario seco.

1.7.1. ENERGIA DE COMPACTACION

Se conoce como energía de compactación específica, la energía de compactación suministrada al suelo por unidad de volumen y está determinada por la siguiente ecuación:

$$E_e = \frac{N.n.W.h}{V} \quad (\text{lb.pie/pie}^3, \text{ o Kg.cm/cm}^3) \quad (\text{Ec. 1.26})$$

Donde:

E_e : energía específica de compactación (lb.pie/pie³, o Kg.cm/cm³).

N : número de golpes por capa.

n : número de capas de suelo.

W : peso del pistón (Kg o lb).

h : altura de caída del pistón (cm o pie)

V : volumen del suelo compactado (cm³ o pie³).

Según esta fórmula la energía de compactación correspondiente a la prueba Proctor Estándar es de 6 Kg.cm/cm³, (12,300 lbs.pie/pie³), en la prueba Proctor Modificada la energía de compactación es de 27.2 Kg.cm/cm³, (56,200 lbs.pie/pie³).²⁶

1.7.2. METODOS DE COMPACTACION

Los métodos de compactación del suelo tienen como finalidad mejorar las propiedades mecánicas del suelo y reducir su permeabilidad, aplicándole fuerzas de forma, ya sea estática o dinámica. Por estas formas de aplicación de las fuerzas de compactación al suelo los métodos de compactación del suelo se diferencian en: Métodos dinámicos, Métodos estáticos y Métodos Combinados. La compactación se realiza primeramente determinando el peso volumétrico máximo seco del suelo (γ_s) en el laboratorio, para luego con este dato verificar la compactación en el campo; por lo tanto. El primer resultado se usa como el valor máximo que se puede obtener al compactar el suelo, el segundo resultado es con el que se compara dando un valor en porcentaje con relación al primero que determinará el grado de compactación en el campo.

1.7.2.1 METODOS DE COMPACTACION EN EL LABORATORIO

Para poder representar de manera idónea las condiciones de la compactación en el campo se crearon los métodos de compactación en laboratorio de los cuales los más utilizados son: Compactación dinámica o Proctor, compactación estática o Porter, compactación por amasado o Harvard y métodos combinados.

1.7.2.1.1 METODOS DINAMICOS

PROCTOR ESTÁNDAR.

Este método fue desarrollado por R. R. Proctor (1933), consiste en compactar el suelo en tres capas dentro de un molde cilíndrico de 4 pulgadas de diámetro y 4.59 pulgadas de altura o un molde de 6 pulgadas de diámetro y una altura de 4.59 pulgadas, cada capa se compacta con un pisón de 2.5 Kg (5.5 lb) con una altura de caída de 12 plg, dando a cada capa 25 golpes con el pisón, repartidos en el área del cilindro, además se indica un método

²⁸ Juárez Badillo, Rico Rodríguez, Op. Cit. Págs 577 - 578

para cada tipo de material, desde la "a" hasta "d", al no estar especificado ningún método se usa el método "a". La energía de compactación que se logra con este método es de 6 Kg.cm/cm³, (12,300 lbs.pie/pie³). El objetivo de esta prueba es obtener el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima del suelo, para la energía de compactación arriba mencionada.²⁷

PRUEBA PROCTOR MODIFICADA

Con el desarrollo de la maquinaria para compactación se observó que la prueba Proctor estándar no lograba representar en forma adecuada las compactaciones desarrolladas por los nuevos equipos. La técnica para desarrollar esta prueba es básicamente la misma, que la prueba Proctor Estándar, con las modificaciones siguientes: peso del pisón es de 4.5 Kg (10 lb) con una altura de caída de 18 pulgadas, la muestra de suelo se compacta en cinco capas. La energía específica de compactación obtenida con este método es de 27.2 Kg.cm/cm³, (56,200 lbs.pie/pie³).

METODOS ESTATICOS

PRUEBA MINIHARVARD

Esta prueba es aplicada a suelos finos plásticos, y reproduce en forma muy aproximada la acción de los rodillos "Pata de Cabra". Fue desarrollada por el profesor S.D. Wilson, en la Universidad de Harvard (E.U.A). Su nombre proviene de la comparación del molde utilizado para realizar dichas pruebas, con el molde para pruebas Proctor. En esta prueba, la compactación se logra presionando estáticamente, un émbolo que aplica energía de compactación por medio de un resorte, contra la superficie de cada una de las capas, generalmente se utilizan diez capas.²⁸

²⁷ Ver norma AASHTO T-99, 1990 y norma ASTM D-588

PRUEBA PORTER

Esta prueba consiste en compactar el suelo en un molde cilíndrico de 6 plg de diámetro, en tres capas, acomodándolo mediante la aplicación de 25 golpes con una varilla cilíndrica de punta de bala, a cada capa, luego de tener las tres capas, se le aplica a la muestra una presión gradual incrementándola hasta llegar a 140.6 Kg./cm², esta carga se mantiene por un minuto. Esta prueba se utiliza con éxito en los suelos friccionantes.

1.7.2.2 METODOS DE COMPACTACION EN EL CAMPO

Para lograr que el suelo tenga las características mecánicas y portantes adecuadas exigidas por las especificaciones del proyecto, se utilizan varios métodos para obtener la compactación requerida, con las técnicas de acuerdo con las propiedades del suelo para obtener un mejor resultado, en cuanto a economía y tiempo de ejecución de la compactación del mismo. Estos métodos se diferencian entre sí por la forma de aplicación de las cargas al suelo, ellos son: Métodos estáticos, métodos dinámicos y métodos combinados o mixtos.

1) MÉTODOS DINÁMICOS.

A través de ellos se aplica al suelo una energía repetida de carga en su proceso de compactación acomodándolo por impacto o vibración. Así se tiene la compactación por impacto y la compactación por vibración.

- 1) Método de Compactación por Impacto: Consiste en ejercer una presión de corta duración al suelo al producir un choque contra este, con un peso determinado, el choque a su vez produce una vibración. Este proceso aplicado por un lapso de aproximado de media hora, produce la compresión y acomodo de las partículas del suelo. Los equipos

²⁸ Ver, Calderón Argueta, Nestor Mauricio y otros, 1993, Guía para Pruebas de Suelos que se Realizan en Campo y en el Laboratorio Aplicada a Obras Civiles, Trabajo de Graduación, Ing. Civil, FIA, UES.

utilizados para lograr este efecto en el suelo, son los apisonadores y las bailarinas. En este método, se tiene el inconveniente de ser lento, de rendimiento bajo y sólo es aplicable a pequeñas áreas de relleno, alrededor de los 10 m² o zanjas; y en capas delgadas, de hasta 25 cm de espesor pero su ventaja es que es aplicable tanto a suelos friccionantes como a suelos cohesivos.

- 2) Método De Compactación Por Vibración: Consiste en transmitir ondas de vibración a la capa del suelo a compactar por medio de un mecanismo de vibración, esto produce en el suelo que al acomodarse las partículas más finas se llenen los espacios entre las partículas más grandes. Mediante el empleo de unidades automotrices aisladas o unidades múltiples montadas sobre una armazón automotriz se logra este efecto. Este tipo de compactación es más recomendable en suelos friccionantes.

MÉTODO DE COMPACTACION ESTÁTICOS

Estos métodos, aplican al suelo una energía de compactación por amasado o mediante presión; el principio que se utiliza en estos métodos es acomodar las partículas superponiéndolas unas sobre otras, eliminando el agua capilar y los vacíos entre las partículas. Así se tienen los métodos compactación por amasado y el de compactación por presión.

- 1) Método De Compactación Por Amasado: Mediante este método se aplica al suelo una presión creciente en un área reducida, mediante vástagos que penetran en el suelo. El efecto de amasado se logra mediante el uso de rodillos "Pata de Cabra", el cual al pasar sus vástagos sobre el suelo, la presión no es uniforme en el tiempo. Los vástagos van ejerciendo presiones crecientes hasta que alcanzan la presión máxima cuando están verticales. La aplicación más adecuada de este método es en los suelos cohesivos.

- 2) Método de compactación por Presión: En este método se aplica al suelo una presión mediante una carga estática, producida por el peso del equipo utilizado, la presión debe ser moderada para evitar que el suelo falle. Los rodillos lisos y neumáticos son los equipos que producen este efecto en el suelo. Este método es aplicable con buenos resultados en suelo no cohesivos o de baja cohesión.

METODOS COMBINADOS O MIXTOS

La idea de combinar las técnicas de compactación utilizadas por los diferentes métodos, surge debido a que el suelo no es una mezcla homogénea, sino es una combinación de los diferentes tipos de suelo conocidos, con el predominio de uno de estos. Estos métodos combinan los dos principios de compactación antes descritos, ya que se aplica una presión repetitiva o un amasado con vibración. Se puede distinguir entonces que a los métodos estáticos antes mencionados, se les aplica ondas vibratorias; así se tiene la compactación por amasado con vibración y compactación por presión con vibración.

- 1) Método de compactación por Amasado y Vibrado: Consiste en aplicar al suelo una presión vibratoria creciente. Esto se logra mediante el uso del equipo "pata de cabra con vibración", el cual permite compactar una capa de mayor espesor de suelo mediante la vibración y el peso del equipo.
- 2) Método de Compactación por Presión Vibración: Mediante este método se le aplica al suelo un mayor peso y una mayor intensidad de vibración, esto aumenta la eficiencia de la compactación al utilizar equipos como los rodillos lisos o neumáticos vibratorios al lograr compactar espesores de suelo de 30 a 90 cm de altura al peso específico máximo seco, con un mínimo de pasadas.

Los métodos de compactación utilizados en el sitio de la obra son similares a los utilizados en el laboratorio, para determinar valores que permitan el control de las compactaciones en los proyectos de vías terrestres.

1.7.2.3. COMPACTACION EN CARRETERAS

La compactación en carreteras, es aplicada a los diferentes materiales que forman el pavimento, utilizando una variedad de equipos, como son; rodillos lisos, rodillo "Pata de Cabra", bailarinas, pisones, placas de carga, etc. Estos se escogen de acuerdo al tipo de suelo, a compactar, de esta manera se tienen los métodos de compactación estáticos y dinámicos.

1.7.2.3.1. METODOS DE COMPACTACION ESTATICOS

Este método de compactación es aplicado a los suelos de características plásticas, conocidos como suelos arcillosos, se realiza por maquinarias motorizadas equipadas con rodillos tipo "Pata de Cabra", los cuales tienen la característica de compactar el suelo desde las capas subyacentes hacia las capas emergentes, ejerciendo un efecto de amasado, provocado por medio de protuberancias en forma de pines o dientes, alrededor del rodillo, con el objeto de aplicar la compactación al suelo en un espacio diferente en cada pasada del equipo.

Las maquinarias dotadas de "Rodillo Liso sin Vibración", producen un efecto de presión al suelo, compactando de arriba hacia abajo, por efecto de del peso propio del equipo, la ventaja de estos equipos es que la superficie de la capa compactada tiene un acabado fino.

Existe un tipo de maquinaria por dotada con ejes de llantas neumáticas, utilizadas generalmente en la compactación de carpetas asfálticas, con el objeto de sellar, la superficie de rodamiento de las vías, estos equipos pueden también ser utilizados en la compactación

de suelos granulares y finos, rindiendo mejores resultados en suelos arenosos, con finos de baja plasticidad.

1.7.2.3.2. METODOS DE COMPACTACION DINAMICOS

Son los métodos en los que aplica al suelo una fuerza adicional al peso del equipo, por medio de un efecto de vibración, provocando en el suelo un impacto compactando y acomodando las partículas de manera adecuada para reducir su cantidad de vacíos.

Los rodillos pata de cabra vibratorios, rodillos lisos vibratorios y las planchas vibratorias, son ejemplos de estos equipos, utilizados de preferencia en la compactación de suelos granulares especialmente en la subrasante y las capas colocadas sobre ésta, como son, la sub-base y la base.

1.7.2.3.3. METODOS DE COMPACTACION COMBINADOS

Estos métodos son aplicados a los suelos en general, sean estos granulares o finos y son una combinación de los dos efectos de compactación antes descritos, peso de equipo y vibración, los nuevos equipos de compactación de carreteras traen en su funcionamiento la ventaja de aplicar los dos tipos de compactación al suelo; así, tienen los rodillos pata de cabra vibratorios y rodillo liso vibratorios, estos resultan más eficientes en el proceso de compactación.

1.8 ENSAYOS PARA MEDIR LA COMPACTACION EN EL LABORATORIO Y EN EL CAMPO

Para controlar la calidad de las compactaciones, es necesario realizar determinadas pruebas al suelo, con el propósito de tener parámetros como la humedad, peso específico, análisis granulométrico, permeabilidad etc.

1.8.1. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los métodos usados en el laboratorio para determinar los factores que influyen en la compactación, son de tipo dinámicos y estáticos; entre los métodos dinámicos los más usados son los ensayos Proctor, y de los de tipo estático el más común es la prueba Miniharvard. Los métodos utilizados en el laboratorio para controlar la compactación, tienen como finalidad encontrar la relación entre el peso específico seco máximo y humedad óptima.

1.8.1.1. PRUEBA PROCTOR ESTÁNDAR

Esta es una prueba de tipo dinámico y no es recomendable para tomarla de base para controlar la compactación de carreteras, debido a que el equipo utilizado en este tipo de obras excede la energía de compactación ($6\text{Kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$) requerida para esta prueba.

La energía de compactación que se aplica al suelo mediante esta prueba, es producto de la caída de un peso sobre la muestra de suelo, sobre la superficie del mismo hasta completar veinticinco golpes. En términos generales, el proceso de esta prueba es el siguiente, en un recipiente de 4 plg (10.2 cm) de diámetro, se coloca la muestra en tres capas, las cuales se compactan con un martillo o pisón de 5.5 lbs (2.5 Kg), desde una altura de 12 plg (30.5 cm), a cada capa se compacta con 25 golpes, dejando caer libremente el martillo, repartidos uniformemente sobre la superficie de la capa de suelo; si se utiliza un molde de 6 plg de diámetro, (15 cm), deben ser 56 golpes. Cuando se tienen compactado el material, se quita el collar que posee el molde y se enrasa, se pesa junto con el molde, y se toma una muestra para determinar el contenido de humedad del material compactado. Este método, tiene además cuatro subdivisiones: A, B, C, y D. Los métodos A y B se usa para ensayar los materiales que pasan la malla número 4 y los métodos C y D para suelos que pasan la malla de 3/4 de pulgada.

1.8.1.2. PRUEBA PROCTOR MODIFICADA

Este método es en esencia el mismo que el anterior, con las modificaciones siguientes, el martillo empleado tiene 10 lb de peso (4.5 Kg) y la altura de caída es de 18 plg (45 cm), el número de capas en este caso es cinco, luego en cuanto al proceso es idéntico al utilizado para realizar el Proctor modificado. Este método también consta de cuatro subdivisiones, como el método Proctor estándar.²⁹

Estas pruebas están normadas por la AASHTO y la ASTM, por las designaciones siguientes:

Prueba Proctor Estándar: ASTM-D 598; AASHTO T-99

Prueba Proctor Modificado: ASTM-D 1557 AASHTO T-180

1.8.1.3 PRUEBA MINIHARVARD

Esta prueba se inventó en la universidad de Harvard, por el profesor S. D. Wilson, la cual se emplea con mejores resultados en los suelos finos, el proceso de compactación de esta prueba es estático, pues la energía de compactación se aplica al suelo por medio de un émbolo, accionado por un resorte que sirve para graduar la fuerza aplicada a las distintas capas utilizadas para completar el cilindro.

En términos generales el procedimiento de la prueba es el siguiente:

En el molde de 3.3 cm de diámetro y 7.2 cm de altura, se colocan cada una de las capas, generalmente 10, enseguida se le ejerce presión con el pistón, el cual posee un resorte para medir la intensidad de cada pisoneada, a cada capa se le aplica 20 pisoneadas, al completar el cilindro se retira el collarín del molde, se engrasa, se pesa, luego se extrae del molde y se pone a secar en el horno, para determinar su contenido de humedad.³⁰

²⁹ Valle Rodas, Raúl, Carreteras Calles y Aeropistas, 1976 Editorial El Ateneo, 6a edición págs. 119 y120



1.8.2. ENSAYOS DE CAMPO PARA MEDIR LA COMPACTACION

Tomar muestras de pruebas a las compactaciones realizadas en el campo, tiene el propósito de corroborar que el material compactado tenga las características especificadas, que cumple con el peso volumétrico determinado y el contenido de humedad. Para conocer dichas variables, se usan determinadas técnicas, que se desarrollan en el campo, en la capa de material en cuestión, algunas son sofisticadas con el empleo de equipo sofisticado, como son los densímetros digitales que utilizan algún tipo de radiación para determinar tanto la densidad del material como también su humedad.

1.8.2.1. ENSAYO DEL CONO DE ARENA

Este ensayo se utiliza para conocer la densidad del material compactado en el campo, por su facilidad de ejecución y confiabilidad en sus resultados es muy empleado en el país, además se puede emplear en todo tipo de suelos, a excepción de aquellos que contengan granos mayores de 1.5 pulg, compactados, o en su estado natural, con la condición que estos últimos suelos no estén saturados, y/o que posean un buen grado de firmeza, en sus cortes verticales.

En resumen el proceso de obtención de la densidad por medio del cono de arena es el siguiente:

- 1) Se determina el peso volumétrico de la arena, se recomienda aquellas arenas que estén comprendidas entre las mallas 10 y 30.
- 2) Se pesa una cantidad suficiente de arena que llene tanto el recipiente contenedor del lado contrario del embudo, que puede ser un frasco de vidrio,
- 3) Se limpia el sitio, y si es necesario se nivela, donde se va realizar la prueba y se coloca el plato metálico, el cual tiene en el centro un agujero de 10 cm de diámetro, este se

³⁰ Nestor M, Calderón A, 1993, Trabajo de Graduación, "Guía para Pruebas que se realizan en el campo y en Laboratorio aplicadas a las Obras de Ingeniería Civil." Págs. 187 - 191

recomienda fijarlo para evitar vibraciones y movimientos que puedan interferir con los resultados.

- 4) Se procede a excavar un hueco a través del agujero que contiene el plato o plancha de base, el material debe ser recogido cuidadosamente en un recipiente impermeable, para evitar pérdida de material y que este pierda humedad. Se debe tomar el peso de esta muestra, además determinar su humedad.
- 5) Luego de haber excavado el agujero, se coloca el embudo en forma invertida, preparado para verter la arena a través de la válvula que posee este equipo en el cuello, y con ella se controla la caída de la arena.
- 6) Al finalizar la caída de la arena, se toma la arena sobrante y se pesa, y por diferencia con el peso inicial se saca la el peso del material retenido.
- 7) Con la muestra de suelo, se obtiene el peso del material y su humedad, y con la muestra de arena se obtiene el volumen del agujero, y con estos datos se obtiene el peso volumétrico del material compactado.

1.8.2.2. ENSAYO UTILIZANDO DENSIMETRO DIGITAL

Estos ensayos se realizan por medio de aparatos especiales, que por medio de radiaciones, determinan la densidad y el contenido de agua del suelo que se está ensayando.

Atendiendo al tipo de radiación emitido por el aparato se puede distinguir entre Métodos Nucleares y Métodos ultrasónico.

- a) **Métodos Nucleares:** Este método tiene la ventaja de ser ejecutado en un tiempo mínimo, y su resultado es inmediato, además es una prueba no destructiva, sin embargo presenta los siguientes inconvenientes: es necesario contar con personal capacitado para operar estos aparatos e interpretar sus resultados, el contenido de humedad puede

no ser afectado por factores inherentes al suelo, como son las propiedades físico-químicas del suelo. El procedimiento para determinación de la densidad y la humedad del suelo, consiste en colocar sobre el suelo que se va a ensayar una fuente emisora de radiación, la cual a su vez consta de un receptor de radiación, mediante el tiempo de recepción de las ondas de radiación y utilizando las correlaciones dadas por el fabricante del densímetro se determinan los datos requeridos.

- b) **Métodos Ultrasonicos:** Estos métodos están en proceso de investigación, aunque su uso en otras áreas de ingeniería es satisfactorio como es la geología y exploración para búsqueda de petróleo. Lo que hasta ahora se ha podido lograr en ingeniería civil, indica que la transmisibilidad de ondas y el peso volumétrico del suelo son correlacionables. Este método tiene mejores aplicaciones, en las arcillas.

- c) **Otros Métodos para Determinar la compactación:** Otros métodos utilizados para determinar la compactación en el campo, son: el penetrómetro, empleo de agua, empleo de aceite, uso de curvas típicas, método de Hilf, etc.

1.9. PAVIMENTOS

El pavimento, es la estructura diseñada para soportar las cargas de tránsito, protegiendo la capa de apoyo o subrasante de la infiltración de humedad, producto del agua de escorrentía superficial, volviéndola resistente a las deformaciones provocadas por cargas; incrementos o disminuciones de humedad en la subrasante producto de los cambios climáticos y a la acción de los agentes externos tales como la lluvia, viento, cambios de temperatura; con el objeto de tener un tránsito más rápido, seguro y eficiente al usuario³¹.

Entre las funciones que desempeña el pavimento en una vía se tienen³².

³¹ Carbajal A, Jaime E(1997), Trabajo de Graduación", Estudio y Comparación de los Métodos Utilizados por AASHTO-93 y El Instituto Americano del Asfalto -91, (MS-1) para el Diseño de Pavimentos Flexibles", FIA, UES

³² Hay, Williams W. (1994). Ingeniería de Transporte. Edt Limusa. México

1. Soportar y distribuir las cargas de tránsito en las capas superficiales y transmitir los esfuerzos a la subrasante, distribuyéndolos adecuadamente para evitar las deformaciones mayores a las especificadas.
2. Funciona como una capa impermeabilizante, evitando la infiltración de humedad a la capa de apoyo y eliminando el agua superficial de la vía por medio de su alineamiento transversal a las obras de drenaje.
3. Reduce la acción abrasiva de las ruedas en los materiales debajo de esta, reduciéndola o eliminándola.

1.9.1 CLASIFICACION DE LOS PAVIMENTOS

Fernando Oliviera³³, en base al material con el que están costruidos, clasifica los pavimentos de la siguiente manera:

- a) Pavimentos Flexibles.
- b) Pavimentos Rígidos

1.9.1.1 PAVIMENTOS FLEXIBLES

En este tipo de pavimento la carga aplicada a la vía, se distribuye por el contacto de partícula a partícula en todo el espesor³⁴. La carga es absorbida transfiriendo el esfuerzo entre partículas por trabazón, fricción y cohesión. Estos pavimentos³⁵ tienen una base flexible o semirrígida compuesta por varia capas, dos de material selecto compactado; sobrepuesto sobre la subrasante, debidamente compactadas; las cuales deberán tener la resistencia necesaria para soportar el tráfico, producto del cual la resistencia a las deformaciones será de forma decreciente³⁶.

³³ Oliviera B. Fernando, (1991), Estructuración de Vías terrestres, 1ª Edición, CECSA, México.

³⁴ Heves, L.I. y Oglesby, C.N. (1982), Ingeniería de Carreteras, Calles y Viaductos, y Pasos a Desnivel. México 6ª Reimpresión, Ed. CECSA.

³⁵ Valle Rodas, Raúl. (1976), Carreteras, Calles y Aeropistas, Argentina, 6ª Ed, Librería y Ed, El Ateneo

³⁶ Carbajal A, Jaime E. (1997), Estudio y Comparación de los Métodos Utilizados por AASHTO-93 y el MIA-91 (MS-1), para el Diseño de Pavimentos Flexibles, Trabajo de Graduación, FIA, UES

1.9.1.1.1 ESTRUCTURA DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES

La estructura de los pavimentos flexibles se constituye por capas de material selecto generalmente granular, con un porcentaje de material aglomerante que puede ser un suelo cohesivo o materiales asfálticos bituminosos, según se requiera. En los pavimentos flexibles los agregados constituyen del 88% al 96% del peso total de la estructura o más del 75% del volumen del mismo.

Las partes que constituyen un pavimento flexible son:

- a) Suelo subrasante
- b) Sub-base
- c) Base
- d) Capa de Rodadura
- e) Sello Impermeabilizante.

Cuando la subrasante tiene buenas características portantes, la capa subrasante puede eliminarse, esto indica que la subrasante tiene la capacidad suficiente para absorber las deformaciones debidas a las cargas de tráfico, por lo que la Sub-base no es necesaria en la estructura de los pavimentos.

El sello no será necesario cuando se utilice una capa de rodamiento, con granulometría cerrada, tales como los concretos asfálticos, que poseen una distribución de tamaños desde gravas hasta arenas, lo que da por resultado un acabado a la superficie de rodadura totalmente sellada; al utilizar el sistema de Macadam en la construcción del pavimento será necesario aplicar la capa de sello para rellenar las oquedades dejadas por la última capa de grava; en este caso, el sello consistirá en un material de partículas más finas conocidas como "chispa" que es obtenida de la trituración de la roca durante el proceso de obtención de la grava, esta capa se colocará sobre la última capa de grava.

- a) Subrasante: Es el terreno de cimentación del pavimento. Para los pavimentos flexibles es la zona que soporta las cargas de tránsito transmitidas por la Sub-base y puede ser de varios tipos de suelo, siempre y cuando cumpla las especificaciones técnicas de construcción de la vía, FP-92 y AASHTO M-55-64. Especificaciones Estándares para materiales a emplearse en la Construcción de Terraplenes y Subrasantes.
- b) Sub-base: Es la capa entre la Base y la subrasante, constituida de un material granular selecto, cuya principal función es disminuir, en lo posible, las deformaciones y las filtraciones perjudiciales a la subrasante provocadas por cambios de volumen, por inchamiento en estados húmedos contracciones fuertes por pérdidas de humedad; características que son propias de los suelos finos plásticos. Asimismo, facilita el drenaje de las aguas que se infiltran en la estructura del pavimento, es además una capa resistente a la erosión y al bombeo, sirve de control de la ascensión capilar en los terrenos con nivel freático bajo, reduciendo las deformaciones severas en la época lluviosa de la capa de rodamiento. Las especificaciones de granulometría, Límites de Plasticidad y otros se muestran en la tabla 1.4.

Tabla 1.4 Requisitos Granulometricos para Sub-Bases

Tamaño del Tamiz	% de peso pasando por el Tamiz designado (AASHTO T-27 y T-11)	
	Grado de Designación	
	A	B
2 ½" (63 mm)	100	
2" (50 mm)	97-100	100
½" (37.5 mm)		97- 100
1" (25 mm)	65-79	
½" (12.5 mm)	45-59	
No 4 (4.75 mm)	28 – 42	40 – 60
No 40 (425 µm)	9 – 17	
No 200 (75 µm)	4 – 8	0.0 - 12

Fuente: U.S. Department of Transportation, Federal Highway administration (Conocidas como Normas F.P.)

Adicionalmente el material deberá cumplir lo siguiente:

Límite líquido, AASHTO T-89: 25% Máx.

Desgaste de los Angeles, AASHTO T-96: 50% Mín.

Índice de durabilidad para Agregados Grueso, AASHTO T-210: 35 Mín.

Índice de durabilidad para Finos, AASHTO T-210: 35 Mín.

Límite Líquido, AASHTO T-89: No Plástico.

c) Base: Constituye la capa intermedia entre la capa de rodamiento y la subrasante. Es la capa principal de los pavimentos flexibles constituida por materiales pétreos con una buena distribución granulométrica. Pueden existir también bases estabilizadas con cemento portland, cal o asfalto. Las funciones principales de la base son las siguientes:

- Ser resistente para transmitir a la Sub-base y a la subrasante los esfuerzos cortantes producidos por el tráfico.
- Drenar el agua que se infiltra a través de la carpeta a los hombros y a las cunetas.
- Resistir los cambios de temperatura, humedad y acción abrasiva producida por el tráfico.
- Reducir los costos de la estructura del pavimento al aumentar su espesor.
- Las especificaciones para bases se muestran en la tabla 1.5.

Tabla 1.5. Requisitos Granulométricos para Bases.

Tamaño del Tamiz	% por peso pasando por el Tamiz designado (AASHTO T-27 y T-11)		
	Grado de Designación		
	A	B	C
2" (50 mm)	100		
1½" (37.5 mm)	97 - 100	100	
1" (25 mm)		97 - 100	100
¾" (19 mm)	67 - 81		97 - 100
⅜" (9.5 mm)		56 - 70	67 - 79
No 4 (4.75 mm)	33 - 47	39 - 53	47 - 59
No 40 (425 µm)	10 - 19	12 - 21	12 - 21
No 200 (75 µm)	4 - 8	4 - 8	4 - 8

Fuente: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration

Los agregados, además cumplirán con los requisitos adicionales que se requieren para la sub-base.

- d) **Capa de Rodamiento:** Superficie de rodamiento constituida por materiales pétreos y asfálticos con el objeto de minimizar los esfuerzos a las capas subyacentes. Pueden ser elementos constituidos por varias capas de gravas y polvo de roca, como los pavimentos conocidos con el nombre genérico de Macadam, ligados con asfalto o una mezcla homogénea debidamente proporcionada con algún cementante asfáltico; siendo esta la capa sobre la que circularán los vehículos y está limitada por la línea rasante.
- e) **Sello Impermeabilizante:** Esta es una capa de sello superficial aplicada a pavimentos, que poseen una granulometría abierta, es decir, la superficie rasante rellenas por un material de partículas finas, en nuestro medio se utiliza la "chispa" conocida también como grava cero, que es el resultado de la trituración de la roca, la cual posee tamaños de partículas entre la malla de 1/4" y la malla No 200.

1.9.1.2. PAVIMENTOS RIGIDOS

En los pavimentos rígidos se utiliza la acción de viga de un miembro rígido para distribuir la carga, El pavimento rígido posee tres componentes:

- a) Losa de Pavimento
- b) Base
- c) Subrasante.

La losa de pavimento, sirve de superficie de rodamiento para la distribución de la carga. El pavimento es realmente una viga que distribuye las cargas por flexión a la estructura de pavimento³⁷. Esta losa puede estar formada por materiales rígidos tales como

³⁷ Sower B.G., y Sower F.G, (1973). Mecánica de Suelos y Cimentaciones, 2ª Reimpresión, Edit Limusa. México pág. 312

el concreto estructural integrado por cemento Portland, agregado grueso, arena y agua, con una dosificación adecuada, que garantice su manejabilidad para colocarse y la resistencia a la compresión especificada para el proyecto. Este concreto también es conocido como "Concreto Hidráulico". La losa de concreto se cuela a manera de obtener un elemento monolítico y pueden poseer refuerzo de acero o no. Las mayores ventajas que tienen estos tipos de pavimento son: Poseen una larga vida útil y un costo de mantenimiento relativamente bajo, comparado con los pavimentos flexibles, al ser construidos adecuadamente³⁸. Tienen la característica de ser antideslizante aún en condiciones de superficie húmeda, a menos que se encuentre cubierto de lodo o aceite. Las condiciones de losa están regidas por las propiedades del concreto estructural empleado en el colado y por las propiedades del refuerzo estructural, así como de las capas de apoyo; teniendo como resultado un elemento que soporta esfuerzos elevados de compresión y teniendo baja resistencia a la tensión, siendo casi nulos a la deformación. Para los pavimentos rígidos, la base es la capa intermedia entre la subrasante y la losa de pavimento y tiene por función primordial aislar la penetración de la humedad, los esfuerzos por cambios de temperatura, facilitar el drenaje y como capa resistente a la erosión y el bombeo; en algunos casos, si la subrasante, posee una buena capacidad portante, esta capa se pueden eliminar de la estructura. La Superficie subrasante es el suelo natural subyacente a la superficie de relleno compactado que finalmente soportará las cargas.

1.10. DISEÑO DE PAVIMENTOS

1.10.1 METODO DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLE

1.10.1.1. METODO AASHTO

En 1993 la AASHTO, publicó un manual para el diseño de pavimentos flexibles y rígidos, así como la guía para la rehabilitación de las vías existentes. Esta guía proporciona

³⁸ Carbajal, J. E. Estudio y Comparación... 1997, Trabajo de Graduación. UES. FIA. Pág. 26

los criterios y procedimientos de diseño estructural de pavimentos, basándose en las ecuaciones de regresión del comportamiento de pavimentos en las pistas de ensayo (Road Test). La ecuación básica de diseño usada para pavimentos flexibles utilizada por la AASHTO, en este método es:

$$\text{Log}_{18} = Z_r \cdot S_o + 9.36 \cdot \text{Log}_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\text{Log}_{10}\left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}\right)}{0.4 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \cdot \text{Log}(M_R) - 8.07$$

(Ec. 27)

Donde:

W_{18} : Tráfico estimado durante el período de diseño

Z_r : Desviación estándar promedio

S_o : Error estándar combinado de la predicción de tráfico y la predicción de funcionamiento

ΔPSI : Diferencia entre el índice de servicio inicial de diseño P_o , y el índice final de servicio, P_f

M_R : Módulo de Resiliencia (psi o Mpa)

SN : Número estructural requerido por el diseño.

La ecuación utilizada por la AASHTO, requiere de las siguientes variables de diseño:

- a. Variables de tiempo.
- b. Capacidad portante de la subrasante.
- c. El Tránsito.
- d. Confiabilidad.
- e. Efectos ambientales.

1. Variables de Tiempo:

En estas variables se deben considerar las restricciones en el tiempo que de cualquier forma afecten a la estructura del pavimento; las variables a determinar son:

1. **Período de Diseño:** es el período de tiempo transcurrido en el cual una construcción o rehabilitación se determina desde su serviciabilidad inicial hasta su serviciabilidad final.
2. **Período de Análisis:** es el tiempo total que cada estrategia de diseño debe cubrir o el tiempo definido para fines de evaluación económica con el objetivo de hacer una comparación de alternativas.
3. **Capacidad Portante del Suelo:** La capacidad del suelo está expresada por el valor del Módulo de Resiliencia del suelo, que es un índice de la calidad del suelo para portar cargas. Esta variable ha sustituido al valor del CBR, utilizado en la guía de diseño de pavimentos de la AASHTO-1993.
4. **Variables de Tránsito:** Estos se basan en las cargas esperadas y acumulativas de un eje equivalente a 18,000 libras (18 Kib), durante el periodo de diseño; o sea "Número de repeticiones de carga equivalente de un eje simple de ruedas duales de carga estándar de 18 Kib denominada como ESAL".
5. **Confiability:** Es la probabilidad de que el sistema estructural que forma el pavimento cumpla la función prevista dentro del período de diseño bajo condiciones ambientales durante ese lapso de tiempo.
6. **Variables por Efectos Ambientales:** Serviciabilidad, es la calidad del pavimento durante su uso, esta se ve afectada directamente por los cambios de temperatura y humedad, debilitando la capacidad de carga del pavimento y de la subrasante.

Para el diseño del espesor de un pavimento flexible existe una variedad de ábacos y tablas para todo tipo de carreteras a construir, de donde se obtienen las variables

principales, se utiliza el nomograma de la AASHTO³⁹ para determinar el Número Estructural requerido y luego proceder al diseño de los espesores de pavimento bajo el concepto de análisis de capas⁴⁰.

1.10.1.2. METODO DEL INSTITUTO DEL ASFALTO

Este Método fue desarrollado basándose en las investigaciones realizadas por la AASHTO y propuesto por el Instituto Americano del Asfalto, para el diseño de pavimentos flexibles construidos con bases de concreto asfáltico o bases granulares. El IAA considera la estructura de pavimento para su diseño como un modelo de sistema de multicapas elásticas, analizando cada una de ellas y su comportamiento en conjunto.

CRITERIOS DE DISEÑO

La metodología a utilizar en este método, asume que la carga en la superficie del pavimento produce dos tipos de deformaciones unitarias consideradas críticas para el diseño, estas son:

- a. La deformación unitaria horizontal de tensión en el fondo de la capa asfáltica en su parte inferior, denominada, La deformación unitaria vertical de compresión en la superficie subrasante denominada. ϵ_c

Bajo estas condiciones, si la deformación unitaria horizontal en la superficie es excesiva se producirán fisuras en la capa asfáltica, caso contrario, si la deformación unitaria vertical es excesiva se producen deformaciones permanentes en la superficie del pavimento por sobrecargar la subrasante.

Las variables de diseño a considerar en este método son:

- a. Clasificación de Carreteras y Calles

³⁹ AASHTO, 1993, Diseño de Estructuras de pavimento, Op: Cit pag. II-32

⁴⁰ Carbajal, Jaime y otros, 1993, Estudio y Comparación de los Métodos Utilizados por la AASHTO, Trabajo de Graduación, Ing. Civil, FIA, UES, págs. 93 y 99

- b. Caracterización de los Materiales
 - c. Análisis de Tráfico
 - d. Variables Ambientales
 - e. Tipos de Bases y Subbases a utilizar
- a) Clasificación de Carreteras y Calles: Esta variable es importante para determinar en forma apropiada los factores de Tráfico y otras variables de diseño. La clasificación funcional consiste en organizar las carreteras y calles en diferentes clases o sistemas, de acuerdo al tipo de servicio que estas proporcionan.
- b) Caracterización de los Materiales: En esta etapa son caracterizados todos los materiales que conformarán la estructura de pavimento, por medio del Módulo de Elasticidad de los materiales; llamado Módulo Dinámico para los suelos y los materiales granulares; así también como su coeficiente de Poisson. La evaluación de los materiales en el diseño de pavimentos consta de tres pasos:
- Selección de los materiales de construcción; subrasante, base, sub-base y mezcla asfáltica
 - Requisitos de espesores de cada material seleccionado.
 - Requerimientos constructivos incluyendo el diseño de mezclas, compactación y otros.
- c) Análisis de Tráfico: En esta etapa es necesario conocer las características de tráfico en un período de tiempo determinado; además, se determina el tipo de vehículo, así como la magnitud de cargas en cada uno de los ejes. Todo esto con el objeto de determinar la capacidad de la carretera. El objetivo principal de esta etapa es la determinación del "Número de Repeticiones de carga Equivalente de un Eje Simple de Carga Estándar de 18,000 Lb.(80 KN) denominado "ESAL".

- d) Variables Ambientales : similares a las consideradas en el diseño de la AASHTO.
- e) Tipos de bases y subbases a utilizar: Conociendo los módulos Dinámicos de los concretos y los Módulos de Resiliencia de la subrasante, se procede a la combinación de bases y subbases de manera que se elija la mejor combinación de capas para el diseño final.

1.10.2. DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS

1.10.2.1. METODO DE LA AASHTO

Tal como en el diseño de pavimentos flexibles, se asume que estos pavimentos pueden soportar niveles de tráfico superior a los 50,000lbs o 18 KN ESAL durante su vida útil. Este procedimiento de diseño está basado en las pruebas de carreteras de la AASHTO , las cuales utilizan valores de rendimiento algorítmicos para el cálculo de los espesores.

La ecuación básica usada para diseño de pavimentos rígidos, propuesta por la AASHTO⁴¹ es:

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R \cdot S_o + 7.35 \cdot \log_{10}(D+1) - 0.06 + \frac{\log_{10} \frac{\Delta PSI}{4.5-1.5}}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(d+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 \cdot p_t) \cdot \log_{10} \left[\frac{S'_e \cdot C_d \cdot (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 \cdot J \left[D^{0.75} - \frac{18.42}{(E_c/k)^{0.25}} \right]} \right] \quad (\text{Ec. 1.29})$$

Donde:

W_{18} : Tráfico estimado durante el período de diseño.

Z_R : desviación estándar promedio

- S_o : Error estándar combinado de la predicción de tráfico y la predicción de funcionamiento
- ΔPSI : Diferencia entre el índice de servicio inicial de diseño P_o y el índice final de servicio.
- D : Espesor de la capa de pavimento (pulgadas).
- S_c : Módulo de ruptura (psi) para concreto de cemento portland
- J : Coeficiente de transferencia de cargas usadas al ajustar por Características de transferencia de carga de un diseño.
- C_d : Coeficiente de drenaje.
- E_c : Módulo de elasticidad (psi) para concreto de cemento portland.
- K : Módulo de reacción de la Subrasante.

El número estructural (SN) es resuelto (figura 1.15) por medio del nomograma usado también para pavimento flexible. El número estructural es un número abstracto que expresa el esfuerzo estructural requerido por un pavimento para combinaciones dadas de suelo de Soporte (M_R), el tráfico total es expresado en una carga equivalente de 18 Kip, en un eje axial simple.

Seviciabilidad Terminal y Medio ambiente. El SN requerido puede ser convertido al espesor de superficie de rodamiento, base y subbase, serán un promedio de un coeficiente de capas apropiadamente representativas del esfuerzo relativo del esfuerzo de los materiales de construcción.

Las variables de diseño que utiliza la ecuación de diseño de pavimentos rígidos son las mismas que se usan para pavimento flexible, estas son: variables de tiempo, capacidad portante de la subrasante (M_R), Tránsito, confiabilidad y efectos ambientales; con los cuales

⁴¹ Ver AAHSTO, 1993, Guide for Design of Pavement Structures, Washington Pag 1-6

mediante la utilización de ábacos y nomogramas dados por la AAHSTO, se determina el espesor del pavimento.

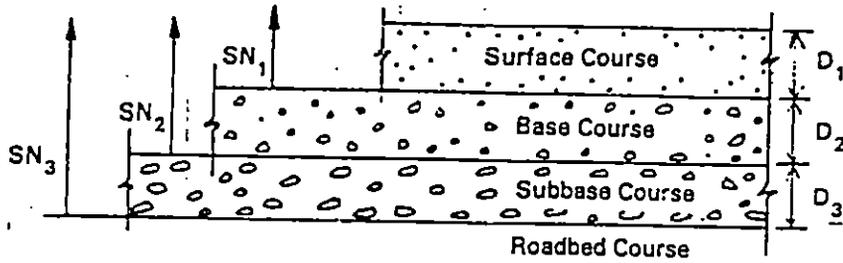
Desarrollo del Módulo Efectivo de Reacción de la Subrasante

Primer Paso:

La carta de diseño para determinar el espesor de losa puede ser aplicada, si es necesario para estimar los posibles niveles soportantes de losa. Esto es realizado usando la figura 1.15 y figuras 1.16, tomada de la guía de diseño de la AASHTO de donde puede obtenerse un Módulo Efectivo de la Subrasante k , el valor k es dependiente de diferentes factores tales como el diámetro de la placa y la humedad del suelo, además del Módulo de Resiliencia. Los factores a considerar en este diseño de pavimentos son:

1. Tipos de Sub-bases: Diferentes tipos de sub-base tienen diferentes esfuerzos o valores de módulos de reacción de la subrasante, la consideración de sub-base es estimando un valor efectivo k , lo cuál provee unas buenas bases para evaluación de costo-efectivo como parte del proceso de diseño
2. Espesores de Sub-bases: El diseño de espesores potenciales para cada tipo de sub-base debe ser determinado, para considerar el costo-efectivo.
3. Pérdida de Soporte, (LS): Este factor es usado para corregir el valor efectivo de k , basándose en la erosión potencial del material de sub-base.

Profundidad de la Fundación Rígida: Si la roca está a 10 pies de profundidad de la superficie de la subrasante, en una longitud larga en el proyecto, este efecto sobre el valor k en general y el diseño de espesor de losa debe ser considerado cada combinación de estos factores debe ser evaluada, si es necesario para preparar una tabla separada y desarrollar un módulo efectivo de reacción de la subrasante k para cada estación climática



$$D^*_1 \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

$$SN^*_1 = a_1 D^*_1 \geq SN_1$$

$$D^*_2 \geq \frac{SN_2 - SN^*_1}{a_2 m_2}$$

$$SN^*_1 + SN^*_2 \geq SN_2$$

$$D^*_3 \geq \frac{SN_3 - (SN^*_1 + SN^*_2)}{a_3 m_3}$$

a, D, m and SN are as defined in the text and are minimum required values.

An asterisk with D or SN indicates that it represents the value actually used, which must be equal to or greater than the required value.

Figura 1.15 Figura para Determinar los Espesores de las Diferentes capas de los Pavimentos Rígidos

Example:

$D_{SB} = 6$ inches

$E_{SB} = 20,000$ psi

$M_R = 7,000$ psi

Solution: $k_w = 400$ pci

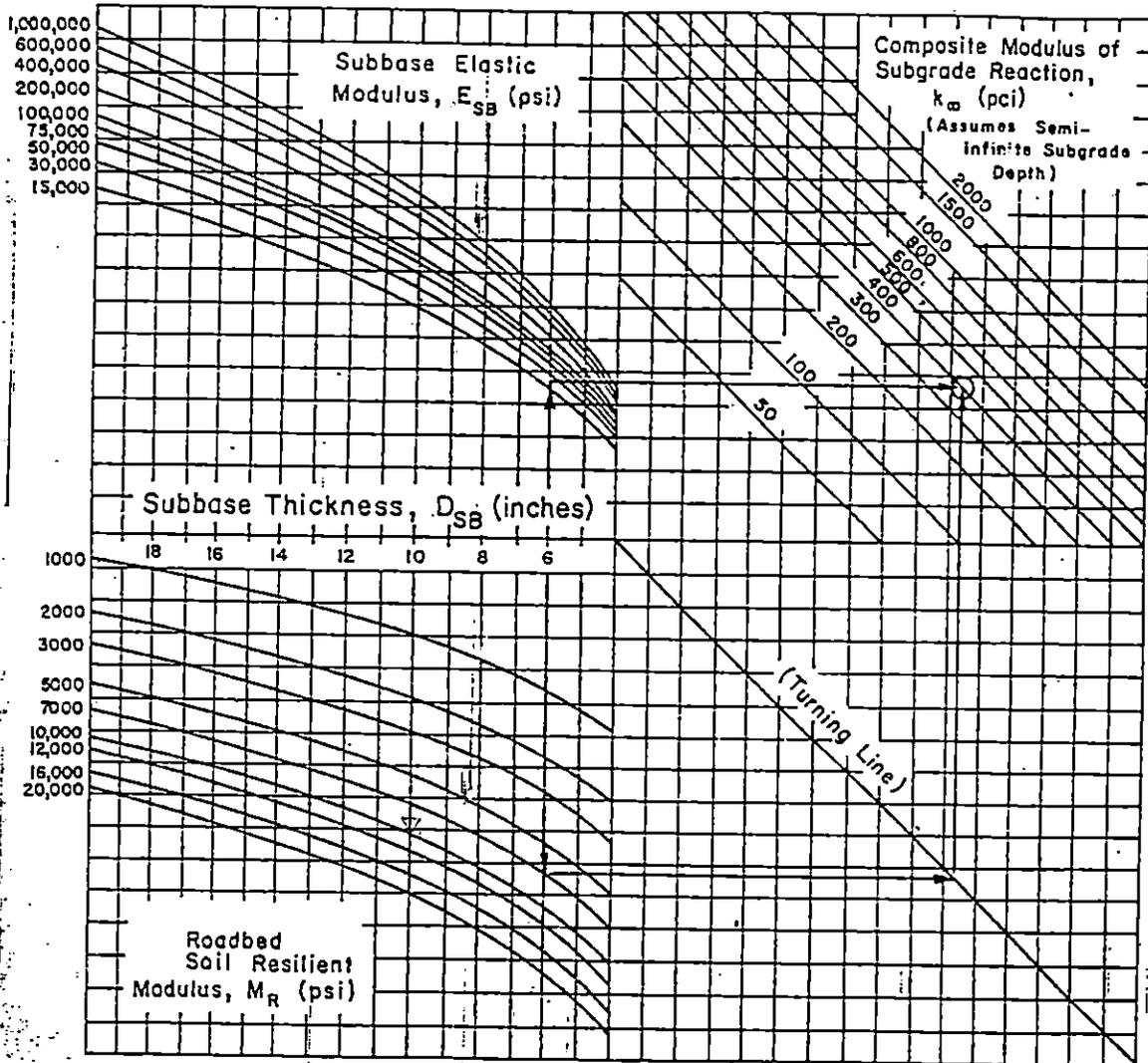


Figura 1.16. Nomograma para Determinar espesores de Pavimentos Rígidos

Segundo paso

Se identifica el valor de Módulo de Resiliencia de la carretera por estación climática. Si la duración de las estaciones climáticas es muy corta, entonces el Módulo de Resiliencia puede ser determinado a intervalos consecutivos dependiendo de la duración de la estación.

Tercer paso

Se le asigna un valor de Módulo de Resiliencia a la sub-base, para cada estación, para encontrar estos valores se recomiendan valores ESAL de 50,000psi y 15,000psi

Cuarto paso

Se estima la composición del Módulo de reacción de la subrasante para cada estación asumiendo una profundidad semi infinita de la subrasante (para rocas duras la profundidad será de 10 pies). Si la losa es colocada directamente sobre la subrasante, la composición del Módulo de Reacción de la Subrasante se definirá usando la siguiente correlación teórica entre el valor k para una prueba de placa de carga y el Mr.

$$K = \frac{Mr}{194} \quad (\text{Ec. 1.28})$$

Quinto paso

Se desarrolla el valor k en el cuál se incluyan los efectos de una fundación rígida lo más próxima a la superficie, este paso se puede obviar si la profundidad de roca dura, para la fundación rígida es mayor de 10 pies.

Sexto paso

Se prevé un valor del espesor de la capa de base que se requiere, estimando el daño (U_r) de cada estación.

Séptimo paso

Teniendo el valor total de daños (U_r), este se divide entre el número de incrementos de estaciones (12 ó 24), para determinar el daño promedio relativo y el espesor de capa proyectada.

Octavo paso

Se ajusta el Módulo de Reacción efectivo de la subrasante para descontar la pérdida potencial de soporte, por la erosión de la sub-base.

1.10.2.2. METODO DE LA PORTLAND CEMENT ASOCIATION (PCA)

La PCA, utiliza como base para el diseño de pavimentos rígidos, hechos de concreto hidráulico, las ecuaciones de Westergard, que utiliza el valor del módulo de reacción de la subrasante obtenido a través del ensayo de la placa de carga, realizada sobre la subrasante de la vía y el módulo de Resistencia a la tensión en flexión del concreto, MR , que se expresa como un esfuerzo y puede obtenerse experimentalmente probando una viga estándar en el laboratorio.

Los pasos a seguir en el diseño de pavimentos rígidos propuestos por la PCA son:

1. Evaluar la resistencia del concreto $MR_r = MR_{Actuante} / MR_{Disponible}$.
2. Para esto deberá conocerse el valor de la resistencia a la tensión en flexión que se aplicará a las losas, así como el valor de resistencia del concreto hidráulico que sirve de base al proyecto.
3. Establecer el nivel de repeticiones de la carga actuante que corresponde al valor de la relación de la resistencia (R_r), esto implica la determinación del número de veces que la carga puede repetirse en el pavimento sin llevarlo a la falla; si $R_r < 0.5$, la carga no producirá falla en el pavimento y puede aplicársele cuantas veces se quiera. Si la carga

produce un R_r de 0.51, la carga puede actuar 400,000 veces antes de la falla, y una relación de R_r de 0.85, sólo resiste 30 aplicaciones de carga; para ello la PCA propone un factor de seguridad de 1.2 para carreteras importantes con tránsito abundante y pesado, 1.1 para carreteras de volumen medio y tráfico pesado

4. Conocer la distribución de cargas de tránsito que soportará el pavimento, definición del tipo de eje a circular.
5. Determinación del Módulo de reacción de la subrasante, el cual se corregirá de acuerdo al tipo de sub-base si esta es considerada en el diseño.
6. Utilizando gráficos es posible determinar el espesor de la capa de pavimento. Ver Gráfica 1.16.

CONCLUSIONES

La red vial de nuestro país está constituida en un 80 % por caminos sin ningún tipo de revestimiento en la superficie de rodamiento, lo que ocasiona un deterioro a corto plazo de las vías.

La subrasante de las vías no revestidas debido a su característica de exposición permanente a la intemperie, resequedad en verano y excesiva humedad en invierno así como el incremento desmedido del tráfico, exigen un mantenimiento más continuo y un estudio más conciente de parte del estado de sus capacidades portantes de los suelos de subrasante.

RECOMENDACIONES

Es necesario tomar en cuenta la capacidad portante de los suelos de subrasante al momento de diseñar la estructura de pavimento, especialmente de los caminos no revestidos que resultan los más dañados por no tener una capa que proteja el terreno de fundación de la vía; en ese sentido el Módulo de Resiliencia determinado por la prueba triaxial pueden utilizarse en la valuación de la capacidad portante de los suelos de subrasante de este tipo de caminos.

CAPITULO II

DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE RESILIENCIA

2.1 METODOS Y CRITERIOS PARA MEDIR LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Para el diseño de los espesores de pavimentos, es indispensable determinar la capacidad portante de la subrasante, ya que en gran medida depende de la resistencia al corte y resistencia a los esfuerzos aplicados, que esta posea, los espesores de diseño de cada una de las capas de la estructura de pavimento. En las vías, el conjunto pavimento-subrasante desempeña un papel primordial, ya que subrasantes con una compactación y calidad, de acuerdo con las normas (AASHTO T-180), permitirán reducciones de costos en los espesores de capas⁴² sobrepuestas en ella: base, sub-base y carpeta asfáltica para pavimentos flexibles y espesores de concreto hidráulico en pavimentos rígidos. Para esto, el criterio predominante es el resultado obtenido de ensayar los suelos de subrasantes a humedad y densidad previstas para las solicitaciones de carga a que estarán sometidas durante su funcionamiento. La estabilidad y resistencia de la subrasante está ligadas a la compactación y calidad, razón por la que se debe considerar la condición más desfavorable del suelo, saturación, que se presenta en las subrasantes durante la estación lluviosa.

Con la necesidad de encontrar un método para caracterizar los suelos inicialmente se desarrollaron ensayos, utilizando en el proceso de prueba cargas estáticas o de baja velocidad de deformación, como el C.B.R. que fue inventado en 1930 y la prueba de compresión simple; estos métodos han sido sustituidos en la actualidad por ensayos dinámicos tales como el método de HVEEM y método del Módulo de Resiliencia, que representan de mejor manera las condiciones de esfuerzo y deformación de los suelos bajo cargas dinámicas.

Entre los métodos para medir la capacidad portante del suelo en carreteras se tienen los siguientes:

- a) Método de la placa de carga
- b) Valor de soporte de California (C.B.R.)

⁴²Espesores Económicos, estos a su vez cumplen con los requerimientos de calidad establecidos en las respectivas normas y especificaciones del proyecto

- c) Método de HVEEM
- d) Método del módulo de Resiliencia
- e) Pruebas triaxiales

2.1.1. VALOR RELATIVO DE SOPORTE, C.B.R.

El valor relativo de soporte, más conocidos por sus siglas en inglés C.B.R. (California Bearing Ratio), fue desarrollado por la División de Carreteras del estado de California en 1930. Esta prueba ha sido adoptada y usada en muchos países, cuyas instituciones encargadas de construcción de carreteras, han desarrollado los diseños de sus carreteras con el método basado en esta prueba; ella es un índice de la resistencia al corte del suelo, involucrada indirectamente a través del mecanismo de punzonamiento del espécimen, la cual se obtiene en determinadas condiciones de compactación y humedad.

Este valor se obtiene esencialmente midiendo la resistencia a la penetración de un pistón de área circular en un espécimen, y se expresa como un porcentaje de la carga unitaria que se necesita para introducir ese mismo pistón a una profundidad igual en una muestra de piedra triturada que se toma como patrón. El material estándar es una caliza triturada, para la cual ya se tienen los valores constantes de resistencia para cualquier penetración. (tabla 2.1)

Tabla 2.1 Presiones para Distintas Penetraciones del Vástago en el Material Patrón

Penetración		Presión en el vástago	
Cm	Pig	Kg/cm ²	lb/pig ²
0.25	0.1	70	1,000
0.50	0.2	105	1,500
0.75	0.3	133	1,900
1.00	0.4	161	2,300
1.25	0.5	182	2,600

Fuente: Rico Rodríguez, A. Del Castillo, H. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres

La muestra del suelo con la que se hace la prueba se encuentra confinada en un molde de 15.2 cm (6 pul) de diámetro y 20.3 cm (8 pul) de altura; para compactar la muestra de suelo se utiliza un martillo de 45.72 cm (18 pul) y 4.5 Kg (10 lb), que es un método de

compactación dinámico, y se hace con tres niveles de compactación, con lo que se intenta reproducir de una manera razonable las condiciones de compactación que se logran con el equipo de campo. Para simular la sobrecarga que tendrá una capa en el pavimento real, se le coloca una o dos placas que ejercen en el espécimen una presión equivalente a la sobrecarga que se tendrá en el pavimento, estas placas poseen un orificio en el centro que permite el paso del pistón que efectuará la penetración.

Para obtener el valor del C.B.R, se hacen lecturas de la penetración a 1.27, 2.54, 3.81, 5.08, 7.62, 10.16, 12.70 mm, con estos datos se dibuja una gráfica (Ver Figura 2.0), en la que en las abscisas se coloca la penetración y en las ordenadas, las cargas correspondientes, si la curva trazada no tiene cambios bruscos, el C.B.R se calcula con la carga correspondiente a 2.54 mm; con la fórmula siguiente:

$$CBR = \frac{A}{1360} * 100 \quad (Ec.2.1)$$

Donde:

A: Es la carga en Kg correspondiente a una penetración de 2.54 mm

1360: Es valor en Kg correspondiente a la misma penetración
en el material estándar

La curva de penetración-presión que resulta de la prueba del C.B.R es lineal para bajas penetraciones pero tiende a hacerse ligeramente curva con la concava hacia abajo a penetraciones, mayores; sin embargo, cuando el pistón no se encuentra perfectamente normal a la superficie a penetrar, la curva resulta con un pequeño tramo cóncavo hacia arriba en su tramo inicial, al tener este caso será necesario corregirla, desplazando la curva hacia la izquierda ignorando la concavidad inicial, prolongando su parte recta hasta el origen.

Los factores que afectan a los resultados que se obtienen de la prueba del C.B.R. son la textura del suelo, su contenido de agua y su condición de compactación⁴³. Debido a que los suelos friccionantes, exhiben poca expansión en su etapa de saturación, la

sobrecarga que se le coloca tienen poca influencia en su etapa de saturación, pero si es considerable su influencia en su etapa de penetración y para los suelos cohesivos ocurre lo opuesto

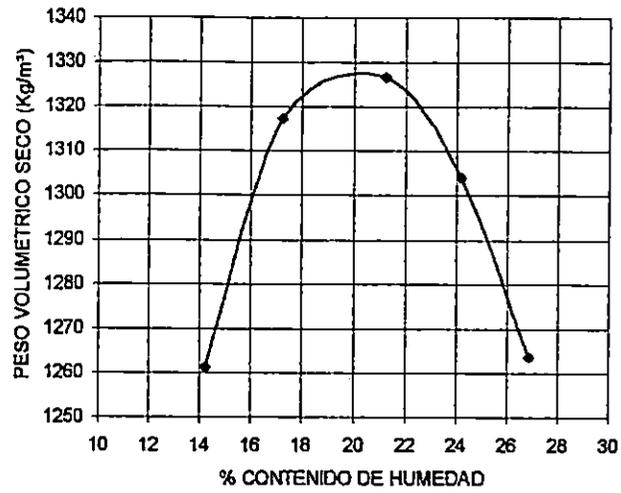
DESVENTAJAS

Siendo el C.B.R un parámetro para medir la capacidad portante del suelo se encuentran inconvenientes al interpretar los resultados y darle una aplicación práctica en los problemas de carreteras, esto es:

- La penetración o punzonamiento en una muestra de suelo se ve afectado de
- forma importante por factores como son: la naturaleza del suelo, el contenido de agua, las condiciones de compactación y la textura del suelo.
- No se tiene definida una base teórica que sustente su valor como prueba destinada a medir la resistencia de los suelos para determinar la capacidad portante del suelo.
- El punzonamiento es una forma poco usual de hacer trabajar el suelo y por lo tanto no se parece a ninguna circunstancia de interés práctico a que vaya a estar sujeto el suelo en un pavimento bajo cargas de tránsito y a los factores climáticos como la temperatura, dado que estas cargas son repetitivas, lo cuál no se representan en la prueba.
- Para dimensionar las capas del pavimento el C.B.R, únicamente considera la deformabilidad de los suelos, dejando a un lado la resistencia de estos, que es un factor importante para resistir las cargas de tránsito.

⁴³ Rico Rodríguez, A Del Castillo, 1986, La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Edit Limusa, México.

GRAFICA 3.6 C. PANAMERICANA Km 36, COJUTEPEQUE



GRAFICA 3.10A CURVAS ESFUERZO - PENETRACION C. PANAMERICANA Km36, COJUTEPEQUE

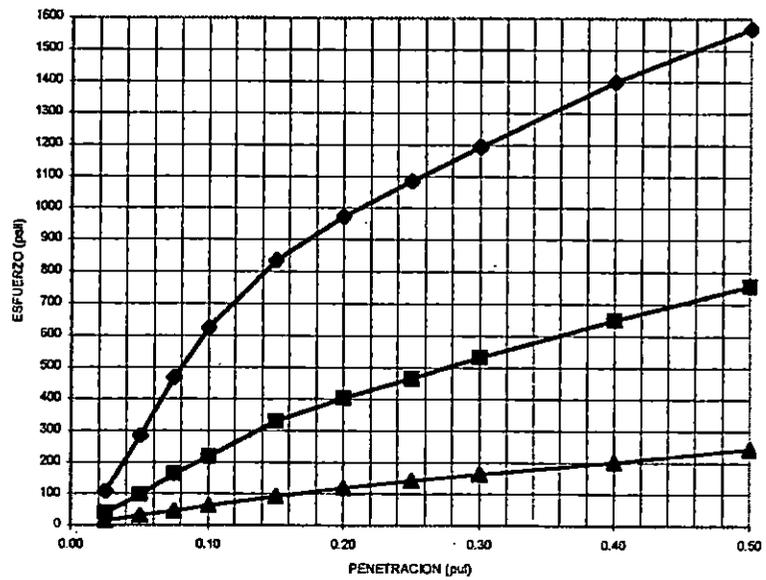


Figura 2.0 Curvas obtenidas del ensayo de CBR y Relación Densidad-Humedad

VENTAJAS

Como toda prueba para medir la capacidad portante de un suelo, se puede mencionar las siguientes ventajas de la prueba.

- Es una prueba ampliamente conocida, por su uso extenso puesto la mayoría de los pavimentos flexibles construidos se han diseñado con el método basado en esta prueba.
- Es económicamente factible y puede llevarse a cabo en un tiempo relativamente corto.
- Puede llevarse a cabo en muestras alteradas como en muestras inalteradas.

PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA

El procedimiento para realizar las pruebas se puede dividir en cuatro grandes partes:

- 1) Determinación de la densidad y humedad máxima mediante el ensayo Densidad-Humedad, AASHTO T-180, método C.
- 2) Elaboración de los tres especímenes de ensayo para C.B.R. diferentes energías de compactación para el mismo martillo de compactación, 10 lb de peso y 18 plg de altura de caída, así:
 - Molde No 1 cinco capas de 56 golpes por capa
 - Molde No 2 cinco capas de 25 golpes por capa
 - Molde No 3 cinco capas de 12 golpes por capa
- 3) Saturación de los especímenes de ensayo: Los moldes compactados con diferentes energías de compactación, son colocados en un recipiente y se sumergen en agua para saturación por un período de 96 horas, cuatro días, durante el cuál se toman lecturas de hinchamiento cada 24 horas. El hinchamiento se mide con un micrómetro de aproximación de 0.001 pulg. La lectura de hinchamiento registrada al final de estas 96 horas se expresa como un porcentaje de la altura inicial del espécimen, que se calcula según la siguiente fórmula:

$$\%H = \frac{L_f \cdot 0.001 \times 100}{h_i} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Donde:

$\%H$: Porcentaje de altura

L_f : Lectura al término de las 96 horas

0.001: Constante de conversión del micrómetro

h_i : Altura inicial del espécimen (cm o pul)

4- Penetración de los especímenes de ensayo:

- Transcurrido el período de saturación se sacan los especímenes del recipiente de saturación, se secan superficialmente y se pesan en esas condiciones.
- Se registra este peso como peso saturado de muestra mas molde, antes de penetrar.
- En estas condiciones se procede a penetrar cada espécimen, utilizando la máquina de carga a una velocidad de penetración de 0.05 pul/mín. Se hacen lecturas en el micrómetro del anillo de carga, correspondiente a las penetraciones siguientes: 1.27, 2.54, 3.81, 5.08, 7.62, 10.16, 12.70 mm, o sea; 0.05, 0.1, 0.15, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5 pul.
- Durante la penetración se deberá colocar en el extremo penetrado de las muestras, dos contrapesos de 5 lb cada una.
- Estas lecturas serán traducidas a valores de Esfuerzo Normal de la siguiente manera:

$$\sigma = \frac{L_c \cdot K}{A_p} \quad (\text{Kg/cm}^2 \text{ o psi}) \quad \text{Ec. 2.3}$$

Donde:

K : Constante del anillo de carga (lbs/div)

A_p : Area del pistón de penetración (3 pulg²)

L_c : Lecturas del micrómetro.

2.1.2. TEORIA SOBRE ENSAYO DE LA PLACA DE CARGA

2.1.2.1. ESFUERZOS EN PAVIMENTOS FLEXIBLES

Un pavimento flexible está constituido por un sistema de capas, las cuales están diseñadas para soportar las cargas de tránsito a las que estarán sometidas en el futuro. "El espesor del pavimento está determinado en parte por la carga total aplicada a la superficie y por las características portantes de la subrasante". La resistencia de la subrasante puede incrementarse por compactación o estabilización. La estabilidad de la subrasante depende de factores tales como: textura del suelo, contenido de humedad, densidad y acción del clima. Produciendo contracciones e hinchamiento en los suelos. En los análisis de esfuerzos de los pavimentos, las teorías de Boussinesq y Burmister, consideran que las fallas de los pavimentos son causadas por la combinación de esfuerzos cortantes y normales producidos por una carga aplicada sobre este. Esto, es producto de la complejidad de los suelos de subrasante y del hecho de que el pavimento es una estructura de capas.

2.1.2.1.1. MODULO DE ELASTICIDAD.

El módulo de elasticidad es la razón entre el esfuerzo unitario aplicado y la deformación unitaria dentro de un límite elástico.

$$E = \frac{\sigma_2}{\epsilon_2} \quad (\text{Kg/cm}^2 \text{ o lb/pul}^2) \quad (\text{Ec. 2.4})$$

En el estudio de suelos de subrasante. Las curvas esfuerzo-deformación no son una línea recta, pero para casos prácticos, se toma de ésta manera.

2.1.2.1.2. ESFUERZOS EN MASAS HOMOGÉNEAS.

La distribución de esfuerzos verticales bajo carga concentrada sobre un plano vertical toma la forma de una superficie acampanada, donde los máximos esfuerzos se originan en una profundidad cercana a la superficie, decrecen con la profundidad (fig 2.1)

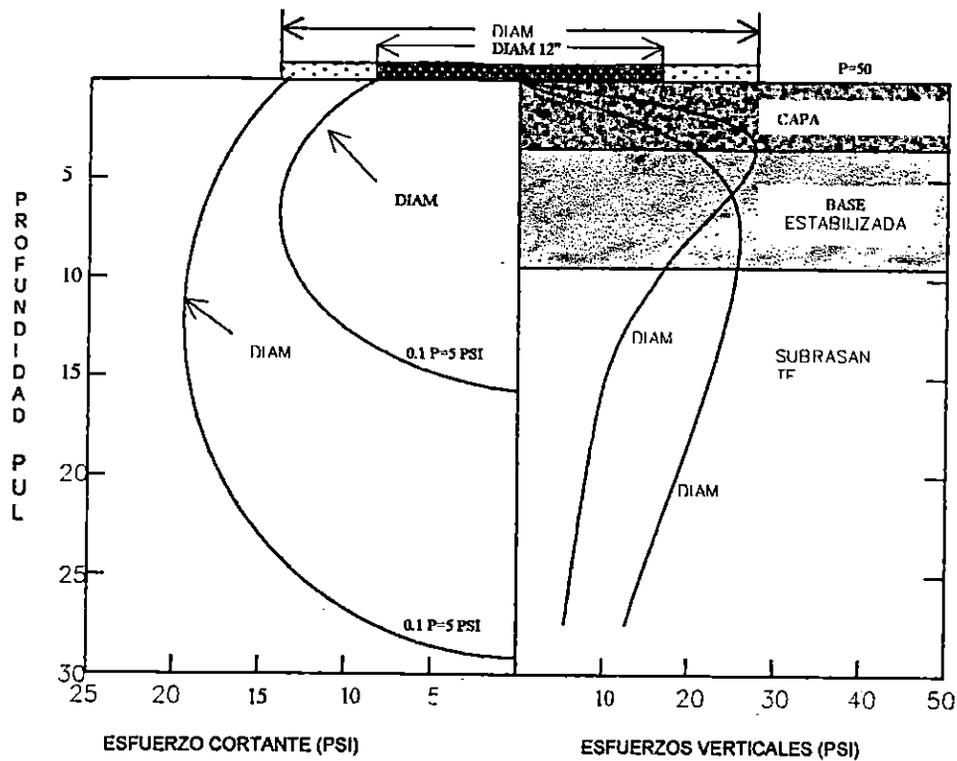


Figura 2.1. Distribución de los esfuerzos a diferentes profundidades, para una carga aplicada sobre discos de diferentes

En el estudio de pavimentos flexibles la carga en la superficie es una carga puntual que es distribuida en el área de la placa y sobre la subrasante en forma elíptica, simulando la presión de llanta ocasionada por los vehículos sobre el pavimento (fig 2.2).

2.1.2.1.3. DEFORMACIÓN ELÁSTICA BAJO CARGA CIRCULAR.

La deformación originada en una masa de suelos debajo de la superficie a una profundidad h es:

$$\epsilon = \frac{1}{E} [\sigma_z - 2M\sigma_z] \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Sustituyendo para deformaciones bajo una placa circular:

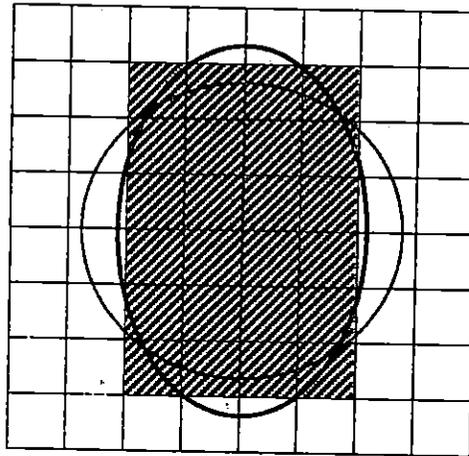


Figura 2.2. Relación entre las áreas de contacto de una llanta

$$\Delta_p = \frac{Pa}{E} F \quad (\text{Ec. 2.6})$$

$$F = \frac{3}{2} \left(\frac{1}{\left[1 + \left(\frac{z}{a} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} \right) \quad (\text{Ec. 2.7})$$

Donde :

Δ : Deformación abajo de la placa (cm o pul)

P : Carga unitaria aplicada (Kg o lb)

F : Factor dependiente de la relación z/a

a : Radio de la placa (cm o pul)

z : Profundidad (cm o pul)

Esta ecuación proporciona la deformación elástica entre la profundidad z y el infinito. Si se aplica una carga a la superficie, $z=0$ y F se convierte en 1.5 la ecuación 2.6 queda como sigue

$$\Delta_p = \frac{1.5Pa}{E} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

2.1.2.1.4. TEORÍA DE BOUSSINESQ

Esta teoría es aplicable a sistemas de pavimentos considerando los materiales como masas ideales, las cuales se suponen poseen características elásticas, homogéneas e isotrópicas y obedece la ley de Hooke, expresado por la ecuación:

$$\sigma = E \epsilon \quad (\text{Ec.2.9})$$

Donde :

σ : Esfuerzo del suelo (Kg/cm^2)

E : Módulo de elasticidad (Kg/cm^2)

ϵ : Deformación unitaria

El esfuerzo vertical a una profundidad dada desde la superficie terrestre y un punto de referencia de la aplicación de la carga es⁴⁴:

$$\sigma_z = \frac{KP}{z^2} \quad (\text{Ec. 2.10})$$

$$y \quad K = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{(1 + (r/z))} \quad (\text{Ec. 2.11})$$

Donde:

r : Distancia radial desde el punto de aplicación de la carga (cm o pul).

z : Profundidad de análisis (cm o pul).

De lo anterior se deduce que el esfuerzo depende de la profundidad z y la distancia r , y es independiente del medio de transmisión de la carga.

Al integrar la ecuación 2.12 para una placa circular resulta la ecuación 2.13

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \left(\frac{1}{1+(r/z)^2} \right)^{3/2} \quad (\text{Ec. 2.12})$$

$$\sigma_z = P \left[1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad (\text{Ec. 2.13})$$

Donde :

P : Carga unitaria aplicada a la placa (Kg o lb)

z : profundidad de análisis (cm o pul).

a : radio de la placa (cm o pul).

El esfuerzo horizontal está definido por la ecuación:

$$\sigma_h = \left[1 + 2\mu - \frac{2(1+\mu)z}{(a^2 + z^2)^{3/2}} + \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad (\text{Ec. 2.14})$$

2.1.2.1.5. COEFICIENTE DE POISSON

El coeficiente de Poisson μ es la razón entre las deformaciones y las deformaciones laterales en un suelo:

$$\mu = \frac{\epsilon_z}{\epsilon_x} \quad (\text{a}) \quad \text{o} \quad \mu = \frac{\epsilon_z}{\epsilon_y} E \quad (\text{b}) \quad (\text{Ecs. 2.15})$$

En el caso de los suelos, el coeficiente de Poisson es un valor de consistencia que ha sido determinado experimentalmente, tabla 2.2, y para aplicaciones prácticas, en suelos se le considera el valor de 0.5, con una aproximación aceptable, como un valor simplificado para el análisis.⁴⁵

⁴⁴ E. J. Yoder, M.W. Witzac, 1975, Principles of Pavement Design, Ed Jhon Wiley & Sons Inc USA.

⁴⁵ Whitlow, Roy, 1994, Fundamentos de Mecánica de Suelos, 2a Ed, Edit CECSA, México.

Tabla 2.2 Valores Típicos de Coeficientes de Poisson

Tipo de Suelo	Coeficiente de Poisson, ν
Arcilla saturada	0.4-0.5
Arcilla no saturada o arenosa	0.2-0.4
Arena: $\phi=40^\circ$	0.2
$\phi=20^\circ$	0.5

Fuente: Roy Whitlow, Fundamentos de Mecánica de Suelos

2.1.2.1.6. TEORÍA DE BURMISTER

Para el análisis de pavimentos flexibles, Burmister propone un modelo teórico para evaluar el módulo de Elasticidad de los materiales que constituyen un pavimento, considerando la estructura como una composición de las capas, y los materiales como homogéneos, isotrópicos y elásticos.

La superficie de la capa a analizar se asume infinita en direcciones "x" y "y."

Otra condición es que las capas estén en contacto continuo y la superficie de la capa a analizar esté libre de esfuerzos cortantes y normales fuera del área cargada.

Para medir los esfuerzos y deflexiones, Burmister utiliza la relación de módulos de elasticidad de las capas

E_1 y E_2 donde E_1 es el módulo de la capa superior, base y subbase, y E_2 es el módulo de elasticidad de la subrasante capa inferior (ver Fig. 2.3)

2.1.2.1.7. DEFLEXIONES DE BURMISTER

Las deformaciones en el sistema de dos capas pueden obtenerse por las expresiones siguientes:

$$\text{Para una placa flexible } \Delta = 1.5 \cdot \frac{Pa}{E_2} \cdot F_2 \quad (\text{Ec. 2.16})$$

$$\text{Para una placa Rígida } \Delta = 1.18 \cdot \frac{Pa}{E_2} \cdot F_2 \quad (\text{Ec. 2.17})$$

Donde:

Δ : Deformación del sistema de dos capas (cm o pul)

P : Carga unitaria sobre la placa circular (Kg o lb)

a : Radio de la placa (cm o pul)

E_2 : Módulo de elasticidad de la capa inferior (Kg/cm² o psi)

F_2 : Factor adimensional que depende, sobre todo, de la relación entre el módulo de la subrasante y el pavimento, así como la relación entre el espesor del pavimento y el radio de la placa (h/a)

La relación E_1/E_2 se obtiene de la gráfica 2.3 pero es necesario conocer previamente el espesor (e) de cualquiera de las dos capas de pavimento como múltiplo del radio de la placa (a) en el eje horizontal, así como en el factor F_2 en el eje vertical, los cuales se interpretan con las curvas de las relaciones de los módulos de elasticidad E_1/E_2 que son generalmente $1/2$, $1/5$, $1/10$, y $1/20$ para determinar un valor numérico de esta relación (Ver Fig. 2.4).

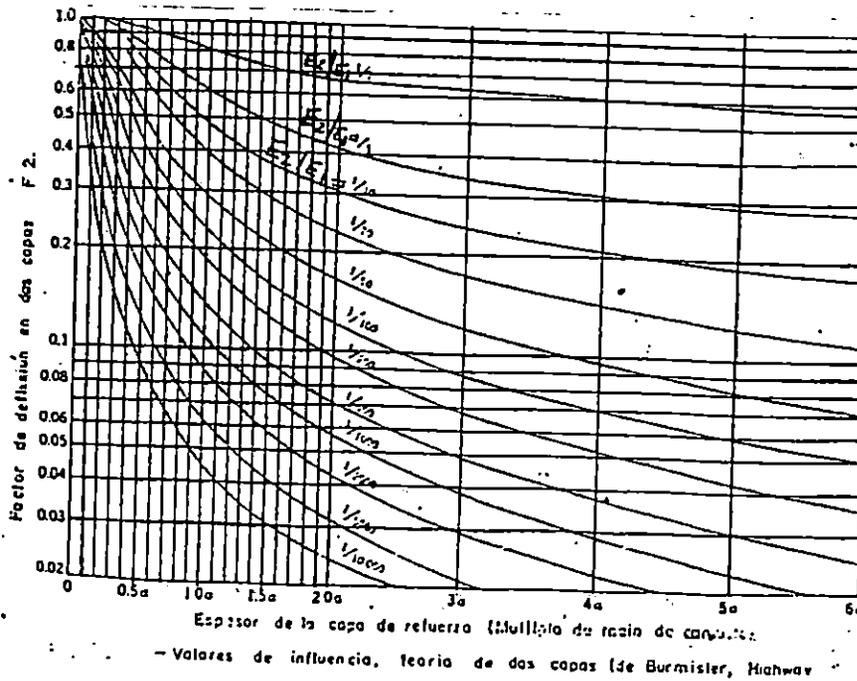


Figura. 2.3 Gráfica de espesores de la capa de refuerzo

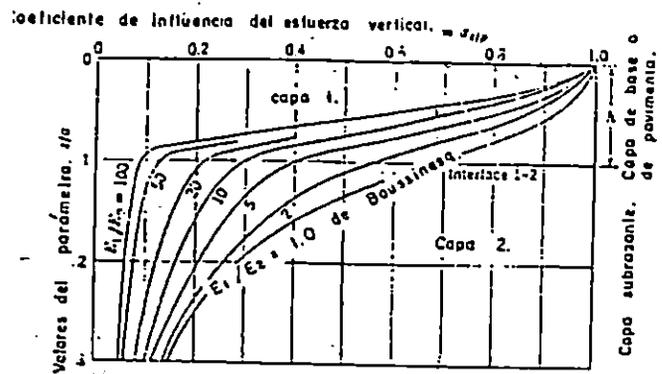


Figura 2.4 Patrón básico de las curvas de influencia de esfuerzos de Burmister

Para calcular los módulos de elasticidad del sistema pavimento-subrasante se procede de la siguiente manera:

- 1- Se calcula el valor de Módulo de elasticidad del suelo de subrasante y como se considera de un mismo material $E_1/E_2=1$, luego $F_2=1$
- 2- Después E_2 de la ecuación general:

$$E_2 = E_1 = \frac{1.18 \cdot \sigma \cdot F_2}{\Delta} \quad (\text{Ec 2.18})$$

$$F_2 = \frac{\Delta \cdot E_1}{1.15 \sigma} \quad (\text{Ec 2.19})$$

- 3- Con F_2 y el espesor (e) de la capa superior a la subrasante y como múltiplo del radio de la placa (a); (h/a) se calcula de la gráfica 2.3
- 4- Luego se tiene

$$E_1/E_2 = E_s/E_{sb} = 1/n \quad \Rightarrow E_{sb} = nE_s \quad (\text{a}) \quad (\text{Ecs 2.20})$$

y para la base

$$E_1/E_2 = 1/n \quad \Rightarrow E_b = nE_s \quad (\text{b})$$

Secuencia de calculos de los módulos de elasticidad de las capas del pavimento.

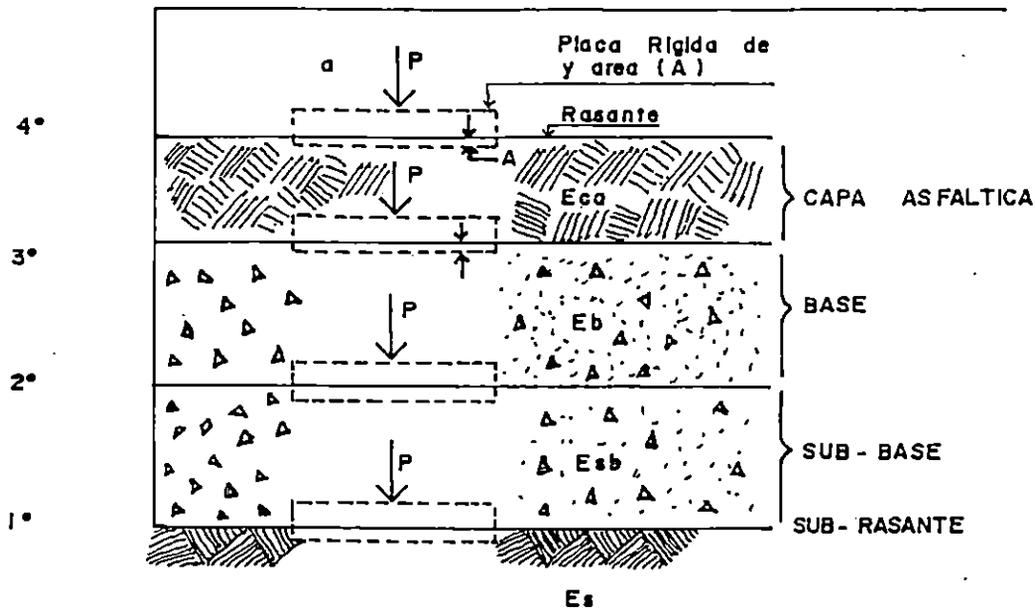


Figura 2.5 Espesores de la capa de refuerzo (Múltiplo del radio de contacto Valores de influencia, teórica de dos capas de Burmister. Gráfica de relaciones de Módulos E_2/E_1)

2.1.2.2. PRUEBA DE LA PLACA DE CARGA

Durante los años de 1945 y 1946 el Departamento Canadiense de transporte, realizó una serie de investigaciones en las pistas de los aeropuertos canadienses bajo la dirección del Ing. Norman W. McLeod, con el objeto de obtener una metodología para el diseño de pavimentos tomando como base la prueba repetida de placa de carga, realizada en la subrasante y pavimentos asfálticos.

Este método está basado en la norma de la ASTM D-1195 "Ensayo de Carga Estática, Repetida de Suelos y Componentes de Pavimentos de Aeropuertos y Carreteras". Este ensayo se realiza para evaluar la capacidad portante de la subrasante, las bases y en ocasiones, los pavimentos completos, utilizándose tanto en pavimentos rígidos como en

pavimentos flexibles, en términos del Módulo de Reacción de la Subrasante K , este define como: la presión σ , transmitida a la placa para producir en el suelo una deformación, prefijada de 0.02 pul ó 0.508 cm; se obtiene de la siguiente expresión:

$$K = \frac{\sigma}{\Delta} \text{ (Ton/m}^3 \text{ o Kg/ m}^3\text{)} \quad (\text{Ec 2.21})$$

Donde:

K : Módulo de reacción (Ton/m³ o Kg/ m³)

σ : Esfuerzo Unitario aplicado al suelo (Ton/m², Kg/m²)

Δ : Deformación (m)

El valor P depende de tres factores: el área de la placa de aplicación de la carga aplicada y la capacidad portante del suelo, lo que se define por:

$$\sigma = n + m\sigma_p \quad (\text{Ec 2.22})$$

Donde:

σ : Esfuerzo unitario (Ton/m², Kg/m²)

n y m : Coeficientes empíricos obtenidos para cada tipo de suelo

σ_p : Presión aplicada, (Ton/m², Kg/m²)

El Módulo de reacción de la Subrasante depende del diámetro de la placa que se use para calcularlo, pues a presión constante, el asentamiento de la placa circular crece con su diámetro, es decir, a mayor diámetro, menor aplicación de carga para producir un asentamiento mayor en el suelo. Otro factor que incide en el valor del Módulo de Reacción de la Subrasante, es la humedad del suelo, en el campo se debe trabajar a la humedad que tendrá el suelo durante su servicio abajo del pavimento, esta es llamada "humedad de equilibrio" que es diferente a la humedad de compactación, pero no es conocida a fondo; razón por la cual se toma un contenido de humedad que se considera crítico, generalmente

mayor del óptimo de compactación, algunas veces el contenido de humedad es el de saturación.

De una prueba de placa es posible determinar información gráfica de las características mecánicas del suelo. (Ver Fig. 2.6)

2.1.2.3. PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO DE LA PLACA DE CARGA.

La prueba se utiliza para medir el valor portante de los suelos a cualquier profundidad, tanto de la subrasante como de cualquiera de las capas que componen la estructura del pavimento. Según el tipo de camino a estudiar se tienen:

Tabla 2.3 Diámetros Utilizados en la Prueba de Placa de Carga

CONCEPTO	CARRETERAS	AEROPISTAS
Diámetro de la placa	30.5 cm ó 12 pul	76.2 cm ó 36 pul
Deformación	0.0508 cm ó 0.2 pul	1.27 cm ó 0.5 pul
Número de Repeticiones de Carga	10	10

Equipo:

En el proceso se definen tres tipos de sistemas,

- Sistema de reacción
- Sistema de carga
- Sistema de medición de la deformación

a) Sistema de Reacción

- Se utiliza un camión de 12 ton de peso como mínimo, con una estructura de apoyos lo suficientemente rígida para el apoyo del gato hidráulico.

b) Sistema de Carga

- Gato hidráulico, con manómetro de 50 ton
- Viga de deflexión y soportes laterales

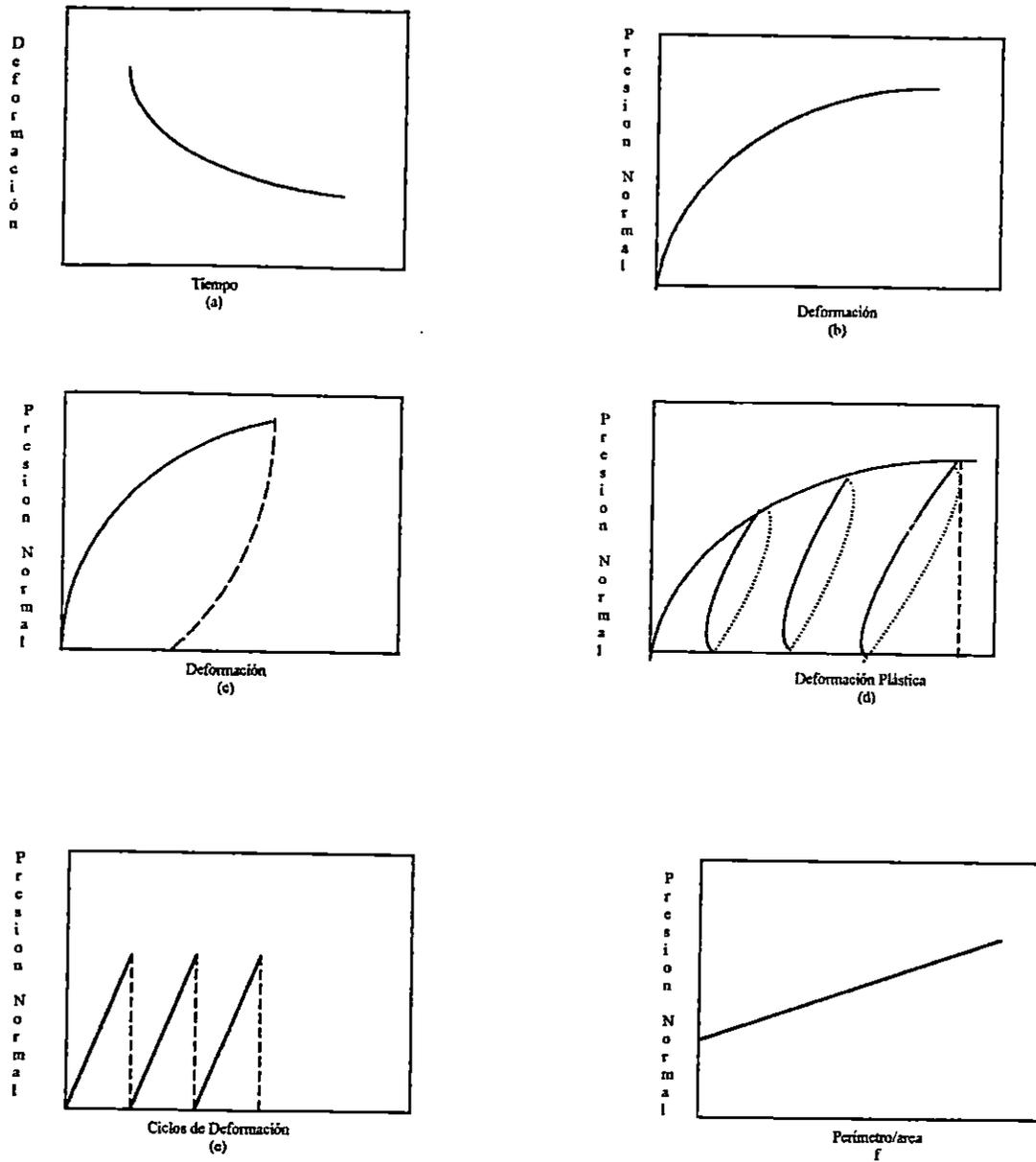
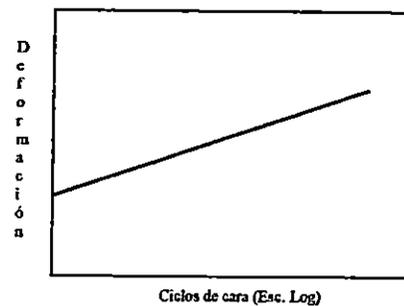


Figura 2.6. Información típica que es posible

Obtener de una prueba de placa

- a) Curva Deformación-tiempo
- b) Curva Presión-deformación
- c) Curva presión-deformación con descarga
- d) Curva con aplicación ciclica de carga
- e) Curva de carga repetida
- f) Efecto del tamaño de la placa
- g) Curva de carga repetida-deformación



- Soportes para medir asentamiento (deformaciones)
- Placas circulares
 1. Placas con un diámetro de 30.5 cm (12 pulg) y 15.24 cm (6 pulg), con 2.5 cm de espesor, para pruebas de placa en carretera Placas con un diámetro de 76.3 cm (30 pulg), 60.96 cm (24 pulg), 45.7 cm (18 pulg) y 30.5 cm (12 pulg), para aeropistas, en algunos casos es conveniente añadir una placa de 15.24 cm (6 pulg).

c) Sistema de Medición de las Deformaciones

- Cronómetros.

Micrómetros con aproximación de lectura de 0.01 mm; se pueden utilizar dos o cuatro micrómetros en la prueba, colocados a 180° cada uno si se usan dos; a 120° si se utilizan tres y a cada 90° colocados en cruz, si se utilizan cuatro. Estos estarán apoyados a una distancia mínima del borde de la placa de asiento en contacto con el suelo.

d) Procedimiento de la Prueba⁴⁶

1. Se centra cuidadosamente la placa abajo del gato hidráulico, colocándola bajo una capa de arena fina o yeso, para proporcionarle un asiento uniforme; sobre la placa de asiento y concéntricas con ella se colocan las demás placas, en orden decreciente de diámetros.
2. Para ajustar los sistemas de carga y control estos se aplican rápidamente, retirándola de inmediato, una carga suficiente para producir una deformación no menor de 0.25 mm (0.1"), ni mayor de 0.5 mm (0.02"). Después se aplica la mitad de la carga anterior y se ponen en cero los micrómetros para empezar la prueba; esta última es llamada de ajuste.

⁴⁶ Rico Rodríguez A, Hermilio del Castillo, La ingeniería de suelos en las vías terrestres, Editorial Limusa, México, pág. 186

3. Se aplica a continuación una carga que provoque una deformación aproximada de 1 mm (0.040) y se sostienen hasta que la velocidad de deformación sea de 0.025 mm por minuto (0.0010/min), durante tres minutos seguidos. Después se quita esta carga y se observa la recuperación, hasta que alcance un cambio de 0.025 mm por minuto (0.0010/min), también durante otros tres minutos. La misma carga se aplica y se retira, de la misma manera seis veces, registrando todas las lecturas de los micrómetros.
4. Se incrementa la carga hasta producir una deformación aproximada de 5.08 mm (0.20), aplicándola y retirándola seis veces, siguiendo el procedimiento antes descrito.
5. Finalmente la carga se incrementa hasta dar una deformación aproximada de 10.1 mm (0.40 pul) y se sigue el procedimiento anterior.
6. En todos los casos, el punto final de cada etapa se obtendrá al cuando se llegue a una velocidad de deformación o de recuperación de 0.025 mm por minuto (0.001"/min) o inferior, durante tres minutos consecutivos.
7. La deformación para una carga dada en cualquier tiempo se determina por promedio aritmético de las lecturas de los dos o cuatro los extensómetros, según se mencionó
8. Deberán recabarse datos auxiliares durante la prueba, tales como temperaturas, condiciones del tiempo, operador, hora de la prueba, condiciones extraordinarias de cualquier índole, etc.

2.1.3. PRUEBAS TRIAXIALES

La prueba triaxial es una prueba de laboratorio, que se le hace al suelo, para conocer las relaciones Esfuerzo-deformación y su resistencia. Esta se hace en una máquina especialmente diseñada para este fin; así, al aplicar de manera controlada un esfuerzo normal vertical y esfuerzos laterales, estos últimos son iguales en todas las direcciones horizontales, a un espécimen cilíndrico de altura de aproximadamente 2 a 3 veces el diámetro de su base, este se coloca dentro de una cámara cilíndrica y hermética, hecha de

material de lucita, el esfuerzo normal vertical es aplicado al espécimen por medio de un vástago y transmitido a través de un balero esférico los esfuerzos laterales son el producto de la presión lateral del confinamiento de la probeta.

Usando un líquido, generalmente agua, de la cual se protege la probeta con una membrana impermeable, dentro de la cámara triaxial con una presión de confinamiento de 6, 3, ó 0⁴⁷ psi. Teniendo el espécimen a un confinamiento dado dentro de la cámara triaxial, se le aplica el esfuerzo vertical, llamado también desviador, hasta que falle. En los extremos de la muestra se colocan piedras porosas, y a estas se le coloca una bureta, para comunicarse con el exterior, si se desea, con segmentos de tubo plástico. El agua de la cámara puede tomar cualquier presión, por ejemplo: 6, 3, y 0 PSI, inducida por medio de un compresor. El vástago proporciona la carga axial, desde el exterior, el cual atraviesa la base superior de la cámara, al esfuerzo se le denomina "esfuerzo desviador" y la presión lateral la proporciona el agua que llena la cámara y el esfuerzo es solo normal, a la superficie de la probeta por ser hidrostático, estos esfuerzos que produce se denomina "esfuerzos principales"; en la dirección axial actúa una presión, que también es un esfuerzo principal y es igual a:

$$P_1 = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (\text{psi o Kg/cm}^2) \quad (\text{Ec. 2.23})$$

Donde:

P_1 : presión en los extremos de la probeta (psi o Kg/cm²)

σ_1 : esfuerzo principal mayor (psi o Kg/cm²)

σ_3 : esfuerzo principal menor (psi o Kg/cm²)

Este estado de esfuerzos a que es sometida la muestra se analiza recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr, donde σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales, mayor y menor respectivamente.

Debido a que no es práctico realizar una prueba triaxial, que reproduzca todas las condiciones reales del terreno, se trata de reproducir los factores que se consideran típicos e

⁴⁷ Experimentalmente, la condición de 0.0 psi de la presión de confinamiento es ligeramente mayor, para efecto de este trabajo de investigación se considera 0.0

influyentes. Sin embargo se pueden reproducir de manera apropiada, una amplia gama de estados reales de carga a los que estará sometido el suelo, por lo que se estima que la prueba triaxial es el método mejor y más versátil para estudiar las propiedades Esfuerzo-deformación del suelo. Las pruebas Triaxiales que más se realizan en los laboratorios son:

2.1.3.1. PRUEBA LENTA (SÍMBOLO L). CON DRENAJE

- a) Etapa de Consolidación: Como primer paso se somete el suelo a una presión hidrostática, (σ_3) permitiendo el drenaje, el tiempo suficiente para que tenga una completa consolidación, bajo la presión aplicada. Cuando el equilibrio estático se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua correspondiente a la condición hidrostática.
- b) Etapa de Carga Axial y Falla: La carga axial se aplica en pequeños incrementos, permitiendo el completo drenaje de la muestra en todo momento, los incrementos de carga se mantienen el tiempo necesario para que la presión del agua, en exceso de la presión hidrostática se reduzca a cero. La característica fundamental de esta prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son los efectivos.

2.1.3.2. PRUEBA RÁPIDA CONSOLIDADA (SÍMBOLO RC).

CON CONSOLIDACIÓN SIN DRENAJE

- a) Etapa de Consolidación: El espécimen se consolida mediante la aplicación de una presión hidrostática definida σ_3 , llegando este a ser un esfuerzo efectivo (σ_3) que actúa sobre la fase sólida del suelo.
- b) Etapa de Carga Axial y falla: La muestra se lleva a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permite el cambio de volumen.

La esencia de esta prueba es no permitir una consolidación adicional como consecuencia de la aplicación de la carga axial durante el período de falla. Esto es posible en la cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la

bureta; haciendo esto, el requisito se cumple independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda que esa velocidad influye en la resistencia del suelo; por ejemplo, si la velocidad es baja la resistencia al suelo aumenta, aún con drenaje totalmente restringido. En esta prueba podría pensarse que el "esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral", sin embargo no ocurre así y se sabe que "parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo", esto no se ha aclarado enteramente aún, ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que la gobiernan. Esto no ocurriría si la muestra estuviera lateralmente confinada, como es el caso de una prueba de consolidación, donde ocurre una distribución simple de esfuerzos, pero en la prueba triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y por lo tanto, tienen lugar los cortantes desde el principio.

2.1.3.3. PRUEBA RÁPIDA (SÍMBOLO R), SIN DRENAJE

En este tipo de prueba no se permite la consolidación de la muestra en ninguna etapa. La válvula de comunicación entre el espécimen, y la bureta permanece siempre cerrada, impidiendo el drenaje. Cuando se aplica al espécimen una presión hidrostática, de inmediato se hace fallar el suelo con la aplicación rápida de carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución, ya sea antes o durante la aplicación de la carga axial.

2.1.3.4. PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE (SÍMBOLO CS)

Esta no es realmente una prueba triaxial, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Al principio de la prueba los esfuerzos exteriores son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debido a las tensiones capilares en el agua intersticial. En ingeniería de carreteras, la tecnología de pavimentos ha desarrollado métodos de diseño, basados en diferentes tipos de pruebas triaxiales,

orientadas a determinar las propiedades como resistencia al corte, resistencia a los esfuerzos de compresión de la subrasante y de las capas del pavimento como la subbase y base, incluyendo en algunos casos a las carpetas; estas pruebas tienen mucha similitud con la prueba triaxial rápida, que es común en la práctica de mecánica de suelos. Para evaluar los suelos por medio de esta prueba, se hace determinando el esfuerzo cortante del suelo bajo una condición de esfuerzos tridimensionales, es decir, la aplicación de esfuerzos laterales y axiales al espécimen; aunque sólo los esfuerzos de compresión son aplicados al suelo, este falla por cortante

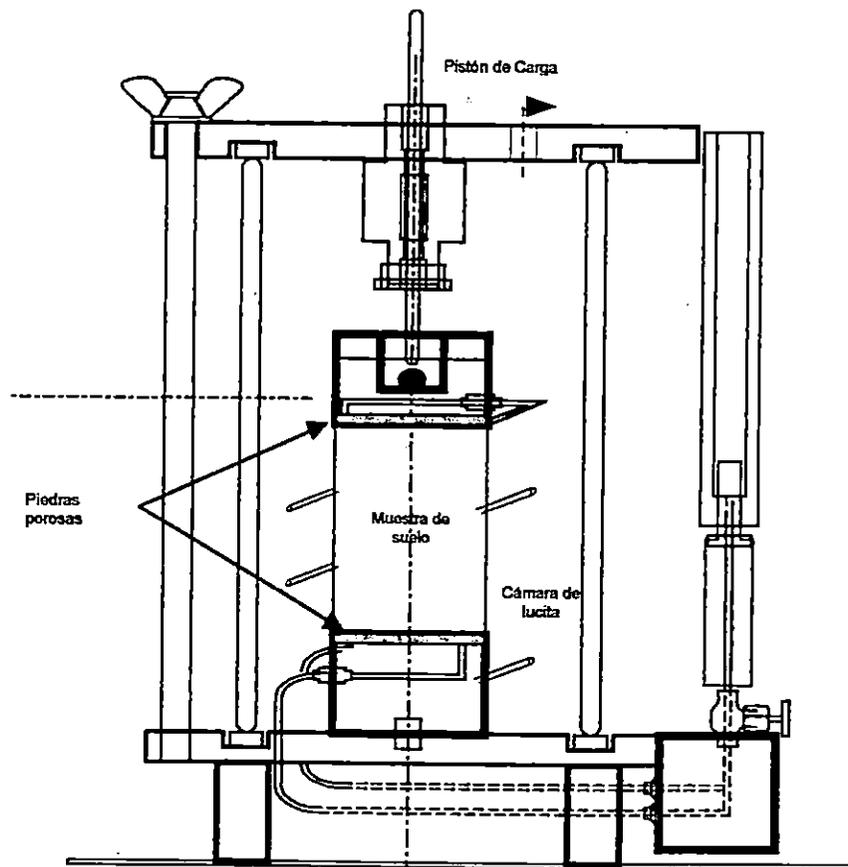


Figura 2.7. Esquema de una Cámara triaxial

2.1.3.5 OTRAS PRUEBAS TRIAXIALES UTILIZADAS EN PAVIMENTOS

Algunas pruebas triaxiales desarrolladas en tecnología de pavimentos son:

2.1.3.5.1. PRUEBA TRIAXIAL DE KANSAS

Esta es la base de un método de diseño de pavimentos usado en el estado de Kansas (EUA). La prueba mide el módulo de deformación de los suelos definida como la pendiente de la curva esfuerzo deformación. El espécimen utilizado para realizar esta prueba es de aproximadamente 10 cm de diámetro, y para representar las condiciones de humedad, se satura el espécimen, pero como esto es una condición muy conservadora, se utiliza el factor "n" que es valor de corrección y es función de la precipitación pluvial de la zona de construcción del proyecto (tabla 2.1). El módulo de deformación se determina en la prueba haciendo uso de una gráfica Esfuerzo desviador-deformación y señalando en ella el esfuerzo desviador que se supone actuará en el pavimento real, el módulo de deformación es la secante que corresponde a ese punto.

Tabla 2.4. Factores de Corrección para la Condición de Saturación en la Prueba Triaxial de Kansas

Factor de corrección N	Precipitación pluvial media cm/año
0.5	38-50
0.6	51-63
0.7	64-76
0.8	77-89
0.9	90-101
1.0	102-127

Fuente: Alfonso Rico Rodríguez y Hermilio del Castillo La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres

2.1.3.5.2 PRUEBA TRIAXIAL DE TEXAS.

Esta prueba ha sido desarrollada en el estado de Texas, por las autoridades encargadas de los proyectos de carreteras. La prueba tiene como objetivo obtener las envolventes de resistencia de los suelos, las que también se utilizan en un método de diseño de pavimentos desarrollado en dicho estado. La cámara triaxial usada para este propósito,

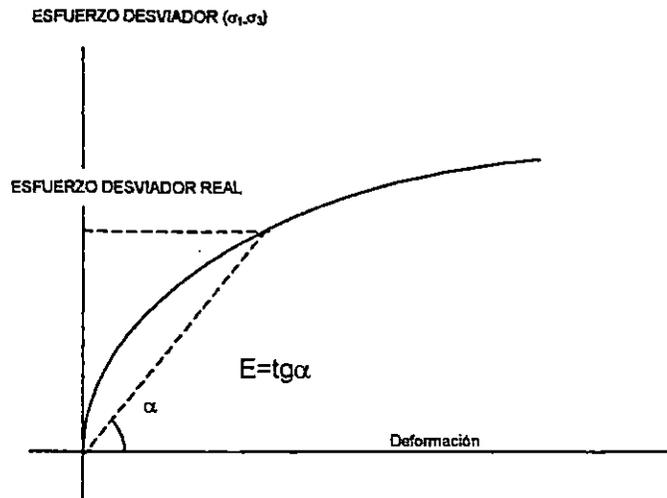


Figura 2.8. Criterios para obtener el Módulo de Deformación en la Prueba de Kansas

es un tubo de acero inoxidable con una membrana interior de hule; entre la membrana y la cámara se introduce aire a presión para dar el confinamiento, esta cámara tiene un diámetro de 17.2 cm y una altura de 30.5 cm, dimensiones con el objeto de probar materiales granulares comunes en la tecnología de pavimentos. El material es compactado por impacto en cuatro capas utilizando un compactador mecánico. El material se encuentra confinado en un molde similar al usado en la prueba del C.B.R. Después de compactar la muestra, esta se seca al horno a 60 °C durante 8 horas y tras esa operación, es dejada en contacto con una fuente de agua.

2.1.4 VALOR RESISTENTE R

Este valor permite conocer la resistencia de un suelo a las deformaciones plásticas, lo que permite determinar si este es apropiado para utilizarlo como subrasante, sub-base o base. Se obtiene mediante el estabilómetro, aparato que fue desarrollado por F. N. Hveem, que además sirve como fundamento de un método de diseño de pavimento flexible. El aparato mide la respuesta de los materiales bajo combinaciones de esfuerzos en niveles inferiores a los de falla. Para la preparación y compactación de los especímenes a probar en el estabilómetro, Hveem desarrollo el compactador mecánico por amasado. El estabilómetro

es prácticamente una cámara triaxial (ver figura 2.9) formada por un cilindro metálico dentro de la cuál hay una membrana de hule; entre el cilindro metálico y la membrana de hule queda un espacio anular que se llena con aceite para transmitir la presión lateral sobre el espécimen. Las presiones verticales que se aplican al espécimen son de 5.6 Kg/cm² y 11.2 Kg/cm² (80 y 160 lb/plg²), a su vez transmite una presión lateral al aceite que se lee en un manómetro.

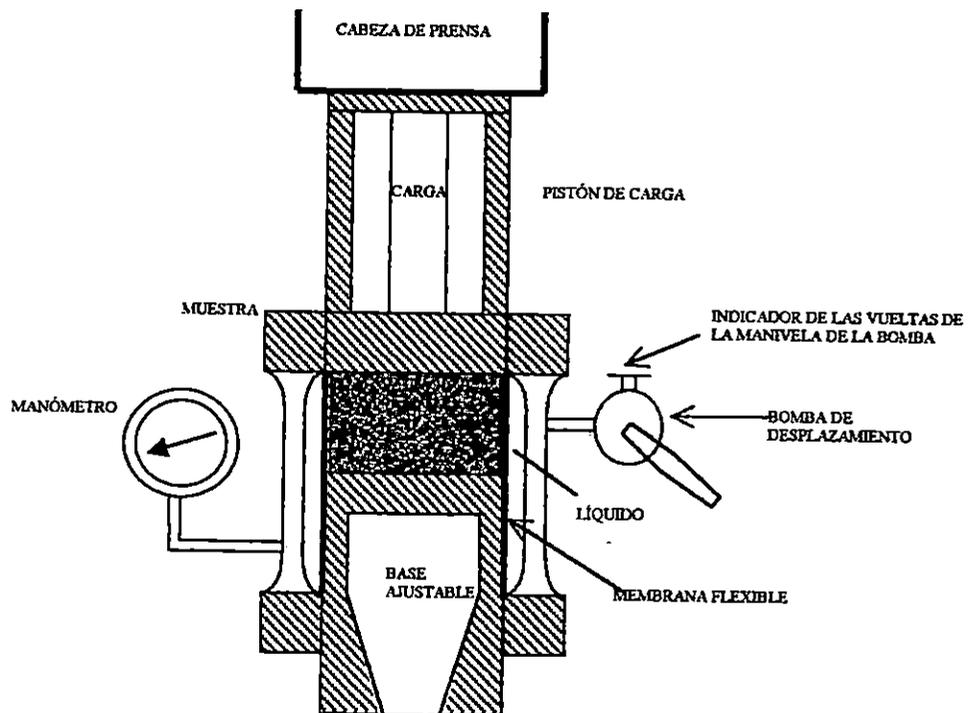


Figura 2.9. Esquema del Estabilómetro De Hveem

El resultado de la prueba es un valor llamado de Estabilidad, también propuesto por Hveem según la siguiente fórmula:

$$R = 100 - \frac{100}{\frac{2.5}{D} \left(\frac{P_v}{P_h} - 1 \right) + 1} \quad (\text{Ec. 2.24})$$

Donde:

R : Número de estabilidad de Hveem (adimensional)

P_v : Presión vertical aplicada. El valor de R se mide generalmente para 11.2 kg/cm^2

P_h : Presión horizontal en las paredes del espécimen medidas en el manómetro. (kg/cm^2)

D : Desplazamiento horizontal del espécimen, para una presión horizontal de 7 kg/cm^2 . El desplazamiento se mide por el número de vueltas que registra el indicador de la manivela de la bomba y que ha sido necesaria para hacer variar la presión lateral medida en el manómetro desde el valor que se halla registrado en la prueba al aplicar la presión vertical, hasta un valor de 7 kg/cm^2

2.1.5. METODO DEL MODULO DE RESILIENCIA

El módulo de resiliencia, es el módulo elástico del suelo, es usado con la teoría elástica y es una medida de la propiedad elástica de los suelos, que poseen una deformación no lineal y se define por la relación entre el esfuerzo desviador repetido (σ_d) y la deformación recuperable (ϵ_r), dada por la expresión:

$$M_r = \sigma_d / \epsilon_r \quad (\text{psi o Kpa}) \quad (\text{Ec. 2.25})$$

Donde :

M_r : Módulo de Resiliencia (psi o Kpa)

σ_d : Esd fuerzo desviador (psi o Kpa)

ϵ_r : Deformación unitaria recuperable (resiliente)

Este método fue desarrollado para estudiar la propiedad que mejor describe la respuesta del suelo bajo cargas dinámicas de tráfico. Una rueda produce un pulso dinámico sobre la superficie de rodamiento, esta se transmite a todas las capas del pavimento y la subrasante. El pulso de las solicitaciones de carga varía desde un valor de 1 hasta un máximo 200 en un tiempo de duración corto, esto es en función de los vehículos que transitan la sobre el pavimento. En el diseño de pavimentos flexibles, el valor de Mr sustituye al C.B.R., utilizado con anterioridad por el método de la AASHTO y puede ser convertido por medio de correlaciones a módulo de reacción de la subrasante (K), para utilizarlo en el diseño de pavimentos flexibles por medio de la correlación siguiente:

$$K = Mr / 19.4 \quad (\text{psi o Kpa}) \quad (\text{Ec. 2.26})$$

Donde :

K : Módulo de reacción de la subrasante (psi o Kpa).

Mr : Módulo de resiliencia (psi o Kpa).

19.4 : Factor de conversion de K a Mr.

El ensayo de módulo de resiliencia no es un ensayo a la rotura y las muestras no fallan durante la ejecución de la prueba. Las muestras cilíndricas son probadas dentro de una cámara Triaxial donde se confinan y permite la aplicación de variedad de presiones; aplicando cargas pulsantes de distinta magnitud y duración, por medio de un equipo electrónico especial. Según la AASHTO, (Guía de Diseño de Pavimento Pág. I-13) el módulo de resiliencia es un parámetro más confiable para el diseño de pavimentos por las razones siguientes:

- 1) Indica una propiedad básica del material cualquiera que sea y puede ser utilizado en análisis mecánico de sistemas multicapas para predecir arrugas, fracturas, acanalamiento, fallas, etc. en la estructura de pavimento.

- 2) El método está normado por la prueba de la AASHTO T274-86; siendo reconocido internacionalmente como un método para la caracterización de materiales para usarlo en el diseño y evaluación de pavimentos flexibles.
- 3) Hay técnicas disponibles para estimar las propiedades del Mr de los materiales, por medio de otros métodos, esto es reconocido y pueden utilizarse correlaciones (Ec. 1.1) para determinarlo por medio de otros valores índices de la capacidad portante del suelo tales como: el C.B.R., Valor Resistente R o valor de resistencia de HVEEM y Módulo de reacción de la subrasante K.

Utilizando el equipo indicado por la norma AASHTO T274-86 se obtienen resultados confiables para poder obtener correlaciones con los otros parámetros que miden la capacidad portante de la subrasante. El ensayo AASHTO T274-86, se divide en dos procedimientos a seguir:

- a) **Materiales granulares:** son materiales no ligados y subrasantes con menos del 70% de material que pasa el tamiz No 10 y menos del 20 % del material que pasa el tamiz No 200.
- b) **Materiales finos:** de subrasante que incluye los suelos tipo A-4, A-5, A-6 y A-7 y en algunos casos los A-1b, A-2 y A-3.

El ensayo es aplicable a suelos inalterados así como suelos compactados en el laboratorio.

2.1.5.1. RESUMEN DEL MÉTODO DE PRUEBA PARA DETERMINAR EL MODULO DE RESILIENCIA

El método de ensayo para determinar el módulo de resiliencia está contenido en la norma AASHTO T274-86 y se describe de la siguiente manera:

Un esfuerzo desviador axial repetido, de magnitud fija, duración y frecuencia, es aplicado a un espécimen cilíndrico de prueba, preparado adecuadamente a una compactación y contenido de humedad específica en el laboratorio. Durante el desarrollo de la prueba el espécimen está sujeto a un esfuerzo estático alrededor del espécimen de prueba, por una presión de confinamiento aplicada en el interior de la cámara a través de un fluido generalmente agua, pero puede ser aceite, glicerina u otro tipo de fluido. Durante la prueba, la combinación de presiones aplicadas produce al espécimen una deformación la cual es de dos tipos; una parte de esta deformación, no desaparece al retirar la carga (permanente) y otra es recuperable que desaparece al retirar el esfuerzo aplicado (resiliente), siendo esta última la utilizada para calcular el Módulo de Resiliencia, M_r .

2.1.5.2. DEFINICIÓN DE VARIABLES

σ_1 : Esfuerzo total axial o esfuerzo máximo principal (Kg/cm² o psi)

σ_3 : Esfuerzo de confinamiento o esfuerzo menor principal (Kg/cm² o psi)

σ_d : Esfuerzo desviador, es la diferencia entre esfuerzos principales (Kg/cm² o psi)

ϵ_t : Deformación unitaria total de la muestra

ϵ_r : Deformación unitaria recuperable o resiliente de la muestra ($\epsilon_t - \epsilon_p$)

ϵ_p : Deformación unitaria permanente o plástica de la muestra

M_r : Módulo de Resiliencia (Kg/cm² o psi)

Dc: Duración de la carga, es el intervalo de tiempo que el espécimen esta sujeto al esfuerzo desviador (segundos)

Ice: Ciclo de duración, es el intervalo de tiempo entre aplicaciones sucesivas de esfuerzo desviador (segundos)

Equipo a Utilizar

Cámara de compresión triaxial

Dispositivo de carga repetitiva

Equipo para registrar carga y deformaciones

Equipo para preparación de probeta

2.1.5.3. CÁMARA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

Esta cámara contiene al espécimen de prueba rodeado de fluido confinado durante el ensayo. La Fig. No 2.7 muestra un diagrama de la cámara. Esta cámara es similar a las demás, excepto por la celda que es un poco mayor para facilitar el montaje interno del equipo de medición de carga y deformación.

Dispositivo de carga

Este es un equipo compuesto por un sistema electrohidráulico capaz de cargar el espécimen cada 0.1 segundos, entre cada aplicación de carga en intervalos de tiempo de 1 a 3 segundos, completando en estos intervalos 200 repeticiones de carga.

Equipo de Medición de Carga y Deformación

La medición de la carga se registra por medio de un micrómetro colocado en la cabeza del pistón de aplicación de carga, exactamente sobre la cara superior de la probeta, con una capacidad de 100 a 140 Libras y con una precisión de 0.1 psi.

La medición de las deformaciones que ocurren durante la prueba se obtienen a través de unos dispositivos llamados LVTD (Transformadores diferenciales lineales de variación), los cuales están sujetos directamente a la probeta por un par de abrazaderas, las cuales se encuentran conectadas a un sistema electrónico de medición que capta los impulsos de cada deformación que ocurren en la probeta durante el ensayo.

2.1.5.4. DEFORMACIÓN DE LOS SUELOS EN LA PRUEBA DE MÓDULO DE RESILIENCIA

En la prueba de módulo de resiliencia, como producto de las cargas repetidas, la probeta de suelo sufre deformaciones ocasionadas por fatiga generando una condición de histéresis lo cual se muestra en los gráficos No 2.9 y 2.10, en ellos hay dos tipos de deformación:

- 1) Una deformación permanente, producto del acomodo de las partículas de suelo al aplicar la carga, la cual se conserva al retirar la carga aplicada.
- 2) Una deformación recuperable o resiliente al retirar la carga.

La figura No 2.10, muestra la deformación de un espécimen de prueba bajo un ciclo de carga y descarga apreciándose los dos tipos de deformaciones descritas.

La figura No 2.11, muestra el estado de deformación para varios ciclos de carga y descarga lo cual va definiendo una curva progresiva suave de tendencias para deformaciones plásticas, este fenómeno se conoce como lazos de histéresis.

2.1.5.5. RELACIONES ENTRE EL MÓDULO DE RESILIENCIA Y EL ESFUERZO DESVIADOR

En la prueba Triaxial existe el fenómeno de "Ablandamiento por tensiones" (stress softening) provocado por el incremento del esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$), ocasionando una disminución en el valor de módulo de resiliencia, esto es común observarlo en los suelos finos. El Módulo de resiliencia es también afectado por la presión de confinamiento σ_3 ; cuando σ_3 aumenta el Módulo de resiliencia se incrementa, debido al aumento de soporte lateral del espécimen, evitando que este se desplace hacia los lados, lo cual se muestra en la Fig. No 2.12.

2.1.6. INFLUENCIA DE LAS PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL SUELO EN EL MÓDULO DE RESILIENCIA.

El Módulo de resiliencia se ve afectado sensiblemente aumentando o disminuyendo su valor, por las condiciones físicas y mecánicas del suelo tales como: contenido de humedad, compacidad, temperatura, granulometría, plasticidad, etc. lo cual ocasiona variaciones en los valores de M_r para un mismo tipo de suelo.

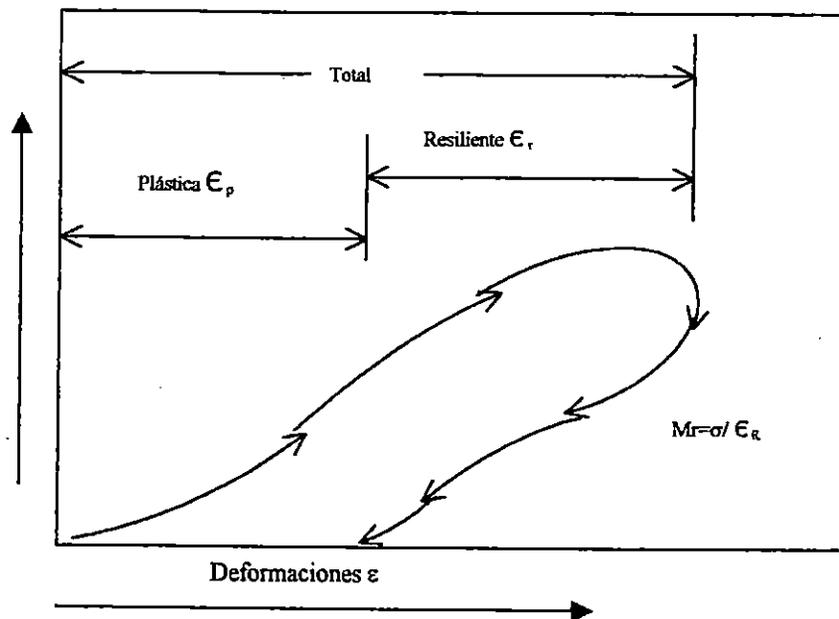


FIGURA No 2.10. Diagrama de deformación de un suelo en un ciclo de carga y descarga.

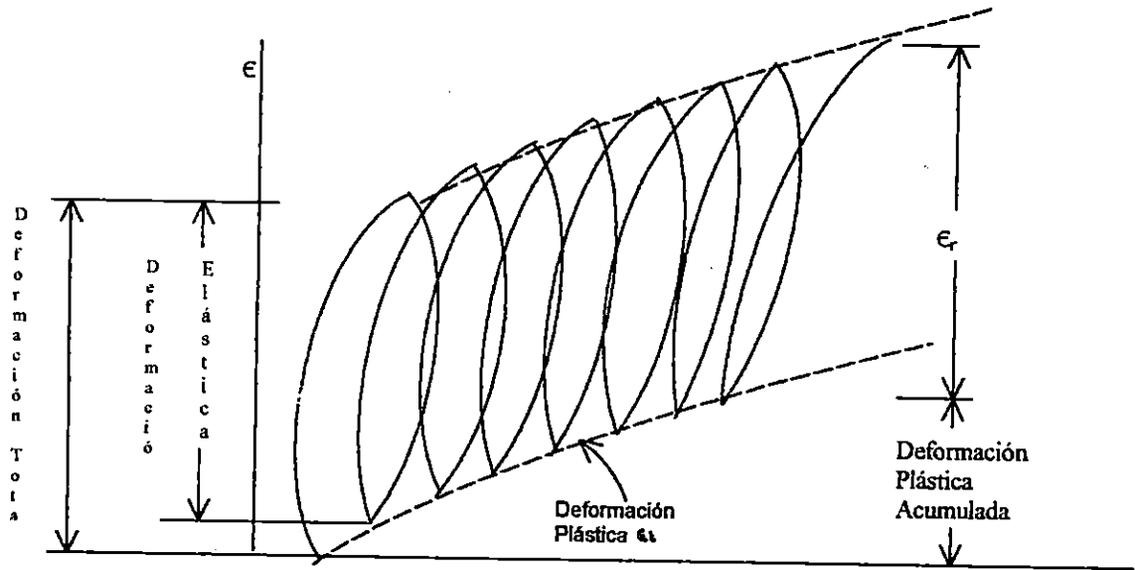


FIGURA No 2.11. Gráfica de deformaciones unitarias de un suelo en varios ciclos de carga y descarga.

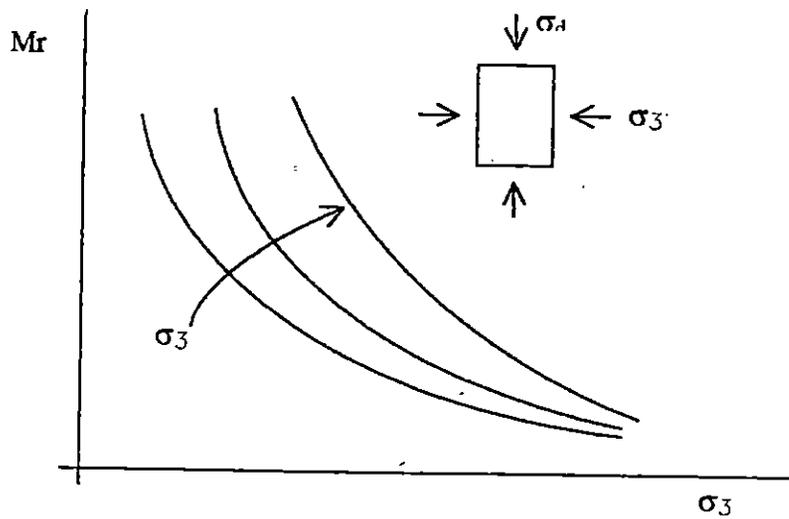


FIGURA No 2.12. Gráfica de variación de M_r en función del esfuerzo desviador

2.1.6.1. CONTENIDO DE HUMEDAD

El contenido de humedad del suelo es un factor que afecta grandemente el valor de M_r de un suelo, disminuyéndolo cuando esta aumenta, razón por la cual, para suelos sometidos a periodos prolongados de saturación se deben realizar los ajustes necesarios al realizar el diseño de pavimento; considerando el daño relativo (U_f) y la capacidad de soporte que tendrá la estructura bajo condiciones de humedad alta especialmente en la estación lluviosa.

2.1.6.2. COMPACTACIÓN

El grado de compactación de un suelo juega un papel importante en el M_r , un suelo con densidad baja posee menor M_r que uno compactado cercano al máximo valor de peso unitario seco (PVS), siendo esta la razón principal por la que se exige para suelos de subrasante un 95% de compactación del PVS, determinado por la norma ASSHTO T-180.

2.1.6.3. GRANULOMETRÍA

La distribución de los tamaños de las partículas del suelo en los materiales de subrasante, juega un papel importante en el M_r , los suelos finos son más sensibles al esfuerzo desviador, obteniéndose valores del M_r bajos comparados con los suelos granulares; estos suelos, a medida que aumentan la tensión interna provocada por el esfuerzo desviador, incrementa su M_r como producto de un fenómeno conocido como rigidización de tensiones (stress hardening), originado por la acción de trabazón entre las partículas del suelo, caso contrario a lo que ocurre con los suelos finos, los cuales se acomodan con menor aplicación de esfuerzo.

2.1.6.4. PLASTICIDAD:

Por las características de deformación que poseen los suelos cohesivos, los cuales son más resistentes a deformarse, volviéndose más elásticos con incrementos en el contenido de humedad, arriba del óptimo, estos poseen menor capacidad portante, razón por la cual el M_r se ve grandemente afectado, ya que depende directamente del esfuerzo aplicado y la deformación elástica. Caso contrario al de los suelos areno-limosos, los cuales poseen menor capacidad de deformación.

2.1.6.5. TEMPERATURA.

En los países donde existen cambios de temperaturas extremos, variando de ambientes calurosos a fríos, el suelo está sometido a ciclos de congelamiento y deshielo, lo cual provoca inestabilidad en las subrasantes, reduciéndose considerablemente el M_r del suelo en los periodos fríos y húmedos, y aumentando su valor en estaciones secas, fenómeno que debe considerarse cuando se haga el diseño de la estructura del pavimento.

2.1.7. METODO PROPUESTO PARA DETERMINAR EL MODULO DE RESILIENCIA

UTILIZANDO LA PRUEBA TRIAXIAL REPETITIVA

El módulo de resiliencia de suelos finos es determinado por la expresión:

$$M_r = \sigma_d / \epsilon_r \quad (\text{Kg./cm. o psi}) \quad (\text{Ec 2.25})$$

Donde :

M_r : Módulo de resiliencia del suelo (Kg./cm. o psi)

σ_d : Esfuerzo desviador (Kg./cm. o psi)

ϵ_r : Deformación recuperable unitaria.

Esta expresión es de carácter general y es aplicable después de tomar las lecturas de deformación en un ciclo de prueba con 200 repeticiones de carga para cada esfuerzo desviador y presión de confinamiento.

La AASHTO T-274-82 establece la siguiente expresión para calcular el Mr:

$$Mr = K_1(\sigma_d)^{K_2} \quad (\text{Kg./cm. o psi}) \quad (\text{Ec. 2.27})$$

Donde: K_1 y K_2 son constantes del material que se obtienen de la gráfica Mr vr. σ_d (gráfica No 2.13)

E. J. Yoder propone las siguientes expresiones para determinar el módulo de resiliencia de los suelos finos:

$$Mr = K_1 + K_3 [K_2 - (\sigma_1 - \sigma_3)] \quad \text{para } K_2 > -(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{Ec. 2.28})$$

$$Mr = K_1 - K_4 [(\sigma_1 - \sigma_3) - K_2] \quad \text{para } K_2 < (\delta_1 - \delta_3) \quad (\text{Ec. 2.29})$$

Donde las variables K_1 , K_2 , K_3 , K_4 se obtienen del gráfico Mr- σ_d (Fig. 2.13) de la siguiente manera:

- 1) Graficando los valores de Mr y σ_d en el eje de las ordenadas y abscisas respectivamente, obtenidos de las lecturas de cada ciclo de carga en una escala aritmética se obtienen una serie de puntos que describen una curva descendente cóncava hacia arriba que luego se vuelve ascendente (Fig. 2.13)
- 2) Trazando dos líneas rectas sobre las dos series de puntos en las dos ramas y marcando un punto de intersección, la distancia entre el punto de intersección y el eje Mr define el valor de K_2 la distancia entre el punto de intersección y el eje σ_d define el valor de K_1 .
- 3) Del gráfico se define la pendiente de la línea descendente donde K_3 es el valor unitario vertical de esta línea; de igual manera se obtiene el valor de K_4 de la otra línea ascendente.

2.1.8. CRITERIOS A UTILIZAR EN LA PRUEBA DE MODULO DE RESILIENCIA CON EQUIPO NORMAL TRIAXIAL

2.1.8.1. CONTENIDO DE HUMEDAD.

Considerando condiciones de humedad para la estación seca y lluviosa, se tendrá como parámetro la humedad óptima obtenida de la prueba de compactación AASHTO T-

180, donde se ensayarán dos probetas compactadas en el laboratorio al 95% del peso unitario seco máximo utilizando la humedad en la rama seca.

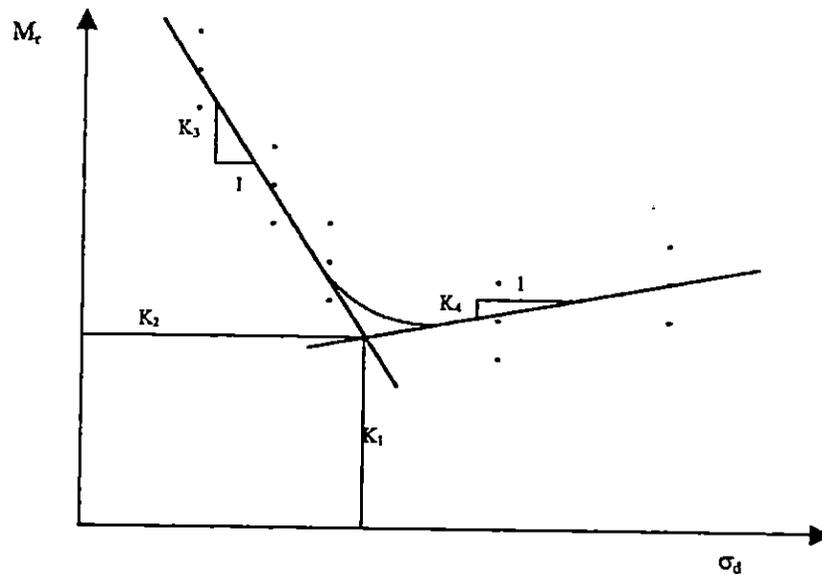


FIGURA No 2.13. Curva típica de respuesta de Módulo de resiliencia para suelos de granos finos

2.1.8.2. MEDICIÓN DEL ESFUERZO DESVIADOR

La norma AASHTO T274-86, recomienda el uso de un sistema electrohidráulico para la aplicación de la carga dinámica pulsante al espécimen, este equipo es capaz de aplicar 200 repeticiones de carga a una velocidad de 0.1 segundos en ciclos de 1 a 3 segundos, variando para cada ciclo la presión de confinamiento, iniciando con 6 psi, disminuyendo a 3 psi y luego a 0 psi; manteniendo para estas presiones de confinamiento un mismo esfuerzo principal (σ_3). Los valores de esfuerzo desviador (σ_d) recomendados por la norma para suelos finos o cohesivos son de 2, 4, 6, 8 y 10 psi repitiéndose en cada ciclo el procedimiento ya descrito. Simultáneamente se anotarán las lecturas de deformación de la

probeta, que registra el equipo electrónico (LVTD) al completarse el ciclo de 200 repeticiones de carga. A falta de este equipo, en este estudio se utilizará la máquina triaxial normal marca LEONARD FARNELL, tipo, Mecánico-manual. Con velocidades de aplicación de carga desde 0.0035 mm/mín, hasta 4 mm/mín. Las deformaciones de la probeta se medirán por medio de micrómetros marca ELE con una precisión de 0.01 de milímetros.

2.1.8.3. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA PROPUESTO PARA DETERMINAR EL MODULO DE RESILIENCIA

El procedimiento de prueba propuesto a utilizar en este estudio es el siguiente:

- 1) Preparación de los especímenes de prueba, compactados en el laboratorio al 95 % del peso unitario seco máximo, con humedades en la rama seca.
- 2) Se coloca el espécimen en la cámara triaxial y se realiza el primer ciclo de carga con una presión de confinamiento de 6 psi y un esfuerzo desviador de 10 psi ; se toma la lectura de deformación y de carga para cuando se alcance el valor de esfuerzo desviador especificado por la norma AASHTO T274-86.
- 3) Se descarga la máquina y se realiza el paso anterior durante 5 ciclos.
- 4) El proceso se realiza completo para cinco ciclos para los esfuerzos desviadores de 8, 6, 4, 2 y 1 psi.
- 5) Se realizan las conversiones de carga y deformación respectivas y se calcula un valor promedio de cada ciclo de 5 aplicaciones de carga.
- 6) Determinar la deformación permanente y la recuperable de cada aplicación de carga, calcular la deformación unitaria recuperable ϵ_r , dividiendo la deformación recuperable entre la longitud inicial de la probeta de prueba.
- 7) Calcular el valor de M_r dividiendo el esfuerzo desviador σ_d , entre ϵ_r .
- 8) Se grafican los valores de M_r contra σ_d y se determinan las variables K_1, K_2, K_3, K_4 para cada probeta ensayada.

- 9) Analizar los valores obtenidos de los coeficientes para cada tipo de suelo, determinando la diferencia entre valores de las probetas, seleccionando los valores mas cercanos entre sí y promediar el valor de los coeficientes, al menos con dos probetas.
- 10) Plantear las ecuaciones promedios de acuerdo a Ec. 2.28 y 2.29, utilizando los valores promedios de los coeficientes K_1, K_2, K_3, K_4 , para cada tipo de suelo .
- 11) Utilizando los criterios de Thompons y Elliot ⁴⁷, que el valor máximo de M_r , está regido por un esfuerzo desviador de 2.0 psi , calcular el M_r máximo promedio evaluando la ecuación 2.28 para un σ_d de 2.0 psi ; el valor M_r minimo se obtiene calculando el valor de esfuerzo correspondiente de acuerdo al valor de M_r máximo promedio obtenido, este valor determina en primer lugar, la calidad del suelo de subrasante en base al valor de M_r máximo de prueba triaxial clasificandolo como: rígido, medio, suave y muy suave,.El valor de M_r mínimo, esta regido por los esfuerzo de confinamiento durante el ensayo y se considera ocurren para esfuerzos desviadores de 6.21psi, para los suelos muy suaves; 12.9 psi para los suelos suaves ; 22.85 psi para suelos medios y 32.8 psi , para valores de M_r máximo mayores de 17,002 denominados suelos rígidos, para su determinación se evaluará la ecuación 2.29 $M_r = K_1 - K_4(\sigma_d - K_2)$ ver Figura 2.14.

2.2. METODOS INDIRECTOS PARA OBTENER EL MODULO DE RESILIENCIA

Los métodos para la determinación del Módulo de Resiliencia utilizando otros parámetros de valuación de la capacidad portante del suelo, son muy utilizados a falta de un equipo de prueba triaxial con dispositivo de aplicación de carga repetitiva, el valor del módulo de Resiliencia puede ser obtenido por medio de correlaciones, que han sido sugeridas por las agencias encargadas del desarrollo de pruebas de materiales mundialmente reconocidas tales como la AASHTO Y la ASTM y organismos encargados de la normativa de construcción de estructuras de pavimento como el Instituto Americano del Asfalto.

⁴⁷ Yang H. Huang, 1993, Pavement Analysis and Design, U. De Kentucky, USA, página 110

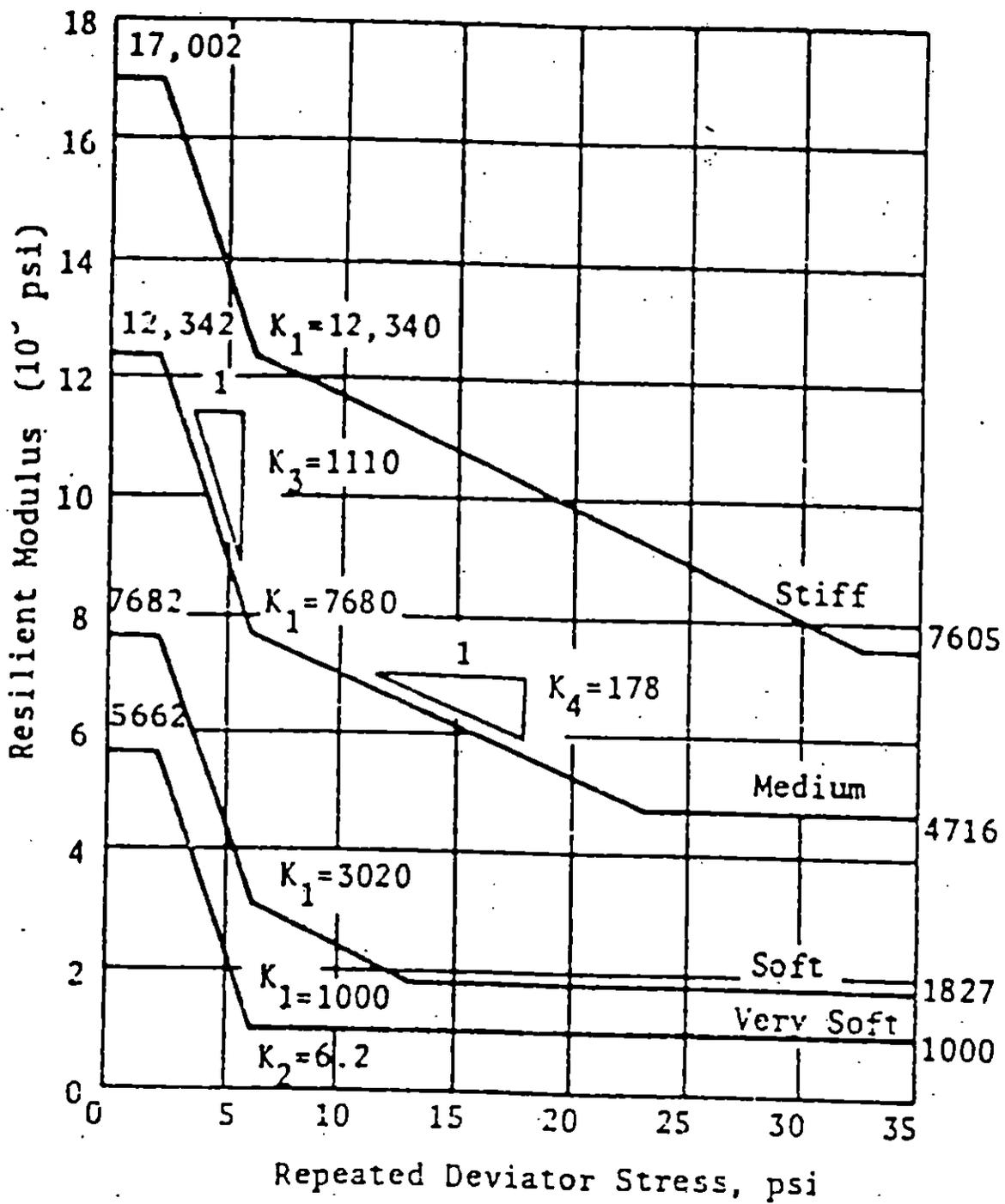


Figura 2.14. Gráfica Módulo de Resiliencia versus Esfuerzo Desviador para cuatro tipo de subrasante (Thompson y Elliot), 1985

Los parámetros de evaluación de la capacidad portante del suelo para correlacionar el Módulo de Resiliencia son:

- Módulo de Reacción de la Subrasante (K), obtenido de la prueba de placa de carga
- Valor de resistencia (R), obtenido por el Método de HVEEM.
- Valor de soporte de California o CBR

De los tres métodos anteriormente citados el mas utilizado en el país desde hace varias décadas es el CBR; razón por la cual se consideran valores confiables en el diseño de pavimento.

El módulo de reacción de la subrasante K, obtenido por el ensayo de la prueba de placa de carga puede también ser utilizado para obtener un valor de Mr aproximado, sin embargo su uso es muy limitado en nuestro medio debido al costo de la prueba.

El valor de resistencia del suelo R, obtenido por el método de HVEEM puede correlacionarse con el Mr, obteniéndose un valor aproximado y es muy utilizado en países que poseen el equipo adecuado de prueba; en nuestro medio no se utiliza esta expresión por falta de equipo.

A continuación se describen las correlaciones entre el Mr y los valores índices del C.B.R., valor K y Valor de resistencia R.

2.2.1. CORRELACIONES ENTRE EL MÓDULO DE RESILIENCIA Y EL C.B.R.

Esta correlación ha sido verificada y aprobada por la AASHTO utilizando una escala de comparación de los resultados medidos en la investigación con los precedidos antes de la prueba utilizando una estructura de pavimento modelo. La investigación realizada comprobó que la teoría de capas puede ser usada como un primer paso en el uso racional para obtener el Módulo de Resiliencia por medio del valor de C.B.R.⁴⁸

⁴⁸ AASHTO 1989, Guía para el Diseño de Pavimentos, Apéndice FF-12

La propuesta usada para el desarrollo de la correlación consistió en calcular la respuesta de la sección de pavimento al aplicar una carga axial simple de 18,000 lb. El módulo de Elasticidad del terraplén o subrasante se consideran de mala calidad para valores de $E_3=3,000$ psi; valores entre 3,000 psi a 7,500 psi suelos de calidad regular y valores de 7,500 psi a 15,000 psi son suelos considerados de buena calidad.

Para suelos de subrasante, Heukelomp y Klomp (1962)⁵⁰ tienen reportado la correlación entre el C.B.R. y el M_r utilizando compactación dinámica en la preparación de las muestras de prueba tanto en laboratorio como en el sitio usando la siguiente expresión:

$$M_r = 1500 \times \text{C.B.R.} \quad (\text{psi}) \quad (\text{Ec. 2.31})$$

En el reporte NCHRP 28⁵¹, Evaluación interna de la AASHTO para estructuras de pavimento, se propone el uso de una correlación para transformar el valor del C.B.R. a Módulo de Resiliencia, basado en la teoría elástica de capas, para la predicción de deflexiones, esfuerzos y deformaciones en una estructura de pavimento. Este dato ha sido desarrollado para esta expresión en un rango de 300 a 750 repeticiones de C.B.R. y es utilizada ampliamente para suelos de subrasante de granulometría fina con valores de C.B.R. entre 0% y 10%.

Las expresiones para los diferentes sistemas de unidades son:

$$M_r = 10.3 \times \text{C.B.R.} \quad (\text{Mpa}) \quad (\text{Ec. 2.32})$$

$$M_r = 1500 \times \text{C.B.R.} \quad (\text{psi}) \quad (\text{Ec. 2.31})$$

La ecuación 2.31 es de carácter general para suelos finos, para con valores mayores al 10% del CBR, National Cooperative Highway Research Program Transportation Council NCHRP (Consejería Nacional de Cooperación para el Desarrollo de Caminos y Transporte), bajo el proyecto No 128, desarrolló un método llamado Programa Software para Pavimentos (PAS), basado en la ecuación 2.31, basado en el apéndice FF-12 de la guía para el diseño de pavimentos de la AASHTO, para determinar los valores del factor B que se multiplica por

⁵⁰ Guía para el diseño de Pavimentos, AASHTO, 1989, Apéndice FF, Pag FF-12

el valor del CBR para determinar el Módulo de Resiliencia, obteniéndose valores del factor B inversamente proporcional al CBR, como se muestra en la gráfica de la figura 2.15. El nomograma muestra la curva de valores para estimar B de forma gráfica, para ello se ubica el valor del CBR en las ordenadas y se intersecta con la curva la lectura en el eje de las abcisas determina el valor B. a utilizar en la ecuación 2.31

2.2.2. CORRELACION ENTRE EL MODULO DE RESILIENCIA Y EL VALOR R

El módulo de Resiliencia puede ser obtenido por una expresión desarrollada por el Instituto Americano del Asfalto en su estudio "Investigación y desarrollo de un manual de diseño de espesores de pavimentos", realizado en 1982⁵². El valor de resistencia R obtenido por el Método de HVEEM, dentro de un estabilometro con características de una cámara triaxial, proporciona un valor aproximado del Mr por medio de la siguiente expresión:

$$Mr = A + B \times R \quad (\text{psi}) \quad (\text{Ec. 2.33})$$

Donde :

Mr: Módulo de Resiliencia en psi

A y B: factores de conversión que varían entre:

A = 772 psi a 1,155 psi

B = 369 psi a 555 psi

Esta expresión es aplicable a suelos con valor de R menor de 20.

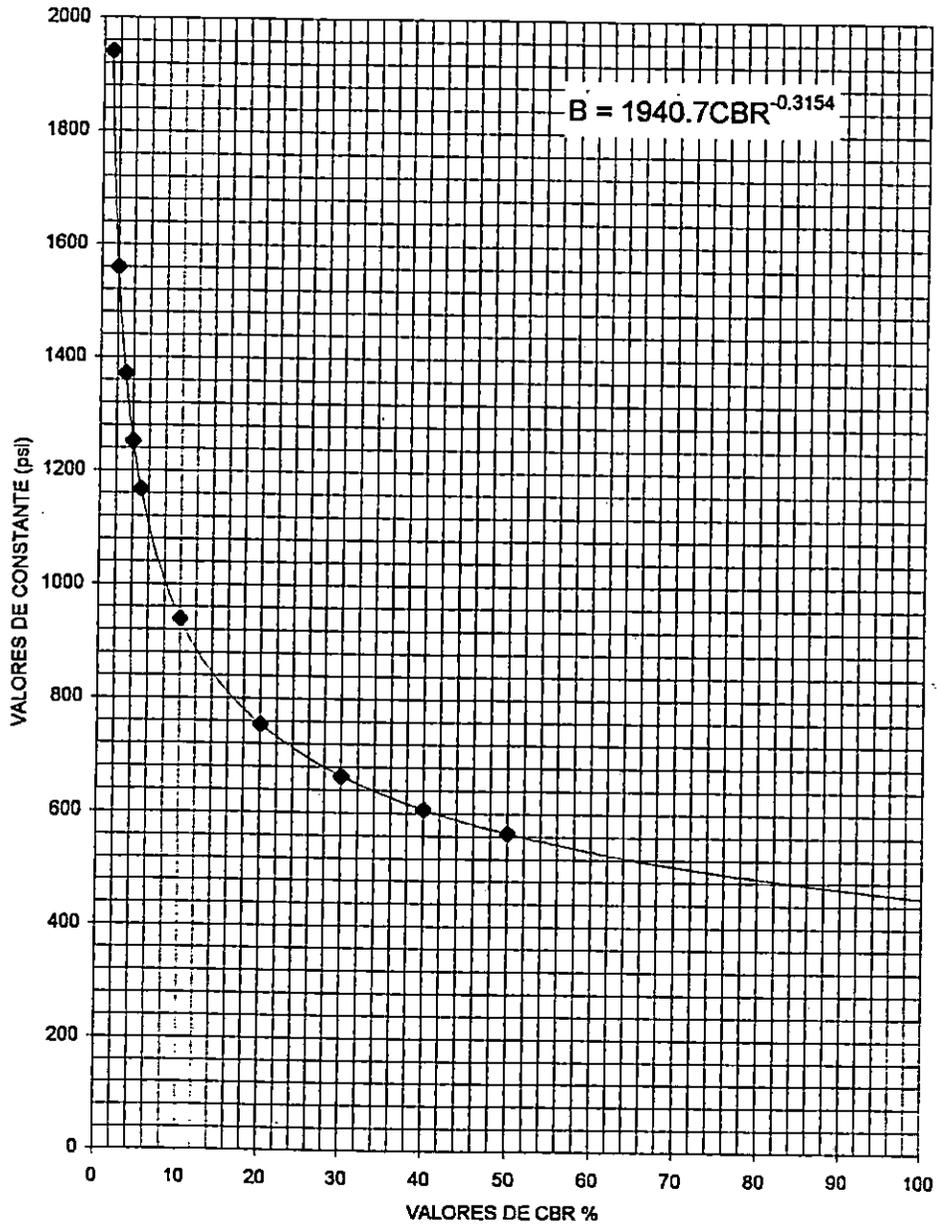
La AASHTO, considera en su proposición de uso de las correlaciones anteriores los valores siguientes, para clasificar de una manera cualitativa los suelos de subrasante:

Tabla 2.5 Correlaciones de Mr, C.B.R. y Valo R, para suelos de subrasante

CALIDAD DE SUELO DE SUBRASANTE	Mr. (psi)	% C.B.R.	R
Mala	3,000	2	10
Regular	7,500	5	22
Buena	15,000	10	45

⁵¹ Guía para el diseño de Pavimentos, AASHTO, 1989, Apéndice FF, Pag FF-12

FIGURA No 2.15 VALORES PARA ESTIMAR CONSTANTE DE CONVERSION "B" DE CBR A Mr. PROGRAMA (PAS)



programas de computadoras basadas en la teoría de capas elásticas de Burmister, sin embargo no toman en consideración la carga del plato rígido, la ecuación 2.35 fue examinada en términos de otras posibles implicaciones lo que resultó en la definición siguiente:

$$k = \frac{P}{V} \quad (\text{pci}) \quad (\text{Ec. 2.35})$$

Donde:

P : es la magnitud de la carga (en libras) aplicada al plato de 30 pul de diámetro y

V : es el volumen en pulgadas cúbicas del suelo debajo del plato que es desplazado por la carga.

Sin la restricción del plato rígido, un programa de computadoras basado en la teoría de capas elásticas fue utilizado para predecir la forma de la deflexión, el volumen desplazada y el valor k bajo un plato flexible de 30 pul de diámetro para un rango de módulo de Resiliencia del suelo de terraplén.

El resultado fue la siguiente relación lineal.

$$k = \frac{M_r}{19.4} \quad (\text{psi}) \quad (\text{Ec. 2.36})$$

Donde:

M_r : Módulo resistente del suelo del terraplén (en psi) determinado bajo la condición de esfuerzo. Simulando aquellos esperados en el campo

k : Módulo de reacción de la subrasante en (psi)

CONCLUSIONES

El método del módulo de Resiliencia es el parámetro que representa de mejor manera la distribución de esfuerzos en una estructura de pavimento y la respuesta del suelo al estar sometido a cargas pulsantes o dinámicas parecidas a las producidas por las llantas de los vehículos en movimiento.

En nuestro medio el método utilizado para determinar el Módulo de Resiliencia es obtenido por medio de correlaciones sugeridas por la AASHTO donde el C.B.R. es el parámetro utilizado para medir la capacidad portante del suelo siendo este un método semi-empírico y estático. El uso de esta correlación tiene su validez en los años de experiencia obtenida en el diseño de pavimentos de la red vial del país; además de ser un método con un costo razonable para los constructores y supervisores.

El método de la placa de carga para medir la capacidad portante del suelo, es un procedimiento más confiable y directo, pero debido a su alto costo tiene una aplicación mínima comparada con el uso del C.B.R.

RECOMENDACIONES

Se hace necesario el desarrollo de métodos alternativos de evaluar el Módulo de Resiliencia utilizando como base los parámetros de la norma AASHTO T274-82, en la cual el suelo está sometido durante la prueba a cargas repetidas con el objeto de obtener un valor representativo obtenido en forma directa, utilizando la cámara triaxial que pueda ser utilizado en el diseño de estructuras de pavimentos de la red vial del país.

CAPITULO III

**EXPERIENCIAS Y ENSAYOS PARA OBTENER EL
MÓDULO DE RESILIENCIA**

INTRODUCCION

El presente capítulo, corresponde al estudio de los suelos seleccionados en tres proyectos de carreteras, ubicados en diferentes departamentos del país:

1. Autopista San Salvador - Aeropuerto Internacional El Salvador, departamento de San Salvador. Km 19.5
2. Ampliación de la Carretera Chalchuapa - Atiquizaya, Depto de Ahuachapán. Km 83
3. Carretera Panamericana, Km 36, departamento de Cuzcatlán.

En estos lugares se extrajeron muestras pruebas y ensayos de campo y de laboratorio presentando los resultados obtenidos para cada uno de ellos. Las pruebas de campo realizados son: recolección de muestras alteradas y extracción de muestras inalteradas a suelo abierto; las pruebas de laboratorio son: análisis granulométrico, límites de Atterberg, clasificación manual visual, determinación del peso unitario seco máximo compactado, C.B.R. y prueba triaxial repetitiva (cíclica).

Tomando como base los parámetros de la norma AASHTO T274-86, se realizó el procedimiento de prueba propuesto en el capítulo II y se comparan los resultados obtenidos del Módulo de Resiliencia (M_r) con los valores determinados por medio de correlaciones, utilizando el C.B.R. También se evalúa el procedimiento propuesto para determinar el M_r con la prueba triaxial repetitiva, tomando en cuenta el proceso de acuerdo a la norma AASHTO T274-86 y evaluando el máximo valor de Módulo de Resiliencia en base a los criterios de Thompson y Elliot.

3.1. APLICACIÓN TÉCNICA DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

La aplicación técnica de la investigación consiste en ensayar los suelos muestreados bajo una condición de humedad y compactación específica, normada por la AASHTO para suelos de subrasantes, usados en pavimentos, por medio de la prueba triaxial, proponer un método alternativo para la evaluación de la capacidad portante del suelo y poder utilizar de forma racional en el diseño de pavimento.

3.2 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LOS SITIOS SELECCIONADOS

Para la selección de los lugares de investigación se eligieron tres proyectos cuyos suelos de subrasante cumplieron ser areno-limosas y que estos fueran propios del lugar o de bancos de préstamo adyacentes.

3.2.1. AUTOPISTA SAN SALVADOR - AEROPUERTO INTERNACIONAL EL SALVADOR

El muestreo se realizó en el Km 19 1/2, sobre el hombro sur del carril de ida hacia el aeropuerto, a una distancia aproximada de 500 metros del derivador hacia Santo Tomas.

Las características del lugar son las siguientes:

1. La subrasante de la carretera es un material clasificado visualmente como arena limosa, color café claro, compactado, ubicada en una zona de relleno.
2. El lugar de la excavación se ubicó a una distancia de 1.20 metros fuera del bordillo de protección del hombro de la vía.
3. El lugar se encuentra cubierto por vegetación propia del lugar de raíces poco profundas, como zacate, escobilla, maleza, etc. razón por la que existe una capa de material orgánico aproximadamente de 30 centímetros de espesor, la cual se removió totalmente para el muestreo.
4. El suelo presenta condiciones de humedad donde no hay señales de saturación producto de empozamiento de las aguas lluvias.

5. Se realizaron tomas de muestras de suelo alterados e inalterados.
6. La estructura del pavimento está constituida por las siguientes capas:
 - Carpeta asfáltica, 15 centímetros de espesor.
 - Base granular, con partículas de 1" a 2" de diámetro, 30 cm de espesor.
 - Sub-base granular, con partículas de 2" a 3" de diámetro, 30 cm de espesor.
 - Subrasante, suelo areno limoso compactado en un sitio de relleno.

3.2.1.1. MUESTREO 1

Para la realización del muestreo se limpió el sitio elegido, eliminando la vegetación y retirando por completo la capa superficial de material orgánico, con el objeto de no contaminar las muestras de suelo; procediendo a la extracción de los materiales de base y sub-base hasta descubrir la subrasante localizada a una profundidad de 0.7 metros bajo el nivel de rasante. Las muestras alteradas se tomaron de la excavación del pozo a cielo abierto realizado para la extracción de la muestra inalterada, extrayendo el material alrededor del espécimen labrado. Las dimensiones del pozo fueron de 2.0 metros de ancho, 2.0 metros de largo y 1.5 metros de profundidad con el objeto de facilitar la operación de moldeo del espécimen, protección y transporte; obteniendo una muestra inalterada de dimensiones 40 x 40 x 30 cm³.

3.2.2. AMPLIACION CARRETERA CHALCHUAPA-ATQUIZAYA

El muestreo se realizó en el Km 83, a 1.0 Km al oriente de la ciudad de Atiquizaya, sobre el hombro sur del carril de retorno a San Salvador, a una distancia de 10 m del eje de la vía. Las características del lugar son las siguientes:

1. La subrasante está hecha de un material selecto de un banco de préstamo de la zona, clasificado visualmente como arcillo - arenoso, ligeramente plástico⁵² (CL), color café

⁵² Ligeramente Plástico: término utilizado empíricamente para denotar de baja a mediana plasticidad.

oscuro colocado en un relleno de aproximadamente de 2.5 metros de espesor bajo el nivel de subrasante.

2. El suelo se encuentra libre de contaminación; a nivel de subrasante, se observó pérdida de humedad en la superficie, razón por la cual fue necesario eliminar la capa superior unos 20 cm hasta obtener una humedad uniforme en la muestra.
3. La carretera en el costado sur presenta un pequeño derrumbe, producto de las aguas lluvias sin embargo la muestra no presenta saturación, manteniendo una compactación y humedad homogénea.
4. La estructura del pavimento está constituida por las siguientes capas:
 - Carpeta asfáltica, 10 centímetros de espesor.
 - Base granular, con partículas de 1" a 2" de diámetro, 20 centímetros de espesor.
 - Sub-base granular, con partículas de 1" a 2" de diámetro, 25 cm de espesor.
 - Subrasante, suelo areno limoso compactado de 2.5 metros de espesor.

3.2.2.1. MUESTREO 2.

Se tomaron aproximadamente 100 kilogramos de material extraído de la excavación, utilizando la técnica de cuarteo, con profundidad de 30 a 90 cm del nivel de subrasante, encontrándose un suelo de características homogéneas.

Para obtener la muestra inalterada se realizó un pozo a cielo abierto de 2.0 metros de ancho, 2.0 metros de largo y 1.0 metros de profundidad; se extrajo un espécimen cúbico con las dimensiones de 40 x 40 x 35 centímetros de dimensión, el cual fue parafinado para su protección y transporte.

3.2.3. CARRETERA PANAMERICANA, Km 36

El muestreo se realizó sobre el hombro del carril norte de la vía a una distancia de 10 metros del eje central. Las características del lugar son las siguientes:

1. La subrasante es un suelo actualmente cementado, pumítico propio del lugar, similar a una talpuja y sus características son areno-limoso, de origen volcánico, color blanco, muy consistente ubicado en toda la zona del muestreo con proporciones considerablemente extensas utilizado como banco de préstamo.
2. El material se encuentra libre de contaminación vegetal y ripio considerándose sano y apto para suelo de subrasante.
3. La estructura del pavimento está constituida de la siguiente forma:
 - Carpeta asfáltica, 10 centímetros de espesor
 - Base granular, con partículas de 1" a 3" de diámetro, 30 centímetros de espesor
 - Subrasante, suelo areno limoso compactado.

3.2.3.1. MUESTREO 3

Se realizó el muestreo respectivo seleccionando un lugar del banco contiguo a la vía, considerando la uniformidad del suelo. Se tomaron muestra alteradas producto de la excavación lateral realizada para obtener el espécimen inalterado extrayéndose una muestra cúbica de aproximadamente 35 x 35 x 35 centímetros, el cual fue parafinado para su protección y transporte.

3.3. GRANULOMETRIA

Con el objeto de conocer la composición granulométrica de los suelos y el parámetro de porcentaje de suelo que pasa la malla No 200, para su respectiva clasificación, se realizaron ensayos de acuerdo a la norma AASHTO T-87 (ASTM - D241) "Análisis granulométrico de suelos, método mecánico", obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla No 3.1 Porcentaje de suelos que pasan la malla No 200

MUESTRA	TIPO DE SUELO	% QUE PASA LA MALLA No 200
Autopista S.S. - Aeropuerto I. El Salvador	SM	24.15
Carretera Chalchuapa - Atiquizaya	CL	54.14
Carretera Panamericana, Cojutepeque	ML	59.42

Los cálculos se presentan en las tablas 3.3, 3.4 y 3.5: las correspondientes curvas granulométricas se presentan en los gráficos 3.1, 3.2, 3.3 respectivamente.

3.4. LIMITES DE ATTERBERG

Se realizaron ensayos para obtener los parámetros de clasificación Límite Líquido (LI); Límite Plástico (Lp) e Índice de Plasticidad (Ip) de acuerdo a la norma AASHTO T89 y T90 (ASTM - D423 y 424) obteniéndose los resultados siguientes:

Tabla 3.2 Valores Indices de Plasticidad

MUESTRA	TIPO DE SUELO	VALORES INDICES		
		LI	Lp	Ip
Autopista S.S. - Aeropuerto I. El Salvador	SM	0.00	0.00	NP
Carretera Chalchuapa - Atiquizaya	CL	35.00	26.4	8.2
Carretera Panamericana, Cojutepeque	ML	33.00	0.00	NP

NP: no plástico

Los cálculos correspondientes se presentan en la tabla 3.6 y en la gráfica 3.4.

3.5. CLASIFICACION DE SUELOS

Con los parámetros obtenidos de los ensayos de granulometría y límites de Atterberg, utilizando las cartas de plasticidad de los sistemas de clasificación de la AASHTO y el Sistema de Clasificación Unificado de Suelos (SUCS), los suelos de las muestras extraídas de la subrasante de las carreteras se clasifican de la siguiente manera:

ENSAYE :ANALISIS GRANULOMETRICO METODO MECANICO TABLA No 3.3

LOCALIZACION : A. SAN SALVADOR -AEROPUERTO INTERNACIONAL EL SALVADOR Km 19 1/2 SANTO TOMAS

DESCRIPCION DEL SUELO: ARENA LIMOSA, COLOR CAFÉ CLARO

SONDEO N°: 1 PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA : 0.70-1.2 m.

TAMAÑO MAXIMO DE LA PARTICULA : 3/8

PESO TOTAL DE LA MUESTRA (gr) : 519.8

FRACCION	PESO DE FRACCION (gr)	PORCENTAJE DE FRACCION
G: Retenida N° 4	45.2	8.70
A: Pasa N° 4	474.4	91.30
TOTAL	519.6	100

COMPOSICION GRANULOMETRICA DE ARENAS (A)

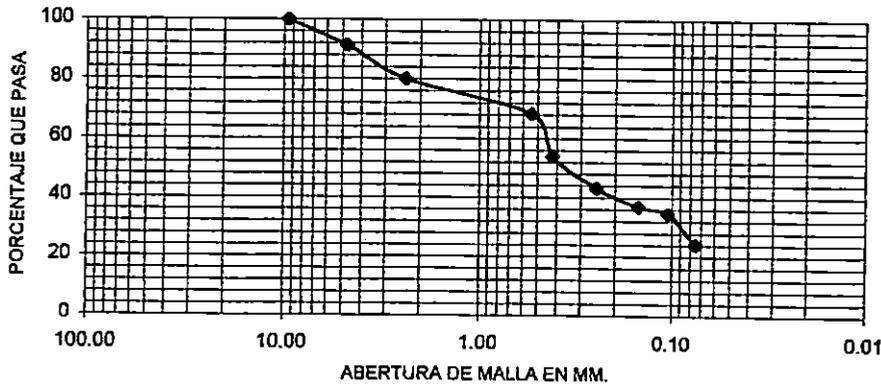
PESO MUESTRA DE ARENA (W3) gr : 519.6

PESO DESPUES DE LAVADO (W4) gr : 395.6

PERDIDA POR LAVADO (W5= W3-W4) gr: 124

MALLA N°	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	% RETENIDO	% QUE PASA	% TOTAL QUE PASA
3/8	9.53	0	0	100	100
4	4.76	45.20	8.70	91.30	91.30
10	2.36	59.20	11.39	79.91	79.91
20	0.84	59.90	11.53	68.38	68.38
40	0.42	75.00	14.43	53.95	53.95
60	0.25	56.30	10.84	43.11	43.11
80	0.15	31.90	6.14	36.97	36.97
100	0.11	12.60	2.42	34.55	34.55
200	0.08	54.00	10.39	24.15	24.15
PASA N° 200 (Finos)		125.50	24.15	0.00	0.00
SUMA (W6)		519.6	100.00		

GRAFICA 3.1 CURVA GRANULOMETRICA MUESTRA 1



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Tema : Determinación del Módulo de Resiliencia de Suelos más comunes en El Salvador	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES	Presentan: Manuel de Jesús Montoya Hidaigo Francisco Cristóbal Pacheco Soto	Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez
Contenido: Distribución Granulométrica Autopista S.S.-Aeropuerto I. El Salvador		Fecha: Feb-00 Hoja: 1

ENSAYE :ANALISIS GRANULOMETRICO METODO MECANICO

TABLA No 3.4

LOCALIZACION: AMPLIACION CARRETERA CHALCHUAPA - ATQUIZAYA KM.83

DESCRIPCION DEL SUELO: ARCILLA ARENOSA, COLOR CAFÉ OSCURO

SONDEO N°: 1 PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA : 0.3-0.9 m.

TAMAÑO MAXIMO DE LA PARTICULA : 3/4 mm.

PESO TOTAL DE LA MUESTRA : Wg 500 gr.

FRACCION	PESO DE FRACCION (gr)	PORCENTAJE DE FRACCION
G : Retenida N° 4	2.51	0.50
A : Pasa N° 4	497.49	99.50
TOTAL	500	100

COMPOSICION GRANULOMETRICA DE ARENAS (A)

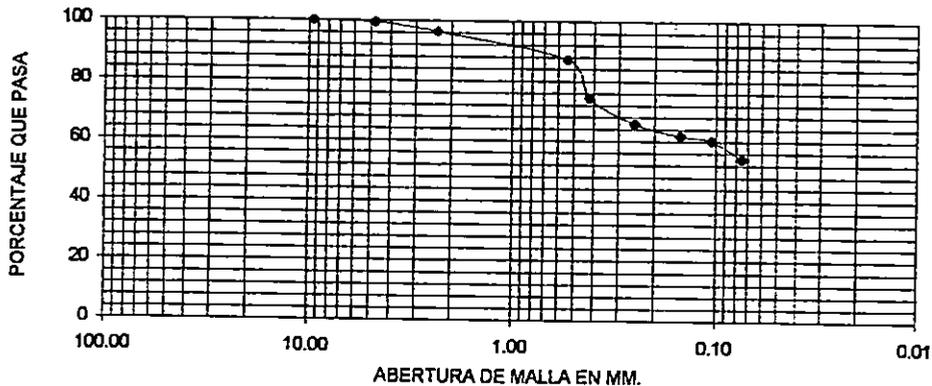
PESO MUESTRA DE ARENA (W3) gr : 500

PESO DESPUES DE LAVADO (W4) gr : 229.7

PERDIDA POR LAVADO (W5= W3-W4) gr. 270.3

MALLA N°	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	% RETENIDO	% QUE PASA	% TOTAL QUE PASA
3/8	9.525	0	0	100	100.00
4	4.76	2.51	0.50	99.50	99.50
10	2.36	15.57	3.11	96.38	96.38
20	0.841	46.25	9.25	87.13	87.13
40	0.42	64.07	12.81	74.32	74.32
60	0.25	42.34	8.47	65.85	65.85
80	0.18	19.75	3.95	61.90	61.90
100	0.15	8.16	1.63	60.27	60.27
200	0.075	30.67	6.13	54.14	54.14
PASA N° 200 (Finos)		270.68	54.14	0.00	0
SUMA (W6)		500	100.00		

GRAFICA 3.2 CURVA GRANULOMETRICA MUESTRA 2



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Tema : Determinación del Módulo de Resiliencia de Suelos más comunes en El Salvador	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES	Presentan: Manuel de Jesús Montoya Hidalgo	Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez
Contenido Distribución Granulométrica Carretera Chalchuapa-Atiquizaya Km 83	Francisco Cristóbal Pacheco Soto	Fecha: Feb-00
		Hoja: 1

ENSAYE :ANALISIS GRANULOMETRICO METODO MECANICO **TABLA No 3.5**

LOCALIZACION: CARRETERA PANAMERICANA KM. 36 COJUTEPEQUE

DESCRIPCION DEL SUELO: LIMO ARENOSO COLOR BLANCO.

SONDEO N°: 1 PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA : 0.3-0.9 m.

TAMAÑO MAXIMO DE LA PARTICULA : 3/4 mm.

PESO TOTAL DE LA MUESTRA : 500 gr.

FRACCION	PESO DE FRACCION (gr)	PORCENTAJE DE FRACCION
G : Retenida N° 4	5.55	1.11
A : Pasa N° 4	494.45	98.89
TOTAL	500	100

COMPOSICION GRANULOMETRICA DE ARENAS (A)

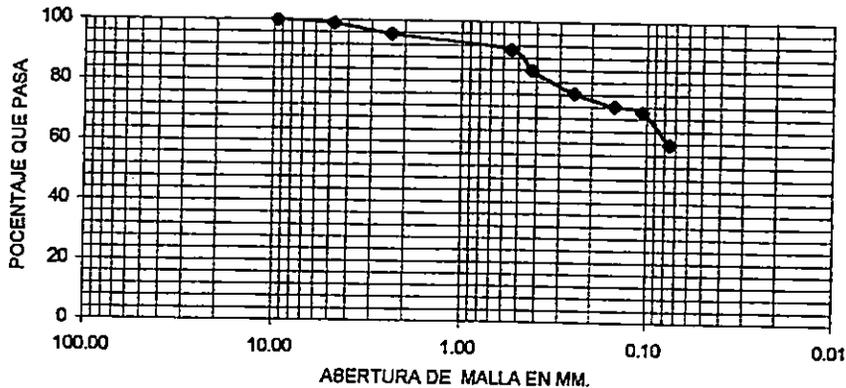
PESO MUESTRA DE ARENA (W3) gr: 500

PESO DESPUES DE LAVADO (W4) gr: 205.3

PERDIDA POR LAVADO (W5= W3-W4) gr 294.7

MALLA N°	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	% RETENIDO	% QUE PASA	% TOTAL QUE PASA
3/8	9.525	0	0	100	100
4	4.76	5.55	1.11	98.89	98.89
10	2.36	17.04	3.41	95.48	95.48
20	0.841	23.99	4.80	90.68	90.68
40	0.42	34	6.80	83.88	83.88
60	0.25	37.81	7.56	76.32	76.32
80	0.18	20.65	4.13	72.19	72.19
100	0.15	10.14	2.03	70.16	70.16
200	0.075	53.74	10.75	59.42	59.42
PASA N° 200 (Finos)		297.08	59.42	0.00	0.00
SUMA (W6)		500			

GRAFICA 3.3 CURVA GRANULOMETRICA MUESTRA 3



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	Tema : Determinación del Módulo de Resiliencia de Suelos más comunes en El Salvador	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Presentan: Manuel de Jesús Montoya Hidalgo Francisco Cristóbal Pacheco Soto	Fecha: Feb-00
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES		Hoja: 1
Contenido :Distribución Granulométrica Carretera Panamericana Km 36		

ENSAYE :LIMITES DE CONSISTENCIA

LOCALIZACION : AMPLIACION CARRETERA CHALCHUAPA - ATIQUIZAYA Km 83
 DESCRIPCION DEL SUELO : ARCILLA ARENOSA, COLOR CAFÉ OSCURO

TABLA 3.6

Ensayo No: 1

Fecha: Nov-99

Proyecto: Trabajo de graduación "Determinación del Módulo de Resiliencia" Laboratorista: M.J.M.H.

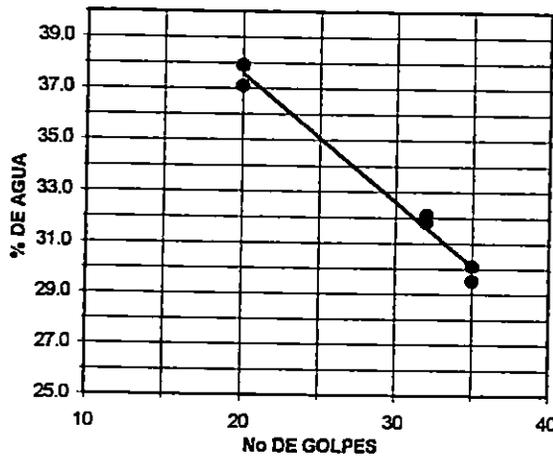
Ubicación: Carretera Chalchuapa - Atiquizaya, Km 83

Muestra: 1 Material: CL Pozo No: Profundidad: 0.3-0.9 mts.

TABLA 3.6

Ensayo No.	LIMITE LIQUIDO						LIMITE PLASTICO		
	1	2	3	4	5	6	1	2	3
No de Golpes	32	32	35	35	20	20			
Recipiente No.	11	1	3	8	5	77	10	7	
Peso de suelo Húmedo y tara	23.76	25.50	34.75	34.73	22.84	28.43	34.78	33.36	
Peso de suelo seco y tara	22.45	24.02	33.56	33.78	21.85	25.35	33.85	32.77	
Tara	18.37	19.36	29.52	30.62	19.24	22.44	30.64	30.43	
Peso de agua	1.31	1.48	1.19	0.95	0.99	1.08	0.91	0.59	
Peso de suelo seco	4.08	4.66	4.04	3.16	2.61	2.91	3.21	2.34	
Contenido de agua %	32.1	31.8	29.5	30.1	37.9	37.1	28.3	25.2	

GRAFICA 3.4 DETERMINACION DE LIMITE LIQUIDO MUESTRA 2



LIMITES %	
Líquido	35.0
Plástico	28.8
Índice de Plasticidad	8.2
Clasificación	CL

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	Tema : Determinación del Módulo de Resiliencia de Suelos más comunes en El Salvador	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL		Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VÍAS TERRESTRES	Presentan: Manuel de Jesús Montoya Hidalgo Francisco Cristóbal Pacheco Soto	Fecha: Feb-00
Contenido: Determinación de Límite Líquido Carretera Chalchuapa - Atiquizaya, Km 83		Hoja: 1

Tabla 3.7. Autopista San Salvador - Aeropuerto Internacional El Salvador Km 19.5

Profundidad (metros)	% que paso la malla 200	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plástico	CLASIFICACION
0.7 - 1.2	24.15	-	-	NP	SM: Arena limosa, color café claro, pumítico, no plástico. Suelo tipo A-3.

Tabla 3.8. Carretera Chalchuapa - Atiquizaya Km 83

Profundidad (metros)	% que paso la malla 200	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plástico	CLASIFICACION
0.7 - 0.9	54.14	35.00	26.80	8.20	CL : Arcilla arenosa, café oscuro, con arena fina, de baja a mediana plasticidad. Suelo tipo A-4.

Tabla 3.9. Carretera Panamericana Km 36, Cojutepeque

Profundidad (metros)	% que paso la malla 200	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice Plástico	CLASIFICACION
0.3 - 0.9	59.42	33.0	-	-	ML: Limo arenoso, color blanco, con arena fina, no plástico, presenta dureza en estado natural. Suelo tipo A-4.

3.6. RELACION PESO VOLUMETRICO SECO - HUMEDAD OPTIMA (PVS vr. %W_{OPTIMO})

Se determinó la relación peso volumétrico seco - humedad óptima utilizando la norma AASHTO T-180, método A, utilizando un molde de 4" de diametro y un martillo de 10 libras, considerando la clasificación de suelos (suelos finos, el 100% pasa la malla No 4)

Este ensayo se realizó con el objeto de conocer el valor máximo teórico de PVS y la humedad óptima de compactación para la realización del ensayo de valor relativo de soporte y el respectivo control de la humedad en las muestras compactadas para la prueba triaxial.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Tabla. 3.10. Resumen de PVS máximo y % de Humedad Optima.

PROYECTO	Tip de suelo	PVS (Kg/m ³) MAXIMO	% HUMEDAD OPTIMO
Autopista San Salvador - Aeropuerto I. El Salvador	SM	1573	18.10
Carretera Chalchuapa - Atiquizaya	CL	1510	24.24
Carretera Panamericana	ML	1328	20.00

El cálculo se presenta en las tablas 3.12, 3.13, 3.14; las curvas PVS vrs %Humedad se muestran en las figuras 3.5, 3.6, y 3.7.

Con los valores obtenidos se prepararon especímenes para la prueba triaxial, tomando en cuenta la condición mínima del 95% del valor de PVS obtenido en el ensayo CBR, determinando la humedad de compactación en la rama seca del ensayo, para la compactación de las probetas; esto se consideró por la dificultad que presentan los suelos al compactarse en la rama húmeda presentando muestras de saturación, efecto conocido como "bolsas", durante la compactación. Se fabricaron tres muestras de cada tipo de suelo, manteniéndose una variación de humedad de 0.5 %, entre la propuesta de diseño (95 % del PVS máximo) y la utilizada para fabricar los especímenes, los valores obtenidos se muestran en la tabla 3.11:

Tabla 3.11. Valores de PVS de Diseño y Humedad de Compactación de la Probetas para Mr

Muestra 1: Autopista San Salvador - Aeropuerto Internacional El Salvador (SM)				
Probeta No	PVS del CBR Máximo (Kg/m ³)	% de humedad para el 95% del PVS Máx.	P V S (Kg/m ³) De la probeta	% de humedad de la probeta
1	1625	14.70	1552.48	14.25
2	1625	14.70	1532.38	14.50
3	1625	14.70	1539.14	14.55
Muestra 2: Carretera Chaichuapa - Atiquizaya (CL)				
Probeta No	PVS del CBR Máximo (Kg/m ³)	% de humedad para el 95% del PVS Máx.	P V S (Kg/m ³) De la probeta	% de humedad de la probeta
1	1510	20.83	1494.61	21.76
2	1510	20.83	1482.18	21.64
3	1510	20.83	1481.70	21.79
Muestra 3: Carretera Panamericana, Cojutepeque (ML)				
Probeta No	PVS del CBR Máximo (Kg/m ³)	% de humedad para el 95% del PVS Máx.	P V S (Kg/m ³) De la probeta	% de humedad de la probeta
1	1328	14.30	1313.67	17.26
2	1328	14.30	1312.92	17.16
3	1328	14.30	1310.04	17.26

3.7. VALOR RELATIVO DE SOPORTE (C.B.R.)

El valor relativo de soporte (C.B.R.) es el parámetro de comparación, por medio del cual se evalúan los valores de Módulo de Resiliencia, obtenidos de la prueba triaxial, razón por la cual se realizaron tres ensayos, uno para cada tipo de suelo de acuerdo la norma AASHTO T-193 (ASTM D 1883), tomando en cuenta las siguientes observaciones:

ENSAYE :	RELACION HUMEDAD - PESO VOLUMETRICO SECO	
SONDEO No :	1	TABLA 3.12
PROFUNDIDAD :	0.7 - 1.2 MTS. B/R	
LOCALIZACION :	AUTOPISTA SAN SALVADOR - AEROPUERTO INTERNACIONAL EL SALVADOR KM 19 1/2	
IDENTIFICACION :	ARENA LIMOSA, COLOR CAFÉ CLARO, (SM)	

NORMA: AASHTO T-180	METODO : A	ALTURA DE MOLDE(cm):	11.65
MARTILLO : 10 LBS.	No DE CAPAS : 5	DIAMETRO DEL MOLDE (cm):	10.5
No DE CAPAS : 5		VOLUMEN DEL MOLDE (cm ³):	942.64

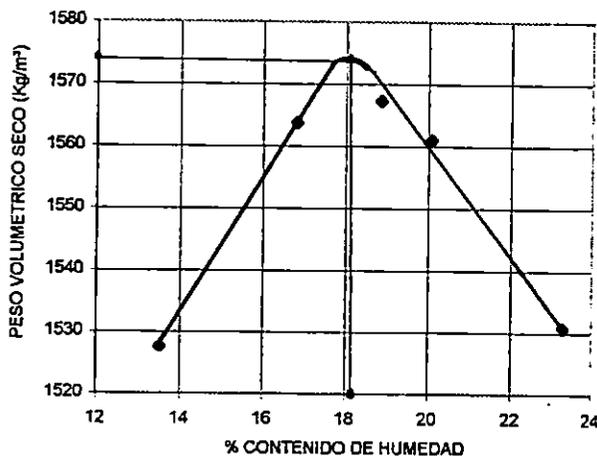
IDENTIFICACION DE LAS MUESTRAS

% Humedad de Prueba	14	18	20	22	24
% de Humedad inicial	8.42	8.42	8.42	8.42	8.42
agua agregada ml	130	225	270	315	360
Peso Muestra+Molde (gr)	3668	3755	3789	3800	3812
Peso de Molde (gr)	2033	2033	2033	2033	2033
Peso Suelo Húmedo (gr)	1635	1722	1756	1767	1779
Volumen Molde (cm ³)	942.64	942.64	942.64	942.64	942.64
Peso Vol. Húm.(Kg/cm ³)	1.7345	1.8268	1.8629	1.8745	1.8873

DETERMINACION DE LA HUMEDAD

No de tara	64	88	70	97	9	7	28	30	33	60
Peso Húmedo+tara(gr)	44.60	44.10	47.75	47.60	51.40	43.00	53.90	54.30	43.60	45.80
Peso Seco más tara (gr)	40.30	40.10	42.30	42.30	44.60	37.70	46.60	46.60	37.10	39.10
Peso de agua(gr)	4.30	4.00	5.45	5.30	6.80	5.30	7.30	7.70	6.50	6.70
peso de Tara(gr)	9.00	10.10	10.10	10.60	8.80	9.40	9.90	8.60	9.50	10.00
Peso seco(gr)	31.30	30.00	32.20	31.70	35.80	28.30	36.70	38.00	27.60	29.10
% de Humedad	13.74	13.33	16.93	16.72	18.99	18.73	19.89	20.26	23.55	23.02
promedio de humedad	13.54		16.82		18.86		20.08		23.29	
Peso Vol. Seco(Kg/cm ³)	1527.71		1563.73		1567.25		1561.10		1530.78	

**GRAFICA 3.5 MUESTRA AUTOPISTA SAN SALVADOR-
AEROPUERTO I. EL SALVADOR**



% DE HUMEDAD OPTIMO: 18.10

PESO VOLUMETRICO
SECO MAXIMO (Kg/m³) : 1573

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Tema : Determinación del Módulo de Resiliencia de Suelos más comunes en El Salvador	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez G.
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES	Presentan: Manuel de Jesús Montoya Hidalgo Francisco Cristóbal Pacheco Soto	Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez
Contenido :Determinación PVS-Humedad Optima Autopista S. S. Aeropuerto I. El Salvador Km 19.5		Fecha: Feb-00
		Hoja: 1

ENSAYE :	RELACION HUMEDAD - PESO VOLUMETRICO SECO	
SONDEO No :	1	TABLA 3.13
PROFUNDIDAD :	0.7 - 1.2 MTS. B/R	
LOCALIZACION :	AMPLIACION CARRETERA CHALCHUAPA ATIQUIZAYA, Km 83	
IDENTIFICACION :	ARCILLA ARENOSA COLOR, CAFÉ OSCURO (CL)	

NORMA: AASHTO T-180	METODO : A	ALTURA DE MOLDE(cm):	11.65
MARTILLO : 10 LBS.	No DE CAPAS : 5	DIAMETRO DEL MOLDE (cm):	10.5
No DE CAPAS : 5		VOLUMEN DEL MOLDE (cm ³):	942.64

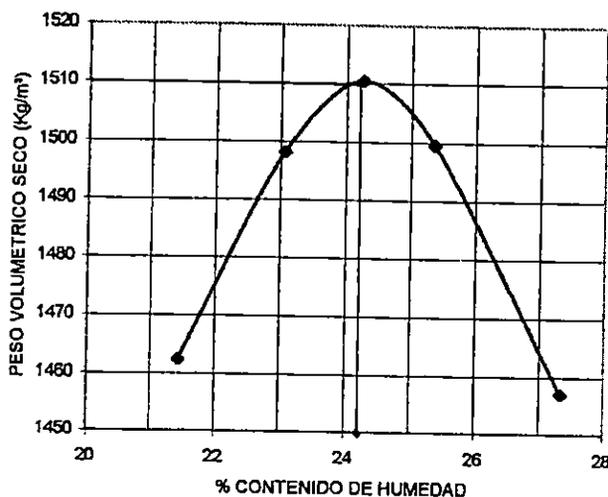
IDENTIFICACION DE LAS MUESTRAS

% Humedad de Prueba	20	22	24	26	28
% de Humedad inicial	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42
agua agregada ml	365	415	465	515	565
Peso Muestra+Molde (gr)	3707	3771	3802	3805	3782
Peso de Molde (gr)	2033	2033	2033	2033	2033
Peso Suelo Húmedo (gr)	1674	1738	1769	1772	1749
Volumen Molde (cm ³)	942.64	942.64	942.64	942.64	942.64
Peso Vol. Húm.(Kg/cm ³)	1.776	1.844	1.877	1.880	1.855

DETERMINACION DE LA HUMEDAD

No de tara	9	88	18	21	28	60	23	83	70	17
Peso Húmedo+tara(gr)	54.10	64.50	68.00	71.90	65.60	68.70	52.90	53.90	59.70	52.20
Peso Seco más tara (gr)	46.20	54.80	56.90	60.30	54.70	57.25	44.30	45.10	49.10	43.20
Peso de agua(gr)	7.90	9.70	11.10	11.60	10.90	11.45	8.60	8.80	10.60	9.00
peso de Tara(gr)	8.80	10.20	9.00	9.80	9.60	10.20	10.40	10.40	10.20	10.40
Peso seco(gr)	37.40	44.60	47.90	50.50	45.10	47.05	33.90	34.70	38.90	32.80
% de Humedad	21.12	21.75	23.17	22.97	24.17	24.34	25.37	25.36	27.25	27.44
promedio de humedad	21.44		23.07		24.25		25.36		27.34	
Peso Vol. Seco(Kg/cm ³)	1462.39		1498.12		1510.35		1499.49		1457.02	

GRAFICA 3.6 CARRETERA CHALCHUAPA - ATIQUIZAYA



% DE HUMEDAD OPTIMO: 24.24
 PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO (Kg/m³) : 1510

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Tema : Determinación del Módulo de Resiliencia de Suelos más comunes en El Salvador	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES	Presentan: Manuel de Jesús Montoya Hidalgo Francisco Cristóbal Pacheco Soto	Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez
Contenido : Detreminación PVS-Humedad Óptima Carretera Chalchuapa -Atiquizaya Km 83		Fecha: Feb-00 Hoja: 1

ENSAYE :	RELACION HUMEDAD - PESO VOLUMETRICO SECO	
SONDEO No :	1	TABLA 3.14
PROFUNDIDAD :	0.3 - 0.9 MTS. B/R	
LOCALIZACION :	CARRETERA PANAMERICANA KM. 36, COJUTEPEQUE	
IDENTIFICACION :	LIMO ARENOSO, COLOR BLANCO (ML)	

NORMA: AASHTO T-180	METODO : A	ALTURA DE MOLDE(cm):	11.65
MARTILLO : 10 LBS.	No DE CAPAS : 5	DIAMETRO DEL MOLDE (cm):	10.5
No DE CAPAS : 5		VOLUMEN DEL MOLDE (cm ³):	942.64

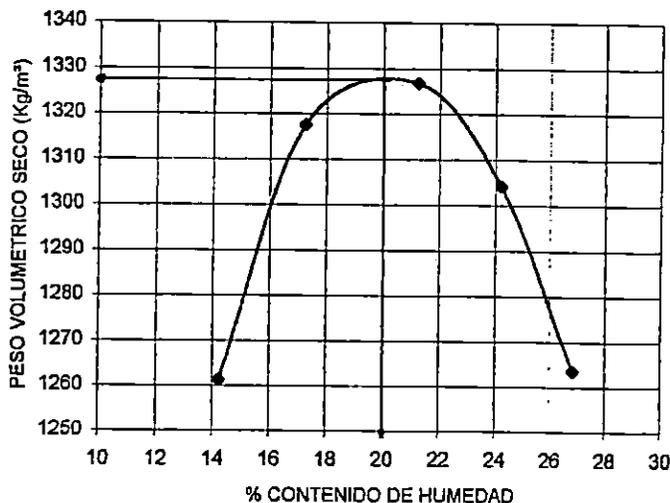
IDENTIFICACION DE LAS MUESTRAS

% Humedad de Prueba	16	20	22	24	26
% de Humedad inicial	8.42	8.42	8.42	8.42	8.42
agua agregada ml	384	480	528	580	630
Peso Muestra+Molde (gr)	5652	5750	5810	5821	5805
Peso de Molde (gr)	4294	4294	4294	4294	4294
Peso Suelo Húmedo (gr)	1358	1456	1516	1527	1511
Volumen Molde (cm ³)	942.64	942.64	942.64	942.64	942.64
Peso Vol. Húm.(Kg/cm ³)	1.4406	1.5446	1.6082	1.6199	1.6029

DETERMINACION DE LA HUMEDAD

No de tara	99	98	85	89	90	102	72	12	300	301
Peso Húmedo+tara(gr)	82.90	86.20	58.60	54.70	84.60	83.30	87.80	82.00	93.20	85.60
Peso Seco más tara (gr)	73.90	76.70	51.30	48.20	71.50	70.70	72.60	68.00	75.50	69.70
Peso de agua(gr)	9.00	9.50	7.30	6.50	13.10	12.60	15.20	14.00	17.70	15.90
peso de Tara(gr)	10.20	10.30	8.60	10.80	10.60	10.50	10.20	9.80	9.90	10.20
Peso seco(gr)	63.70	66.40	42.70	37.40	60.90	60.20	62.40	58.20	65.60	59.50
% de Humedad	14.13	14.31	17.10	17.38	21.51	20.93	24.36	24.05	26.98	26.72
promedio de humedad	14.22		17.24		21.22		24.21		26.85	
Peso Vol. Seco(Kg/cm ³)	1261.30		1317.49		1326.71		1304.21		1263.63	

GRAFICA 3.6 C. PANAMERICANA Km 36, COJUTEPEQUE



% DE HUMEDAD OPTIMO: 20.00
 PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO (Kg/m³) : 1328

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Tema : Determinación del Módulo de Resiliencia de Suelos más comunes en El Salvador	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES	Presentan: Manuel de Jesús Montoya Hidalgo Francisco Cristóbal Pacheco Soto	Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez
Contenido :Determinación PVS-Humedad Optima Carretera Panamericana Km 36		Fecha: Feb-00 Hoja: 1

1. Para la realización del CBR, se utilizó el valor de humedad óptima obtenido en el ensayo de relación PVS - Humedad (AASHTO T180) método A.
2. El valor de CBR de diseño corresponderá al 95% del peso volumétrico seco obtenido del espécimen compactado con 56 golpes.
3. El 95% del PVS máximo obtenido de la muestra compactada con 56 golpes, será el parámetro para determinar la humedad de compactación de las probetas a ensayarse en la prueba triaxial determinado en forma gráfica de las curvas PVS - CBR y PVS - Contenido de humedad.
4. Se determinará la penetración a 0.1" y 0.2", tomando el valor más desfavorable, de los obtenidos, observando que el valor de 0.2" sea menor que el alcanzado en 0.1"
5. Se corregirán las curvas de CBR por concavidad hacia arriba producto de irregularidades superficiales en la muestra, no así en las curvas de 12 y 25 golpes.
6. El valor de CBR obtenido, se utilizará en la correlación $Mr = 1500x \text{ CBR}$.

3.7.1.METODO PARA DETERMINAR EL PORCENTAJE DE HUMEDAD DE LAS PROBETAS DE LA PRUEBA TRIAXIAL.

El método propuesto para determinar el contenido de humedad para compactar los especímenes de la prueba triaxial es el siguiente:

- a) Determinar el valor relativo de soporte (CBR) y el PVS, para el 95 % de compactación.
- b) Graficar las curvas PVS -Contenido de humedad y PVS - CBR, de forma continua (Ver Fig. No 3.8) colocando el PVS en el eje de las abscisas y el contenido de humedad y el valor de CBR en el eje de las ordenadas, usando una escala igual para el eje vertical.
- c) Trazar una línea horizontal sobre el valor correspondiente al 95% del PVS máximo obtenido en el ensayo CBR, determinando el punto de intersección con la curva del ensayo proctor.

- d) Trazar una línea vertical del punto interceptado con el eje horizontal, ubicando sobre este eje el valor de contenido de humedad de diseño.

Los resultados obtenidos de este ensayo se presentan en la tabla 3.18

Tabla 3.18. Resumen de valores de CBR, 95 % del PVS máximo y humedad de diseño para probetas de prueba triaxial.

MUESTRA	TIPO DE SUELO	% CBR	95% DEL PVS DE CBR	HUMEDAD DE DISEÑO
Autopista S.S. - Aeropuerto I. El Salvador	SM	44	1543	14.70
Carretera Chalchuapa - Atiquizaya	CL	23	1434	20.83
Carretera Panamericana	ML	21	1261	14.70

El cálculo correspondiente se muestra en las tablas 3.15, 3.16 y 3.17 y las curvas CBR vrs Penetración; PVS vrs CBR y % de Humedad vrs PVS correspondientes se muestran en las figuras No 3.8, 3.9, 3.10.

3.8. MODULO DE RESILIENCIA

El módulo de Resiliencia se determinó utilizando el método propuesto en el capítulo II de este trabajo de graduación, tomando como guía de ensayo la norma AASHTO T 274-86 tomándose en cuenta las siguientes observaciones:

- Se realizaron pruebas triaxiales en suelos compactados y suelos inalterados, de cada una de las muestras, (tres probetas) de las carreteras seleccionadas, con la excepción de la muestra inalterada correspondiente a la muestra de la Autopista S.S. - Aeropuerto El Salvador, ya que debido a su consistencia arenosa, no fue posible labrar las probetas de prueba en la muestra.
- El labrado de probetas compactadas e inalteradas se realizó de acuerdo al procedimiento señalado en la norma AASHTO T-208 (ASTM D2166), cumpliéndose la relación entre la altura y el diámetro de la probeta $2 < L/D < 3$.
- Con el objeto de controlar el contenido de humedad de las muestras compactadas, se mantuvo una variación del 0.5 %, con respecto a la humedad de diseño.

UES	FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA	
	LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"	
	TRABAJO DE GRADUACION: DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA	
	EN SUELOS ARENO-LIMOSOS MAS COMUNES DE EL SALVADOR	

ENSAYE : VALOR RELATIVO DE SOPORTE (CBR)		
LOCALIZACION	: CARRETERA SAN SALVADOR -AEROPUERTO INTERNACIONAL EL SALVADOR Km 19 1/2 SANTO TOMAS	
DESCRIPCION DEL SUELO	: ARENA LIMOSA, COLOR CAFÉ CLARO	
SONDEO N°	: 1	PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA : 0.70-1.2 m.

TABLA 3.15

COMPACTACION

Molde No	1	4	5
No de capas	5	5	5
No Golpes por capa	12	25	56
Condiciones de la Muestra			
Peso Muestra Húmeda+Molde (gr)	7720	7933	8090
Peso del Molde (gr)	4124	4099.5	4101
Peso de Muestra Húmeda (gr)	3596	3833.5	3989
Volumen de la muestra(cm ³)	2084.85	2081.20	2088.50
Peso Volumétrico Húmedo (Kg/cm ³)	1.725	1.842	1.910

CONTENIDO DE HUMEDAD DE LAS MUESTRAS

Tara No	87	A	92	65	83	34
Peso Suelo Seco + Tara (gr)	77.70	96.85	69.70	63.70	61.90	64.30
Peso Suelo Húmedo + Tara (gr)	67.60	85.60	60.80	55.60	54.30	56.40
Peso de agua (gr)	10.10	11.25	8.90	8.10	7.60	7.90
Peso de Tara (gr)	9.20	21.30	10.70	10.20	10.10	10.20
Peso del suelo seco (gr)	58.40	64.30	50.10	45.40	44.20	46.20
% Contenido de Humedad	17.29	17.50	17.50	17.76	17.84	17.19
% Promedio de Humedad	17.40		17.63		17.52	
Peso Volumétrico Seco (Kg/cm ³)	1.489		1.588		1.625	

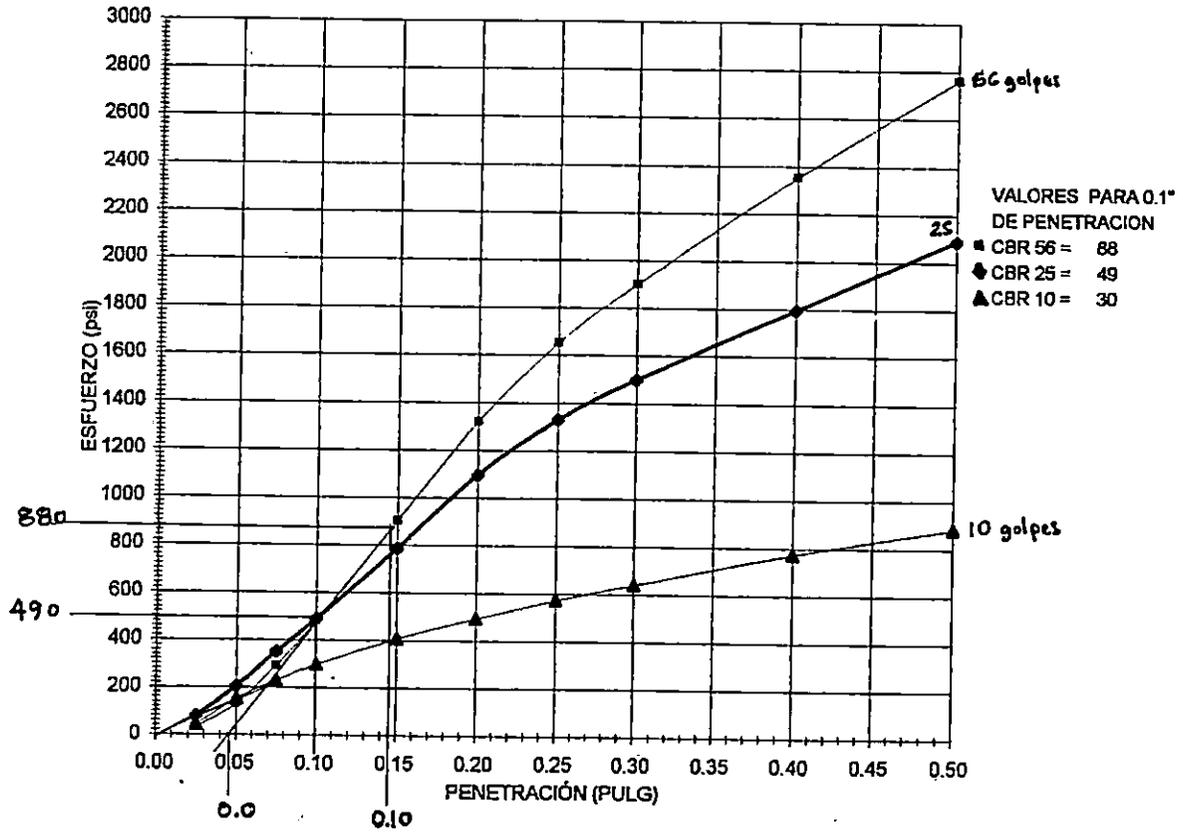
REGISTRO DEL HINCHAMIENTO

Fecha y Hora	Molde No 1			Molde No 2			Molde No 3		
	Lectura (0.001 pul.)	Deformación (pul)	%	Lectura (0.001 pul.)	Deformación (pul)	%	Lectura (0.001 pul.)	Deformación (pul)	%
08/11/99-11:21	0.0	0.0000	0.0	0.0	0.0000	0.00	0	0.0000	0.00
09/11/99-11:21	4.0	0.0040	0.09	0	0.0000	0.00	0	0.0000	0.00
10/11/99-11:22	4.0	0.0040	0.09	2	0.0020	0.04	0	0.0000	0.00
11/11/99-11:22	4.0	0.0040	0.09	2.5	0.0025	0.06	0	0.0000	0.00
12/11/99-12:05	4.1	0.0041	0.09	2.8	0.0028	0.06	0.1	0.0001	0.00

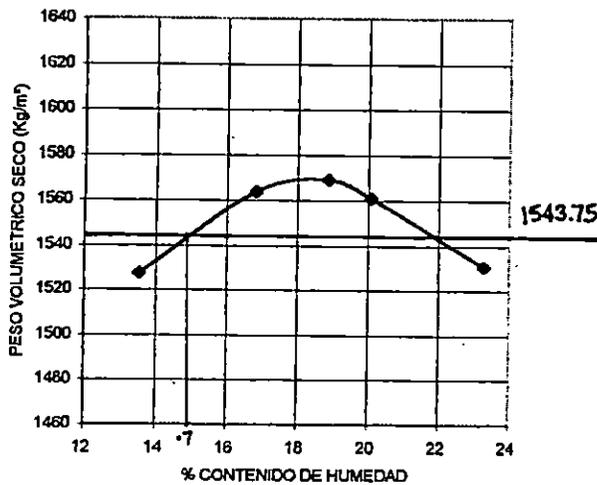
PENETRACION

Penetración en pulgadas	Molde No 1		Molde No 2		Molde No 3	
	Sobrecarga(gr):4,567 Lect.(0.001")	psi	Sobrecarga(gr):4,578 Lect.(0.001")	psi	Sobrecarga(gr.):4,578 Lect.(0.001")	psi
0.025	10	41.80	19	79.42	7	29.28
0.050	36	150.48	49	204.82	31	129.58
0.075	55	229.90	84	351.12	70	292.60
0.100	71	296.78	117	489.06	115	480.70
0.150	97	405.46	188	785.84	216	902.88
0.200	118	493.24	282	1095.16	316	1320.88
0.250	137	572.68	318	1329.24	396	1655.28
0.300	153	639.54	359	1500.62	455	1901.90
0.400	185	773.30	430	1797.40	563	2353.34
0.500	211	881.98	500	2090.00	661	2762.98

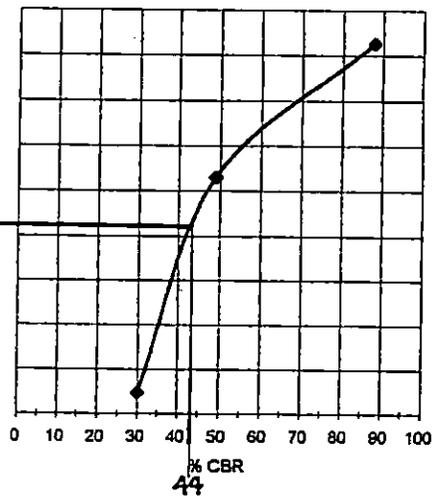
GRAFICA 3.8A CURVAS ESFUERZO - PENETRACION AUTOPISTA S.S.-
AEROPUERTO EL SALVADOR



GRAFICA 3.8B RELACION PVS - % DE HUMEDAD



GRAFICA 3.8C RELACION PVS - CBR



UES	FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		
	LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"		
	TRABAJO DE GRADUACION: DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA		
	EN SUELOS ARENO-LIMOSOS MAS COMUNES DE EL SALVADOR		

ENSAYE : VALOR RELATIVO DE SOPORTE (CBR)		TABLA 3.16
LOCALIZACION : AMPLIACION C. CHALCHUAPA - ATIQUIZAYA Km 83		
DESCRIPCION DEL SUELO: ARCILLA ARENOSA, (CL), COLOR CAFÉ OSCURO		
SONDEO N° : 1	PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA : 0.3-0.9 m.	
TAMAÑO MAXIMO DE LA PARTICULA : 3/4 mm.		

COMPACTACION

Molde No	1	4	5
No de capas	5	5	5
No Golpes por capa	12	25	56
Condiciones de la Muestra			
Peso Muestra Húmeda+Molde (gr)	7269	7541	8074
Peso del Molde (gr)	4123	4098	4109
Peso de Muestra Húmeda (gr)	3146	3443	3965
Volumen de la muestra(cm ³)	2121.37	2121.37	2121.37
Peso Volumétrico Húmedo (Kg/cm ³)	1.483	1.623	1.869

CONTENIDO DE HUMEDAD DE LAS MUESTRAS

Tara No	300	90	36	86	300	14
Peso Suelo Seco + Tara (gr)	71.10	68.90	59.00	68.40	67.00	64.00
Peso Suelo Húmedo + Tara (gr)	59.10	57.70	50.00	57.00	56.00	53.60
Peso de agua (gr)	12.00	11.20	9.00	11.40	11.00	10.40
Peso de Tara (gr)	9.25	10.50	10.00	9.10	9.70	9.90
Peso del suelo seco (gr)	49.85	47.20	40.00	47.90	46.30	43.70
% Contenido de Humedad	24.07	23.73	23.80	23.80	23.76	23.80
% Promedio de Humedad	23.90		23.80		23.78	
Peso Volumétrico Seco (Kc/cm ³)	1.197		1.311		1.510	

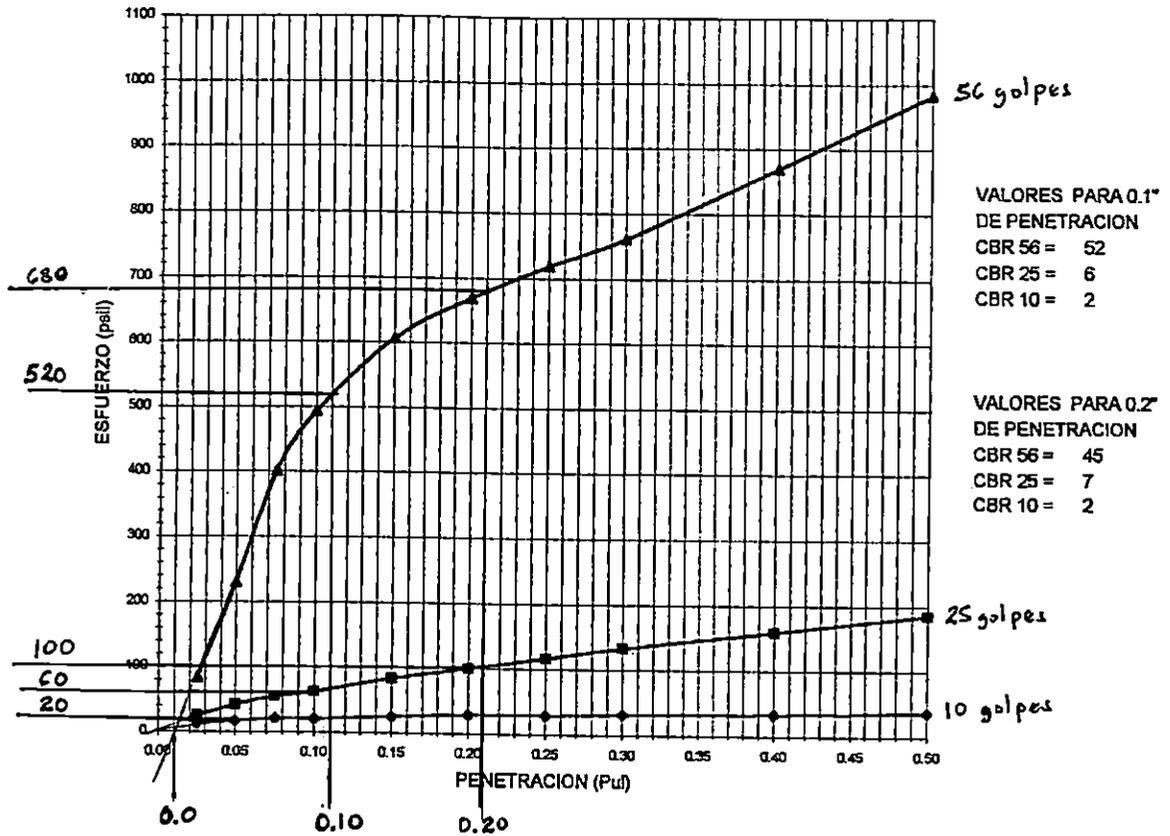
REGISTRO DEL HINCHAMIENTO

Fecha y Hora	Molde No 1			Molde No 2			Molde No 3		
	Lectura (0.001 pul.)	Deformación (pul.)	%	Lectura (0.001 pul.)	Deformación (pul.)	%	Lectura (0.001 pul.)	Deformación (pul.)	%
22/11/99-3:00	0.0000	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.0000	0.0000	0.00	0.0000
23/11/99-3:48	30.0000	0.03	0.6667	0.0000	0.00	0.0000	25.0000	0.03	0.5556
24/11/99-3:45	32.0000	0.03	0.7111	2.0000	0.00	0.0444	30.0000	0.03	0.6667
25/11/99-3:42	37.0000	0.04	0.8222	2.5000	0.00	0.0556	37.0000	0.04	0.8222
26/11/99-3:05	40.0000	0.04	0.8889	2.8000	0.00	0.0622	38.0000	0.04	0.8444

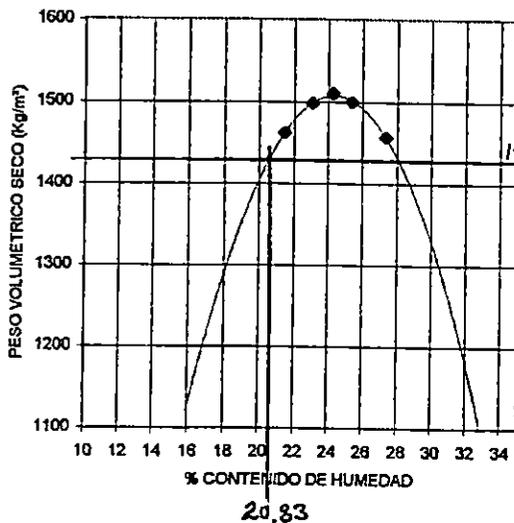
PENETRACION

Penetración en pulgadas	Molde No 1		Molde No 2		Molde No 3	
	Sobrecarga(gr):4,567 Lect. (0.001")	psi	Sobrecarga(gr):4,578 Lect. (0.001")	psi	Sobrecarga(gr):4,578 Lect. (0.001")	psi
0.025	3	12.54	6	25.08	20	83.60
0.050	4	16.72	10	41.80	55	229.90
0.075	5	20.90	13	54.34	96	401.28
0.100	5	20.90	15	62.70	118	493.24
0.150	6	25.08	20	83.60	145	606.10
0.200	7	29.26	24	100.32	160	668.80
0.250	7	29.26	28	117.04	172	718.96
0.300	7.5	31.35	32	133.76	182	760.76
0.400	8	33.44	38	158.84	208	869.44
0.500	9	37.62	44.5	186.01	235	982.30

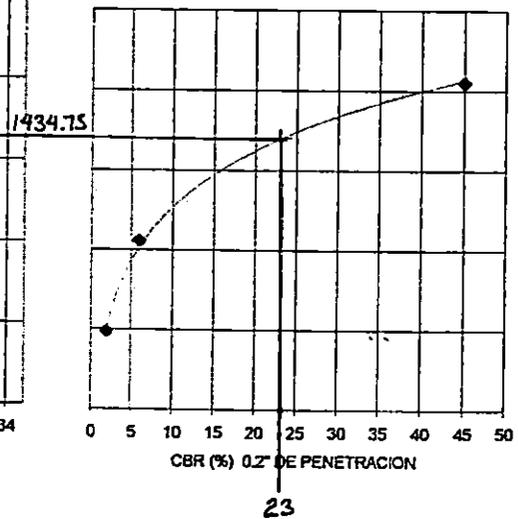
GRAFICA 3.9A CURVAS ESFUERZO - PENETRACION
CARRETERA CHALCHUAPA-ATIQUIZAYA Km 83



GRAFICA 3.9B RELACION PVS - CONTENIDO DE HUMEDAD



GRAFICA 3.9C RELACION PVS - CBR



UES	FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA	
	LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"	
TRABAJO DE GRADUACION: DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA		
EN SUELOS ARENO-LIMOSOS MAS COMUNES DE EL SALVADOR		

ENSAYE : VALOR RELATIVO DE SOPORTE (CBR)			TABLA 3.17
LOCALIZACION	: CARRETERA PANAMERICANA KM. 36, COJUTEPEQUE		
DESCRIPCION DEL SUELO	: LIMO ARENOSO COLOR BLANCO.		
SONDEO N°	: 1	PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA : 0.3-0.9 m.	
TAMAÑO MAXIMO DE LA PARTICULA	: 3/4 mm.		

COMPACTACION

Molde No	3	4	5
No de capas	5	5	5
No Golpes por capa	12	25	56
Condiciones de la Muestra			
Peso Muestra Húmeda+Molde (gr)	7060	7274	7424
Peso del Molde (gr)	4100	4124	4104
Peso de Muestra Húmeda (gr)	2960	3150	3320
Volumen de la muestra(cm³)	2084.85	2081.20	2088.50
Peso Volumétrico Húmedo (Kg/cm³)	1.420	1.514	1.590

CONTENIDO DE HUMEDAD DE LAS MUESTRAS

Tara No	49	6	98	102	8	301
Peso húmedo	70.32	71.00	73.90	76.10	82.60	83.17
Peso seco	60.30	60.10	63.40	65.20	71.00	71.20
Peso de agua	10.02	10.90	10.50	10.90	11.60	11.97
Peso de Tara	10.30	10.00	10.30	10.50	10.50	12.10
Peso del suelo seco	50.00	50.10	53.10	54.70	60.50	59.10
Contenido de Humedad	20.04	21.76	19.77	19.93	19.17	20.25
Promedio de Humedad	20.90		19.85		19.71	
Densidad seca	1.174		1.263		1.328	

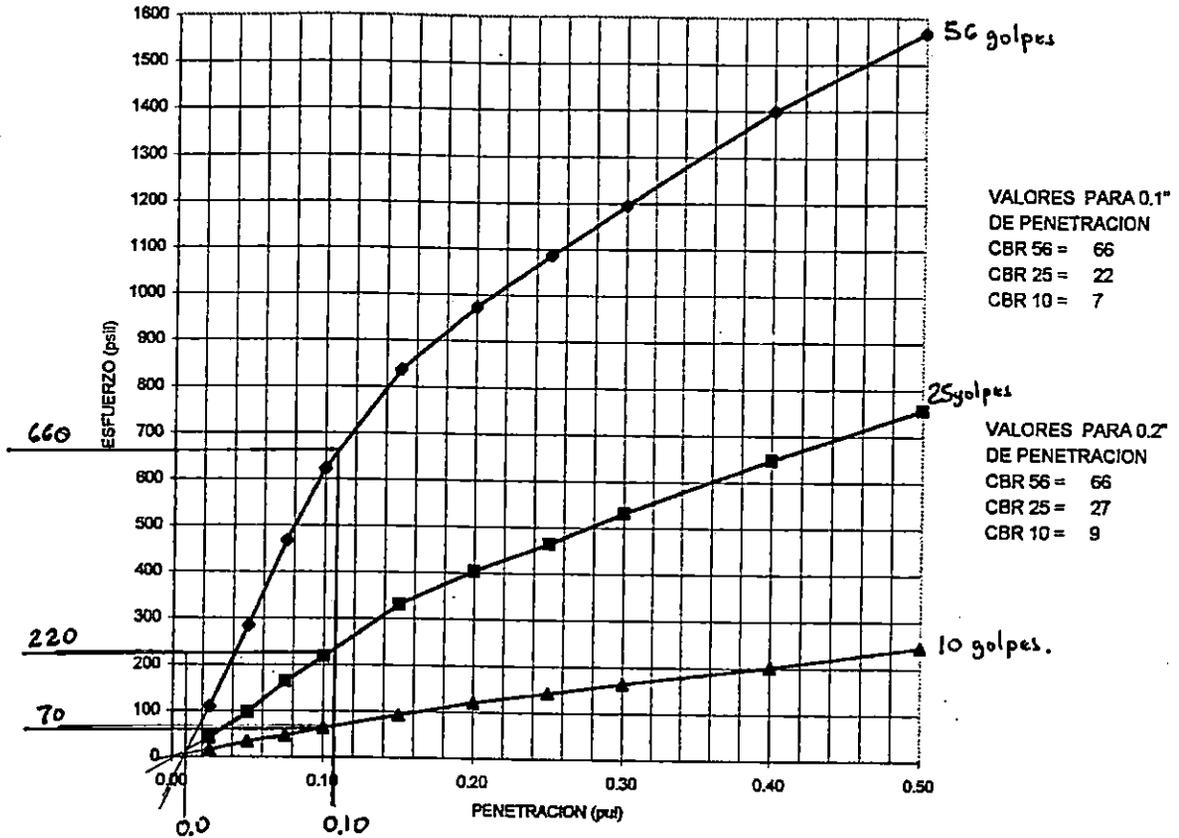
REGISTRO DEL HINCHAMIENTO

Fecha y Hora	Molde No 1			Molde No 2			Molde No 3		
	Lectura (0.001 pul.)	Deformación (pul)	%	Lectura (0.001 pul.)	Deformación (pul)	%	Lectura (0.001 pul.)	Deformación (pul)	%
08/11/99-11:21	0	0	0	0	0.0000	0.00	0	0.0000	0.00
09/11/99-11:21	29.0	0.0290	0.64	30	0.0300	0.67	19	0.0190	0.42
10/11/99-11:22	30.0	0.0300	0.67	33	0.0330	0.73	20	0.0200	0.44
11/11/99-11:22	33.5	0.0335	0.74	35.5	0.0355	0.79	21	0.0210	0.47
12/11/99-12:05	33.0	0.0330	0.73	35.5	0.0355	0.79	21	0.0210	0.47

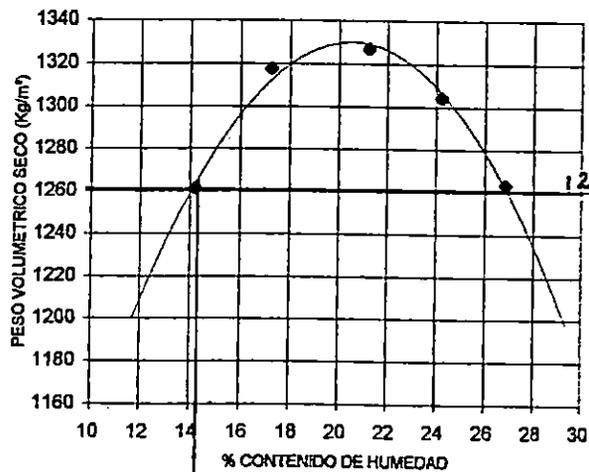
PENETRACION

Penetración en pulgadas	Molde No 1		Molde No 2		Molde No 3	
	Sobrecarga(gr):4,567		Sobrecarga(gr):4,578		Sobrecarga(gr):4,578	
	Lect. (0.001")	psi	Lect. (0.001")	psi	Lect. (0.001")	psi
0.025	26	108.68	10	41.80	3.5	14.63
0.050	68	284.24	23	96.14	8	33.44
0.075	112	468.16	39	163.02	11	45.98
0.100	149	622.82	52	217.36	15	62.70
0.150	200	836.00	79	330.22	22	91.96
0.200	233	973.94	96.5	403.37	28.5	119.13
0.250	260	1086.80	111	463.98	34	142.12
0.300	286	1195.48	127	530.88	39	163.02
0.400	335	1400.30	155	647.90	48	200.64
0.500	375	1567.50	181	756.58	58.5	244.53

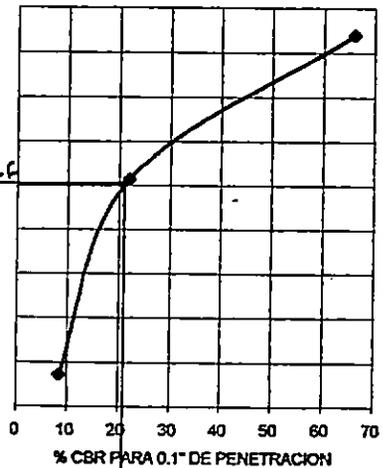
GRAFICA 3.10A CURVAS ESFUERZO - PENETRACION C. PANAMERICANA Km36, COJUTEPEQUE



GRAFICA 3.10B RELACION PVS - % DE HUMEDAD



GRAFICA 3.10C RELACION PVS - CBR



- d) Se realizaron cinco ciclos de aplicación de carga y descarga, para cada combinación de esfuerzo desviador (1, 2, 4, 8 y 10 psi) y esfuerzo de confinamiento (6, 3, 0 psi), lo que hace una aplicación de 75 ciclos de carga y descarga en total a cada probeta (5 ciclos x 5 esfuerzos desviadores x 3 esfuerzos de confinamiento = 75 ciclos de carga y descarga).

3.8.1. MÉTODO DE CÁLCULO PARA DETERMINAR EL MÓDULO DE RESILIENCIA

Para la determinación del Módulo de Resiliencias se realizaron los cálculos siguientes

- a) Determinación del esfuerzo desviador (σ_d)

$$Q = L_a \times K_c \quad (\text{Kg}) \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Donde :

Q : Carga axial aplicada (Kg o lb)

L_a : Lectura del anillo de carga (u)

K_c : Constante del anillo de carga 0.15625 Kg y 0.34375 lb

$$\sigma_d = \frac{Q}{A_p} \quad (\text{Kg/cm}^2 \text{ ó lbs/pul.}^2) \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Donde :

Q : Carga axial aplicada (Kg o lb)

A_p : Area promedio de la probeta (cm^2 o pul.^2)

- b) Determinación de la Deformación Recuperable (ϵ_r)

$$\Delta_r = [(L_{fc} - L_{ic}) - (L_d - L_{ic})] \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Donde :

Δ_r : Lectura de carga recuperable en un ciclo carga - descarga (u)

L_{fc} : Lectura final del micrómetro de deformación final (u)

L_{ic} : Lectura inicial del micrómetro de deformación (u)

L_d : Lectura de anillo de deformación después de descarga (u)

Después de cinco ciclos de carga y descarga , para un esfuerzo desviador y esfuerzo de confinamiento específico, se determinó una lectura promedio :

$$L_{r\text{prom.}} = (L_{r1} + L_{r2} + L_{r3} + L_{r4} + L_{r5}) / 5 \quad (\text{Ec. 3.4})$$

con el valor obtenido se calcula la deformación promedio de la probeta de prueba :

$$\Delta_r = L_{r\text{prom.}} \times K_o \quad (\text{Ec. 3.5})$$

Donde :

$L_{r\text{prom}}$: Lectura de carga recuperable promedio (u)

K_o : Factor de conversión del micrómetro , con valores de 0.01mm ó 0.001 pul

$$\epsilon = \frac{\Delta_r}{H_p} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

Donde :

ϵ_r : Deformación unitaria recuperable (resiliente).

Δ_r : Deformación promedio recuperable en cinco ciclos de carga y descarga. cm o pul.

H_p : Altura de la probeta (cm o pul).

c) Determinación del Módulo de Resiliencia (M_r)

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (\text{Ec. 3.7})$$

Donde :

M_r : Módulo de Resiliencia (Kg/cm^2 o psi)

σ_d : Esfuerzo desviador (Kg/cm^2 o psi)

ϵ_r : Deformación unitaria recuperable (resiliente).

d) Graficar los valores de M_r vs. σ_d , en una escala aritmética normal, dibujando la línea de tendencia para los puntos ploteados.

- e) Los valores de los coeficientes K_i en las ecuaciones de correlación planteadas, corresponde al promedio de las tres o dos probetas de ensayo, siendo el valor K_1 , el que rige como factor principal en la ecuación de la curva, este será el coeficiente a evaluar y comparar para la selección de los valores a promediarse, tomándose los valores más cercanos para una mayor aproximación en la determinación del Mr.
- f) El máximo valor de Mr se obtiene evaluando la ecuación 2.28, $Mr = K_1 + K_3(K_2 - \sigma)$ correspondiente a 2 PSI del esfuerzo desviador, en este esfuerzo la deformación se considera estabilizada. en valores menores a 2 psi la lectura resulta imprecisa⁵³.
- g) El valor mínimo de Mr está determinado por el Mr máximo, utilizando la gráfica de Thompson y Elliot (ver gráfica 3.11), evaluando la ecuación de Mr en los siguientes valores de esfuerzo desviador de 6.21, 12.9, 22.85 y 32.8 PSI de acuerdo , de acuerdo a la gráfica No 3.11
- h) La clasificación del tipo de suelo, en rígido, medio, suave y muy suave se determinó por la gráfica 3.11 de Thompson y Elliot⁵⁴.

3.8.2. GRÁFICA MR vs. ESFUERZO DESVIADOR

Esta gráfica relaciona los valores obtenidos en la prueba del Módulo de Resiliencia la cual muestra los esfuerzos aplicado versus la respuesta del suelo al soporte de carga durante el ensayo. Los valores de Mr graficados corresponden a los promedios de cada ciclo de carga y descarga para un esfuerzo desviador específico. Los valores de las constantes K_1 , K_2 , K_3 , y K_4 , se determinaron de forma gráfica, de la manera descrita en el capítulo anterior, para cada una de las probetas, obteniéndose de estos promedios la condición compactada e inalterada; se discriminó los valores con grandes diferencias relativas entre sí, planteándose las ecuaciones respectivas de Módulo de Resiliencia (Ec. 2.28 y 2.29) para estos valores promedios.

⁵³ Yang H. Huang, 1993, Pavement Analysis and Design, U. Kentucky, pág. 110.

Con la ecuación promedio, (Ec. 2.28) ; $Mr = K_1 + K_3(K_2 - \sigma_d)$, se evaluó para un valor de esfuerzo desviador de 2 psi, condición en la que se considera que ocurre el máximo valor de Mr^{55} ; este valor obtenido será comparado contra el valor de Mr obtenido por la ecuación Ec 1.1. $Mr = B \cdot CBR$ (psi).

Ejemplo de cálculo de coeficientes: Probeta 1 (Ver tabla y gráfica en anexo No 3A).

K_1 , distancia del punto de intersección de las líneas de tendencia al eje X : 14,000 psi

K_2 , distancia del punto de intersección de las líneas de tendencia al eje Y : 3.6 psi

K_3 , componente unitaria vertical de la línea paralela al eje Y :

$$K_3 = \frac{43,000 - 14,000}{3.6} = 8,055 \text{ psi}$$

K_4 , componente unitaria vertical de la línea paralela al eje Y :

$$K_4 = \frac{14,000 - 12,500}{9.73 - 3.6} = 244.7 \text{ psi}$$

Los valores obtenidos son los siguientes :

Muestra 1: Autopista San Salvador - Aeropuerto Internacional El Salvador (SM)

Tabla 3.19 Valores de PVS vs Contenido de Humedad Muestra 1: compactadas.

Probeta No	Simbolo	P.V.S. (Kg/m ³)	% de Humedad	% del P.V.S. máximo de C.B.R.
1	SM	1,533.77	14.50	94.38
2	SM	1,529.05	14.22	94.10
3	SM	1,530.39	14.55	94.15
Promedios		1,531.07	14.42	94.21

3.20. Valores de Coeficientes para Cálculo de Mr Muestra 1 (SM)

Probeta No	K_1 (psi)	K_2 (psi)	K_3 (psi)	K_4 (psi)	Observaciones
1	14,000	3.60	8,055	244.70	
2	24,375	3.92	5,505	2,074.45	Se discrimina
3	17,500	4.00	5,375	226.93	
Promedios	15,750	3.80	6,715	235.82	

Ecuaciones Promedios

$$Mr = 15,750 + 6,715 * (3.8 - \sigma_d) \quad \text{Para valores de } \sigma_d < 3.8 \text{ psi (Ec. 3.8)}$$

⁵⁴ Yang H. Huang, 1993, Pavement Analysis and Design, U. Kentucky, pág. 110

$$Mr = 15,750 - 35.82 * (\sigma_d - 3.8) \quad \text{Para valores de } \sigma_d > 3.8 \text{ psi (Ec. 3.9)}$$

Evaluando para $\sigma_d = 2.0$ psi y $\sigma_d = 32.8$ psi

Mr máximo = 27,837 psi Mr mínimo = 8,911 psi

Par este tipo de suelo no se realizó ensayo de resiliencia en muestra inalterada, ya que la cohesión y humedad de la muestra no permitió el labrado de las probetas.

Muestra 2: Carretera Chalchuapa - Atiquizaya (CL)

3.21. Valores de PVS vs Contenido de Humedad Muestra 2: compactadas.

Probeta No	Simbolo	P.V.S. (Kg/m ³)	% de Humedad	% del P.V.S. máximo de C.B.R.
1	CL	1,458.60	21.79	96.56
2	CL	1,465.74	21.64	97.06
3	CL	1,452.28	21.96	96.18
Promedios		1,462.17	21.72	96.81

3.22. Valores de Coeficientes para Cálculo de Mr Muestra 2 (CL)

Probeta No	K ₁ (psi)	K ₂ (psi)	K ₃ (psi)	K ₄ (psi)	Observaciones
1	14,090	3.10	5,279	302.30	
2	10,714	3.19	1,567	266.72	
3	6375	3.80	1,866	221.08	Se describió
Promedios	12,402	3.15	3,423	248.50	

Ecuaciones Promedios

$$Mr = 12,402 + 3,423 * (\sigma_d - 3.15) \quad \text{Para valores de } \sigma_d < 3.15 \text{ psi (Ec. 3.10)}$$

$$Mr = 12,402 - 248.50 * (\sigma_d - 3.15) \quad \text{Para valores de } \sigma_d > 3.15 \text{ psi (Ec. 3.11)}$$

Evaluando para $\sigma_d = 2.0$ psi y $\sigma_d = 22.85$ psi

Mr máximo = 16,339 psi Mr mínimo = 7,507 psi

Muestra 3: Carretera Panamericana, Cojutepeque (ML)

3.23. Valores de PVS vs Contenido de Humedad Muestra 3: compactadas

Probeta No	Simbolo	P.V.S. (Kg/m ³)	% de Humedad	% del P.V.S. máximo de C.B.R.
2	ML	1,313.18	17.26	98.93
10	ML	1,290.50	18.50	97.18
11	ML	1,295.00	17.90	97.52
Promedios		1,299.56	17.89	97.88

⁵⁵ Yang H. Huang, 1993, Pavement Analysis and Design, U. Kentucky, pág. 110

3.24. Valores de Coeficientes para Cálculo de Mr Muestra 3 (ML)

Probeta No	K ₁ (psi)	K ₂ (psi)	K ₃ (psi)	K ₄ (psi)	Observaciones
2	13,194	3.21	2,034	609.38	
10	14,250	2.84	1,518	675.67	
11	13,520	2.92	1,534	342.60	
Promedios	13,655	2.99	1,695	542.55	

Ecuaciones Promedios

$$Mr = 13,655 + 1,695 \cdot (2.99 - \sigma_d) \quad \text{Para valores de } \sigma_d < 2.99 \quad (\text{Ec. 3.12})$$

$$Mr = 13,655 - 542.55 \cdot (\sigma_d - 2.99) \quad \text{Para valores de } \sigma_d > 2.99 \quad (\text{Ec. 3.13})$$

Evaluando para $\sigma_d = 2.0$ psi y $\sigma_d = 22.85$ psi

$$Mr \text{ máximo} = 15,336 \text{ psi} \quad Mr \text{ mínimo} = 2,880 \text{ psi}$$

Muestra: Carretera Chalchuapa - Atiquizaya (CL)

Tabla 3.25. Valores de PVS vs Contenido de Humedad Muestra 2: inalterada.

Probeta No	Simbolo	P.V.S. (Kg/m ³)	% de Humedad	% del P.V.S. máximo de C.B.R.
1	CL	1,357.77	28.80	89.87
2	CL	1,295.75	34.90	85.81
3	CL	1,297.56	33.75	87.21
Promedios		1,326.76	31.85	87.84

Tabla 3.26. Valores de Coeficientes para Cálculo de Mr Muestra 2 (CL)

Probeta No	K ₁ (psi)	K ₂ (psi)	K ₃ (psi)	K ₄ (psi)	Observaciones
1	10,625	3.78	2,745	964.63	
2	8,933	3.57	2,166	781.76	
3	6,429	3.70	1,892	215.96	Se discriminó
Promedios	9,779	3.74	2,456	873.20	

Ecuaciones Promedios

$$Mr = 9,779 + 2,456 \cdot (3.74 - \sigma_d) \quad \text{Para valores de } \sigma_d < 3.74 \text{ psi} \quad (\text{Ec. 3.14})$$

$$Mr = 9,779 - 873.20 \cdot (\sigma_d - 3.74) \quad \text{Para valores de } \sigma_d > 3.74 \text{ psi} \quad (\text{Ec. 3.15})$$

Evaluando para $\sigma_d = 2.0$ psi

$$Mr \text{ máximo} = 14,052 \text{ psi} \quad Mr \text{ mínimo} = 9,779 \text{ psi}$$

Muestra 3: Carretera Panamericana, Cojutepeque (ML)

Tabla 3.27. Valores de PVS vs Contenido de Humedad Muestra 3: inalterada.

Probeta No	Simbolo	P.V.S. (Kg/m ³)	% de Humedad	% del P.V.S. máximo de C.B.R.
1	ML	1,041.62	12.35	78.44
2	ML	1,039.35	11.83	78.26
4	ML	1,129.74	12.87	85.07
Promedios		1,040.49	12.09	78.35

Tabla 3.28. Valores de Coeficientes para Cálculo de Mr Muestra 3 (ML)

Probeta No	K ₁ (psi)	K ₂ (psi)	K ₃ (psi)	K ₄ (psi)	Observaciones
4	6,212	3.75	1,939	206.12	Se discriminó
1	14,545	3.65	4,981	454.46	
2	11,875	3.61	5,194	62.42	
Promedios	13,210	3.63	5,088	258.44	

Ecuaciones Promedios

$$Mr = 13,210 + 5,088 * (3.63 - \sigma_d) \quad \text{Para valores de } \sigma_d < 3.63 \text{ psi (Ec. 3.16)}$$

$$Mr = 13,210 - 258.44 * (\sigma_d - 3.63) \quad \text{Para valores de } \sigma_d > 3.63 \text{ psi (Ec. 3.17)}$$

Evaluando para $\sigma_d = 2.0$ psi y $\sigma_d = 32.8$ psi

$$Mr \text{ máximo} = 21,503 \text{ psi}$$

$$Mr \text{ mínimo} = 8,243 \text{ psi}$$

3.9. DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA UTILIZANDO CORRELACIONES CON EL CBR

Se determinaron los valores del Mr utilizando la expresión $Mr = B * CBR$, donde B toma valores variables, desde 470 para un CBR 90%, hasta 1,941 para un CBR del 1%, utilizando la gráfica No 2.14, 145

Ejemplo de cálculo:

Proyecto: Autopista San Salvador - Aeropuerto Internacional El Salvador

CBR = 44%

B = 592.0 psi tomada de la gráfica No 2.15, (pág 141) y sustituyendo en ecuación 1.1, se obtiene un valor de $Mr = 592.00 * 44 = 26,048$ psi, los valores obtenidos se presentan en la tabla 3.29

Tabla 3.29. Resumen de CBR, Constante B, y Mr

MUESTRA	% CBR	Constante B (psi)	Mr (psi)	Tipo de suelo
A. S.S. - Aeropuerto I. El Salvador	44	592.00	26,048	SM
C. Chalchuapa - Atiquizaya	23	735.00	17,020	CL
C. Panamericana, Cojutepeque	21	742.10	15,584	ML

Observaciones respecto al desarrollo del ensayo triaxial repetitivo

- Debido a los bajos esfuerzos de compresión aplicados a las probetas de suelo ninguna de ellas se llevó a la falla, puesto que el propósito era de mantener el esfuerzo dentro del rango elástico del suelo; como consecuencia de esto, las deformaciones correspondientes fueron extremadamente pequeñas, menores de 10^{-3} pul, lo que ocasionó dificultades para tomar las lecturas en los deformímetros disponibles puesto que la menor lectura corresponde a 0.001 pul, la cual para un esfuerzo de 1 psi resulta imprecisa.
- Para llevar a cabo la prueba triaxial repetitiva se utilizó la máquina triaxial existente en el laboratorio de suelos de la escuela de Ingeniería Civil, esta máquina no tiene operación de descarga automática, por lo que el proceso de la prueba se desarrolló haciendo las descargas de la máquina en forma manual; además, para cada cambio de esfuerzo de confinamiento se observó que no se equilibraban los esfuerzos de confinamiento con los esfuerzos desviadores interpretándose esto como un esfuerzo residual, por lo que se colocaban los deformímetros en cero al comenzar los ciclos de carga y descarga en cada uno de los cambios de esfuerzos de confinamiento; como consecuencia de esto, no se pudo obtener una deformación acumulada, en caso de haber existido.
- Se obtuvo una variación del esfuerzo de confinamiento como consecuencia de la pérdida de presión de la cámara triaxial, esta variación se procuró mantener en un rango estrecho, para que no afectara de forma significativa los resultados de la prueba.

CAPITULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

INTRODUCCION.

En este capítulo se pretende analizar los datos obtenidos de cada uno de los ensayos realizados a los tres tipos de suelos de subrasante muestreados, estos ensayos fueron granulometría, límites de consistencia, gravedad específica, como parámetros utilizados para la clasificación de los suelo, luego se procedió a encontrar la relación Peso Volmétrico Seco - Humedad para obtener el Peso Volumétrico Seco Máximo y el % de Humedad Optima para luego proceder a realizar el ensayo del CBR para conocer la capacidad portante del suelo y a la vez poder correlacionar este valor mediante la ecuación 1.1, con el Módulo de Resiliencia encontrado por medio de la prueba triaxial cíclica

Se realiza el análisis de los resultados obtenidos y la comparación de los valores de M_r obtenidos por la prueba triaxial y el que se determina al evaluar la expresión de Shell-Heukelomp⁵⁶, que correlaciona el M_r y el CBR, determinando el porcentaje de variación entre ambos valores. A la vez se genera un gráfico con los datos de este trabajo, para ser utilizado como Nomograma para que a través de este se encuentre ya sea el CBR, o el Módulo de Resiliencia según se desee, también se presenta una ecuación aproximada de la tendencia que sigue la gráfica de los puntos encontrados, y se presenta también el posible factor de seguridad para el uso de esta ecuación.

4.0. ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS

4.1. SELECCIÓN DE PROYECTOS Y MUESTREO

El muestreo se realizó de acuerdo a los criterios de selección en las tres muestras, en lo referente al uso del suelo que para esta investigación es el de carreteras, de donde se obtuvieron las muestras alteradas e inalteradas, en el caso de las muestras inalteradas, estas se protegieron de la pérdida de humedad, y del deterioro durante el transporte, para conservar fielmente las condiciones, del terreno que tiene en el sitio donde fueron extraídas, hasta obtener las probetas para la prueba triaxial repetitiva, de acuerdo con la norma AASHTO T 274-82.

4.2. GRANULOMETRIA

De los ensayos de granulometría se obtuvieron los porcentajes de los distintos diámetros de partículas que componen el suelo para efecto de clasificarlos, únicamente se utilizó el análisis mecánico por el método de la AASHTO T-88 (ASTM D-421-85), de los resultados de este ensayo se determinó el grupo y subgrupo a que pertenece cada una de las muestras ensayadas, así:

1- Autopista San Salvador - Aeropuerto Internacional El Salvador, Km 19.5

ASTM: Arena Limosa, símbolo SM, Color Café Claro, no plástico, considerable contenido de pómez.

AASHTO: Suelo Tipo A-3.

Como Subrasante puede clasificarse de buena a excelente.⁵⁷

2- Carretera Chalchuapa - Atiquizaya Km 83.

ASTM: Arcilla Arenosa, símbolo CL, Color café oscuro, con arena fina de baja a mediana plasticidad.

AASHTO: Suelo Tipo A-4

⁵⁶ AASHTO, Diseño de Pavimentos 1983, apéndice FF-12

Como Subrasante puede clasificarse como malo a regular

3- Carretera Panamericana, Cojutepeque Km 36.

ASTM: Limo arenoso, Símbolo ML, color blanco, con arena fina, no plástico, presenta una estructura cementada, como talpuja, en estado natural.

AASHTO: Tipo A-4.

Como Subrasante puede clasificarse como malo a regular.

4.3. LIMITES DE ATTERBERG.

De los ensayos de Límites Plástico y Líquido se determina, que los suelos de los proyectos de San Salvador - Aeropuerto Internacional El Salvador y Carretera Panamericana, no presentan plasticidad, por lo que se clasifican No Plásticos, sin embargo el suelo del proyecto Carretera Chalchuapa - Atiquizaya, presenta los Límites Líquido de 35, Límite Plástico 26.8, de donde se deduce el Índice de Plasticidad 8.2, características del suelo que lo definen como un suelo de baja a mediana Plasticidad.

1. Autopista S.S - Aeropuerto. No presenta límites, por lo cual se deduce que es un suelo No plástico, que es una característica de los suelos friccionantes, como son las arenas, las que se encuentran presentes en este suelo en un porcentaje mayor, como suelo de subrasante se puede clasificar de bueno a excelente. Su resistencia es producto de la fricción entre partículas.
2. Carretera Chalchuapa - Atiquizaya. Presenta un Límite Líquido de 35, Límite Plástico de 26.8 y un Índice de Plasticidad de 8.2. estos valores definen al suelo como un suelo de baja a mediana plasticidad, característica de un suelo cohesivo, y por ende con un contenido de arcilla mayor del 50%, como suelo de subrasante se clasifica como suelo de malo a regular. Su resistencia es producto de la cohesión entre partículas

⁵⁷ Ver Valle, Rodas Raúl, 1976, Carreteras Calles y Aeropistas, Editorial El Ateneo, Argentina, Cuadro I-5

3. Carretera Panamericana, Cojutepeque. No presenta Límites, por lo que se toma como un suelo no plástico, que es una característica de los suelos friccionantes, sin embargo por su alto contenido de limos, es muy sensible al agua, comportandose en presencia de esta como un suelo absorbente, por esta característica, como suelo de subrasante se clasifica como de malo a regular. Su resistencia es producto de la fricción entre partículas.

4.4. GRAVEDAD ESPECIFICA.

Esta propiedad depende de la clase de mineral o minerales que constituyen el suelo y de su contenido de materia orgánica, su valor varía en un rango de 2.0 a 3.0 Los valores de Gravedad Especifica para los suelos investigados varían de 2.37 a 2.45, el mayor valor corresponde al suelo Areno-limoso del proyecto san Salvador - Aeropuerto Internacional El Salvador con un valor de 2.45 y el menor la Arcilla-arenosa del proyecto Chalchuapa - Atiquizaya con un valor de 2.37. De estos valores, se puede deducir que los suelo estudiados en este trabajo son de origen volcánico, por la presencia de pómez en todas las muestras, lo que caracteriza su baja gravedad especifica.

4.5. CLASIFICACION DE SUELOS.

De los parámetros obtenidos en los ensayos de análisis granulométrico y límite de plasticidad, se clasificaron los suelos como materiales finos: Arena-limosa (SM), Arcilla-arenosa (CL) de baja a media plasticidad y Limo-arenoso, no plástico (ML).

Estos suelos son considerados suelo finos que pueden utilizarse como subrasante en las vías, tomando en cuenta la clasificación, se puede decir que la arena - limosa (SM) estudiada es un suelo que permite construir subrasantes entre buenas y excelentes en las carreteras del país; por lo que también se puede utilizar como bases y subbases, en las mismas, con buenos resultados. El rango de valores de CBR para esta clase de suelos es de

20% a 40%. La arcilla - arenosa (CL), es un material considerado malo a regular para ser utilizado como suelo de subrasante, su contenido de arcilla, lo hace sensible al agua lo cual le da la característica de ser muy resistente en verano pero su capacidad de carga se ve disminuida en invierno, El rango de valores de CBR para este tipo de suelos es 5% a 15%. El suelo limo arenoso (ML), estudiado en este trabajo, este es considerado de malo a regular para ser utilizado en la construcción de subrasantes, por la característica de ser sensible al agua, no presenta plasticidad, El rango de valores de CBR para este tipo de suelo está comprendido de 5% a 15%.

4.6. RELACION PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO Y HUMEDAD OPTIMA

De la prueba AASHTO T-180, Método A, se determinaron valores de peso volumétrico seco entre 1573 Kg/m³ y 1328 Kg/m³, correspondiendo al proyecto de autopista San Salvador - Aeropuerto de Comalapa y el menor al proyecto de Carretera Panamericana. Las humedades óptimas de compactación variaron entre 18.1% y 24.24%, correspondiendo la mayor al proyecto de Carretera Chalchuapa Atiquizaya y la menor al proyecto de autopista San Salvador - Aeropuerto Internacional El Salvador.

También, se realizaron muestras compactadas para moldear los especímenes de prueba para realizar el ensayo triaxial repetitivo, estos ensayos se realizaron compactando la muestra a la humedad correspondiente al 95% del Peso Volumétrico máximo, obtenido en la prueba del CBR, el cual se ploteó en la curva humedad peso volumétrico para obtener la Humedad correspondiente, considerando una variación del 0.5% con relación a la humedad propuesta, esto con el objeto de controlar la humedad de prueba.

Los valores de humedad se tomaron en la rama seca, ya que al compactar la muestra para la rama húmeda al 95%, presentaban muestras de saturación.

Para el suelo del proyecto Autopista-Aeropuerto Internacional El Salvador fue posible obtener el rango del 95% del PVS máximo, para los proyectos de Carretera Chalchuapa -

Atiquizaya y Carretera Panamericana el porcentaje utilizado, con relación al peso volumétrico máximo fue de 98.5% y 98.75% respectivamente, variando en un 3.5% y 3.25%, estos siempre fueron mayores al PVS mínimo propuesto, la variación en estos valores puede ser producto de errores personales al aplicar mayor energía en el proceso de compactación. La variación de humedad en la muestra de Carretera. Chalchuapa fue de 0.81 a 0.96% con respecto a la de diseño. En la muestra de Carretera. Panamericana se utilizó una humedad de 2.46 a 3.06 % mayor que la de diseño (14.7%), ya que a esta humedad la muestra presentaba consistencia blanda, razón por la cual se utilizó una humedad mayor; pero en todos los casos la humedad de compactación fue mayor del mínimo establecido.

Tabla 4.1 Valores de PVS y contenidos de humedad para probetas de resiliencia

MUESTRA	% DE HUMEDAD DE DISEÑO	% DE HUMEDAD EN PROBETAS	PVS (Kg/m ³)	% DE COMPACTACION	Tipo de suelo
Autopista SS - Aeropuerto	14.70	14.25 - 14.55	1532 - 1552	94.2 - 95.5	SM
C. Chalchuapa - Atiquizaya	20.83	21.64 - 21.79	1481 - 1492	98.1 - 98.9	CL
C. Panamericana	14.70	17.16 - 17.76	1310 - 1313	98.6 - 98.9	MC

4.7. VALOR RELATIVO DE SOPORTE

Los valores de CBR obtenidos para los suelos analizados son:

Tabla 4.2. Calidad de Suelos para Subrasante por el valor de CBR encontrado

MUESTRA	Tipo de Suelo	95% CBR	CALIDAD DE LA SUBRASANTE ⁵⁹
Autopista S.S. - Aeropuerto	SM	44	Muy buena.
C. Chalchuapa - Atiquizaya	CL	23	Regular a buena.
C. Panamericana	ML	21	Regular a buena

Los suelos de subrasante pueden ser clasificados cualitativamente por el nomograma de curvas de penetración para suelos, propuesta por J. Yoder⁶⁰ (Columna 3), de esto se deduce que los suelos analizados varían de regulares a muy buenos. (gráfica 4.1)

⁵⁹ E. Yoder, M. Whitac, 1975, Principles of Pavement Design, 2a Ed, Edit Jhon Wiley & Sons inc, USA.

4.8. DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA PARA MUESTRAS COMPACTADAS.

Después de someter las probetas a ciclos de carga y descarga en la máquina triaxial y graficar los resultados, se determinaron gráficamente los coeficientes K_1 , K_2 , K_3 y K_4 ; así, se obtuvieron los resultados siguiente:

1. Proyecto Autopista San Salvador - Aeropuerto Internacional El Salvador. Los valores de los coeficientes K_1 varían entre 14,000 psi y 24,375 psi (ver tabla 3.20), se tomaron los valores más cercanos entre sí, en este caso corresponden a las probetas 1 y 3, cuyo rango de variación es del 20% con respecto al mayor valor de los dos, (14,000 psi y 17,500 psi, respectivamente), planteándose luego la ecuación 3.8 para este tipo de suelo.

El máximo valor obtenido evaluando la ecuación Ec. 3.8, para $\sigma_d = 2.0$ psi, $Mr_{\text{máximo}} = 27,837$ psi, el valor mínimo para $\sigma_d = 32.8$ psi, $Mr_{\text{mínimo}} = 8,911$ psi.

Clasificación del suelo: Rígido.

2. Proyecto Carretera Chalchuapa Atiquizaya. Analizando los valores de K_1 para este suelo Arcillo-arenoso los valores de Mr varían desde 6,375 psi a 14,090 psi (ver tabla 3.22), razón por la cual se utilizaron los valores de las probetas No 1 y No2, cuya diferencia entre estos valores es del 23.96%, este porcentaje es menor en comparación al promedio de las tres probetas 54.76% y las probetas No2 y No 3 (40.5%). El valor máximo promedio de Mr obtenido al evaluar la ecuación. 3.10 es de 16,339 psi y el valor mínimo, al evaluar la ecuación 3.11, para un σ_d de 22.85 psi, igual a 7,507 psi; el suelo se clasifica como medio.

⁵⁹ E. Yoder, M. Whitzac, 1975, Principles of Pavement Design, 2a Ed, Edit Jhon Whiley & Sons inc, USA

3. Proyecto Carretera Panamericana. Los valores del coeficiente K_1 para este suelo Limo - arenoso, varían entre 13,194 psi y 14,250 psi (ver tabla 3.24), con una diferencia del 7.41% razón por la cual se tomaron los valores de las tres probetas ensayadas.

Evaluando las ecuaciones 3.12, y 3.13 se obtiene el valor máximo promedio del módulo de Resiliencia que es de 15,336 psi y el M_r mínimo para un σ_d de 22.85 psi, igual a 2,880 psi; el suelo se clasifica como medio.

Tabla No 4.3. Cuadro Resumen de M_r en Muestras Compactadas

PROYECTO	Tipo de suelo	M_r Máx (PSI)	M_r Mín(PSI)	Clasificación
Autopista S.S. - Aeropuerto	SM	27,837	8,911	RIGIDO ⁶¹
C. Chalchuapa - Atiquizaya	CL	16,339	7,507	MEDIO
C. Panamericana, Cojutepeque	ML	15,336	2880	MEDIO

4.9. DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA PARA MUESTRAS INALTERADAS

1. Muestra Carretera Chalchuapa Atiquizaya

Se consideró el promedio de los valores de las probetas No 1 y No 2 (ver tabla 3.26), las cuales tienen una variación del 15.9% para las condiciones promedios del 87.84% PVS y 31.85% (Ver tabla 3.25) de contenido de Humedad. Evaluando la ecuacion 3.14.

$$M_{r_{\text{máximo}}} = 14,052 \text{ psi}$$

Clasificación: Medio

$M_{r_{\text{Mínimo}}} = 9,779$ psi, que corresponde a K_1 , ya que a partir de este punto los valores comienzan a incrementarse grandemente, razón por la que la ecuación 3.15 no puede ser utilizada para este cálculo.

2. Muestra carretera Panamericana.

Se consideró el promedio de los valores obtenidos de las probetas No 1 y No 2 (ver tabla 3.28), las cuales tienen una diferencia del 18.3%, para las condiciones de PVS

⁶¹ Nota: clasificación M_r Mínimo según Thompson y Elliot (1,985). Tomada de H Yang Huans, 1993 Pavement, analysis and Design. U Kentucky.

promedio del 78.35% (ver tabla 3.27) del peso volumétrico máximo y 12.09% de contenido de humedad; al evaluar las ecuaciones 3.16 y 3.17 se obteniendo los siguientes valores:

$$Mr_{\text{máximo}} = 21,503 \text{ psi.}$$

Clasificación: Rígido.

$$Mr_{\text{mínimo}} = 8,243 \text{ psi.}$$

El valor de Mr máximo encontrado resulta mayor que el obtenido para el mismo suelo compactado (15,584 psi), debido a que la muestra inalterada extraída presenta características cementada en su estructura como talpuja, lo que la vuelve más resistente y con una capacidad portante mayor que la del suelo compactado.

4.10. DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA UTILIZANDO LA CORRELACION DEL CBR

El Mr puede ser determinado de forma indirecta por la correlación propuesta por Heukelom y Klomp, de acuerdo con el apéndice F-F-12 de la AASHTO:

$$Mr = B \times \text{CBR} \text{ (psi).} \quad (\text{Ec. 1.1})$$

Donde:

$$B: 1500 \text{ psi}$$

Esta ecuación es de carácter general aplicable a suelos de grano fino con valores de CBR menores o igual a 10%⁶². Para los suelo analizados, los valores de CBR encontrados están fuera de este rango ya que son mayores que 10%, (21%, 23% y 44%), razón por lo cual se encontraron los valores para el coeficiente B de la gráfica 2.15 Para los suelos examinados se obtuvieron los siguientes valores.

⁶² AASHTO, 1993, Design of Pavement, Structures, pag FF-12

Tabla 4.4. Valores de Mr Obtenidos por medio de correlación con el CBR.

PROYECTO	Tipo de suelo	CBR%	FACTOR B (psi)	Mr (psi)
Autopista S.S. - Aeropuerto	SM	44	592	26,048
C. Chalchuapa - Atiquizaya	CL	23	735	17,020
C. Panamericana, Cojutepeque	ML	21	742	15,584

4.11. COMPARACION DE LOS VALORES DEL Mr OBTENIDOS POR PRUEBA TRIAXIAL Y POR CORRELACION CON EL CBR

La tabla No 4.5 muestra los valores de Mr obtenidos por los dos métodos de análisis:

Tabla No 4.5 Comparación de los valores de Mr

MUESTRA	TIPO DE SUELO	Mr por Triaxial (psi)	Mr por CBR (psi)	Diferencia	% con relación al Mr por CBR
Autopista S.S. Aeropuerto	SM	27, 837	26,048	+ 1,789	+6.87
C. Chalchuapa Atiquizaya	CL	16,339	17,020	- 681	- 4.00
C. Panamericana	ML	15,366	15,584	- 248	-1.59

El valor de Mr obtenido por el ensayo triaxial resulta mayor al obtenido por la correlación con el CBR, siendo +6.87%. Para la arena-limosa, este es el porcentaje de mayor variación; para la muestra arcillo -arenosa el valor obtenido directamente es -4% en comparación al obtenido por medio de la ecuación 1.1. Para el suelo limo - arenoso el valor obtenido por la prueba triaxial resultó -1.59%, con relación al determinado indirectamente con la ecuación 1.1. Por su poca variación en los resultados ($\pm 10\%$) el método propuesto se consideran aceptable.

Gratificando los valores CBR vr. Mr, determinados en esta investigación y dibujando una línea de tendencia sobre los puntos ploteados se obtiene una gráfica aproximada para determinar valores de Mr partiendo del CBR (ver gráfica 4.2). Los valores definidos por la curva que une los tres puntos, (tramo A - B), tienen una buena aproximación del valor del Mr

para los casos estudiados, partiendo del CBR, la prolongación de la línea fuera de este tramo representan valores obtenidos gráficamente de tendencia potencial, determinados por la ecuación 4.1.

$$Mr = 2.1439 \times CBR^{0.6592} \text{ (psi)} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Estos datos no representan un valor definitivo, ya que esta gráfica puede ser perfeccionada y ajustarse ensayando una mayor cantidad de muestras y diferentes tipos de suelos. El uso generalizado de esta gráfica podría generar errores en el cálculo del valor de Mr. Al querer adoptar en cualquier proyecto si no se comprueba previamente, o los valores experimentales y se establezca un estudio más amplio que responda a una seguridad o aceptación.

Las escalas de la criba donde se presenta la curva CBR vs. Mr (gráfica 4.2), son aritméticas y es muy particular de esta investigación.

4.12. CORRECCION DE LOS VALORES DE Mr OBTENIDOS POR PRUEBA TRIAXIAL, UTILIZANDO EL CBR.

Tomando como base los resultados de Mr obtenidos al utilizar las correlaciones entre el CBR y el Mr propuestas por la PCA en el programa PAS, de acuerdo con la AASHTO, Apéndice FF-12, se corregirán los valores obtenidos en esta investigación (tabla 4.5, columna 2), utilizando los siguientes factores:

Tabla 4.6 Valores de Factor de corrección propuesto para suelos finos

Tipo de Suelo	Simbolo	Factor de Corrección <i>n</i>
Arena - limosa	SM	0.935733
Arcilla - arenosa	CL	1.041679
Limo - arenoso	ML	1.016171

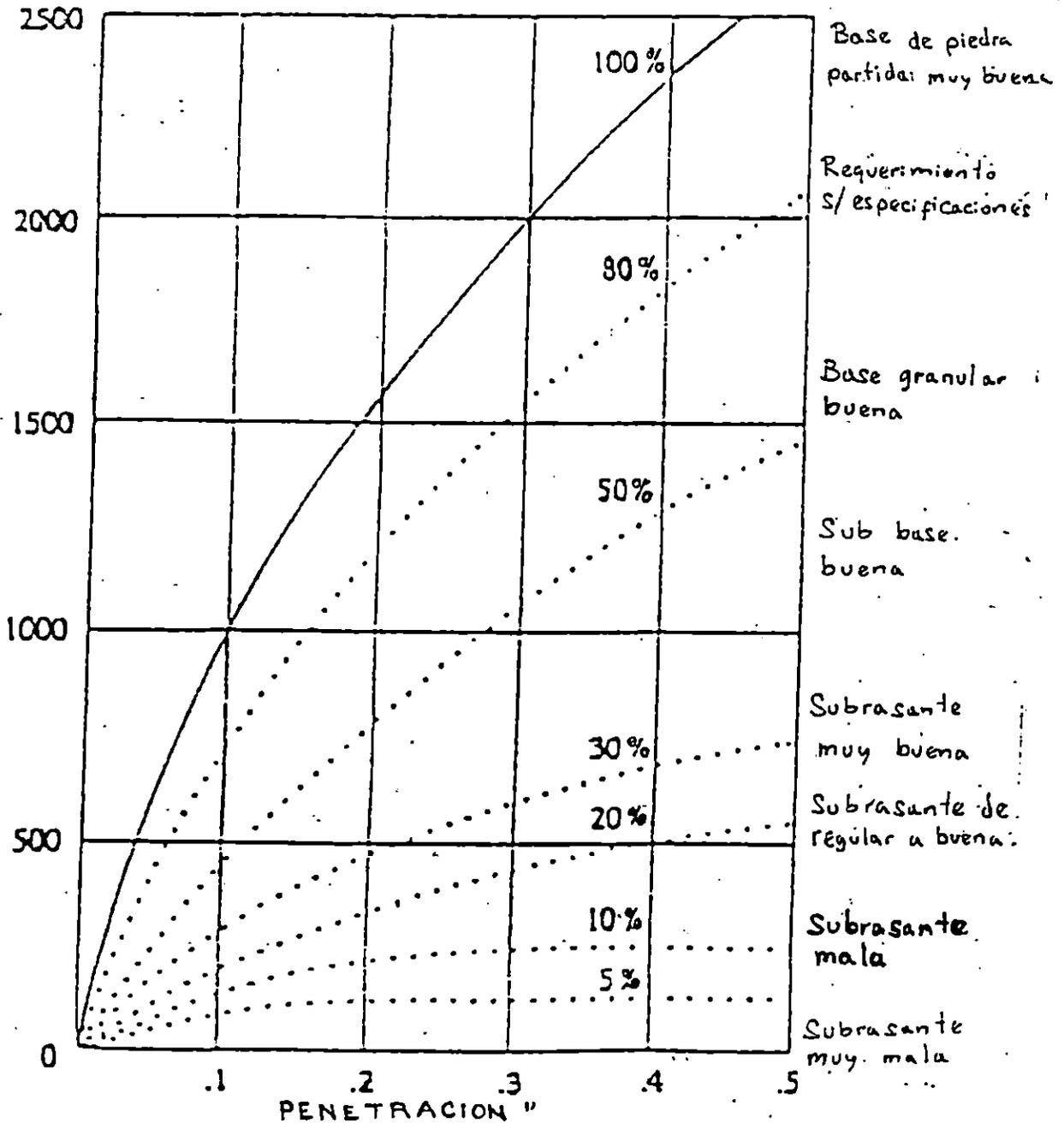
Ejemplo de obtención de factores de corrección:

Para Arena - limosa:

$$n = \frac{Mr_{CBR}}{Mr_{Triaial}}$$

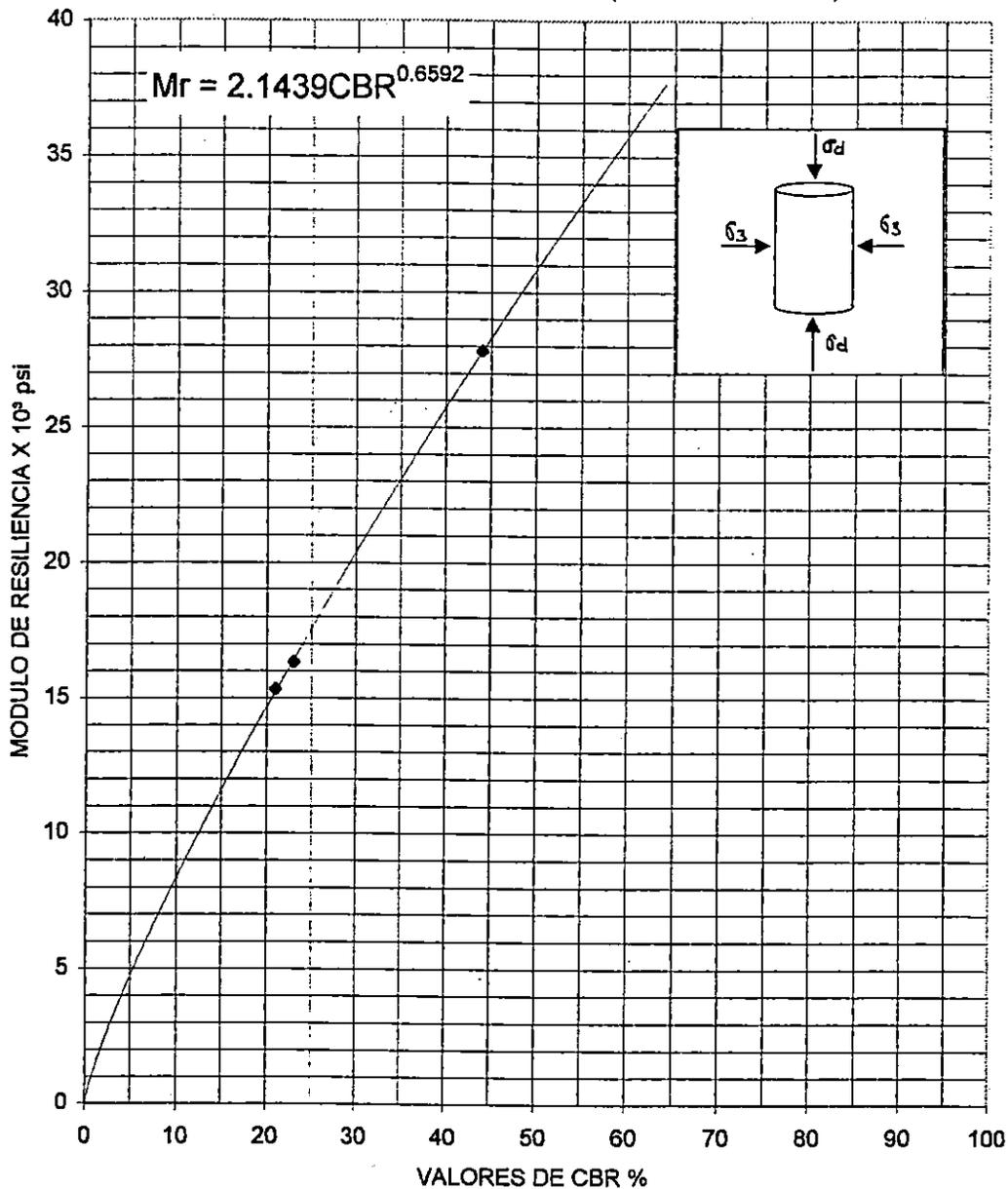
$$n = \frac{26,048 \text{ psi}}{27,837 \text{ psi}} = 0.935733$$

Valor de Soporte (psi)



Grafica No 4.1. Curvas de Penetracion "CBR" para Distintos Tipos De Suelo

GRAFICA 4.2. GRAFICA CBR - Mr (PARA SUELOS FINOS)



CBR %	21	23	44
Mr ($\times 10^3$ psi)	15.336	16.339	27.837

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	Tema : Determinación del Módulo de Resiliencia de Suelos más comunes en El Salvador	Coordinador: Ing. M.Sc. Rogelio Ernesto Godínez Asesores: Ing. Mario Angel Guzmán Urbina Ing. Héctor Alejandro Portillo Cortez
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION Y VIAS TERRESTRES	Presentan: Manuel de Jesús Montoya Hidalgo Francisco Cristóbal Pacheco Soto	Fecha: Feb-00 Hoja: 1
Contenido: Gráfica CBR vr. Mr para Suelos Finos de El Salvador, generada en este estudio		

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES

5.1 CONCLUSIONES GENERALES

INTRODUCCIÓN

La red vial de nuestro país, está constituida en un 80% por carreteras sin ningún tipo de revestimiento en la superficie de rodamiento, lo que ocasiona un deterioro a corto plazo en su funcionalidad. Sin embargo, existe una gran inversión en la construcción, ampliación y mantenimiento de las vías especiales, primarias y secundarias, llegándose a casos extremos de excesivas inversiones por revalúos de los proyecto de obras viales inconclusas o que presentan un deterioro excesivo en tiempos relativamente cortos después de finalizada su ejecución; esto produce una reducción en la inversión para las vías de categoría menor tal es el caso de las carreteras terciarias, caminos rurales y vecinales lo que provoca un lento desarrollo de las regiones que se encuentran comunicadas por este tipo de carreteras, descuidando casi por completo la valuacion de los suelos de subrasantes de estos tipos de caminos:

- 1- La subrasante de las vías no revestidas debido a que están expuestas a la acción permanente de fenómenos como, resequedad en verano y excesiva humedad en invierno y además al incremento desmedido del tráfico, exigen un mantenimiento más continuo, lo que se ve fuertemente disminuido por la gran inversión en las vías principales del país, provocando un deterioro en toda la red vial del país y reducción de mejoras en las vías de menor categoría principalmente del área rural y las que llegan a cantones y caseríos más alejados del país.
- 2- El método de la placa de carga es un procedimiento más confiable y directo de medir la capacidad portante del suelo, ya que se ejecuta directamente a la muestra en el sitio, pero debido a su alto costo tiene una aplicación mínima en nuestro medio, comparada con el uso del C.B.R.

- 3- En el país no existe un antecedente en la determinación del Módulo de Resiliencia la incertidumbre que genera el uso de la ecuación 1.1 propicia tomar como dato del Módulo de Resiliencia del suelo un valor inadecuado para el diseño de los pavimentos del país. Esto produce el uso desmedido de correlaciones, para determinarlo indirectamente, utilizando expresiones de carácter general ,obteniendo valores erróneos de este parámetro, reflejado en el estado de las vías del país, las cuales presentan severo deterioro antes de cumplir su vida útil.
- 4- El método del Módulo de Resiliencia, toma en cuenta la condición de los esfuerzos a que son sometidas las vías es el parámetro para estimar la resistencia de la subrasante, de acuerdo con la AASHTO⁶² es el método que mejor representa la distribución de esfuerzos en una estructura de pavimento y la respuesta del suelo al estar sometido a cargas repetitivas pulsantes dinámicas parecidas a las producidas por las llantas de los vehículos en movimiento. Este método no es usado en nuestro país debido a que no se cuenta con el equipo adecuado para realizarlo, por lo que su uso es nulo.
- 5- La expresión utilizada en nuestro país para evaluar el M_r por medio del CBR ($M_r = B \times \text{CBR}$) proporciona un valor bastante aproximado del M_r , siempre y cuando se utilice valores adecuados para el factor B, dependiendo del CBR del suelo a analizar, ya que al usar una expresión general con el factor $B = 1,500$ para valores de CBR mayores que 10%, se obtienen datos sumamente elevados, comparados con los obtenidos por la prueba triaxial cíclica, los cuales pueden conducir a obtener una valuación errónea de la capacidad portante de la subrasante, los valores para el factor B para este trabajo se toman a partir de la gráfica 3.13, la cual está basada en el programa PAS generado por la PCA. La validez del ensayo del CBR, para medir la capacidad portante de la subrasante, esta sustentado en los años de experiencia utilizado en el desarrollo de

⁶² AASHTO, 1993 Guía de Diseño de Pavimento, publicaciones AASHTO USA, pág I-13

vías, siendo también un método con un costo razonable para constructores y supervisores.

- 6- El método propuesto en el trabajo de graduación para determinar el M_r en suelos finos, prueba que este valor puede determinarse por medio de la prueba triaxial cíclica, obteniéndose valores aceptables, que pueden ser corroborados por el método de correlaciones utilizando el CBR. El valor máximo de variación es de +6.86%, valor obtenido para la arena limosa; y el menor es de -4.0% para la muestra arcillo - arenosa, con respecto al valor obtenido por correlaciones del CBR y en ninguno de los casos se obtuvieron valores mayores al 10%, considerando este porcentaje de variación como aceptable.
- 7- En las muestras analizadas se determinó que el peso volumétrico seco del suelo, afecta el M_r , incrementando su valor al aumentar el de peso volumétrico seco, en los suelos compactados bajo la norma AASHTO T-180., obteniéndose el mayor Módulo de Resiliencia para el suelo que tiene el valor más alto de PVS, siendo este la arena limosa ($PVS = 1,573 \text{ Kg/m}^3$; $M_r = 27,837 \text{ psi}$) y el menor correspondiente a la muestra limo arenosa ($PVS = 1,328 \text{ Kg/m}^3$; $M_r = 15,854 \text{ psi}$).
- 8- Los valores de Módulo de Resiliencia obtenidos en este trabajo de investigación representan un estudio específico de tres tipos de suelos arenosos combinados con otros materiales tales como limo y arcilla obteniéndose valores de M_r bajo condiciones controladas de compactación y humedad; pero es de aclarar que cada suelo posee sus propias características y debe analizarse particularmente cada caso.
- 9- La gráfica 4.2 es una representación de los valores de M_r vs CBR, obtenidos en esta investigación, esta gráfica presenta la tendencia no lineal de la capacidad de los suelos de subrasante para resistir las cargas de tráfico y capacidad portante de los suelos; los valores de M_r de la curva comprendidos entre los puntos encontrados A y B, que son obtenidos de este estudio experimental, tienen mayor aproximación que los obtenidos

por extrapolación (tramo C' - A y B - C). La gráfica 4.2, no es de carácter general y puede ser perfeccionada realizando mayor cantidad de pruebas y analizando otros tipos de suelos finos, para obtener un dato más depurado del valor de Módulo de Resiliencia.

- 10- El uso generalizado de la gráfica propuesta puede conducir a errores al evaluar un suelo con características diferentes, además el valor del M_r se ve afectado considerablemente por las condiciones geológica de los suelo como es la historia de los esfuerzos, en donde el M_r puede incrementarse por el grado de compactación del suelo por efecto de las presiones generadas por su propio peso, también es de considerar la acción química de algunos suelos generando estructuras cementadas, como es el caso del suelo correspondiente a la muestra tomada en la carretera Panamericana, cuyo valor de Módulo de Resiliencia es mayor para la condición inalterada (21,503 psi), que la muestra compactada por el método AASHTO T-180 (15,854 psi), aun teniendo un peso volumétrico y humedad menor que los valores óptimos para las muestras compactadas.
- 11- La ecuación 4.2, representa la expresión matemática que describe la tendencia de la curva CBR vs M_r realizada sobre la base de los resultados obtenidos en esta investigación.
- 12- El ensayo de M_r utilizando la cámara triaxial, se realiza en un tiempo menor que el ensayo CBR, teniendo la ventaja de reducir en dos días el tiempo de obtener el parámetro de diseño; la desventaja se presenta en el labrado de las probetas, ya que al no tener la experiencia el tiempo de ejecución del ensayo se alarga.

5.2. RECOMENDACIONES GENERALES

Es necesario que el Estado tome en consideración la importancia del desarrollo de las carreteras terciarias y caminos rurales, destinando una inversión mayor para su mejoramiento y mantenimiento, esto implica proteger la capa de rodamiento con algún tipo de revestimiento, así como el desarrollo de estudios del tráfico para determinar con mayor certeza la carga de tráfico a que estarán sometidas las vías, con el objeto de realizar diseños que garanticen la funcionalidad de las carreteras de este tipo, cuando sea evaluada la capacidad portante del suelo por métodos que garanticen obtener valores confiables de los parámetros de diseño, tal como el Módulo de Resiliencia (M_r) de la subrasante de suelo de fundación de la estructura de pavimento, mejorando de esta manera el sistema vial del país.

Se debe desarrollar métodos alternativos para evaluar el Módulo de Resiliencia del suelo de la subrasante utilizando como base los parámetros de la norma AASHTO T 274-82, en la cual el suelo está sometido durante la prueba a cargas repetidas, esto hace necesario disponer de un valor representativo obtenido en forma directa, por ejemplo utilizando la cámara triaxial y sus resultados para llegar al diseño de estructuras de pavimentos de la red vial del país.

En este sentido se recomienda lo siguiente:

- 1- Para utilizar la expresión $M_r = B \times CBR$ es recomendable utilizar un método, que proporcione valores variables para el factor B, como el que contiene el programa propuesto por la PCA para evaluar el Módulo de Resiliencia (Pavement Analysis Software, PAS) especialmente para valores de CBR mayores de 10% de acuerdo al apéndice FF-12 de la Norma AASHTO para el Diseño de Pavimentos, ya que este programa proporciona los coeficientes B, para CBR altos como 44%.
- 2- Para efecto de aplicación práctica del método propuesto para calcular el M_r por medio de prueba triaxial cíclica descrito en el Capítulo II de esta investigación, combinado con

la gráfica 4.2, se recomienda utilizar un factor de seguridad de $FS = 0.9$, multiplicando el valor obtenido por este factor; puede ser utilizado y probado en proyectos de carreteras que no tienen una evaluación de la capacidad portante de los suelos de subrasante, como los caminos rurales y caminos vecinales, así como monitorear las estructuras de los pavimentos diseñadas y sometida a cargas de tráfico.

- 3- En los proyectos de carretera debe supervisarse la compactación⁶³ y humedad óptima, caso contrario la capacidad portante de la subrasante decrece, como el valor obtenido en la muestra inalterada correspondiente a la carretera Chalchuapa - Atiquizaya donde el Mr es 14.0% menor que el óptimo obtenido bajo condiciones controladas.
- 4- Debe realizarse una investigación mayor de los suelos finos de nuestro país ya que cada uno presenta sus propias características, a fin de obtener y registrar un banco de datos para su posterior análisis y también obtener su respectivo Módulo de Resiliencia a fin de generar gráficas o tablas disponibles en el proyecto de la subrasante de carreteras.
- 5- Es necesario que la Universidad de El Salvador como entidad responsable del desarrollo tecnológico del país impulse trabajos de investigación en el área de Mecánica de Suelos aplicada a carreteras, obteniendo el equipo idóneo para evaluar parámetros de diseño como el Módulo de Resiliencia, con el objeto de obtener datos confiables de las condiciones portantes de los suelos del país, ya que las nuevas normativas para el diseño de pavimentos exigen el uso de valores de Mr obtenidos de forma directa, sustituyendo a los métodos de evaluación actualmente utilizados, a partir del CBR; en ese sentido, se recomienda realizar una investigación para determinar el Mr de resiliencia en suelos granulares.

⁶³ Para obtener resultados confiables a partir del ensayo triaxial es recomendable que la compactación se realice con la humedad óptima en la rama seca ya que se comprobó en el laboratorio van apareciendo irregularidades de mala compactación como bolsas que levantan la capa compactada durante el pisoneo.

BIBLIOGRAFIA

1. Hay. Williams W. (1994). Ingeniería del Transporte. Editorial Limusa. México
2. Heves. L.I. y Oglesby. C.N. (1982). Ingeniería de Carreteras. Calles y Viaductos y Paoa a Desnivel, 6a Reimpresión, Ed. CECCSA. México.
3. Juárez Badillo. E y Rico Rodríguez. A. (1986). Mecánica de Suelos. 3ª Edición, Editorial Limusa. México. Tomo I.
4. Lambe T. William. Whitman. Robert V. (1993). Mecánica de Suelos. 1a edición. Editorial Limusa. México.
5. Olivera Bustamante F. (1991). Estructuración de vías terrestres. 1ª Edición. Compañía Editorial Continental. México.
6. Rico Rodríguez, A; y Del Castillo, E. (1976). La Ingeniería de los Suelos en las Vías Terrestres. 1ª Edición. Editorial Limusa. México. Volumen 2.
7. Sower B.G. y Sower. F.G. (1973). Mecánica de Suelos y Cimentaciones 2a reimpresión. Edit. Limusa. México
8. Valle Rodas, Raúl. (1976). Carreteras, Calles y Aeropistas. 6ª edición. Librería el Ateneo Editorial. Argentina.
9. Whitlow, Roy. (1994). Fundamentos de Mecánica de Suelos. 2ª edición. Compañía Editorial Continental. S.A. de C. México.
10. Yang H. Huang. Pavement Analysis and Design. (1993). 1a Edición. University of Kentucky. Editorial Prentice Hall. USA.
11. Yoder E. J., M. W, Witzac. (1975). Principles of Pavement Design. 2a Edic. Edit Jhon Wiley & Sons Inc USA.
12. AASHTO.(1993). Guide for Design of Pavement Structures. Publicaciones AASHTO. USA.

13. Pavement Analysis Software (PAS). 1993. American Concrete Pavement Association. USA.
14. Arias Silva, Mauricio Antonio. et all. (1996) . Modelo de Diseño de Pavimentos Flexibles. Trabajo de Graduación. Ing. Civil. Universidad Albert Einstein.
15. Calderón Argueta, N. Mauricio y otros. (1993). Guía para Pruebas de Suelos que se Realizan en Campo y en el Laboratorio Aplicadas en Obras de Ingeniería Civil. Trabajo de Graduación. Ing. Civil. FIA. UES.
16. Carbajal Alvarez, Jaime Ernesto. (1997). Estudio y Comparación de los Métodos Utilizados por AASHTO-93 y el Instituto Americano del Asfalto-91 (MS-1) para el diseño de Pavimentos Flexibles. Trabajo de Graduación. Ing. Civil. FIA. UES.
17. Flores Alvarado, Adry Vivina. (1995). Evaluación de Pavimentos de Concreto Asfáltico en Carreteras Aplicando la Viga Benkelman y Propuesta Metodológica para la Rehabilitación y Mantenimiento. Trabajo de Graduación. Ing. Civil. FIA. UES. El Salvador.

ANEXOS

ANEXO 1.A

PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE LAS CARRETERAS EN EL SALVADOR Y CLASIFICACION TECNICA

A. Carreteras Especiales

Son aquellas que están capacitadas para un tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) superior a 3000 vehículos, equivalente a un tránsito Horario Máximo Anual (THMA) de 360 vehículos o más, con una sección transversal de 30.80 metros de ancho de vía, con 7.30 metros de ancho de rodaje y 8.50 metros de ancho de rodamiento para puentes.

Para una carretera especial se espera un nivel de servicio con flujo libre, con velocidad de operación igual o mayor a 95 Km./h y designada a la circulación vehicular de pasajeros y de tipos livianos¹.

B. Carreteras Primarias

Son aquellas que están capacitadas para un TPDA de 2000 a 3000 vehículos, equivalentes a un THMA de 180 a 360 vehículos; con 12 metros de ancho de vía, 7.30 metros de ancho de rodaje y un mínimo de 7.90 metros de rodaje en los puentes. Una carretera primaria se espera que tenga un nivel de servicio con flujo estable, con una velocidad de operación igual o mayor al rango de 80 Km./h, y está designada a la intercomunicación entre departamentos con un flujo mixto.

¹ Reyes Ramos, Carlos Armando, 1990, Diagnostico sobre la Tecnología Utilizada en el Diseño y Construcción de Vías Terrestres, Trabajo de Graduación, Ing. Civil, FIA, UES.

C. Carreteras Secundarias

Son aquellas que están capacitadas para un TPDA de 500 a 2000 vehículos, equivalente a un THMA de 60 a 180 vehículos con una sección transversal de 9.50 metros de vía, 6.50 metros para ancho de rodaje y un mínimo de 7.40 metros de rodaje en los puentes.

En una carretera secundaria se tiene un nivel de servicio con flujo estable, está destinada a la intercomunicación entre ciudades y poblados con flujo mixto, con una velocidad aproximada de 80 Km./h.

D. Carreteras Terciarias Modificadas

Son las que están capacitadas para un TPDA de 50 a 200 vehículos, que es equivalente a un THMA de 6 a 24 vehículos; con una sección transversal de 8.0 metros de ancho de vía, 6.0 metros de ancho de rodaje y con 7.4 metros de rodaje en puentes.

Una carretera terciaria modificada posee un nivel de servicio estable, con una velocidad aproximada de 70 Km./h, está designada a la intercomunicación de poblados y su flujo es mixto.

E. Carretera Terciarias

Son las que están capacitadas para un TPDA de 50 a 200 vehículos, equivalente a un THMA de 6 a 24 vehículos; con una sección transversal de 8.0 metros de ancho de vía y 6.0 metros de ancho de rodaje y 6.5 metros de rodaje en los puentes.

Para carreteras terciarias con superficie de rodamiento de tierra se tiene un flujo de tránsito estable, una velocidad aproximada de 60 Km./h y es destinada para la comunicación entre poblados.

F. Camino Rural A

Son aquellos que están capacitados para un TPDA de 10 a 50 vehículos, equivalente a un THMA de 1 a 6 vehículos; con 5.0 metros de ancho de vía y 3.0 metros de ancho de rodamiento en puentes.

Los caminos rurales A, poseen un nivel de servicio estable con velocidades aproximadas de 50 Km./h y no son aptas para flujo mixto.

G. Caminos Rurales B

Son aquellos que están capacitados para un TPDA de 0 a 10 vehículos, equivalente a un THMA de 0 a 1 vehículos; con una sección transversal de 5.0 metros de ancho de vía y 3.0 metros de ancho de rodamiento en puentes.

Los caminos rurales B tienen un nivel de servicio estable y una velocidad aproximada de 50 Km./h y no son aptas para flujo mixto.

TABLA 1.1. PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE LAS CARRETERAS EN EL SALVADOR Y CLASIFICACION TECNICA

TIPO DE CARRETERA	TRANSITO	SECCION TRANSVERSAL				SERVICIO			
	TRANSITO ROMEDIO DIARIO ANUAL	TRANSITO HORARIO MAXIMO ANUAL	ANCHO DE VIA (metros)	ANCHO DE RODAJE (metros)	ANCHO DE RODAJE EN PUENTES (metros)	VELOCIDAD DE OPERACIÓN Km./h	LUGARES QUE COMUNICA	TIPO DE FLUJO	SUPERFICIE DE RODAMIENTO
ESPECIALES	>3000	360 o más	30.6	7.3	8.5	95 ó más	países ciudades y importantes	Libre	pavimentada
PRIMARIA	2000 a 3000	180 a 360	12	7.3	7.9	80 ó más	departamentos	mixto	pavimentada
SECUNDARIAS	500 a 2000	60 a 180	9.5	6.5	7.4	80	ciudades y poblados	mixto	pavimentada
TERCIARIA MODIFICADA	200 a 500	24 a 60	8	6	7.4	70	poblados	mixto	pavimentada
TERCIARIA	50 a 200	6 a 24	8	6.5	-	60	entre poblados	mixto	de tierra
CAMINO RURAL A	10 a 50	1 a 6	5	3	-	50	caserios y cantones	una vía	de tierra
CAMINO RURAL B	0 a 10	0 a 1	5	3	-	5	caserios y cantones	una vía	de tierra

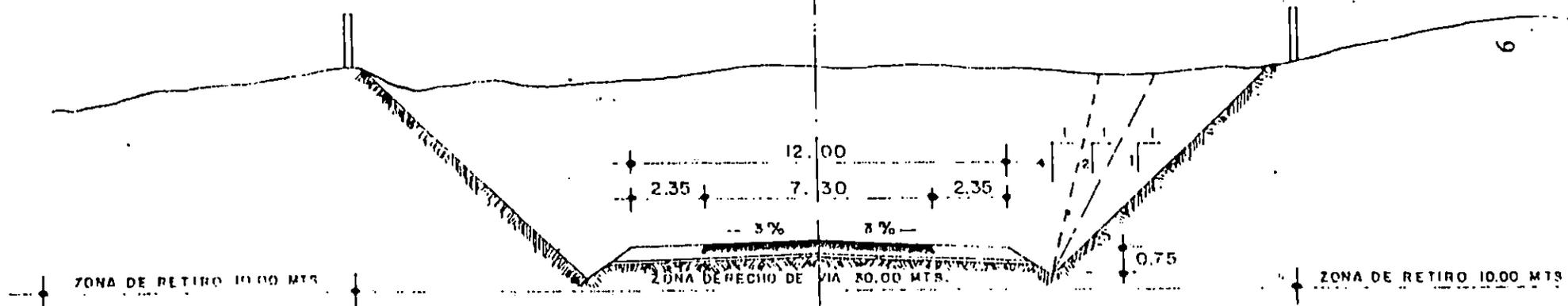
FUENTE: MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, Dirección General de Caminos

N O R M A S D E D I S E Ñ O

C L A S I F I C A C I O N P R I M A R I A

CRITERIO DE DISEÑO	TERRENO PLANO	TERRENO ONDULADO	TERRENO MONTAÑOSO
VELOCIDAD DE DISEÑO	90 k/h	70 k/h	50 k/h
PENDIENTE MAXIMA	5 %	6 %	7 %
RADIO MINIMO	250.00m	200.00m	80.00m
DISTANCIA MINIMA ENTRE CURVAS HORIZONTALES	60.00m	60.00m	60.00m
DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD	160.00m	130.00m	100.00m
ANCHO DE LA VIA	12.00m	12.00m	12.00m
ANCHO DEL PAVIMENTO	7.30m	7.30m	7.30m
ANCHO DE BERMAS	2.35m	2.35m	2.35m
ANCHO DE RODAMIENTO EN LOS PUENTES	7.90m	7.90m	7.90m
ANCHO DE LA ZONA DE DERECHO DE VIA	30.00m	30.00m	30.00m
ANCHO DE LA ZONA DE RETIRO	10.00m	10.00m	10.00m
CARGA DE DISEÑO PARA PUENTES	H20-S 16	H20-S 16	H20-S 18
TIPO DE PAVIMENTO	TRAT SUP DOB O CONCRETO ASFALTICO	TRAT. SUP. DOB O CONCRETO ASFALTICO	TRAT. SUP. DOB. O CONCRETO ASFALTICO
TRATAMIENTO DE BERMAS	MAT SELEC. COMP	MAT. SELEC COMP	MAT. SELEC COMP

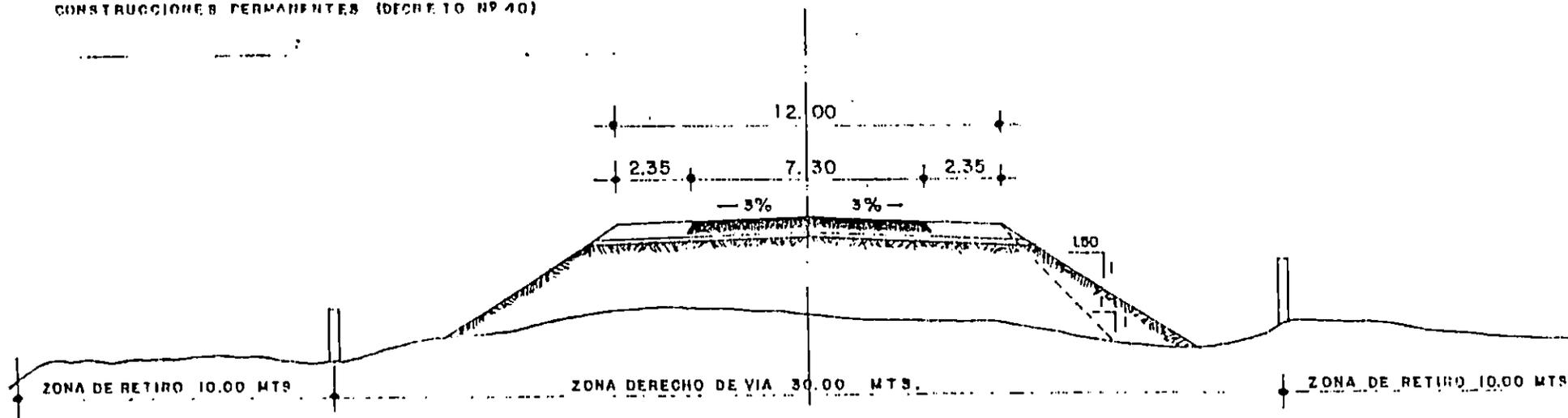
SECCIONES TÍPICAS
CLASIFICACION PRIMARIA



SECCION TIPICA DE CORTE
EN TANGENTE

NOTA

- EN ZONA DE DERECHO DE VIA SE PROHIBE TERMINANTE CUALQUIER TIPO DE CONSTRUCCIONES
- EN ZONA DE RETIRO SE PROHIBEN TERMINANTEMENTE LAS CONSTRUCCIONES PERMANENTES (DECRETO Nº 40)



SECCION TIPICA DE RELLENO
EN TANGENTE

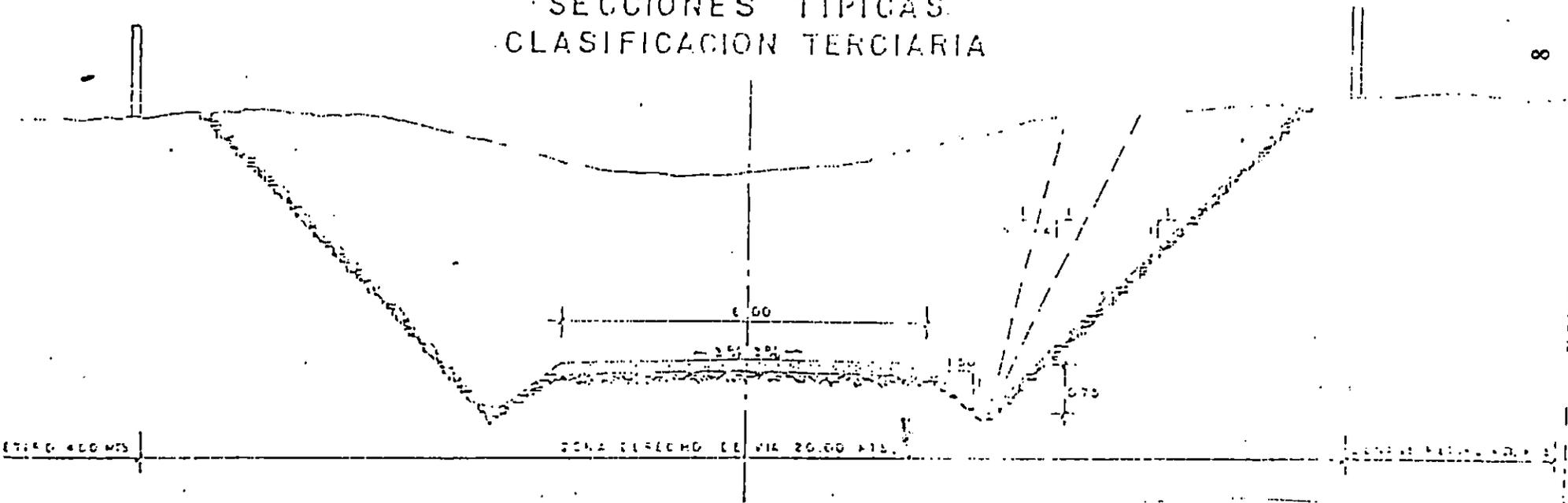
ESCALA 1:200

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO PARA CARRETERAS SECUNDARIAS

500 Vehículos < TPDA ≤ 2000 Vehículos

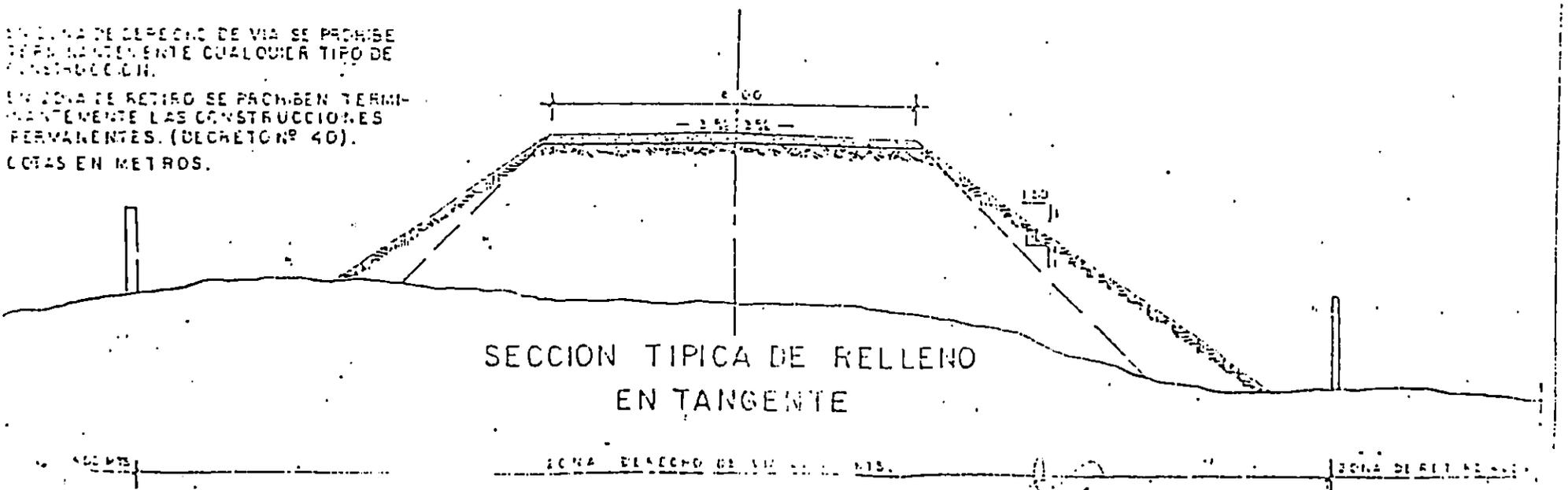
CRITERIO DE DISEÑO	TERRENO PLANO	TERRENO EN LOMERIO	TERRENO MONTAÑOSO
VEHICULO DE PROYECTO	DE-610 120 KG/HP	DE-610 120 KG/HP	DE-450 90 KG/HP
VELOCIDAD DE PROYECTO	80 Km/h	70Km/h	60 Km/h
GRADO MAX. DE CURVATURA	4.5°	7.0°	11.0°
RADIO MINIMO	254.65 m	167.70 m	104.17 m
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA	115.00 m	90.00 m	75.00 m
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE	360.00 m	315.00 m	270.00 m
LONGITUD MINIMA DE TRANSICION	60.00 m	60.00 m	40.00 m
TANGENTE MINIMA SOBRE ELEVACION MAXIMA	<i>100</i> 100 60.00 m	<i>100</i> 100 60.00 m	<i>100</i> 100 60.00 m
PENDIENTE MAXIMA	6.0Z	8.0Z	10.0Z
ANCHO DE LA VIA (CORONA)	10.70 m	10.70 m	10.70 m
ANCHO DE PAVIMENTO	6.70 m	6.70 m	6.70 m
ANCHO DE HOMBROS	2.00 m	2.00 m	2.00 m
ANCHO DE RODAMIENTO EN PUENTES	7.40 m	7.40 m	7.40 m
CARGA PARA DISEÑO EN LOS PUENTES	H20-S16 AASHO	H20-S16 AASHO	H20-S16 AASHO
ANCHO DE DERECHO DE VIA	25.00 m	25.00 m	25.00 m
TIPO DE PAVIMENTO	Trat. Superf. o Conc. Asf.	Trat. Superf. o Conc. Asf.	Trat. Superf. o Conc. Asf.
TRATAMIENTOS DE HOMBROS	Mat. Selecto compactado o Trat. Sup. Asf.	Mat. Selecto compactado o Trat. Sup. Asf.	Mat. Selecto compactado o Trat. Sup. Asf.

SECCIONES TÍPICAS
CLASIFICACION TERCARIA



SECCION TIPICA DE CORTE
EN TANGENTE

EN ZONA DE CORTE DE VIA SE PROHIBE PERMANENTEMENTE CUALQUIER TIPO DE CONSTRUCCION.
EN ZONA DE RETIRO SE PROHIBEN TERMINAMENTE LAS CONSTRUCCIONES PERMANENTES. (DECRETO Nº 40).
COTAS EN METROS.



SECCION TIPICA DE RELLENO
EN TANGENTE

NORMAS DE DISEÑO

CLASIFICACION VECINAL

CRITERIO DE DISEÑO	T E R R E N O P L A N O	T E R R E N O O N D U L A D O	T E R R E N O M O N T A Ñ O S O
VELOCIDAD DE DISEÑO	50 KM/H	40 KM/H	30 KM/H
PENDIENTE MAXIMA	7 %	10 %	15 %
RADIO MINIMO CURVAS HORIZONTALES	67.00 M.	52.00 M.	22.00 M.
DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD	90.00 M.	60.00 M.	45.00 M.
ANCHO DE LA VIA	5.00 M.	5.00 M.	5.00 M.
ANCHO DE RODAMIENTO EN LOS PUENTES	3.00 M.	3.00 M.	3.00 M.
ANCHO MINIMO DEL DERECHO DE VIA	15.00 M.	15.00 M.	15.00 M.
CARGA DE DISEÑO PARA PUENTES	H 15.44	H 15.44	H 15.44
TIPO DE SUPERFICIE	REVESTIDA	REVESTIDA	REVESTIDA

NOTA:

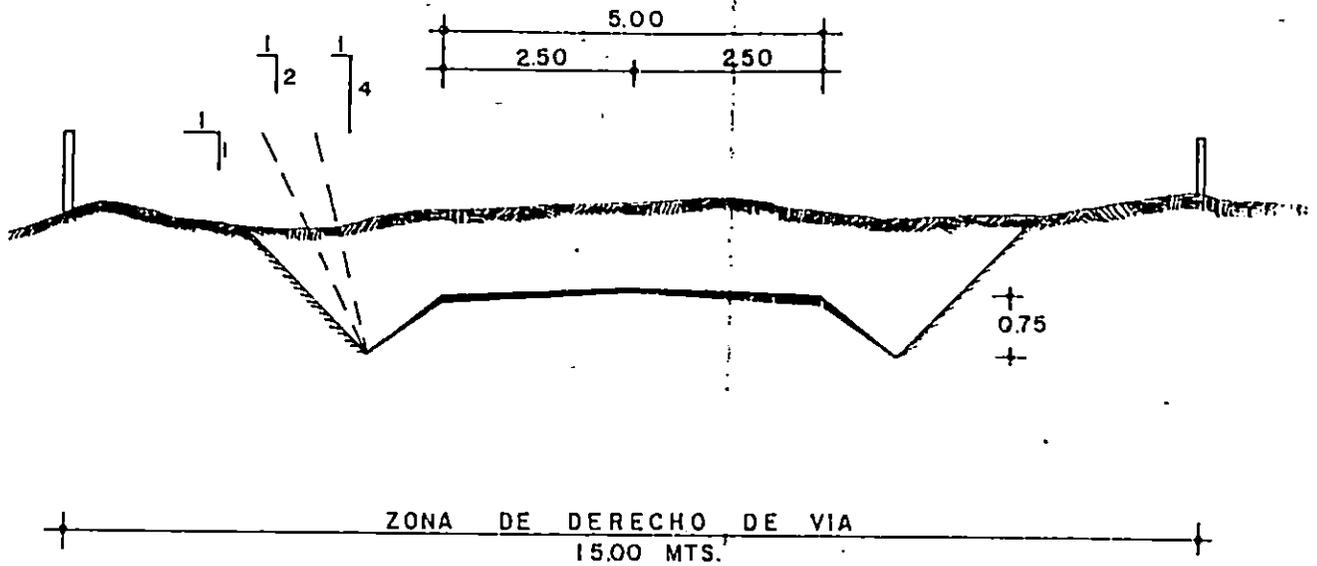
LA PENDIENTE MAXIMA (15%) NO PODRA TENER UNA LONGITUD MAYOR DE 200 MTS., DEBIENDO TENER DESPUES UN DESCANSO NO MENOR DE 300 MTS. CON UNA PENDIENTE MAXIMA DE 5 %.

EL RELLENO DE LA ENTRADA DE TUBERIA DEBE TENER UN MINIMO DE 0.60 M.

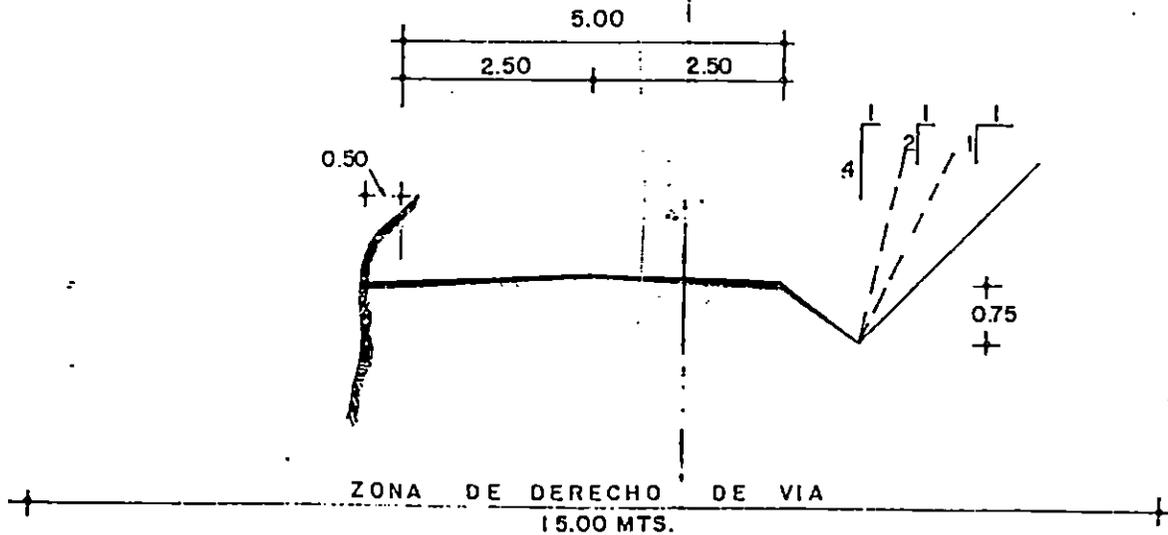
SECCIONES TIPICAS

CLASIFICACION VECINAL

SECCION TRANSVERSAL EN CORTE

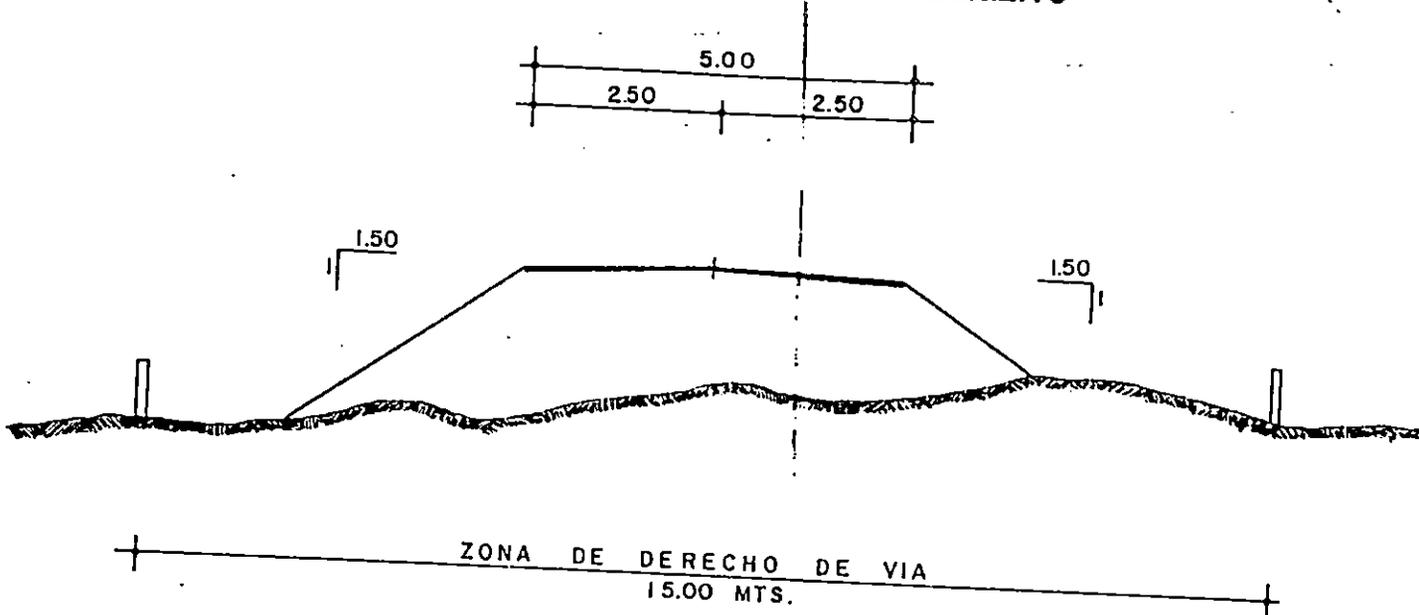


SECCION TRANSVERSAL EN CORTE EN BALCON

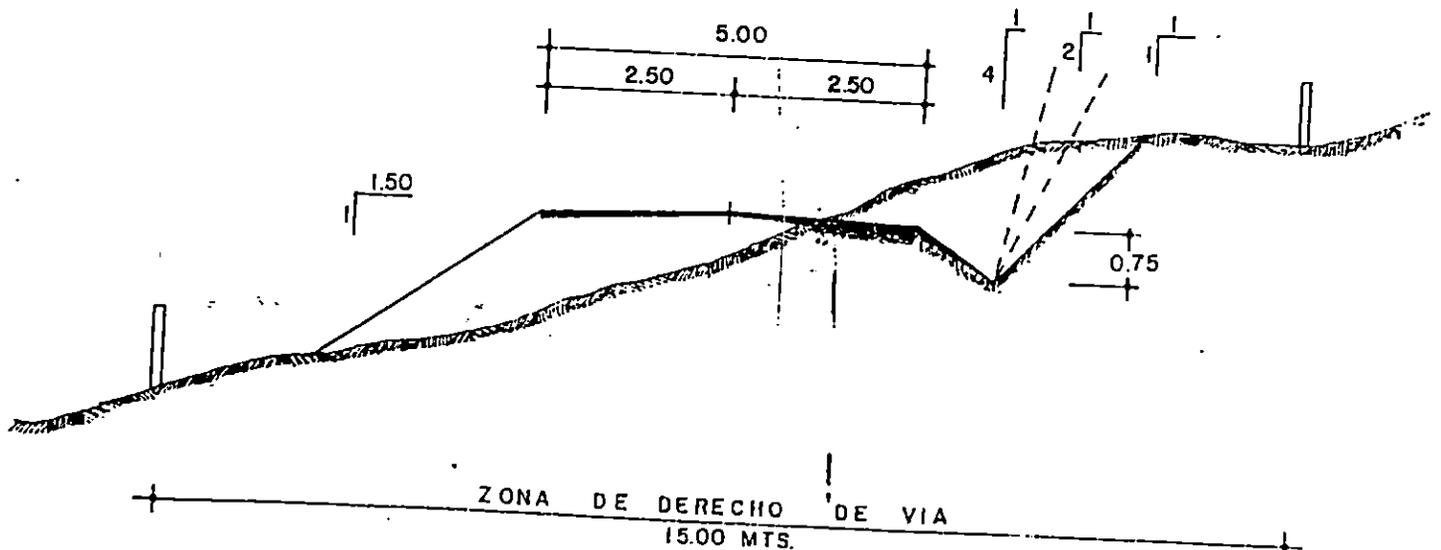


SECCIONES TIPICAS CLASIFICACION VECINAL

SECCION TRANSVERSAL EN RELLENO



SECCION TRANSVERSAL EN RELLENO Y CORTE



ESPECIFICACIONES		CLASIFICACION (2/2)								
		RURAL A			RURAL B			URBANA		
		TP	TO	TM	TP	TO	TM	TP	TO	TM
Velocidad de diseño (km/h)	60	50	40	30	50	40	30	40	30	25
Pendiente máxima (%)	6.0	8.0	10.0	12.0	6.0	8.0	12.0	6.0	10.0	12.0
Radio mínimo (mts)	150.0	100.0	50.0	67.40	38.20	19.75	38.20	19.75	38.20	19.75
Distancia mínima entre curvas horizontales (mts)	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0
Distancia mínima de visibilidad (mts)	120.0	100.0	80.0	90.0	60.0	45.0	60.0	45.0	60.0	35.0
Ancho de la vía (mts)	6.0	6.0	6.0	5.0	5.0	5.0	5.0	4.5	4.5	4.5
Ancho del pavimento (mts)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Ancho de banquetas (mts)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Ancho de rodamiento en los puentes (mts)	6.50	6.50	6.50	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
Separación central (mts)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Ancho de la zona de drenaje de vía (mts)	20.00	20.00	20.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
Ancho de la zona de retiro (mts)	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Carga de diseño para puentes	H15-S12	H15-S12	H15-S12	H15-S12	H15-S12	H15-S12	H15-S12	H15-S12	H15-S12	H15-S12
Tipo de pavimento	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Treatmento de drenaje	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Tipo de superficie *	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

TP: TERREO PLANO
 TO: TERREO ONDULADO
 TM: TERREO MONTAÑOSO

Notas:

ANEXO 1B

CLASIFICACION DE LOS SUELOS

El objetivo de clasificar los suelos para la construcción de carreteras es predecir el comportamiento de un suelo dado, basándose en algunos ensayos simples realizados con muestras alteradas tomadas en sitios de la subrasante de proyecto. Con base en los resultados obtenidos y su correlación con la experiencia, se les identifica correctamente y se les coloca en un grupo de suelos con características y propiedades similares; esto con el fin de ampliar el conocimiento del comportamiento del suelo en estudio.

Los sistemas de clasificación de suelos más utilizados en nuestro medio son:

- 1- Sistema de Clasificación de Suelos de la AASHTO.
- 2- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS

1.7.1. SISTEMA DE LA AASHTO DE CLASIFICACION DE SUELOS

En el Sistema de Clasificación de la AASHTO, los suelos se agrupan de acuerdo a características generales de capacidad de carga y servicio, formando siete grupos básicos, designados desde A-1 hasta A-7. En general, los mejores suelos para subrasante de carreteras están clasificados como A-1, a medida que aumenta el número del grupo su comportamiento va decreciendo llegando al grupo A-7, el cual no es recomendable utilizarlo en la construcción de carreteras.

La clasificación de suelos se realiza con base en los resultados obtenidos de los siguientes ensayos:

1. Análisis de tamizado de agregado fino y grueso designación AASHTO T 27, ASTM C 136.
2. Análisis mecánico de suelos designación AASHTO T 88, ASTM D 422.

3. Límite líquido de suelos designación AASHTO T 89, ASTM D 423.
4. Límite plástico e índice plástico de suelos designación AASHTO T 90, ASTM D 424.

De acuerdo a estas propiedades, la AASHTO ha denominado a los suelos de la siguiente manera:

Suelos Granulares.

A-1; son suelos bien graduados de tamaños gruesos y finos con un débil aglomerante plástico.

A-1-a; en estos se incluye materiales predominantes de fracciones de roca o gravas, con o sin un buen conglomerante.

A-1-b; el material predominante es arena gruesa, con o sin aglomerante. Algunos suelos del grupo A-1, carecen de finos, de manera que se deberá agregar cierta cantidad de finos para su uso en sub-bases obteniendo una buena calidad de estos.

A-2; estos comprenden una amplia porción de materiales granulares que no pueden clasificarse como en el grupo A-1 por su contenido de finos y plasticidad.

A-2-4 y A-2-5; estos contienen materiales granulares con muchos finos.

A-2-6 y A-2-7; son suelos granulares con una cantidad elevada de arcillas.

Los suelos del grupo A-2 son de menor graduación que los A-1; siendo muy estables como superficie de rodamiento en períodos secos, dependiendo del tipo de aglomerante; sin embargo pueden ablandarse en períodos húmedos y en períodos secos tienden a disgregarse y formar polvaredas.

A-3; son suelos compuestos por arenas deficientes en aglomerantes. Se encuentran a menudo y son muy inestables excepto cuando están húmedas. La condición de confinamiento los convierte en bases estables de buena calidad.

Suelos finos.

A-4; son suelos comunes, predominan los limos con porcentajes pequeños de material grueso y pequeñas cantidades de arcilla coloidal firme.

A-5; son suelos raramente encontrados en la corteza terrestre, muy parecidos a los del grupo A-4, excepto porque contienen mica y diátomeas que los vuelven muy elásticos e inestables aún en estado seco, lo que los hace tenaces a la compactación.

A-6; son suelos compuestos de arcilla con un porcentaje pequeño de material grueso, poseen buena capacidad de carga al compactarse a la densidad óptima, inestables al saturarse se recomienda no compactarse a humedades por debajo de la óptima.

A-7; son suelos muy elásticos compuestos principalmente de arcillas, con presencia partículas firmes de Limos, materia orgánica y mica.

A-7-5; son suelos del grupo A-7, poseen índices de plasticidad moderados en relación con los límites líquidos, y pueden ser elásticos y expansivos.

A-7-6; son suelos expansivos con relación a los límites líquidos.

En la tabla 1.5 se muestran los grupos y subgrupos de clasificación del sistema de la AASHTO.

1.7.2. SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS

Este método se basa en las características de la textura de los suelos con cantidades pequeñas de material fino. Se fundamenta en las características que determinan el comportamiento cuando son usados como material de construcción; estas características son:

1. Porcentaje de grava, arena y fracción de material menor que pasa por el tamiz número 200.
2. Curva granulométrica.
3. Características de plasticidad y compresibilidad.

La clasificación de los suelos por el tamaño de sus partículas esta dado por la tabla 1.5 que muestra la distribución de limites de fracciones de tamaño.

El SUCS asigna una letra y un nombre descriptivo para indicar sus características principales y reconoce tres divisiones principales que son: a) Partículas gruesas. b) Partículas finas. c) Partículas altamente orgánicas.

Las partículas gruesas son aquellas que al efectuar el ensayo granulométrico, el 50 por ciento o más de la muestra se retiene en el tamiz No 200. Las partículas finas son aquellas en que más del 50 por ciento pasa el tamiz No 200. Las partículas altamente orgánicas, pueden identificarse con un examen visual y están constituidos por materia orgánica en proceso de descomposición, humus, etc.

Tabla .B.1. Distribucion de Limites de Tamaños de Granos para
Clasificación de Suelos

COMPONENTES	LIMITES DE TAMAÑO	
Canto Rodado	Sobre 75 mm	Sobre 3 plg
Grava	75 mm a 4.75 mm	3 plg a tamiz No 4
Grava gruesa	75 mm a 19.0 mm	3 plg a ¾ plg
Grava fina	19.0 mm a 4.75 mm	¾ plg a tamiz No 4
Arena	4.75 mm a 75 µ m	No 4 a No 200
Arena gruesa	4.75 mm a 2.00 mm	No 4 a No 10
Arena media	2.00 mm a 425 µ m	No 10 a No 40
Arena fina	425 µ m a 75 µ m	No 40 a No 200
Finos (arcilla o limo)	Debajo de 75 µ m	Debajo de No 200

EL SUCS reconoce 15 grupos de suelos y utiliza siglas para su identificación de acuerdo a sus propiedades físicas, las siglas utilizadas se muestran en la tabla 1.2

Los suelos de partículas gruesas están constituidos por las gravas y las arenas; mientras que los suelos finos lo conforman los limos y las arcillas. Los suelos orgánicos son formados por partículas de su mismo origen, hojas, pasto, ramas o cualquier material fibroso.

Tabla. B.2 Siglas para Identificar los Suelos de Acuerdo con sus Propiedades Físicas

COMPONENTE	SIMBOLOGIA
Canto rodado	No tiene
Gujarros	No tiene
Grava	G
Arena	S
Limo	M
Arcilla	C
Suelos orgánicos	O
Turba	Pt
Bien graduado	W
Mal graduado	P
LL alto	H
LL bajo	L

A continuación se presenta una tabla comparativa entre los sistemas de clasificación de suelos utilizados en el país, el método de la AASHTO Y EL SUCS.

Tabla B.3. Comparacion de las Clasificaciones de Suelo por el Metodo de la Aashto y el Sucs

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

ANEXO 1C

CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y GEOTECNICAS DE LOS SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES

En vías terrestres la información proporcionada por la geología² de la región, es de mucha importancia en todas las etapas que se llevan a cabo para realizar el proyecto.

Los estudios geológicos, realizados en ingeniería de carreteras, contienen los siguientes aspectos:

- 1) Descripción morfológica y geomorfológica de la región.
- 2) Delimitación y provincias fisiográficas.
- 3) Delimitación de las cuencas hidrográficas.
- 4) Infiltración y posible existencia de acuíferos subterráneos.
- 5) Descripción de las rocas:
 - Clasificación general.
 - Afloramientos.
 - Ocurrencia.
 - Condiciones estructurales.
- 6) Los Suelos
 - Clasificación de los suelos por su origen.
 - Relaciones estratigráficas.

² La Geología se define como la ciencia que estudia la composición, estructura y evolución de la tierra. Esta abarca un conjunto de ciencias, como la Cristalografía, Mineralogía, Estratigrafía, Paleontología, Geotécnica, Geología Económica, Oceanografía, Tectónica, Fotogeología, Litografía, etc.

- 7) Sismicidad y Vulcanismo.
- 8) Descripción socioeconómica de la zona.
- 9) Uso de la tierra.
- 10) Topografía y accesibilidad de la zona
- 11) Clima de la región.

Una de las técnicas utilizadas para elaborar los estudios geológicos es la fotointerpretación, que consiste en utilizar fotografías aéreas tomadas a distintas escalas y estereoscópicas, con las cuales se elaboran mapas geológicos regionales o locales, los que proporcionan la primera aproximación con respecto a los tipos de formaciones de suelos y rocas, lo mismo que su distribución, propiedades mecánicas, estabilidad, etc. Hacer esto proporciona suficiente información que permite, planear adecuadamente las visitas de campo y ensayos in-situ a realizar.

1.4.1.1. GEOLOGIA DE EL SALVADOR

SISMICIDAD Y TECTONISMO

SISMICIDAD:

El salvador se encuentra ubicado en la región denominada "Cinturón de Fuego del Pacífico", lo que caracteriza al país por una gran actividad volcánica y sísmica que perdura aún en la actualidad.

Se considera que el vulcanismo del país se originó en el lado norte de la depresión de Nicaragua, que es una fosa o "Graven" que pasa por los territorios de Guatemala, Honduras, El Salvador, Nicaragua y norte de Costa Rica, y se reconocen dos tipos de vulcanismo:

- 1) Vulcanismo Joven o Activo, localizado en la Fosa Central, que está ubicada al sur de la Depresión de Nicaragua.
- 2) Vulcanismo Antiguo, ubicado en la región denominada "Montaña Interior", que se localiza al norte de la Depresión de Nicaragua.

TECTONISMO:

Según Durr³, en El Salvador existen tres sistemas tectónicos que son los siguientes: Dirección WNW, Dirección NNE, Dirección NNW. De estos tres sistemas, el WNW, se ha empleado para la subdivisión del país en zonas morfológicas-geológicas.

De los estudios geológicos realizados en el país los investigadores, concluyeron que en El Salvador existen las siguientes unidades geológicas tectónicas: Planicie Costera, Cadena costera, Fosa Central, Cadena Interior, Fosa Interior, Montaña Interior.

PLANICIE COSTERA

Esta unidad consta de dos zonas, una ubicada en el oeste y la otra en el centro del país, abarcando un poco más del 12% del territorio nacional. Entre el material presente en dicha área se tiene: pómez, arena, limos, capas arcillosas, etc.

CADENA COSTERA

Cubre aproximadamente un 12% de la superficie de El Salvador; a dicha zona se le ha considerado como un bloque con una inclinación de 5° hacia el sur con terminación en el mar o debajo de la Planicie Costera. Las rocas encontradas son de origen volcánicos, formando conglomerados gruesos y densos, los cuales están intercalados con capas delgadas de lava andesíticas y estratos de tobas e ignimbritas.

FOSA CENTRAL

Abarca aproximadamente un 20% del área del país, y se extiende a lo largo del territorio con un rumbo WNW – ESE, limitada tanto al norte como al sur, por escarpamiento de alturas, entre los 1,000 msnm y 2,200 msnm; y posee un ancho que varía entre 10 km y 30 Km. Esta zona es considerada el mayor rasgo estructural de El Salvador, y su origen se ha explicado

como sigue: en el Terciario Superior, fuerzas de compresión regional dieron lugar a la formación de un geoanticlinal, que se extiende paralelamente a la costa del Pacífico, desde Guatemala hasta Nicaragua, pasando también por El Salvador. Posteriormente, fuerzas de tensión a lo largo de la cresta de este geoanticlinal dieron lugar a una zona de fallas, seguidas de un hundimiento, formándose finalmente la fosa. El vulcanismo cuaternario del país está activado por esta zona de fallas.

En la petrografía de la zona se encuentran los siguientes materiales:

- Piroclastos tales como pómez, escorias, lapilli, tobas, cenizas volcánicas de carácter dacítico-riolítico.
- Lavas, estas son en su mayoría, basáltico-andesíticas.

CADENA INTERIOR

También abarca un 20% del territorio salvadoreño, se encuentra ubicada entre la Fosa Interior y Fosa Central, su basamento está formado por aglomerados volcánicos de Edad Pliocénica; una de sus características principales es que está formada por volcanes que geológicamente están considerados inactivos⁴, entre estos están: Guazapa, Sihuatepeque y Cacahuatique,

FOSA INTERIOR

Ocupa un 5% del territorio, se encuentra al NW y cuenta con una longitud de 70 km, es la unidad geomorfológica más pequeña del país.

La petrografía de la zona es la siguiente: material epiclástico y tobas.

³ Dirección General de Publicaciones, Ministerio de Cultura y Comunicaciones, 1986, Geología de El Salvador, Tomo I, 1a. Edición, Pag. 37-38.

⁴ Nota: Sin embargo, el territorio nacional es una zona tectónica-volcánica eminentemente activa regional y localmente, aunque los volcanes referidos conocidos como cerros, permanecen muy pasivos, están expuestos a provocaciones terráneas tales como las dislocaciones fenómeno evidente ocurrido en el cerro "La Lechuza"

MONTAÑA FRONTERIZA

Comprende un 25% del país, está compuesta por dos elementos estructurales, los cuales geológicamente son heterogéneos;

- 1- La serie marina de Metapán, formada por las rocas más antiguas del país
- 2- La serie de Chalatenango, que en parte está formada por rocas intrusivas.

ROCAS

Las rocas son utilizadas en Ingeniería de carreteras como material de construcción, por lo que su localización y estudio es necesario e importante para su posterior consideración como materia prima de construcción en las capas que formarán el pavimento.

De las rocas más antiguas encontradas en país se deduce que la geología de El Salvador comenzó en la era secundaria, exactamente entre el Cretácico Medio y Cretácico Superior y se considera que las rocas volcánicas cubren casi el 90% del área del territorio nacional

En El Salvador se encuentran los siguientes tipos de rocas:

1. Rocas Ígneas: estas son de origen magmático, y entre este tipo de roca están: las intrusivas, extrusivas y piroclásticas.
 - Rocas ígneas intrusivas: presentan una textura gruesa y uniforme, se forman al emerger el magma a la superficie y enfriarse, o cuando este no logra salir a la superficie quedando atrapado en la corteza terrestre, formándose masas de materiales pétreos, abisales
 - Rocas ígneas extrusivas: estas rocas presentan una textura generalmente finas, se forman cuando el magma se derrama en forma de lava sobre la superficie.
 - Rocas Piroclásticas: son mantos superficiales cementados que cubren grandes extensiones, se originan de las explosiones volcánicas violentas que expulsan

materiales a diferentes temperaturas, como arenas y cenizas volcánicas. Ejemplo de estas rocas son las siguientes: tobas, pómez, cenizas, lapilli, etc.

En el país se encuentran rocas ígneas intrusivas como granito, diorita, graniodorita y gabro que son rocas de textura granular, sus colores varía entre tonos de claros hasta oscuro, dependiendo de su composición química-mineralógica, y los colores característicos de estas rocas son: el blanco, el negro y amarillento. Sus componentes mineralógicos principales son el cuarzo, feldespatos, plagioclasa, ferromagnesianos, hornblendas y piroxenos.

Entre las rocas ígneas extrusivas, están: las riolitas, traquitas, andesitadacitas y basaltos principalmente; estas rocas poseen una estructura densa y el color más común es el gris en diferentes tonos, sus componentes mineralógicos principales son el cuarzo, feldespatos y ferromagnesianos.

Las rocas piroclásticas, más comunes en todo el país son las tobas, pero también se encuentran, pómez, cenizas, y lapilli.

1- Rocas Sedimentarias: estas se originan por la acumulación, compactación y cementación, a través del tiempo, de materiales pétreos u orgánicos, los primeros son el producto de la desintegración de rocas preexistentes, como puede ser por efecto de la meteorización u otros agentes. Sin embargo el agua es el principal agente de transporte de estos materiales, que los va depositando por capas en lugares que estén de acuerdo con los tamaños de las partículas y la velocidad de la corriente; son ejemplos de estas rocas las areniscas, lutitas, diatomitas, calizas, anhidrita, yeso y sal.

Su origen determina la formación, composición química y características físico-químicas y mineralógicas, ya que van de acuerdo con cada uno de los tipos de roca

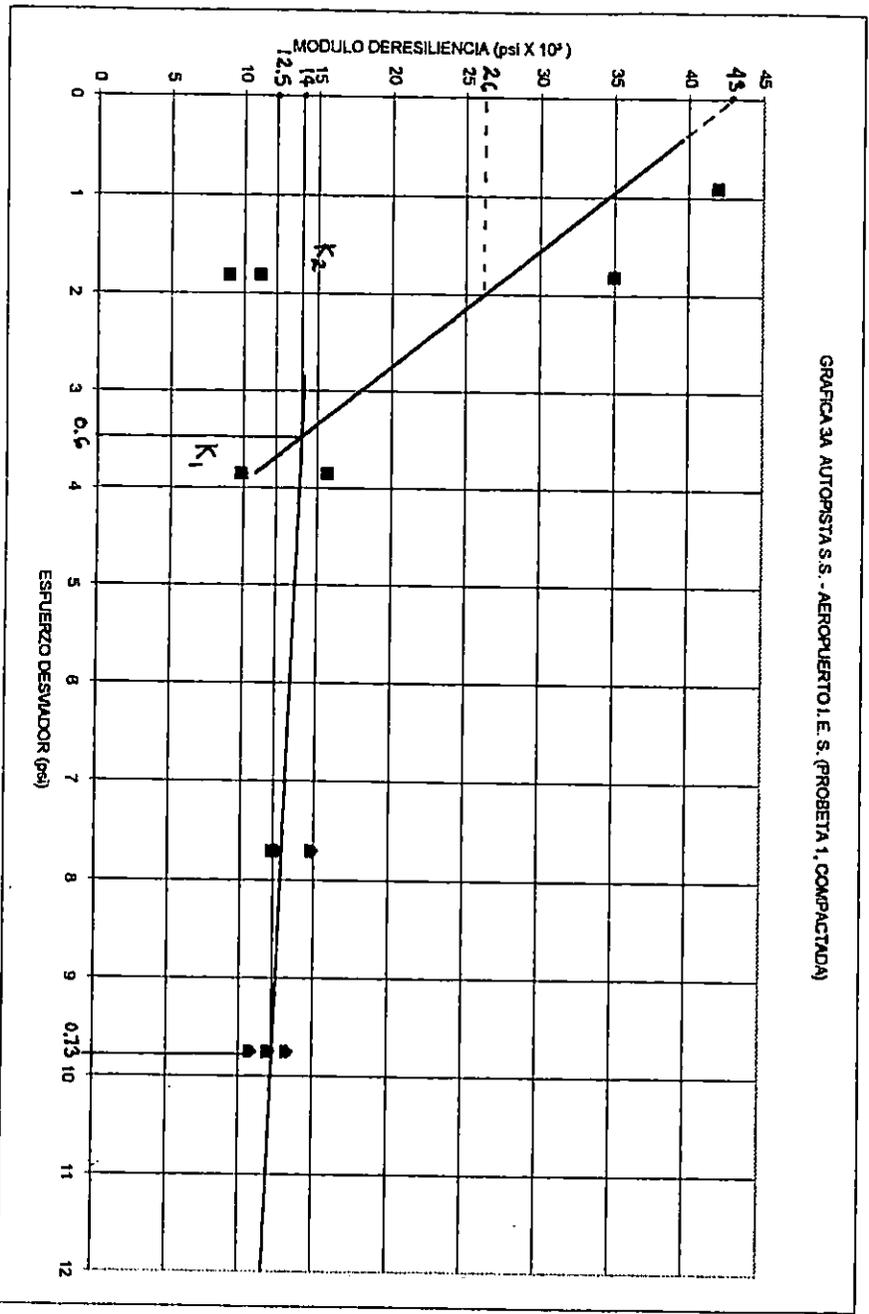
de donde provienen los materiales que lo forman; así, se encuentran los siguientes tipos de rocas sedimentarias:

- Rocas Sedimentarias Marinas: se localizan en el extremo Noroeste del país, en la zona norte del departamento de Santa Ana y parte de Chalatenango, los tipos de rocas encontradas son: calizas, conglomerados de cuarzo y arenisca.
- Rocas Sedimentarias de origen orgánico: se encuentran diseminadas en diferentes partes del país, en pequeños depósitos de diatomita o lignita.

1) Rocas Metamórficas: se originan cuando las rocas de origen, o roca madre sufren modificaciones en su estructura molecular, textura, cristalización, dureza, etc.; al alterarse las condiciones del medio donde permanecen por factores y procesos físicos, químicos o biológicos, etc. , en estas los minerales que componen las rocas sufren ciertas modificaciones adquiriendo nuevas propiedades que hacen que se transforman en otras, parcial o totalmente diferentes de las originales; las rocas producto de esta transformación o metamorfización se les denominan Rocas Metamórficas. Entre las principales rocas metamórficas están: los gneiss, esquistos, cuarcitas, pizarras; estas rocas son muy raras en El Salvador.

68	0.543	0.3	0.0	2.9	0.0	2.9	0.0074676	0.00063554	854.48	12128.05
			0.0	3.0	0.0	3.0				
			0.0	2.9	0.0	2.9				
			0.0	2.9	0.0	2.9				
			0.0	3.0	0.0	3.0				
68	0.543	0	0.0	3.4	0.0	3.4	0.0072644	0.000618247	878.38	12467.29
			0.0	3.4	0.0	3.4				
			0.0	3.5	1.0	2.5				
			1.0	3.5	1.0	2.5				
			1.0	3.5	1.0	2.5				
86	0.687	0.6	0.0	4.2	1.1	3.1	0.0086936	0.000734979	934.46	13263.22
			1.1	4.5	1.2	3.3				
			1.2	4.7	1.3	3.4				
			1.3	4.9	1.3	3.6				
			1.3	4.9	1.3	3.6				
86	0.687	0.3	0.0	3.9	0.0	3.9	0.0095504	0.0008128	844.99	11993.33
			0.0	4.0	0.0	4.0				
			0.0	4.0	0.5	3.5				
			0.5	4.2	0.5	3.7				
			0.5	4.2	0.5	3.7				
86	0.687	0	0.0	4.2	0.1	4.1	0.0106172	0.000903991	760.08	10788.26
			0.1	4.2	0.1	4.1				
			0.1	4.3	0.2	4.1				
			0.2	4.5	0.2	4.3				
			0.2	4.5	0.2	4.3				

GRAFICA 3A AUTOPISTA S.S. - AEROPUERTO I.E.S. (PROBETA 1, COMPACTADA)



Mr MAXIMO(psi): 26,000

COEFICIENTES (psi):

K1 : 14,000

K2 : 3.60

K3 : 8.055

K4 : 244.70

UES	FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "MARIO ANGEL GUZMAN URBINA" TRABAJO DE GRADUACION: DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA EN SUELOS ARENO-LIMOSOS MAS COMUNES DE EL SALVADOR
------------	---

Tipo de Suelo: SM Localización: AUTOPISTA SS-COMALAPA Muestra No: 1 Gravedad Específica : 2.45 Probeta 1 Medidas del espécimen de Suelo (cm) Superior 4.99 Diámetro medio 4.98 abajo 5.04 Promedio 4.99 Longitud inicial 11.75	Peso del espécimen de suelo Peso inicial del suelo (gr) 401.5 Peso final del suelo (gr) 401.5 Volumen del espécimen de suelo área inicial (cm²) 19.57 Volumen AoLo (cm³) 229.89 Peso Volumétrico (Kg/m³) 1746.48 Peso Volum. Seco (Kg/m³) 1529.05	Fecha :19-11-99 Método de compactación AASHTO T-180 Constante del deformímetro 0.001pul/u Constante del anillo de car. 0.15625 Kg/u Contenido de agua % 14.22 al final de la prueba
--	--	--

Esfuerzo desviador		Deformación carga			Deformación	Deformación	Promedios	Deformación	Modulo de	Resiliencia
Lect. Nomina	Esf. Desv.	Esf de conf	Lect. Inicia	Lect. Final	descarga	recuperable	cm	unitaria(x10-3)	(Kg/m²)	psi
8	0.064	0.6	0.0	0.1	0.0	0.1	0.000254	2.1617E-05	2955.49	41948.78
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
8	0.064	0.3	0.0	0.1	0.0	0.1	0.000254	2.1617E-05	2955.49	41948.78
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
8	0.064	0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.000254	2.1617E-05	2955.49	41948.78
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
16	0.128	0.6	0.0	1.0	0.0	1.0	0.0023876	0.0002032	628.83	8925.27
			0.0	1.0	0.0	1.0				
			0.0	1.0	0.1	0.9				
			0.1	1.0	0.1	0.9				
			0.1	1.0	0.1	0.9				
16	0.128	0.3	0.1	0.9	0.1	0.8	0.0019304	0.000164289	777.76	11039.15
			0.1	0.9	0.1	0.8				
			0.1	0.9	0.1	0.8				
			0.1	0.9	0.1	0.8				
			0.2	0.8	0.2	0.6				
16	0.128	0	0.0	0.2	0.0	0.2	0.0006096	5.18809E-05	2462.91	34957.31
			0.0	0.2	0.0	0.2				
			0.0	0.2	0.0	0.2				
			0.0	0.3	0.0	0.3				
			0.0	0.3	0.0	0.3				
34	0.272	0.6	0.0	1.4	0.1	1.3	0.0028956	0.000246434	1101.83	15638.80
			0.1	1.2	0.1	1.1				
			0.1	1.2	0.1	1.1				
			0.1	1.2	0.1	1.1				
			0.1	1.2	0.1	1.1				
34	0.272	0.3	0.0	1.2	0.0	1.2	0.0028956	0.000246434	1101.83	15638.80
			0.0	1.2	0.0	1.2				
			0.0	1.2	0.0	1.2				
			0.0	1.1	0.0	1.1				
			0.0	1.0	0.0	1.0				
34	0.272	0	0.0	1.8	0.0	1.8	0.0046228	0.00039343	690.16	9795.73
			0.0	1.9	0.0	1.9				
			0.0	1.9	0.1	1.8				
			0.1	1.9	0.1	1.8				
			0.1	1.9	0.1	1.8				
68	0.543	0.6	0.0	3.2	0.8	2.4	0.006096	0.000518809	1046.74	14856.86
			0.8	3.2	0.9	2.3				
			0.9	3.4	0.9	2.5				
			0.9	3.4	1.0	2.4				
			1.0	3.4	1.0	2.4				

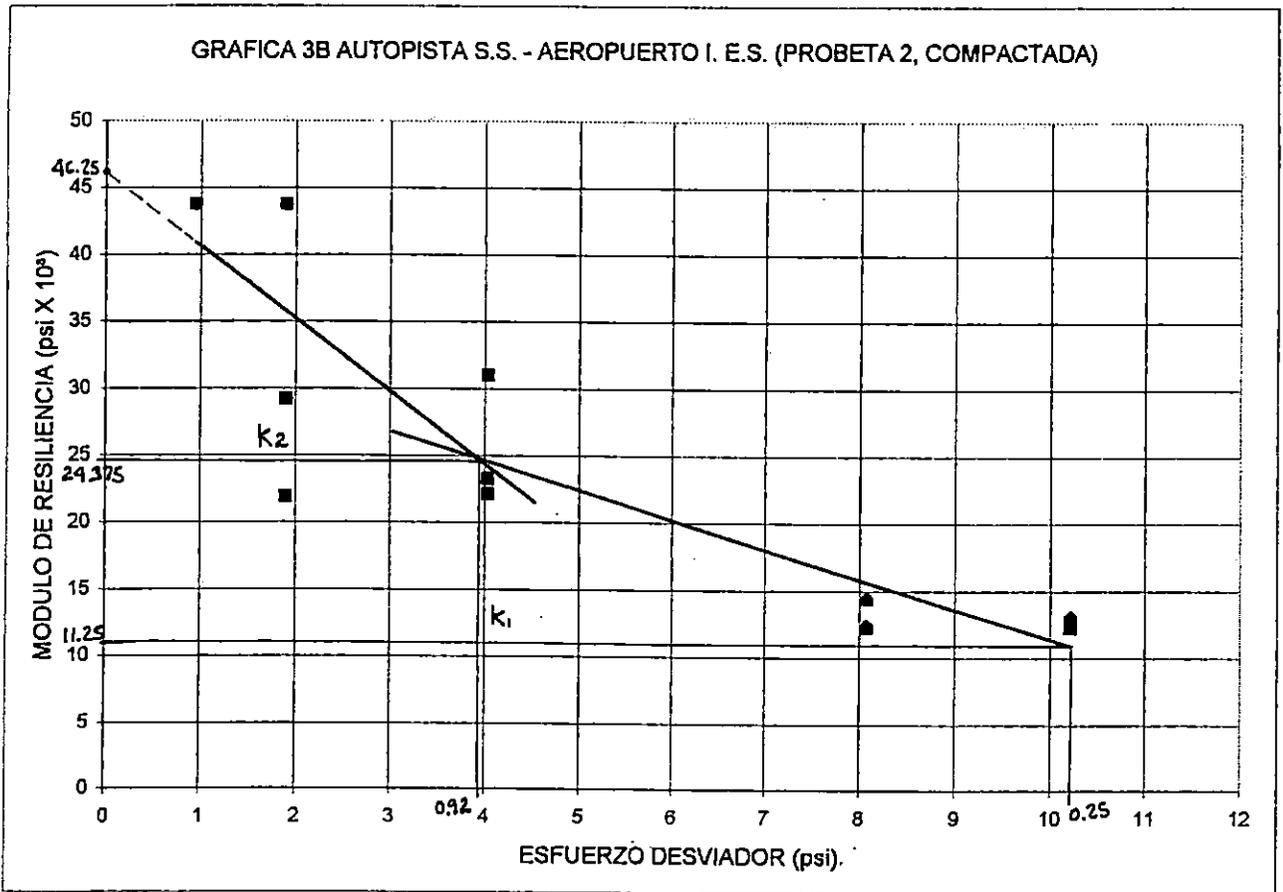
UES	FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		
	LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"		
TRABAJO DE GRADUACION: DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA			
EN SUELOS ARENO-LIMOSOS MAS COMUNES DE EL SALVADOR			

Tipo de Suelo: SM	Peso del espécimen de suelo	Fecha :18-11-99
Localización: AUTOPISTA SS-COMALAPA	Peso inicial del suelo (gr) 384.2	Método de compactación AASHTO T-180
Muestra No: 1	Peso final del suelo (gr) 384.2	
Gravedad Específica 2.45		
Probeta 2	Volumen del espécimen de suelo	Constante del deformímetro 0.001pu/μ
Medidas del espécimen de Suelo (cm)	área inicial (cm ²) 18.68	Constante del anillo de carga 0.15625 Kg/μ
Superior 4.97	Volumen AoLo (cm ³) 218.77	Contenido de agua % 14.5
Diámetro medio 4.83	Peso Vol. Húm. (Kg/m ³) 1756.17	al final de la prueba
abajo 4.96	Peso Vol. Seco (Kg/m ³) 1533.77	
Promedio 4.88		
Longitud inicial 11.71		

Esfuerzo desviador Lect. Nomir	Esf. Desv.	Deformación carga			Deformación descarga	Deformación recuperable	Promedios cm	Deformación unitaria(x10-3)	Modulo de (Kg/m ²)	Resiliencia psi
		Esf de conf	Lect. Inicial	Lect. Final						
8	0.067	0.6	0.0	0.1	0.0	0.1	0.000254	2.16909E-05	3084.60	43781.21
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
	0.067	0.3	0.0	0.1	0.0	0.1	0.000254	2.16909E-05	3084.60	43781.21
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
	0.067	0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.000254	2.16909E-05	3084.60	43781.21
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
18	0.134	0.6	0.0	0.4	0.0	0.4	0.001016	8.87635E-05	1542.30	21890.60
			0.0	0.4	0.0	0.4				
			0.0	0.4	0.0	0.4				
			0.0	0.4	0.0	0.4				
	0.134	0.3	0.0	0.3	0.0	0.3	0.000762	6.50726E-05	2056.40	29187.47
			0.0	0.3	0.0	0.3				
			0.0	0.3	0.0	0.3				
			0.0	0.3	0.0	0.3				
	0.134	0	0.0	0.2	0.0	0.2	0.000508	4.33817E-05	3084.60	43781.21
			0.0	0.2	0.0	0.2				
			0.0	0.2	0.0	0.2				
			0.0	0.2	0.0	0.2				
34	0.284	0.6	0.0	1.2	0.3	0.9	0.0021336	0.000182203	1560.66	22151.21
			0.3	1.2	0.3	0.9				
			0.3	1.2	0.4	0.8				
			0.4	1.2	0.4	0.8				
	0.284	0.3	0.0	0.8	0.0	0.8	0.002032	0.000173527	1638.69	23258.77
			0.0	0.8	0.0	0.8				
			0.0	0.8	0.0	0.8				
			0.0	0.8	0.0	0.8				
	0.284	0	0.0	0.6	0.0	0.6	0.001524	0.000130145	2184.92	31011.69
			0.0	0.6	0.0	0.6				
			0.0	0.6	0.0	0.6				
			0.0	0.6	0.0	0.6				
68	0.569	0.6	0.0	3.0	0.1	2.9	0.0065532	0.000559624	1016.24	14424.04
			0.1	3.0	0.5	2.5				
			0.5	3.0	0.5	2.5				
			0.5	3.0	0.5	2.5				
			0.5	3.0	0.5	2.5				

ANEXO 3B

	0.569	0.3	0.0	3.1	0.1	3.0	0.00762	0.000650726	873.97	12404.68
			0.1	3.1	0.1	3.0				
			0.1	3.1	0.1	3.0				
			0.1	3.1	0.1	3.0				
	0.569	0	0.0	3.1	0.1	3.0	0.0077216	0.000659402	862.47	12241.46
			0.1	3.1	0.1	3.0				
			0.1	3.2	0.1	3.1				
			0.1	3.2	0.1	3.1				
86	0.719	0.6	0.0	5.0	1.4	3.6	0.0095504	0.000815578	881.90	12517.23
			1.4	5.1	1.5	3.6				
			1.5	5.2	1.5	3.7				
			1.5	5.5	1.6	3.9				
			1.6	5.6	1.6	4.0				
	0.719	0.3	0.0	4.0	0.4	3.6	0.009144	0.000780871	921.09	13073.55
			0.4	4.1	0.5	3.6				
			0.5	4.1	0.5	3.6				
			0.5	4.1	0.5	3.6				
			0.5	4.1	0.5	3.6				
	0.719	0	0.0	4.0	0.1	3.9	0.0097536	0.000832929	863.53	12256.46
			0.1	4.1	0.1	4.0				
			0.1	4.1	0.1	4.0				
			0.1	4.1	0.5	3.6				
			0.5	4.2	0.5	3.7				



Mr MAXIMO (psi): 35,000
 COEFICIENTES (psi): K1 : 24,375 K2: 3.92 K3 : 5580 K4 : 2,073

UES	FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "MARIO ANGEL GUZMAN URBINA" TRABAJO DE GRADUACION: DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA EN SUELOS ARENO-LIMOSOS MAS COMUNES DE EL SALVADOR
------------	---

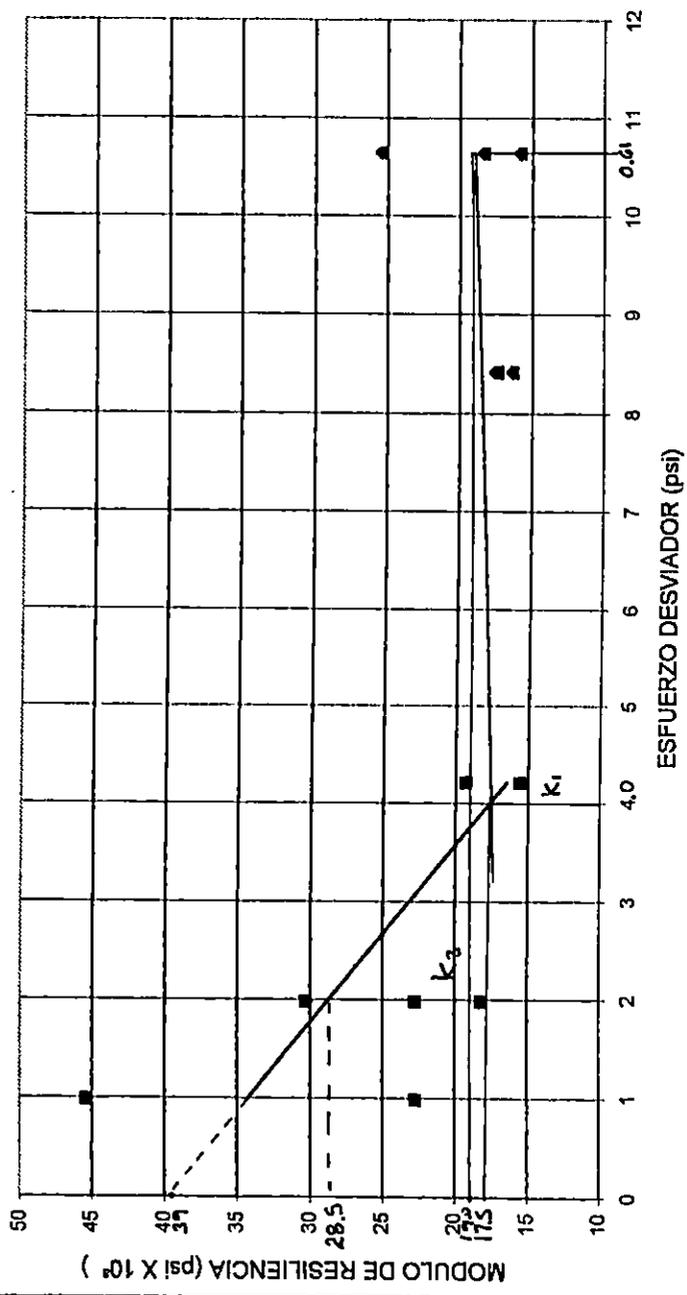
Tipo de Suelo: SM		Peso del espécimen de suelo		Fecha :18-11-99
Localización: AUTOPISTA SS-COMALAPA		Peso inicial del suelo (gr)	365.9	Método de compactación AASHTO T-180
Muestra No: 1		Peso final del suelo (gr)	365.9	
Gravedad Específica :	2.45	Volumen del espécimen de suelo		Constante del deformímetro 0.001pu/u
Probeta	3	área inicial (cm ²)	17.92	Constante del anillo de carga 0.15625 Kg/u
Medidas del espécimen de Suelo (cm)		Volumen AoLo (cm ³)	208.72	Contenido de agua % 14.55
Superior	4.85	Peso Volumétrico (Kg/m ³)	1753.06	al final de la prueba
Diámetro medio	4.73	Peso Volum. Seco (Kg/m ³)	1530.39	
abajo	4.87			
Promedio	4.78			
Longitud inicial	11.65			

Esfuerzo desviador		Deformación carga			Deformación	Deformación	Promedios cm	Deformación unitaria(x10-3)	Modulo de (Kg/m)	Resiliencia psi
Lectura	Esf. Desv.	Esf de conf	Lect. Inicial	Lect. Final	descarga	recuperable				
8	0.070	0.6	0.0	0.2	0.0	0.2	0.000508	4.36052E-05	1600.05	22710.31
			0.0	0.2	0.0	0.2				
			0.0	0.2	0.0	0.2				
			0.0	0.2	0.0	0.2				
			0.0	0.2	0.0	0.2				
8	0.070	0.3	0.0	0.1	0.0	0.1	0.000254	2.18026E-05	3200.10	45420.61
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
8	0.070	0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.000254	2.18026E-05	3200.10	45420.61
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
16	0.140	0.6	0.0	0.5	0.0	0.5	0.00127	0.000109013	1280.04	18168.25
			0.0	0.5	0.0	0.5				
			0.0	0.5	0.0	0.5				
			0.0	0.5	0.0	0.5				
			0.0	0.5	0.0	0.5				
16	0.140	0.3	0.0	0.4	0.0	0.4	0.001016	8.72103E-05	1600.05	22710.31
			0.0	0.4	0.0	0.4				
			0.0	0.4	0.0	0.4				
			0.0	0.4	0.0	0.4				
			0.0	0.4	0.0	0.4				
16	0.140	0	0.0	0.3	0.0	0.3	0.000762	6.54077E-05	2133.40	30280.41
			0.0	0.3	0.0	0.3				
			0.0	0.3	0.0	0.3				
			0.0	0.3	0.0	0.3				
			0.0	0.3	0.0	0.3				
34	0.297	0.6	0.0	1.2	0.2	1.0	0.0031496	0.000270352	1096.81	15567.55
			0.2	1.5	0.2	1.3				
			0.2	1.5	0.2	1.3				
			0.2	1.5	0.2	1.3				
			0.2	1.5	0.2	1.3				
34	0.297	0.3	0.0	1.0	0.0	1.0	0.00254	0.000218026	1360.04	19303.76
			0.0	1.0	0.0	1.0				
			0.0	1.0	0.0	1.0				
			0.0	1.0	0.0	1.0				
			0.0	1.0	0.0	1.0				
34	0.297	0	0.0	1.0	0.0	1.0	0.00254	0.000218026	1360.04	19303.76
			0.0	1.0	0.0	1.0				
			0.0	1.0	0.0	1.0				
			0.0	1.0	0.0	1.0				
			0.0	1.0	0.0	1.0				
68	0.593	0.6	0.0	3.4	0.9	2.5	0.0059944	0.000514541	1152.58	16359.12
			0.9	3.4	1.0	2.4				
			1.0	3.3	1.0	2.3				
			1.0	3.3	1.0	2.3				
			1.0	3.3	1.0	2.3				

ANEXO 3C

68	0.593	0.3	0.0	2.2	0.0	2.2	0.0	2.2	0.0056388	0.000484017	1225.26	17990.78
			0.0	2.2	0.0	2.2	0.0	2.2				
			0.0	2.2	0.0	2.2	0.0	2.2				
			0.0	2.2	0.0	2.2	0.0	2.2				
			0.0	2.3	0.0	2.3	0.0	2.3				
68	0.593	0	0.0	2.2	0.0	2.2	0.0	2.2	0.005588	0.000479657	1236.40	17548.87
			0.0	2.2	0.0	2.2	0.0	2.2				
			0.0	2.2	0.0	2.2	0.0	2.2				
			0.0	2.2	0.0	2.2	0.0	2.2				
			0.0	2.2	0.0	2.2	0.0	2.2				
86	0.750	0.6	0.0	7.5	5.5	2.0	2.0	2.0	0.0048768	0.000418609	1791.72	25430.81
			5.5	7.5	5.8	1.7	1.7					
			5.8	7.6	5.9	1.7	1.7					
			5.9	7.8	5.9	1.9	1.9					
			5.9	8.2	5.9	2.3	2.3					
86	0.750	0.3	0.0	2.5	0.0	2.5	0.0	2.5	0.0067564	0.000579948	1293.27	18356.08
			0.0	2.5	0.0	2.5	0.0	2.5				
			0.0	2.7	0.1	2.6	0.1	2.6				
			0.1	2.9	0.1	2.8	0.1	2.8				
			0.1	3.0	0.1	2.9	0.1	2.9				
86	0.750	0	0.0	2.9	0.0	2.9	0.0	2.9	0.0078232	0.000671519	1116.92	15652.97
			0.0	3.1	0.0	3.1	0.0	3.1				
			0.0	3.1	0.0	3.1	0.0	3.1				
			0.0	3.2	0.1	3.1	0.1	3.1				
			0.1	3.3	0.1	3.2	0.1	3.2				

GRAFICA 3C AUTOPISTA S.S. - AEROPUERTO I. E. S. (PROBETA 3, COMPACTADA)



Mr MAXIMO(psi): 28,500

COEFICIENTES (psi):

K1 : 17,500

K2 : 4,00

K3 : 5,375

K4 : 226.93

UES	FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "MARIO ANGEL GUZMAN URBINA" TRABAJO DE GRADUACION: DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA EN SUELOS ARENO-LIMOSOS MAS COMUNES DE EL SALVADOR
------------	---

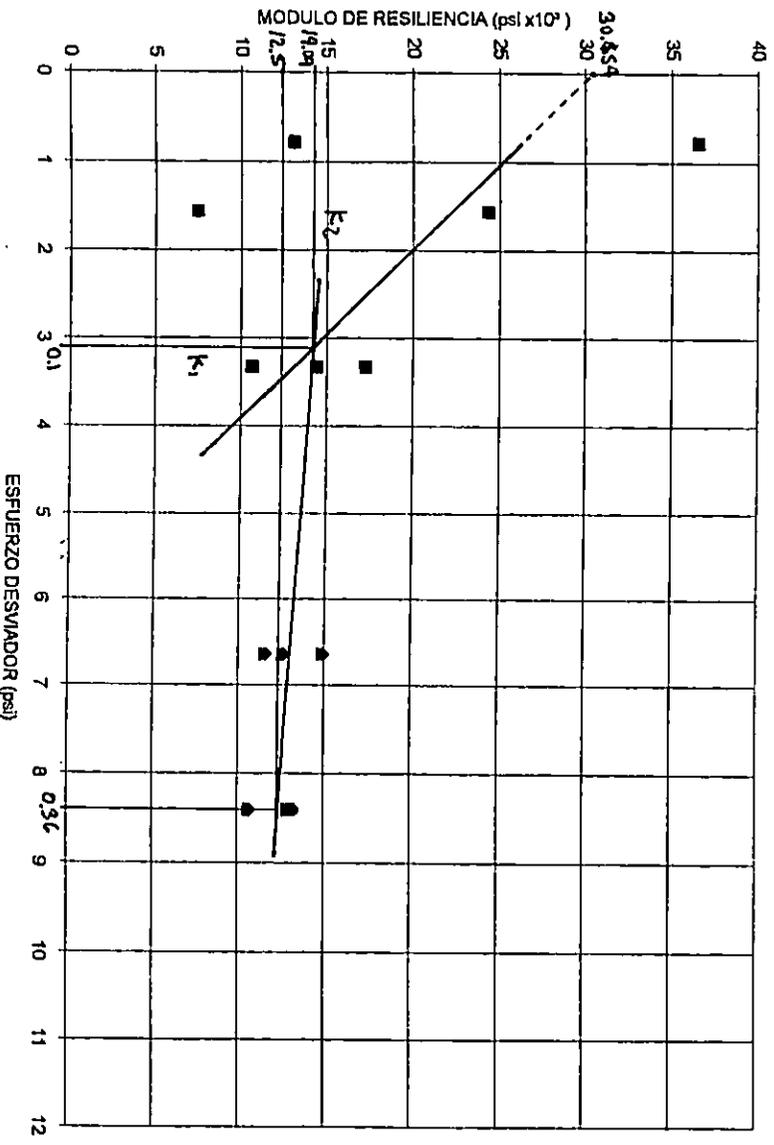
Tipo de Suelo: CL	Peso del espécimen de suelo	Fecha :09-12-99
Localización: C. CHALCHUAPA - ATQUIZAYA	Peso inicial del suelo (gr) 478.9	Método de compactación AASHTO T-180
Muestra No: 1	peso final del suelo (gr) 478.9	
Gravedad Específica : 2.41		
Probeta 1	Volumen del espécimen de suelo	Constante del deformímetro 0.001 pul/u
Medidas del espécimen de Suelo (cm)	área inicial (cm ²) 22.68	Constante del anillo de carga 0.15625 Kg/u
Superior 5.30	Volumen AoLo (cm ³) 268.60	Contenido de agua % 21.64
Diámetro medio 5.41	Peso Volumétrico (Kg/m ³) 1782.92	al final de la prueba
abajo 5.30	Peso Volum. Seco (Kg/m ³) 1465.74	
Promedio 5.37		
Longitud inicial 11.85		

Esfuerzo desviador Lectura	Esf. Desv.	Deformación carga			Deformación descarga	Deformación recuperable	Promedios cm	Deformación unitaria(x10-3)	Modulo de (Kg/m ²)	Resiliencia psi
		Esf de conf	Lect. Inicial	Lect. Final						
8	0.055	0.6	0.0	0.9	0.5	0.4	0.0007112	6.00169E-05	918.32	13034.16
			0.5	0.9	0.6	0.3				
			0.6	1.0	0.7	0.3				
			0.7	1.0	0.8	0.2				
			0.8	1.0	0.8	0.2				
	0.055	0.3	0.0	0.1	0.0	0.1	0.000254	2.14346E-05	2571.29	36495.65
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
	0.055	0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.000254	2.14346E-05	2571.29	36495.65
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
16	0.110	0.6	0.0	1.3	0.5	0.8	0.0024892	0.000210059	524.75	7448.09
			0.5	1.5	0.5	1.0				
			0.5	1.5	0.5	1.0				
			0.5	1.5	0.5	1.0				
			0.5	1.6	0.5	1.1				
	0.110	0.3	0.0	0.3	0.0	0.3	0.000782	6.43038E-05	1714.20	24330.43
			0.0	0.3	0.0	0.3				
			0.0	0.3	0.0	0.3				
			0.0	0.3	0.0	0.3				
	0.110	0	0.0	0.3	0.0	0.3	0.000762	6.43038E-05	1714.20	24330.43
			0.0	0.3	0.0	0.3				
			0.0	0.3	0.0	0.3				
			0.0	0.3	0.0	0.3				
34	0.234	0.6	0.0	2.1	0.5	1.6	0.0037084	0.000312945	748.49	10623.73
			0.5	2.1	0.7	1.4				
			0.7	2.3	0.8	1.5				
			0.8	2.3	0.9	1.4				
			0.9	2.3	0.9	1.4				
	0.234	0.3	0.0	0.9	0.0	0.9	0.002286	0.000192911	1214.22	17234.06
			0.0	0.9	0.0	0.9				
			0.0	0.9	0.0	0.9				
			0.0	0.9	0.0	0.9				
	0.234	0	0.0	1.0	0.0	1.0	0.0027432	0.000231494	1011.85	14361.71
			0.0	1.1	0.0	1.1				
			0.0	1.1	0.0	1.1				
			0.1	1.1	0.0	1.1				
			0.1	1.1	0.0	1.1				
68	0.468	0.6	0.0	3.4	0.8	2.6	0.0068072	0.000574447	815.52	11575.11
			0.8	3.5	0.9	2.6				
			0.9	3.6	1.0	2.6				
			1.0	3.8	1.0	2.8				
			1.0	3.9	1.1	2.8				

ANEXO 30

0.468	0.3	0.0	2.0	0.0	2.0	0.0	2.0	0.0052832	0.00044584	1050.77	14914.09
0.0	0.0	2.1	0.0	2.1	0.0	2.1	0.0				
0.0	0.0	2.1	0.0	2.1	0.0	2.1	0.0				
0.0	0.0	2.1	0.0	2.1	0.0	2.1	0.0				
0.0	0.0	2.1	0.0	2.1	0.0	2.1	0.0				
0.468	0	0.0	2.3	0.0	2.3	0.0	2.3	0.0062484	0.000527291	888.45	12610.29
0.0	0.0	2.5	0.0	2.5	0.0	2.5	0.0				
0.0	0.0	2.5	0.0	2.5	0.0	2.5	0.0				
0.0	0.0	2.5	0.0	2.5	0.0	2.5	0.0				
86	0.592	0.6	0.0	9.0	5.4	3.6	2.5	0.0093472	0.000788793	751.13	10861.09
		5.4	9.2	5.7	3.5	3.5					
		5.7	9.6	5.9	3.7	3.7					
		5.9	9.8	6.0	3.8	3.8					
		6.0	9.9	6.1	3.8	3.8					
	0.592	0.3	0.0	2.9	0.1	2.8	0.0075184	0.000534464	933.83	13254.33	
		0.1	3.1	0.1	3.0	3.0					
		0.1	3.1	0.1	3.0	3.0					
		0.1	3.1	0.1	3.0	3.0					
		0.1	3.1	0.1	3.0	3.0					
	0.592	0	0.0	3.1	0.1	3.0	0.0077216	0.000651612	909.26	12905.53	
		0.1	3.1	0.1	3.0	3.0					
		0.1	3.1	0.1	3.0	3.0					
		0.1	3.2	0.1	3.1	3.1					
		0.1	3.2	0.1	3.1	3.1					

GRAFICA 3.D.C. CHALCHUAPA-ATTUQUIZAYA (PROBETA 1, COMPACTADA)



Mr MAXIMO(psi) : 20,000

COEFICIENTES (psi):

K1 : 14,090

K2 : 3,10

K3 : 5,278,70

K4 : 302,28

UES

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"
 TRABAJO DE GRADUACION: DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA
 EN SUELOS ARENOLIMOSOS MAS COMUNES DE EL SALVADOR

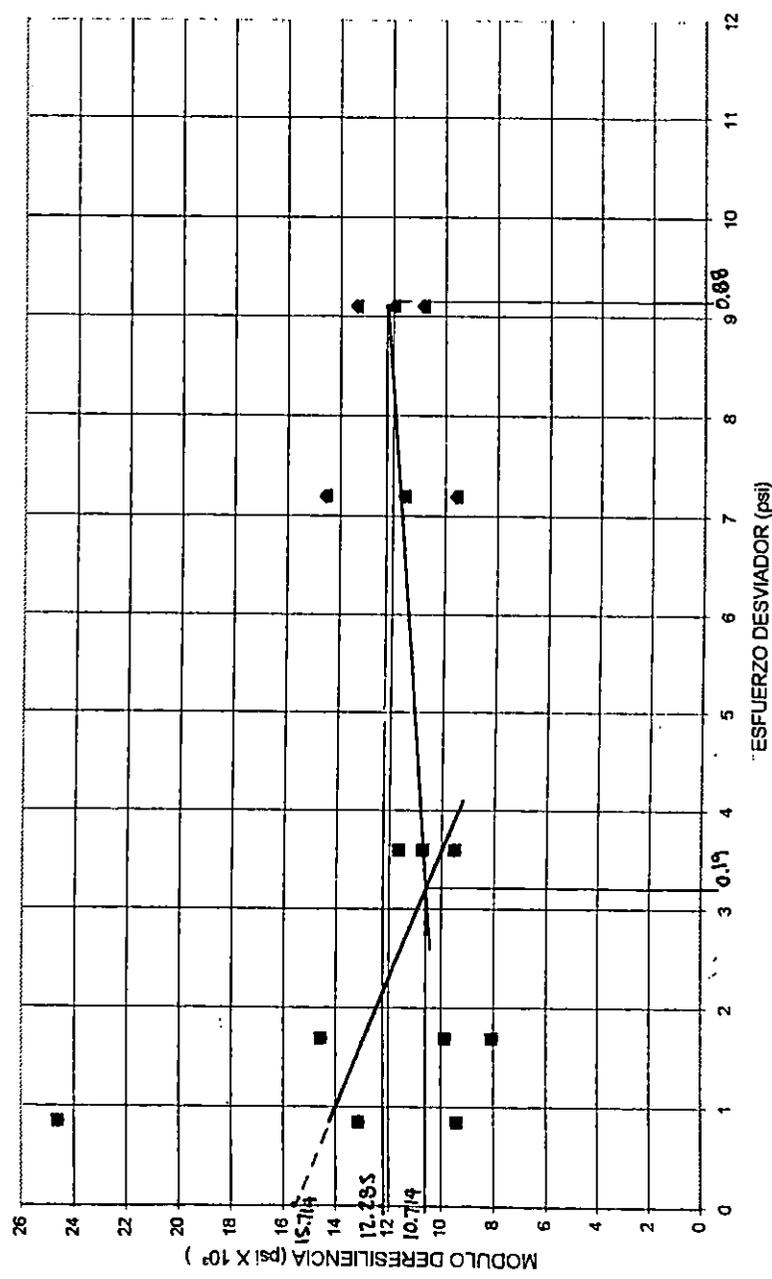
Tipo de Suelo: CL	Peso del espécimen de suelo	Fecha :09-12-99
Localización: C. CHALCHUAPA - ATIUQUIZAYA	Peso inicial del suelo (gr)	Método de compactación AASHTO T-180
Muestra No: 1	Peso final del suelo (gr)	
Gravedad Específica		
Prueba 2	Volumen del espécimen de suelo	Constante del deformímetro 0.001 pul/u
Medidas del espécimen de Suelo (cm)	área inicial (cm ²)	Constante del anillo de carga 0.15625 Kg/u
Superior 5.19	Volumen AoLo (cm ³)	Contenido de agua 21.96
medio 5.19	Peso Volumétrico (Kg/m ³)	al final de la prueba
abajo 5.05	Peso Volum. Seco (Kg/m ³)	
Promedio 5.17		
Longitud inicial 11.8		

Esfuerzo desviador	Esf. Desv.	Deformación carga		Deformación descarga	Deformación recuperable	Promedios cm	Deformación unitaria(x10-3)	Modulo de (Kg/m ²)	Resiliencia psi	
		Est. de comf	Lect. Inicial							Lect. Final
8	0.060	0.6	0.0	1.5	1.2	0.3	0.0010668	9.04088E-05	659.97	9367.30
			1.0	1.5	1.2	0.3				
			1.2	1.7	1.2	0.5				
			1.2	1.7	1.2	0.5				
			1.2	1.7	1.2	0.5				
	0.060	0.3	0.0	0.3	0.0	0.3	0.000762	6.45763E-05	923.96	13114.22
			0.0	0.3	0.0	0.3				
			0.0	0.3	0.0	0.3				
			0.0	0.3	0.0	0.3				
			0.0	0.3	0.0	0.3				
	0.060	0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0004064	3.44407E-05	1732.42	24589.17
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.2	0.0	0.2				
			0.0	0.2	0.0	0.2				
			0.0	0.2	0.0	0.2				
			0.0	0.2	0.0	0.2				
16	0.119	0.6	0.0	1.9	1.0	0.9	0.0024892	0.000210949	565.69	8029.12
			1.0	2.0	1.0	1.0				
			1.0	2.0	1.0	1.0				
			1.0	2.0	1.0	1.0				
			1.0	2.0	1.0	1.0				
	0.119	0.3	0.0	0.5	0.0	0.5	0.0013716	0.00016237	1026.62	14571.36
			0.0	0.5	0.0	0.5				
			0.0	0.5	0.0	0.5				
			0.0	0.5	0.0	0.5				
			0.0	0.5	0.0	0.5				
	0.119	0	0.0	0.8	0.0	0.8	0.002032	0.000172203	692.97	9835.67
			0.0	0.8	0.0	0.8				
			0.0	0.8	0.0	0.8				
			0.0	0.8	0.0	0.8				
			0.0	0.8	0.0	0.8				
34	0.254	0.6	0.0	2.6	1.0	1.6	0.0044704	0.000378947	669.35	9500.36
			1.0	2.7	1.0	1.7				
			1.0	2.8	1.0	1.8				
			1.0	2.8	1.0	1.8				
			1.0	2.8	1.0	1.8				
			1.0	2.9	1.0	1.9				
	0.254	0.3	0.0	1.6	0.1	1.5	0.0039624	0.000335797	755.16	10718.35
			0.1	1.6	0.1	1.5				
			0.1	1.6	0.1	1.5				
			0.1	1.7	0.1	1.6				
			0.1	1.8	0.1	1.7				
			0.1	1.8	0.1	1.7				
	0.254	0	0.0	1.4	0.0	1.4	0.0036576	0.000309966	818.09	11611.55
			0.0	1.4	0.0	1.4				
			0.0	1.4	0.0	1.4				
			0.0	1.4	0.0	1.4				
			0.0	1.5	0.0	1.5				
			0.0	1.5	0.0	1.5				
68	0.507	0.6	0.0	4.0	0.5	3.5	0.00889	0.00075339	673.17	9654.65
			0.5	4.0	0.5	3.5				
			0.5	4.0	0.5	3.5				
			0.5	4.0	0.5	3.5				
			0.5	4.0	0.5	3.5				

ANEXO 3E

0.507	0.3	0.0	3.2	0.9	2.3	0.005842	0.000495086	1024.39	14539.68
		0.9	3.2	0.9	2.3				
		0.9	3.2	0.9	2.3				
		0.9	3.2	0.9	2.3				
		0.9	3.2	0.9	2.3				
0.507	0	0.0	3.0	0.1	2.9	0.007366	0.000624237	812.45	11531.47
		0.1	3.0	0.1	2.9				
		0.1	3.0	0.1	2.9				
		0.1	3.0	0.1	2.9				
		0.1	3.0	0.1	2.9				
86	0.641	0.6	4.9	0.2	4.7	0.008916	0.000762	841.74	11947.28
		0.2	4.8	1.6	3.2				
		1.6	4.7	1.6	3.1				
		1.6	5.0	1.6	3.4				
		1.6	5.0	1.7	3.3				
0.641	0.3	0.0	3.1	0.0	3.1	0.0080264	0.000680203	942.97	13883.98
		0.0	3.2	0.0	3.2				
		0.0	3.2	0.0	3.2				
		0.0	3.2	0.0	3.2				
		0.0	3.2	0.1	3.1				
0.641	0	0.0	3.9	0.0	3.9	0.009906	0.000639492	764.04	10844.45
		0.0	3.9	0.0	3.9				
		0.0	3.9	0.0	3.9				
		0.0	3.9	0.0	3.9				
		0.0	3.9	0.0	3.9				

GRAFICA 3E C. CHALCHUAPA - ATIQIZAYA (PROBETA 2 COMPACTADA)



Mr MAXIMO(psi) : 12,285.70

COEFICIENTES (psi) : K1 : 10,714

K2 : 3.19

K3 :

1,567.00

K4 : 266.72

ANEXO 3F

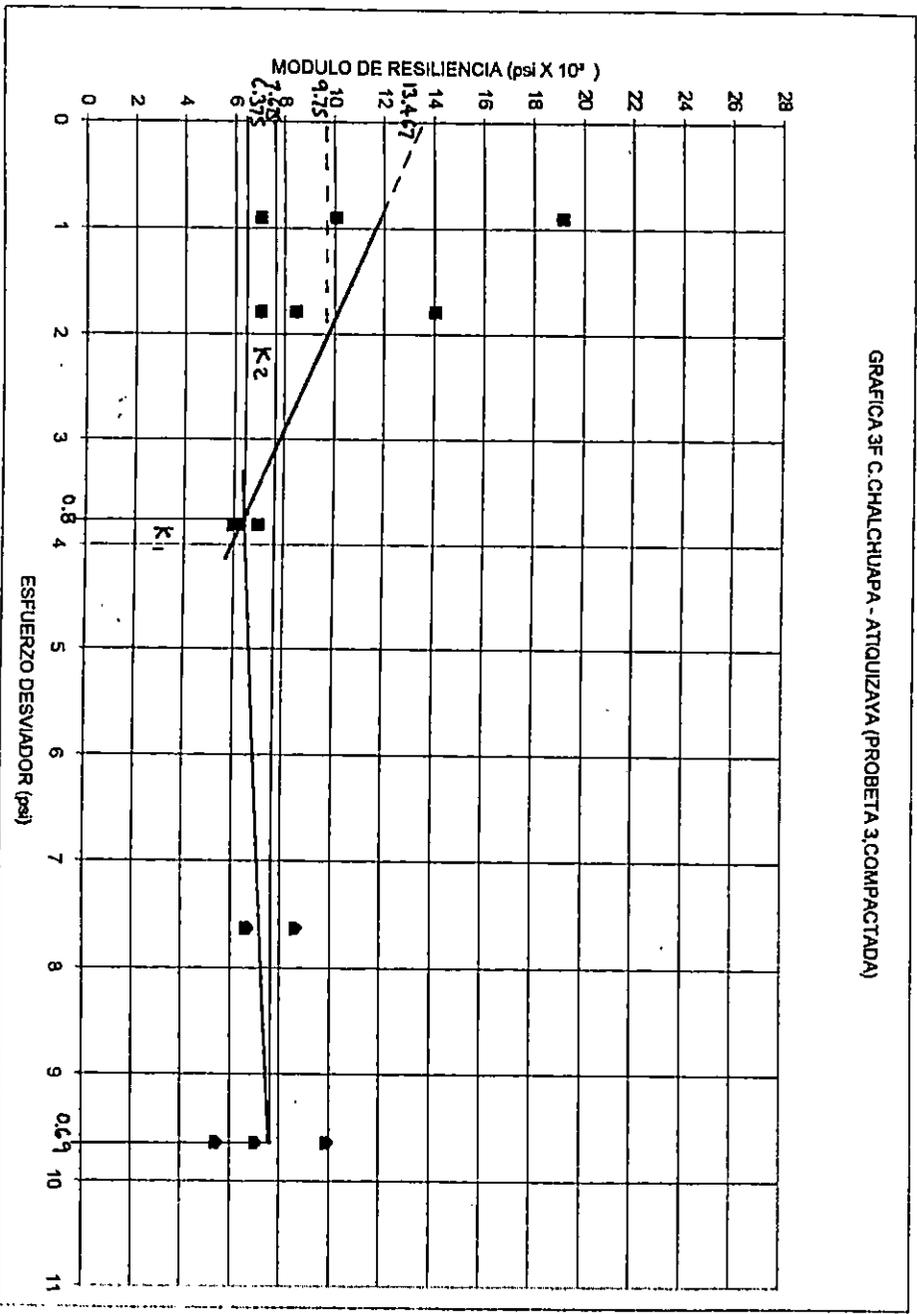
UES	FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		
	LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"		
TRABAJO DE GRADUACION: DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA			
EN SUELOS ARENO-LIMOSOS MAS COMUNES DE EL SALVADOR			

Tipo de Suelo: CL	Peso del espécimen de suelo	Fecha :08-12-99
Localización: C. CHALCHUAPA - ATQUIZAYA	Peso inicial del suelo (gr)	Método de compactación AASHTO T-180
Muestra No 1	405.3	
Gravedad Específica : 2.41	peso final del suelo (gr)	
Probeta 3	405.3	
Medidas del espécimen de Suelo (cm)	Volumen del espécimen de suelo	Constante del deformímetro 0.001 pu/lu
Superior 5.05	área inicial (cm²)	Constante del anillo de carga: 0.15625 Kg/lu
Diámetro medio 4.96	Volumen AoLo (cm³)	Contenido de agua % 21.79
abajo 4.93	Peso Volumétrico (Kg/m³)	al final de la prueba
Promedio 4.97	Peso Volum. Seco (Kg/m³)	
Longitud inicial 11.75	1458.60	

Esfuerzo desviador Lectura	Esf. Desv.	Deformación carga			Deformación descarga	Deformación recuperable	Promedios cm	Deformación unitaria(x10-3)	Modulo de (Kg/m²)	Resiliencia psi
		Esf de conf	Lect. Inicial	Lect. Final						
8	0.063	0.6	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0005588	4.68792E-05	1348.04	19133.44
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.4	0.1	0.3				
			0.1	0.4	0.1	0.3				
			0.1	0.4	0.1	0.3				
	0.063	0.3	0.0	0.4	0.0	0.4	0.0010668	8.94966E-05	706.12	10022.28
			0.0	0.4	0.0	0.4				
			0.0	0.4	0.0	0.4				
			0.0	0.4	0.0	0.4				
			0.0	0.5	0.0	0.5				
	0.063	0	0.0	1.0	0.4	0.6	0.001524	0.000127852	494.28	7015.60
			0.4	1.0	0.4	0.6				
			0.4	1.0	0.4	0.6				
			0.4	1.0	0.4	0.6				
			0.4	1.0	0.4	0.6				
16	0.126	0.6	0.9	1.5	0.9	0.6	0.001524	0.000127852	988.56	14031.19
			0.9	1.5	0.9	0.6				
			0.9	1.5	0.9	0.6				
			0.9	1.5	0.9	0.6				
			0.9	1.5	0.9	0.6				
	0.126	0.3	0.0	1.0	0.0	1.0	0.00254	0.000213087	593.14	8418.71
			0.0	1.0	0.0	1.0				
			0.0	1.0	0.0	1.0				
			0.0	1.0	0.0	1.0				
			0.0	1.0	0.0	1.0				
	0.126	0	0.0	2.0	0.8	1.2	0.003048	0.000255705	494.28	7015.60
			0.8	2.0	0.8	1.2				
			0.8	2.0	0.8	1.2				
			0.8	2.0	0.8	1.2				
			0.8	2.0	0.8	1.2				
34	0.269	0.6	0.0	2.9	0.0	2.9	0.007366	0.000617953	434.63	6168.89
			0.0	2.9	0.0	2.9				
			0.0	2.9	0.0	2.9				
			0.0	2.9	0.0	2.9				
			0.0	2.9	0.0	2.9				
	0.269	0.3	0.0	3.0	0.0	3.0	0.00762	0.000639262	420.14	5963.26
			0.0	3.0	0.0	3.0				
			0.0	3.0	0.0	3.0				
			0.0	3.0	0.0	3.0				
			0.0	3.0	0.0	3.0				
	0.269	0	0.0	4.3	1.9	2.4	0.0065024	0.000545503	492.35	6988.19
			1.9	4.5	1.9	2.8				
			1.9	4.5	1.9	2.6				
			1.9	4.5	1.9	2.6				
			1.9	4.5	1.9	2.8				
68	0.537	0.6	0.0	5.4	1.2	4.2	0.0105156	0.000882181	608.90	8642.40
			1.2	5.5	1.5	4.0				
			1.5	5.8	1.7	4.1				
			1.7	6.0	1.8	4.2				
			1.8	6.0	1.8	4.2				

0.537	0.3	0.0	6.5	0.9	5.6	0.0135128	0.001133624	473.94	6725.48
		0.9	6.1	0.9	5.2				
		0.9	6.1	1.0	5.1				
		1.0	6.5	1.1	5.4				
		1.1	6.5	1.2	5.3				
0.537	0	1.1	8.8	2.7	6.1	0.0136652	0.001146409	488.56	6650.47
		2.9	8.8	3.1	5.7				
		3.1	9.1	4.6	4.5				
		4.6	9.2	4.6	4.6				
		3.9	9.9	3.9	6.0				
86	0.679	0.6	0.0	0.0	4.1	0.0115824	0.000971678	699.15	9923.37
		0.0	4.1	0.0	4.1				
		0.0	4.6	0.0	4.6				
		0.0	4.9	0.2	4.7				
		0.2	5.0	0.2	4.8				
		0.2	5.5	0.9	4.6				
0.679	0.3	0.0	7.3	0.9	6.4	0.016256	0.001363758	498.14	7070.40
		0.9	7.4	1.0	6.4				
		1.0	7.4	1.0	6.4				
		1.0	7.4	1.0	6.4				
		1.0	7.4	1.0	6.4				
0.679	0	0.9	11.5	3.0	8.5	0.0210312	0.001764362	385.04	5465.05
		3.0	12.5	4.0	8.5				
		4.0	13.5	5.0	8.5				
		5.0	14.1	5.9	8.2				
		5.9	14.6	6.9	7.7				

GRAFICA 3F C.CHALCHUPA - ATQUIZAYA (PROBETA 3,COMPACTADA)



UES	FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "MARIO ANGEL GUZMAN URBINA" TRABAJO DE GRADUACION: DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA EN SUELOS ARENO-LIMOSOS MAS COMUNES DE EL SALVADOR
------------	---

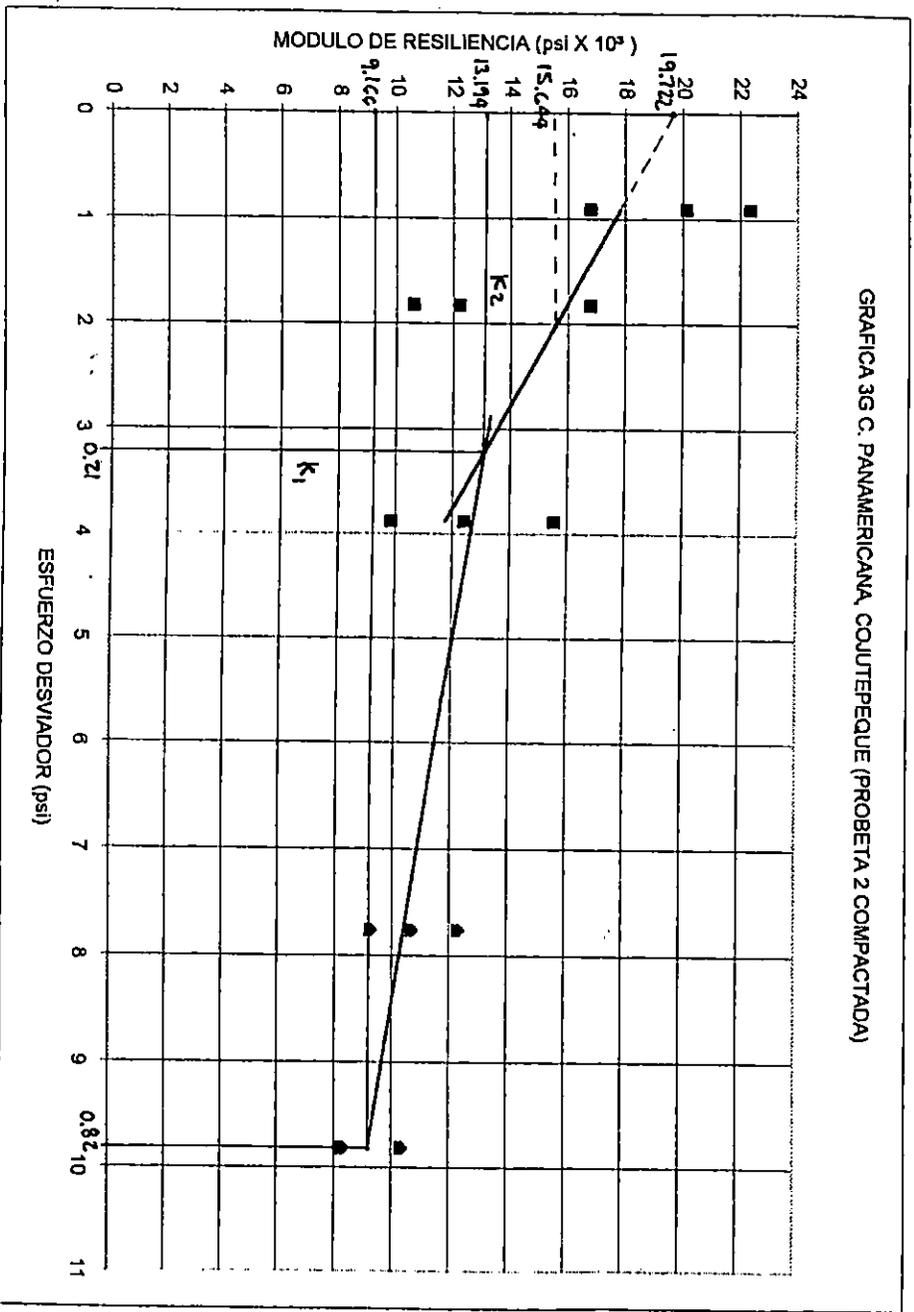
Tipo de Suelo: ML Localización: C. PANAMERICANA, COJUTEPEQUE Muestra No: 1 Gravedad Específica : 2.37 Probeta 2 Medidas del espécimen de Suelo (cm) Superior 5.01 Diámetro medio 4.93 abajo 5.10 Promedio 4.97 Longitud inicial 11.19	Peso del espécimen de suelo Peso inicial del suelo (gr) 334.8 peso final del suelo (gr) 334.8 Volumen del espécimen de suelo área inicial (cm²) 19.43 Volumen AoLo (cm³) 217.43 Peso Volumétrico (Kg/m³) 1539.83 Peso Volum. Seco (Kg/m³) 1313.18	Fecha :10-01-2000 Método de compactación AASHTO T-180 Constante del deformímetro 0.001 pu/lu Constante del anillo de carga 0.15625 Kg/lu Contenido de agua % 17.26 al final de la prueba
---	--	---

Lectura	Esf. Desv.	Deformación carga		Deformación descarga	Deformación recuperable	Promedios cm	Deformación unitaria(x10-3)	Modulo de (Kg/m²)	Resiliencia psi	
		Esf de conf	Lect. Inicial							Lect. Final
8	0.064	0.6	0.0	0.9	0.9	0.0	0.0006096	5.44772E-05	1180.90	16761.10
			0.9	1.0	0.9	0.1				
			0.9	1.0	0.9	0.1				
			0.9	1.3	0.9	0.4				
			0.9	1.5	0.9	0.6				
	0.064	0.3	0.0	0.1	0.0	0.1	0.000508	4.53977E-05	1417.08	20113.32
			0.0	0.2	0.0	0.2				
			0.0	0.2	0.0	0.2				
			0.0	0.2	0.0	0.2				
			0.0	0.3	0.0	0.3				
	0.064	0	0.0	0.2	0.1	0.1	0.0004572	4.08579E-05	1574.53	22348.14
			0.1	0.3	0.1	0.2				
			0.1	0.3	0.1	0.2				
			0.1	0.3	0.1	0.2				
			0.1	0.3	0.1	0.2				
16	0.129	0.6	0.0	0.8	0.1	0.7	0.0019304	0.000172511	745.83	10585.96
			0.1	0.9	0.1	0.8				
			0.1	0.9	0.1	0.8				
			0.1	0.9	0.2	0.7				
			0.2	0.9	0.1	0.8				
	0.129	0.3	0.0	0.5	0.1	0.4	0.0012192	0.000108954	1180.90	16761.10
			0.1	0.5	0.1	0.4				
			0.1	0.6	0.1	0.5				
			0.1	0.6	0.1	0.5				
			0.1	0.7	0.1	0.6				
	0.129	0	0.0	0.7	0.1	0.6	0.0016764	0.000149812	858.84	12189.89
			0.1	0.7	0.1	0.6				
			0.1	0.7	0.1	0.6				
			0.1	0.8	0.2	0.6				
			0.1	0.9	0.0	0.9				
34	0.273	0.6	0.0	1.1	0.0	1.1	0.002794	0.000249687	1095.02	15542.11
			0.0	1.1	0.0	1.1				
			0.0	1.1	0.0	1.1				
			0.0	1.1	0.0	1.1				
			0.0	1.1	0.0	1.1				
	0.273	0.3	0.0	1.5	0.0	1.5	0.0035052	0.000313244	872.84	12388.64
			0.0	1.5	0.1	1.4				
			0.1	1.5	0.1	1.4				
			0.1	1.5	0.2	1.3				
			0.2	1.5	0.2	1.3				
	0.273	0	0.0	1.9	0.1	1.8	0.0044196	0.00039496	692.25	9825.47
			0.1	1.9	0.1	1.8				
			0.1	1.9	0.2	1.7				
			0.2	1.9	0.2	1.7				
			0.2	1.9	0.2	1.7				
68	0.547	0.6	0.0	2.7	0.0	2.7	0.0070612	0.000631028	866.56	12299.51
			0.0	2.9	0.1	2.8				
			0.1	2.9	0.1	2.8				
			0.1	2.9	0.1	2.8				
			0.1	2.9	0.1	2.8				

ANEXO 3G

0.547	0.3	0.0	3.4	0.2	3.2	0.008128	0.000725363	752.82	10665.20
		0.2	3.4	0.2	3.2				
		0.2	3.4	0.2	3.2				
		0.2	3.4	0.2	3.2				
		0.2	3.4	0.2	3.2				
0.547	0	0.0	4.0	0.3	3.7	0.009398	0.000839857	651.09	9241.26
		0.3	4.0	0.3	3.7				
		0.3	4.0	0.3	3.7				
		0.3	4.2	0.5	3.7				
		0.5	4.2	0.5	3.7				
0.692	0.6	0.0	7.5	0.9	6.6	0.0134112	0.001198499	577.03	8190.08
		0.9	7.8	2.8	5.0				
		2.9	7.8	2.8	5.0				
		2.8	7.9	3.0	4.9				
		3.0	8.0	3.1	4.9				
0.692	0.3	0.0	5.0	0.4	4.6	0.0106172	0.000948811	728.88	10345.37
		0.4	5.0	1.0	4.0				
		1.0	5.0	1.0	4.0				
		1.0	5.2	1.1	4.1				
		1.1	5.3	1.1	4.2				
0.692	0	0.0	5.9	0.8	5.1	0.0132588	0.001184879	583.66	8284.22
		1.0	6.0	0.8	5.2				
		1.1	6.1	0.9	5.2				
		1.3	6.2	0.9	5.3				
		1.4	6.3	1.0	5.3				

GRAFICA 3G C. PANAMERICANA, COLUTEPEQUE (PROBETA 2 COMPACTADA)



Mf MAXIMO (psi): 15,644

K1 : 13,194

K2 : 3,21

K3 : 2,033,64

K4 : 609,38

UES

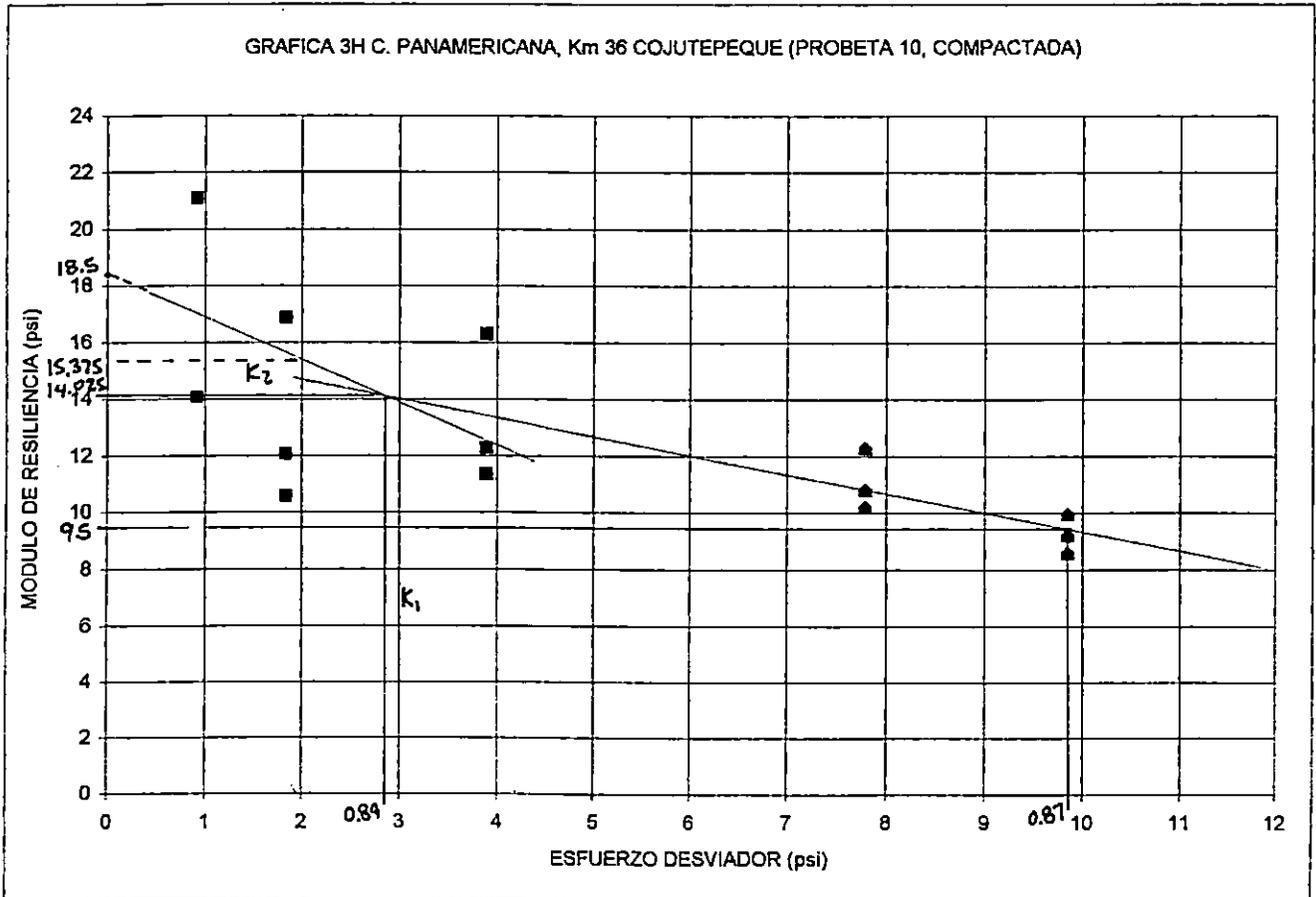
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"
 TRABAJO DE GRADUACION: DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA
 EN SUELOS ARENO-LIMOSOS MAS COMUNES DE EL SALVADOR

Tipo de Suelo: ML		Peso del espécimen de suelo		Fecha :11-01-2000	
Localización Carretera Panamericana		Peso inicial del suelo (gr)		Método de compactación AASHTO T-180	
Muestra No: 1		peso final del suelo (gr)		348.6	
Gravedad Especifica		2.37		346.6	
Probeta		10			
Medidas del espécimen de Suelo (cm)		Volumen del espécimen de suelo		Constante del deformímetro 0.001 pul/u	
Superior		4.87		Constante del anillo de carga 0.15625 Kgu	
medio		4.97		% Contenido de agua 18.5	
abajo		5.03		al final de la prueba	
Promedio		4.97			
Longitud inicial		11.7			

Esfuerzo desviador Lectura	Esf. Desv. 0.065	Esf de conf	Deformación carga		Deformación recuperable	Promedios cm	Deformación unitaria(x10-3)	Modulo de (Kg/m ²)	Resiliencia psi
			Lect. Inicial	Final					
8	0.065	0.6	0.0	0.3	0.0	0.3	6.51282E-05	990.87	14083.96
			0.0	0.3	0.0	0.3			
			0.0	0.3	0.0	0.3			
			0.0	0.3	0.0	0.3			
			0.0	0.3	0.0	0.3			
			0.0	0.3	0.0	0.3			
			0.0	0.3	0.0	0.3			
			0.0	0.3	0.0	0.3			
			0.0	0.3	0.0	0.3			
			0.0	0.3	0.0	0.3			
16	0.065	0.3	0.0	0.2	0.0	0.2	0.000508	4.34188E-05	1486.31
			0.0	0.2	0.0	0.2			
			0.0	0.2	0.0	0.2			
			0.0	0.2	0.0	0.2			
			0.0	0.2	0.0	0.2			
			0.0	0.2	0.0	0.2			
			0.0	0.2	0.0	0.2			
			0.0	0.2	0.0	0.2			
			0.0	0.2	0.0	0.2			
			0.0	0.2	0.0	0.2			
34	0.129	0.6	0.0	0.8	0.0	0.8	0.002032	0.000173675	743.16
			0.0	0.8	0.0	0.8			
			0.0	0.8	0.0	0.8			
			0.0	0.8	0.0	0.8			
			0.0	0.8	0.0	0.8			
			0.0	0.8	0.0	0.8			
			0.0	0.8	0.0	0.8			
			0.0	0.8	0.0	0.8			
			0.0	0.8	0.0	0.8			
			0.0	0.8	0.0	0.8			
68	0.274	0.6	0.0	1.1	0.0	1.1	0.002794	0.000238803	1148.51
			0.0	1.1	0.0	1.1			
			0.0	1.1	0.0	1.1			
			0.0	1.1	0.0	1.1			
			0.0	1.1	0.0	1.1			
			0.0	1.1	0.0	1.1			
			0.0	1.1	0.0	1.1			
			0.0	1.1	0.0	1.1			
			0.0	1.1	0.0	1.1			
			0.0	1.1	0.0	1.1			
88	0.549	0.6	0.0	2.5	1.0	1.5	0.0074168	0.000316857	865.32
			0.0	2.5	1.0	1.5			
			0.0	2.5	1.0	1.5			
			0.0	2.5	1.1	1.4			
			0.0	2.5	1.1	1.4			
			0.0	2.5	1.1	1.4			
			0.0	2.5	1.1	1.4			
			0.0	2.5	1.1	1.4			
			0.0	2.5	1.1	1.4			
			0.0	2.5	1.1	1.4			
108	0.873	0.6	0.0	3.9	0.9	3.0	0.0074168	0.000633915	865.32
			0.0	3.9	1.0	2.9			
			0.0	3.9	1.0	2.9			
			0.0	3.9	1.0	2.9			
			0.0	3.9	1.0	2.9			
			0.0	3.9	1.0	2.9			
			0.0	3.9	1.0	2.9			
			0.0	3.9	1.0	2.9			
			0.0	3.9	1.0	2.9			
			0.0	3.9	1.0	2.9			

ANEXO 3H

	0.549	0.3	0.0	4.0	0.5	3.5	0.0084328	0.000720752	761.06	10802.14
			0.5	4.0	0.5	3.5				
			0.5	4.0	0.8	3.2				
			0.8	4.0	0.8	3.2				
			0.8	4.0	0.8	3.2				
	0.549	0	0.0	5.3	1.9	3.4	0.0089408	0.000764171	717.82	10188.38
			1.9	5.9	2.1	3.8				
			2.1	6.0	2.5	3.5				
			2.5	6.0	2.5	3.5				
			2.5	6.1	2.7	3.4				
86	0.694	0.6	0.0	4.9	0.1	4.8	0.0115824	0.000989949	700.78	9946.55
			0.1	4.9	0.2	4.7				
			0.2	4.9	0.4	4.5				
			0.4	4.9	0.4	4.5				
			0.4	4.9	0.6	4.3				
	0.694	0.3	0.0	5.9	1.0	4.9	0.0124968	0.001068103	649.51	9218.76
			1.0	6.5	1.8	4.7				
			1.8	6.6	2.0	4.6				
			2.0	7.0	2.0	5.0				
			2.0	7.5	2.1	5.4				
	0.694	0	0.0	9.2	4.1	5.1	0.0134112	0.001146256	605.22	8590.20
			4.1	9.9	4.5	5.4				
			4.5	10.3	5.1	5.2				
			5.1	10.5	5.3	5.2				
			5.3	11.0	5.5	5.5				



Mr MAXIMO (psi): 15,375

COEFICIENTES (psi): K1 : 14,250

K2 : 2.84

K3 : 1,517.86

K4 : 675.67

ANEXO 3I

UES FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"
 TRABAJO DE GRADUACION: DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA
 EN SUELOS ARENO-LIMOSOS MAS COMUNES DE EL SALVADOR

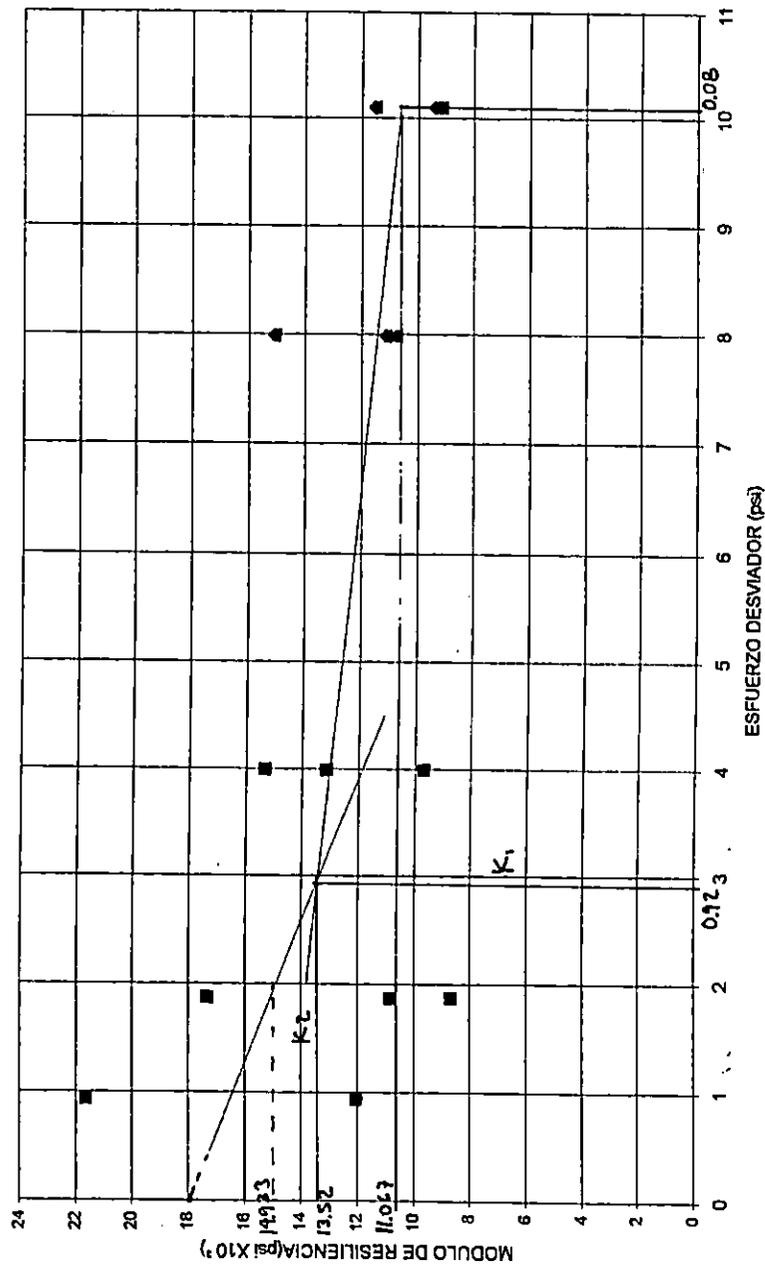
Tipo de Suelo: ML	Peso del espécimen de suelo	Fecha :10-01-2000
Localización: C. PANAMERICANA, COJUTEPEQUE	Peso inicial del suelo (gr) 337.3	Método de compactación: AASHTO T-180
Muestra No: 1	peso final del suelo (gr) 337.3	
Gravedad Específica 2.37		
Probeta 11	Volumen del espécimen de suelo	Constante del deformímetro: 0.001pulg/u
Medidas del espécimen de Suelo (cm)	área inicial (cm²) 18.883	Constante del anillo de carga: 0.15625 Kg/u
Superior 5.04	Volumen AoLo (cm³) 220.932	Contenido de agua 17.9
Diámetro medio 4.86	Peso Volumétrico (Kg/m³) 1526.71	al final de la prueba
abajo 4.94	Peso Volum. Seco (Kg/m³) 1294.92	
Promedio 4.90		
Longitud inicial 11.7		

Esfuerzo desviador	Deformación carga				Deformación descarga	Deformación recuperable	Promedios cm	Deformación unitaria(x10 ⁻³)	Modulo de (Kg/m²)	Resiliencia psi
	Lectura	Esf. Desv.	Esf de conf	Lect. Inicial Lect. Final						
8	0.066	0.6	0.0	0.2	0.0	0.2	0.000508	4.3419E-05	1524.61	21639.59
			0.0	0.2	0.0	0.2				
			0.0	0.2	0.0	0.2				
			0.0	0.2	0.0	0.2				
	0.066	0.3	0.0	0.2	0.0	0.2	0.000508	4.3419E-05	1524.61	21639.59
			0.0	0.2	0.0	0.2				
			0.0	0.2	0.0	0.2				
	0.066	0	0.0	0.4	0.2	0.2	0.0009144	7.8154E-05	847.01	12021.99
			0.2	0.8	0.4	0.4				
			0.4	0.8	0.4	0.4				
			0.4	0.9	0.5	0.4				
			0.5	0.9	0.5	0.4				
16	0.132	0.6	0.0	0.5	0.0	0.5	0.00127	0.00010855	1219.69	17311.67
			0.0	0.5	0.0	0.5				
			0.0	0.5	0.0	0.5				
			0.0	0.5	0.0	0.5				
	0.132	0.3	0.0	0.8	0.0	0.8	0.002032	0.00017368	762.31	10819.79
			0.0	0.8	0.0	0.8				
			0.0	0.8	0.0	0.8				
			0.0	0.8	0.0	0.8				
	0.132	0	0.0	1.0	0.0	1.0	0.00254	0.00021709	609.84	8655.83
			0.0	1.0	0.0	1.0				
			0.0	1.0	0.0	1.0				
			0.0	1.0	0.0	1.0				
34	0.281	0.6	0.0	1.2	0.0	1.2	0.003048	0.00026051	1079.93	15328.04
			0.0	1.2	0.0	1.2				
			0.0	1.2	0.0	1.2				
			0.0	1.2	0.0	1.2				
	0.281	0.3	0.0	1.4	0.0	1.4	0.003556	0.00030393	925.66	13138.32
			0.0	1.4	0.0	1.4				
			0.0	1.4	0.0	1.4				
			0.0	1.4	0.0	1.4				
	0.281	0	0.0	2.9	1.0	1.9	0.004826	0.00041248	682.06	9880.87
			1.0	2.9	1.0	1.9				
			1.0	2.9	1.0	1.9				
			1.0	3.0	1.1	1.9				
			1.1	3.0	1.1	1.9				
68	0.563	0.6	0.0	3.0	0.7	2.3	0.0061976	0.00052971	1062.23	15076.76
			0.7	3.2	0.8	2.4				
			0.8	3.3	0.8	2.5				
			0.8	3.4	0.9	2.5				
			0.9	3.4	0.9	2.5				

ANEXO 3I

0.563	0.3	0.0	3.8	0.5	3.3	0.008382	0.00071641	785.41	11147.67
		0.5	3.9	0.6	3.3				
		0.6	4.0	0.7	3.3				
		0.7	4.1	0.8	3.3				
		0.8	4.2	0.9	3.3				
0.563	0	0.0	6.2	2.4	3.8	0.0086868	0.00074246	757.85	10756.52
		2.4	6.2	3.0	3.2				
		3.0	6.5	3.2	3.3				
		3.2	6.9	3.4	3.5				
		3.4	7.0	3.7	3.3				
86	0.712	0.0	5.2	1.2	4.0	0.0102616	0.00087706	811.37	11516.12
		1.2	5.5	1.5	4.0				
		1.5	5.8	1.8	4.0				
		1.8	5.9	1.8	4.1				
		1.8	6.0	1.9	4.1				
0.712	0.3	0.0	6.9	2.0	4.9	0.0125984	0.00107679	660.87	9380.06
		2.0	7.2	2.2	5.0				
		2.2	7.6	2.6	5.0				
		2.6	7.8	2.9	4.9				
		2.9	8.0	3.0	5.0				
0.712	0	0.0	10.2	5.0	5.2	0.0129032	0.00110284	645.26	9158.49
		5.5	12.0	7.0	5.0				
		7.0	12.0	7.2	4.8				
		7.2	13.0	7.8	5.2				
		7.8	13.2	8.0	5.2				

GRAFICA 3I C. PANAMERICANA, COJUTEPEQUE (PROBETA 11, COMPACTADA)



Mr MAXIMO (psi): 14,933
 COEFICIENTES (psi): K1 : 13,520

K2 : 2.92

K3 : 1,534.00

K4 : 342.60

UES

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"
 TRABAJO DE GRADUACION: DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA
 EN SUELOS ARENO-LIMOSOS MAS COMUNES DE EL SALVADOR

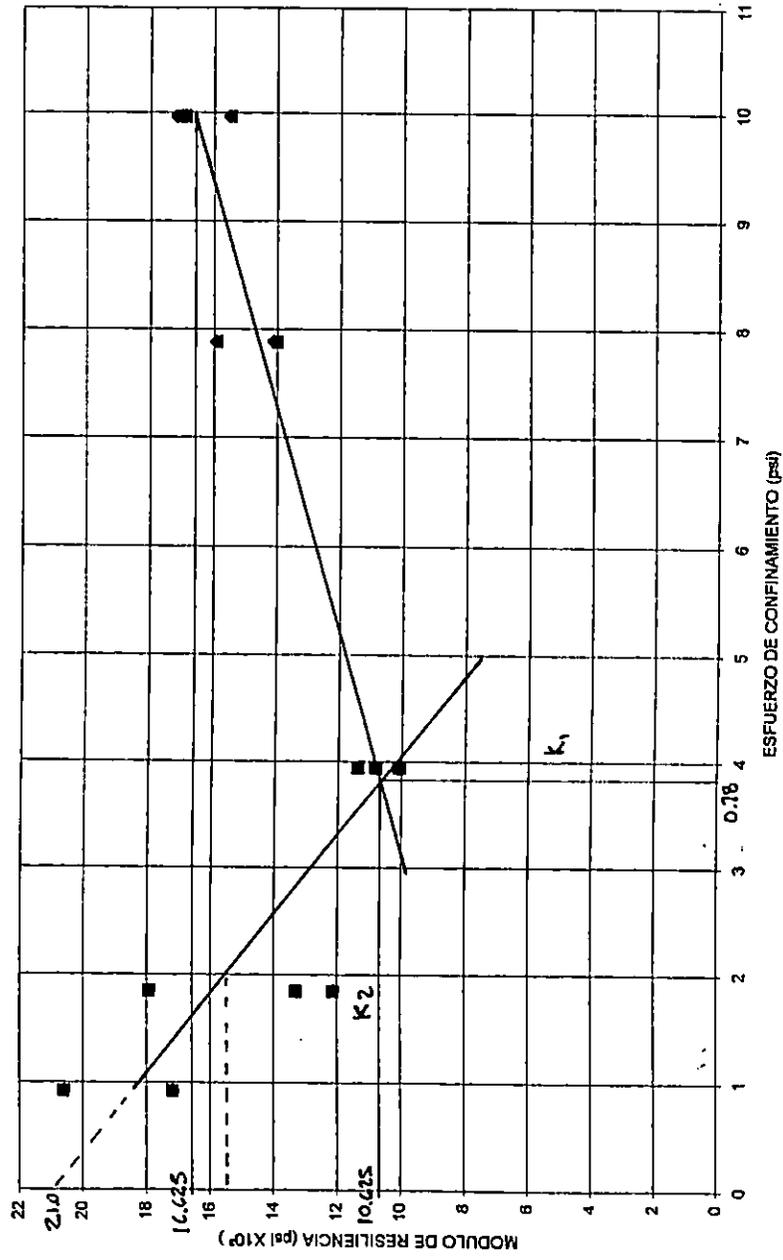
Tipo de Suelo: CL	Peso del espécimen de suelo	Fecha :13-12-99
Localización: C. CHALCHUAPA-ATIZIQUAYA	Peso inicial del suelo (gr)	Método de compactación AASHTO T-180
Muestra No: 1	Peso final del suelo (gr)	
Gravedad Especifica : 2.41		
Probeta No 11	Volumen del espécimen de suelo	Constante del deformímetro 0.001 pul/Ju
Medidas del espécimen de Suelo (cm)	Area inicial (cm ²)	Constante del anillo de carga 0.15625 Kg/Ju
Superior 5.00	Volumen AoLo (cm ³)	Contenido de agua %
medio 4.93	Peso Volumétrico (Kg/m ³)	al final de la prueba 28.8
abajo 4.92	Peso Vol. Seco (Kg/m ³)	
Promedio 4.94		
Longitud inicial 11.29		

Esfuerzo desviador Lectura	Esf. Desv.	Deformación carga		Deformación recuperable	Promedios cm	Deformación unitaria(x10-3)	Modulo de (Kg/m ²)	Resiliencia psi
		Esf de conf	Lect. Final					
8	0.065	0.8	10.0	9.8	0.0006096	5.39947E-05	1209.53	17167.48
		9.8	10.0	9.8	0.2			
		9.8	10.0	9.8	0.2			
		9.8	10.0	9.8	0.2			
		9.8	10.1	9.8	0.3			
		9.8	10.1	9.8	0.3			
		9.8	10.0	9.8	0.2			
		9.8	10.0	9.8	0.2			
		9.8	10.0	9.8	0.2			
		9.8	10.0	9.8	0.2			
16	0.131	0.6	10.0	9.8	0.000508	4.49956E-05	1451.44	20600.98
		9.7	10.0	9.8	0.2			
		9.8	10.0	9.8	0.2			
		9.8	10.0	9.8	0.2			
		9.8	10.0	9.8	0.2			
		9.8	10.0	9.8	0.2			
		9.8	10.0	9.8	0.2			
		9.8	10.0	9.8	0.2			
		9.8	10.0	9.8	0.2			
		9.8	10.0	9.8	0.2			
34	0.278	0.6	11.0	9.5	0.0015748	0.000139486	936.41	13290.95
		9.5	10.2	9.5	0.5			
		9.5	10.2	9.5	0.7			
		9.5	10.2	9.5	0.7			
		9.5	10.2	9.5	0.7			
		9.5	10.2	9.5	0.7			
		9.5	10.3	9.5	0.8			
		9.5	10.3	9.5	0.8			
		9.5	10.2	9.8	0.4			
		9.8	10.2	9.5	0.7			
68	0.555	0.6	12.0	9.5	0.0044196	0.000391461	709.04	10063.70
		9.1	11.0	9.2	1.8			
		9.2	11.0	9.1	1.9			
		9.1	11.0	9.3	1.7			
		9.3	11.1	9.5	1.6			
		9.5	11.2	9.5	1.7			
		9.5	11.2	9.5	1.7			
		9.5	11.2	9.5	1.7			
		9.5	11.1	9.5	1.6			
		9.5	11.1	9.5	1.6			
	0.278	0.3	11.2	9.5	0.0041148	0.000364464	761.56	10809.15
		9.5	11.1	9.5	1.6			
		9.5	11.1	9.5	1.6			
		9.5	11.1	9.5	1.6			
		9.5	11.1	9.5	1.6			
		9.5	11.1	9.5	1.6			
		9.5	11.1	9.5	1.6			
		9.5	11.1	9.5	1.6			
		9.5	11.1	9.5	1.6			
		9.5	11.1	9.5	1.6			
	0.278	0	11.1	9.5	0.0039116	0.000346466	801.12	11370.67
		9.5	11.1	9.5	1.6			
		9.5	11.1	9.5	1.6			
		9.5	11.1	9.5	1.6			
		9.5	11.1	9.5	1.6			
		9.5	11.1	9.5	1.6			
		9.5	11.1	9.5	1.6			
		9.5	11.1	9.5	1.6			
		9.5	11.1	9.5	1.6			
		9.5	11.1	9.5	1.6			
	0.555	0.6	12.0	9.5	0.00635	0.000562445	986.98	14008.66
		9.5	12.0	9.5	2.5			
		9.5	12.0	9.5	2.5			
		9.5	12.0	9.5	2.5			
		9.5	12.0	9.5	2.5			
		9.5	12.0	9.5	2.5			
		9.5	12.0	9.5	2.5			
		9.5	12.0	9.5	2.5			
		9.5	12.0	9.5	2.5			
		9.5	12.0	9.5	2.5			

ANEXO 3J

	0.555	0.3	9.5	12.0	9.8	2.2	0.005586	0.000494951	1121.57	15918.94
			9.8	12.0	9.8	2.2				
			9.8	12.0	9.8	2.2				
			9.8	12.0	9.8	2.2				
			9.8	12.0	9.8	2.2				
	0.555	0	9.8	12.0	9.5	2.5	0.0062992	0.000557945	994.94	14121.64
			9.5	12.0	9.5	2.5				
			9.5	12.0	9.4	2.6				
			9.4	12.0	9.6	2.4				
			9.6	12.0	9.6	2.4				
86	0.702	0.6	0.0	11.8	8.9	2.9	0.0072644	0.000643437	1091.12	15486.75
			8.9	11.8	9.0	2.8				
			9.0	11.9	9.0	2.9				
			9.0	11.9	9.0	2.9				
			9.0	11.9	9.1	2.8				
	0.702	0.3	9.1	12.0	9.5	2.5	0.0065532	0.000580443	1209.53	17167.48
			9.5	12.1	9.5	2.6				
			9.5	12.1	9.5	2.6				
			9.5	12.1	9.5	2.6				
			9.5	12.1	9.5	2.6				
	0.702	0	9.5	12.1	9.5	2.6	0.0066548	0.000689442	1191.07	16905.38
			9.5	12.1	9.5	2.6				
			9.5	12.1	9.5	2.6				
			9.5	12.2	9.5	2.7				
			9.5	12.1	9.5	2.6				

GRAFICA 3J C.CHALCHUAPA-ATIQUIZAYA (PROBETA 1I, INALTERADA)



Mr MAXIMO (psi): 15,500

COEFICIENTES (psi):

K1 : 10,625

K2 : 3.78

K3 : 2,744

K4 : 964.63

UES

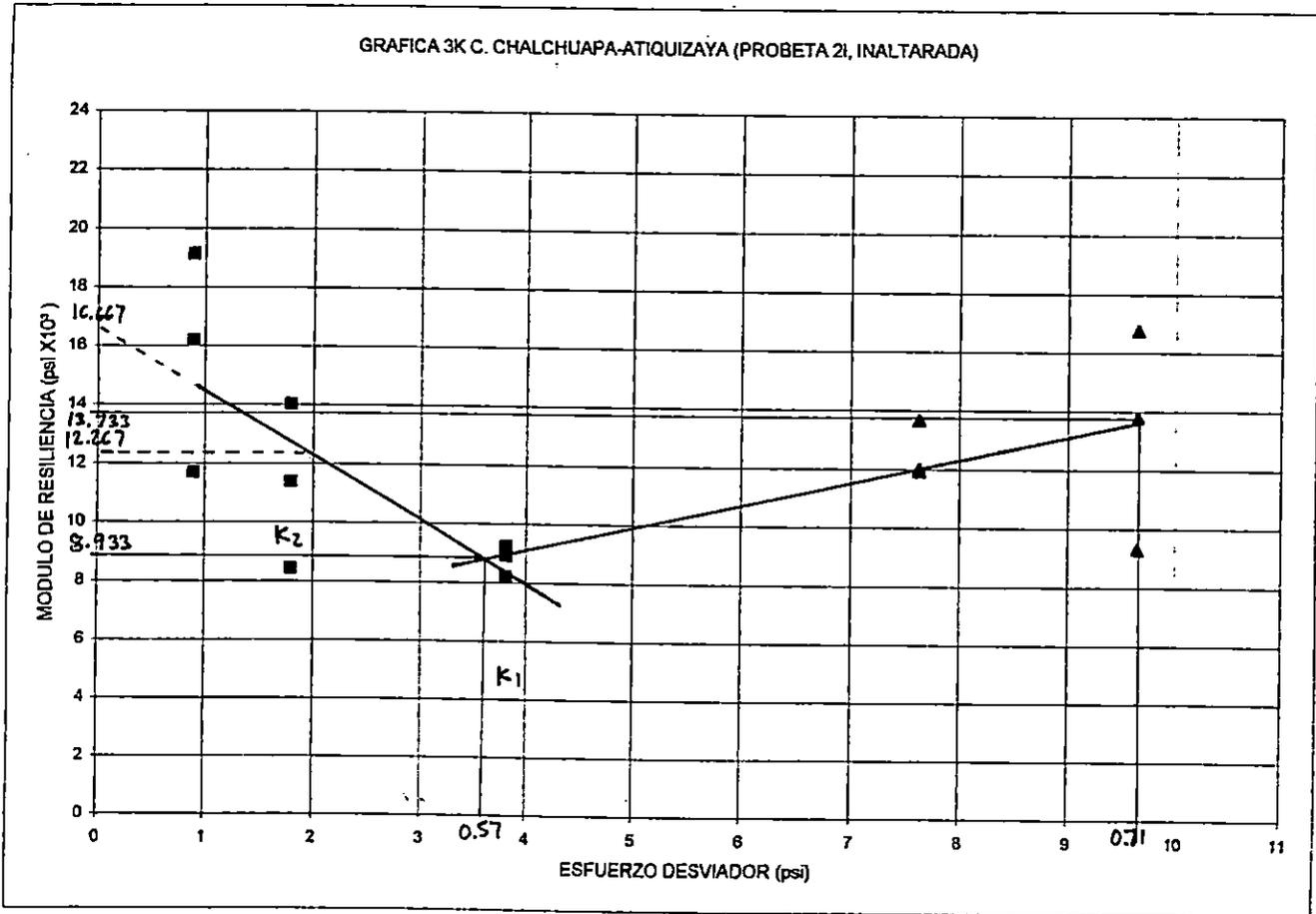
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"
 TRABAJO DE GRADUACION: DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA
 EN SUELOS ARENO-LIMOSOS MAS COMUNES DE EL SALVADOR

Tipo de Suelo: CL		Peso del espécimen de suelo		Fecha :12-12-99	
Localización: C. CHALCHUAPA-ATQUIZAYA		Peso inicial del suelo (gr)		Método de compactación AASHTO T-180	
Muestra No: 1		Peso final del suelo (gr)		412	
Gravedad Especifica : 2.41		Volumen del espécimen de suelo		412	
Probeta No		Area inicial (cm ²)		19.78	Constante del deformímetro 0.001 pul/u
Medidas del espécimen de Suelo (cm)		Volumen AoLo (cm ³)		235.70	Constante del anillo de carga 0.15625 Kg/u
Superior 4.97		Peso Volumétrico (Kg/m ³)		1747.97	Contenido de agua % 34.9
medio 5.04		Peso Volum. Seco (Kg/m ³)		1295.75	al final de la prueba
abajo 4.97					
Promedio 5.02					
Longitud Inicial 11.92					

Esfuerzo desviador Lectura	Esf. Desv. Esf	Deformación carga		Deformación descarga	Deformación recuperable	Promedios cm	Deformación unitaria(x10-3)	Modulo de (Kg/m ²)	Resiliencia psi	
		Lect. Inicial	Lect. Final							
8	0.063	0.6	11.5	12.2	11.9	0.3	0.0005588	4.66923E-05	1347.67	19128.09
			11.9	12.2	11.9	0.3				
			11.9	12.0	11.9	0.1				
			11.9	12.1	11.9	0.2				
			11.9	12.1	11.9	0.2				
8	0.063	0.3	11.5	11.8	11.7	0.1	0.0006604	5.54269E-05	1140.17	16183.04
			11.7	11.8	11.8	0.0				
			11.8	12.0	11.7	0.3				
			11.5	12.0	11.6	0.4				
			11.5	12.0	11.5	0.5				
8	0.063	0	11.5	12.0	11.6	0.4	0.0009144	7.67436E-05	823.46	11687.75
			11.5	12.0	11.6	0.4				
			11.5	12.0	11.6	0.4				
			11.5	11.9	11.6	0.3				
			11.5	11.9	11.6	0.3				
16	0.126	0.6	12.5	13.5	12.5	1.0	0.00254	0.000213177	592.89	8415.18
			12.5	13.5	12.5	1.0				
			12.5	13.5	12.5	1.0				
			12.5	13.5	12.5	1.0				
			12.5	13.5	12.5	1.0				
16	0.126	0.3	12.5	13.2	12.5	0.7	0.0018796	0.000157751	801.20	11371.87
			12.5	13.2	12.5	0.7				
			12.5	13.2	12.5	0.7				
			12.5	13.3	12.5	0.8				
			12.5	13.3	12.5	0.8				
16	0.126	0	12.5	13.1	12.5	0.6	0.001524	0.000127906	988.15	14025.30
			12.5	13.1	12.5	0.6				
			12.5	13.1	12.5	0.6				
			12.5	13.1	12.5	0.6				
			12.5	13.1	12.5	0.6				
34	0.269	0.6	12.0	14.5	12.0	2.5	0.0055372	0.000464725	577.93	8202.87
			12.0	14.1	12.0	2.1				
			12.0	14.1	12.0	2.1				
			12.0	14.1	12.0	2.1				
			12.0	14.1	12.0	2.1				
34	0.269	0.3	12.5	14.2	12.5	1.7	0.0049276	0.000413563	649.43	9217.66
			12.5	14.5	12.5	2.0				
			12.5	14.5	12.5	2.0				
			12.5	14.5	12.5	2.0				
			12.5	14.5	12.5	2.0				
34	0.269	0	12.5	14.5	12.5	2.0	0.00508	0.000426353	629.95	8941.13
			12.5	14.5	12.5	2.0				
			12.5	14.5	12.5	2.0				
			12.5	14.5	12.5	2.0				
			12.5	14.5	12.5	2.0				
68	0.537	0.6	11.5	13.5	11.5	2.0	0.0066548	0.000556523	961.75	13650.58
			11.5	14.1	12.0	2.1				
			12.0	15.0	12.0	3.0				
			12.0	15.0	12.0	3.0				
			12.0	15.0	12.0	3.0				

ANEXO 3K

68	0.537	0.3	12.0	15.0	12.0	3.0	0.0075692	0.000835266	845.56	12001.52
			12.0	15.0	12.1	2.9				
			12.1	15.0	12.1	2.9				
			12.1	15.0	12.0	3.0				
			12.0	15.1	12.0	3.1				
68	0.537	0	12.0	15.0	12.0	3.0	0.00782	0.00063953	839.93	11921.51
			12.0	15.0	12.0	3.0				
			12.0	15.0	12.0	3.0				
			12.0	15.0	12.0	3.0				
			12.0	15.0	12.0	3.0				
86	0.679	0.6	0.0	17.0	12.0	5.0	0.0123444	0.001036039	655.72	9306.92
			12.0	17.2	12.5	4.7				
			12.5	17.2	12.5	4.7				
			12.5	17.3	12.5	4.8				
			12.5	17.3	12.2	5.1				
86	0.679	0.3	0.5	11.5	8.5	3.0	0.006858	0.000575577	1180.29	16752.45
			8.5	11.9	9.5	2.4				
			9.5	12.2	9.5	2.7				
			9.5	12.9	10.5	2.4				
			10.5	13.5	10.5	3.0				
86	0.679	0	10.5	14.0	11.2	2.8	0.0083312	0.000899219	971.58	13790.12
			11.2	14.5	11.5	3.0				
			11.5	14.9	11.2	3.7				
			11.2	14.9	11.5	3.4				
			11.5	15.0	11.5	3.5				



Mr MAXIMO (psi): 12,267

COEFICIENTES (psi): K1: 8,933 K2: 3.57 K3: 2,166 K4: 781.76

ANEXO 3L

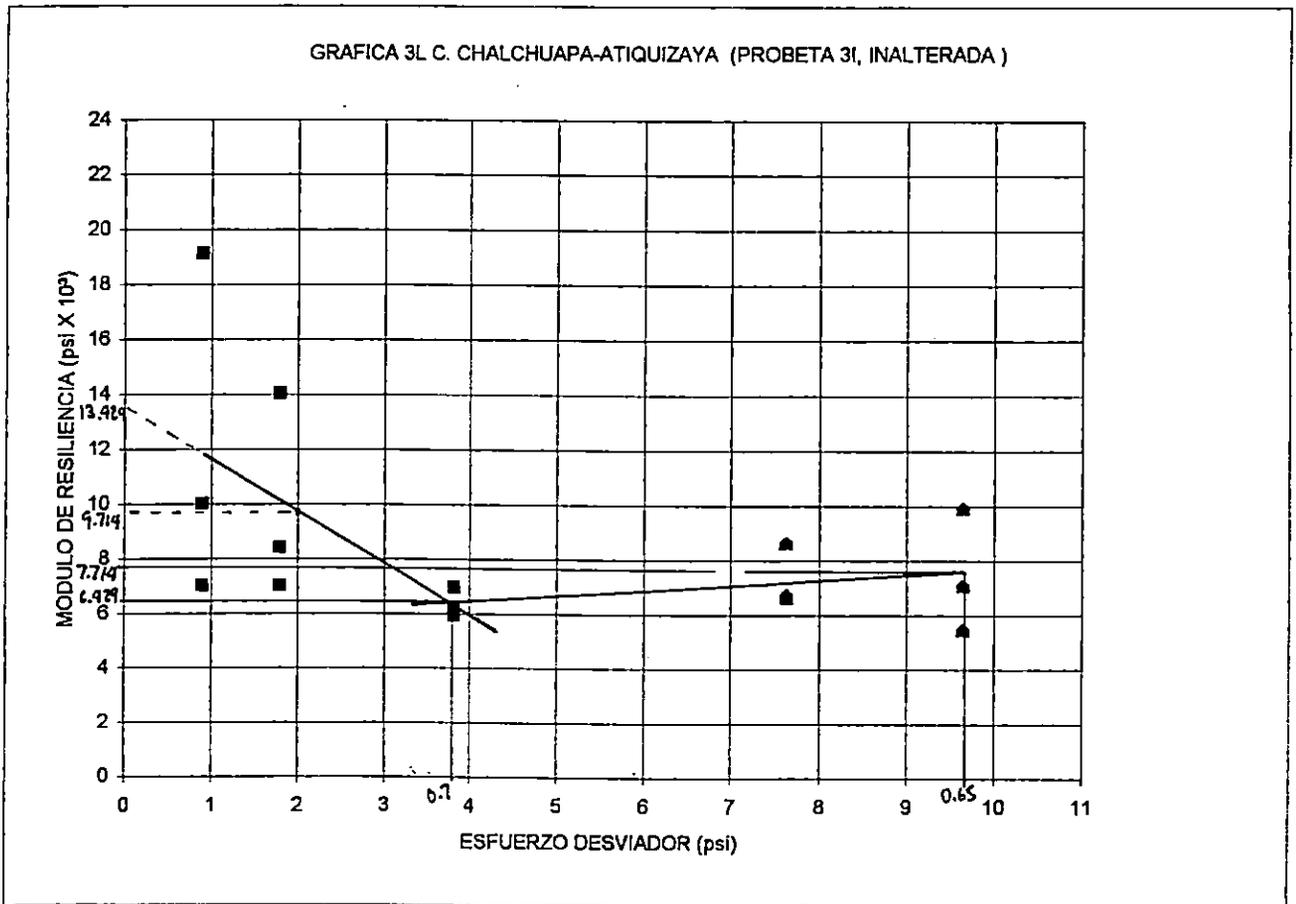
UES	FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "MARIO ANGEL GUZMAN URBINA" TRABAJO DE GRADUACION: DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA EN SUELOS ARENO-LIMOSOS MAS COMUNES DE EL SALVADOR		

Tipo de Suelo: CL	Peso del espécimen de suelo	Fecha :13-12-99
Localización: C. CHALCHUAPA - ATIQUIZAYA	Peso inicial del suelo (gr) 409	Método de compactación AASHTO T-180
Muestra No: 1	Peso final del suelo (gr) 409	
Gravedad Específica : 2.41		
Probeta No 3l	Volumen del espécimen de suelo	Constante del deformímetro 0.001 pu/u
Medidas del espécimen de Suelo (cm)	área inicial (cm²) 19.78	Constante del anillo de carga 0.15625 Kg/u
Superior 4.97	Volumen AoLo (cm³) 235.67	Contenido de agua % 33.75
Diámetro medio 5.04	Peso Volumétrico (Kg/m³) 1735.48	al final de la prueba
abajo 4.97	Peso Volum. Seco (Kg/m³) 1297.56	
Promedio 5.02		
Longitud inicial 11.92		

Esfuerzo desviador Lectura	Esf. Desv.	Deformación carga			Deformación descarga	Deformación recuperable	Promedios cm	Deformación unitaria(x10-3)	Modulo de (Kg/m²)	Resiliencia psi
		Esf de conf	Lect. Inicial	Lect. Final						
8	0.063	0.6	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0005588	4.68792E-05	1348.04	19133.44
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.4	0.1	0.3				
			0.1	0.4	0.1	0.3				
			0.1	0.4	0.1	0.3				
	0.063	0.3	0.0	0.4	0.0	0.4	0.0010668	8.94966E-05	706.12	10022.28
			0.0	0.4	0.0	0.4				
			0.0	0.4	0.0	0.4				
			0.0	0.4	0.0	0.4				
			0.0	0.5	0.0	0.5				
	0.063	0	0.0	1.0	0.4	0.6	0.001524	0.000127852	494.28	7015.60
			0.4	1.0	0.4	0.6				
			0.4	1.0	0.4	0.6				
			0.4	1.0	0.4	0.6				
			0.4	1.0	0.4	0.6				
16	0.126	0.6	0.9	1.5	0.9	0.6	0.001524	0.000127852	988.56	14031.19
			0.9	1.5	0.9	0.6				
			0.9	1.5	0.9	0.6				
			0.9	1.5	0.9	0.6				
			0.9	1.5	0.9	0.6				
	0.126	0.3	0.0	1.0	0.0	1.0	0.00254	0.000213087	593.14	8418.71
			0.0	1.0	0.0	1.0				
			0.0	1.0	0.0	1.0				
			0.0	1.0	0.0	1.0				
			0.0	1.0	0.0	1.0				
	0.126	0	0.0	2.0	0.8	1.2	0.003048	0.000255705	494.28	7015.60
			0.8	2.0	0.8	1.2				
			0.8	2.0	0.8	1.2				
			0.8	2.0	0.8	1.2				
			0.8	2.0	0.8	1.2				
34	0.269	0.6	0.0	2.9	0.0	2.9	0.007366	0.000617953	434.63	6168.89
			0.0	2.9	0.0	2.9				
			0.0	2.9	0.0	2.9				
			0.0	2.9	0.0	2.9				
			0.0	2.9	0.0	2.9				
	0.269	0.3	0.0	3.0	0.0	3.0	0.00762	0.000639262	420.14	5963.26
			0.0	3.0	0.0	3.0				
			0.0	3.0	0.0	3.0				
			0.0	3.0	0.0	3.0				
			0.0	3.0	0.0	3.0				
	0.269	0	0.0	4.3	1.9	2.4	0.0065024	0.000545503	492.35	6988.19
			1.9	4.5	1.9	2.6				
			1.9	4.5	1.9	2.6				
			1.9	4.5	1.9	2.6				
			1.9	4.5	1.9	2.6				
68	0.537	0.6	0.0	5.4	1.2	4.2	0.0105156	0.000882181	608.90	8642.40
			1.2	5.5	1.5	4.0				
			1.5	5.8	1.7	4.1				
			1.7	6.0	1.8	4.2				
			1.8	6.0	1.8	4.2				

ANEXO 3L

	0.537	0.3	0.0	6.5	0.9	5.6	0.0135128	0.001133624	473.84	6725.48
			0.9	6.1	0.9	5.2				
			0.9	6.1	1.0	5.1				
			1.0	6.5	1.1	5.4				
			1.1	6.5	1.2	5.3				
	0.537	0	1.1	8.8	2.7	6.1	0.0136652	0.001146409	468.56	6650.47
			2.9	8.8	3.1	5.7				
			3.1	9.1	4.6	4.5				
			4.6	9.2	4.6	4.6				
			3.9	9.9	3.9	6.0				
86	0.679	0.6	0.0	4.1	0.0	4.1	0.0115824	0.000971678	699.15	9923.37
			0.0	4.6	0.0	4.6				
			0.0	4.9	0.2	4.7				
			0.2	5.0	0.2	4.8				
			0.2	5.5	0.9	4.6				
	0.679	0.3	0.0	7.3	0.9	6.4	0.016256	0.001363758	498.14	7070.40
			0.9	7.4	1.0	6.4				
			1.0	7.4	1.0	6.4				
			1.0	7.4	1.0	6.4				
			1.0	7.4	1.0	6.4				
	0.679	0	0.9	11.5	3.0	8.5	0.0210312	0.001764362	385.04	5465.05
			3.0	12.5	4.0	8.5				
			4.0	13.5	5.0	8.5				
			5.0	14.1	5.9	8.2				
			5.9	14.6	6.9	7.7				



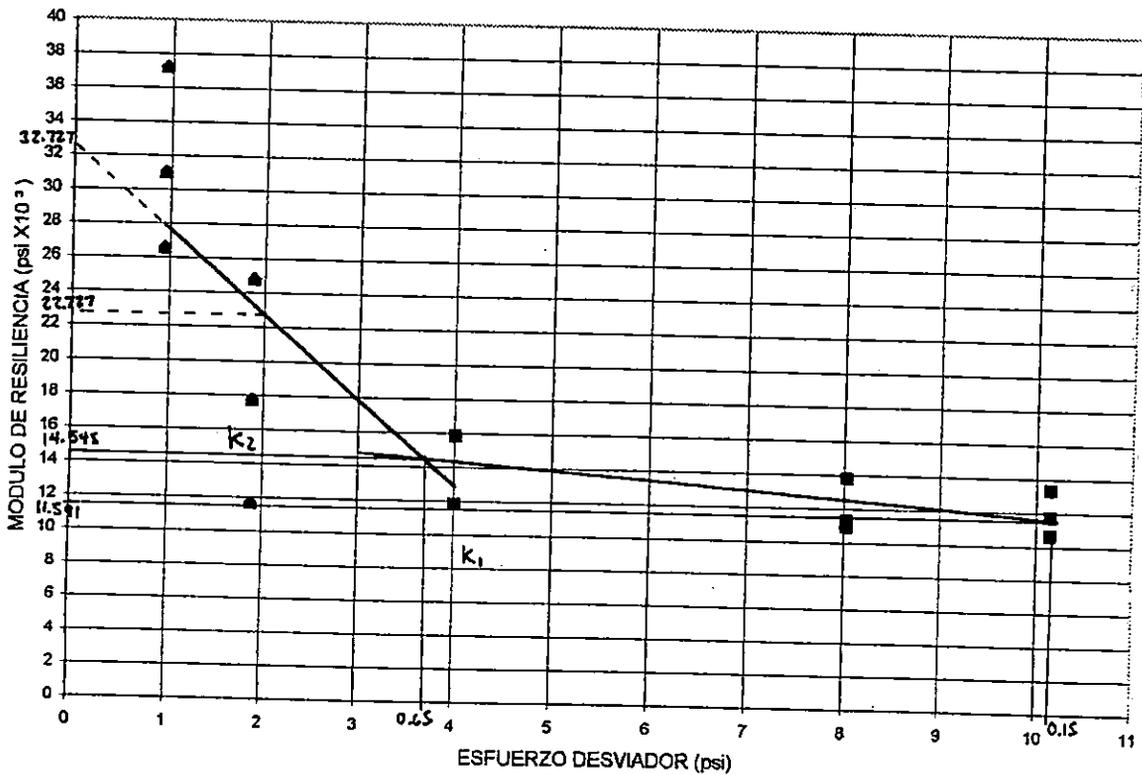
Mr MAXIMO (psi) : 9,714

COEFICIENTES (psi): K1 : 6,429 K2 : 3.70 K3 : 1,892 K4 : 215.96

ANEXO 3M

	0.565	0.3	0.0	2.9	0.1	2.8	0.007112	0.00071049	795.87	11296.24
			0.1	2.9	0.1	2.8				
			0.1	2.9	0.1	2.8				
			0.1	2.9	0.1	2.8				
	0.565	0	0.0	2.9	0.0	2.9	0.007366	0.000735864	768.43	10906.72
			0.0	2.9	0.0	2.9				
			0.0	2.9	0.0	2.9				
			0.0	2.9	0.0	2.9				
86	0.715	0.6	0.0	3.0	0.0	3.0	0.00762	0.000761239	939.44	13334.00
			0.0	3.0	0.0	3.0				
			0.0	3.0	0.1	2.9				
			0.1	3.1	0.1	3.0				
			0.1	3.2	0.1	3.1				
	0.715	0.3	0.0	3.5	0.1	3.4	0.0086868	0.000867812	824.07	11696.49
			0.1	3.5	0.1	3.4				
			0.1	3.6	0.2	3.4				
			0.2	3.6	0.2	3.4				
			0.2	3.7	0.2	3.5				
	0.715	0	0.0	4.0	0.2	3.8	0.0095504	0.000954086	749.56	10638.83
			0.2	4.0	0.2	3.8				
			0.3	4.0	0.3	3.7				
			0.3	4.0	0.3	3.7				
			0.3	4.1	0.3	3.8				

GRAFICA 3M C. PANAMERICANA, COJUTEPEQUE (PROBETA 1 I, INALTERADA)



Mr MAXIMO (psi): 22,727

COEFICIENTES (psi):

K1: 14,545

K2: 3.65

K3: 4,981

K4: 454.46

ANEXO 3M

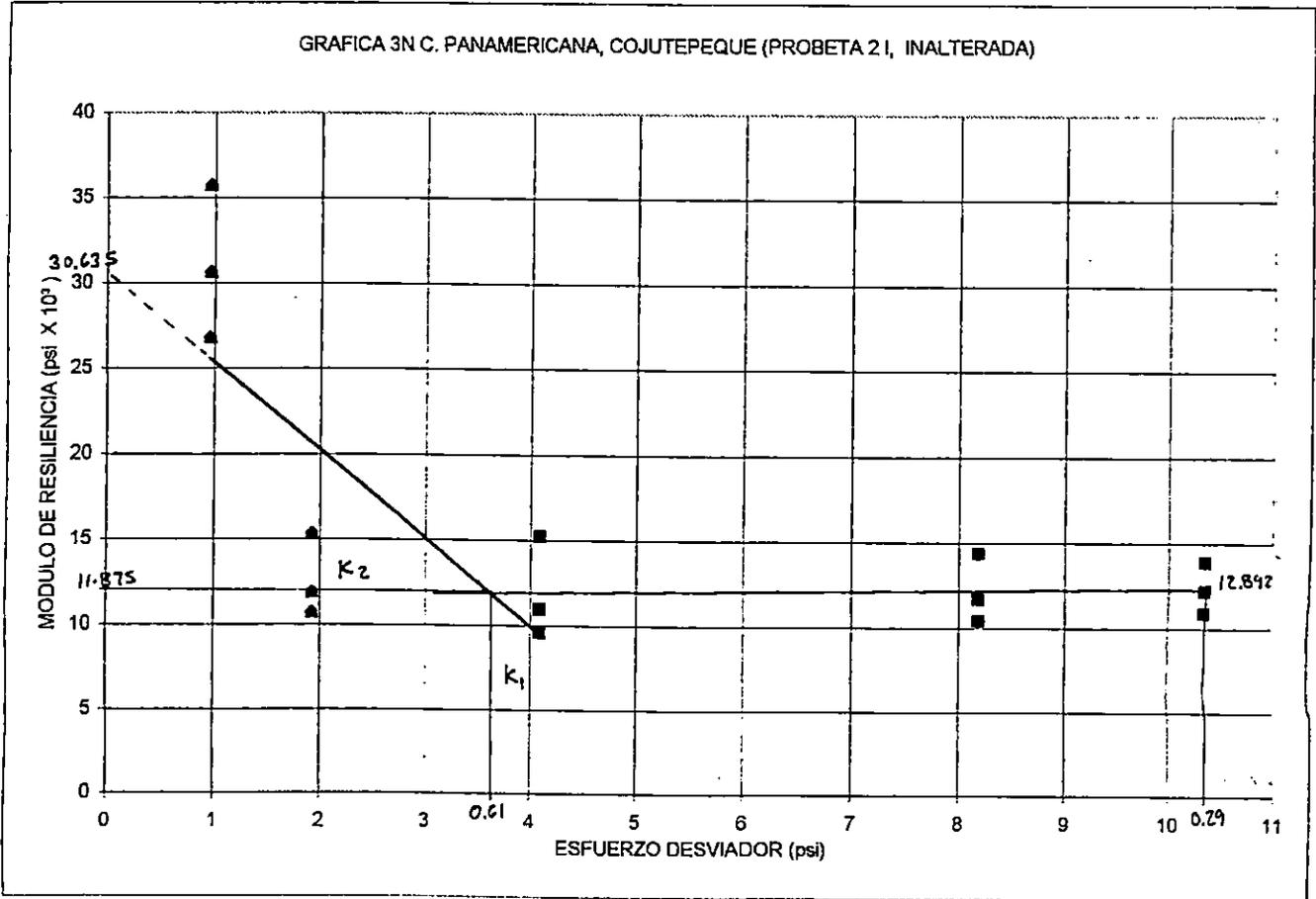
UES	FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
	LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"
	TRABAJO DE GRADUACION: DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA
	EN SUELOS ARENO-LIMOSOS MAS COMUNES DE EL SALVADOR

Tipo de Suelo: ML	Peso del espécimen de suelo	Fecha :7-01-2000
Localización: C. PANAMERICANA, Km 36	Peso inicial del suelo (gr) 220.1	Método de compactación AASHTO T-180
Muestra No: 1	peso final del suelo (gr) 220.1	
Gravedad Específica : 2.37		
Probeta 11	Volumen del espécimen de suelo	Constante del deformímetro 0.001 pul/u
Medidas del espécimen de Suelo (cm)	área inicial (cm ²) 18.79	Constante del anillo de carga 0.15625 Kg/u
Superior 4.60	Volumen AoLo (cm ³) 188.08	Contenido de agua % 12.35
Diámetro medio 4.95	Peso Volumétrico (Kg/m ³) 1170.26	al final de la prueba
abajo 4.94	Peso Volum. Seco (Kg/m ³) 1041.62	
Promedio 4.89		
Longitud inicial 10.01		

Lectura	Esfuerzo desviador		Deformación carga		Deformación descarga	Deformación recuperable	Promedios cm	Deformación unitaria(x10 ⁻³)	Modulo de (Kg/m ²)	Resiliencia psi
	Esf. Desv.	Confin	Lect. Inicial	Lect. Final						
8	0.067	0.6	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0003556	3.55245E-05	1872.65	26579.39
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.2	0.0	0.2				
			0.0	0.2	0.0	0.2				
	0.067	0.3	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0003048	3.04496E-05	2184.75	31009.29
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.2	0.0	0.2				
	0.067	0	0.0	0.1	0.0	0.1	0.000254	2.53746E-05	2621.70	37211.15
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
			0.0	0.1	0.0	0.1				
16	0.133	0.6	0.0	0.7	0.1	0.6	0.0016256	0.000162398	819.28	11628.48
			0.1	0.7	0.1	0.6				
			0.1	0.7	0.1	0.6				
			0.1	0.7	0.1	0.6				
			0.1	0.9	0.1	0.8				
	0.133	0.3	0.0	0.4	0.0	0.4	0.0010668	0.000106573	1248.43	17719.60
			0.0	0.4	0.0	0.4				
			0.0	0.5	0.0	0.5				
			0.0	0.4	0.0	0.4				
			0.0	0.4	0.0	0.4				
	0.133	0	0.0	0.3	0.0	0.3	0.000762	7.61239E-05	1747.80	24807.43
			0.0	0.3	0.0	0.3				
			0.0	0.3	0.0	0.3				
			0.0	0.3	0.0	0.3				
			0.0	0.3	0.0	0.3				
34	0.283	0.6	0.0	1.0	0.0	1.0	0.00254	0.000253746	1114.22	15814.74
			0.1	1.1	0.1	1.0				
			0.1	1.1	0.1	1.0				
			0.1	1.1	0.1	1.0				
			0.1	1.1	0.1	1.0				
	0.283	0.3	0.0	1.0	0.0	1.0	0.00254	0.000253746	1114.22	15814.74
			0.0	1.0	0.0	1.0				
			0.0	1.0	0.0	1.0				
			0.0	1.0	0.0	1.0				
			0.0	1.0	0.0	1.0				
	0.283	0	0.0	1.3	0.0	1.3	0.0034038	0.00034002	831.51	11802.04
			0.0	1.3	0.0	1.3				
			0.0	1.3	0.0	1.3				
			0.0	1.4	0.0	1.4				
			0.0	1.4	0.0	1.4				
68	0.565	0.6	0.0	3.2	0.9	2.3	0.005842	0.000583616	968.89	13751.95
			0.9	3.2	0.9	2.3				
			0.9	3.2	0.9	2.3				
			0.9	3.2	0.9	2.3				
			0.9	3.2	0.9	2.3				

ANEXO 3N

	0.576	0.3	0.0	3.9	0.8	3.1	0.0079248	0.000699453	823.78	11692.28
			0.8	4.0	0.8	3.2				
			0.8	4.0	0.9	3.1				
			0.9	4.0	0.9	3.1				
			0.9	4.0	0.9	3.1				
	0.576	0	0.0	3.4	0.1	3.3	0.00889	0.000784643	734.34	10422.83
			0.1	3.5	0.1	3.4				
			0.1	3.6	0.1	3.5				
			0.1	3.6	0.1	3.5				
			0.1	3.9	0.1	3.8				
86	0.729	0.6	0.0	3.5	0.1	3.4	0.0084328	0.000744289	979.07	13896.49
			0.1	3.8	0.5	3.3				
			0.5	4.0	0.5	3.5				
			0.5	4.0	0.8	3.2				
			0.8	4.1	0.9	3.2				
	0.729	0.3	0.0	3.9	0.1	3.8	0.0096012	0.000847414	859.93	12205.38
			0.1	4.0	0.1	3.9				
			0.1	4.0	0.2	3.8				
			0.2	4.1	0.5	3.6				
			0.5	4.5	0.7	3.8				
	0.729	0	0.0	4.8	0.5	4.3	0.0107696	0.000950538	766.63	10881.22
			0.5	5.0	0.9	4.1				
			0.9	5.1	1.0	4.1				
			1.0	5.4	1.1	4.3				
			1.1	5.5	1.1	4.4				



Mr MAXIMO (psi): 20,000

COEFICIENTES (psi):

K1 : 11,875

K2 : 3.61

K3 : 5,194

K4 : 62.42

5-11-68

10-11-68

10-11-68

10-11-68

10-11-68

10-11-68

10-11-68

10-11-68

10-11-68

10-11-68

10-11-68

10-11-68

UES

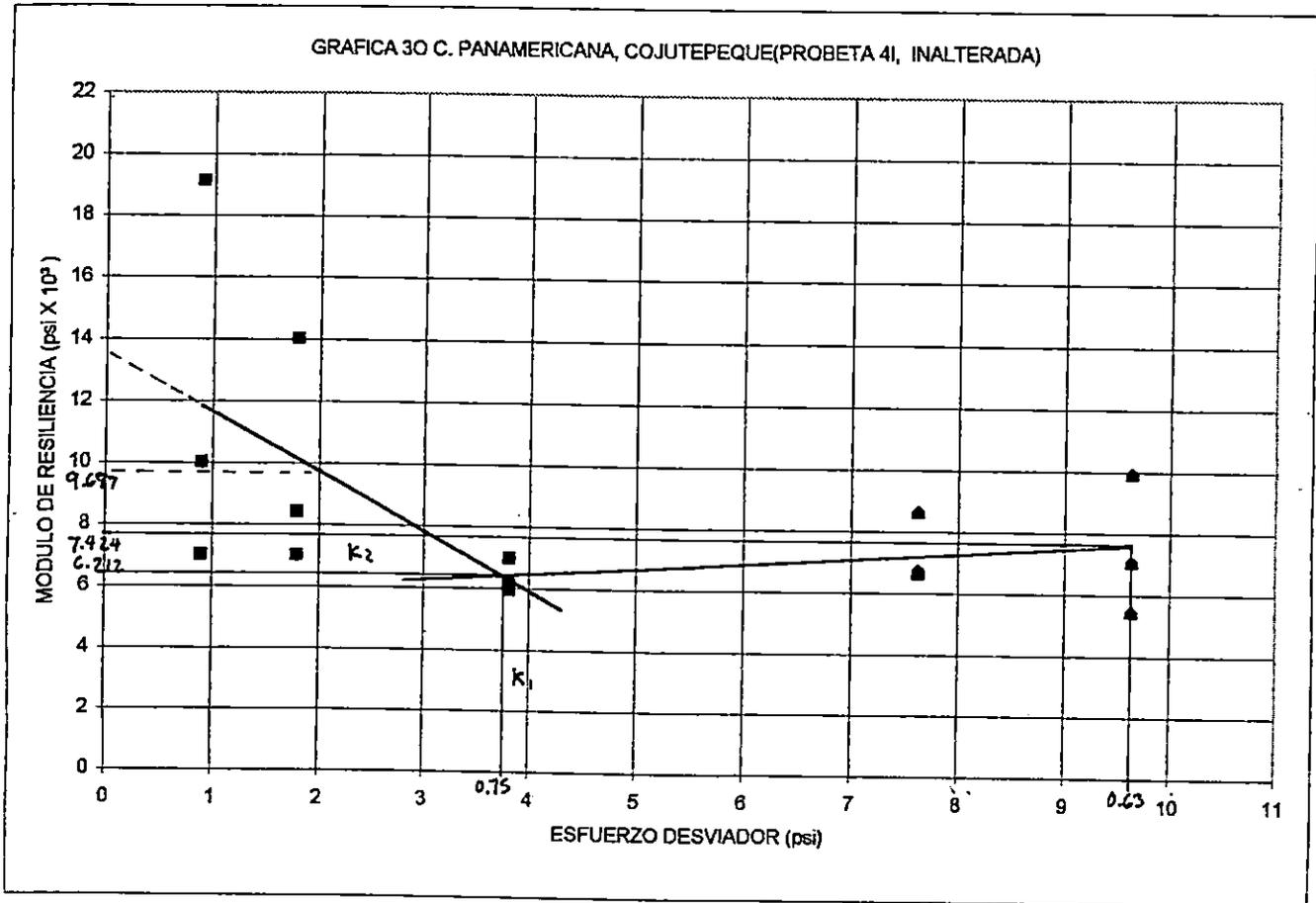
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "MARIO ANGEL GUZMAN URBINA"
 TRABAJO DE GRADUACION: DETERMINACION DEL MODULO DE RESILIENCIA
 EN SUELOS ARENO-LIMOSOS MAS COMUNES DE EL SALVADOR

Tipo de Suelo: ML		Fecha :8-01-2000	
Localización: C. PANAMERICANA, Km 36		Método de compactación AASHTO T-180	
Muestra No: 1	Peso del espécimen de suelo	276.5	
Gravedad Específica: 2.37	Peso inicial del suelo (gr)	276.5	
Probeta 41	Volumen del espécimen de suelo		
Medidas del espécimen de Suelo (cm)	área inicial (cm ²)	20.65	Constante del deformímetro 0.001 pulfu
Superior 5.00	Volumen AoLo (cm ³)	216.84	Constante del anillo de carga 0.15625 Kgfu
medio 5.15	Peso Volumétrico (Kg/m ³)	1275.14	Contenido de agua % 12.87
abajo 5.16	Peso Volum. Seco (Kg/m ³)	1129.74	al final de la prueba
Promedio 5.13			
Longitud inicial 10.5			

Lectura	Esf. Desv.	Esf de conf	Deformación carga		Deformación recuperable	Promedios cm	Deformación unitaria(x10-3)	Modulo de Resiliencia (Kg/m ²)	Resiliencia psi
			Lect. inicial	Lect. Final					
8	0.063	0.6	0.0	0.1	0.0	0.0005588	4.68792E-05	1348.04	19133.44
			0.0	0.1	0.0				
			0.0	0.1	0.0				
			0.1	0.4	0.1				
			0.1	0.4	0.1				
	0.063	0.3	0.0	0.4	0.0	0.0010668	8.94966E-05	706.12	10022.28
			0.0	0.4	0.0				
			0.0	0.4	0.0				
			0.0	0.4	0.0				
			0.0	0.4	0.0				
			0.0	0.5	0.0				
	0.063	0	0.0	1.0	0.4	0.001524	0.000127852	494.28	7015.60
			0.4	1.0	0.4				
			0.4	1.0	0.4				
			0.4	1.0	0.4				
			0.4	1.0	0.4				
16	0.126	0.6	0.9	1.5	0.9	0.001524	0.000127852	988.56	14031.19
			0.9	1.5	0.9				
			0.9	1.5	0.9				
			0.9	1.5	0.9				
			0.9	1.5	0.9				
			0.9	1.5	0.8				
	0.126	0.3	0.0	1.0	0.0	0.00254	0.000213087	593.14	8418.71
			0.0	1.0	0.0				
			0.0	1.0	0.0				
			0.0	1.0	0.0				
			0.0	1.0	0.0				
	0.126	0	0.0	2.0	0.8	0.003048	0.000255705	494.28	7015.60
			0.8	2.0	0.8				
			0.8	2.0	0.8				
			0.8	2.0	0.8				
			0.8	2.0	0.8				
			0.8	2.0	0.8				
34	0.269	0.6	0.0	2.9	0.0	0.007366	0.000617953	434.63	6168.89
			0.0	2.9	0.0				
			0.0	2.9	0.0				
			0.0	2.9	0.0				
			0.0	2.9	0.0				
			0.0	2.9	0.0				
	0.269	0.3	0.0	3.0	0.0	0.00762	0.00039262	420.14	5963.26
			0.0	3.0	0.0				
			0.0	3.0	0.0				
			0.0	3.0	0.0				
			0.0	3.0	0.0				
	0.269	0	0.0	4.3	1.9	0.0065024	0.000545503	492.95	6988.19
			1.9	4.5	1.9				
			1.9	4.5	1.9				
			1.9	4.5	1.9				
			1.9	4.5	1.9				
			1.9	4.5	1.9				
68	0.537	0.6	0.0	5.4	1.2	0.0105156	0.000882181	608.90	8642.40
			1.2	5.5	1.5				
			1.5	5.8	1.7				
			1.7	6.0	1.8				
			1.8	6.0	1.8				

ANEXO O

	0.537	0.3	0.0	6.5	0.9	5.6	0.0135128	0.001133624	473.84	6725.48
			0.9	8.1	0.9	5.2				
			0.9	6.1	1.0	5.1				
			1.0	6.5	1.1	5.4				
			1.1	6.5	1.2	5.3				
	0.537	0	1.1	8.8	2.7	6.1	0.0136652	0.001146409	468.56	6650.47
			2.9	8.8	3.1	5.7				
			3.1	9.1	4.6	4.5				
			4.6	9.2	4.6	4.6				
			3.9	9.9	3.9	6.0				
86	0.679	0.6	0.0	4.1	0.0	4.1	0.0115824	0.000971678	699.15	9923.37
			0.0	4.6	0.0	4.6				
			0.0	4.9	0.2	4.7				
			0.2	5.0	0.2	4.8				
			0.2	5.5	0.9	4.6				
	0.679	0.3	0.0	7.3	0.9	6.4	0.016256	0.001363758	498.14	7070.40
			0.9	7.4	1.0	6.4				
			1.0	7.4	1.0	6.4				
			1.0	7.4	1.0	6.4				
			1.0	7.4	1.0	6.4				
	0.679	0	0.9	11.5	3.0	8.5	0.0210312	0.001764362	385.04	5465.05
			3.0	12.5	4.0	8.5				
			4.0	13.5	5.0	8.5				
			5.0	14.1	5.9	8.2				
			5.9	14.6	6.9	7.7				



Mr MAXIMO (psi): 9,697

COEFICIENTES (psi):

K1 : 6,212

K2 : 3.75

K3 : 1,939

K4 : 206.12