



ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

“Evaluación En Campo Del Módulo De Young
Equivalente Y El Grado De Compactación Para
Geomateriales”

TESIS DE GRADO

Previo a la obtención del título de:

Ingeniero Civil

Presentada por:

María Isabel Montoya Freire



Guayaquil - Ecuador

Año 2005

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“Evaluación En Campo Del Módulo De Young Equivalente Y
El Grado De Compactación Para Geomateriales”**

TESIS DE GRADO

Previo a la obtención del Título de

INGENIERO CIVIL

Presentada por:

María Isabel Montoya Freire

GUAYAQUIL – ECUADOR

Año: 2005



**BIBLIOTECA FICT
ESPOL**

AGRADECIMIENTO

A todas las personas que de uno u otro modo colaboraron en la realización de este trabajo y especialmente al Ing. Xavier Vera G., Director de Tesis, por su invaluable ayuda.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

DEDICATORIA

A MIS PADRES

Y A MIS HERMANOS

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN



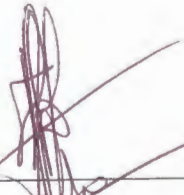
Ing. Julio Rodríguez R.
SUB DECANO DE LA FICT
PRESIDENTE



Ing. Xavier Vera G, M.I.
DIRECTOR DE TESIS



Ing. Carmen Terreros.
VOCAL



Ing. Eduardo Santos
VOCAL

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, me corresponden exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL”

(Reglamento de Graduación de la ESPOL)



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

RESUMEN

Todos los geomateriales utilizados en la ingeniería necesitan ser evaluados para estimar su desempeño, en el caso de los suelos compactados como método de control se usa el grado de compactación, que relaciona la densidad in situ con la densidad seca máxima obtenida en laboratorio. Este criterio usado no es recomendable, debido a que la densidad depende varios factores. De ahí la importancia de usar parámetros que reflejen el comportamiento mecánico de un geomaterial.

El módulo de elasticidad, es un parámetro que define el comportamiento esfuerzo-deformación, y es usado en modelos mecanistas, como el planteado por la AASHTO-1993, para el diseño de pavimentos flexibles y rígidos. En el laboratorio se determina mediante ensayos triaxiales cíclicos, y en campo se puede estimar mediante el uso de equipos como el Geogauge, FWD, Prima 100, y Loadman.

La presente tesis se concentrará en el uso del Geogauge, su aplicación tanto. "in situ" como en el laboratorio, además se presentan las correlaciones existentes del módulo elástico con otros parámetros, y la influencia del tipo de suelo en el valor del módulo; y la importancia del valor de éste en el diseño de pavimentos flexibles aplicado a un diseño real.

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
RESUMEN.....	V
INDICE GENERAL.....	VI
ABREVIATURAS.....	XI
SIMBOLOGÍA.....	XIII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XIV
ÍNDICE DE TABLAS.....	XXI
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1	
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.1 Introducción.....	2
1.2 Justificación.....	5
1.3 Alcance.....	6
CAPÍTULO 2	
2. CARACTERIZACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD EN GEOMATERIALES.....	8



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

2.1 Definición del módulo de elasticidad.....	8
2.2 Tipos de módulo de elasticidad	10
2.3 Factores que afectan al módulo de elasticidad de un geomaterial....	15
2.3.1 Estados de esfuerzo.....	16
2.3.1.1 Modelo Aritmético (Aproximación Bilineal).....	17
2.3.1.2 Modelo Hiperbólico.....	18
2.3.1.3 Modelo Brown y Loach.....	19
2.3.2 Efecto de los esfuerzos de confinamiento.....	20
2.3.3 Efecto del esfuerzo desviador.....	22
2.3.4 Número de repeticiones de carga.....	24
2.3.5 Método de compactación.....	27
2.3.6 Tixotropía.....	30
2.3.7 Efecto de la temperatura.....	33
2.3.8 Grado de saturación.....	34
2.3.9 Efecto del contenido de agua volumétrico.....	36
2.3.10 Propiedades del suelo.....	37
2.3.11 Factores misceláneos.....	38
2.4 Elección del módulo de elasticidad debido al campo de aplicación...	39
2.5 Comparación del módulo de elasticidad con otros parámetros geotécnicos.....	40



CAPÍTULO 3

3. MÉTODOS NO DESTRUCTIVOS EXISTENTES PARA EVALUAR LOS MÓDULOS EN CAMPO.....	43
3.1 Geogauge.....	44
3.2 Falling Weight Deflectometer (FWD).....	45
3.3 Prima 100.....	49
3.4 Loadman.....	56

CAPÍTULO 4

4. DETERMINACIÓN DE LA VARIABILIDAD DEL MÓDULO DE YOUNG PARA DIFERENTES GEOMATERIALES EXISTENTES EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL.....	60
---	----

CAPÍTULO 5

5. DESCRIPCIÓN TÉCNICA DEL EQUIPO ELÉCTROMECAÁNICO GEOGAUGE.....	90
5.1 Descripción del Geogauge.....	90
5.2 Principio de operación del Geogauge.....	92
5.3 Aplicaciones del Geogauge.....	100



BIBLIOTECA FIC'
ESPOL

5.4 Ventajas y desventajas del Geogauge.....	102
5.5 Evaluaciones realizadas al Geogauge.....	104
5.6 Correlaciones existentes del Geogauge con otros equipos y ensayos.....	114
5.6.1 Correlación del Geogauge - Static Plate Load Test.....	115
5.6.2 Correlación del Geogauge – FWD.....	122

CAPÍTULO 6

CAPÍTULO 6

6. PRESENTACIÓN DE ECUACIONES DE CORRELACIÓN

SEMI-EMPÍRICAS DEL MÓDULO DE YOUNG EQUIVALENTE

CON PARÁMETROS GEOTÉCNICOS..... 124

6.1 Correlación entre la rigidez, el módulo de Young y CBR..... 124

6.2 Correlación entre el DCP y el módulo de Young..... 143

6.3 Correlación entre la rigidez y el módulo de Young por tecnologías
geofísicas..... 149

6.4 Correlación entre la rigidez y el módulo de Young por el FWD..... 159

6.5 Correlación entre la rigidez y el módulo de Young por el LFWD..... 162

CAPÍTULO 7

7. USO DEL GEOGAUGE PARA CONTROL DE PROCESOS DE COMPACTACIÓN.....	165
7.1 Efecto del tipo de suelo.....	165
7.2 Efecto del grado de compactación.....	174

CAPÍTULO 8

8. APLICACIONES PRÁCTICAS DEL GEOGAUGE PARA DETERMINAR PROPIEDADES DE DISEÑO PARA PAVIMENTOS SEGÚN METODOLOGÍA AASHTO 1993.....	201
---	-----

CAPÍTULO 9

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	228
--	-----

Referencias Bibliográficas

Anexos

ABREVIATURAS

SC	Arena arcillosa
SW	Arena bien graduada
CL	Arcilla inorgánica de baja a mediana plasticidad
OH	Arcilla orgánica de mediana a alta plasticidad
CH	Arcilla inorgánica de alta plasticidad.
GP	Grava pobremente graduada
GW	Grava bien graduada
GC	Grava arcillosa
GM	Grava limosa
QPLT	Quasi Static Plate Load Test
SASW	Spectral Análisis of Surface Waves
D-SPA	Dirt
DCP	Dynamic Cone Penetrometer
USW	Ultrasonic Surface Waves
IR	Impulse Response
G	Módulo Cortante
LFWD	Light Falling Weight Deflectometer.
W_{18}	Número previsto de ejes equivalentes de 18 Kip acumulados durante el período de diseño por el carril estudiado.
Z_R	Abscisa correspondiente a un área igual al confiabilidad R en la curva de distribución normalizada.
S_0	Desviación estándar general
ΔP_{si}	Diferencia entre el índice de servicio inicial y el final
S_N	Número estructural.



BIBLIOTECA FR
ESPE

ABREVIATURAS

E_s	Módulo Secante
E_T	Módulo Tangente
E_R	Módulo de recarga
E_c	Módulo cíclico
M_R	Módulo resiliente
CBR	California Bearing Ratio
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Organization.
Psi	Pounds square inches
E_o	Módulo Tangente inicial equivalente al módulo secante para una deformación igual a cero.
KPa	Kilopascal
KN/m^2	Kilonewton por metro cuadrado
FHWA	Federal Highway Administration
ARPA	U.S. Department of Defense's Research Program's Administration.
MN/m	Meganewton por metro.
MPa	Megapascal
ASTM	American Standard Testing Machine
FWD	Falling Weight Deflectometer.
KN	Kilonewton
Kg	Kilogramos.
E	Módulo de elasticidad
K	Rigidez
LL	Límite Líquido
IP	Índice Plástico
C_u	Coefficiente de uniformidad
C_c	Coefficiente de curvatura
% P 200	Porcentaje pasante tamiz N° 200
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
SM	Arena limosa
SP	Arena pobremente graduada

SIMBOLOGÍA

σ	Esfuerzo vertical axial
ε	Deformación axial
σ_D	Esfuerzo desviador
W%	Contenido de humedad
θ	Contenido de agua volumétrico
ν	Razón de Poisson
ρ	Densidad



BIBLIOTECA FIC
ESPOL

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 2.1 Diagrama Esfuerzo-Deformación para una probeta de suelo en la prueba de deformación uniaxial.....	8
Figura 2.2 Elongación de una probeta de suelo luego de efectuarse la prueba de deformación uniaxial.....	9
Figura 2.3 Diagrama Esfuerzo-Deformación para probeta de suelo obtenido en el ensayo triaxial.....	11
Figura 2.4 Tipos de módulo de elasticidad para un suelo.....	12
Figura 2.5 Modelo aritmético (Aproximación Bilineal).....	17
Figura 2.6 Valores de K_1 para diferentes tipos de suelo.....	18
Figura 2.7 Efecto del esfuerzo confinante.....	21
Figura 2.8 Variación del módulo resiliente con el esfuerzo desviador para suelos finos.....	23
Figura 2.9 Variación del módulo resiliente con el esfuerzo desviador para suelos gruesos.....	24
Figura 2.10 Variación del módulo resiliente con el número de repeticiones de carga.....	27
Figura 2.11 Orientación de las partículas de arcilla en función del método de compactación.....	29
Figura 2.12 Variación del módulo resiliente con el contenido de agua...	30
Figura 2.13 Efecto de la tixotropía con el módulo resiliente.....	32
Figura 2.14 Variación del módulo resiliente con la temperatura.....	34

Figura 2.15	Efecto del grado de saturación sobre el módulo resiliente...	36
Figura 3.1	Equipo geogauge.....	44
Figura 3.2	Falling Weight Deflectometer.....	46
Figura 3.3	Ajuste del trailer FWD al vehículo de remolque.....	46
Figura 3.4	FWD Dynatest Model 8000.....	47
Figura 3.5	Keros Prima 100.....	49
Figura 3.6	Celda de carga del Keros Prima 100.....	51
Figura 3.7	Vista inferior del Keros Prima 100 con sus elementos.....	52
Figura 3.8	Gráfico Fuerza-Deformación vs. Tiempo, obtenido usando el Keros Prima 100.....	54
Figura 3.9	Elementos que componen el Keros Prima 100.....	55
Figura 3.10	Vista Keros Prima 100 en el lugar de obra.....	56
Figura 3.11	Descripción del equipo Loadman.....	57
Figura 4.1	Variación del módulo de Young con el tipo de suelo Proyecto Paletizado de Autoridad de Guayaquil.....	64
Figura 4.2	Variación del módulo de Young con el tipo de suelo Proyecto Terminal de Integración 25 de Julio	66
Figura 4.3	Variación del módulo de Young con el tipo de suelo Proyecto de Ampliación de la Transversal 36-A NO desde la Av. Las Aguas hasta la Av. Martha de Roldós.....	68
Figura 4.4	Variación del módulo de Young con el tipo de suelo Proyecto Troncal II.....	71
Figura 4.5	Variación del módulo de Young con el tipo de suelo Proyecto Troncal III.....	72



Figura 4.6	Variación del módulo de Young con el tipo de suelo Proyecto Paso Elevado Trinipuerto.....	76
Figura 4.7	Variación del módulo de elasticidad con el contenido de humedad en suelo tipo A-7-5, Proyecto Autoridad Portuaria de Guayaquil.....	80
Figura 4.8	Variación del módulo de elasticidad con el pasante del tamiz N° 200 en suelo tipo A-7-5, Proyecto Autoridad Portuaria de Guayaquil.....	81
Figura 4.9	Variación del módulo de elasticidad con el índice plástico en suelo tipo A-7-5, Proyecto Autoridad Portuaria de Guayaquil.....	81
Figura 4.10	Variación del módulo de elasticidad con el contenido de humedad en suelo tipo A-2-4, Proyecto de Ampliación de la Transversal 36-A NO desde la Av. Las Aguas hasta la Av. Martha de Roldós.....	83
Figura 4.11	Variación del módulo de elasticidad con el índice plástico en suelo tipo A-2-4, Proyecto de Ampliación de la Transversal 36-A NO desde la Av. Las Aguas hasta la Av. Martha de Roldós.....	84
Figura 4.12	Variación del módulo de elasticidad con el contenido de humedad en suelo tipo A-2-4, Proyecto de Ampliación de la Transversal 36-A NO desde la Av. Las Aguas hasta la Av. Martha de Roldós.....	85
Figura 4.13	Variación del módulo de elasticidad con el índice plástico en suelo tipo A-2-4, Proyecto de Ampliación de la Transversal 36-A NO desde la Av. Las Aguas hasta la Av. Martha de Roldós.....	85
Figura 4.14	Variación del módulo de elasticidad con el límite líquido en suelo tipo A-2-4, Proyecto de Ampliación de la Transversal 36-A NO desde la Av. Las Aguas hasta la Av. Martha de Roldós.....	86

Figura 4.15	Variación del módulo de elasticidad con el contenido de humedad en suelo tipo A-1-a Proyecto Troncal II.....	87
Figura 416	Variación del módulo de elasticidad con el coeficiente de uniformidad tipo A-1-a Proyecto Troncal II.....	88
Figura 4.17	Variación del módulo de elasticidad con coeficiente de curvatura Tipo A-1-a Proyecto Troncal II.....	89
Figura 5.1	Equipo Geogauge.....	91
Figura 5.2	Partes que componen el equipo Geogauge.....	93
Figura 5.3	Esquema fotográfico del uso del Geogauge.....	100
Figura 5.4	Esquema de la prueba de Placa de Carga.....	116
Figura 5.5	Curva Esfuerzo-Deformación obtenida en el ensayo de Prueba de Placa.....	117
Figura 5.6	Diagrama para estimar el módulo de reacción de la subrasante, Aashto Guide For Design Of Pavement Structures.....	120
Figura 5.7	Diagrama para obtener el módulo de apoyo de la cimentación, American Concrete Pavement Association....	121
Figura 5.8	Correlación entre el módulo medido con el Geogauge y el calculado del FWD.....	123
Figura 6.1	Correlación rigidez-módulo de Ypung existente para suelo tipo A-1-a (AASHTO).....	127
Figura 6.2	Correlación rigidez-módulo de Ypung existente para suelo tipo A-2-4(AASHTO).....	131
Figura 6.3	Correlación rigidez-módulo de Ypung existente para suelo tipo A-2-6(AASHTO).....	135



Figura 6.4	Correlación rigidez-módulo de Young existente para suelo tipo A-5(AASHTO).....	137
Figura 6.5	Correlación entre el módulo de Young medido con el geogauge y el CBR.....	140
Figura 6.6	Correlación entre el módulo de Young medido con el Geogauge y el CBR en campo.....	141
Figura 6.7	Correlación entre el módulo de Young obtenido por el Geogauge y el CBR del DCP.....	142
Figura 6.8	Correlación existente entre el módulo elástico y el CBR.....	143
Figura 6.9	Correlación existente entre el módulo medido con el Geogauge y el módulo del DCP.....	147
Figura 6.10	Penetrómetro Dinámico Portátil (DCP).....	148
Figura 6.11	Tipos de ondas.....	151
Figura 6.12	Disposición para ejecutar método impulso-respuesta.....	153
Figura 6.13	Spectral Análisis of Surface Waves	155
Figura 6.14	Relación entre la rigidez medida con el Geogauge y el módulo obtenido por métodos sísmicos.	158
Figura 6.15	Correlación entre el módulo medido con el FWD y el Geogauge.....	160
Figura 6.16	Correlación entre el geogauge y el FWD (Sargand et al)....	162
Figura 6.17	Correlación entre el módulo de Young medido con el LFWD y el CBR, obtenida en laboratorio.....	163
Figura 6.18	Correlación entre el módulo de Young medido con el LFWD y el CBR, obtenida "in situ".....	164
Figura 7.1	Variación del módulo de elasticidad en función del tipo de	167

	suelo, Proyecto Troncal II.....	
Figura 7.2	Curva granulométrica utilizada en la evaluación.....	177
Figura 7.3	Curva proctor para material utilizado en la evaluación en laboratorio.....	180
Figura 7.4	Valores de módulo medidos en las dos ubicaciones.....	186
Figura 7.5	Valores de módulo medidos en cada capa (Ubicación 1)...	186
Figura 7.6	Variación del módulo de elasticidad con el contenido de humedad.....	189
Figura 7.7	Curva de Compactación y curva CBR-Densidad Seca para el suelo muestreado en la calicata #1.....	194
Figura 7.8	Variación del módulo de elasticidad con el número de pasadas.....	195
Figura 7.9	Formación de las grietas en el suelo cuando alcanza el valor máximo del módulo de elasticidad.....	196
Figura 7.10	Relación del módulo de elasticidad – densidad seca “in situ”	201
Figura 7.11	Relación rigidez – densidad seca “in situ”.....	202
Figura 8.1	Diagrama para estimar el coeficiente estructural (a_1) de una mezcla densa de hormigón asfáltico basado en el módulo resiliente elástico.....	209
Figura 8.2	Diagrama para estimar el coeficiente estructural (a_2) para base granular y distintos parámetros resistentes.....	210
Figura 8.3	Diagrama para estimar el coeficiente estructural (a_2) para base tratada con cemento y distintos parámetros resistentes.....	211
Figura 8.4	Relación entre el coeficiente estructural (a_2) para base tratada con asfalto y distintos parámetros resistentes.....	212

Figura 8.5	Relación entre el coeficiente estructural (a_3) para sub-base granular y distintos parámetros resistentes.....	213
Figura 8.6	Nomograma de diseño para pavimentos flexibles, según AASHTO 1993.....	215
Figura 8.7	Influencia en la estructura del pavimentos del módulo de la subrasante.....	227



BIBLIOTECA FIC
ESPOL

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 4.1	Proyectos y su ubicación..... 62
Tabla 4.2	Variación del módulo de Young con el tipo de suelo Proyecto Paletizado Autoridad Portuaria de Guayaquil..... 63
Tabla 4.3	Variación del módulo de Young con el tipo de suelo Proyecto Terminal de Integración 25 de Julio..... 65
Tabla 4.4	Variación del módulo de Young con el tipo de suelo Proyecto de ampliación de la Transversal 36-A NO desde la Av. Las Aguas hasta la Av. Martha de Roldós..... 67
Tabla 4.5	Variación del módulo de Young con el tipo de suelo Proyecto Troncal II..... 69
Tabla 4.6	Variación del módulo de Young con el tipo de suelo Proyecto Troncal III..... 72
Tabla 4.7	Variación del módulo de Young con el tipo de suelo Proyecto Paso Elevado Trinipuerto..... 75
Tabla 4.8	Valores de módulo de Young y parámetros geotécnicos en el suelo tipo A-7-5, Proyecto Paletizado Autoridad Portuaria de Guayaquil..... 79
Tabla 4.9	Valores de módulo de Young y parámetros geotécnicos en el suelo tipo A-2-4, Proyecto Ampliación de la Transversal 36-A NO desde la Av. Las Aguas hasta la Av. Martha de Roldós..... 82
Tabla 4.10	Valores de módulo de Young y parámetros geotécnicos en el suelo tipo A-2-6, Proyecto Ampliación de la Transversal 36-A NO desde la Av. Las Aguas hasta la Av. Martha de Roldós..... 84



Tabla 4.11	Valores de módulo de Young y parámetros geotécnicos en el suelo tipo A-2-6, Proyecto Troncal II.....	87
Tabla 5.1	Valores Típicos de la razón de Poisson.....	97
Tabla 5.2	Organizaciones y usuarios que han realizado evaluaciones al geogauge.....	113
Tabla 5.3	Valores de Esfuerzo y deformación resultantes en el ensayo de prueba de placa.....	117
Tabla 5.4	Valores de módulo obtenidos con el geogauge.....	118
Tabla 5.5	Cualificación de las bases en función de los módulos.....	122
Tabla 6.1	Valores de rigidez y módulo de elasticidad medidos en la avenida Isidro Ayora, suelo tipo A-1-a (AASHTO).....	126
Tabla 6.2	Valores de rigidez y módulo de elasticidad medidos en la avenida Isidro Ayora, suelo tipo A-2-4 (AASHTO).....	128
Tabla 6.3	Valores de rigidez y módulo de elasticidad medidos en la avenida Isidro Ayora, suelo tipo A-2-6 (AASHTO).....	132
Tabla 6.4	Valores de rigidez y módulo de elasticidad medidos en la avenida Isidro Ayora, suelo tipo A-5 (AASHTO).....	136
Tabla 6.5	Correlaciones semiempíricas existentes entre el módulo de Young y el CBR (California Bearing Ratio).....	138
Tabla 6.6	Valores de B.....	145
Tabla 6.7	Resumen de métodos sísmicos.....	156
Tabla 6.8	Cualificación de la base en función de la rigidez y el módulo.....	161
Tabla 7.1	Valores promedio de módulo de elasticidad en función del tipo de suelo.....	171

Tabla 7.2	Rango de valores de módulo elástico de deformación, E, para diferentes tipos de suelos.....	173
Tabla 7.3	Granulometría material utilizado para la evaluación del geogauge.....	176
Tabla 7.4	Resultados obtenidos del ensayo Proctor Estándar.....	179
Tabla 7.5	Resultados obtenidos en la primera parte de la evaluación en laboratorio del geogauge.....	185
Tabla 7.6	Variación del módulo de elasticidad con el contenido de humedad.....	189
Tabla 7.7	Variación del módulo de elasticidad con el número de pasadas.....	190
Tabla 7.8	Caracterización de suelo existente en el Proyecto de Bodega de Almacenes Tía.....	192
Tabla 7.9	Informe sobre densidades de campo en bodegas de Almacenes Tía.....	196
Tabla 7.10	Valores medidos in situ con el geogauge.....	198
Tabla 8.1	Nivel de confiabilidad.....	206
Tabla 8.2	Valores de desviación estándar en función del nivel de confiabilidad.....	206
Tabla 8.3	Valores del coeficiente m recomendado por la AASHTO 1993.....	208
Tabla 8.4	Valores del coeficiente m recomendado por la AASHTO 1993.....	214
Tabla 8.5	Variación de espesores en la estructura del pavimento flexible con el módulo de elasticidad de 1000 psi.....	217
Tabla 8.6	Variación de espesores en la estructura del pavimento	218



	flexible con el módulo de elasticidad de 2000 psi.....	
Tabla 8.7	Variación de espesores en la estructura del pavimento flexible con el módulo de elasticidad de 3155 psi.....	219
Tabla 8.8	Variación de espesores en la estructura del pavimento flexible con el módulo de elasticidad de 4155 psi.....	220
Tabla 8.9	Variación de espesores en la estructura del pavimento flexible con el módulo de elasticidad de 5245 psi.....	221
Tabla 8.10	Variación de espesores en la estructura del pavimento flexible con el módulo de elasticidad de 6000 psi.....	222
Tabla 8.11	Variación de espesores en la estructura del pavimento flexible con el módulo de elasticidad de 7060 psi.....	223
Tabla 8.12	Variación de espesores en la estructura del pavimento flexible con el módulo de elasticidad de 8040 psi.....	224
Tabla 8.13	Variación de espesores en la estructura del pavimento flexible con el módulo de elasticidad de 9070 psi.....	225
Tabla 8.14	Variación de espesores en la estructura del pavimento flexible con el módulo de elasticidad de 10260 psi.....	226

INTRODUCCION

El presente trabajo está orientado al estudio del módulo de elasticidad de un geomaterial, la definición, clasificación y formas de obtención ya sea en el laboratorio o "in situ"; y las correlaciones existentes entre el módulo con otros parámetros geotécnicos.

Debido a que el módulo de elasticidad es un parámetro que define la relación esfuerzo deformación de un geomaterial y además se lo utiliza en las obras viales como parámetro de control de compactación recomendado, se han realizado pruebas en laboratorio y en obra con uno de los equipos que permite la estimación o determinación del parámetro, equipo electro mecánico geogauge, cuya norma ASTM D-6758-02.

Además se ha estudiado la variación del módulo con diferentes tipos de suelos que se encuentran en la ciudad, para así poder estimar los rangos de variación de este parámetro, utilizado en la etapa de diseño y control de pavimentos.

CAPÍTULO 1

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Introducción

La construcción de toda obra de ingeniería civil se efectúa sobre o dentro del subsuelo, este esta constituido por geomateriales (suelo, roca y materiales de construcción fabricados a partir de estos), siendo necesario la realización de ensayos para la clasificación, determinación de propiedades mecánicas, el control de calidad en cantera y en el proyecto; lo que permitirá seleccionar parámetros que servirán para su caracterización.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

Los parámetros obtenidos serán de valiosa ayuda para alimentar los diferentes modelos matemáticos, que ayudarán al ingeniero en el análisis de diversas alternativas de solución para los diseños viales, así como para el control de la implementación del diseño a la obra.

Estos parámetros pueden ser determinados por dos vías diferentes. En primer lugar en el laboratorio se realizan diferentes ensayos que dependen del tipo de obra a ejecutar y, aunque en la mayoría de los ensayos se trabaja con muestras "alteradas", los valores de los parámetros así obtenidos dará una idea general del comportamiento en obra.

Por otra parte, las mediciones en campo a su vez pueden ser realizadas de manera destructiva como también no destructiva, siendo esta última la más representativa y, que en la actualidad está logrando una mayor aplicación en el país.

Sin embargo, cabe señalar que siempre existirá una discrepancia entre los valores obtenidos en laboratorio con respecto a los registrados en campo.

La compactación es un proceso de mejoramiento mecánico del suelo que se realiza con frecuencia en la construcción de vías de comunicación (carreteras, aeropuertos), y cimentaciones en general. Con la compactación de un geomaterial se busca incrementar la resistencia al esfuerzo cortante, reducir la permeabilidad del suelo mediante la disminución de vacíos; así como reducir su deformabilidad, para ser usados en proyectos de ingeniería civil.

Para el control de la compactación, se establecen requerimientos o especificaciones sobre el grado de compactación, que permiten garantizar la aplicación del diseño en la obra. Este parámetro relaciona la densidad seca máxima obtenida en el laboratorio mediante el ensayo Proctor (en el caso de suelos granulares), con la densidad en sitio, obtenida comúnmente con el densímetro nuclear, el cono de arena y el medidor de volumen.

Actualmente se están adoptando diseños mecanistas, los que están basados en las propiedades mecánicas, que son valores más representativos de la resistencia de un geomaterial, permitiendo una mejor caracterización para lograr un mejor desempeño; y que están siendo adoptadas por diferentes normas como la AASHTO 1993, la que propone el uso del parámetro del módulo de elasticidad en el

diseño de pavimentos flexibles y para el diseño de pavimentos rígidos, su correspondiente transformación a un módulo de reacción de la subrasante.

Gracias al avance de la tecnología, existen hoy en el mercado, equipos que permiten estimar en campo, de forma rápida, precisa y segura el módulo de Young equivalente, el que es el resultado de la combinación del módulo de la capa de base y de subrasante de la estructura de un pavimento

1.2 Justificación

Para conseguir una buena compactación de un geomaterial, entran en juego algunas condiciones como son; el contenido óptimo de humedad, el tipo de compactación, el número de pasadas del equipo, y la energía de compactación; las que se combinan de diversas formas tanto en el laboratorio como en la ejecución de la obra produciendo diferentes resultados; de ahí la inconveniencia de señalar como parámetros de control de obra y como referencia de la correcta implementación del diseño a la obra, siendo necesario señalar parámetros que definan el comportamiento esfuerzo-deformación del geomaterial, como es el caso del módulo de deformación (Young).

Con el cambio en el diseño de las diversas obras de ingeniería civil, basado en métodos mecanistas (basados en parámetros mecánicos), junto con la aparición de equipos modernos que permiten la cuantificación de los parámetros que alimentan estos modelos, es necesaria una mayor difusión de su existencia en el país.

Su empleo, el principio de operación y las condiciones de uso, son aspectos cuyo conocimiento es necesario a conocer, para así lograr aprovechar al máximo la capacidad de estos equipos, permitiendo implementar de mejor manera el diseño en la construcción; evitando excesos o deficiencias durante la construcción, ya sea de material o de mano de obra.

Entre los equipos que ofrecen esta valiosa ayuda están el Geogague, Falling Weight Deflectometer, Prima 100 y Loadman, que serán descritos en detalle, por la gran importancia que están adquiriendo en la actualidad.

1.3 Alcance

El alcance de este estudio comprenderá:

- Determinación de la variabilidad del módulo de Young para diferentes geomateriales existentes en la ciudad de Guayaquil.
- Presentar ecuaciones de correlación empírica del módulo de elasticidad con el Valor Relativo de Soporte
- Describir los ensayos no destructivos para medir el módulo en campo.
- Determinación de la variación del módulo con el grado de compactación.
- Determinación de la variación del módulo con el contenido de humedad.
- Descripción de la técnica utilizada, ventajas y desventajas.
- Uso del Geogauge para control de compactación.
- Aplicaciones prácticas del Geogauge para determinar propiedades de diseño de pavimentos según Metodología AASHTO 1993.

CAPÍTULO 2

2. CARACTERIZACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD EN GEOMATERIALES.

2.1 Definición del módulo de elasticidad

De la teoría de la elasticidad, se deriva la ley de Hooke que permite la determinación del módulo de elasticidad de cualquier material que sea homogéneo, isotrópico y lineal-elástico.

El módulo de elasticidad cuantifica la capacidad de resistir la deformación de un material, para la obtención de su valor, se realiza una prueba de deformación uniaxial, la que consiste en la aplicación lenta de una fuerza axial a una probeta, tanto el equipo como la probeta debe cumplir con las normas establecidas para el efecto.

Durante la ejecución del ensayo se registran los valores de carga con sus respectivas deformaciones para después obtener una gráfica, como la que se ilustra en la figura 2.1, donde se observa una parte lineal donde el comportamiento del suelo es el de un cuerpo elástico es decir que, al cesar la aplicación de la carga sobre la probeta está recuperará su forma original. Seguidamente de este comportamiento elástico, se produce un tramo plástico donde en el suelo comienzan a producirse deformaciones permanentes, pasando por el punto de cedencia del material.

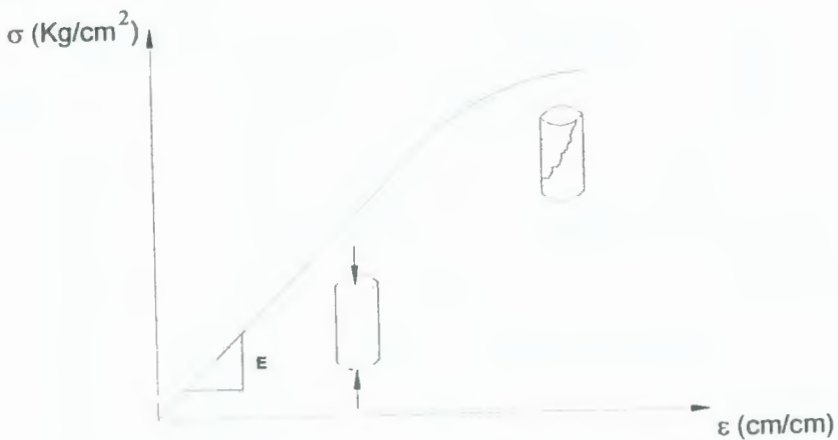


FIGURA 2.1 DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA UNA PROBETA DE SUELO EN LA PRUEBA DE DEFORMACION UNIAxIAL.

Siendo ϵ la deformación unitaria axial obtenida en base a la siguiente ecuación

$$\epsilon_{AXIAL} = \frac{\Delta L}{L} \quad (2.1)$$

donde ΔL =

ΔL = La diferencia entre la longitud final y la longitud inicial de la muestra

L = Longitud inicial de la muestra.

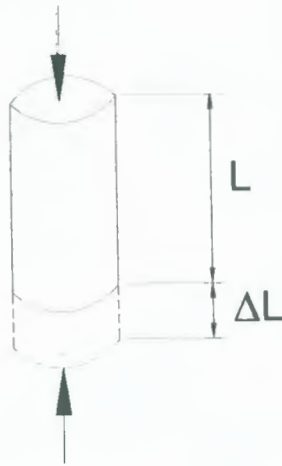


FIGURA 2.2 ELONGACIÓN DE UNA PROBETA DE SUELO LUEGO DE EFECTUARSE LA PRUEBA DE DEFORMACIÓN UNIAxIAL.

La pendiente de la parte lineal del gráfico, representa el módulo de elasticidad E

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (2.2)$$

Debido a la naturaleza aleatoria de la formación geológica de los suelos, estos presentarán un comportamiento dependiente de

algunas variables estocásticas, tales como resistencia, compresibilidad y permeabilidad, que afectarán el valor del módulo de elasticidad.

Una de las principales diferencias del comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo y un material homogéneo e isótropo como el acero, es que en el suelo la presencia del agua en su formación modificará drásticamente su comportamiento, no así en el acero.

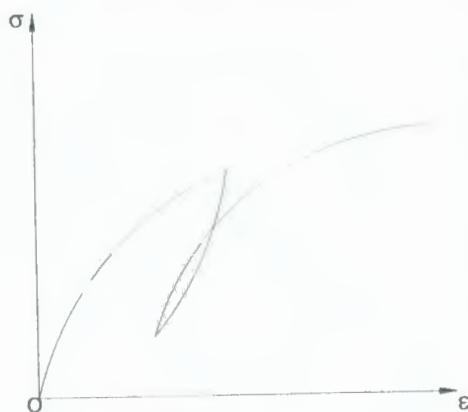
Adicionalmente, podemos decir que los suelos son medios porosos y no medios sólidos como el acero.

2.2 Tipos de módulo de elasticidad

Para poder obtener el valor del módulo de elasticidad de un suelo, se realiza un ensayo triaxial estático, el que consiste en aplicar un esfuerzo vertical axial (σ) llamado esfuerzo desviador que se incrementa gradualmente sobre una muestra de suelo, que está revestida por una membrana impermeable; generándole a la muestra esfuerzos isotrópicos de confinamiento por medio del agua dentro de la cámara triaxial. Este ensayo se realiza hasta producir la falla en la muestra de suelo.

Durante la ejecución del este ensayo es necesario registrar la magnitud del esfuerzo aplicado con su respectiva deformación, al graficar estos valores se obtendrá una curva como la figura 2.3, donde se muestra el comportamiento del suelo bajo la aplicación de una carga monótonica en ciclos de carga y descarga.

Para este material idealizado, que se muestra en la figura 2.3, no se aplica la ley de Hooke, debido a su comportamiento no lineal, lo cual genera dificultad para la obtención del módulo de Young.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

FIGURA 2.3 DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA PROBETA DE SUELO OBTENIDO EN EL ENSAYO TRIAXIAL

El módulo de Young o el módulo de deformación no es único para un mismo suelo depende del estado de esfuerzos a que el suelo va a estar sometido, en consecuencia existirán diferentes módulos de deformación.

La variación del estado de esfuerzos es la que clasifica al módulo en cinco tipos. [12]:

- Módulo secante, E_S
- Módulo tangente, E_T
- Módulo de descarga (módulo resiliente) , E_U
- Módulo de recarga, E_R
- Módulo cíclico, E_C

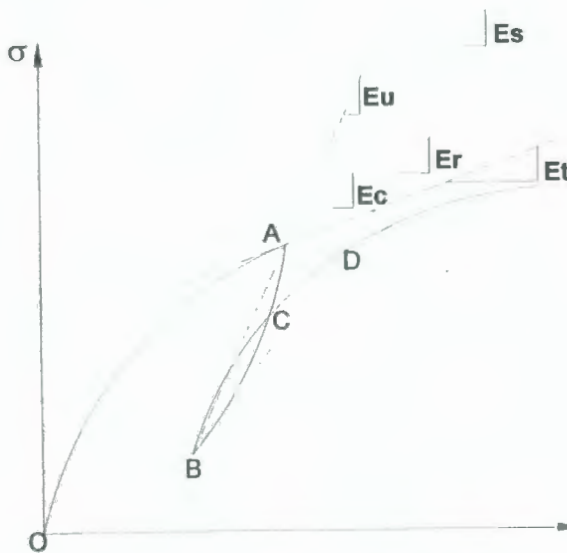


FIGURA 2.4 TIPOS DE MÓDULO DE ELASTICIDAD PARA UN SUELO [12]

En la figura 2.4 se ilustra la manera de obtener cada uno de los cinco módulos elásticos, los que se describen a continuación:

Módulo Secante

Es el valor de la pendiente de la recta que une los puntos O-A, E_s , se usa para estimar el movimiento debido a la primera aplicación de la carga, sobre una cimentación superficial [12].

Módulo Tangente

Es igual a la pendiente de la recta tangente al punto A, E_T , y es utilizado para calcular el incremento del movimiento debido al aumento de carga, como es el caso del movimiento producido por la adición de un piso más en un edificio de gran altura [12].

Módulo de descarga

El valor del módulo de descarga E_U , también conocido como el módulo resiliente, M_R , se lo obtiene de la pendiente que une los puntos A y B, es usado para diseño de pavimentos; y se define como la razón del esfuerzo experimentado por aplicación de la carga cíclica, como ocurre en un pavimento, es calculado con la siguiente ecuación [12].

$$M_R = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\epsilon_{axial}} \quad (2.3)$$

En el laboratorio puede ser determinado con una prueba triaxial cíclica, donde la muestra es sometida a esfuerzos desviadores cíclicos para simular los esfuerzos dinámicos por el movimiento de las llantas, junto a un esfuerzo confinante [1].

En la metodología actual de diseño de pavimentos rígidos o flexibles se propone utilizar el módulo de resiliencia M_R , el que está llamado a sustituir al **CBR** (California Bearing Ratio) por las siguientes razones (AASHTO, 1993):

- Es una propiedad mecánica básica que puede usarse en análisis mecanicistas de sistemas de capas múltiples para predecir diferentes tipos de deterioros, como son el agrietamiento, las deformaciones permanentes, la rugosidad, etc.
- Se le ha reconocido internacionalmente como método para la caracterización de materiales y para su uso en diseños y evaluación de pavimentos.
- Existen técnicas no destructivas para su medición en campo.

Haciendo uso de correlaciones semi-empíricas existentes propuestas por organismos, es posible obtener el valor del módulo

resiliente en función del CBR. Siendo las más utilizadas las propuestas por la AASHTO 1993 que se detallan a continuación:

$$Mr \text{ (psi)} = 1500 \text{ CBR}; \quad \text{CBR} < 7.2\% \quad (2.4)$$

$$Mr \text{ (psi)} = 3000 \text{ CBR}^{0.65} \quad 7.2\% < \text{CBR} < 20\% \quad (2.5)$$

$$Mr \text{ (psi)} = 4.326 \ln \text{ CBR} + 241 \quad (\text{para suelos granulares}) \quad (2.6)$$

(Psi = 0.0069 MPa).

Módulo de recarga

Corresponde al valor de la pendiente de la recta que une los puntos B y D, E_R . El uso de este módulo es para calcular el movimiento en la parte inferior de una excavación, si el suelo excavado o un edificio de igual peso ha sido reubicado en la excavación. [12].

Módulo cíclico

Es el valor de la pendiente de la recta que une los puntos B y C, E_c , y es utilizado para casos como el movimiento de la cimentación de una pila sujeta a cargas de onda repetida [12].

2.3 Factores que afectan al módulo de elasticidad de un geomaterial



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

Por la naturaleza del suelo, los parámetros que de él se obtengan serán dependientes de muchos factores; y el valor del módulo de elasticidad no es la excepción, que depende de muchas variables que son descritas a continuación [7]:

2.3.1 ESTADOS DE ESFUERZO

Para saber el efecto que tendrá la aplicación de un esfuerzo sobre el suelo es necesario saber que tipo de esfuerzos son los que actúan ya que pueden ser esfuerzos normales, cortantes o la combinación de ambos, cuando actúan tres esfuerzos normales sobre una misma masa de suelo, y al mismo tiempo se dice que actúa un esfuerzo confinante.

Las condiciones a las que sea aplicada un esfuerzo, también influye en los efectos que este produzca sobre el suelo, en el caso de suelos finos el esfuerzo desviador es el que más afecta en el comportamiento del módulo resiliente

Para estudiar la relación existente entre el módulo resiliente y el esfuerzo desviador existen varios modelos, siendo los más utilizados los 3 modelos descritos a continuación:

2.3.1.1 Modelo Aritmético (Aproximación Bilineal)

El comportamiento bilineal plantea las siguientes ecuaciones

$$M_R = k_1 + K_3 (k_2 - \sigma_d), \sigma_d < k_2 \quad (2.7)$$

$$M_R = k_1 + K_4 (\sigma_d - k_2), \sigma_d > k_2 \quad (2.8)$$

Donde k_1 , k_2 , K_3 y K_4 son constantes del material.

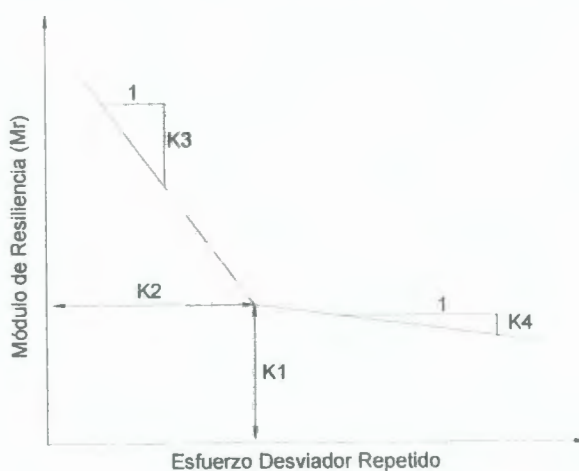


FIGURA 2.5 MODELO ARITMÉTICO (APROXIMACIÓN BILINEAL) [1].

En la figura 2.5 se muestra el comportamiento del módulo resiliente y el esfuerzo desviador. El punto de quiebre K_1 , es utilizado para clasificar el suelo en 4 tipos muy blandos, blandos, medios, y rígidos como se observa en la figura 2.6.



**BIBLIOTECA FICT
ESPOL**

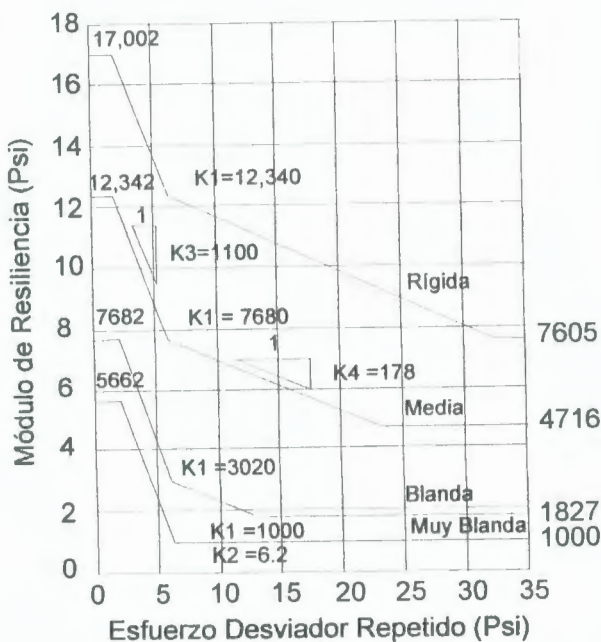


FIGURA 2.6 VALORES DE K1 PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELO [1].

2.3.1.2 Modelo Hiperbólico

El modelo hiperbólico es usualmente atribuido al trabajo de Duncan y Chang (1970), representado por la siguiente ecuación

$$E = \left(\frac{1}{E_0} + \frac{\epsilon}{s} \right)^{-1} \quad (2.9)$$

Donde

E_0 : Módulo tangente inicial equivalente al módulo secante para una deformación igual a cero.

S : Valor asintótico del esfuerzo, cuando la deformación tiende al infinito.

Todos estos valores son obtenidos de la ejecución del ensayo triaxial.

2.3.1.3 Modelo Brown y Loach.

Fue propuesto por Brown; y plantea una relación no lineal entre el esfuerzo normal efectivo P_o' y el esfuerzo desviador [7], mediante la siguiente expresión

$$M_R = A \times \left(\frac{P_o'}{\sigma_d} \right)^B \quad (2.10)$$

Donde:

P_o' = Esfuerzo efectivo normal

σ_d = Esfuerzo desviador.

A = varía en un rango de 2.9 a 29 Ksi.

B = Varía desde 0 a 0.5

Una versión modificada por Loach (1987) propone

$$M_R = C \times \sigma_d \left(\frac{P_o'}{\sigma_d} \right)^D \quad (2.9)$$

Donde:

C = Varía desde 10 a 100

D = Varía desde 1 a 2



BIBLIOTECA FIC
ESPOL

Dentro de los estados de esfuerzo se debe considerar también la estructura del suelo, es decir el *estado de sus partículas, el contenido de agua*, además de la historia de esfuerzos [12].

Dentro de la estructura del suelo se entiende como están los espacios intergranulares, sin estos son mínimos, la densidad seca será mayor, en consecuencia el módulo resiliente será mayor.

Dos diferentes tipos de suelo pueden tener la misma densidad, pero no el mismo módulo, esto depende de cómo sea la estructura del suelo. En suelos de grano grueso puede haber una estructura densa o suelta y en suelos cohesivos ser floculada o dispersa [12].

2.3.2 EFECTO DE LOS ESFUERZOS DE CONFINAMIENTO

El efecto que tenga el esfuerzo de confinamiento, variará dependiendo del tipo de suelo que se estudie.

En el caso de los suelos granulares, la presión confinante esta relacionada con la relación de vacíos. Para una mayor presión de confinamiento menor será la relación de vacíos, lo que produce que el suelo sea menos compresible, ganando



resistencia. En este tipo de suelos la gravedad tiene un papel importante en su comportamiento, de ahí que para mayor presión, las partículas entrarán en mayor contacto unas con otras, generando mayor fricción, mayor resistencia al esfuerzo cortante, en consecuencia mayor módulo. Para los suelos finos la resistencia también proviene de la acción del esfuerzo confinante, aunque el aumento del módulo resiliente con el incremento del esfuerzo confinante no es tan significativo en comparación con lo que sucede en los suelos granulares. En la figura 2.7, se observa el efecto del esfuerzo confinante, para valores mayores de la presión confinante mayor será el módulo resiliente, es así que para presiones de 6 psi, registra mayores valores de módulo que para presiones de 4, y más aún de 2 psi (Psi = 0.0069 MPa).

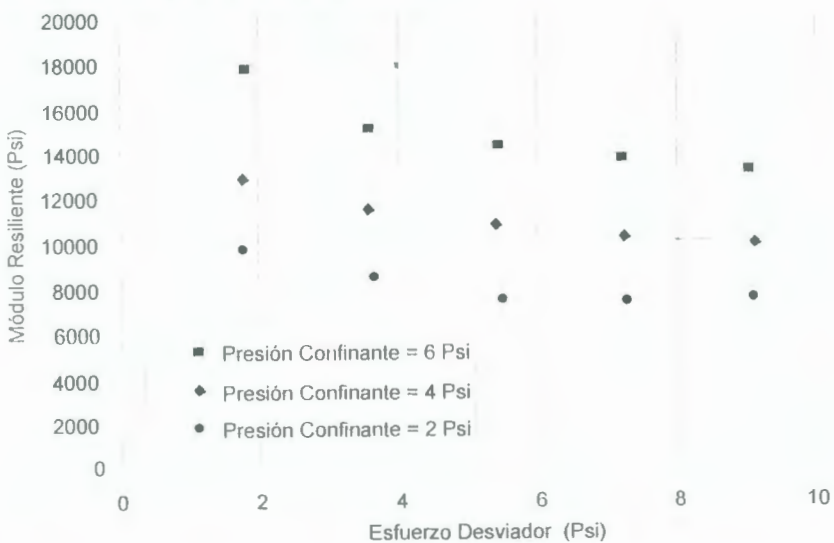


FIGURA 2.7 EFECTO DEL ESFUERZO CONFINANTE [2].

2.3.3 EFECTO DEL ESFUERZO DESVIADOR

La relación que existe entre el módulo resiliente en función del esfuerzo desviador, depende del tipo de suelo que se estudie.

Cuando se aplica el esfuerzo desviador sobre una probeta de suelo fino se producen deformaciones axiales que aumentan a medida que aumenta la magnitud del esfuerzo desviador, rompiendo las fuerzas de cohesión o atracción de las partículas laminadas restándole resistencia al suelo, y disminuyendo el módulo resiliente.

En los suelos granulares, el esfuerzo desviador produce un reacomodo de las partículas, favoreciendo a un contacto intergranular, lo que produce una fricción que se manifiesta en un aumento de resistencia consecuentemente un aumento en el módulo resiliente, claro esta en un comportamiento elástico. Boateng, Poku y Dumm en 1989 estudiaron el comportamiento entre el esfuerzo desviador y el módulo resiliente, para estudiarlo realizaron varias pruebas sobre suelos granulares aplicando diferentes magnitudes de esfuerzo desviador y a diferentes presiones confinantes.

En la figura 2.8 se observa el comportamiento de estos dos valores en un suelo fino, es evidente que para un mayor esfuerzo desviador menor será el módulo resiliente, para una misma presión confinante.

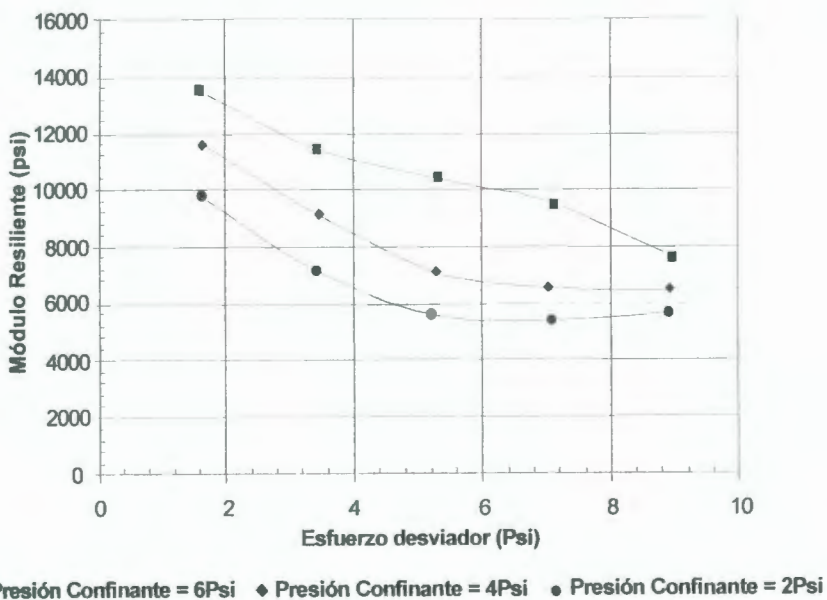


FIGURA 2.8 VARIACION DEL MÓDULO RESILIENTE CON EL ESFUERZO DESVIADOR PARA SUELOS FINOS [2].

En la figura 2.9, se ilustra el comportamiento del módulo resiliente con el esfuerzo desviador, para suelos granulares para igual condición de presión confinante.



BIBLIOTECA FICT
FSPOL

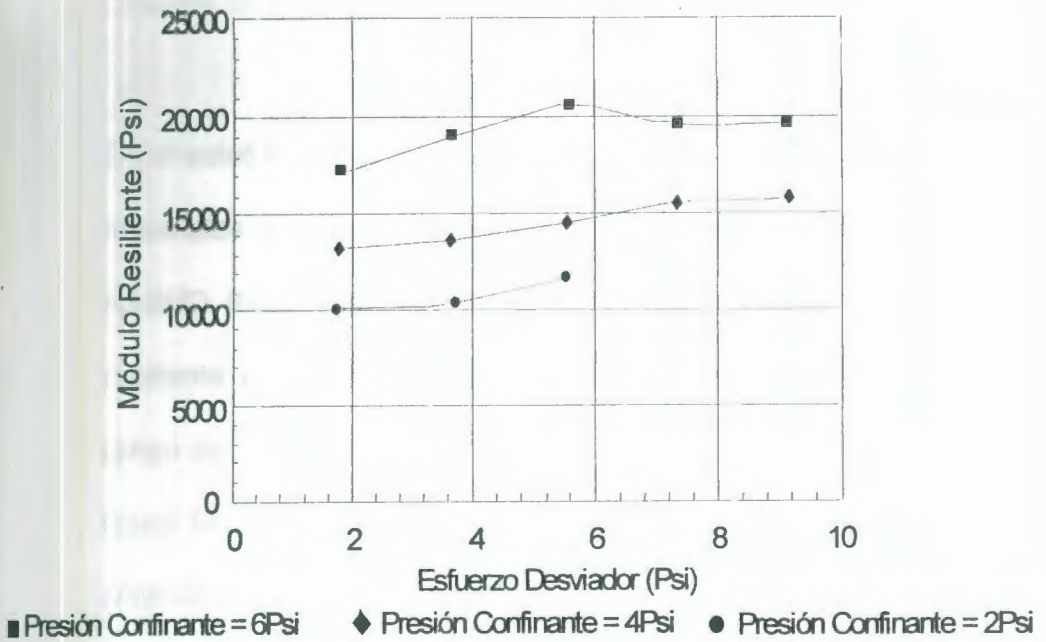


FIGURA 2.9 VARIACIÓN DEL MÓDULO RESILIENTE CON EL ESFUERZO DESVIADOR PARA SUELOS GRUESOS [2].

2.3.4 Número de repeticiones de carga

Cuando se aplica una carga cíclica sobre un suelo, se producen deformaciones plásticas y deformaciones elásticas o resilientes.

Varias investigaciones se han realizado para estudiar como se comporta el módulo resiliente con el número de aplicaciones de una carga cíclica, investigadores como Brown et al 1975, Raymond et al 1979, Seed et al 1955, 1958,

1960, 1961, 1962, 1967, Tanimoto y Nishi 1970, Townsed y Chisolm 1976 estudiaron este comportamiento [1].

En el estudio realizado por Seed et al en 1962 se trabajó con materiales que constituían la subrasante en el proyecto de AASHO Road Test, donde se determinó valores de módulo resiliente variando la magnitud del esfuerzo desviador en un rango de 1 a 10 psi, la deformación resiliente se incrementa hasta las cien aplicaciones, luego tiene un comportamiento constante hasta los 1000 ciclos.

Los resultados obtenidos por Seed et al, en 1962 coincidieron con los obtenidos por Tanimoto y Nishi en 1970, ellos observaron que las deformaciones elásticas en el lado húmedo de la curva de compactación presentan mayor variación en los primeras millares de aplicación de la carga, luego su comportamiento es constante.

En los suelos compactados en el lado seco de la curva de compactación, no existe una variación muy notable en la deformación resiliente.



Esta diferencia de comportamientos se debe a que cuando el suelo se compacta en la rama seca, el suelo se encuentra parcialmente saturado, lo que genera en los poros una fuerza de succión generado por la tensión superficial que se desarrolla dentro de los poros, esta succión será mayor a medida que el suelo está más seco. En cambio cuando el suelo es compactado en la rama húmeda, existe un alto grado de saturación, que produce la pérdida de la succión llegando al límite inferior del módulo, lo que implica que no variará más volviéndose constante.

Para estudiar el comportamiento del módulo resiliente con el número de ciclos de carga, en el IMT (Instituto Mexicano del Transporte) se realizaron ensayos de módulo resiliente siguiendo la secuencia recomendada por el Programa Estratégico de de Investigación de Carreteras (SHRP). En la figura 2.10 se presenta el resultado obtenido sobre una arcilla compactada, con densidad seca máxima 1.405 Kg/m^3 , y un contenido óptimo de humedad de 28.70%, con la aplicación de un esfuerzo desviador de magnitud 13600 KPa a diferentes ciclos de aplicación que varían desde 0 hasta 25000, para valores mayores el módulo resiliente tiende a ser constante.

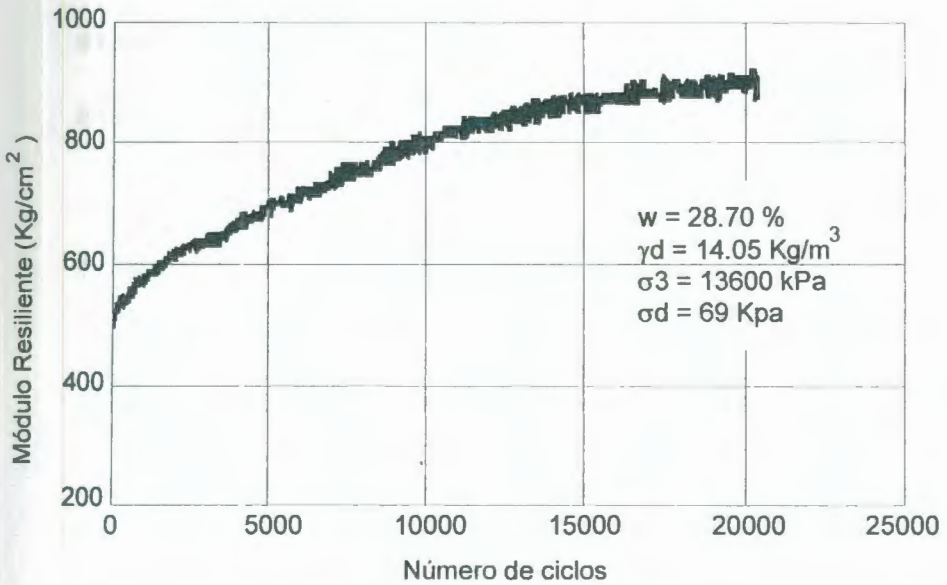


FIGURA 2.10 VARIACION DEL MÓDULO RESILIENTE CON EL NÚMERO DE REPETICIONES DE CARGA [1]

2.3.5 Método de Compactación

El método de compactación que se aplique a un suelo influye en el valor del módulo resiliente que tendrá, porque el método de compactación que se aplique cambiará la estructura del suelo.

Para estudiar este efecto, investigadores como Seed et al (1962, 1967), Elliot y Thornton (1988) trabajaron con suelos arcillosos, compactándolos con diferentes contenidos de humedad. El comportamiento de este tipo de suelos es complejo, si se compacta por amasado (rodillo pata de cabra)

sin importar con que contenido de humedad se compacte la estructura será floclada o al azar, en el caso de que se haga una compactación estática (rodillo liso sin vibración).

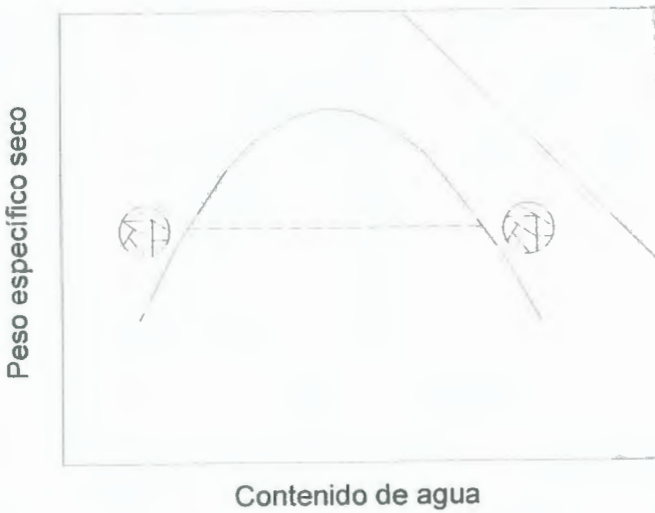
Si se compacta con contenidos de humedad menores que el óptimo, la estructura del suelo es floclada o errática lo que aumenta la posibilidad del hinchamiento de las arcillas; para una misma energía de compactación en el lado húmedo de la curva la estructura del suelo es dispersa que produce que la estructura sea menos permeable. Este comportamiento se ilustra en la figura 2.11, donde se ve como varía la estructura del suelo.

El método de compactación influye en la resistencia del suelo, por ende en el comportamiento del módulo resiliente, lo que se observa en la figura 2.12, para la compactación estática se obtienen los valores más altos de módulo resiliente, mientras que en la compactación por amasado lo contrario. Esta diferencia es más notoria en el rango de 16% a 18% de contenido de agua, rango en que está incluido el contenido de agua óptimo, para valores mayores la diferencia de valores entre estos dos métodos es mínima.





COMPACTACIÓN POR AMASADO



COMPACTACIÓN ESTÁTICA

FIGURA 2.11 ORIENTACIÓN DE LAS PARTICULAS DE ARCILLA EN FUNCIÓN DEL MÉTODO DE COMPACTACIÓN. [1]

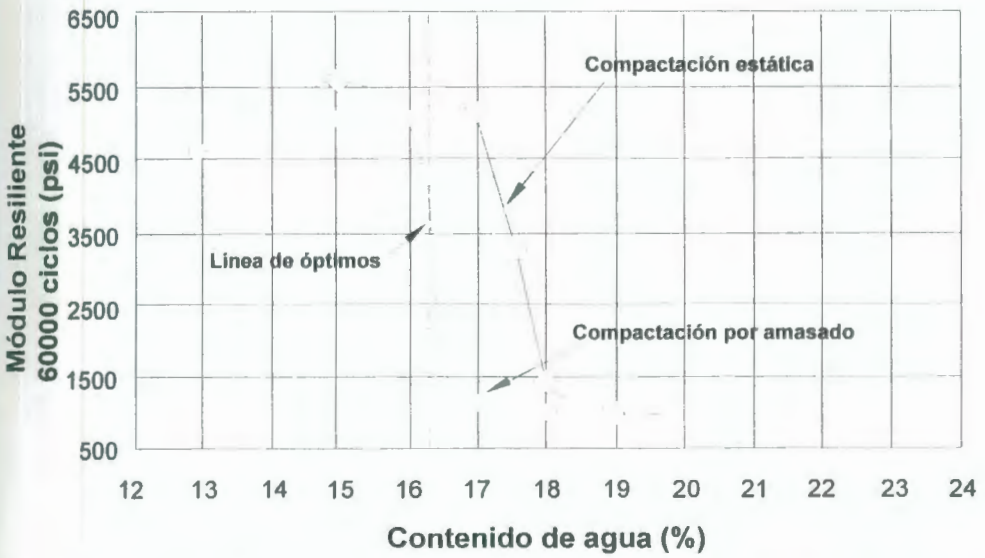


FIGURA 2.12 VARIACIÓN DEL MÓDULO RESILIENTE CON EL CONTENIDO DE AGUA [1].

2.3.6 Tixotropía

En investigaciones realizadas en arcillas compactadas (Mitchell 1960, Seed y Cahn 1957; y Seed et al 1960) coincidieron que cuando a este tipo de suelos se los compacta con altos grados de saturación, existe un ligero aumento en la resistencia, en especial si se trabaja después de un tiempo de reposo. Esta ganancia en la resistencia se le atribuye a la tixotropía, efecto que sólo se presenta en este tipo de suelos (suelos arcillosos), debido al proceso de atracción electrostático entre las partículas arcillosas con carga negativa y el agua que las rodea cuyas moléculas tienen carga positiva.

Para entender el comportamiento resiliente en las arcillas compactadas en función del tiempo de reposo, Seed, Chan y Lee ensayaron muestras de suelos provenientes de la subrasante en el tramo de prueba AASHO, en la figura 2.13 se ilustra estos resultados obtenidos donde es claramente observable como aumenta el módulo resiliente a medida que el lapso existente entre la compactación y el ensayo aumenta, estos aumentos en el módulo pueden llegar a ser mayores a 100% como en el caso del módulo resiliente obtenido después de un tiempo de reposo de quince minutos con el obtenido después de un lapso mayor a cincuenta días [1].

Investigadores como Tanimoto y Nishi (1970), en su estudio mostraron que el efecto de la tixotropía es más acentuado cuando se compactan las arcillas en el lado húmedo de la curva de compactación [1].

En la figura 2.13 se observa la evolución del módulo resiliente con el intervalo existente entre la compactación y la prueba.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

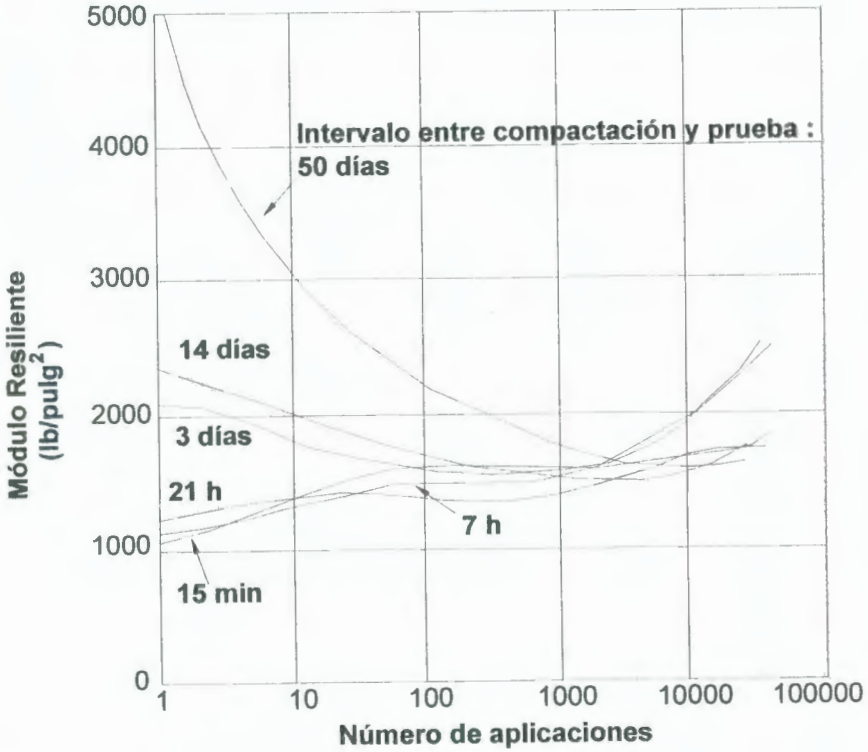


FIGURA 2.13 EFECTO DE LA TIXOTROPIA CON EL MÓDULO RESILIENTE [1].

Se puede definir una tasa de tixotropía como [7]:

$$\frac{C_{ut}}{C_{ut=0}} \quad (2.10)$$

Donde:

C_{ut} = Resistencia a la compresión a un tiempo t después de la compactación.

$C_{ut=0}$ = Resistencia a la compresión a un tiempo $t=0$ después de la compactación.

2.3.7 Efecto de la temperatura

Para entender que la temperatura tiene sobre el módulo resiliente, es necesario diferenciar tres condiciones en el suelo:

- Congelado
- No congelado
- Deshielo

En estudios realizados por Chamberlain et al (1989) observaron que mientras un suelo grueso como arenas y gravas está congelado el módulo resiliente se incrementa de forma suave, como se ve en la figura 2.14. A medida que existe un incremento en la temperatura, lo que produce que el suelo se descongele el agua resultante de esta fase hace que la resistencia disminuya, en consecuencia el módulo resiliente también disminuye.

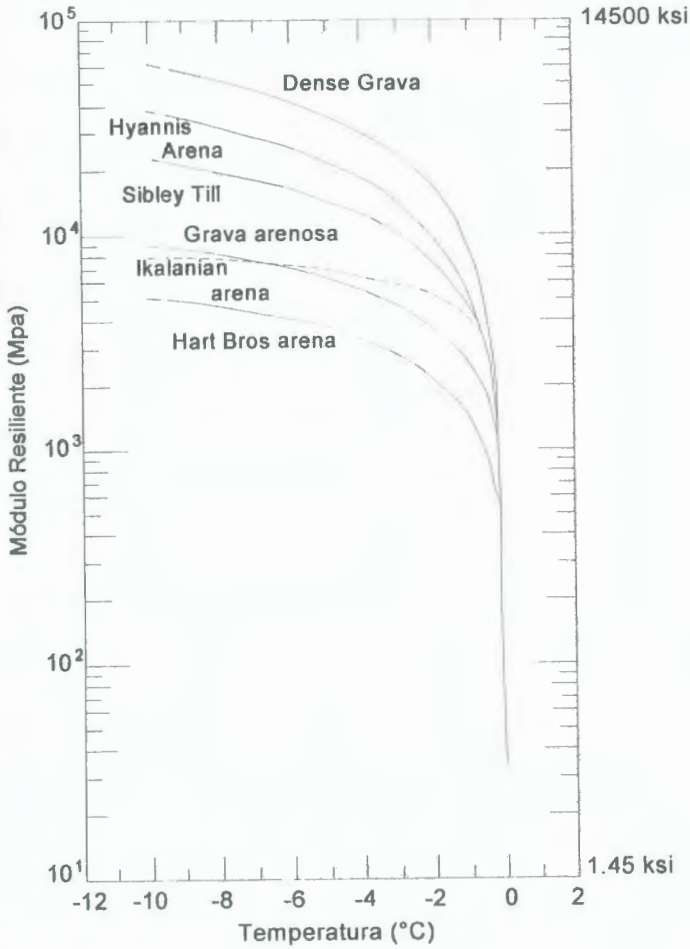


FIGURA 2.14 VARIACIÓN DEL MÓDULO RESILIENTE CON LA TEMPERATURA [2].

2.3.8 Grado de saturación

En estudios conducidos por Thompson y Robnett (1976), observaron que el grado de saturación guarda una relación inversamente lineal con el módulo resiliente

Para corroborar esta conclusión, el IMT (Instituto Mexicano del Transporte) en el año 2001; ensayó 35 muestras de arcilla altamente compresible aplicando, esfuerzos desviadores que varían entre 12 hasta 15 Pa, el contenido de humedad entre 14% y 36%; y presión de confinamiento de 13.8 KPa, con un número de aplicaciones de 20000; obteniendo valores de módulo resiliente entre 33800 y 186000 KPa [1].

Graficando los valores de módulo resiliente obtenidos; y uniendo puntos de igual valor, se obtuvieron las curvas isocaracterísticas del módulo resiliente (color azul), que se muestran en la figura 2.10 es fácil ver que para un valor seleccionado de contenido de humedad, el valor del módulo resiliente se incrementa, hasta llegar a altos grados de saturación donde decrece. Este comportamiento se debe al efecto que el contenido de agua tiene sobre la estructura del suelo, cuando se compacta en la rama seca, la estructura del suelo es floclada o porosa, los poros están en contacto unos con otros y parcialmente con aire, el agua presente está en forma capilar produciendo que aumente la succión, haciendo que el suelo tenga más rigidez, mientras que cuando el suelo se compacta en la rama húmeda, la estructura es dispersa,

los poros están llenos de agua, por lo que la succión disminuye y el suelo no es tan rígido.

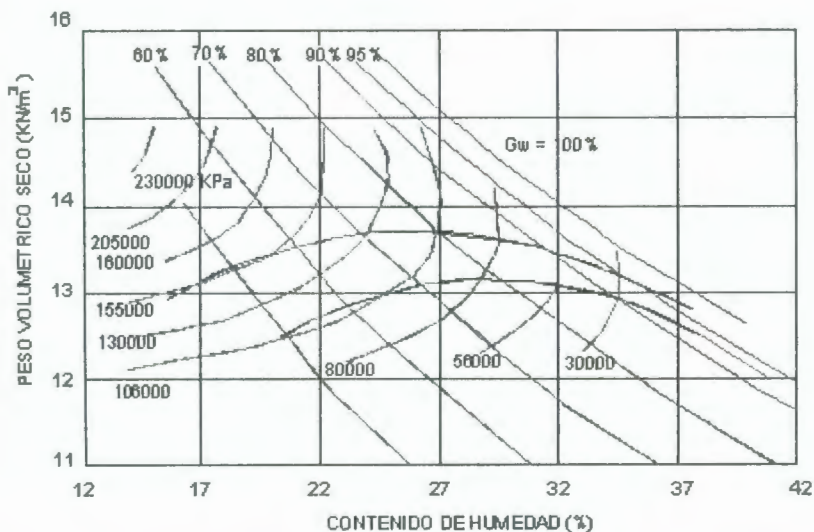


FIGURA 2.10 EFECTO DEL GRADO DE SATURACIÓN SOBRE EL MÓDULO RESILIENTE [1].

2.3.9 Efecto del contenido de agua volumétrico.

El contenido de agua volumétrico (θ) es una medida del contenido de humedad y puede ser calculado haciendo uso de la ecuación 2.11 [7]

$$\theta = \frac{V_w}{V_t} \times 100 \quad (2.11)$$

θ = Contenido de agua volumétrico (%)

V_w = Volumen de agua

V_t = Volumen total de la masa del sistema suelo-agua.



Thompson y Robnett (1976) mediante la realización de regresiones múltiples a los resultados obtenidos sobre varios tipos de suelos, determinaron la correlación lineal entre el módulo elástico y el contenido de agua volumétrica.

$$E_{RI} = a + b\theta \quad (2.12)$$

Donde:

E_{RI} = Módulo resiliente en el cambio de pendiente en el modelo hiperbólico propuesto por Boateng-Poku y Drumm (Ksi, ksi = 0.145 MPa).

θ = Contenido de agua volumétrico (%)

a = Intercepción (Ksi)

b = Coeficiente de regresión.

2.3.10 Propiedades del suelo

Las propiedades del suelo que mayor efecto tienen sobre el valor del módulo resiliente son la plasticidad, la granulometría contenido de arcilla, limo y materia orgánica, gravedad específica; y densidad relativa.

Los suelos con un gran índice de plasticidad, exhiben un mayor potencial de cambio de volumen, lo que ocasionan un incremento del contenido de humedad del suelo, en

consecuencia, posibles problemas de expansión, reduciendo la resistencia del suelo, y el módulo resiliente.

En los suelos gruesos la densidad relativa está ligada con la relación de vacíos; y con el grado de compactación. Para altos grados de compactación, la relación de vacíos disminuye, haciendo que el suelo gane resistencia, y aumente el módulo de elasticidad.

2.3.11 Factores Misceláneos

Entre los factores misceláneos están el drenaje, considerado muy importante ya que sin este, existiría un alto contenido de humedad en el suelo, lo que contribuye a disminuir el módulo Resiliente [7].

La succión del agua, definida como “La magnitud de la presión relativa a la presión externa del gas en el agua del suelo”; y expresada en cm. de columna de agua [1].

La succión consta de dos partes: La succión mátrica que es la presión que actúa en los granos sólidos del suelo y la osmótica que es por el contenido de sales [1].



Existe una relación lineal entre el módulo de resiliencia y la succión, tal como lo comprobó Dehlen (1969) y Finn et al (1972) [1].

2.4 Elección del módulo de elasticidad debido al campo de aplicación.

Como se explico anteriormente existen cuatro clases de módulos que dependiendo del campo de aplicación se debe seleccionar el adecuado.

Cimentaciones Superficiales

Los esfuerzos que soportan estas estructuras en promedio varían en rangos de 100 a 200 KPa, con deformaciones máximas de 25 mm. En este caso los valores del módulo varían entre 10000 a 20000 KPa [12].

Cimentaciones Profundas

Los esfuerzos soportados aquí varían debido a la fricción lateral de los pilotes de desplazamiento; y las deformaciones son pequeñas en comparación con las que se producen en las cimentaciones superficiales, debido a la energía que se disipa al momento de hincar el pilote [12].

Como estas cimentaciones son usadas en un amplio tipo de suelos, el módulo de elasticidad variará en un amplio rango [12].

Estabilidad de taludes y estructuras de retenimiento

Los movimientos y deformaciones que ocurren se deben al peso propio de la masa de suelo, es decir por la gravedad [12].

2.5 Comparación del módulo de elasticidad con otros parámetros geotécnicos.

A parte del módulo de elasticidad, existen otros parámetros que también pueden caracterizar las propiedades de un pavimento, como son [12]:

- Rigidez

Es la razón entre la fuerza aplicada sobre un área, y el desplazamiento de esta, como resultado de la aplicación de la fuerza. La rigidez tiene como unidades KN/m^2 .

Dependiendo del equipo que se use para la medición de la rigidez, el área de la base de este, puede ser cuadrada o circular.



**BIBLIOTECA FIC
ESPOL**

El módulo de elasticidad, guarda una relación con la rigidez, que se expresa de la siguiente forma:

$$E = f\left(\frac{K}{B}\right), \quad (2.13)$$

Donde

B es un factor relacionado con la forma del área de carga.

Como se puede observar fácilmente, la rigidez depende de la forma del área de carga, entonces la rigidez no es un parámetro que represente al suelo, sino más bien es una propiedad estructural del suelo que conforma la estructura del pavimento.

- Coeficiente de reacción de la subrasante

El coeficiente de reacción de la subrasante es la división de la presión aplicada a través de un área de carga, entre el desplazamiento de esta área [12].

El coeficiente de reacción de la subrasante tiene como unidades (KN/m³).

El área de carga puede ser una base, donde el coeficiente de reacción es vertical, o puede ser una pila cargada, coeficiente de reacción horizontal [12].

El módulo de elasticidad, guarda una correlación con el coeficiente de reacción de la subrasante, que se puede expresar de la siguiente forma [12]:

$$E = g (K \times B) \quad (2.14)$$

Donde

B Ancho de la base, el ancho o el diámetro de la pila.

K Coeficiente de reacción de la subrasante.

Entonces, el coeficiente de reacción depende de la forma del área de carga, por tanto su valor no representa las propiedades del suelo [12].



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

CAPÍTULO 3

3. MÉTODOS NO DESTRUCTIVOS PARA EVALUAR LOS MÓDULOS EN CAMPO.

3.1 Geogauge

Geogauge H-4140 es un dispositivo fabricado por Humboldt Mfg. Co., Norridge, que permite en forma ágil y económica el control de la compactación del suelo [8].

El Geogauge es el resultado del esfuerzo de U.S. Department of Defense's Research Program's Administration (ARPA) y Federal Highway Administration (FHWA); constituyendo es un rediseño de un dispositivo militar que usaba detectores sísmicos y acústicos para localizar minas de tierra [18].

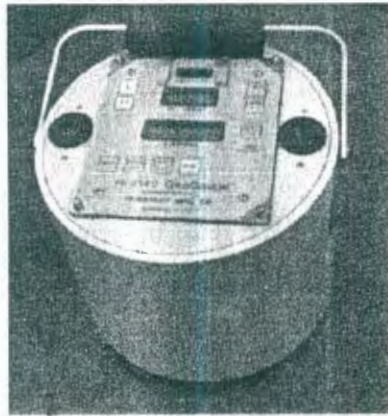


FIGURA 3.1 EQUIPO GEOGAUGE [15]

El Geogauge tiene un diseño compacto, lo que le otorga portabilidad y facilidad de operación, es el dispositivo más rápido y seguro, pues reduce la exposición a daños permitiendo que el ensayo sea rápido, con lo consiguiente reducción de costos.

El equipo mide dinámicamente “in situ” las propiedades de diseño del suelo en las capas de un pavimento; reportando:

- Rigidez estructural de una capa MN/m
- Módulo de Young equivalente, Mpa.

Con la ayuda de este dispositivo que cumple con la norma ASTM D-6758-02; se pueden compactar en obra las capas y componentes del pavimento; de modo que cumplan las especificaciones de diseño; consiguiendo la uniformidad estructural

de cada capa del pavimento, obteniendo un pavimento más duradero.

3.2 El deflectómetro por caída de peso (Falling Weight Deflectometer FWD)

El Falling Weight Deflectometer (FWD), fue desarrollado por la Universidad Técnica de Dinamarca, el Instituto Danés de Caminos y el grupo Dynatest en respuesta a la necesidad de contar con equipos que permitan evaluar de forma no destructiva los pavimentos de carreteras y aeropuertos [5].

El equipo FWD de estudio será el Dynatest 8000, en el cual se distinguen tres partes [5]:

- El trailer FWD, que puede ser conectado a cualquier vehículo pero de preferencia una furgoneta
- El Procesador Dynatest 8600, que es un microprocesador donde están conectados los geófonos y la caja de conexión del trailer. Su función es la de controlar la operación, aligerando el trabajo del operador, el desempeño del equipo para optimizar las mediciones y procesar las señales que registran los geófonos.



- Una computadora portátil, donde se realiza el cálculo del módulo resiliente.

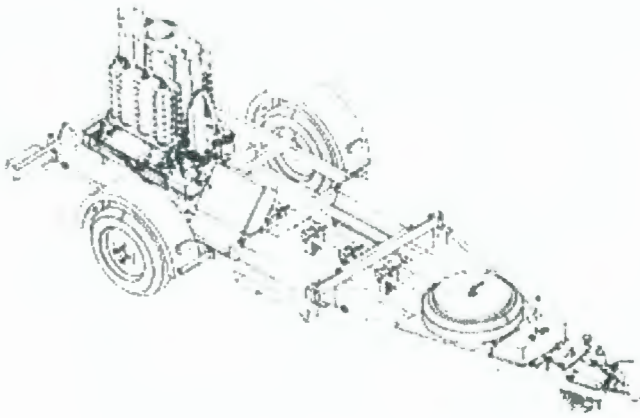


FIGURA 3.2 FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER [3] .

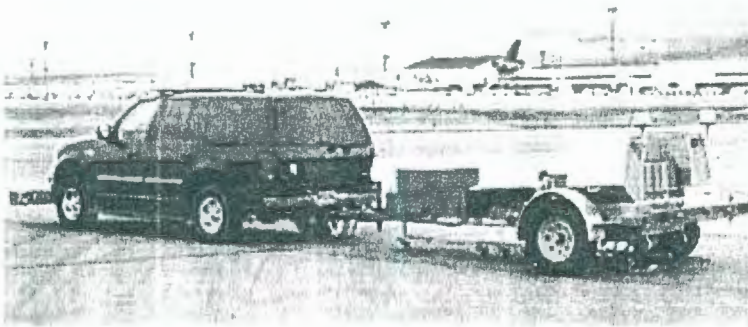


FIGURA 3.3 AJUSTE DEL TRAILER FWD AL VEHICULO DE REMOLQUE [3]

En el trailer FWD, hay un cuerpo libre de movimiento sobre un eje vertical, el que puede hidráulicamente elevar a alturas que varían en el rango de 50 a 510 mm. golpeando sobre un plato de carga, el que

pueden ser de 2 diámetros diferentes, 300 mm y 450 mm. Este plato de carga se apoya sobre unos amortiguadores de 5.6 mm, siendo su objetivo, asegurar uniformidad cuando se aplica la carga [5].

La carga que se aplica, varía desde 6.7 KN a 155.7 KN y es registrada por la celda de carga. Además de la celda de carga, el FWD tiene siete geófonos ubicados a 0, 305, 457, 610, 914, 1219, 1524 mm. medidos desde el centro del plato de carga. Todos estos geófonos tienen transductores para medir las deflexiones máximas, resultado de la aplicación de la carga [5].

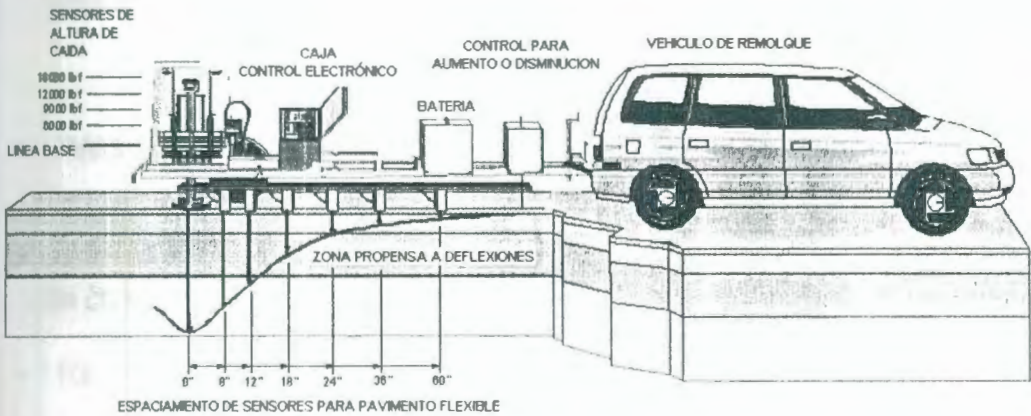


FIGURA 3.4 FWD DYNATEST MODEL 8000 [5]

El cálculo del módulo resiliente de cada capa que conforma un pavimento, como también su respectiva altura, se lo efectúa utilizando los valores de las deflexiones registradas por los geófonos para cada carga, un módulo elástico asumido, la razón de Poisson, y el espesor de cada capa. Con estos datos se procede al cálculo de

las deflexiones teóricas; para después ser comparadas con las deflexiones medidas en sitio [5].

Si existe una gran diferencia entre estos dos valores, se procederá a ejecutar un ajuste, lo que implicará variar el módulo de elasticidad y realizar varias iteraciones hasta minimizar esta diferencia. Logrado esto, el valor del módulo utilizado será el valor que representa el comportamiento real del pavimento, para un cierto valor de carga [5]. Existen programas que permiten este retro-cálculo de manera rápida y precisa como Modulus, Elmod y Evercalc.

El FWD es usado ampliamente para evaluar la capacidad de las diferentes capas de un pavimento, por las ventajas que presenta, tales como [3]:

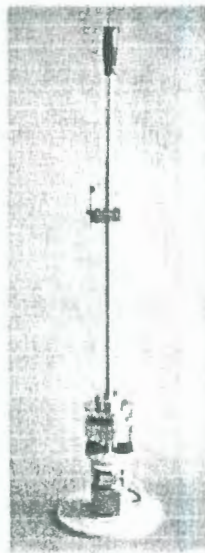
- Resultados más reales, pues la carga que se aplica simula a la que produce una rueda en movimiento.
- Ensayo no destructivo
- Puede ser realizado por una sola persona
- Ensayo preciso y rápido (60 ensayos por punto, por hora).
- Amplio rango de cargas que varían entre de 7-120 KN.
- Puede ser usado para el control de calidad de las capas de pavimento durante la ejecución de la obra.

Una desventaja de este equipo, es que está diseñado para ser aplicado sólo después que está concluida la superficie de concreto o asfalto; por lo que si no se conocen los valores de módulo de diseño, no se podrán tomar medidas correctivas a tiempo.

De las muchas evaluaciones que se han realizado a este equipo, se recomienda no usarlo para espesores de pavimento flexible menores a 3 pulgadas, o cuando se encuentra roca superficialmente.

3.3 Prima 100

Keros Prima 100 es un equipo fabricado por Dynatest, y permite la realización del ensayo de plato de carga dinámico.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

FIGURA 3.5 KEROS PRIMA 100 [10]

El equipo consta principalmente de tres partes, las que están fabricadas en acero inoxidable y aluminio anodinado en las partes metálicas. A continuación se describen cada una de estas partes [11]:

- Sensores, que conforman la parte electrónica
- Cubierta, para proteger los sensores
- Martillo deslizante.

Los sensores son de dos tipos, la celda de carga que es un transductor de fuerza; y el geófono central que es un transductor de velocidad ubicado en el centro del plato de carga, que es de forma circular con diámetros que pueden ser de 100, 200 y 300 mm [11].

De requerir medir el valor de la deflexión fuera del punto de carga, se debe incorporar dos sensores más.

Los datos registrados por los sensores, son almacenados en la memoria del equipo, para luego poder ser transmitidos a una computadora.

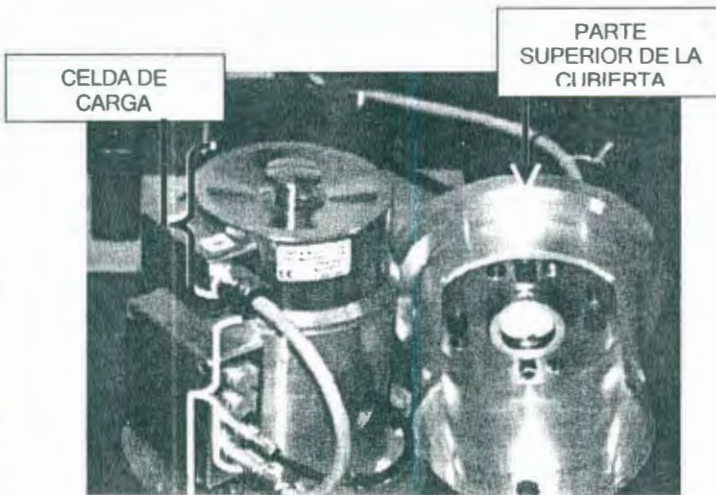


FIGURA 3.6 CELDA DE CARGA DEL KEROS PRIMA 100 [11]

La cubierta de acero que protege a los sensores, se divide en dos partes, la base que es donde se encuentra el geófono central; y la parte superior que es móvil y protege a la celda de carga en su parte superior; además, es donde se asientan los amortiguadores y la guía donde van colocadas dos varillas unidas por medio de tornillos; por donde se deslizará el martillo.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

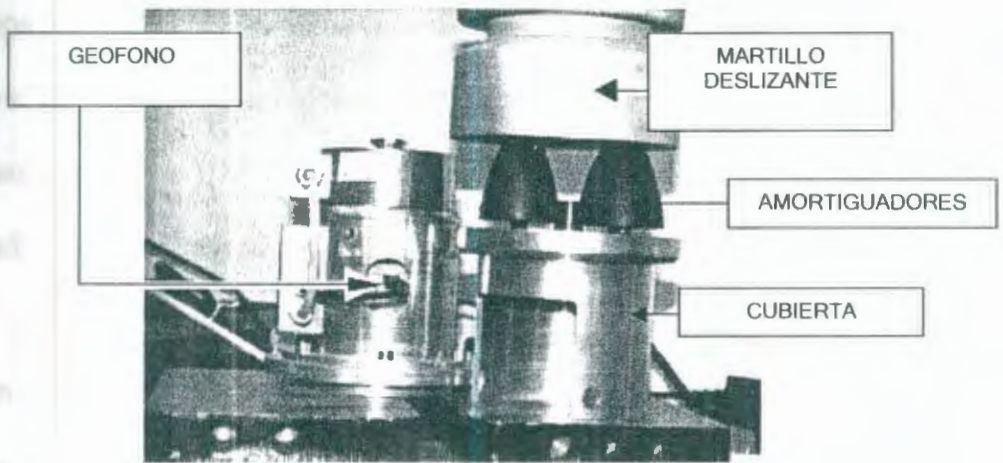


FIGURA 3.7 VISTA INFERIOR DEL KEROS PRIMA 100 CON SUS ELEMENTOS [11].

El martillo deslizante, pesa 10 Kg. y constituye la masa que cae desde diferentes alturas, siendo la máxima caída de 0.85 m. Adicionalmente el equipo tiene dos martillos, cada uno de 5 kg.

El principio de operación del Prima 100, consiste en aplicar sobre el plato de carga circular, una carga de impacto producida por la caída del martillo, lo que producirá una deflexión. Esta deflexión es el resultado de la integración de la velocidad registrada por el geófono central [11]. El tiempo de duración de la aplicación de la fuerza, varía en un rango de 10 ms a 120 ms.

Los valores registrados de fuerza y desplazamiento, con su respectivo tiempo son almacenados en la memoria del dispositivo, para luego ser transmitidos al computador y, pueden ser leídos usando editor de texto u hojas de cálculo, con estos valores es posible obtener la siguiente gráfica.

Con los valores obtenidos del equipo, es posible calcular la rigidez y el módulo de elasticidad, haciendo uso de las siguientes ecuaciones:

$$K_{est} = \frac{\text{Fuerza máxima}}{\text{Desplazamiento máximo}} \quad (3.1)$$

$$E_{est} = \frac{k(1-\nu^2)}{\delta_c} \quad (3.2)$$

Donde

$K = \frac{\pi}{2}$ y 2, para platos de carga rígido y flexible, respectivamente.

δ_c = Deflexión en el centro del plato de carga

P = Carga aplicada

R = Radio del plato de carga.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

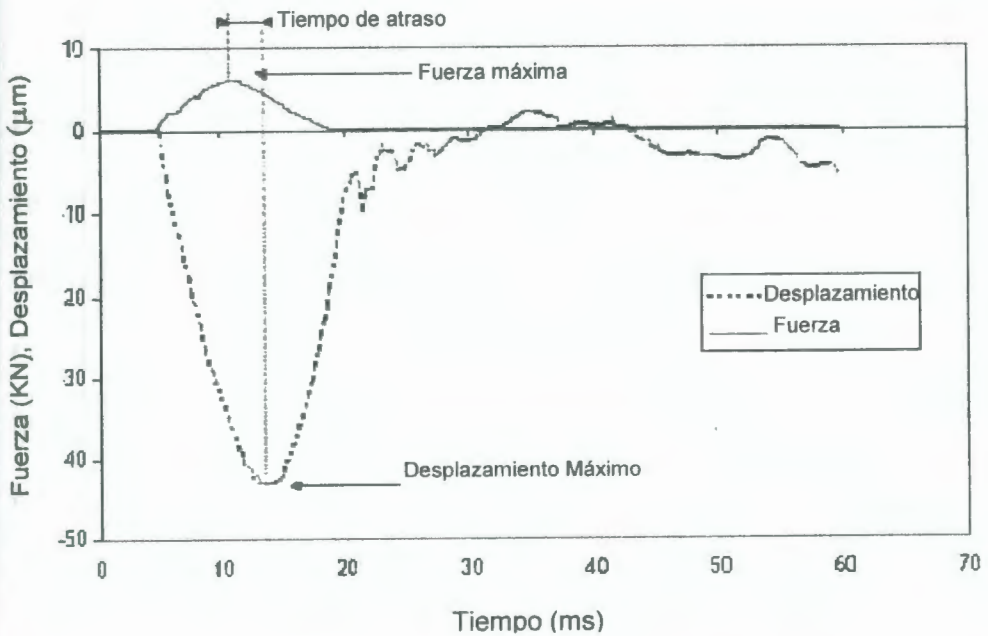


FIGURA 3.8 GRAFICO FUERZA- DESPLAZAMIENTO VS. TIEMPO, OBTENIDO USANDO EL KEROS PRIMA 100 [11]

La principal aplicación del Prima 100, es para determinar la capacidad de carga de las capas de base y subbase en un pavimento.

Entre las principales ventajas de este equipo están [10] :

- Ensayo de corta duración
- Equipo ligero (menos de 20 Kg) lo que lo hace portátil, pudiendo ser usado en cualquier obra de ingeniería.
- Permite un gran número de mediciones, aproximadamente 20000 mediciones.

- Ensayo no destructivo.

Por recomendación del fabricante, el máximo valor de la carga que se puede aplicar en el equipo es de 15 KN, la máxima deformación que se puede medir es de 2 mm; y por último cuando se tengan módulos de elasticidad inferiores a 125 MPa y 170 MPa, es aconsejable usar platos de carga con diámetros de 300 y 200 mm. Respectivamente [11].

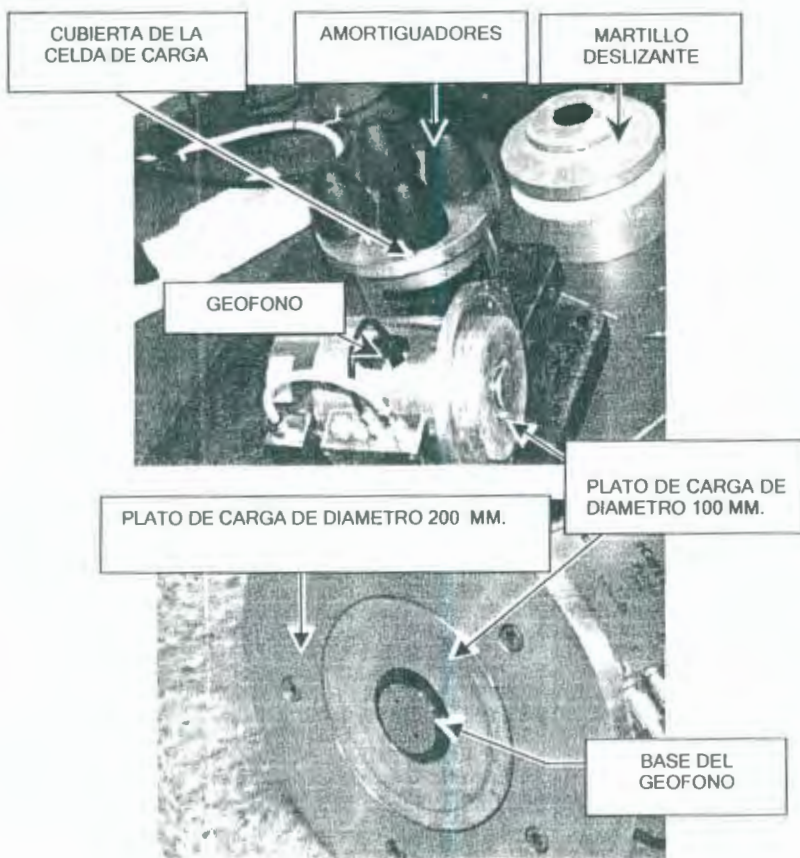


FIGURA 3.9 ELEMENTOS QUE COMPONEN EL KEROS PRIMA 100 [11]

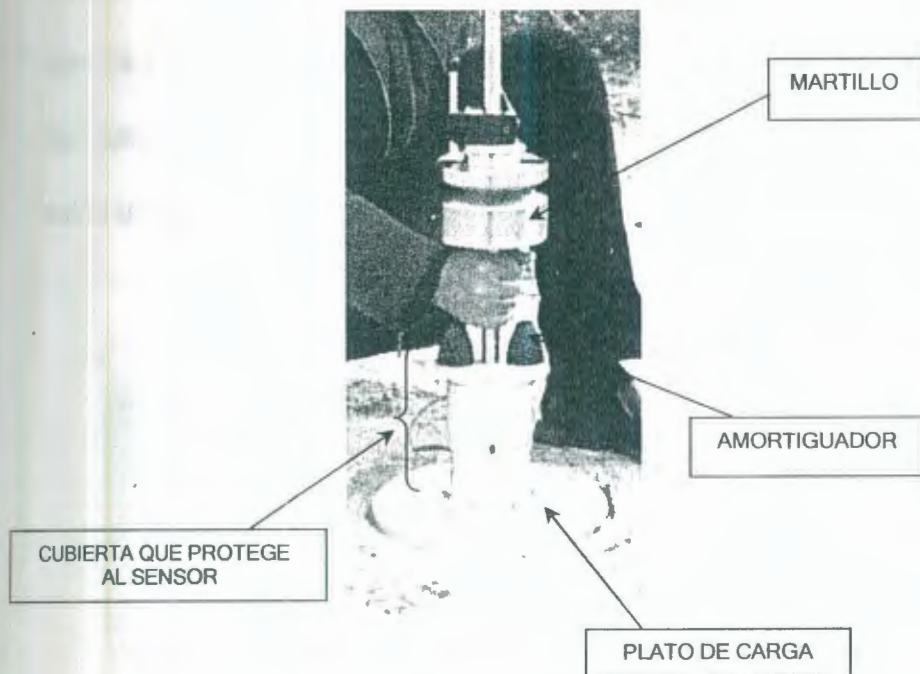


FIGURA 3.10 VISTA KEROS PRIMA 100 EN EL LUGAR DE OBRA [11]

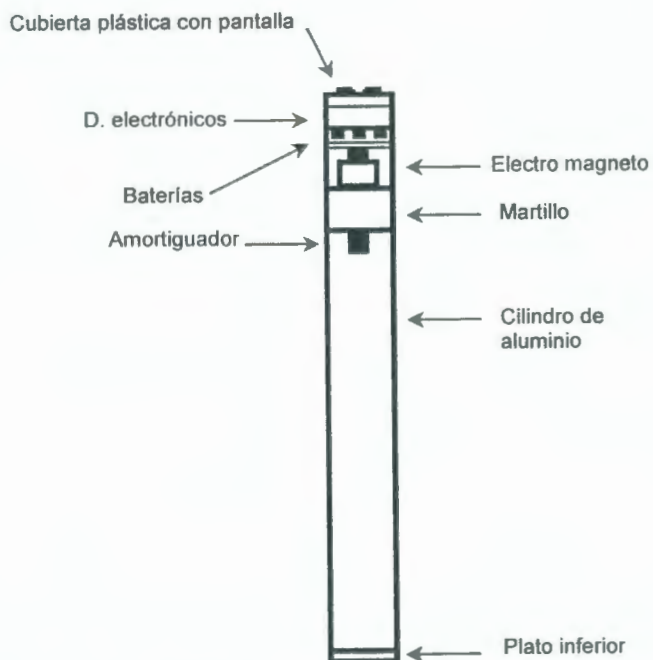
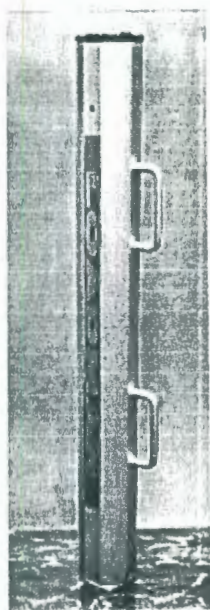
3.4 Loadman

Loadman Portable Falling Weight Deflectometer, es un equipo que ayuda a cuantificar la capacidad de carga y el grado de compactación de los geomateriales durante la ejecución de una obra.

El equipo está formado por un tubo cerrado de aluminio de 117 cm. de longitud y 13 cm. de diámetro. Al final del equipo, hay un plato de carga, que puede ser de tres diámetros diferentes 13.2, 20 y 30 cm.



Dentro del tubo se aloja un cilindro de acero de 10 kg, sin condiciones de movimiento y suspendido por un electro-magneto, el que junto con los controles del equipo, y dispositivos electrónicos, están ubicados en la parte superior del equipo [9].



A. VISTA EXTERIOR DEL EQUIPO LOADMAN [14]

B. VISTA INTERIOR DEL EQUIPO LOADMAN [9]

FIGURA 3.11 DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO LOADMAN

Cuando se va a comenzar a trabajar con el Loadman, se debe invertir el equipo para que el cilindro que está en su interior entre en contacto con el electro-magneto. Luego de haber efectuado esto, se sitúa el equipo en el lugar donde se desee realizar la medición.

El principio de operación del Loadman, consiste en dejar caer el martillo de 10 Kg. a una altura de 0.80 m para que golpee el plato de carga concéntricamente, la aceleración vertical del martillo durante la caída es registrada por el acelerómetro, la que luego es doblemente integrada por los dispositivos electrónicos del Loadman para obtener el valor del desplazamiento [9].

Al concluir el ensayo, el equipo reporta los datos de la deflexión máxima, el módulo de elasticidad, la razón de compactación que es la relación desde la segunda medida hasta la última efectuada, respecto la primera medición, es decir es una medida de la certidumbre de la compactación y el tiempo de impulso de la carga.

El valor del módulo de elasticidad, se efectúa haciendo uso de la siguiente ecuación, la que se deriva de la teoría de Boussinesq [9].

$$\Delta = 1.5 \left(\frac{pa}{E} \right) \quad (3.3)$$

Donde:

Δ = Deformación debajo del plato de carga

p = Carga unitaria sobre el plato circular.

a = Radio de la base del plato de carga

Los beneficios de este equipo son [14] :

- El Loadman es un equipo ligero, menor de 16 Kg. lo que permite ser usado en cualquier obra de ingeniería.
- Ensayo no destructivo
- Facilidad en su uso, puede ser operado por una sola persona.
- Rapidez, realizar un ensayo con el equipo Loadman toma aproximadamente 1 minuto por prueba.

El Loadman, es utilizado para la obtención del módulo de elasticidad y para el control de la compactación en sitio, permitiendo evaluar el desempeño de los geomateriales en obra.

Actualmente no existen restricciones en su uso, lo que permite que el Loadman sea usado para el control de compactación en carreteras, terraplenes, etc [9].

CAPÍTULO 4

4. DETERMINACIÓN DE LA VARIABILIDAD DEL MÓDULO DE YOUNG PARA DIFERENTES GEOMATERIALES EXISTENTES EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL.

En el capítulo 2 se definió al módulo de elasticidad, y se detalló cuáles son los factores que afectan su magnitud, como se sabe las condiciones a las que un suelo está expuesto varían de un sitio a otro lo que trae como consecuencia que estos factores no afecten de igual manera, inclusive tratándose del mismo tipo de suelo.

Para observar cómo es la variabilidad del módulo para diferentes geomateriales de Guayaquil, se procedió a realizar mediciones de este

parámetro con el Geogauge en algunos proyectos ubicados en diferentes puntos de la ciudad, estos con su respectiva ubicación se resumen en la siguiente tabla

En cada proyecto de esta tabla, se ejecutaron pozos a cielo abierto a mano, obteniendo muestras para la caracterización del suelo en el laboratorio con los ensayos de granulometría, límites de Atterberg y Contenido de humedad, para cada proyecto se resume en una tabla los tipos de suelo existentes con su respectiva clasificación (AASHTO y SUCS), parámetros geotécnicos (contenido de humedad, límite plástico, índice plástico, porcentaje de pasante tamiz 200, coeficiente de uniformidad y de curvatura) y el valor del módulo de deformación medido "in situ" , E , a diferentes profundidades en los pozos a cielo abierto, manteniendo una superficie de medición inalterada.

TABLA 4.1 PROYECTOS Y SU UBICACIÓN

PROYECTO	UBICACION
Galpón de Paletizado	Autoridad Portuaria de Guayaquil
Terminal de Integración 25 de Julio	Sur Oeste
Ampliación de la transversal 36-a NO desde la Av. Las aguas hasta la Av. Martha de Roldós	Norte de Guayaquil
Troncal II	Avda. Las Américas- Avda. Quito- Avda. Machala
Troncal III	Desde el terminal Bastión Popular hasta el centro Urbano (Av. Olmedo y Chimborazo)
Paso Elevado Trinipuerto	Sur Oeste de Guayaquil

**TABLA 4.2 VARIACION DEL MÓDULO DE YOUNG CON EL TIPO DE SUELO
PROYECTO PALETIZADO AUTORIDAD PORTUARIA DE GUAYAQUIL**

VARIACIÓN DEL MODULO DE YOUNG CON EL TIPO DE SUELO								
PALETIZADO AUTORIDAD PORTUARIA DE GUAYAQUIL								
E MPa	CLASIFICACION DE SUELOS		w% ³	LL ⁴	IP ⁵	% Pasante N° 200 ⁶	Cu ⁷	Cc ⁸
	SUCS ¹	AASHTO ²						
100,5	SM	A-1-b	11,2	NP	NP	21		
97,46	SM	A-1-b	11,2	NP	NP	21		
53,48	SP-SM	A-1-b	5,9	NP	NP	6	4,4	1,8
51,97	SP-SM	A-1-b	5,9	NP	NP	6	4,4	1,8
43,86	SW-SM	A-1-b	8,4	NP	NP	9	6,5	2,2
39,02	SW-SM	A-1-b	8,4	NP	NP	9	6,5	2,2
61,68	SW-SM	A-1-b	8,5	NP	NP	9	6,1	2,3
49,21	SW-SM	A-1-b	8,5	NP	NP	9	6,1	2,3
93,8	SM	A-2-4	9,6	NP	NP	18		
49,23	SM	A-2-4	14,9	NP	NP	16		
48,48	SM	A-2-4	14,9	NP	NP	16		
72,54	SC	A-2-4	13,1	23	9	17		
80,17	GC	A-2-b	9,5	30	13	15		
83,4	SC	A-2-b	12,7	29	14	16		
46,24	SC	A-2-b	12,7	29	14	16		
50,78	SW-SM	A-2-b	8	NP	NP	6	7,0	1,5
52,05	SW-SM	A-2-b	8	NP	NP	6	7,0	1,5
69,01	SP-SM	A3	9,3	NP	NP	8	4,1	1,3
50,63	SP-SM	A3	9,3	NP	NP	8	4,1	1,3
129,28	SM	A-4	6,4	NP	NP	41		
49,51	SM	A-4	6,4	NP	NP	41		
36,08	SM	A-4	6,4	NP	NP	41		
32,07	SM	A-4	6,4	NP	NP	41		
37,21	CL	A6	19,9	34	15	63		
52,74	CL	A6	19,9	34	15	63		
29,69	OH	A-7-5	49,1	60	28	69		
45,86	CH	A-7-5	46,5	79	51	88		
11,53	CH	A-7-5	46,5	79	51	88		
27,63	CH	A-7-6	57,2	56	30	53		

1. SUCS: Sistema Unificado De Clasificación De Suelos
2. AASHTO: American Association Of State Highway And Transportation Organization
3. W% : Contenido de Humedad
4. LL: Límite Líquido
5. IP: Índice Plástico
6. % Pasante N° 200: Porcentaje Pasante Tamiz N°200
7. Cu: Coeficiente de Uniformidad
8. Cc: Coeficiente de curvatura

Variación del Módulo de Young con el tipo de suelo Proyecto: Paletizado de Autoridad Portuaria de Guayaquil

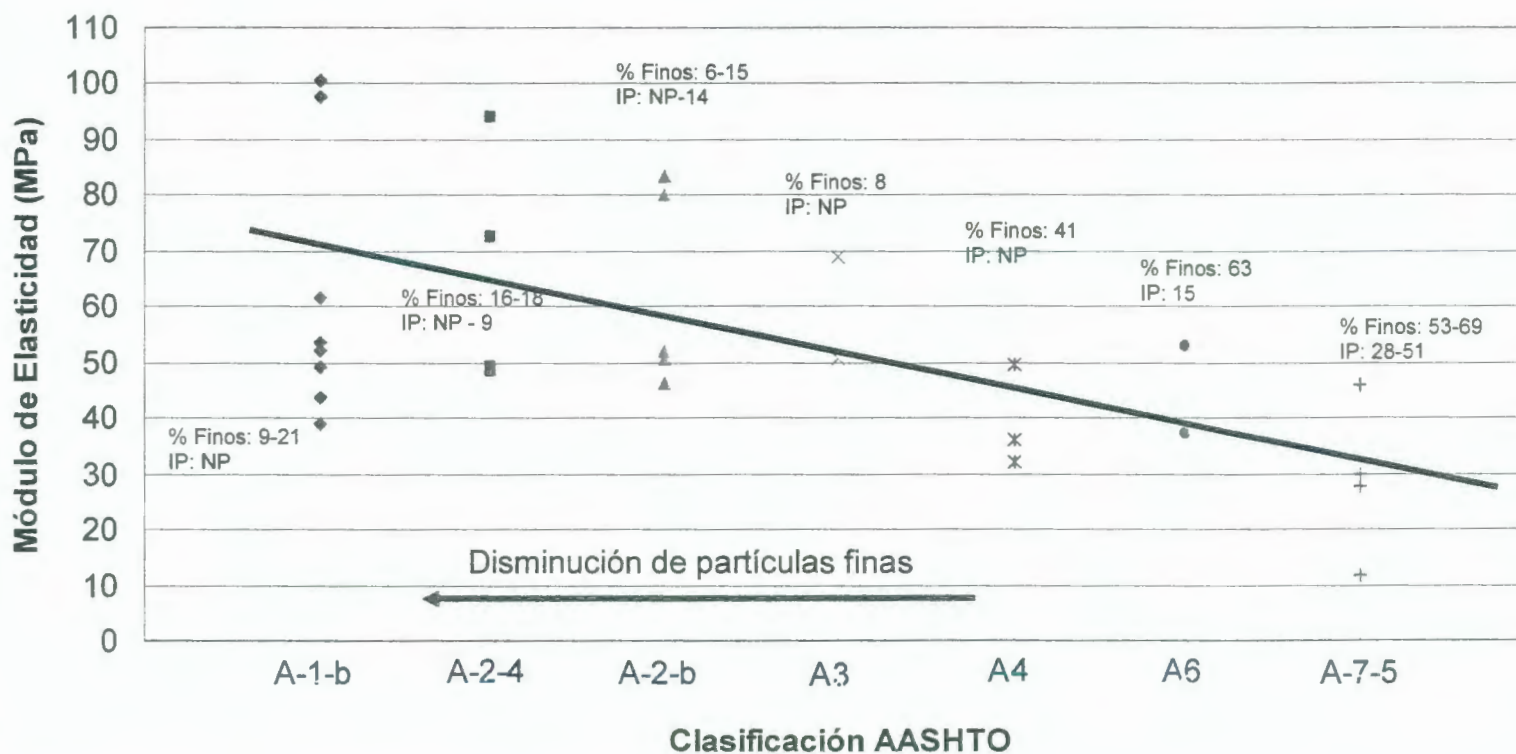


FIGURA 4.1

VARIACIÓN DEL MÓDULO DE YOUNG CON EL TIPO DE SUELO PROYECTO PALETIZADO DE AUTORIDAD PORTUARIA DE GUAYAQUIL

**TABLA 4.3 VARIACION DEL MÓDULO DE YOUNG CON EL TIPO DE SUELO
PROYECTO TERMINAL DE INTEGRACION 25 DE JULIO**

VARIACION DEL MÓDULO DE YOUNG CON EL TIPO DE SUELO								
TERMINAL DE INTEGRACIÓN 25 DE JULIO								
E (MPa)	CLASIFICACION DE SUELOS		w% ³	IP ⁴	LL ⁵	% Pas. N° 200 ⁶	Cu ⁷	Cc ⁸
	SUCS ¹	AASHTO ²						
101	SW-SM	A-1-a	2,8	NP	NP	7	23	1
63	GW-GC	A-1-a	6,3	13	36	8	97	4
98	GW-GC	A-1-a	6,3	13	36	8	97	4
138	GP-GC	A-1-a	10,4	NP	NP	2	23	0,8
76	SM	A-1-b	8,5	NP	NP	17		
36	GC	A-2-4	4,9	10	32	17		
42	GC	A-2-4	4,9	10	32	17		
113	GP-GM	A-2-4	9,9	7	31	5	29	4
138	GP-GM	A-2-4	9,9	7	31	5	29	4
78	GP-GM	A-2-4	9,9	7	31	5	29	4
51	GP-GM	A-2-4	9,9	7	31	5	29	4
43	GP-GM	A-2-5	9	4	41	12	115	3
53	GW-GC	A-2-6	10,2	16	36	6	91	3
74	GW-GC	A-2-6	10,2	16	36	6	91	3
125	GP-GC	A-2-6	6,5	13	33	11	293	13
67	GC	A-2-6	9,5	12	32	15		
44	GC	A-2-6	9,5	12	32	15		
89	GC	A-2-6	9,5	12	32	15		
122	GC	A-2-6	9,5	12	32	15		
94	GC	A-2-6	9,5	12	32	15		
60	GC	A-2-6	9,5	12	32	15		
116	SM	A-2-6	10,4	12	39	20		
61	GP-GC	A-2-6	7	17	39	10	271	26
54	GP-GC	A-2-6	7	17	39	10	271	26
55	GP-GC	A-2-6	7	17	39	10	271	26
72	GW-GM	A-2-7	9,4	16	44	9	198	2
107	GP-GC	A-2-7	8,2	17	41	5	97	4
68	GP-GC	A-2-7	8,2	17	41	5	97	4
56	GP-GC	A-2-7	8,2	17	41	5	97	4
70		A-7-6	15,1	24	53	17		
57		A-7-6	15,1	24	53	17		
33		A-7-6	15,1	24	53	17		

1. SUCS: Sistema Unificado De Clasificación De Suelos
2. AASHTO: American Association Of State Highway And Transportation Organization
3. W% : Contenido de Humedad
4. LL: Limite Líquido
5. IP: Indice Plástico
6. % Pasante N° 200: Porcentaje Pasante Tamiz N°200
7. Cu: Coeficiente de Uniformidad
8. Cc: Coeficiente de Curvatura

Variación del Módulo de Young con el tipo de suelo
 PROYECTO: Terminal 25 de Julio

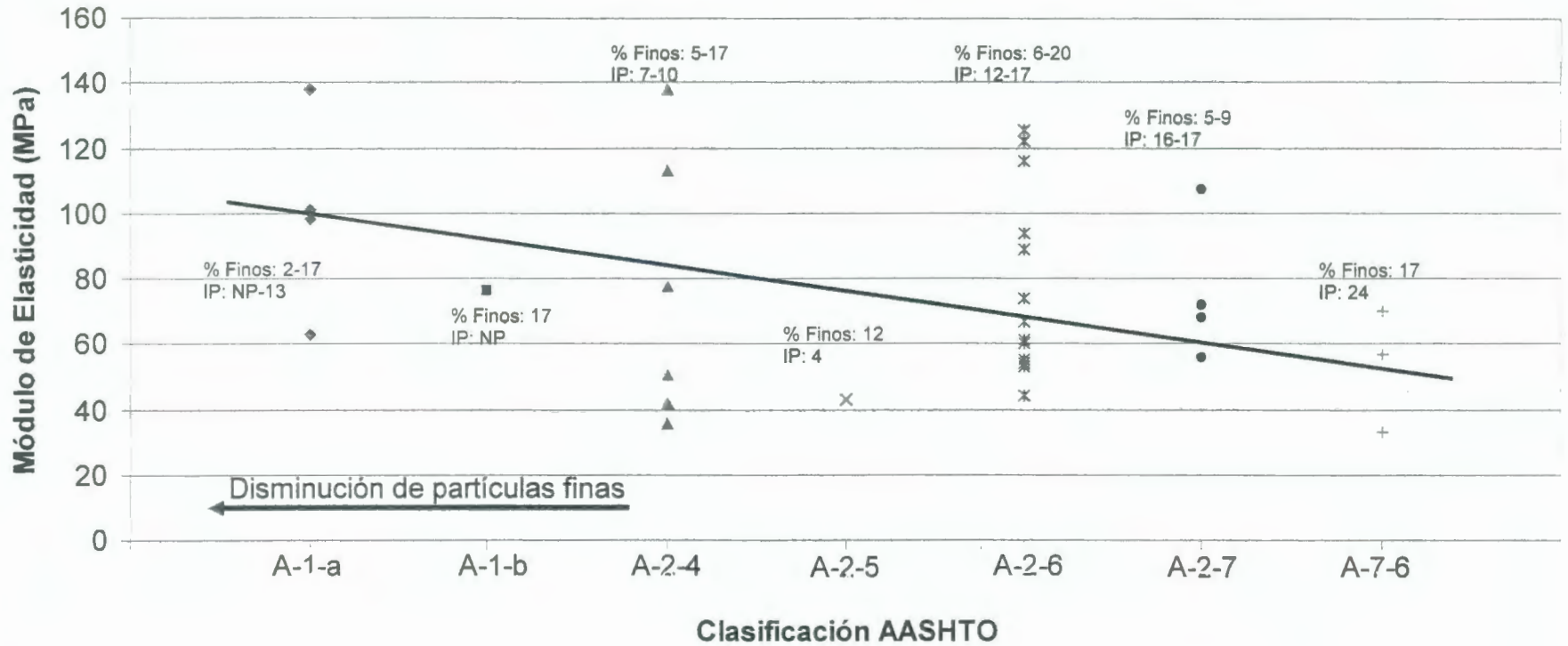


FIGURA 4.2

VARIACION DEL MÓDULO DE YOUNG CON EL TIPO DE SUELO PROYECTO TERMINAL DE INTEGRACION 25 DE JULIO

TABLA 4.4 VARIACION DEL MODULO DE YOUNG CON EL TIPO DE SUELO PROYECTO DE AMPLIACIÓN DE LA TRANSVERSAL 36-A NO DESDE LA AV. LAS AGUAS HASTA LA AV. MARTHA DE ROLDÓS

VARIACIÓN DEL MODULO DE YOUNG CON EL TIPO DE SUELO						
AMPLIACIÓN DE LA TRANSVERSAL 36-A NO DESDE LA AV. LAS AGUAS HASTA LA AV. MARTHA DE ROLDÓS						
E (MPa)	CLASIFICACION DE SUELOS		w%³	IP⁴	LL⁵	% Pas. N° 200⁶
	SUCS¹	AASHTO²				
112	SC-SM	A-1-b	5,9	6	26	22
38	GM	A-1-b	8,3	1	20	17
50	GM	A-1-b	8,3	1	20	17
54	SC	A-2-4	7,5	8	22	23
63	SC	A-2-4	4,9	10	32	24
113	SC	A-2-4	9,7	9	27	23
27	SC	A-2-4	9,7	9	27	23
13	SP-SC	A-2-4	4,7	10	27	11
52	SC	A-2-6	12,5	22	47	23
61	GC	A-2-6	10,8	13	27	13
59	GC	A-2-6	12,9	12	28	15
71	SC	A-2-6	13,3	11	31	20
71	GC-GM	A-2-6	7,5	15	29	12
42	GC-GM	A-2-6	7,5	15	29	12
37	CL	A-6	17,3	15	37	51

1. SUCS: Sistema Unificado De Clasificación De Suelos
2. AASHTO: American Association Of State Highway And Transportation Organization
3. W% : Contenido de Humedad
4. LL: Límite Líquido
5. IP: Índice Plástico
6. % Pasante N° 200: Porcentaje Pasante Tamiz N°200

Variación del Módulo de Young con el tipo de suelo
 PROYECTO: Ampliación de la Transversal 36-A NO

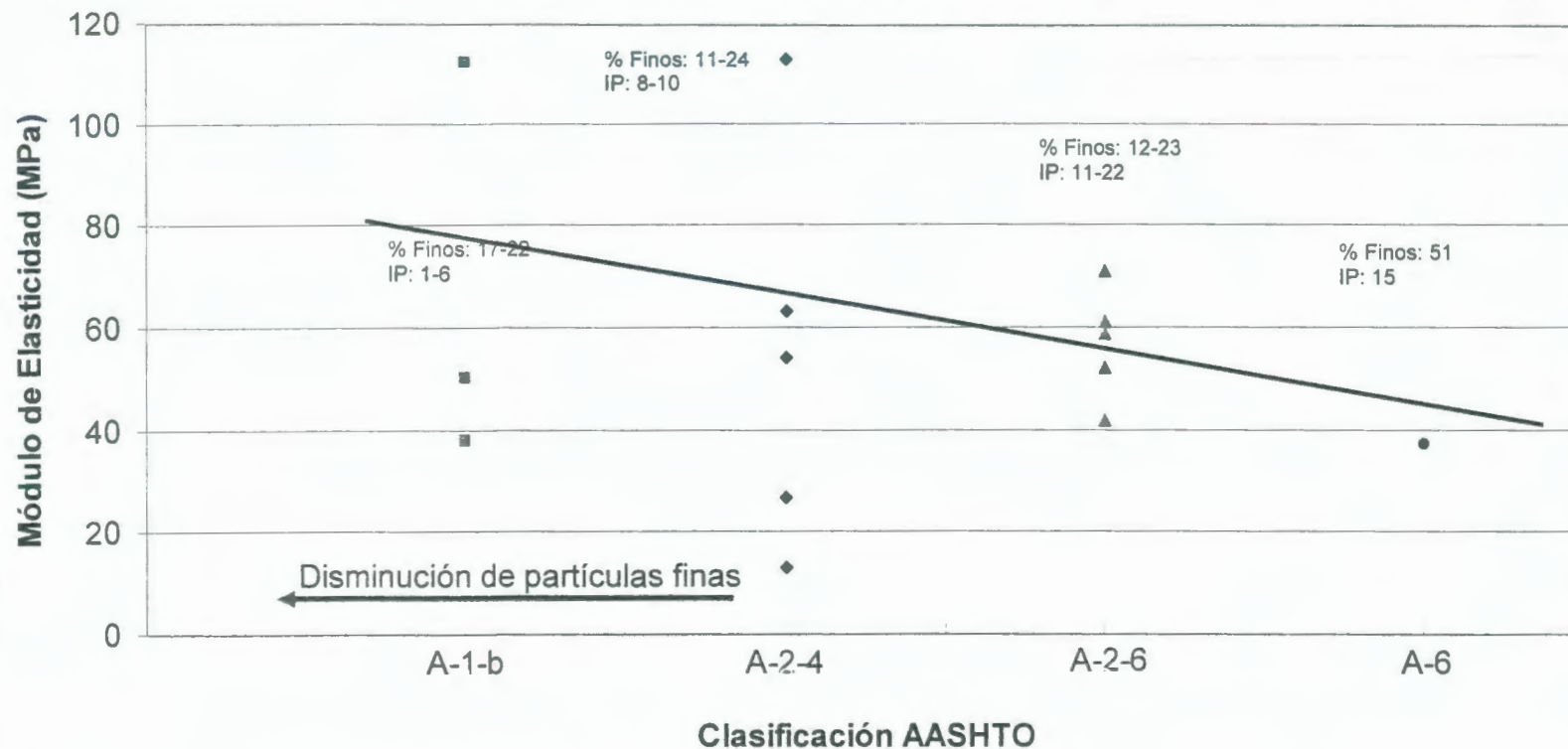


FIGURA 4.3

VARIACION DEL MÓDULO DE YOUNG CON EL TIPO DE SUELO
 PROYECTO DE AMPLIACIÓN DE LA TRANSVERSAL 36-A NO DESDE LA AV. LAS AGUAS HASTA
 LA AV. MARTHA DE ROLDÓS

TABLA 4.5 VARIACION DEL MÓDULO DE YOUNG CON EL TIPO DE SUELO PROYECTO TRONCAL II

VARIACION DEL MÓDULO DE YOUNG CON EL TIPO DE SUELO								
TRONCAL II								
E (MPa)	CLASIFICACION DE SUELOS		W% ³	IP ⁴	LL ⁵	%P 200 ⁶	C _U ⁷	C _c ⁸
	AASHTO ¹	SUCS ²						
71	A-1-a	GW-GM	7,7	6	22	7	62,50	1,60
44	A-1-a	GW-GM	5,7	2	23	7	40,91	1,29
73	A-1-a	GP-GM	6,8	6	24	7	76,19	6,64
32	A-1-a	GP-GM	7	5	28	9	102,94	3,44
83	A-1-a	SW-SM	6	2	23	7	42,22	1,87
103	A-1-a	GW-GM	9,4	NP	NP	9	164,71	1,89
117	A-1-a	GW-GM	15,7	6	29	9	75,29	3,35
53	A-1-a	GW-GM	15,7	6	29	9	75,29	3,35
105	A-1-a	GW-GM	15,7	6	29	9	75,29	3,35
89	A-1-a	GW-GM	10,2	6	27	8	63,08	2,11
43	A-2-4	GP-GC	9	9	24	7	61,90	4,75
95	A-2-4	GP-GC	2,9	10	29	6	72,73	8,49
59	A-2-4	GP-GC	2,9	10	29	6	72,73	8,49
125	A-2-4	GP-GC	2,9	10	29	6	72,73	8,49
78	A-2-4	SM	15	9	39	35		
55	A-2-4	SM	15	9	39	35		
37	A-2-4	SM	15	9	39	35		
89	A-2-4	SC	10,7	8	25	15		
62	A-2-4	SC	10,7	8	25	15		
88	A-2-4	SW-SC	9,2	10	29	9	54,17	2,00
66	A-2-4	SW-SC	9,2	10	29	9	54,17	2,00
81	A-2-4	GC	5,1	9	24	14		
101	A-2-4	SC	7,1	10	30	17		
82	A-2-4	SC	7,1	10	30	17		
71	A-2-4	GW-GM	11,5	9	34	6	50,00	2,00
70	A-2-4	GW-GM	11,5	9	34	6	50,00	2,00
136	A-2-4	GW-GM	11,5	9	34	6	50,00	2,00
62	A-2-4	GP-GM	10,4	7	29	6	45,56	4,03
66	A-2-4	SC	9,6	9	28	14		
117	A-2-6	GP-GC	9,2	12	29	12	59,09	4,53
86	A-2-6	SC	11,7	17	36	20		
48	A-2-6	SC	11,7	17	36	20		
96	A-2-6	SC	11,7	17	36	20		
103	A-2-6	GM	7,6	7	31	14		
68	A-2-6	GM	7,6	7	31	14		
47	A-2-6	GM	7,6	7	31	14		
54	A-2-6	GC	10,6	16	36	21		
58	A-2-6	GW-GC	12,2	13	36	11	366,67	6,82
71	A-2-6	GC	13,9	12	34	21		
42	A-2-6	GC	13,9	12	34	21		

68	A-2-6	GC	17,8	14	37	17		
68	A-2-6	GC	14,4	13	33	14		
97	A-2-6	SC	7,6	14	28	20		
65	A-2-6	SC	7,6	14	28	20		
72	A-2-6	SC	7,6	14	28	20		
78	A-2-6	GP-GC	7,6	13	25	11	252,00	0,55
99	A-2-6	GP-GC	7,6	13	25	11	252,00	0,55
67	A-2-6	GP-GC	7,6	13	25	11	252,00	0,55
79	A-2-6	GC	11,4	14	30	13		
59	A-2-6	GC	11,4	14	30	13		
161	A-2-6	GC	10,4	17	37	14		
104	A-2-6	GW-GC	10,2	13	31	11	200,00	1,45
90	A-2-6	GC	8,6	18	39	16		
148	A-2-6	GP-GC	12,6	14	37	9	127,27	6,24
57	A-2-6	GP-GC	13,4	8	31	8	116,67	0,89
65	A-2-6	SC	7,4	15	39	49		
77	A-2-6	GC	12,5	11	32	18		
65	A-2-6	SC	6,6	12	36	31		
85	A-2-6	GC	8,8	15	36	14		
36	A-2-6	GC	8,8	15	36	14		
61	A-2-6	GC	9,9	12	34	14		
38	A-2-6	GC	9,9	12	34	14		
45	A-2-6	GC	9,9	12	34	14		
101	A-2-6	SC	9	11	30	21		
118	A-2-6	SC	9	11	30	21		
64	A-2-6	SC	9	11	30	21		
120	A-2-6	GW-GC	5,7	13	28	7	59,09	2,36
86	A-2-6	GW-GC	5,7	13	28	7	59,09	2,36
99	A-2-6	SC	6,3	11	30	16		
63	A-2-6	GC	5,1	19	36	24		
85	A-2-6	GC	5,1	19	36	24		
58	A-2-6	GP-GC	10,8	14	32	9	70,00	3,73
44	A-2-6	GP-GC	8,6	14	34	10	325,00	20,31
62	A-2-7	GM	17,5	13	41	23		
81	A-2-7	GM	17,5	13	41	23		
55	A-2-7	GM	12,2	15	48	16		
69	A-2-7	GM	12,2	15	48	16		
79	A-7-5	MH	26,6	23	55	55		
24	A-7-5	OH	38,6	10	62	98		
31	A-7-5	OH	73,7	22	67	100		
27	A-7-5	OH	22,8	27	62	73		
17	A-7-5	OH	40,2	37	79	67		

1. AASHTO: American Association Of State Highway And Transportation Organization
2. SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
3. W% : Contenido de Humedad
4. LL: Limite Líquido
5. IP: Índice Plástico
6. % Pasante N° 200: Porcentaje Pasante Tamiz N°200
7. Cu: Coeficiente de Uniformidad
8. Cc: Coeficiente de Curvatura

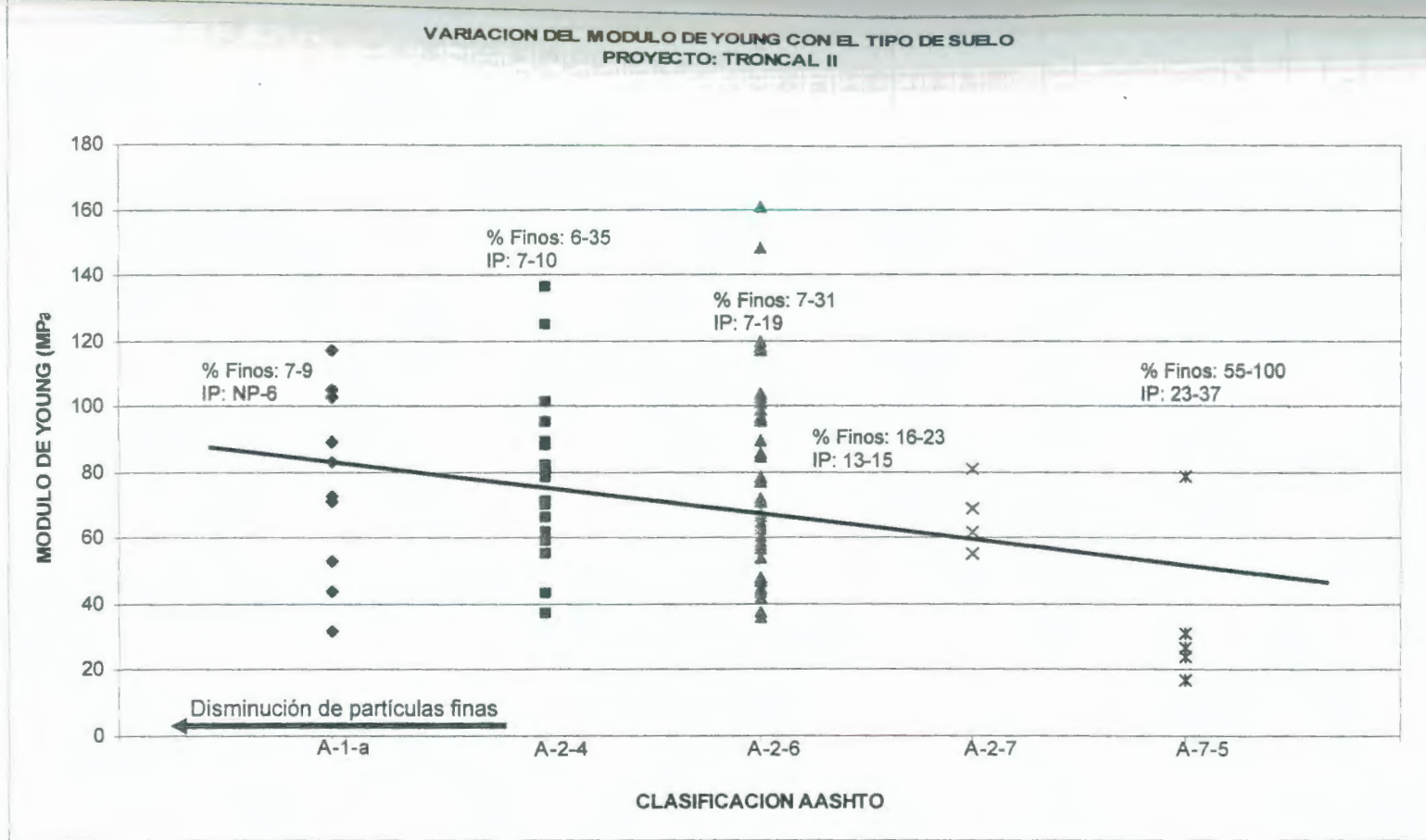


FIGURA 4.4

VARIACION DEL MÓDULO DE YOUNG CON EL TIPO DE SUELO PROYECTO TRONCAL II

TABLA 4.6 VARIACION DEL MÓDULO DE YOUNG CON EL TIPO DE SUELO PROYECTO TRONCAL III

VARIACION DEL MÓDULO DE YOUNG CON EL TIPO DE SUELO								
TRONCAL III								
E (MPa)	CLASIFICACION DE SUELOS		w% ³	LL ⁴	IP ⁵	% P. N° 200 ⁶	Cu ⁷	Cc ⁸
	SUCS ¹	AASHTO ²						
60,02	GW-GM	A-1-a	7,3	36	4	5	38	2
103,85	GW-GM	A-1-a	7,3	36	4	5	38	2
47,07	GW-GM	A-1-a	7,3	36	4	5	38	2
47,31	GW-GM	A-1-a	7,3	36	5	7	120	3
121,35	GP-GM	A-1-a	6,4	25	4	8	64	5
38,51	GP-GM	A-2-4	10,1	29	7	9	85	4
104,26	GP-GM	A-2-5	15	50	6	8	84	8
52,80	GP-GM	A-2-5	15	50	6	8	84	8
64,49	SM	A-2-5	17,4	48	6	50		
56,84	SM	A-2-5	17,4	48	6	50		
97,21	GP-GM	A-2-5	14,2	42	8	10	257	5
54,63	GW	A-2-6	13,8	35	13	2	42	4
80,61	GP-GC	A-2-6	15,2	38	16	7	86	4
46,76	GP-GC	A-2-6	15,2	38	16	7	86	4
22,85	GC	A-2-6	19,3	40	16	27		
49,33	GC	A-2-6	11,3	36	13	14		
76,10	GC	A-2-6	11,3	36	13	14		
42,15	GC	A-2-6	11,3	36	13	14		
67,22	GC	A-2-6	9,4	39	19	14		
78,90	GC	A-2-6	9,4	39	19	14		
73,71	GP-GC	A-2-6	10,5	36	14	12	300	5
80,75	GP-GC	A-2-6	10,5	36	14	12	300	5
46,41	GP-GC	A-2-6	10,5	36	14	12	300	5
94,99	GP-GC	A-2-6	9,2	30	11	9	106	4
107,45	GP-GC	A-2-6	9,2	30	11	9	106	4
77,50	GP-GC	A-2-6	9,2	30	11	9	106	4
66,38	GP-GC	A-2-6	8,1	38	20	9	150	3
36,12	GP-GC	A-2-6	8,1	38	20	9	150	3
81,75	GP-GC	A-2-6	9,6	37	14	7	67	4
88,22	GP-GC	A-2-6	9,6	37	14	7	67	4
48,41	GP-GC	A-2-6	12,4	36	13	9	134	4
60,70	GC	A-2-6	6	32	12	16		
73,30	GC	A-2-6	8,8	36	16	18		
58,57	GP-GC	A-2-6	10,7	38	15	9	204	15
59,90	GP-GC	A-2-6	8,3	31	14	5	45	1
29,57	GW-GC	A-2-6	8,6	36	12	5	33	2
57,12	GW-GC	A-2-6	7,5	39	24	5	45	2
31,23	GP-GM	A-2-6	13,7	36	17	8	90	0,1
60,96	GP-GC	A-2-6	12,5	34	12	10	256	7
108,14	SM	A-2-6	10,7	37	15	26		
51,38	SM	A-2-7	21,6	45	16	15		
35,66	SM	A-2-7	21,6	45	16	15		
74,19	GC	A-2-7	9,8	46	19	25		
50,97	GC	A-2-7	9,8	46	19	25		
48,94	GC	A-2-7	9,8	46	19	25		
89,16	GP-GC	A-2-7	7,8	48	28	5	50	4



BIBLIOTECA
ESPO

E (MPa)	SUCS	AASHTO	w%	LL	IP	% P 200	Cu	Cc
60,06	GP-GM	A-2-7	13	47	11	11	238	4
89,85	GM	A-2-7	11,6	53	23	18		
86,08	GM	A-2-7	11,6	53	23	18		
79,80	SM	A-2-7	13,8	50	13	39		
21,66	MH	A-7-5	37,3	54	18	85		
34,64	MH	A-7-5	21,6	69	27	69		
22,24	CH	A-7-6	30	66	37	56		
31,11	CH	A-7-6	33,5	65	33	54		
17,36	CH	A-7-6	31	58	28	96		

1. SUCS: Sistema Unificado De Clasificación De Suelos
2. AASHTO: American Association Of State Highway And Transportation Organization
3. W% : Contenido de Humedad
4. LL: Límite Líquido
5. IP: Índice Plástico
6. % Pasante N° 200: Porcentaje Pasante Tamiz N°200
7. Cu: Coeficiente de Uniformidad
8. Cc: Coeficiente de Curvatura

Variación del Módulo de Young con el tipo de suelo
 PROYECTO: TRONCAL III

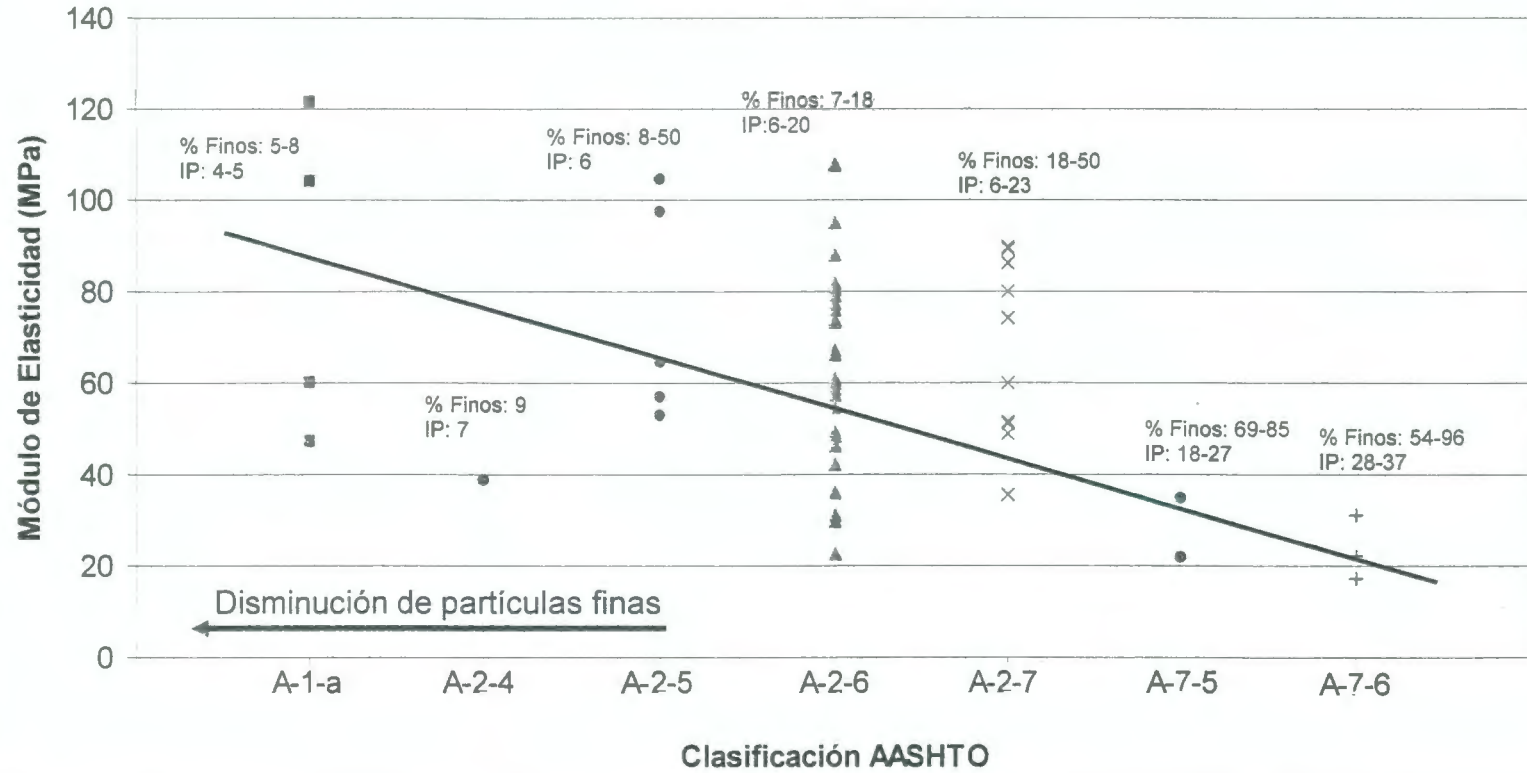


FIGURA 4.5 VARIACION DEL MÓDULO DE YOUNG CON EL TIPO DE SUELO PROYECTO TRONCAL III

TABLA 4.7 VARIACION DEL MÓDULO DE YOUNG CON EL TIPO DE SUELO PROYECTO PASO ELEVADO TRINIPUERTO.

VARIACION DEL MÓDULO DE YOUNG CON EL TIPO DE SUELO PASO ELEVADO TRINIPUERTO					
E (MPa)	CLASIFICACION DE SUELOS		IP³	LL⁴	% Pasante 200⁵
	SUCS¹	AASHTO²			
68	GC	A-2-4	28,61	8,65	13,25
44	GP-GC	A-2-5	39,35	18,42	5,68
58	GP-GC	A-2-5	39,35	18,42	5,68
68	GP-GC	A-2-5	39,35	18,42	5,68
101	GC	A-2-6	33,15	13,86	11,34
51	GC	A-2-6	33,15	13,86	11,34
54	GC	A-2-6	33,15	13,86	11,34
31	GC	A-2-6	33,15	13,86	11,34
193	GC	A-2-7	41,15	20,44	12,6
64	GC	A-2-7	41,15	20,44	12,6
66	GC	A-2-7	41,15	20,44	12,6
32	GC	A-2-7	43,32	21,51	13,56
51	GC	A-2-7	76,69	50,34	16,52
65	GC	A-2-7	76,69	50,34	16,52
60	GC	A-2-7	76,69	50,34	16,52
62	SP	A-3	NP	NP	3,94

1. SUCS: Sistema Unificado De Clasificación De Suelos
2. AASHTO: American Association Of State Highway And Transportation Organization
3. IP: Índice Plástico
4. LL: Límite Líquido
5. % Pasante N° 200: Porcentaje Pasante Tamiz N°200

Variación del Módulo de Young con el tipo de suelo
 PROYECTO: Paso Elevado Trinipuerto

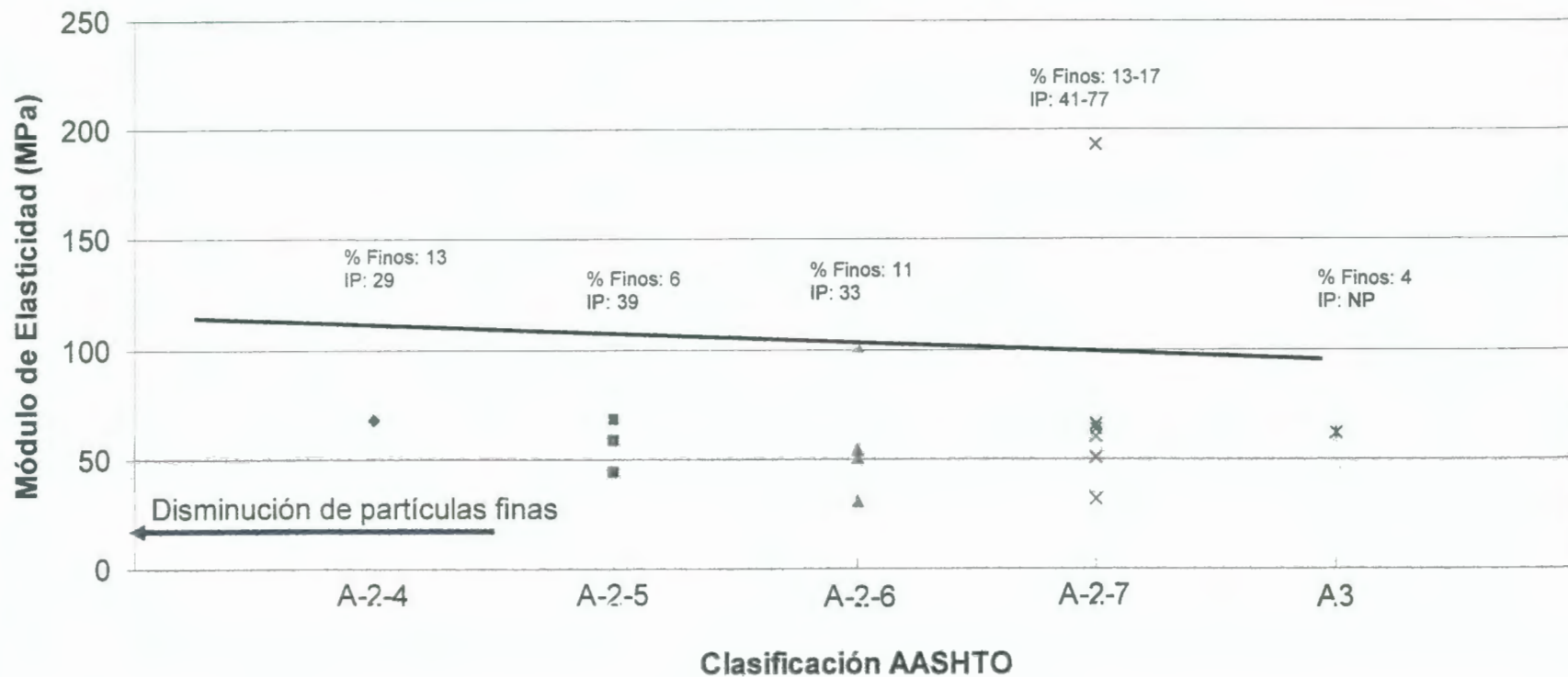


FIGURA 4.6

VARIACION DEL MÓDULO DE YOUNG CON EL TIPO DE SUELO PROYECTO PASO ELEVADO TRINIPUERTO

De la figura 4.1 se puede comentar que el módulo de Young tiene una tendencia a disminuir con presencia de un mayor contenido de finos, esto es razonable pues una mayor presencia de finos entre los espacios entre las partículas de mayor tamaño, impidiendo el contacto entre estos, restándole resistencia, en consecuencia disminuyendo el módulo.

Sin embargo, no siempre esto se cumple, por ejemplo, si se compara los suelos tipo A-2-6 y A-2-4, el primero tiene menor contenido de finos que el suelo de tipo A-2-4 lo que implicaría en que el primero debería registrar valores de módulo mayores, pero esto no ocurre y es debido al tipo de finos que posee. El porcentaje de finos presente son más plásticos que los del suelo tipo A-2-4, lo que le da un menor módulo de deformación.

En la Fig. 4.2 se puede observar también este caso, si se compara los suelos tipo A-1-b y A-2-4, y se observa el porcentaje de finos y su plasticidad, se mantiene la tendencia a este comportamiento, igual sucede en la Fig. 4.3 entre los suelos tipo A-2-4 y A-2-6.

En la Fig. 4.4 sucede un comportamiento no esperado, si se compara el porcentaje de finos y el índice plástico de los cinco tipos de suelo existentes en el proyecto, no siguen la tendencia que se esperaría, así por ejemplo el suelo tipo A-1-a debería registrar los valores de módulo más alto por su bajo

contenido de finos y la baja plasticidad que estos tienen, sin embargo ocurre que son los suelos tipo A-2-4 y A-2-6 registran mayores valores pese a su alto contenido de finos y índice de plasticidad, este comportamiento es atribuido al grado de compactación.

En la Fig. 4.5 comparando los suelos tipo A-2-4 y tipo A-2-5, las mediciones efectuadas en el primero dan valores bajos de módulo, esto sucede debido a la alta plasticidad que tienen los finos del suelo tipo A-2-5 en comparación con los del suelo tipo A-2-4, lo mismo sucede entre el tipo A-2-5 y el tipo A-2-6.

Por último analizando la Fig. 4.6, se esperaría que para el suelo tipo A-2-7 existan los módulo más bajos, lo que no ocurre sino más bien todo lo contrario, lo que es explicable con el grado de compactación, pues quiere decir que este suelo se encuentra más compactado que los otros suelos, teniendo una estructura más compacta, con menor relación de vacíos incrementando su resistencia, y consecuentemente su módulo de deformación.

De las figuras anteriores, se ve como varía el módulo con los diferentes tipos de suelo, en función de tres parámetros, el porcentaje de finos, el índice plástico y el grado de compactación, ahora es necesario saber como es la

variación del módulo en un mismo tipo de suelo en función de parámetros como el contenido de humedad, el límite líquido, el índice plástico, el porcentaje pasante del tamiz N° 200; y además sólo en el caso de los suelos granulares con los coeficiente de uniformidad y curvatura, esto se lo hace sólo para este tipo de suelos pues como se sabe estos coeficientes ayudan a determinar como es la gradación de los mismos.

Para analizar esto se escogió de algunos proyectos, diferentes tipos de suelos, a continuación se muestra los suelos escogidos, con los valores de los parámetros anteriormente mencionados; y las figuras del módulo versus cada uno de estos parámetros, para observar como es la correlación.

TABLA 4.8 VALORES DE MODULO DE YOUNG Y PARAMETROS GEOTECNICOS EN EL SUELO TIPO A-7-5, PROYECTO PALETIZADO AUTORIDAD PORTUARIA DE GUAYAQUIL.

AUTORIDAD PORTUARIA DE GUAYAQUIL							
A-7-5							
IDEM	E (MPa)	SUCS	AASHTO	w%	LL	IP	% P 200
A	29,69	A-7-5	OH	49,1	60	28	69
B	45,86	A-7-5	CH	46,5	79	51	88
C	11,53	A-7-5	CH	46,5	79	51	88
D	27,63	A-7-6	CH	57,2	56	30	53

En la Fig. 4.7 se observa que existe una correlación exponencial entre el módulo elástico y el contenido de humedad, con un factor de correlación aceptable, lo que sugiere que con un mayor contenido de humedad el valor

del módulo tiende a decrecer, debido a la pérdida de resistencia que se va generando en el suelo, producto del cambio de consistencia del geomaterial.

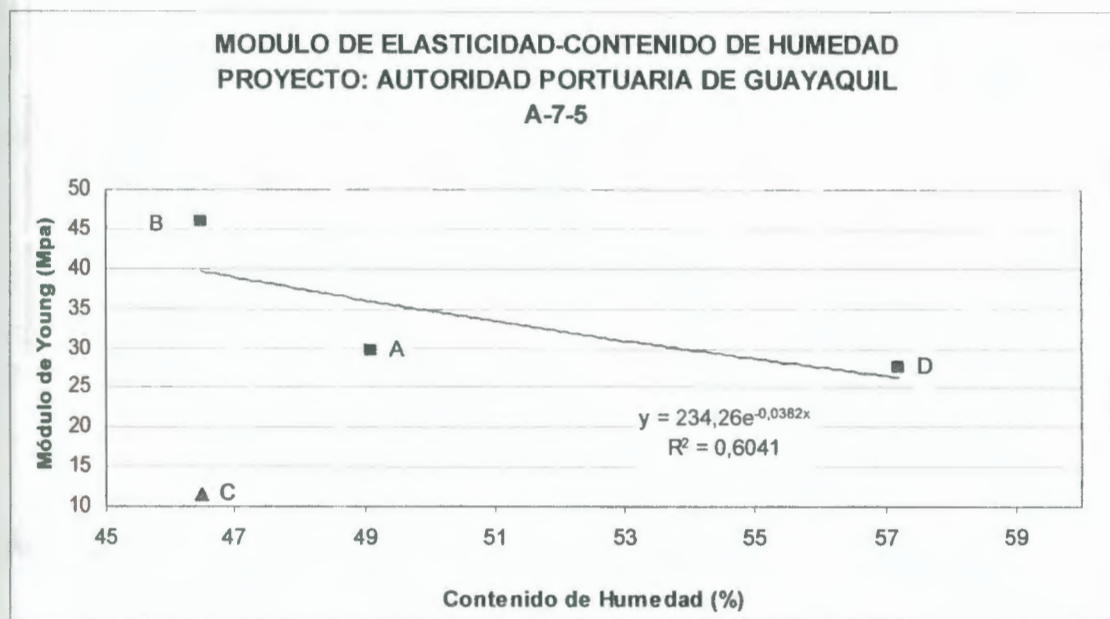


FIGURA 4.7 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD CON EL CONTENIDO DE HUMEDAD EN SUELO TIPO A-7-5, PROYECTO AUTORIDAD PORTUARIA DE GUAYAQUIL.

Para la obtención de esta figura, no se trabajó con el punto C por estar fuera de la tendencia de la curva, debido al bajo valor de módulo registrado pese a tener las mismas propiedades que el suelo tipo B, esta diferencia de valor podría estar asociada al grado de compactación existentes entre estos dos tipos de suelo, siendo lógicamente el suelo tipo C el que presenta un menor valor de grado de compactación, de ahí su bajo valor de módulo, el cual genera ruido en la tendencia.

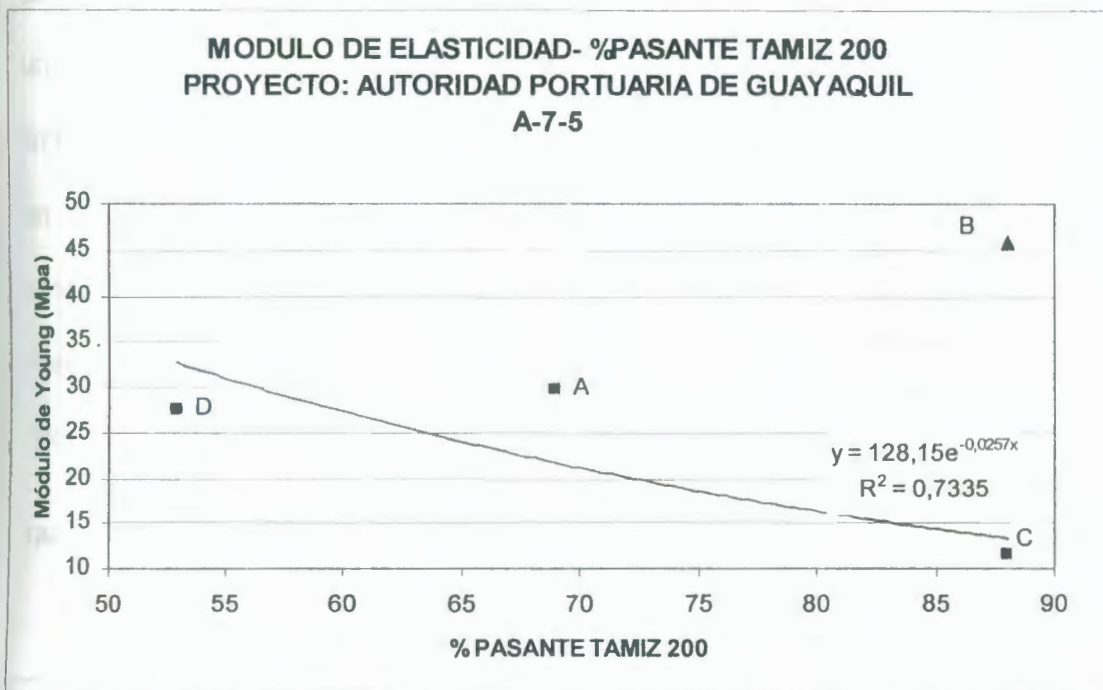


FIGURA 4.8 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD CON EL PASANTE DEL TAMIZ N°200 EN SUELO TIPO A-7-5, PROYECTO AUTORIDAD PORTUARIA DE GUAYAQUIL.

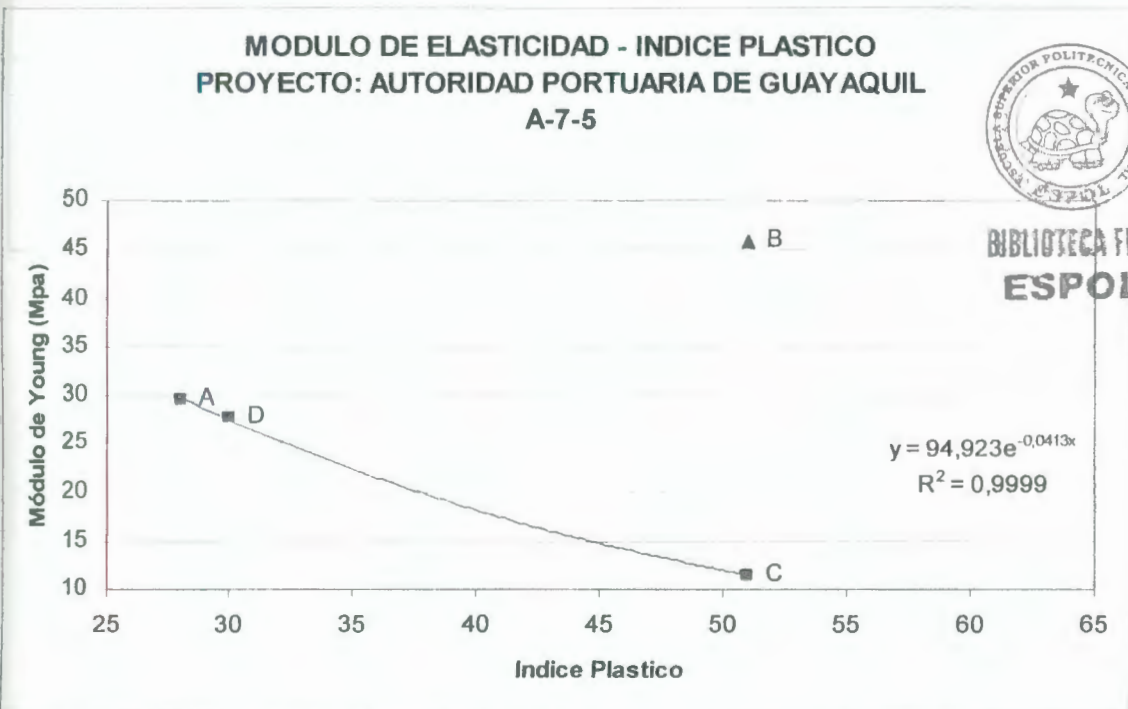


FIGURA 4.9 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD CON EL INDICE PLASTICO EN SUELO TIPO A-7-5, PROYECTO AUTORIDAD PORTUARIA DE GUAYAQUIL.

En todas las figuras anteriores, se observa que el módulo de Young guarda una correlación exponencial con los parámetros contenido de humedad, límite líquido, el pasante tamiz N° 200 y el índice plástico. Cabe recalcar que en la mayoría de estas figuras, se ha desechado el valor del punto B por considerarlo fuera de la tendencia.

Para confirmar esta tendencia, se realizaron varias gráficas de este tipo para diferentes tipos de suelo, las que se muestran a continuación.

TABLA 4.9 VALORES DE MODULO DE YOUNG Y PARAMETROS GEOTECNICOS EN EL SUELO TIPO A-2-4, PROYECTO AMPLIACIÓN DE LA TRANSVERSAL 36-A NO DESDE LA AV. LAS AGUAS HASTA LA AV. MARTHA DE ROLDÓS.

AMPLIACIÓN DE LA TRANSVERSAL 36-A NO DESDE LA AV. LAS AGUAS HASTA LA AV. MARTHA DE ROLDÓS							
A-2-4							
IDEM	E	SUCS	AASHTO	w%	IP	LL	% Pasante N° 200
A	54	GC	A-2-4	7,5	8	22	23
B	63	SC	A-2-4	4,9	10	32	24
C	113	SC	A-2-4	9,7	9	27	23
D	27	SC	A-2-4	9,7	9	27	23
E	43	SC-SM	A-2-4	4,7	10	27	11

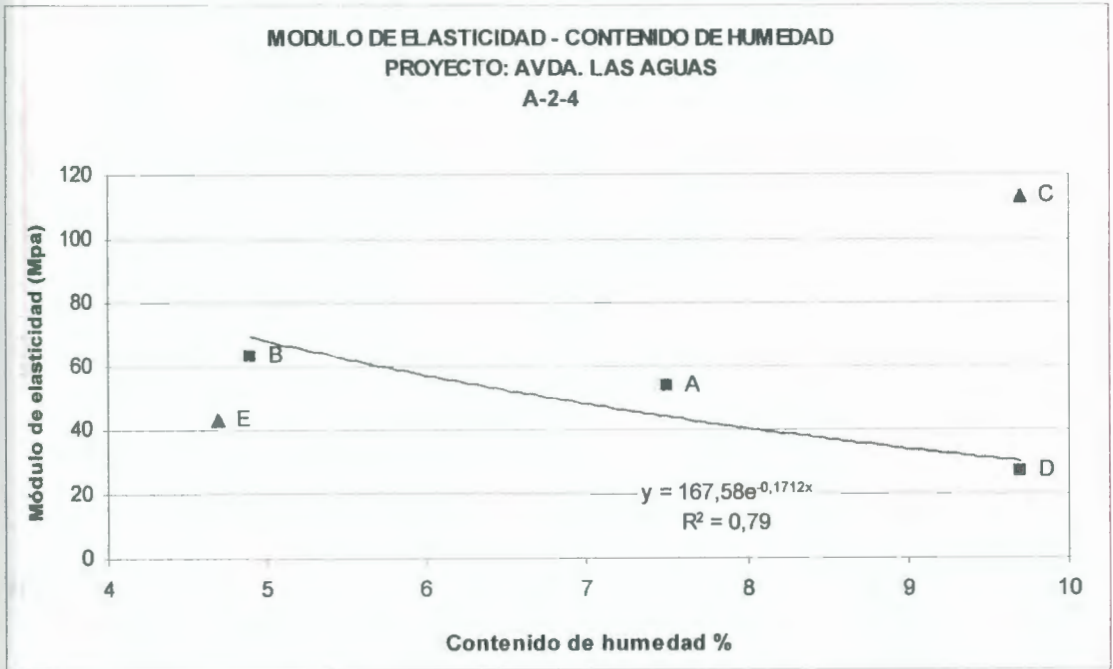


FIGURA 4.10 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD CON EL CONTENIDO DE HUMEDAD EN SUELO TIPO A-2-4, PROYECTO AMPLIACIÓN DE LA TRANSVERSAL 36-A NO DESDE LA AV. LAS AGUAS HASTA LA AV. MARTHA DE ROLDÓS.

MODULO DE ELASTICIDAD - INDICE PLASTICO
PROYECTO: AVDA. LAS AGUAS
A-2-4

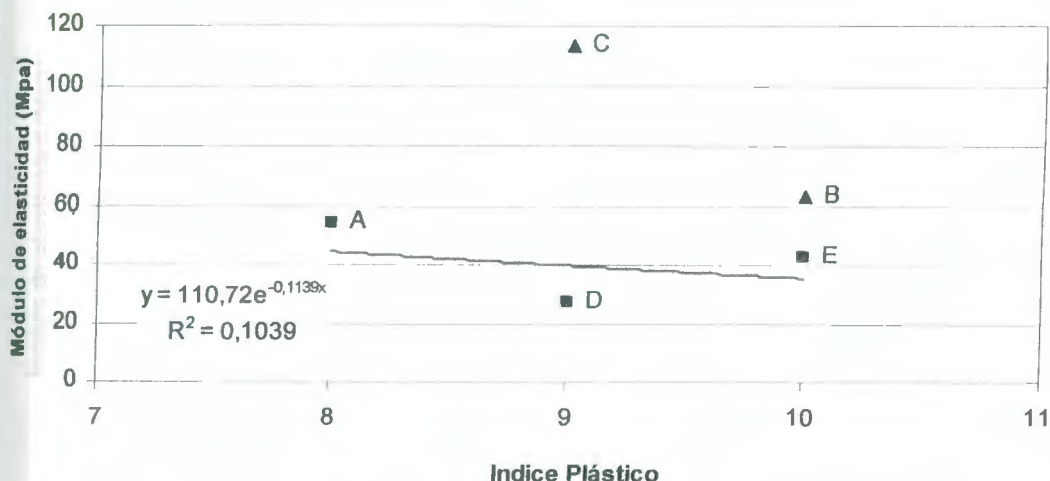


FIGURA 4.11 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD CON EL INDICE PLASTICO EN SUELO TIPO A-2-4, PROYECTO AMPLIACIÓN DE LA TRANSVERSAL 36-A NO DESDE LA AV. LAS AGUAS HASTA LA AV. MARTHA DE ROLDÓS.

TABLA 4.10 VALORES DE MODULO DE YOUNG Y PARAMETROS GEOTECNICOS EN EL SUELO TIPO A-2-6, PROYECTO AMPLIACIÓN DE LA TRANSVERSAL 36-A NO DESDE LA AV. LAS AGUAS HASTA LA AV. MARTHA DE ROLDÓS.

AMPLIACIÓN DE LA TRANSVERSAL 36-A NO DESDE LA AV. LAS AGUAS HASTA LA AV. MARTHA DE ROLDÓS							
A-2-6							
IDEM	E	SUCS	AASHTO	w%	IP	LL	% Pasante N° 200
A	52	SC	A-2-6	12,5	22	47	23
B	61	GC	A-2-6	10,8	13	27	13
C	59	GC	A-2-6	12,9	12	28	15
D	71	SC	A-2-6	13,3	11	31	20
E	71	GC-GM	A-2-6	7,5	15	29	12
F	42	GC-GM	A-2-6	7,5	15	29	12

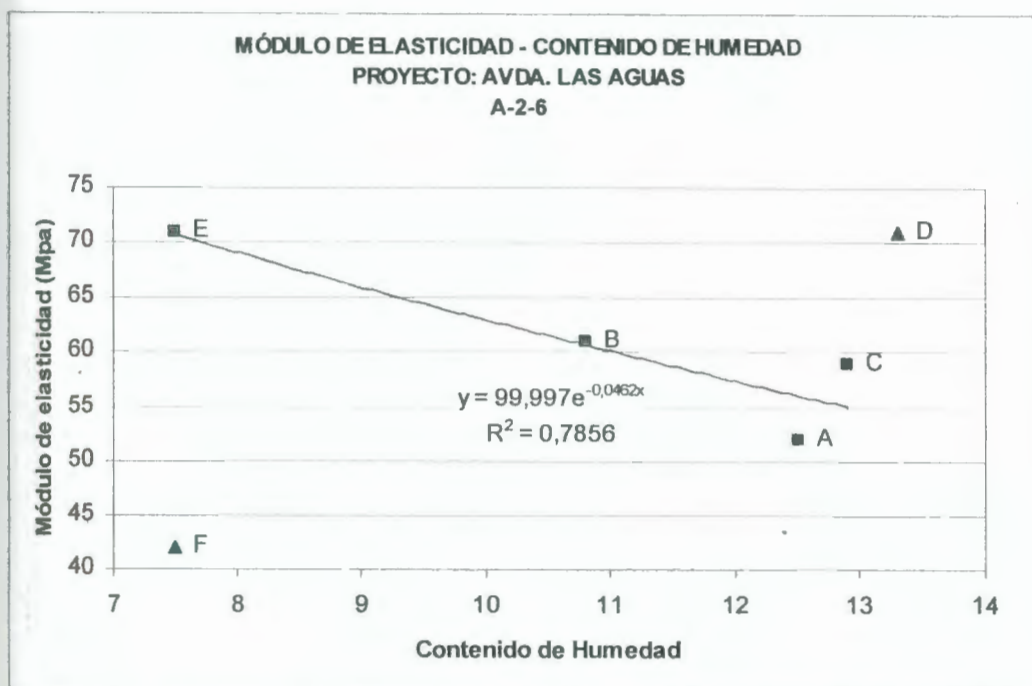


FIGURA 4.12 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD CON EL CONTENIDO DE HUMEDAD EN SUELO TIPO A-2-4, PROYECTO AMPLIACIÓN DE LA TRANSVERSAL 36-A NO DESDE LA AV. LAS AGUAS HASTA LA AV. MARTHA DE ROLDÓS.

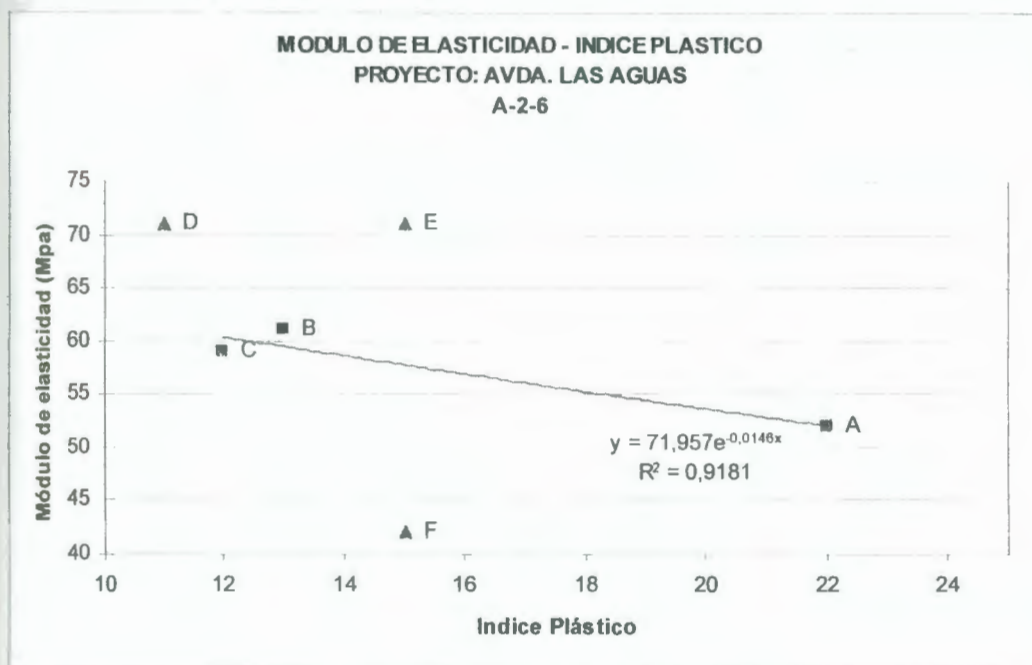


FIGURA 4.13 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD CON EL INDICE PLASTICO EN SUELO TIPO A-2-4, PROYECTO AMPLIACIÓN DE LA TRANSVERSAL 36-A NO DESDE LA AV. LAS AGUAS HASTA LA AV. MARTHA DE ROLDÓS

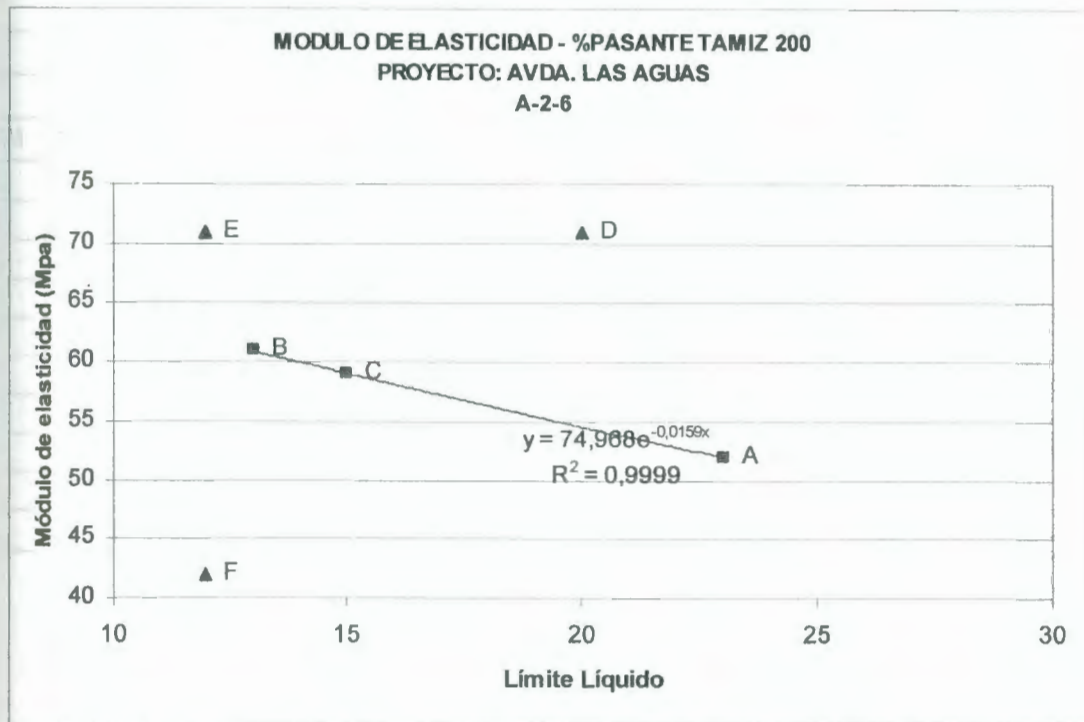


FIGURA 4.14 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD CON EL LIMITE LIQUIDO EN SUELO TIPO A-2-4, PROYECTO AMPLIACIÓN DE LA TRANSVERSAL 36-A NO DESDE LA AV. LAS AGUAS HASTA LA AV. MARTHA DE ROLDÓS

TABLA 4.11 VALORES DE MODULO DE YOUNG Y PARAMETROS GEOTECNICOS EN EL SUELO TIPO A-1-a, PROYECTO TRONCAL II

PROYECTO TRONCAL II									
A-1-a									
IDEM	E	AASHTO	SUCS	W%	IP	LL	%P 200	Cu	Cc
A	71	A-1-a	GW-GM	7,7	6	22	7	62,50	1,60
B	44	A-1-a	GW-GM	5,7	2	23	7	40,91	1,29
C	73	A-1-a	GP-GM	6,8	6	24	7	76,19	6,64
D	32	A-1-a	GP-GM	7	5	28	9	102,94	3,44
E	83	A-1-a	SW-SM	6	2	23	7	42,22	1,87
F	103	A-1-a	GW-GM	9,4	NP	NP	9	164,71	1,89
G	117	A-1-a	GW-GM	15,7	6	29	9	75,29	3,35
H	53	A-1-a	GW-GM	15,7	6	29	9	75,29	3,35
I	105	A-1-a	GW-GM	15,7	6	29	9	75,29	3,35
J	89	A-1-a	GW-GM	10,2	6	27	8	63,08	2,11

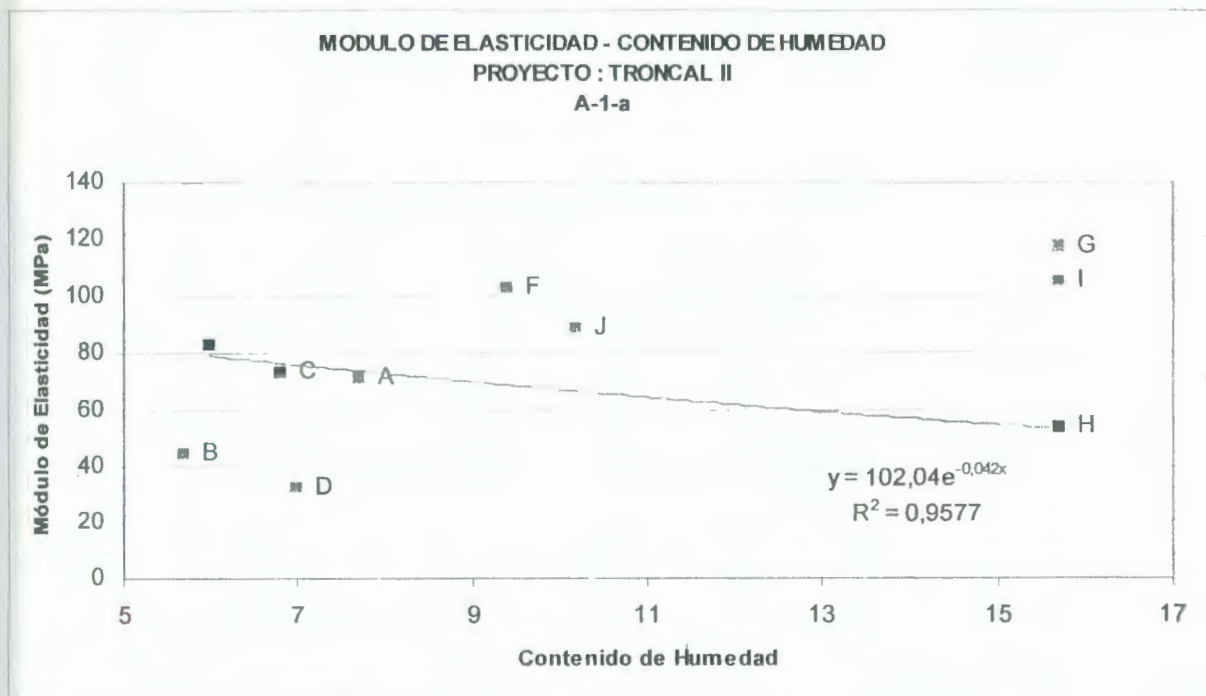


FIGURA 4.15 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD CON EL CONTENIDO DE HUMEDAD EN SUELO TIPO A-1-a PROYECTO TRONCAL II

En ausencia de finos, el empaquetamiento de granos en suelos gruesos (gravas o arenas) depende del coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10}$; este determina los máximos y mínimos relaciones de vacío que un determinado suelo granular puede alcanzar. El coeficiente de curvatura $C_c = D_{30}^2 / (D_{10} \times D_{60})$ agrega información acerca de la convexidad de la curva granulométrica, indicando la presencia de diámetros extremos.

A continuación, se presentan las figuras 4.16 y 4.17 donde se observa la tendencia del incremento del módulo de elasticidad con cada coeficiente.

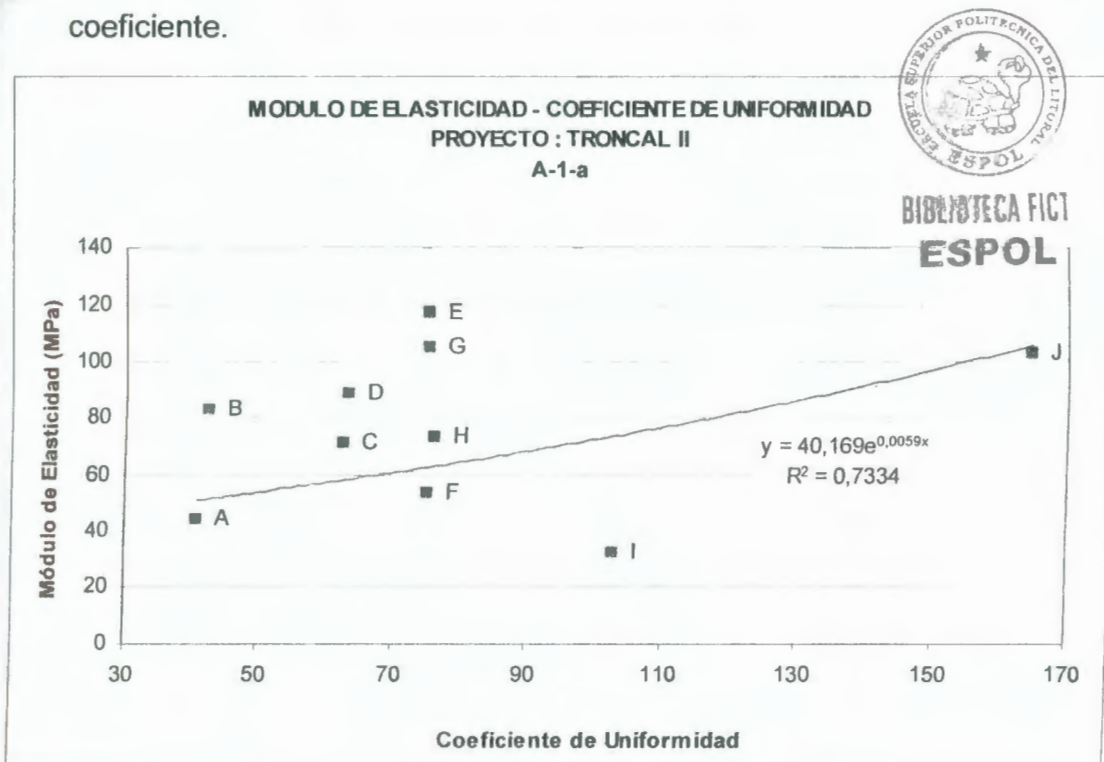


FIGURA 4.16 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD CON EL COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD TIPO A-1-a PROYECTO TRONCAL II

MODULO DE ELASTICIDAD - COEFICIENTE DE CURVATURA
PROYECTO : TRONCAL II
A-1-a

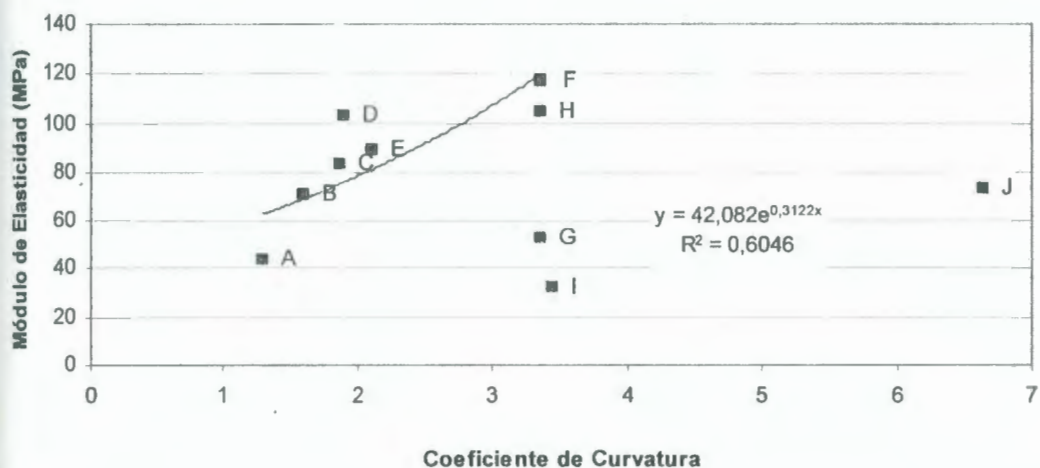


FIGURA 4.17 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD CON COEFICIENTE DE CURVATURA TIPO A-1-a PROYECTO TRONCAL II

CAPÍTULO 5

5. DESCRIPCIÓN TÉCNICA DEL EQUIPO ELECTROMECAÁNICO GEOGAUGE.

5.1 Descripción del Geogauge.

El Geogauge o HSG (Humboldt Stiffness Gauge) es un equipo compacto, portátil que hace posible la obtención del valor de la rigidez y del módulo de elasticidad de las capas de la subrasante, subbase y base compactadas; y otras construcciones en tierra.

Un esfuerzo conjunto entre U.S Department of Defense's Advanced Research Program's Administration (ARPA) y Federal Highway Administration (FHWA) llevaron al desarrollo del Geogauge; el cual es un rediseño de un equipo militar que fue usado para la

localización de minas de tierra con ayuda de detectores sísmicos y acústicos.

El peso del equipo es de 10Kg (22 lbs), tiene de altura 270 mm. el diámetro total del equipo es de 210 mm. y posee un apoyo en forma de anillo circular que tiene diámetro externo 114 mm. y diámetro interior de 89 mm [4]. Este apoyo soporta el peso del dispositivo y establece el contacto entre el Geogauge y el geomaterial. Además de las partes mencionadas, consta de un vibrador que es el que produce la fuerza, sensores que registran esta fuerza y amortiguamientos.



FIGURA 5.1

EQUIPO GEOGAUGE [15]

5.2 Principio de operación del Geogauge

La rigidez (K) está definida como la razón entre la fuerza que se aplica y la deformación resultante de esta aplicación. Este es el parámetro que mide el Geogauge, de ahí que su principio sea el generar una fuerza y registrar su correspondiente desplazamiento.

La fuerza producida por el vibrador del equipo y transferida al suelo, es medida por el cálculo del desplazamiento diferencial del plato flexible interior del equipo, como [13]:

$$F_{dr} = K_{flex} (X_2 - X_1) + \omega^2 m_{int} X_1 \quad (5.1)$$

Donde,

F_{dr} = fuerza aplicada por el vibrador, N

K_{flex} = rigidez del plato flexible, MN/m

X_2 = desplazamiento en el plato flexible, m

X_1 = desplazamiento en el apoyo rígido del equipo, m

$\omega = 2\pi f$, donde f es la frecuencia, Hz

m_{int} = masa de los componentes internos unidos al apoyo rígido, incluyendo el apoyo rígido, kg

K_{gr} = rigidez medida de la capa de suelo (profundidad de influencia < 0.30m), MN/m

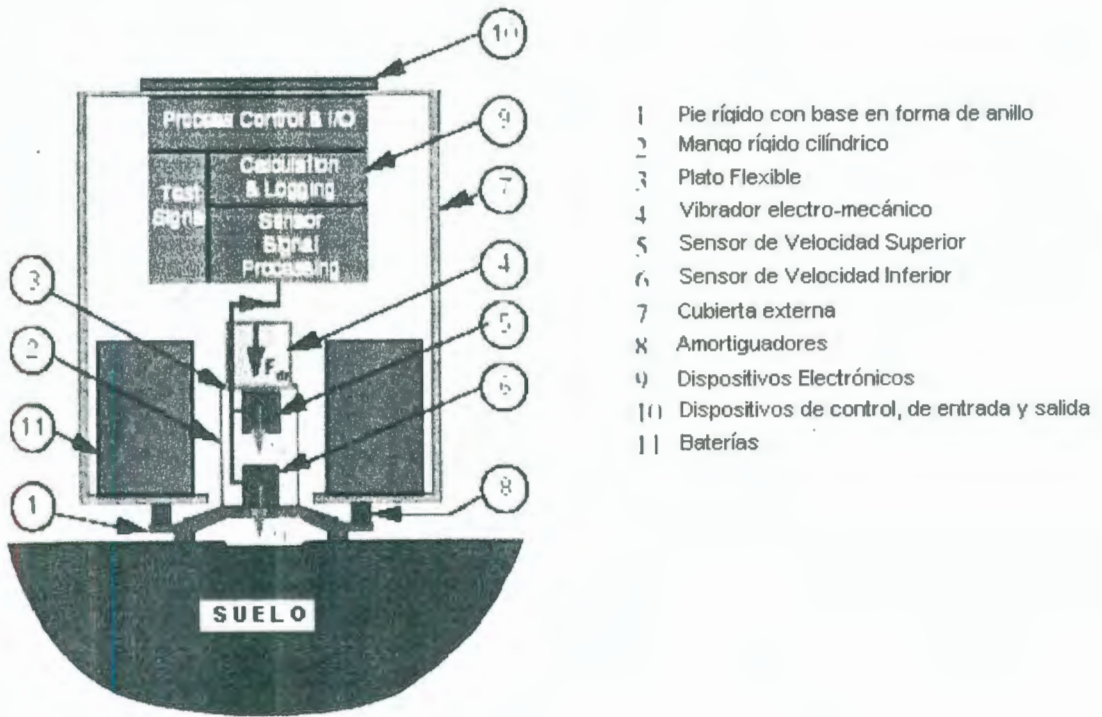


FIGURA 5.2 PARTES QUE COMPONEN EL EQUIPO GEOGAUGE [18]

El valor de K_{gr} se obtiene mediante la siguiente ecuación [13]:

$$K_{gr} = \frac{F_{dr}}{X_1} \quad (5.2)$$

Como el ensayo se lo realiza para diferentes frecuencias, se trabaja con el promedio de la rigideces obtenidas, considerando esto; y

reemplazando el valor de F_{dr} , y de los desplazamientos por las velocidades. Se obtiene [13] :

$$\bar{K}_{gr} = K_{flex} \frac{\sum_1^n \left(\frac{V_2 - V_1}{V_1} \right)}{n} + \frac{\sum_1^n \omega^2}{n} m_{int} \quad (5.3)$$

Donde:

n = número de frecuencias durante la prueba, 25

V_2 = velocidad medida mediante el geófono a nivel del plato flexible interior, m/s

V_1 = velocidad medida mediante el geófono a nivel del apoyo rígido, m/s

La ejecución del ensayo no afecta a los valores de deformaciones obtenidos, pues el equipo da mínimas deformaciones ($< 1.27 \times 10^{-6}$ m), la frecuencia de trabajo del equipo varía en un rango de 100 a 196 Hz, por lo que ninguna frecuencia menor a este rango, no afectará al ensayo (frecuencias de tráfico menores a 30 Hz) [4].

La medición de la rigidez se hace a 25 frecuencias diferentes, dentro del rango de frecuencias a las que el equipo opera; y con ayuda de los geófonos se registra el cambio en la fuerza aplicada.

Antes de realizar este ensayo no existe necesidad de nivelar ni mejorar la superficie, sólo es necesario que esta superficie se encuentre limpia, para colocar el equipo directamente sobre el geomaterial, Como lo establece la norma ASTM D6758 hay que procurar que la base circular del equipo este apoyado en un 60% de la superficie del apoyo en forma de anillo circular, este porcentaje equivale a 28 cm.

En el caso de que esto no sea posible lo que es común en superficies rugosas, o que contienen piedras, la misma norma recomienda colocar una capa de un espesor de 3 a 6 mm. de arena limpia y húmeda, para asentar el equipo, luego se efectúa un giro de 45°; y se prosigue a realizar el ensayo.

El ensayo debe ser realizado dos veces por punto, pero sólo se considera el segundo valor. Si ambos valores difieren en un 3%, es necesario repetir el ensayo [17].

Los esfuerzos que produce el Geogauge son los característicos que se producen en el pavimento, rellenos y , son del orden de 27.58 KPa [4].

El Geogauge trabaja con fuerzas muy pequeñas, para esto el equipo vibra produciendo variaciones en la fuerza, la que produce deformaciones mínimas. Estas deformaciones guardan relación con el módulo de Young (E), el diámetro exterior del apoyo circular (R), el módulo cortante (G) y la razón de Poisson (ν). Estas relaciones pueden resumirse de la siguiente manera [4]:

$$P \sim \frac{1.77RE}{(1-\nu^2)} \delta \sim \frac{3.54RG}{(1-\nu^2)} \delta \quad (5.4)$$

$$K = \frac{P}{\delta} = \frac{1.77RE}{(1-\nu^2)} \quad (5.5)$$

De donde el módulo puede ser determinado de la siguiente forma [16]:

$$E = \frac{K(1-\nu^2)}{1.77R} \quad (5.6)$$

Donde

K = Rigidez obtenida por el ensayo Geogauge

ν = Razón de Poisson (valor típico para suelos granulares, 0.35 sin embargo puede modificarse este valor dependiendo del material a estudiar, ver tabla 5.1)

R = Radio exterior del apoyo circular (57mm)

TABLA 5.1 VALORES TÍPICOS DE LA RAZÓN DE POISSON [19]

Suelo o Tipo de roca	v
Suelo saturado, condición sin drenaje	0.50
Arcilla parcialmente saturada	0.30 – 0.40
Arena densa, condición drenada	0.30 – 0.40
Arena suelta, condición drenada	0.10 – 0.30
Arenisca	0.25 – 0.30
Granito	0.23 – 0.27

La calibración del equipo se la efectúa como lo recomienda la ASTM D6758. Para esto es necesario trabajar con una masa de 10 Kg. que produce una rigidez de 4MN/m a una frecuencia de 100 Hz. y con una frecuencia de 200 Hz, una rigidez de 16 MN/m.

Esta masa es de la misma forma que el apoyo del Geogauge y es soportada en la parte superior del Geogauge para luego ser liberada. En el equipo existe un botón "Cal" con el cual se ejecuta la calibración, el Geogauge compara la rigidez medida con la rigidez teórica, que se calcula con la siguiente fórmula [13]:

$$K_{eff} = \frac{\sum_1^n M(\omega)^2}{n} \quad (5.7)$$

Donde:

K_{eff} = Rigidez efectiva ofrecida por la masa, MN/m

M = Valor de la masa, Kg.

$\omega = 2\pi f$, donde f es la frecuencia, Hz.

n = Número de frecuencias.

El equipo hace la corrección necesaria. Esta calibración es recomendada hacerla cada 12 meses [13].

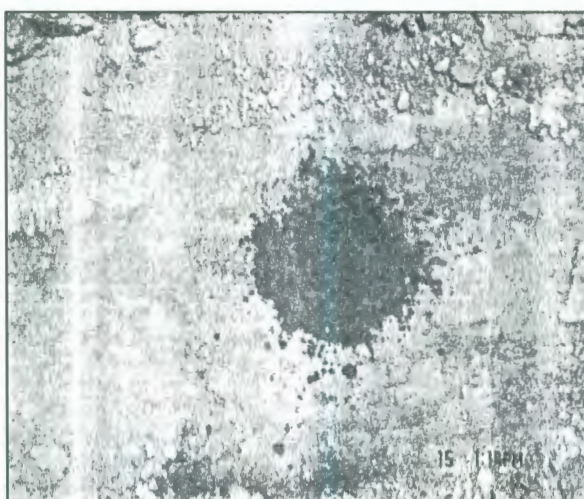
Debido a que las condiciones en campo no son las mismas que en el laboratorio, por lo tanto se deben establecer tolerancias con respecto a los valores esperados de la rigidez.

La profundidad de medición del equipo es del orden de 2 veces su diámetro exterior; sin embargo en ensayos realizados por Sawangsuriya et al (2002) encontró que en arenas sueltas, esta profundidad alcanza los 30 cm [13].

A continuación se presenta un esquema fotográfico del uso del Geogauge, realizado en la Avenida Isidro Ayora.



Vista del terreno donde se procedió a realizar la medición con el Geogauge



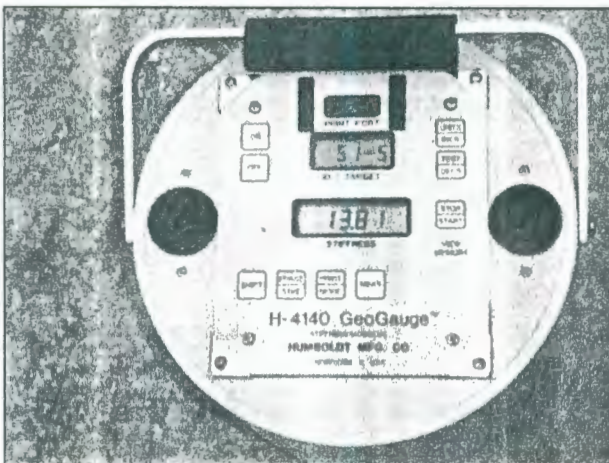
Mejoramiento de la rugosidad del terreno con ayuda de arena húmeda, para un correcto asentamiento del Geogauge



Asentamiento del equipo Geogauge en el terreno,



Encendido del equipo Geogauge



Presentación de resultados del equipo Geogauge

FIGURA 5.3 ESQUEMA FOTOGRÁFICO DEL USO DEL GEOGAUGE.

5.3 Aplicaciones del Geogauge

El Geogauge tiene una amplia aplicación en construcciones sobre tierra, como las siguientes [4]:

- Control del proceso constructivo

Es de gran ayuda para el constructor, este dispositivo permite de una manera rápida, confiable y segura obtener el valor de la rigidez para determinar el cumplimiento de las especificaciones del proyecto, detectar problemas a tiempo dando soluciones oportunas.

- Desarrollo de especificaciones de desempeño

Las especificaciones están diseñadas para prevenir la sobrecompactación que se da por la falta de datos como la rigidez y el módulo, el geogauge permite la obtención de estos parámetros.

- Validación de diseño mecanicistas

Con ayuda de modelos que simulen el comportamiento del pavimento se puede optimizar los costos, permitiendo saber como se fatiga y el mantenimiento que requiere; pero es necesario para comprobar la eficiencia de estos modelos de un muestreo de gran volumen. El geogauge ayuda a la obtención de resultados de un gran número de muestras.

- Como medida alternativa

Existen otros ensayos que también permiten la obtención de los parámetros necesarios, tales como CBR, DCP, módulo de reacción de subrasante, FWD para los cuales existen correlaciones con los datos obtenidos del geogauge.

- Medida alternativa de densidad

Es común que se trabaje como parámetro de diseño o control con el valor de la densidad. Para la obtención de este valor existen métodos que consumen tiempo o requieren de un entrenamiento para ejecutarlos. Con el geogauge es posible obtener el valor del contenido de humedad con un margen de 5% de error con respecto al laboratorio.

- Ayuda a detectar vacíos de discontinuidades o inclusiones, las que son reveladas por una rigidez no uniforme, también controla el grado de compactación, el que si no es el óptimo puede producir fallas y asentamientos.

5.4 Ventajas y desventajas del geogauge.

El Geogauge como todo equipo, presenta ventajas y desventajas como:

Ventajas

- Dispositivo portátil que permite un ensayo rápido, menos de 2 minutos por muestra, seguro y no destructivo [13].
- Permite la obtención de un parámetro apropiado de diseño de pavimentos como la rigidez.
- Se evitan errores de conversión, pues da un registro en el campo y al momento, del módulo de elasticidad.
- Controlar fácilmente el proceso de construcción (grado de compactación de geomateriales), por método indirecto.
- Eliminar la sobrecompactación y sobre especificación por el control estadístico del gran volumen de muestras que se pueden obtener con él.
- Ver si existen problemas con la compactación para así poder tomar las acciones correctivas dando solución a problemas a tiempo.
- Mantener la relación de diseño y construcción, pues permite de forma fácil y rápida el uso de la rigidez y módulo como medida de desempeño del diseño a especificación.

Desventajas

- La profundidad que puede alcanzar en la mayoría de los suelos varía de 0.20m a 0.30m.

5.5 Evaluaciones realizadas al geogauge.

Existen algunas organizaciones, que han realizado evaluaciones al Geogauge, realizando ya sea ensayos en obra, como también en laboratorio, en suelos naturales, o suelos mejorados.

Entre las organizaciones que realizaron evaluaciones en el año de 1999 [20], figuran:

- **Universidad de Missouri, Kansas City, MO**, se comenzó a trabajar desde Julio de 1998 en la construcción de las carreteras City of Overland Park KS, City of Blue Spring, MO, Jackson County, MO, pista de carreras NASCAR; Kansas City MO, junto al uso del equipo se realizaban ensayos en el laboratorio como Pruebas Proctor, ensayos triaxiales (módulo resiliente), y se trabajaba con densímetro nuclear. Los resultados obtenidos favorecen el uso del Geogauge para la caracterización de la rigidez de subrasantes estabilizadas con ceniza, además de ser una herramienta para el desarrollo de especificaciones y para control.
- **NCDOT, Raleigh NC**, los trabajos comenzaron en Agosto de 1998 en la construcción de carreteras en NorthCarolina's

Piedmont, las evaluaciones se realizaron en conjunto con el FWD, Martillo Clegg y en el laboratorio los ensayos de Módulo Resiliente, Proctor y CBR (California Bearing Ratio). Con los datos obtenidos se demuestra que el Geogauge es confiable en la caracterización de la base y subrasante, además de ser una herramienta de control en el caso de especificaciones basadas en el desempeño de los materiales.

— **H.C. Nutting Co. Cincinnati OH** , trabajos realizados desde Agosto de 1998 hasta Mayo de 1999 en conjunto con el densímetro nuclear, pruebas de placa, CBR, Proctor, con los resultados obtenidos Humboldt validó la relación entre la rigidez, densidad y contenido de humedad, además de que quedo demostrado que no es recomendable el control de la compactación usando el criterio de la densidad.

— **Ciudad de San José, San José CA**, las evaluaciones fueron realizadas desde Julio de 1998 hasta Noviembre de 1998, en la infraestructura de la sub-division de 10000 acres, incluyendo estructuras enterradas, cimentaciones, rellenos. Junto con el Geogauge se trabajaba con el densímetro nuclear, y en el laboratorio se realizo en el ensayo Proctor Standard. con los

resultados obtenidos Humboldt validó la relación entre la rigidez, densidad y contenido de humedad, además de que quedo demostrado que no es recomendable el control de la compactación usando el criterio de la densidad.

- **Ohio Research Institute & The Environ, Ohio University, Athens OH**, desde Agosto de 1998 se realizaron las evaluaciones en algunos proyectos de OHDT donde se busca controlar la variabilidad en la subrasante de la relación rigidez/módulo, en conjunto con el Geogauge se uso el Densímetro Nuclear, FWD, SASW y D-SPA y en el laboratorio los ensayos de módulo resiliente y Proctor. Con los resultados obtenidos se demuestra que existe una buena correlación entre el Geogauge y el FWD, SASW y D-SPA, además de que el Geogauge es una ayuda confiable en el control de la subrasante.

TXDOT, Austin TX, las evaluaciones fueron realizadas desde Junio de 1998 en varios lugares de TX para lo que se realizaron ensayos de laboratorio como módulo resiliente, Proctor y en el campo se trabajó con el FWD, SASW, D-SPA y el densímetro nuclear. Los resultados obtenidos sirvieron para demostrar la

buena correlación entre el Geogauge y los otros métodos, datos confiable lo que hace recomendable a este equipo como herramienta de control de compactación.

- **FDOT, Gainesville , FL** las pruebas fueron realizadas en algunos sitios de carreteras en el noroeste y sureste de FL en subrasantes, bases y terraplenes desde Agosto de 1998, para esto se trabajo además del Geogauge con el densímetro nuclear, martillo Clegg y SPA en el campo; y en el laboratorio se realizaron las pruebas de módulo resiliente, CBR y Proctor. De los resultados obtenidos Humboldt validó la relación entre la rigidez, densidad y contenido de humedad, además de que quedo demostrado que no es recomendable el control de la compactación usando el criterio de la densidad.

- **MODOT Jefferson City & Rolla MO,** las pruebas fueron hechas desde Julio de 1998 en sitios de carreteras en algunos distritos de MODOT con el Geogauge, FWD, con los datos obtenidos Humboldt validó la relación entre la rigidez, densidad y contenido de humedad, además de que quedo demostrado que no es recomendable el control de la compactación usando el criterio de la densidad. También estos

datos sirvieron para alimentar la base de datos de MODOT para cumplir con las especificaciones basadas en la rigidez y módulo en rellenos y bases.

- **FHWA, Turner-Fairbanks Highway Research Facility**, por ser uno de los propulsores del Geogauge junto a Humboldt, constantemente ha realizado pruebas, los datos obtenidos han servido para que Humboldt exponga la relación entre la rigidez, densidad y contenido de humedad.

- **MNDOT**, las pruebas se llevaron a cabo en carreteras y estructuras bajo tierra, desde Julio de 1995. Además del Geogauge se usó DCP, FWD, Loadman en el campo; y en el laboratorio se realizaron los ensayos de contenido de humedad, densidad y Proctor. Con los resultados obtenidos se establece que la rigidez es un factor importante en el desempeño que tenga una estructura de tierra, además muestran una correlación alta entre el Geogauge y los otros equipos, y recomiendan el diseño mecanístico de pavimentos.

- **Rutgers University**, desde diciembre de 1998 se llevaron a cabo las evaluaciones en rellenos constituidos por 85% de limo y 15% de cemento Pórtland.

- **Williams Earth Sciences**, desde Octubre de 1998 se realizaron pruebas en 40 millas de la nueva carretera al norte de Tampa, FL , en conjunto con el Geogauge se usaron el LBR y Proctor.

- **Koch Material Co**, desde Marzo de 1999 se realizaron las pruebas en Georgia y Texas, en materiales de espesor desde 1 ½ " a 4", a la par se realizaron pruebas en laboratorio para observar si la variación en la rigidez en función del tiempo de curado, dependía del contenido de humedad, además se realizaron las pruebas Marshall y Hveen, y se determino el contenido de humedad y densidad. En estas pruebas el Geogauge fue muy útil para monitorear la reacción química de la mezcla, y el cambio en la compactación cuando el esfuerzo de compactación se incrementa. Con los resultados de laboratorio se observo una buena correlación en comparación con los obtenidos con el Geogauge.

- **ATR Institute, University of New Mexico**, las evaluaciones fueron ejecutadas en el laboratorio para determinar la precisión, y profundidad de medición, los resultados obtenidos fueron coherentes con lo que se esperaba.

- **Maryland State Highway Administration**, en la reconstrucción de la carretera US 113 desde Delaware hasta Salisbury durante y después la construcción de la subrasante y sobre pavimento de asfalto de 2" a 6", colocados sobre capas de 6" de una mezcla de suelo, ceniza volante y cemento. También se busco con este trabajo encontrar la correlación existente entre las mediciones efectuadas con el Geogauge, FWD, ensayos de laboratorio. Los resultados que se obtuvieron aprueban que el Geogauge sea usado para control y uso de la mezcla suelo, ceniza volante y cemento.

- **Fluid Sciences , LLC** en la rehabilitación de caminos secundarios ubicados en el sur centro de US, procedieron a realizar la evaluación, para esto se uso también el DCP, y se determino el contenido de humedad y densidad. Con los resultados obtenidos es recomendable el Geogauge para

control en la compactación en suelos estabilizados con polímeros orgánicos.

- **California Polytechnic Institute**, en el período comprendido entre Septiembre de 1998 hasta Junio de 1999, se realizaron mediciones en algunos institutos y sitios de Caltran con los datos obtenidos Humboldt validó la relación entre la rigidez, densidad y contenido de humedad, además de que quedo demostrado que no es recomendable el control de la compactación usando el criterio de la densidad.

- **Universidad de Massachussets**, evaluaciones efectuadas en laboratorio.

- **Internacional Center for Agrégate Research (ICAR), Texas A&M University Texas Transportation Institute**, mediciones efectuadas en secciones especialmente construidas para diseño de modelos.

- **Universidad de Texas**, evaluación realizada en el laboratorio para verificar si el Geogauge sirva para estandarizar el diseño,

especificación y métodos de construcción usando Materiales de baja resistencia controlada.

- **NDI Engineering**, evaluación realizada por US Navy y Marine Corp. Usando además del Geogauge, el DCP y conociendo la densidad y contenido de humedad.
- **Universidad de Wisconsin**, evaluaciones realizadas en laboratorio, simulando las condiciones y estructura de un pavimento, además de buscar si existe correlación entre los valores obtenidos con el Geogauge, FWD, y el ensayo para la obtención del módulo resiliente.

CNA Consulting Engineers, realizaron varias mediciones en distintos suelos de Minnesota con el Geogauge, ensayo de placa de carga cuyo plato de carga era de igual dimensión que el diámetro del pie anular del Geogauge. Con los resultados obtenidos se concluyó que el geogauge mide la reacción del suelo al remover la carga de trabajo.

- **SECOR Internacional**, las mediciones fueron efectuadas en rellenos donde se colocaron tuberías. Donde se trabajo con el

densímetro nuclear para conocer los valores de densidad y contenido de humedad, con los datos obtenidos aseguraron que el geogauge es una herramienta confiable.

DIXIE Labs, para realizar la evaluación realizaron las mediciones en Mobile, donde los plomeros y electricistas realizaban las excavaciones de las cimentaciones y bases para colocar las tuberías, para luego colocar rellenos basados en ningún criterio. En campo realizaron mediciones de densidad usando el cono de arena, CBR (California Bearing Ratio) y el geogauge. Los datos obtenidos indican que el geogauge puede ser usado como instrumento alternativo, pues existe una relación rigidez, densidad y contenido de humedad.

Un resumen de las organizaciones que realizaron estas evaluaciones en el año 2002, el proyecto en que se trabajo, y los resultados obtenidos se sintetizan en la tabla 5.2 [6]

TABLA 5.2 ORGANIZACIONES Y USUARIOS QUE HAN REALIZADO EVALUACIONES AL GEOGAUGE [6].

Organización o Usuario del Geogauge	Proyecto	Resultados
NCDOT	Usado para control de compactación	Bueno Siguen Pendientes

	Mód. Basado en esp. Para caminos	
Cal. Polytech	Usado para control de compactación	Pobre
H.C. Nutting	Usado para control de compactación	Bueno
Ciudad de San José	Usado para control de compactación	Pobre
FDOT	Usado para control de compactación	Pobre
MODOT	Usado para control de compactación Mód. Basado en esp. Para caminos	Pobre Siguen Pendientes
NYSDOT	Usado para control de compactación	Bueno
FHWA Lab	Usado para control de compactación	Bueno

5.6 Correlaciones existentes del geogauge con otros equipos.

Como se vio en la sección anterior, algunas instituciones han buscado la correlación existente entre los valores obtenidos con el Geogauge y otros equipos como FWD (Falling Weight Deflectometer); QPLT (Quasi Static Plate Load Test; Prueba de placa de carga), SASW; D-SPA.

En este capítulo se concentrará a las correlaciones existentes con QPLT y el FWD.

5.6.1 Correlación del Geogauge – Static Plate Load Test.

Para entender cual es la correlación que existe entre estas dos pruebas, se trabajó con el Proyecto Troncal II, específicamente en la Avenida. Pdte. Jaime Roldós Aguilera, donde se realizaron 3 ensayos de carga de placa, en el tramo comprendido entre el Terminal Terrestre y la Terminal Aéreo Simón Bolívar. Las pruebas fueron ejecutadas siguiendo la norma AASHTO T222-81.

Antes es necesario entender como se realiza este ensayo y cual es el parámetro que se obtiene.

La Prueba de Placa de carga consiste en la aplicación de una carga por medio de gatos hidráulicos sobre una placa circular, que puede ser de diferentes diámetros 76.2, 45, 60 y 30 cm.

Generalmente se usa una viga como elemento de reacción, la que se sujeta a la parte inferior de un camión pesado que hace el papel de un contrapeso. Entre viga y placa se coloca un pieza de tubo rígido como elemento de carga, el que es activado con fuerza y en dirección hacia arriba por el gato hidráulico, mientras que sobre la placa actúa la reacción de

esta fuerza. En la figura 5.4 se ilustra el esquema de la prueba de placa de carga.

Los desplazamientos resultantes son registrados por los extensómetros que están separados radialmente a 120°.

Los esfuerzos aplicados alcanzan generalmente 0.7 Kg/cm² y se los deja actuar hasta que la deformación sea constante, con los datos de esfuerzo y deformación, se los grafica para obtener una curva esfuerzo-deformación. Luego se busca el valor de esfuerzo correspondiente a una deformación de 0.05 pulgadas, para poder calcular el módulo de reacción de la subrasante mediante la siguiente ecuación:

$$K = \frac{P/A}{\delta(0.05\text{pulgadas})} \quad (5.8)$$

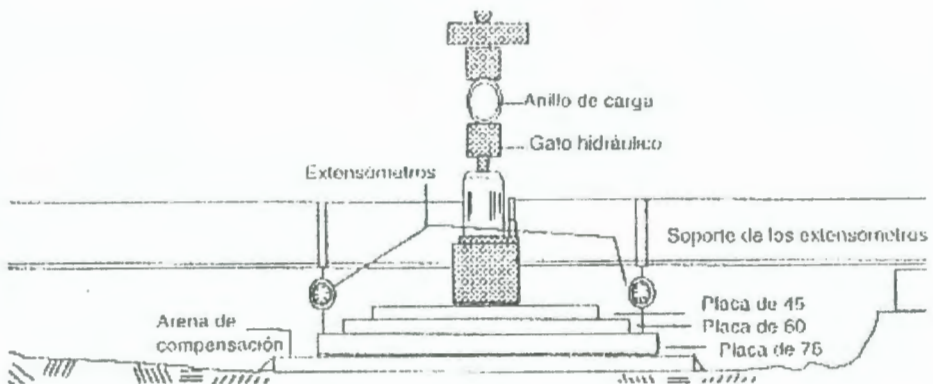


FIGURA 5.4 ESQUEMA DE LA PRUEBA DE PLACA DE CARGA

Una vez que se ha entendido como se realiza el ensayo, se muestra a continuación los valores obtenidos por esta prueba, con su respectivo valor del módulo de reacción de la subrasante.

TABLA 5.2 VALORES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN RESULTANTES EN EL ENSAYO DE PRUEBA DE PLACA

Esfuerzo (Psi)	Deformación (pulg)
1,0	0,008
5,0	0,022
10,0	0,034
15,0	0,04
20,0	0,048

Con los datos obtenidos se procedió a obtener la gráfica esfuerzo-deformación.

CURVA ESFUERZO - DEFORMACIÓN OBTENIDA EN EL ENSAYO DE PRUEBA DE PLACA

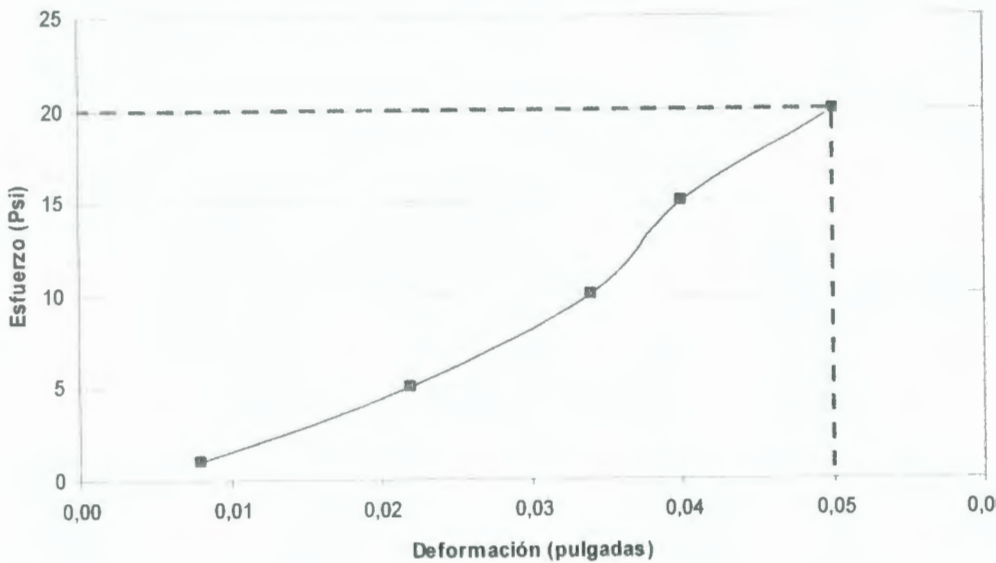


FIGURA 5.5 CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN OBTENIDA EN EL ENSAYO DE PRUEBA DE PLACA

Haciendo uso de la Ecuación 5.8 es posible calcular el módulo de reacción de la subrasante (K)

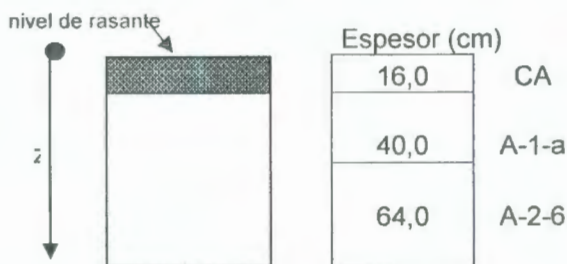
$$K = \frac{P/A}{\delta(0.05\text{pulgadas})} = \frac{20}{0.05} = 400 \text{ Psi/pulg.}$$

Ahora haciendo uso de las mediciones realizadas con el Geogauge en la calicata correspondiente.

TABLA 5.4 VALORES DE MÓDULO OBTENIDOS CON EL GEOGAUGE.

Profundidad	Modulo de Young		Rigidez	
	(Mpa)	(psi)	(MN/m)	Ton/m
0,16	71	10244	8	830
0,50	48	6973	6	565
0,80	44	6392	5	518
1,20	42	6029	5	488

Estructura del pavimento existente



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

CA = Carpeta asfáltica

De la Tabla 5.3 se tienen los valores correspondientes a la subbase y subrasantes, que son igual a 10244 y 6029 Psi respectivamente. Con estos dos valores, junto al espesor de la sub-base en pulgadas, se usa el nomograma de la Figura 5.6

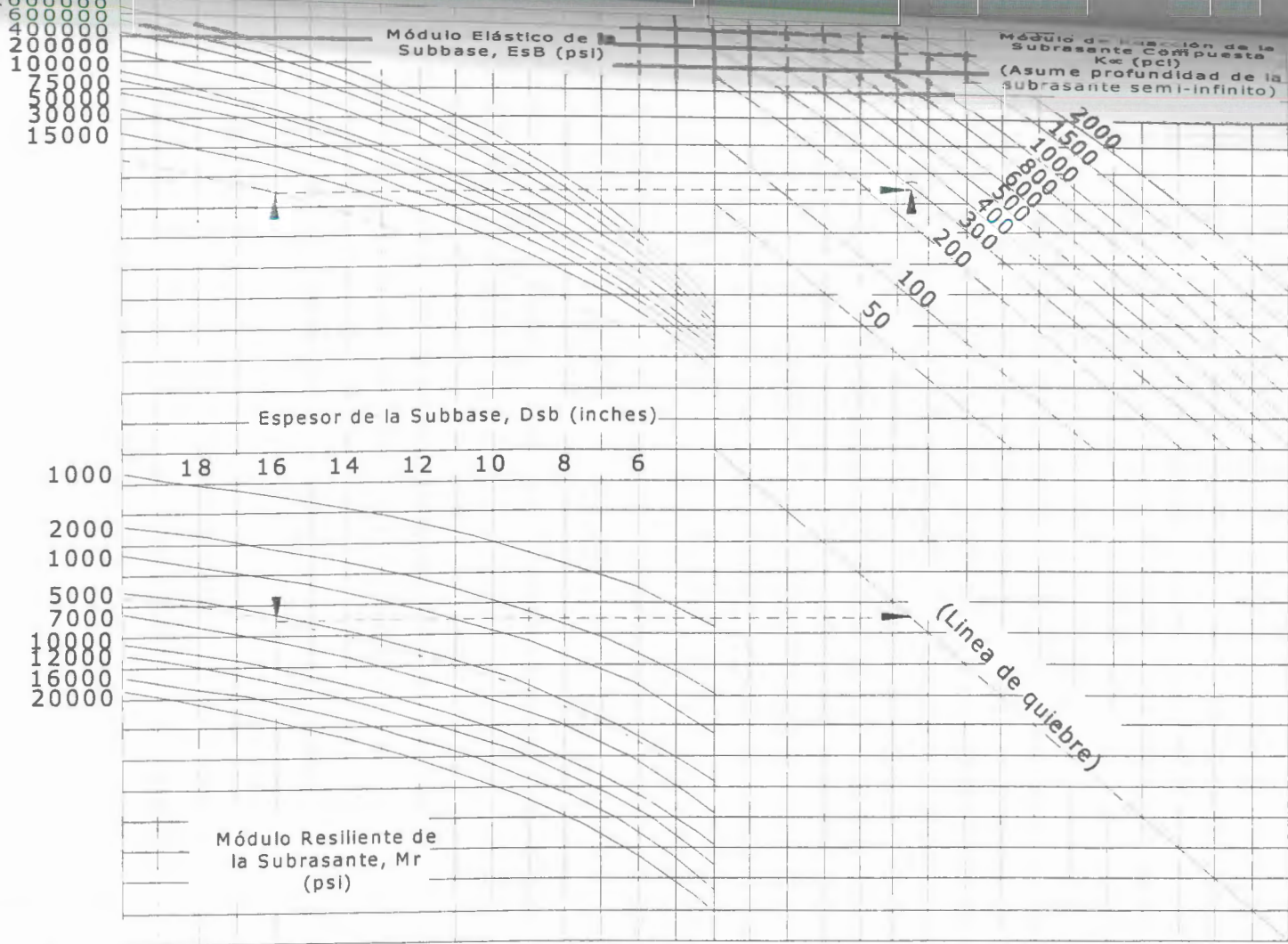


FIGURA 5.6 DIAGRAMA PARA ESTIMAR EL MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE, AASHTO GUIDE FOR DESIGN OF PAVEMENT STRUCTURES.

De la Figura 5.6 el módulo de reacción de la subrasante compuesta es igual a 280 Pci.

Ahora haciendo uso del módulo de reacción de la subrasante obtenido en el ensayo de la Prueba de Placa (K) que fue de 400 Psi/pulg junto con el espesor de la capa de asfalto (6 pulgadas) en la Figura 5.7 se obtiene el valor de K efectivo en las capas de base, igual a 240 Psi/pulg.

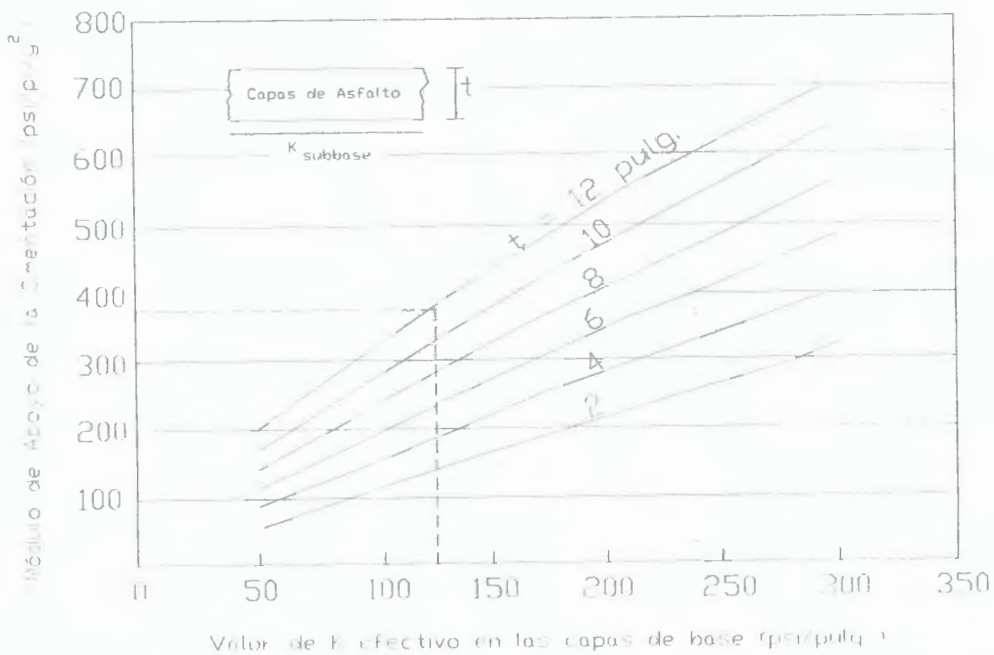


FIGURA 5.7 DIAGRAMA PARA OBTENER EL MÓDULO DE APOYO DE LA CIMENTACION, AMERICAN CONCRETE PAVEMENT ASSOCIATION

Si se comparan los valores obtenidos con ambos diagramas, ($K_{\text{FIG 5.6}} = 280 \text{ lb/pulg}^3$) y ($K_{\text{FIG 5.7}} = 240 \text{ Psi/Pulg}$) se observa que la diferencia es muy baja por lo que casi no existiría

mucha variación si se trabaja con el Geogauge y luego se hace uso del diagrama propuesto por la AASHTO, que si se realiza un ensayo para determinar el módulo de reacción de la subrasante, por medio de la prueba de placa, la cual es muy costosa.

5.6.2 Correlación del Geogauge - FWD

En el trabajo de Dar-Hao Chen et al,[22], se midió el valor de la rigidez y el módulo con el Geogauge, registrando de 3 a 5 lecturas por lugar escogiendo el valor más razonable, con estos se realizó una clasificación de los módulos calculados a partir de los datos del FWD (Falling Weight Deflectometer), como también con los obtenidos con el Geogauge. En la tabla 5.5 se resume esta clasificación [22]

TABLA 5.5 CUALIFICACIÓN DE LAS BASES EN FUNCIÓN DE LOS MÓDULOS [22].

Calidad de la Base	Módulo (Geogauge) (MPa)	Módulo (FWD) (MPa)
Pobre	<87	<140
Buena	156-208	310-450
Excelente	>260	>700

En el trabajo de Abu-Farsakh, Alshibli, Nazzal et al [15] se condujeron ensayos sobre suelos tratados con cemento, con cal, granulares, de grano fino sin estabilizar, y en todos los tipos se cumple una correlación lineal con un grado de correlación aceptable

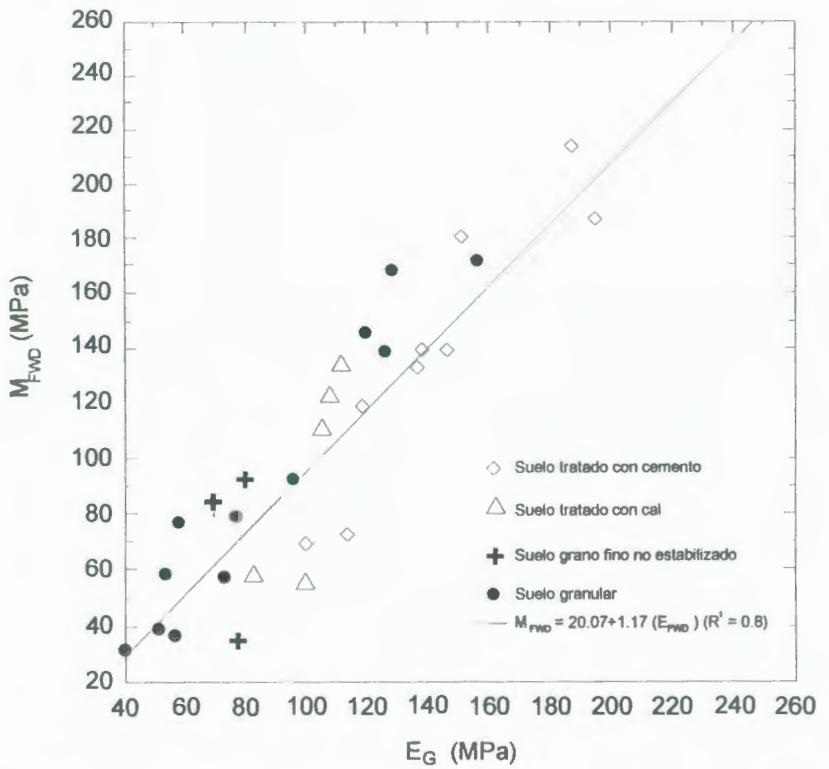


FIGURA 5.8 CORRELACION ENTRE EL MÓDULO MEDIDO CON EL GEOGAUGE Y EL CALCULADO DEL FWD [15].

CAPÍTULO 6

6. PRESENTACIÓN DE ECUACIONES DE CORRELACIÓN SEMI-EMPÍRICAS DEL MÓDULO DE YOUNG EQUIVALENTE CON PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

6.1 Correlación entre la rigidez, el módulo de Young y CBR

Por medio de ensayos de laboratorio, pruebas in situ, es posible obtener correlaciones entre los parámetros de rigidez y módulo de elasticidad, así como también correlaciones entre el módulo de Young y el CBR (California Bearing Ratio)

Para encontrar la correlación existente entre el módulo de Young y la rigidez, se trabajó con los datos obtenidos en las mediciones efectuadas con el geogauge durante la construcción de la Avenida

Isidro Ayora, los valores obtenidos se resumen en las tablas 6.1, donde se detallan la abscisa donde fueron medidos la rigidez y el módulo, la profundidad de medición , y las clasificaciones del suelo existente en el proyecto establecidas por la norma AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) y SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de suelos).



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

TABLA 6.1 VALORES DE RIGIDEZ Y MODULO DE ELASTICIDAD MEDIDOS EN LA AVENIDA ISIDRO AYORA, SUELO TIPO A-1-a (AASHTO)

Abscisa	Geo Gauge			Clasificación de suelos	
	Profundidad (m)	Rigidez K MN/m	Modulo de Young E (Mpa)	AASHTO	SUCS
0+900	Superficial	11,14	96,61	A-1-a	GP-GM
0+900	Superficial	6,14	53,29	A-1-a	GP-GM
1+270	Superficial	8,48	73,59	A-1-a	GP-GM
0+900	Superficial	11,14	96,61	A-1-a	GP-GM
0+900	Superficial	6,14	53,29	A-1-a	GP-GM
0+980	Superficial	7,06	61,26	A-1-a	GP-GM
0+980	Superficial	12,63	109,56	A-1-a	GP-GM
1+020	Superficial	6,56	56,94	A-1-a	GP-GM
0+690	Superficial	9,53	82,66	A-1-a	GP-GM
1+200	Superficial	6,08	52,79	A-1-a	GP-GM
0+920	Superficial	14,56	126,30	A-1-a	GP-GM
0+910	Superficial	9,47	82,72	A-1-a	GP-GM
0+920	Superficial	12,87	111,06	A-1-a	GP-GM
0+080	Superficial	10,70	92,79	A-1-a	GP-GM
0+075	Superficial	17,87	155,03	A-1-a	GP-GM
0+080	Superficial	15,69	136,06	A-1-a	GP-GM
0+130	Superficial	12,28	106,55	A-1-a	GP-GM
0+080	Superficial	11,82	102,50	A-1-a	GW-GC
0+650	Superficial	17,36	150,58	A-1-a	GP-GM
0+125	Superficial	7,77	67,37	A-1-a	GP-GM
0+200	Superficial	14,96	129,53	A-1-a	GW-GC
0+300	Superficial	14,98	129,93	A-1-a	GP-GM
0+320	Superficial	12,00	104,12	A-1-a	GP-GM
0+220	Superficial	11,36	98,51	A-1-a	GW-GC
0+180	Superficial	12,68	109,97	A-1-a	GP-GM
0+700	Superficial	7,71	66,86	A-1-a	GP-GM
0+700	Superficial	12,29	106,63	A-1-a	GP-GM

RIGIDEZ - MÓDULO DE YOUNG
PROYECTO: AVDA. ISIDRO AYORA
A-1-a

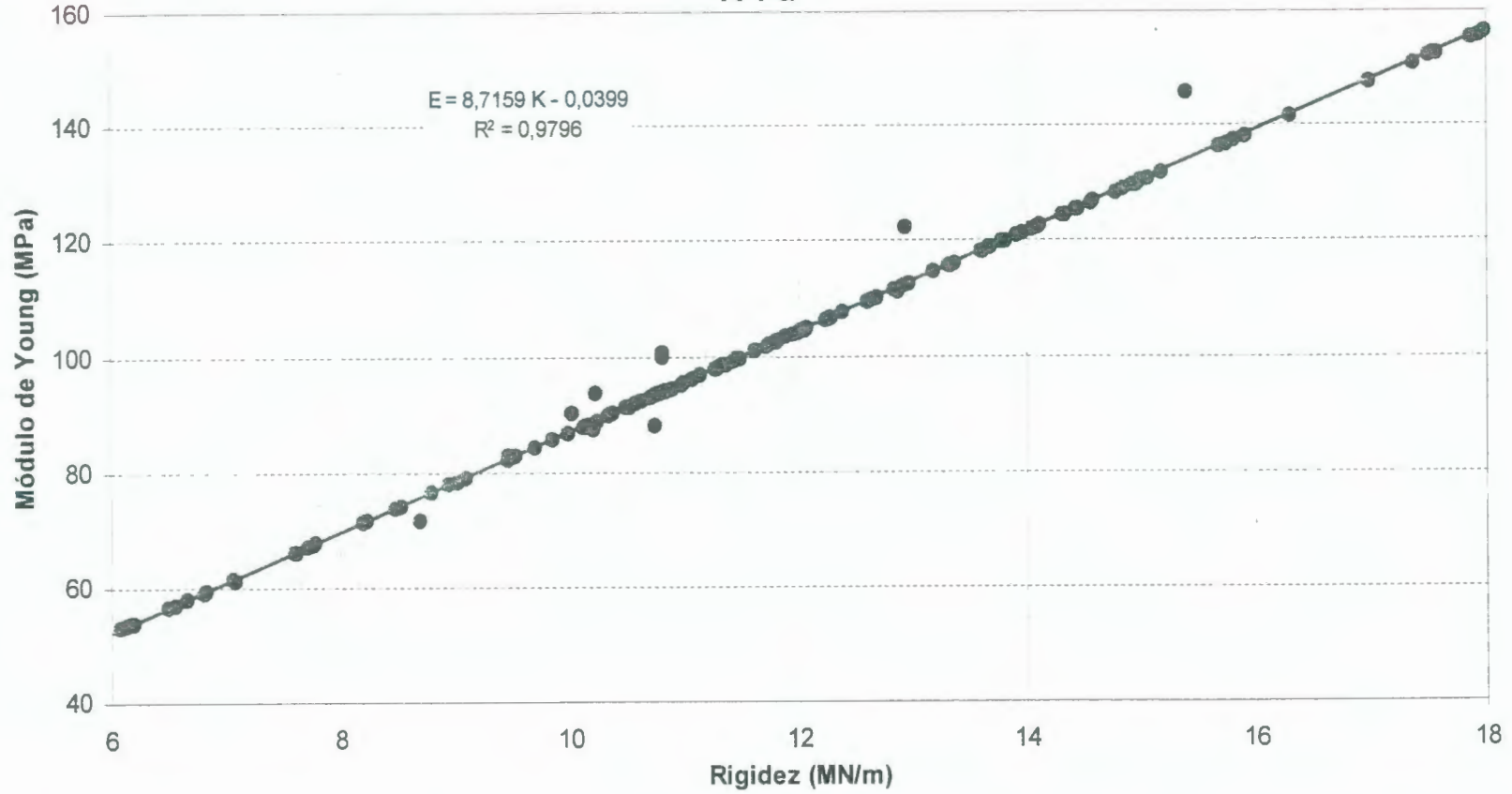


FIGURA 6.1 CORRELACIÓN RIGIDEZ – MÓDULO DE YOUNG EXISTENTE PARA SUELO TIPO A-1-a

TABLA 6.2 VALORES DE RIGIDEZ Y MODULO DE ELASTICIDAD MEDIDOS EN LA AVENIDA ISIDRO AYORA, SUELO TIPO A-2-4 (AASHTO)

Abscisa	Geo Gauge			Clasificación de Suelos	
	Profundidad (m)	Rigidez K MN/m	Modulo de Young E (Mpa)	AASHTO	SUCS
1+080	Superficial	10,23	88,73	A-2-4	GP-GC
1+120	Superficial	13,82	119,86	A-2-4	GP-GC
1+195	Superficial	10,11	87,68	A-2-4	GP-GC
1+080	Superficial	8,54	74,06	A-2-4	GP-GC
1+120	Superficial	6,19	53,66	A-2-4	GP-GC
1+195	Superficial	10,73	87,92	A-2-4	GP-GC
1+230	Superficial	14,94	129,61	A-2-4	GP-GC
1+280	Superficial	6,83	59,21	A-2-4	GP-GC
1+280	Superficial	8,20	71,17	A-2-4	GP-GC
0+180	Superficial	11,62	100,76	A-2-4	GP-GC
0+080	Superficial	17,50	151,80	A-2-4	SC
0+080	Superficial	17,5	151,85	A-2-4	SC
1+270	Superficial	8,48	73,59	A-2-4	GP-GC
0+090	Superficial	11,27	97,77	A-2-4	GP-GC
0+090	Superficial	12,6	109,28	A-2-4	GP-GC
0+180	Superficial	11,62	100,8	A-2-4	GC-GM
0+380	Superficial	14,32	124,26	A-2-4	GP-GC
0+085	Superficial	9,99	86,70	A-2-4	GC-GM
0+700	Superficial	18,42	159,76	A-2-4	SC-SM
0+220	Superficial	13,19	114,43	A-2-4	GC-GM
0+080	Superficial	18,15	157,44	A-2-4	SC-SM
0+300	Superficial	13,79	119,66	A-2-4	SC-SM
0+300	Superficial	10,74	93,10	A-2-4	GC-GM
0+400	Superficial	12,83	111,26	A-2-4	SC-SM
0+310	Superficial	14,33	124,30	A-2-4	GC-GM

Abscisa	Geo Gauge			Clasificación de suelos	
	Profundidad (m)	Rigidez K MN/m	Modulo de Young E (Mpa)	AASHTO	SUCS
0+230	Superficial	12,05	104,50	A-2-4	GC-GM
0+420	Superficial	6,18	53,65	A-2-4	GC-GM
0+860	Superficial	9,03	78,30	A-2-4	SC-SM
1+000	Superficial	7,09	61,00	A-2-4	SC-SM
0+140	Superficial	10,81	93,81	A-2-4	SC-SM
0+140	Superficial	17,54	152,19	A-2-4	SC-SM
0+260	Superficial	11,43	99,30	A-2-4	SC-SM
0+650	Superficial	19,89	172,32	A-2-4	SC-SM
0+800	Superficial	14,79	128,29	A-2-4	SC-SM
0+900	Superficial	10,83	93,98	A-2-4	SC-SM
1+000	Superficial	12,07	104,67	A-2-4	SC-SM
0+200	Superficial	10,49	90,99	A-2-4	GC-GM
0+145	Superficial	11,72	101,64	A-2-4	SC-SM
0+280	Superficial	10,96	95,05	A-2-4	GC-GM
0+080	Superficial	13,92	120,77	A-2-4	SC-SM
0+145	Superficial	11,45	99,37	A-2-4	SC-SM
0+320	Superficial	11,79	102,25	A-2-4	SC-SM
0+490	Superficial	11,30	98,04	A-2-4	GC-GM
0+400	Superficial	14,95	129,73	A-2-4	GC-GM
1+800	Superficial	17,99	156,09	A-2-4	SC-SM
1+640	Superficial	16,99	147,35	A-2-4	GP-GM

Abscisa	Geo Gauge			Clasificación de suelos	
	Profundidad (m)	Rigidez K MN/m	Modulo de Young E (Mpa)	AASHTO	SUCS
1+800	Superficial	10,77	93,43	A-2-4	GP-GM
0+600	Superficial	11,28	97,82	A-2-4	SC-SM
0+540	Superficial	10,61	92,00	A-2-4	SC
0+540	Superficial	14,10	122,28	A-2-4	SC
0+535	Superficial	17,56	152,37	A-2-4	SC
0+535	Superficial	17,94	155,62	A-2-4	SC
0+280	Superficial	15,40	145,80	A-2-4	SC
1+200	Superficial	9,99	86,70	A-2-4	SC
1+220	Superficial	13,19	114,43	A-2-4	SC
1+100	Superficial	13,19	114,43	A-2-4	SC
1+260	Superficial	10,02	90,10	A-2-4	SC
1+260	Superficial	14,85	128,83	A-2-4	SC
1+300	Superficial	15,06	130,68	A-2-4	SC
1+100	Superficial	10,57	91,73	A-2-4	SC

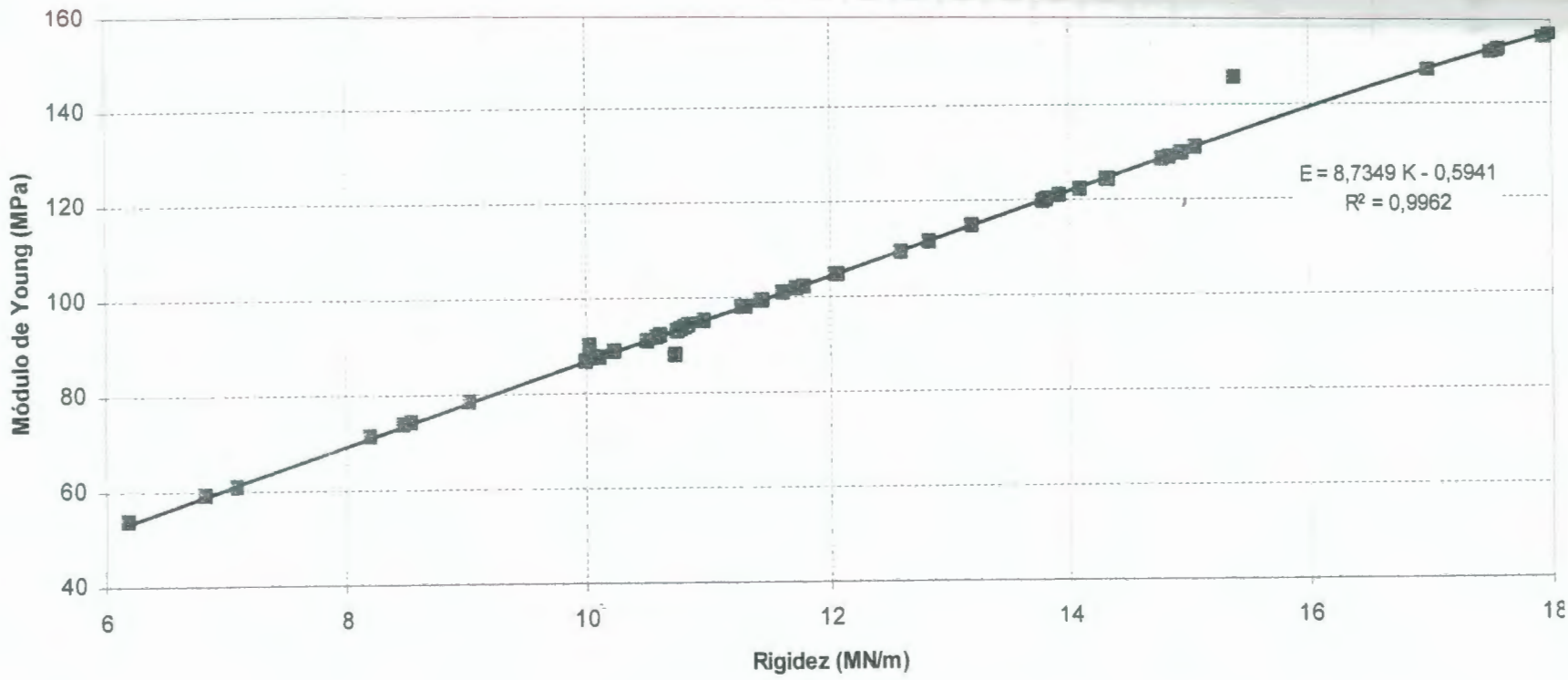


FIGURA 6.2 CORRELACIÓN RIGIDEZ – MÓDULO DE YOUNG EXISTENTE PARA SUELO TIPO A-2-4 (AASHTO).



TABLA 6.3 VALORES DE RIGIDEZ Y MODULO DE ELASTICIDAD MEDIDOS EN LA AVENIDA ISIDRO AYORA, SUELO TIPO A-2-6 (AASHTO)

Abscisa	Geo Gauge			Clasificación de suelos	
	Profundidad (m)	Rigidez K MN/m	Modulo de Young E (Mpa)	AASHTO	SUCS
0+535	Superficial	8,70	71,5	A-2-6	GW-GC
0+860	Superficial	11,07	96,07	A-2-6	GW-GC
0+880	Superficial	9,70	84,12	A-2-6	GW-GC
0+935	Superficial	10,78	93,56	A-2-6	GW-GC
0+540	Superficial	5,89	51,13	A-2-6	SC
0+545	Superficial	9,85	85,46	A-2-6	SC
0+840	Superficial	7,61	66,03	A-2-6	GC
0+865	Superficial	6,81	59,05	A-2-6	GC
0+920	Superficial	6,50	56,37	A-2-6	GC
1+025	Superficial	7,79	67,54	A-2-6	GC
1+017	Superficial	10,23	88,76	A-2-6	GC
0+490	Superficial	4,40	38,15	A-2-6	SC
0+560	Superficial	6,50	56,42	A-2-6	SC
0+575	Superficial	6,20	53,81	A-2-6	SC
0+500	Superficial	7,77	67,43	A-2-6	SC
0+460	Superficial	14,59	126,59	A-2-6	SC
0+440	Superficial	7,60	65,92	A-2-6	SC
0+710	Superficial	13,37	115,97	A-2-6	GW-GC
0+780	Superficial	13,96	121,08	A-2-6	GW-GC
0+960	Superficial	16,3	141,40	A-2-6	GC
1+140	Superficial	15	130,10	A-2-6	GC
1+200	Superficial	14,11	122,40	A-2-6	GC
1+380	Superficial	9,47	82,14	A-2-6	GP-GC
1+470	Superficial	5,32	46,17	A-2-6	GP-GC
0+740	Superficial	15,18	131,68	A-2-6	GC
0+920	Superficial	8,24	71,52	A-2-6	GW-GC

Abscisa	Geo Gauge			Clasificación de suelos	
	Profundidad (m)	Rigidez K MN/m	Modulo de Young E (Mpa)	AASHTO	SUCS
0+920	Superficial	10,15	88,02	A-2-6	GW-GC
0+980	Superficial	13,44	166,62	A-2-6	GW-GC
1+140	Superficial	14,05	121,86	A-2-6	GW-GC
1+140	Superficial	20,7	174,13	A-2-6	GW-GC
1+480	Superficial	10,5	91,08	A-2-6	GP-GC
0+320	Superficial	9,1	78,97	A-2-6	SC
0+290	Superficial	11,74	101,89	A-2-6	GP-GM
0+370	Superficial	15,81	137,19	A-2-6	GP-GM
0+510	Superficial	11,95	103,70	A-2-6	GP-GM
0+220	Superficial	13,68	118,63	A-2-6	GP-GM
0+680	Superficial	11,80	102,35	A-2-6	SC
0+780	Superficial	13,32	115,56	A-2-6	SC
0+850	Superficial	12,92	112,12	A-2-6	SC
0+970	Superficial	12,27	106,47	A-2-6	SC
0+500	Superficial	10,80	100,40	A-2-6	GP-GM
0+850	Superficial	10,99	95,34	A-2-6	SC
0+520	Superficial	14,45	125,39	A-2-6	SC
0+680	Superficial	8,80	76,33	A-2-6	SC
0+760	Superficial	6,66	57,79	A-2-6	SC
0+125	Superficial	13,34	115,72	A-2-6	GC
0+125	Superficial	5,28	45,83	A-2-6	GP-GC
0+230	Superficial	11,89	103,16	A-2-6	GP-GC
1+000	Superficial	15,92	138,09	A-2-6	GP-GM
0+900	Superficial	14,31	124,15	A-2-6	GP-GM
0+800	Superficial	11,33	98,26	A-2-6	GP-GM

Abscisa	Geo Gauge			Clasificación de suelos	
	Profundidad (m)	Rigidez K MN/m	Modulo de Young E (Mpa)	AASHTO	SUCS
0+700	Superficial	10,83	93,97	A-2-6	GP-GM
0+640	Superficial	12,94	122,27	A-2-6	GP-GM
1+180	Superficial	8,95	77,66	A-2-6	GP-GC
1+280	Superficial	12,01	104,22	A-2-6	GP-GC
0+465	Superficial	18,33	159,02	A-2-6	GP-GC
0+460	Superficial	11,43	99,18	A-2-6	GP-GC
0+480	Superficial	10,33	89,62	A-2-6	GP-GC
0+540	Superficial	10,61	92,00	A-2-6	GP-GC
0+540	Superficial	14,44	125,25	A-2-6	GP-GC
1+920	Superficial	13,92	120,79	A-2-6	GP-GC
2+000	Superficial	11,36	98,51	A-2-6	GP-GC
2+060	Superficial	15,06	130,68	A-2-6	GP-GC
2+160	Superficial	13,67	118,61	A-2-6	GP-GC
2+270	Superficial	10,52	91,02	A-2-6	GP-GC
2+270	Superficial	19,32	167,61	A-2-6	GP-GC
1+950	Superficial	10,88	94,37	A-2-6	GP-GC
1+955	Superficial	12,39	107,51	A-2-6	GP-GC
1+955	Superficial	12,97	112,51	A-2-6	GP-GC
1+970	Superficial	11,82	102,54	A-2-6	GP-GC
1+975	Superficial	10,37	89,93	A-2-6	GP-GC
2+040	Superficial	10,80	99,86	A-2-6	GP-GC
2+040	Superficial	10,20	87,40	A-2-6	GP-GC
1+760	Superficial	13,60	117,94	A-2-6	GP-GC
1+805	Superficial	17,99	156,05	A-2-6	GP-GC
1+840	Superficial	11,73	101,79	A-2-6	GP-GC



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

RIGIDEZ - MÓDULO DE YOUNG
PROYECTO: AVDA. ISIDRO AYORA
A-2-6

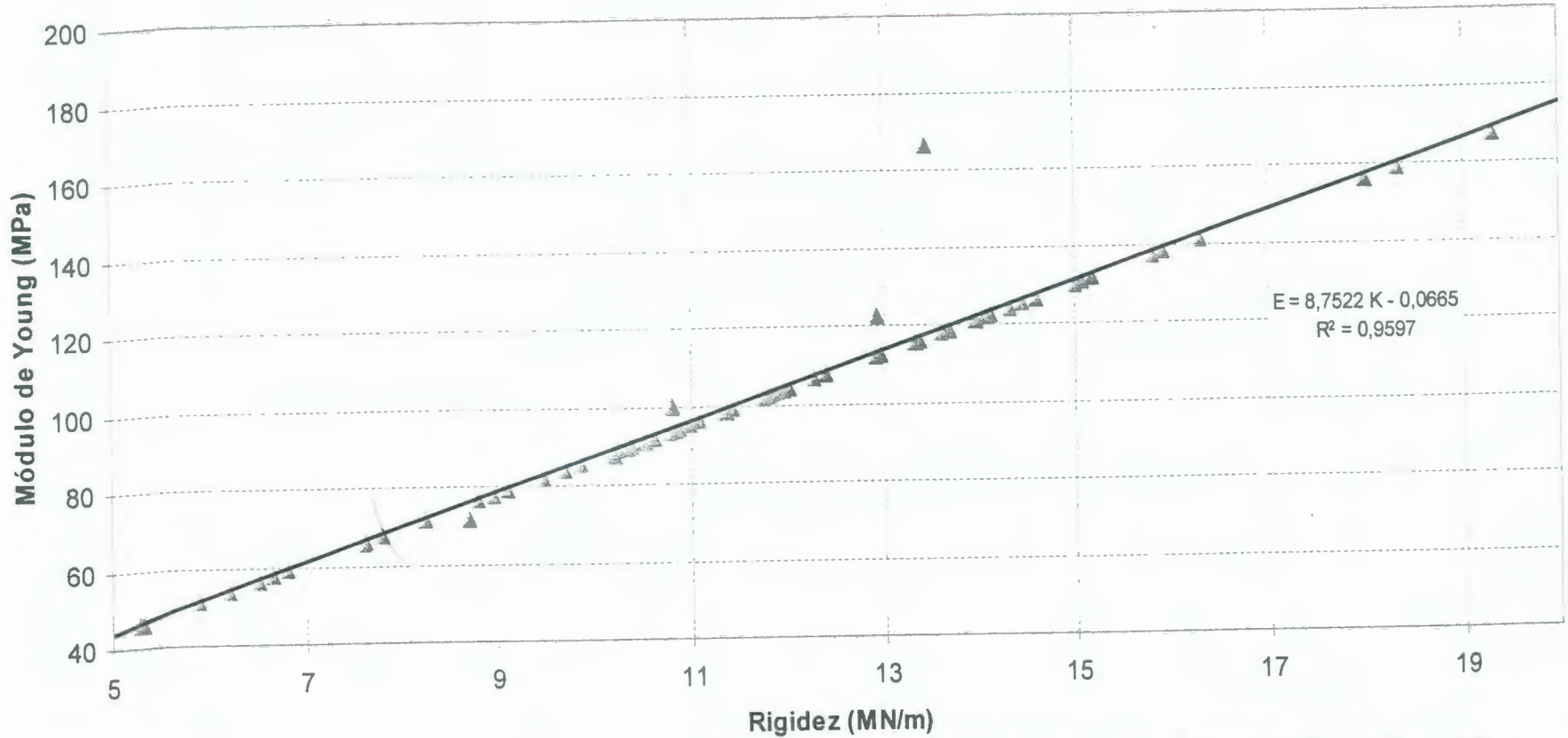


FIGURA 6.3 CORRELACIÓN RIGIDEZ – MÓDULO DE YOUNG EXISTENTE PARA SUELO TIPO A-2-6 (AASHTO).

TABLA 6.4 VALORES DE RIGIDEZ Y MODULO DE ELASTICIDAD MEDIDOS EN LA AVENIDA ISIDRO AYORA, SUELO TIPO A-5 (AASHTO)

Abscisa	Geo Gauge			Clasificación de suelos	
	Profundidad (m)	Rigidez K MN/m	Modulo de Young E (Mpa)	AASHTO	SUCS
0+145	Superficial	10,22	93,45	A-5	SM
0+260	Superficial	10,99	95,36	A-5	SM
0+680	Superficial	12,24	106,15	A-5	SM
0+780	Superficial	15,75	136,60	A-5	SM
0+860	Superficial	13,62	118,12	A-5	SM
0+940	Superficial	12,06	104,63	A-5	SM
1+000	Superficial	11,48	99,47	A-5	SM
0+400	Superficial	11,48	99,47	A-5	SM

RIGIDEZ - MÓDULO DE YOUNG
PROYECTO: AVDA. ISIDRO AYORA
A5

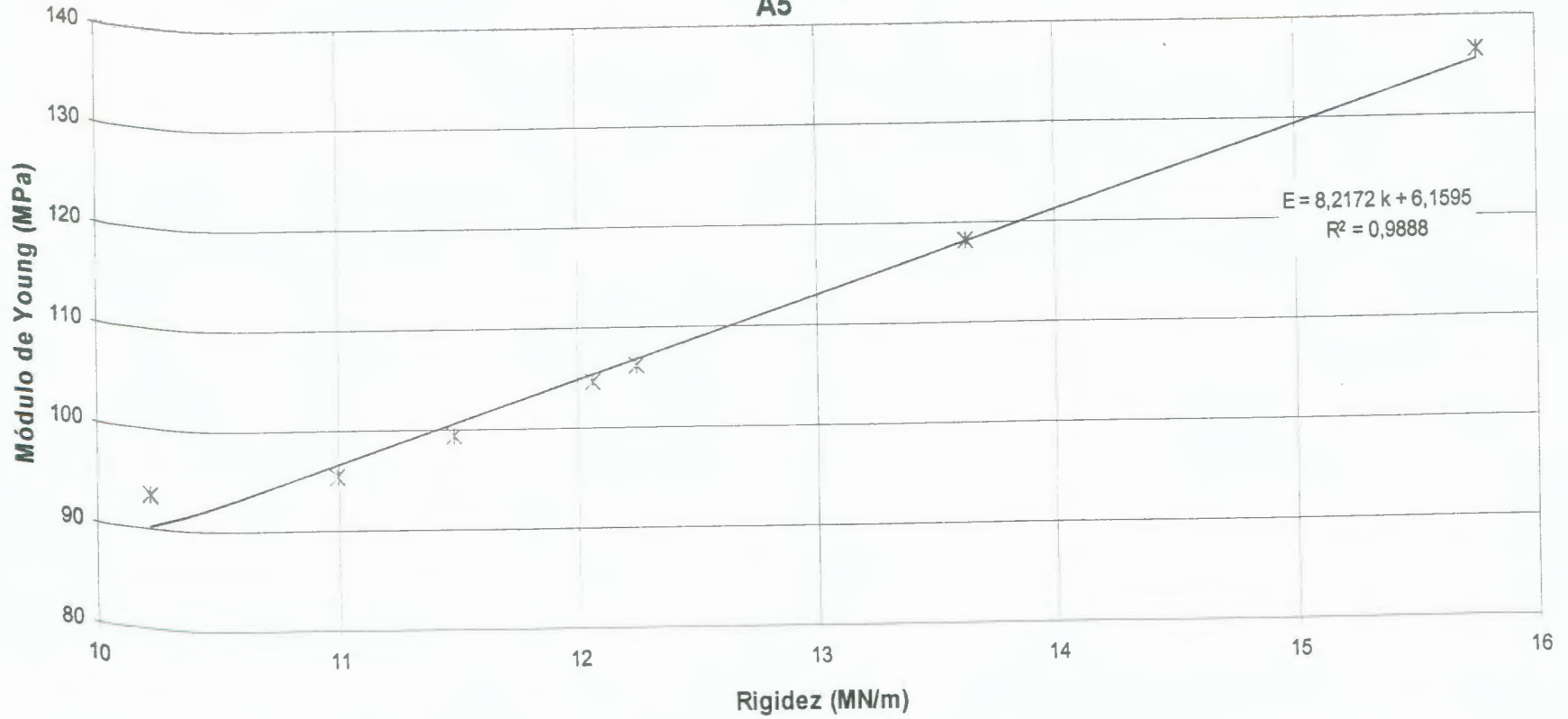


FIGURA 6.4 CORRELACIÓN RIGIDEZ – MÓDULO DE YOUNG EXISTENTE PARA SUELO TIPO A-5 (AASHTO).

Observando las figuras anteriormente expuestas, la correlación existente entre el módulo de elasticidad y la rigidez independiente del tipo de suelo, es del orden lineal, y muestran valores altos de correlación cercanos a 1.

Existen también correlaciones empíricas entre el módulo resiliente y el CBR, que han sido obtenidas como se dijo anteriormente por pruebas y por ensayos realizados en tramos de carreteras, realizadas por diversas instituciones.

Un resumen de estas correlaciones presentadas, junto con la institución proponente se muestra en la tabla 6.5

TABLA 6.5 CORRELACIONES SEMIEMPIRICAS EXISTENTES ENTRE EL MÓDULO DE YOUNG Y EL CBR (CALIFORNIA BEARING RATIO) [21]

ECUACIÓN	ORIGEN
$M_R \text{ (psi)} = 1500 \text{ CBR}$ CBR < 10% $M_R \text{ (psi)} = 3000 \text{ CBR}^{0.65}$ 10% < CBR < 20% $M_R \text{ (psi)} = 4.326 \ln (\text{CBR}) + 241$ CBR > 20%	AASHTO 1993 Design Guide
$M_R \text{ (Psi)} = 2555 \text{ CBR}^{0.64}$	AASHTO 2002 Design Guide
$M_R \text{ (MPa)} = 10 \text{ CBR}$	Método de diseño SHELL (Heukelom & Klomp)



	1960)
$M_{R(MPa)} = 38 \text{ CBR}^{0.711}$	U.S. Army Corps of Engineers, 1975
$M_{R(MPa)} = 21 \text{ CBR}^{0.65}$	South African Council on Scientific
$M_{R(MPa)} = 18 \text{ CBR}^{0.64}$	Transport and Road Research Laboratory, 1987
$M_{R(MPa)} = B \text{ CBR}$ 5.25 < B < 21 B = 10.5, CBR < 10	AASHTO DESIGN GUIDE

Además existen correlaciones obtenidos por investigadores entre las cuales se citan la que desarrolló Powell et al (1984) que consideró el módulo de elasticidad obtenido por técnicas geofísicas y los valores del ensayo CBR in situ efectuado en suelos de subrasantes remoldeados y alterado (Jones 1958) [21] planteada de la siguiente ecuación

$$E \text{ (MPa)} = 17.6 \times \text{CBR}^{0.64} \quad (6.1)$$

Otra correlación propuesta fue por Abu-Farsak, Alshibli, Nazzal y Seyman, este grupo de investigadores trabajó en laboratorio con suelos granulares y suelos finos. Para la medición del módulo elástico utilizaron el geogauge, y realizaron ensayos CBR por cada tipo de suelo para poder después encontrar la relación existente entre el módulo elástico y el CBR.

Con los resultados de las pruebas realizadas, obtuvieron la figura 6.5, la que junto con la realización de un análisis de regresión, permitieron la obtención de la ecuación de correlación de los parámetros CBR y el módulo de elasticidad, que corresponde a un tipo logarítmico, con factor de correlación de 0.62 [15]

$$\text{Log (CBR)} = 1.89 + 1.48 \text{ log (E}_{\text{GEOGAUGE}} \text{ , MPa)} \quad (6.2)$$

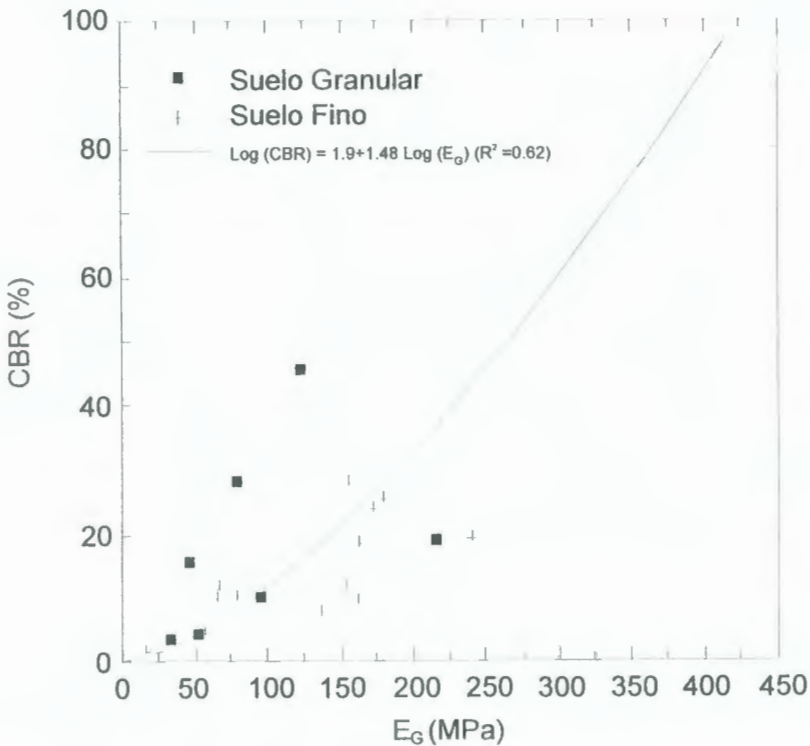


FIGURA 6.5 CORRELACIÓN ENTRE EL MÓDULO DE YOUNG MEDIDO CON EL GEOGAUGE Y EL CBR [15]

También realizaron mediciones in situ del módulo de elasticidad y CBR pero para suelos tratados con cemento y cal, de igual manera

con los datos medidos construyeron la gráfica presentada en la figura 6.6, y mediante análisis de regresión propusieron la ecuación 6.2, la que tiene un factor de correlación de 0.84

$$\text{CBR} = 0.00392 (E_G, \text{MPa})^2 - 5.75 \quad (6.2)$$

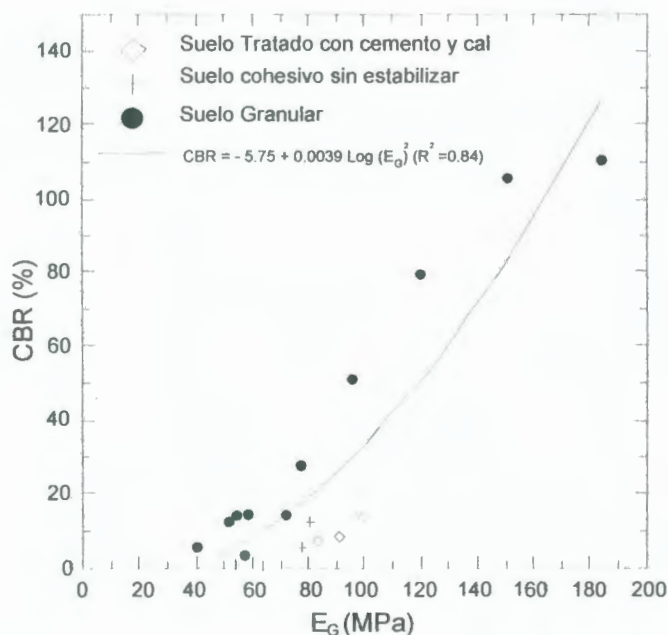


FIG 6.6 CORRELACIÓN ENTRE EL MÓDULO DE YOUNG MEDIDO CON EL GEOGAUGE Y EL CBR EN CAMPO [15]

En el trabajo realizado por Tuncer B. Edil And Craig H. Benson [21] se plantea la siguiente correlación entre el módulo obtenido por el geogauge y el CBR obtenido del DCP.

$$E_{\text{GEOGAUGE}} (\text{MPa}) = 18.77 \times \text{CBR}^{0.63} \quad (6.3)$$

El valor de CBR, es calculado usando la ecuación empírica [21]

$$\text{Log (CBR)} = \alpha + \beta \text{ log (PR)} \quad (6.4)$$

Los coeficientes α y β varían en un rango de 2.44 a 2.56 y desde -1.07 a -1.16 respectivamente. Para la correlación presentada los valores de α y β son de 2.46 y -1.12 respectivamente, tal como recomienda US Army Corp of Engineers para materiales cohesivos y granulares[21].

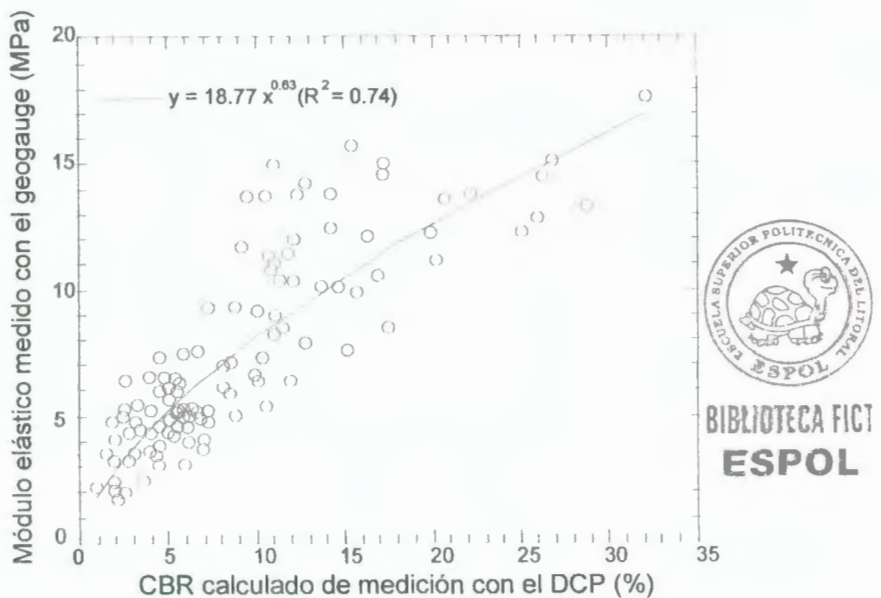


FIGURA 6.7 CORRELACION ENTRE EL MODULO DE YOUNG OBTENIDO POR EL GEOGAUGE Y EL CBR DEL DCP. [15]

De las correlaciones presentadas anteriormente se puede concluir que la relación existente entre estos dos parámetros, módulo de elasticidad y CBR, es del tipo exponencial. Así se comprobó en el trabajo realizado por Powell et al, quienes realizaron pruebas con el geogauge, FWD (Falling Weight Deflectometer), LFDW (Light Falling

Weight Deflectometer) , y la prueba de placa de carga, comparando con su trabajo. El resultado de estos ensayos se ilustra en la Figura 6.8.

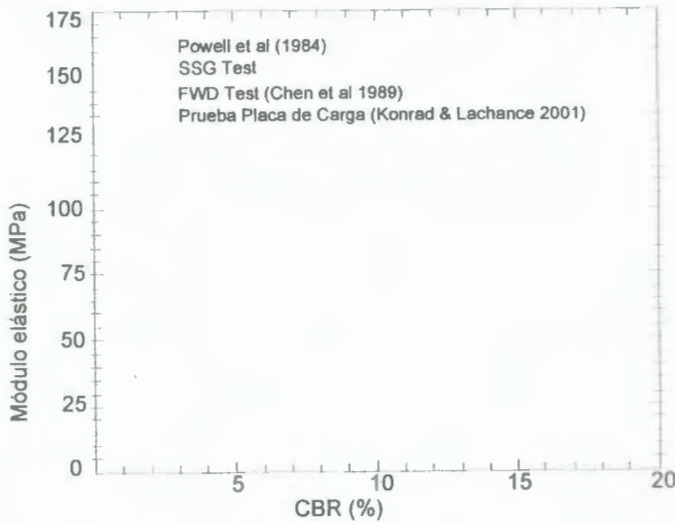


FIGURA 6.8 CORRELACIÓN EXISTENTE ENTRE EL MÓDULO ELASTICO Y EL CBR [21]

6.2 Correlación entre el DCP y el módulo de Young

El Dynamic Cone Penetrometer (DCP) fue utilizado por primera vez en Sudáfrica para la evaluación de pavimentos; siendo desde entonces ampliamente usado para la caracterización de capas de pavimento.

Este equipo está compuesto por un martillo de 8 Kg. (17.6 lb) que constituye la masa que cae, deslizándose sobre una varilla donde se

encuentra un yunque y un cono reemplazable, cuya punta tiene un ángulo de inclinación de 60° y diámetro 20mm [15].

Para realizar el ensayo es necesario armar el DCP asegurándose que todas sus partes se encuentran bien ajustadas, el martillo deslice libremente luego de haberse asegurado de esto, colocar verticalmente el equipo y dejar caer el martillo de manera que la punta se introduzca en el terreno hasta la marca cero que está en el diámetro máximo del cono.

Una vez conseguido esto colocar la regleta que permitirá medir la profundidad de penetración de la punta.

Con los datos obtenidos se grafica la penetración con el número de golpes respectivo, el PR (tasa de penetración) es la pendiente de la curva que relaciona el número de golpes con su respectiva profundidad de penetración. Con ayuda del PR es posible determinar el CBR, haciendo uso de la siguiente ecuación de la AASHTO 1993.

$$\text{CBR} = \frac{405.3}{PR^{1.259}} \quad (\text{conos } 60^\circ) \quad (6.3)$$

El PR además de estar relacionado con el CBR, se relaciona con el módulo elástico de la subrasante [15]. Pen propuso dos correlaciones entre E_s (MPa) y PR (mm/golpe)

$$\text{Log}(E_s) = 3.25 - 0.89 \log(\text{PR}) \quad (6.4)$$

$$\text{Log}(E_s) = 3.652 - 1.17 \log(\text{PR}) \quad (6.5)$$

Otros investigadores como Chua [15] plantea la siguiente correlación, donde el módulo como la tasa de penetración son función de las diferencias de esfuerzo principal ($2\tau_0$)

$$\text{Log}(E_s) = B - 0.4 \log(\text{PR}) \quad (6.6)$$

Donde E_s = Módulo elástico en MPa y los valores de B, constan en la tabla a continuación [15]

TABLA 6.6 VALORES DE B

Tipo de suelo	$2\tau_0$	B
Arcilla Plástica	25	2.22
Suelo Arcilloso	50	2.44
Suelo Limoso	75	2.53
Suelo Arenoso	150	2.63

De Beer propone la siguiente correlación entre módulo elástico y el PR[15].

$$\text{Log}(E_s) = 3.05 - 1.07 \text{Log}(\text{PR}) \quad (6.7)$$

En el trabajo de Abu-Farsakh Murad Y, Alshibli Khalid, Nazzal Munir D, Seyman Ekrem [15] también se llevaron a cabo pruebas para examinar la relación existente entre el DCP y el Geogauge, obteniendo la figura 6.9.

Otros que también plantean correlaciones entre el DP y el Módulo son Honrad y Lachance (2001) que trabajaron con un cono de diámetro 51mm y el módulo fue determinado por prueba de placa, para suelos granulares naturales [21] presentan la siguiente ecuación

$$\text{Log}(E_s) = -0.884 \text{Log}(\text{DP}) + 2.906 \quad (6.8)$$

E_s está en MPa, y DP en mm/golpes, usando un cono de 51 mm de diámetro y un martillo de 63.5 Kg, con altura de caída de 760 mm.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

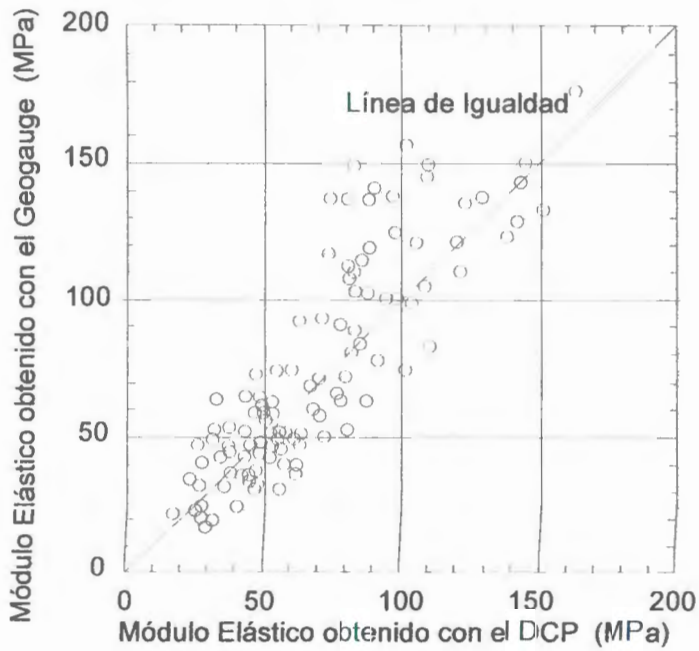


FIGURA 6.9 CORRELACIÓN EXISTENTE ENTRE EL MÓDULO MEDIDO CON EL GEOGAUGE Y EL MODULO DEL DCP [21].



**BIBLIOTECA FICT
ESPOL**

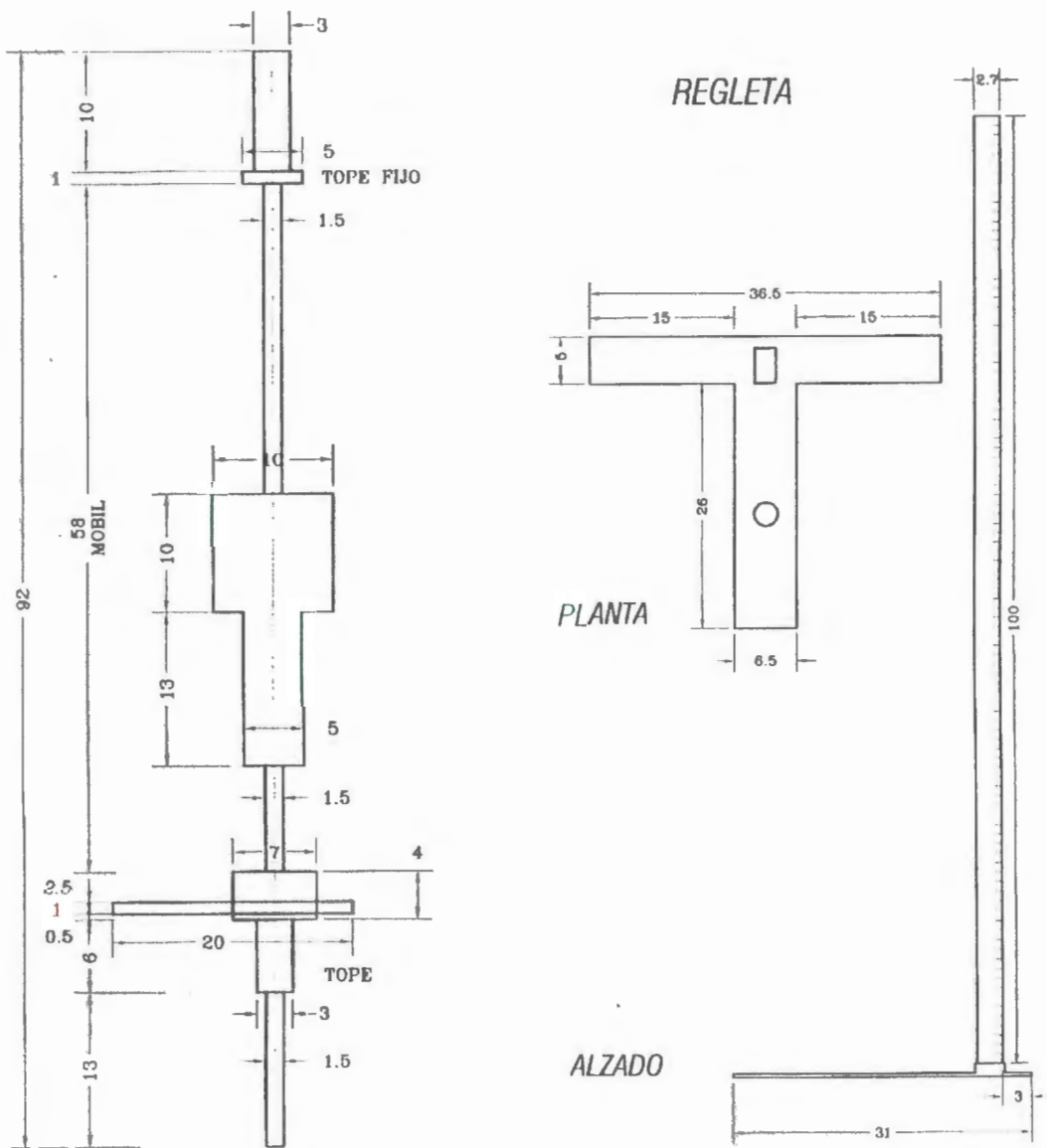


FIGURA 6.10 PENETROMETRO DINAMICO PORTATIL (DCP).

6.3 Correlación entre la rigidez y el módulo de Young por tecnologías geofísicas

Dentro de la tecnología geofísica, los métodos sísmicos son los que más se realizan para la caracterización de un suelo.

Las ondas sísmicas constituyen lo principal en los métodos sísmicos, estas vibraciones mecánicas son emitidas por una fuente; y viajan a través de un medio en este caso la Tierra de ahí su nombre de sísmica, donde en los sensores llamados geófonos se registran los valores de velocidad de cada tipo de ondas.

Existen dos tipos de ondas; las ondas de cuerpo y las ondas superficiales.

Las ondas de cuerpo, son ondas elásticas que viajan a través de la Tierra, y que a su vez pueden ser de dos tipos: Ondas P (ondas de comprensión); y ondas S (ondas de corte).

Las ondas P, son las ondas que más rápido se transmiten y consisten en un tren de compresiones y dilataciones en el mismo sentido del desplazamiento de las partículas. Viajan en todos los medios que resistan ondas sísmicas.

Las ondas S, son las ondas que siguen en velocidad a las ondas P, el desplazamiento de las partículas en este caso es perpendicular a la velocidad de propagación. Son transmisibles en materiales que tienen gran capacidad de transmisión de esfuerzo de corte. Por lo tanto no se transmiten ni en líquidos ni gases.

Las ondas superficiales, como su nombre indica son las que viajan a través de la superficie, lo que implica que a medida que la profundidad va aumentando el efecto de estas ondas se va disipando.

Las ondas superficiales son la consecuencia de la interferencia de las ondas de cuerpo, resultando ser más lentas que estas presentando dispersión que no es más que las ondas de diferentes frecuencias que atraviesan el medio (Tierra) con diferentes velocidades.

Dentro de estas ondas superficiales, existen dos tipos: Las ondas ondas Rayleigh y ondas Love.

Las ondas Rayleigh se propagan en el plano vertical de la velocidad de propagación, con movimientos verticales y horizontales describiendo una trayectoria elíptica.



Las ondas Love viajan en dirección perpendicular que la velocidad de propagación, pero a diferencia de las ondas S lo hacen en el plano horizontal, y se generan en medios elásticos estratificados, es decir capas de diferentes características fisico-químicas como lo es nuestro planeta.

Para entender mejor como es la propagación de las ondas se ilustra a continuación en la siguiente figura.

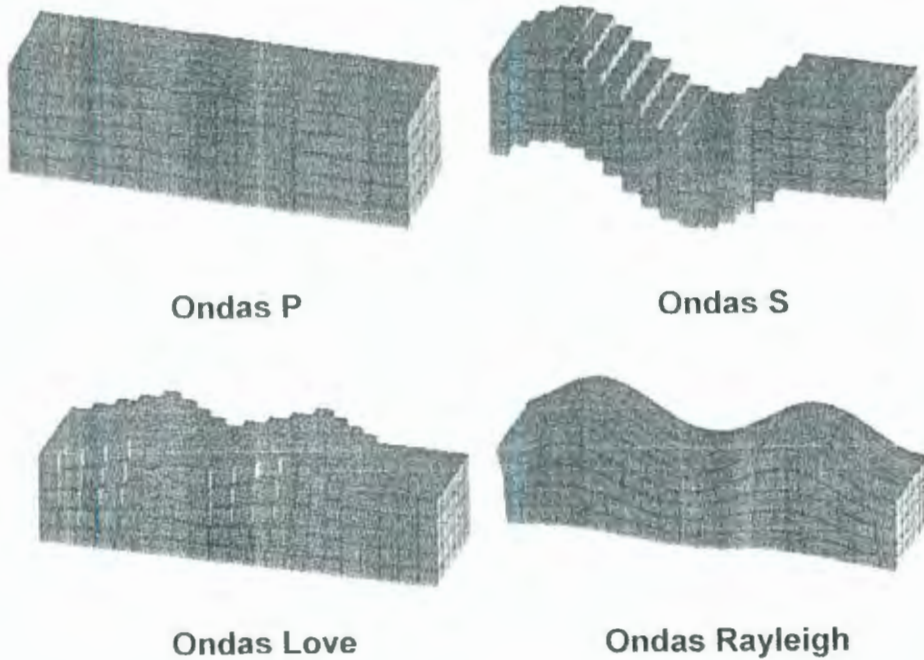


FIGURA 6.11 TIPOS DE ONDAS [26]

Si bien son las ondas P las más veloces, luego las ondas S, y las ondas superficiales las últimas en llegar, estas constituyen más del 50% en el tren de ondas, permitiendo que sean más fáciles de estudiar. De ahí que en todos los métodos geofísicos se trabaje más con la velocidad de las ondas Rayleigh.

Entre los métodos geofísicos más usados para la evaluación del módulo elástico están el Ultrasonic Body Waves (UVB), Ultrasonic Surface Waves (USW), Impulse Response (IR), Spectral Analisis of Surface Waves (SASW).

Ultrasonic Body Waves, es un método que permite estimar la velocidad de la onda S de la capa superior de un pavimento, para luego poder estimar el módulo [23]

Ultrasonic Surface Waves, este método tiene el mismo principio de operación al SASW, con la diferencia de que no es necesario realizar retrocálculos para obtener el valor del módulo en la capa superior de un pavimento [23]

Impulse Response, Es útil para detectar vacíos en la subrasante. Puede ser utilizado para evaluación en pavimentos, losas de



concreto, carreteras, vertederos, estanques y en el fondo de piscinas [23].

Para ejecutar el ensayo, se coloca en la capa superior el geófono, y donde actúa el martillo, la distancia entre los dos es por lo general 3 o 4 pulgadas [23].

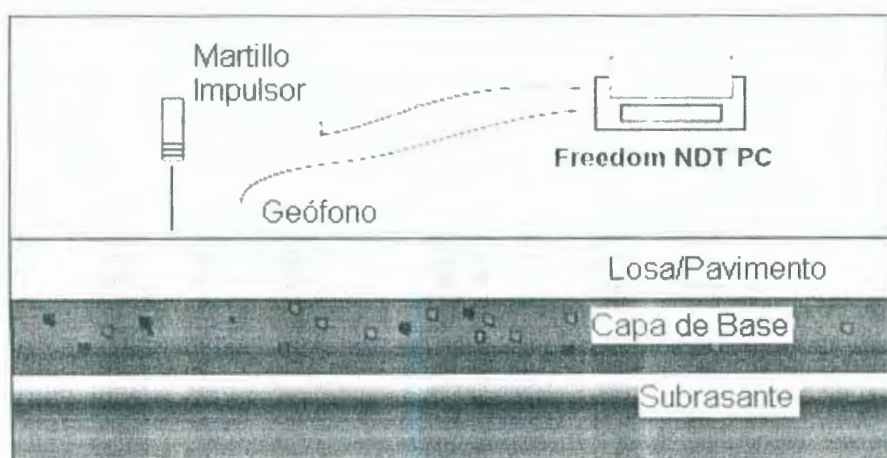


FIGURA 6.12 DISPOSICION PARA EJECUTAR METODO IMPULSO-RESPUESTA [25].

Spectral Analysis of Surface Waves, con este método es posible obtener perfiles de la variabilidad de la velocidad de las ondas cortantes con la profundidad, para conseguir esto utiliza la información que dan las ondas Rayleigh, las que se propagan en cualquier medio ya sea asfalto, suelo, concreto, etc.

Para poder obtener el valor del módulo elástico, una vez obtenido el valor de la velocidad de la onda Rayleigh se transforma a velocidad de onda de corte con la siguiente ecuación

$$V_s = V_R (1.13 - 0.16 \nu) \quad (6.3)$$

V_s = Velocidad de onda de corte

V_R = Velocidad de onda Rayleigh

ν = Razón de Poisson

Obtenido este valor, se calcula el valor del módulo de elasticidad haciendo uso de la ecuación 6.4

$$E = 2 \rho V_s^2 (1 + \nu) \quad (6.4)$$

E = Módulo Elástico

ρ = Densidad de la masa

ν = Razón de Poisson.

El módulo cortante es calculado de la siguiente forma

$$G = \rho V_s^2 \quad (6.5)$$

Para efectuar esta prueba que se realiza en la superficie se usa un martillo (fuente), que emitirá las ondas de diferentes frecuencias y longitudes de onda; la velocidad de estas ondas es registrada por 2 geófonos o receptores. Estos registros servirán para la construcción

de la curva experimental de dispersión, que sirve para determinar el espesor y rigidez de la capa superior de la estructura de un pavimento. Para obtener estos valores en las capas inferiores se lleva a cabo un proceso de retro cálculo.

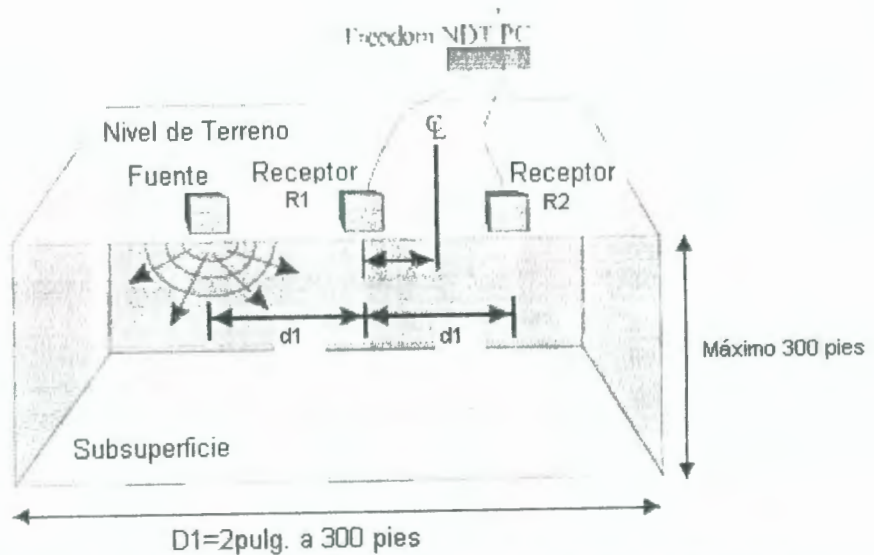


FIGURA 6.13 SPECTRAL ANALYSIS OF SURFACE WAVES (SASW) [24]

El SASW, es ampliamente utilizado para análisis de licuación, control de compactación, evaluación de pavimentos, y caracterización dinámica del sitio.

Entre las limitaciones de este método están que el lugar donde vaya a ejecutárselo debe estar accesible, libre de vibraciones, y que si se encuentra el caso de una capa donde las ondas se propaguen a baja velocidad, este entre capas que permitan la propagación a mayor velocidad, no podrá ser identificado. [20].

Resumiendo los diferentes métodos, con sus respectivos usos, ventajas y precauciones se expone la tabla [19]

TABLA 6.7 RESUMEN DE MÉTODOS SÍSMICOS

METODO	USO PRIMARIO	VENTAJAS	PUNTOS DE PRECAUCION
Ultrasonic Body Waves	Módulo de la capa superior	<ul style="list-style-type: none"> • Rápida ejecución • Reducción simple de datos 	<ul style="list-style-type: none"> • Resultados pueden ser afectados por las capas inferiores • Sensible al estado de la superficie
Ultrasonic Surface Waves	Módulo de la capa superior	<ul style="list-style-type: none"> • Sensitividad a las propiedades de la capa superior • Rápida ejecución • Resultados específicos por capa 	<ul style="list-style-type: none"> • Para sistemas multicapas, la información por capa es complejo
Impulse Response	Módulo de reacción de la subrasante en capas de cimentación	<ul style="list-style-type: none"> • Permite de forma rápida detectar punto débiles en un pavimento 	<ul style="list-style-type: none"> • En el caso de pavimentos flexibles, la contribución por capa es desconocida • Resultados afectados por el nivel freático y la rigidez de las capas
Spectral Análisis of Surface Waves	Módulo y espesor de cada capa	<ul style="list-style-type: none"> • Provee el perfil del módulo de manera precisa 	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis automático sólo aplicable a estructuras típicas

Los métodos sísmicos, permiten determinar la variación en el módulo y el espesor en los pavimentos flexibles, mientras que en el caso de los pavimentos rígidos se ha limitado sólo a la detección de fallas y determinación del módulo en la losa [20].



Se han realizado algunas investigaciones para correlacionar los resultados obtenidos con el geogauge y por los métodos sísmicos siendo los más usados SASW y D-SPA.

El D-SPA es utilizado para la evaluación de bases y sub-bases de acabado áspero, constituye una revisión del P-SPA, que fue usado para control de calidad en las evaluaciones de rutina. [22].

En los estudios de Chen et al[22], se trabajo con materiales de diversas rigideces, con una razón de Poisson de 0.35; valor que es muy frecuente en las bases de pavimentos. Para determinar los valores del módulo de los diferentes materiales, usaron las Ecs 6.3 y 6.4, luego procedieron a graficar estos valores calculados de módulo junto con sus correspondientes de rigidez medidos con el geogauge, lo que se observa en la figura 6.10.

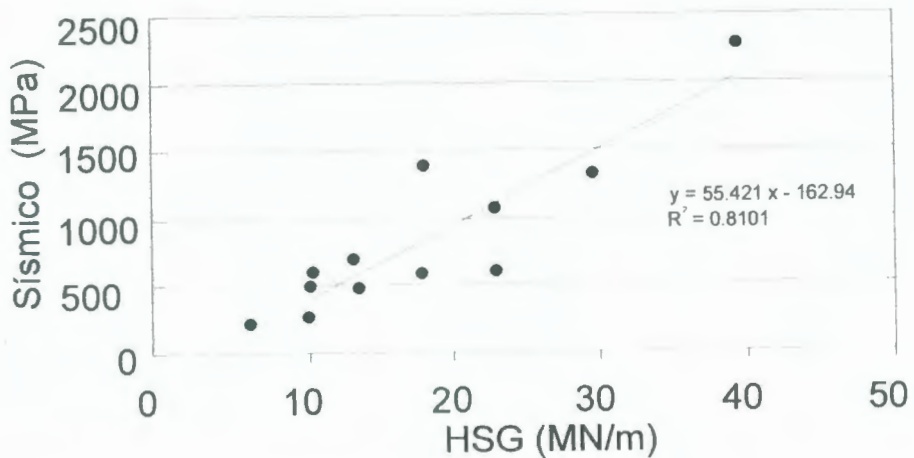


FIGURA 6.14 RELACION ENTRE LA RIGIDEZ MEDIDA CON EL GEOGAUGE, Y EL MÓDULO OBTENIDO POR METODOS SISMICOS [22]

Wu et al [21] propone en su investigación una correlación entre la rigidez obtenida con el geogauge y el módulo obtenido por métodos sísmicos, en su trabajo ensayó todo tipo de subrasantes desde baja rigidez hasta altas. Ellos propusieron la siguiente correlación

$$E_{\text{SISMICO}} \text{ (MPa)} = 47.53 K_{\text{GEOGAUGE}} \text{ (MN/m)} + 79.05 \quad (6.6)$$

Además señalan que el módulo obtenido por pruebas sísmicas es tres veces mayor al obtenido con el geogauge.

Chen et al también propuso una correlación entre los valores registrados por ambos equipos, de igual manera trabajó con diferentes subrasantes, obteniendo

$$E_{\text{SISMICO}} \text{ (MPa)} = 55.42 K_{\text{GEOGAUGE}} \text{ (MN/m)} - 162.94 \quad (6.7)$$



6.4 Correlación entre la rigidez y el módulo de Young por el FWD

La correlación existente entre la rigidez y módulo de Young, en el caso de que la rigidez sea determinada por el geogauge y el módulo por el FWD, es de tipo exponencial, así lo determino Wu et al (1998). Esta diferencia de valor radica en la forma en que cada equipo mide los parámetros.

En el caso del geogauge, mide directamente hasta una profundidad que varia de 22 a 30 cm., mientras que el FWD necesita de siete geófonos, donde el más alejado está ubicado a 1524 mm desde el centro de la placa de carga, existiendo entonces una grande diferencia del área evaluada.

Wu et al (1998) presentó la siguiente relación entre la rigidez y el módulo[21].

$$M_{R\ FWD} \text{ (MPa)} = 22.96 e^{0.12 K_{\text{GEOGAUGE}} \text{ (MN/m)}} \quad (5.9)$$

Muy contrario al criterio de Wu et al, Chen et al (1999) propone una relación lineal entre el módulo y la rigidez expresada a través de la siguiente ecuación [15]

$$M_{R\ FWD} \text{ (MPa)} = 37.65 K_{\text{GEOGAUGE}} \text{ (MN/m)} - 261.96 \quad (5.10)$$

En el trabajo de Dar-Hao Chen et al,[22], se midió el valor de la rigidez con el Geogauge, de 3 a 5 lecturas por lugar escogiendo el valor más razonable, con estos datos se construyó la figura 6.15 donde se observa una correlación lineal entre la rigidez y el módulo, con un grado de correlación aceptable.

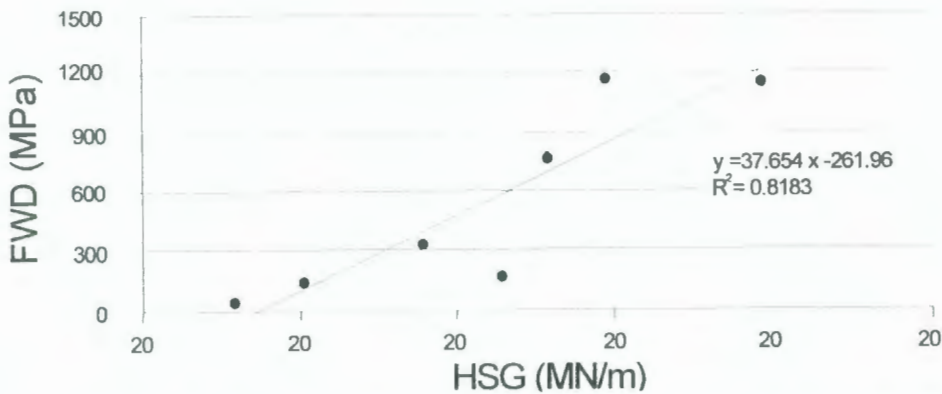


FIGURA 6.15 CORRELACIÓN ENTRE EL MÓDULO MEDIDO CON EL FWD Y EL GEOGAUGE. [22]

Además en este estudio se realizó una clasificación de las bases en función de la rigidez medida con el Geogauge y del módulo calculado del FWD (Falling Weight Deflectometer), en la tabla 6.8 se resume esta clasificación [22]

TABLA 6.8 CUALIFICACIÓN DE LA BASE EN FUNCIÓN DE LA RIGIDEZ Y EL MÓDULO [22]

CALIDAD DE LA BASE	RIGIDEZ (MN/M)	MÓDULO DE YOUNG (MPA)
Pobre	< 10	< 87
Buena	18 – 30	156 – 208
Excelente	> 30	> 260

Otra relación entre la rigidez y el módulo fue planteada por CNA Consulting Group, quienes propusieron la siguiente ecuación [22]

$$E_h = H_{rg} \times K \times \frac{(1 - \nu^2)}{1.77R} \quad (5.11)$$

Donde

E_h = Módulo de elasticidad (Psi)

H_{rg} = Rigidez medida con el geogauge (MN/m)

K = Constante (5709)

ν = Razón de Poisson (por lo general 0.35)

R = Radio del anillo anular del geogauge



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

Sargand et al (2000) también realizaron estudios para ver la correlación existente entre estos dos equipos, el resultado de esta correlación se ilustra en la figura 6.12, donde se observa la correlación existente entre la rigidez obtenida con cada uno de estos equipos

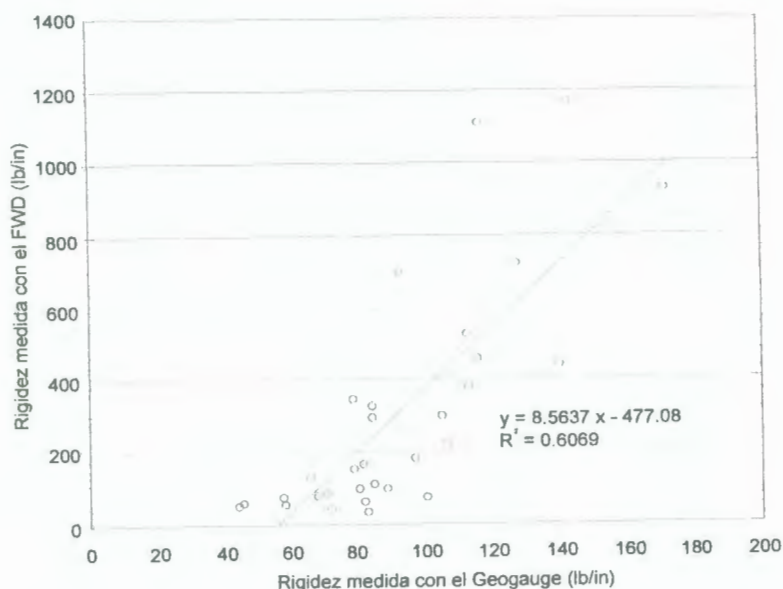


FIGURA 6.16 CORRELACION ENTRE EL GEOGAUGE Y EL FWD (SARGAND ET AL)

6.5 Correlación entre la rigidez y el módulo de Young por el LFWD

Existen además otras correlaciones existentes obtenidas con otros equipos como lo es el Light Falling Weight Deflectometer (Prima 100), al igual que con el Geogauge, se trabajó tanto en el laboratorio como en el campo.

Para los datos obtenidos en el laboratorio como en campo, se obtuvieron las siguientes gráficas; y ecuaciones de correlación.

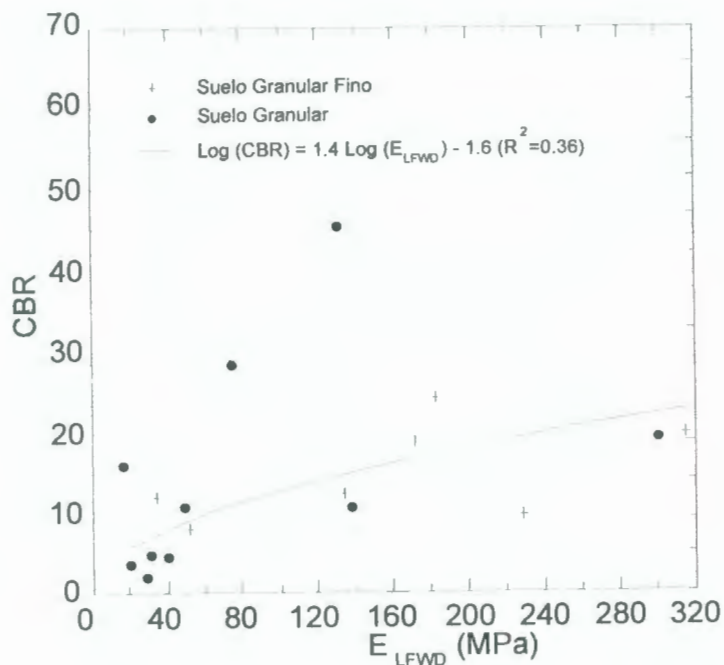


FIG 6.17 CORRELACIÓN ENTRE EL MÓDULO DE YOUNG MEDIDO CON EL LFWD Y EL CBR , OBTENIDA EN LABORATORIO [15]

Para la gráfica anterior, se obtuvo la siguiente ecuación:

$$\text{Log}(E_{\text{LFWD}}) = 1.149 + 0.702 \text{LOG}(\text{CBR}), R^2 = 0.36 \quad (6.3)$$

Además de la correlación obtenida durante las pruebas en el laboratorio, se realizaron mediciones en el campo. El resultado de estas mediciones son mostrados en la siguiente gráfica, y obedecen a la siguiente ecuación

$$\text{CBR} = -14.0 + 0.66 (E_{\text{LFWD}}), (R^2 = 0.83) \quad (6.4)$$

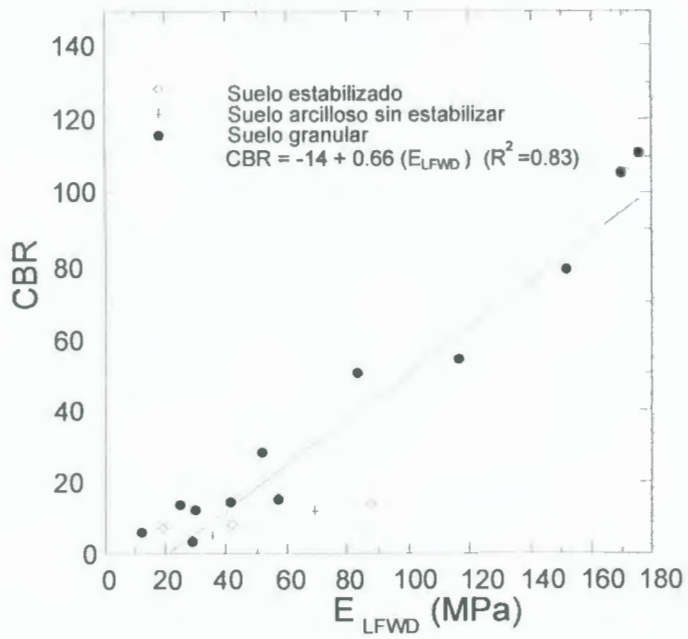


FIG 6.18 CORRELACIÓN ENTRE EL MÓDULO DE YOUNG MEDIDO CON EL LFWD Y EL CBR, OBTENIDA "IN SITU" [15]

CAPÍTULO 7

7. USO DEL GEOGAUGE PARA CONTROL DE PROCESOS DE COMPACTACIÓN.

7.1 Efectos del tipo de suelo

Como se ha mencionado anteriormente el módulo de elasticidad, es un valor que depende de algunas variables como el estado de esfuerzos, el tipo de esfuerzos, el método de compactación que se aplique sobre el suelo, tipo de suelo y otras propiedades del mismo. Todas estas variables se combinan de diferentes maneras produciendo que en un mismo tipo de suelo exista variación en el valor del módulo de elasticidad.

Para ilustrar como es esta variación del valor del módulo de

elasticidad, se ha hecho uso de los valores medidos en las calicatas construidas para la caracterización del suelo existente, en lo que será el Proyecto Troncal II, (Metrovía de la Ciudad de Guayaquil).

En la figura 7.1 se muestra estos valores de módulo de elasticidad, para los diferentes tipos de suelo (AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials) identificados en el Proyecto Troncal III, además constan los rangos en los cuales los valores del porcentaje pasante del tamiz N°200 e índice plástico varían.

VARIACION DEL MODULO DE YOUNG CON EL TIPO DE SUELO
 PROYECTO: TRONCAL II

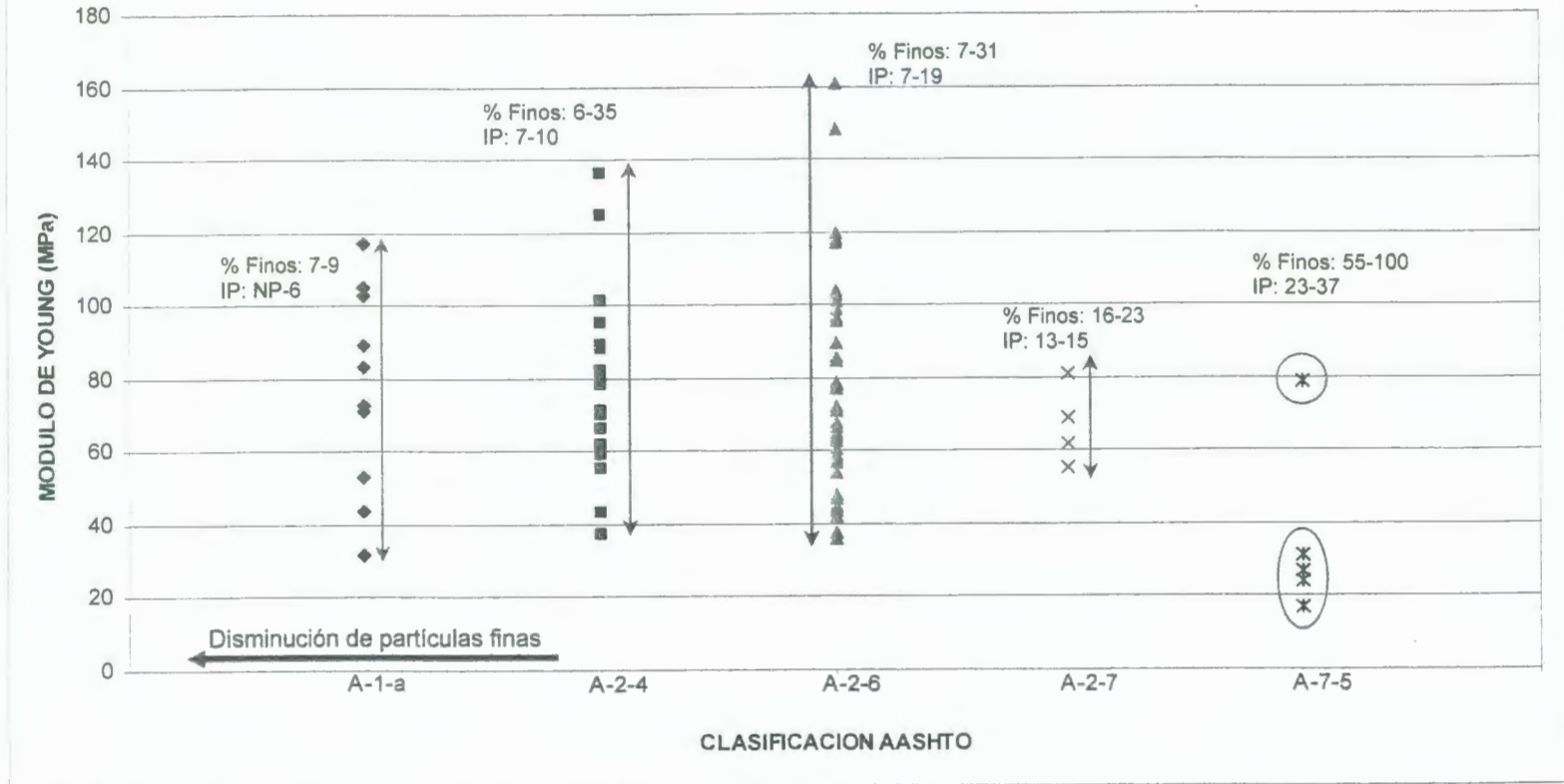


FIGURA 7.1 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD EN FUNCIÓN DEL TIPO DE SUELO, PROYECTO TRONCAL II

En la Figura 7.1 se observa claramente como para un mismo tipo de suelo, existe una variación marcada. Para analizar el porque de esta variación, es necesario considerar el porcentaje de finos presente, el tipo de finos, y el grado de compactación.

Observando el porcentaje de finos, los suelos con menor contenido de finos registran un valor mayor de módulo elástico, en comparación con los de mayor porcentaje de finos presentes.

Esta tendencia es debida a que la cantidad y tipo de finos que existe en la matriz granular afectará el comportamiento geomecánico del suelo granular, es decir, no sólo el porcentaje del pasante tamiz # 200 es importante, sino el índice plástico y límite líquido de los finos existentes.

En el caso de los suelos granulares, el grado de compactación está asociado con la densidad relativa, que es una medida del estado de densidad "in situ" que se encuentra el suelo. Para estos tipos de suelos, los más altos valores del módulo corresponden a suelos con mayor grado de compactación, es decir con menor relación de vacíos. En un mismo tipo de suelo, con igual valor de índice plástico y porcentaje de finos, puede haber diferencia de valores lo que es



BIBLIOTECA P
ESPO

atribuido al grado de compactación. Para suelos con mayor grado de compactación, menor será la deformación, por lo que tendrán mayor resistencia, mayor módulo.

En el caso del suelo tipo A-7-5, se observan dos grupos diferentes los cuatro primeros valores que varían dentro de un rango; y el último valor. Los cuatro primeros puntos corresponden a suelos tipo OH, arcilla orgánica de alta plasticidad, (SUCS, Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) mientras que el último valor se trata de un MH, limo de alta plasticidad, (SUCS, Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). De esta marcada diferencia en el comportamiento de estos suelos se observa que los suelos tipo OH presentan menor resistencia en comparación a los suelos tipo MH, lo que es atribuido a la presencia de materia orgánica.

Para ver dentro de que rangos varía el valor del módulo de elasticidad, en los diferentes tipos de suelo, se ha procedido a trabajar con los valores medidos en diferentes proyectos de la ciudad de Guayaquil con el geogauge, y cuyos valores fueron presentados en el capítulo 4 de la presente tesis. De estos valores se obtuvo un valor de módulo resiliente promedio.

Los valores promedios obtenidos, por tipo de suelo según clasificación SUCS y en cada uno de los proyectos se resumen en la tabla 7.1

Se ha considerado trabajar con la clasificación SUCS, (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) debido a que se considera una caracterización del suelo más específica y no tan general como lo es la clasificación AASHTO (American Association of State Highways and Transportation Officials).

TABLA 7.1 VALORES PROMEDIO DE MÓDULO DE ELASTICIDAD EN FUNCIÓN DEL TIPO DE SUELO.

PROYECTO	TIPO DE SUELO (SUCS)	E (MPa)
Galpón de Paletizado Autoridad Portuaria de Guayaquil	CH	28
	CL	45
	GC	80
	OH	30
	SC	67
	SM	71
	SP-SM	56
	SW-SM	49
Terminal de Integración 25 de Julio	GC	69
	GP-GC	83
	GP-GM	85
	GW-GC	72
	GW-GM	72
	SM	96
	SW-SM	101
Ampliación de la transversal 36-a no desde la Av. Las aguas hasta la Av. Martha de Roldós	CL	37
	GC	60
	GC-GM	57
	GM	44
	SC	63
	SC-SM	112
	SP-SC	13

PROYECTO	TIPO DE SUELO (SUCS)	E (MPa)
Troncal II	GC	70
	GM	69
	GP-GC	83
	GP-GM	56
	GW-GC	92
	GW-GM	86
	MH	79
	OH	25
	SC	81
	SM	57
	SW-SC	77
	SW-SM	83
Troncal III	CH	24
	GC	59
	GM	88
	GP-GC	70
	GP-GM	72
	GW	55
	GW-GC	43
	GW-GM	65
	MH	28
	SM	66

PROYECTO	TIPO DE SUELO (SUCS)	E (MPa)
Paso Elevado Trinipuerto	GC	70
	GP-GC	57
	SP	62

En base a los valores promedio del módulo elástico presentados en la Tabla 7.1, se resume en la tabla 7.2 los rangos dentro de los cuales el módulo varía en función del tipo de suelo.

TABLA 7.2 RANGO DE VALORES DE MODULO ELÁSTICO DE DEFORMACIÓN, E, PARA DIFERENTES TIPO DE SUELOS.

Tipo de Suelo	Módulo Elástico E	
	(MPa)	(Psi)
Suelos Gravosos GW, GP, GM, GC	43 - 92	6237-13343
Suelos Arenosos SW, SP, SM, SC	13 - 83	1885-12038
Suelos Limosos ML, MH	28 - 79	4061 - 11548
Suelos Arcillosos CL, CH	24 - 45	3481 - 6527
Suelos Orgánicos OH	25 -30	3626 - 4351

Para el caso de los suelos tipo GW, GP, GM, y GC son los tipos de

suelos que tienen mayores valores de módulo resiliente, seguidos por los suelos arenosos SW, SP, SM, SC; los suelos limosos ML, MH; los suelos arcillosos CL, CH, y por último los suelos orgánicos OH.

Todas las mediciones de los módulos de deformación, fueron realizadas usando el geogauge, el cual facilito este estudio pues permitió medir una gran cantidad de datos de manera rápida, no destructiva.

7.2 Efectos del grado de compactación

Como se vio en la sección anterior el grado de compactación tiene un efecto importante en el valor del módulo resiliente o de Young para suelos con mayor grado de compactación, el módulo de Young será mayor pues la relación de vacíos disminuye haciendo que el suelo sea menos compresible, generando mayor resistencia.

Para estudiar el efecto del grado de compactación sobre un suelo se procedió a realizar un ensayo que consta de dos partes; la primera parte es para observar la relación del módulo con el grado de compactación y en la segunda parte la variación del módulo con el contenido de agua para una energía de compactación constante.

Para la evaluación se construyó una caja de dimensiones 15 x 15 x12 pulgadas, de espesor 1.5 pulgadas.

Para la realización de ambas pruebas, se escogió suelo tipo A-2-6 (SUCS), GC (AASHTO) muestreado en la abscisa 0+500 de la Avenida Isidro Ayora, ubicada al norte de la ciudad.

Se realizaron ensayos de caracterización como granulometría, límites de Atterberg, y los ensayos Proctor Standard y CBR (California Bearing Ratio). La granulometría de este material se indica en la Tabla 7.3, con su respectiva curva granulométrica que se enseña en la Figura 7.2.

TABLA 7.3 GRANULOMETRÍA MATERIAL UTILIZADO PARA LA EVALUACIÓN DEL GEOGAUGE.

ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO: Tesis de Grado
LOCALIZACION: Avenida Isidro Ayora, Abscisa 0+560
FECHA: 2004-12-15

RESULTADOS DE ENSAYOS DE CLASIFICACION

CONTENIDO DE HUMEDAD : 6,7

LIMITE LIQUIDO : 30
LIMITE PLASTICO: 18
INDICE PLASTICO: 12

SUCS: GC
AASTHO: A-2-6
IG: 0

	Tamiz ASTM Abertura N°	Peso Parcial gr.	Porcentaje en peso		Pasante Acumulado %
			Retenido %	Acumulado %	
Serie Gruesa	3"	0,00	0,00	0,00	100,00
	2 1/2"	0,00	0,00	0,00	100,00
	2"	0,00	0,00	0,00	100,00
	1 1/2"	245,00	3,09	3,09	96,91
	1"	500,00	6,30	9,39	90,61
	3/4"	458,00	5,77	15,16	84,84
	1/2"	588,00	7,41	22,58	77,42
	3/8"	400,00	5,04	27,62	72,38
	No 4	626,00	7,89	35,51	64,49
Serie Fina	No 8	469,00	5,91	41,42	58,58
	No 10	96,00	1,21	42,63	57,37
	No 16	271,00	3,42	46,05	53,95
	No 20	200,00	2,52	48,57	51,43
	No 30	194,00	2,45	51,01	48,99
	No 40	338,00	4,26	55,27	44,73
	No 50	249,00	3,14	58,41	41,59
	No 80	514,00	6,48	64,89	35,11
	No 100	174,00	2,19	67,09	32,91
	No 200	489,00	6,16	73,25	26,75
	FONDO	2122,10	26,75	100,00	0,00
	TOTAL	7933,10	100,00		

CURVA GRANULOMETRICA

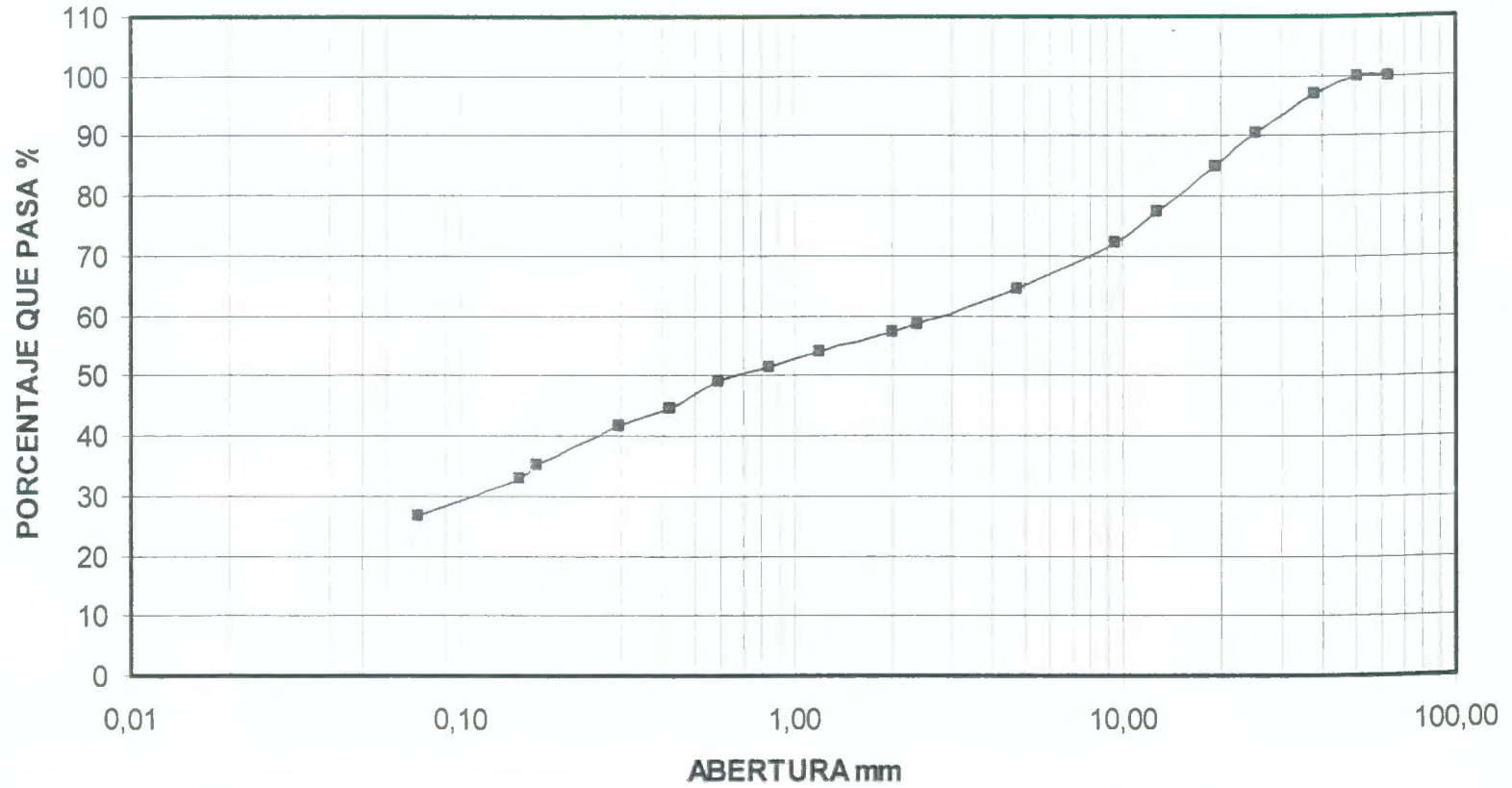


FIGURA 7.2 CURVA GRANULOMÉTRICA MATERIAL UTILIZADO EN LA EVALUACIÓN.

El ensayo Proctor realizado sigue las normas ASTM D 698-91, en base a la granulometría del material, se debe realizar el procedimiento C, que indica utilizar material pasante tamiz N° ¾, compactar en 3 capas, golpeando cada una con 56 golpes usando el martillo de 10 lb. Además es necesario hacer reposición del 15% con material pasante tamiz N° ¾, y retenido en el tamiz N° 3/8. De este ensayo Proctor el valor de humedad óptima y peso volumétrico seco máximo son 12.6 % y 1816 Kg/m³ respectivamente. Los resultados del ensayo Proctor efectuado constan en la Tabla 7.3, en la Figura 7.3 se muestra la curva Proctor obtenida a partir de estos resultados. En la primera parte de la prueba, cuyo objetivo es estudiar el comportamiento del módulo con el grado de compactación se incremento el agua en el suelo hasta llegar a la humedad óptima, para luego proceder a aplicar diferentes números de golpes por capa, consiguiendo con esto variar el grado de compactación. De igual manera en que se realizo el ensayo Proctor, se compacto 3 capas de 4" de espesor, y en cada capa se aplicaron 25, 50, 75 y 100 golpes con el martillo de 10 lb. Además en cada capa se registraron los valores de módulo haciendo uso del geogauge en el centro y en la esquina, los datos obtenidos, se resumen en la Tabla 7.4, los gráficos resultantes de estos datos son ilustrados en las figuras 7.4 y 7.5



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

TABLA 7.3

RESULTADOS OBTENIDOS DEL ENSAYO PROCTOR STANDARD.

DETERMINACION DE LA RELACION DEL PESO UNITARIO DE LOS SUELOS VS CONTENIDO DE HUMEDAD

Proyecto:	Tesis de Grado
Localización:	Avenida Isidro Ayora, Abscisa 0+560
Uso:	Material de Prestamo Importado
Toma:	2004-12-14
Ejecución:	2004-12-20

Molde	6"	Diámetro del molde	15,20 cm.	Area	181,46 cm ²
# de capas	3	Altura del molde	11,60 cm.	Volumen	2104,9 cm ³
# de golpes/capa	56	Peso del martillo	2,49 Kg	Altura de caída	30,48 cm
Gs	2,55	Peso específico del agua	1 Kg/m ³		

DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD

Punto No		1	2	3	4	5		
Recipiente No		F9	F54	A2	F16	F22		
Recipiente + suelo húmedo		265,40	236,49	225,78	220,14	219,02		
Recipiente + suelo seco		251,24	220,33	206,52	195,75	191,85		
Peso del recipiente		20,32	20,40	20,8	19,25	20,65		
Agua	Ww	14,16	16,16	19,26	24,39	27,17		
Suelo seco	Ws	230,92	199,93	185,72	176,5	171,2		
Contenido de humedad	W	6,13	8,08	10,37	13,82	15,87		

COMPACTACION DE LA MUESTRA

Cantidad de agua añadida		110	220	330	440	550		
Molde		6500	6500	6500	6500	6500		
Suelo húmedo + molde		10288,0	10498,0	10683,0	10841,0	10855,0		
Suelo húmedo	Wt	3788,0	3998,0	4183,0	4341,0	4355,0		
Suelo seco : Wt	Ws	3569,1	3699,0	3790,0	3814,0	3758,5		
Densidad húmeda : Wt/V	γ_h	1,800	1,899	1,987	2,062	2,069		
Densidad seca : Ws/V	γ_d	1,696	1,757	1,801	1,812	1,786		
Densidad seca : Ws/V (Gw = 100%)	γ_d	2,205	2,114	2,017	1,886	1,815		

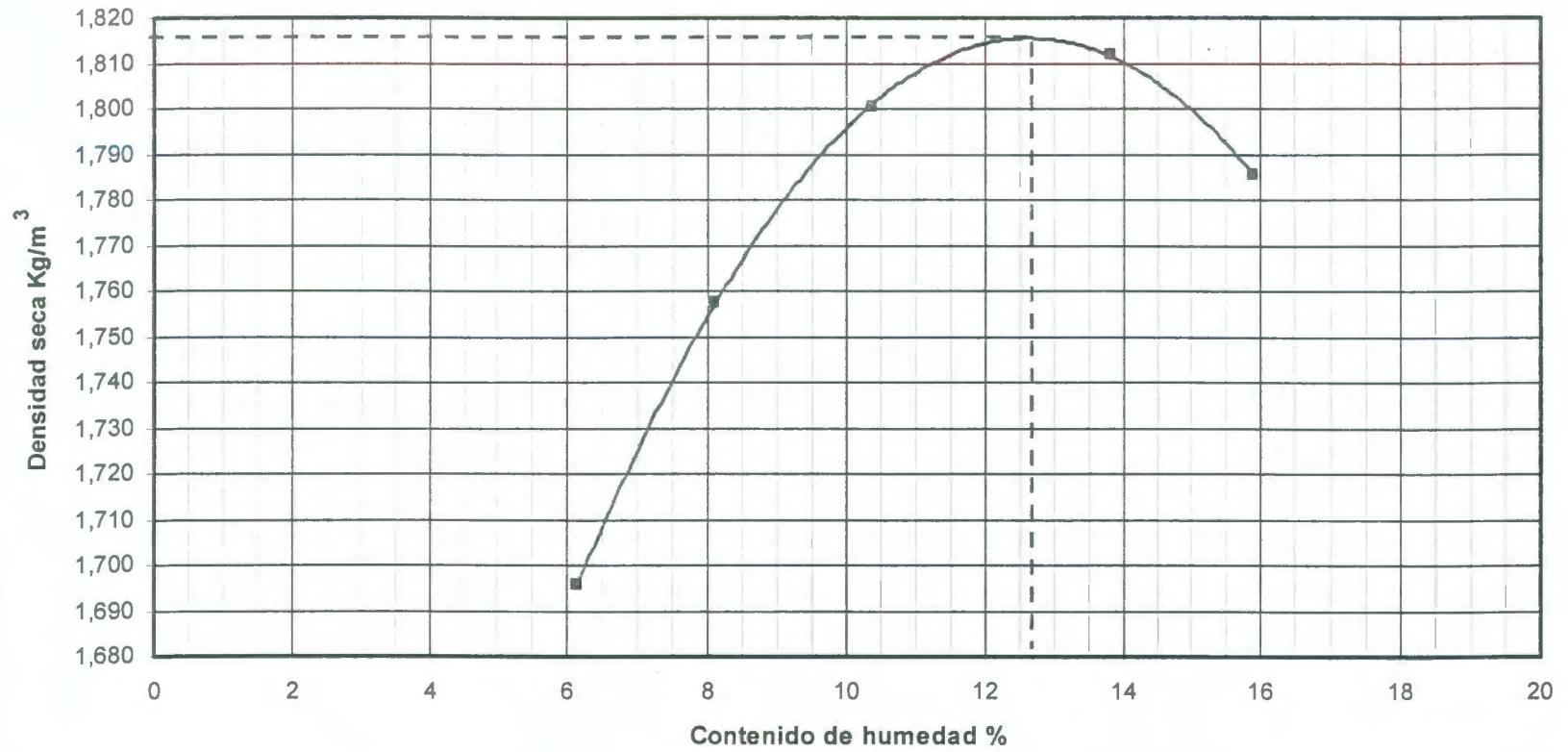


FIGURA 7.3 CURVA PROCTOR PARA MATERIAL UTILIZADO EN LA EVALUACION EN LABORATORIO.

Una secuencia de la primera parte del ensayo, se muestra a continuación:

1. Se tendió el material para proceder a saturarlo con el contenido de agua equivalente a la humedad óptima.



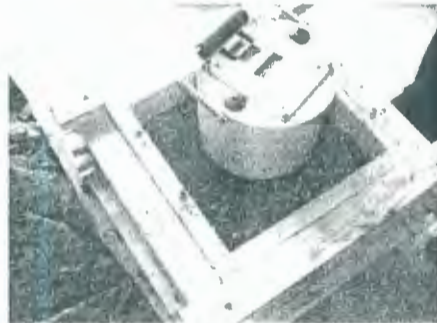
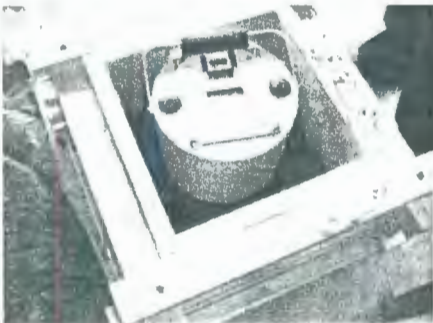
2. Se dividió el suelo en 3 porciones iguales, para proseguir a colocar en el interior de la caja, en 3 capas de espesor 4 pulgadas.



3. Luego se procedió a compactar con el martillo de 10 lb. Para poder variar la energía de compactación se aplicó por cada capa 25, 56, 75 y 100 golpes. Esta parte del ensayo se realizó con el contenido de humedad constante.



4. Luego de terminar de compactar cada capa, se procedía con el geogauge a medir el valor del módulo de Young en el centro y en la esquina. Esto se realizó para ver como es el efecto de frontera.



Los resultados obtenidos en esta primera parte del ensayo se extraen en la Tabla 7.3. Con los datos obtenidos también se ilustraron dos gráficas. En la Figura 7.4 se observa el efecto de frontera, los módulos de elasticidad medidos en la esquina resultan ser mayores que los que se miden en el centro de la caja.

En la Figura 7.5 en cambio se observa el efecto de escala, pues en las dos primeras capas no existen mucha variación en los valores de módulo medidos ya en la tercera capa se presenta una variación, es importante mencionar que cuando se usa el geogauge, una de las condiciones es que la máxima profundidad de medición es igual a 2 veces el diámetro del anillo de la base del geogauge, lo que equivale a 30 cm. En este estudio se comprueba esta condición.

En la segunda parte del ensayo, el objetivo fue estudiar como varía el módulo con el contenido de humedad para una energía de compactación constante, considerando la cantidad y tipo de finos en la matriz granular.

Para llevar a cabo esta segunda parte de igual forma que en la primera parte se compacto en 3 capas de 4" de espesor el material, a diferencia que en cada capa se dieron 81 golpes con el martillo de

10 lb. La diferencia de esta segunda parte con la primera es que el contenido de humedad en el suelo varía, en la ejecución de este ensayo se trabajó con contenidos de humedad de 4%, 6%, 8%, 10% y 12%.

En cada capa se midió el módulo de Young con el geogauge; y el contenido de humedad se lo midió con el densímetro nuclear que

TABLA 7.5

RESULTADOS OBTENIDOS EN LA PRIMERA PARTE DE LA EVALUACIÓN EN LABORATORIO DEL GEOGAUGE.

		Nº de golpes	Ec Kg-m/m ³	PRIMERA CAPA		SEGUNDA CAPA		TERCERA CAPA	
				Módulo de Young (E) Mpa	Rigidez (K) MN/m	Módulo de Young (E) Mpa	Rigidez (K) MN/m	Módulo de Young (E) Mpa	Rigidez (K) MN/m
CENTRO	E1	25	26811,78	4,38	0,50	36,00	4,15	38,38	4,42
	E2	56	60058,38	30,00	3,46	54,08	6,23	76,09	8,77
	E3	75	80435,33	35,38	4,08	56,12	6,47	79,07	9,11
	E4	100	107247,10	41,65	4,80	74,17	8,55	88,39	10,19
ESQUINA	E1	25	26811,78	11,24	1,30	36,94	4,26	38,78	4,47
	E2	56	60058,38	35,70	4,11	55,30	6,37	76,81	8,85
	E3	75	80435,33	38,71	4,46	63,62	7,33	80,46	9,28
	E4	100	107247,10	41,85	4,82	82,99	9,57	103,63	11,95

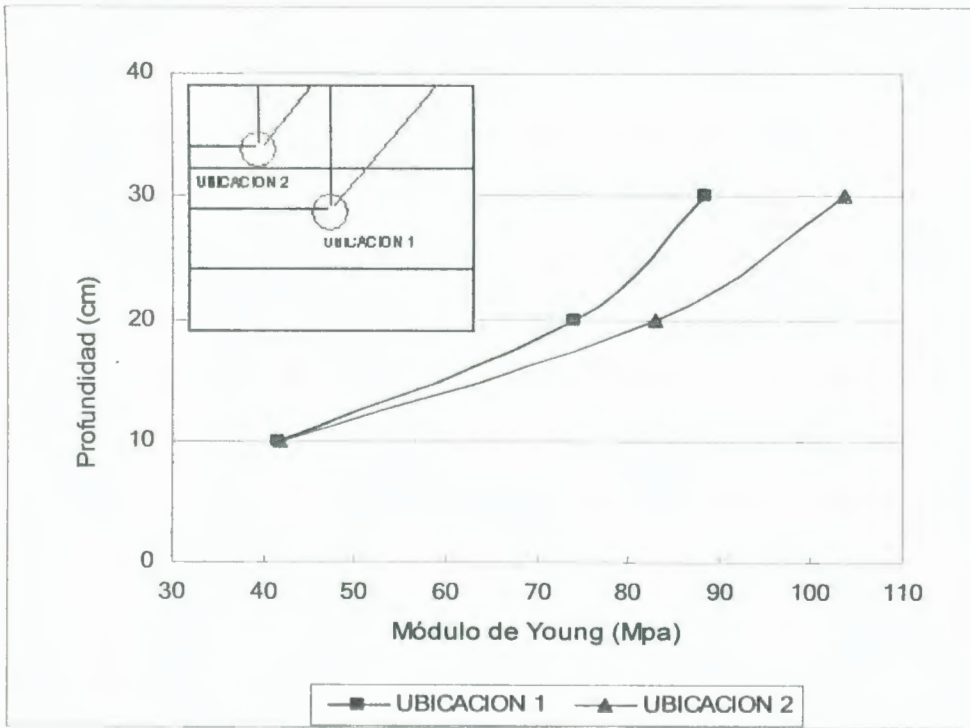


FIGURA 7.4 VALORES DE MÓDULO MEDIDOS EN LAS DOS UBICACIONES.

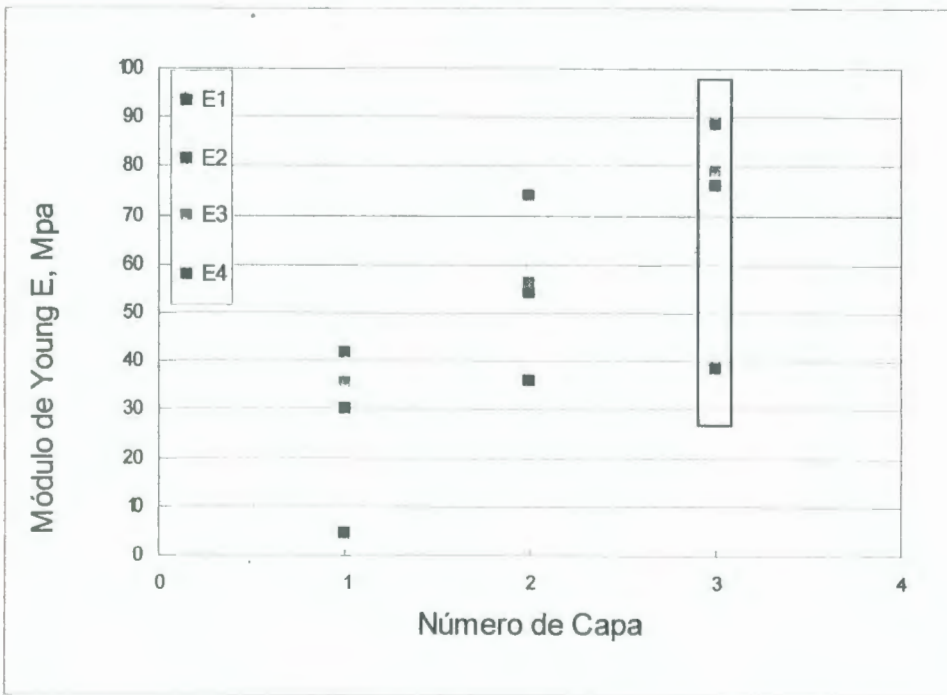
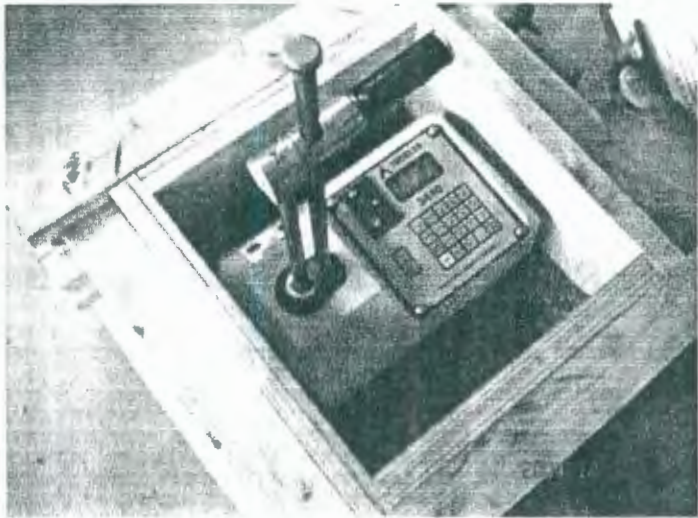


FIGURA 7.5 VALORES DE MÓDULO MEDIDOS EN CADA CAPA (UBICACION 1).

en este ensayo el densímetro nuclear utilizado fue el Trolex 100. Además se tomaron muestras por cada contenido de humedad, para determinar en el laboratorio. Los resultados obtenidos se sintetizan en la Tabla 7.6

Los pasos seguidos para realizar esta segunda parte son los mismos que en la primera parte del ensayo, a diferencia del uso del densímetro nuclear, el mismo que se muestra a continuación.



También con los resultados de esta segunda parte, se construyó una curva módulo elástico – contenido de humedad, la que permite ver la variación de este parámetro. Nótese que esta curva tiene un comportamiento igual que la curva Proctor, sin embargo el máximo valor del módulo de Young no coincide con el valor de la máxima densidad seca.

Esto se debe a que en el lado seco de la curva Proctor, existe una estructura floculada o porosa, los poros del suelo conectados entre sí, se encuentran llenos de aire y el agua existente es el agua capilar que produce una presión negativa y que contrarresta la presión exterior ejercida sobre los poros, esta presión negativa es lo que se conoce como succión y produce que el suelo tenga resistencia a la deformación.

En el lado húmedo de la curva en cambio, la estructura del suelo es dispersa, los poros existentes están saturados produciendo que el efecto de la succión sea bajo, consecuentemente la resistencia del suelo a la deformación disminuye, de ahí que en el lado seco de la curva Proctor se alcance el máximo módulo de elasticidad, el mismo relaciona la curva de esfuerzo-deformación del suelo.

TABLA 7.6 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD CON EL CONTENIDO DE HUMEDAD.

Humedad	E	K	Densidad Seca	Densidad Húmeda	Humedad
%	Mpa	Mn/m	Kg/m ³	Kg/m ³	%
6.02	50,21	5,79	1580	1792	13,4
7.78	66,92	7,71	1597	1832	14,7
9.98	75,82	8,74	1618	1919	18,6
11.63	62,09	7,16	1596	1894	18,7
13.10	58,5	6,74	1591	1931	21,3

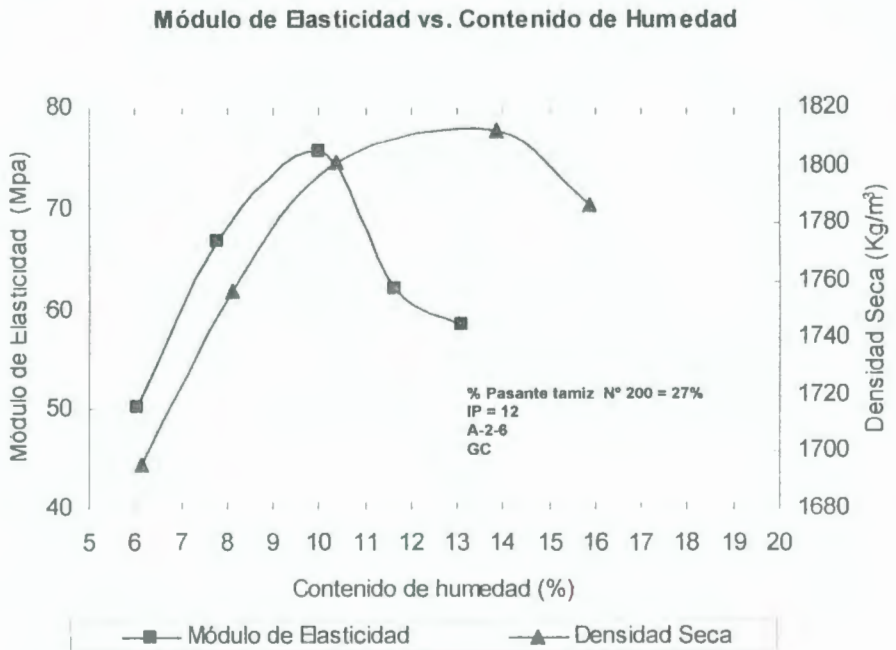


FIGURA 7.6 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD CON EL CONTENIDO DE HUMEDAD.

El orden de la magnitud del módulo de elasticidad "in situ", no varía en comparación con el registrado en el laboratorio siendo el mismo material pero reconstituido para realizar la prueba en el laboratorio. Para verificar esto se realizó una prueba en un tramo de la avenida Isidro Ayora C. correspondiente a la abscisa 2+230, con tipo de suelo A-2-6 (AASHTO) y GP-GC (SUCS) con peso volumétrico de 2037 Kg./m³ y contenido de humedad óptimo de 9.5%, el equipo de compactación utilizado fue un rodillo vibratorio CS-533 de 9960 kilos.

TABLA 7.7 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD CON EL NÚMERO DE PASADAS.

Número de Pasadas	Rigidez (MN/m)	Modulo de Young (Mpa)
0	2,29	19,20
1	2,71	23,51
2	2,82	24,45
3	3,23	28,04
4	4,03	34,99
5	6,24	54,16
6	6,72	58,31
7	8,10	70,27
8	10,06	80,26
9	10,78	93,49
10	9,57	83,05
11	8,04	69,72
12	6,76	58,60

13	6,06	52,65
14	4,37	37,88
15	4,25	36,86

Con estos valores además se obtuvo la Figura 7.8, donde se ve claramente como el módulo varía desde que el material está suelto y alcanza un máximo valor donde después comienza a decrecer. Es en este máximo valor cuando la estructura del suelo se rompe y se observan a simple vista grietas, lo que ayuda a que el suelo pierda resistencia. En la Figura 7.9 se muestra la formación de estas grietas.

Como ejemplo práctico de la aplicación del geogauge en el control de compactación, está el de unas Bodegas de Almacenaje Tía, donde se realizaron estudios de la plataforma para pavimentos donde se ejecutaron 6 calicatas, para poder efectuar los ensayos respectivos de caracterización de suelos (Granulometría, Límites de Atterberg) y el ensayo Proctor y de CBR. El resultado de esta caracterización se resume en la tabla 7.8



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

TABLA 7.8 CARACTERIZACIÓN DE SUELO EXISTENTE EN EL PROYECTO DE BODEGA DE ALMACENES TIA

Calicata	SUCS	AASHTO	IP	LL	% P. Tamiz	
					200	LP
1	GC	A-2-7 (1)	28.36	51.19	18.68	22.83
2	GC	A-2-7 (0)	24.21	49.63	18.18	25.42
3	GP-GC	A-2-7 (0)	19.47	27.14	11.49	27.14
4	GC	A-2-7 (0)	36.89	59.77	15.41	22.88
5	GC	A-2-7 (0)	23.03	47.18	16.84	24.15
6	GC	A-2-7 (0)	18.99	41.02	13.12	22.03

Además de los ensayos de Granulometría y límites de Atterberg, se realizaron ensayos Proctor Standard y CBR (California Bearing Ratio). La curva de compactación de la calicata 1 y el resultado del ensayo CBR de la misma calicata se muestra en la Figura 7.7.

En el campo para control de compactación se utilizó el densímetro nuclear y el geogauge. El resumen de estas mediciones se sintetiza en la Tabla 7.9

Los resultados medidos con el geogauge en la calicata 1 de estudio se resume en la Tabla 7.10

Haciendo uso de las correlaciones empíricas presentadas en la AASHTO 1993.

$$Mr \text{ (psi)} = 1500 \text{ CBR}; \quad \text{CBR} < 7.2\% \quad (7.1)$$

$$Mr \text{ (psi)} = 3000 \text{ CBR}^{0.65} \quad 7.2\% < \text{CBR} < 20\% \quad (7.2)$$

$$Mr \text{ (psi)} = 4.326 \ln \text{ CBR} + 241 \quad (\text{para suelos granulares}) \quad (7.3)$$

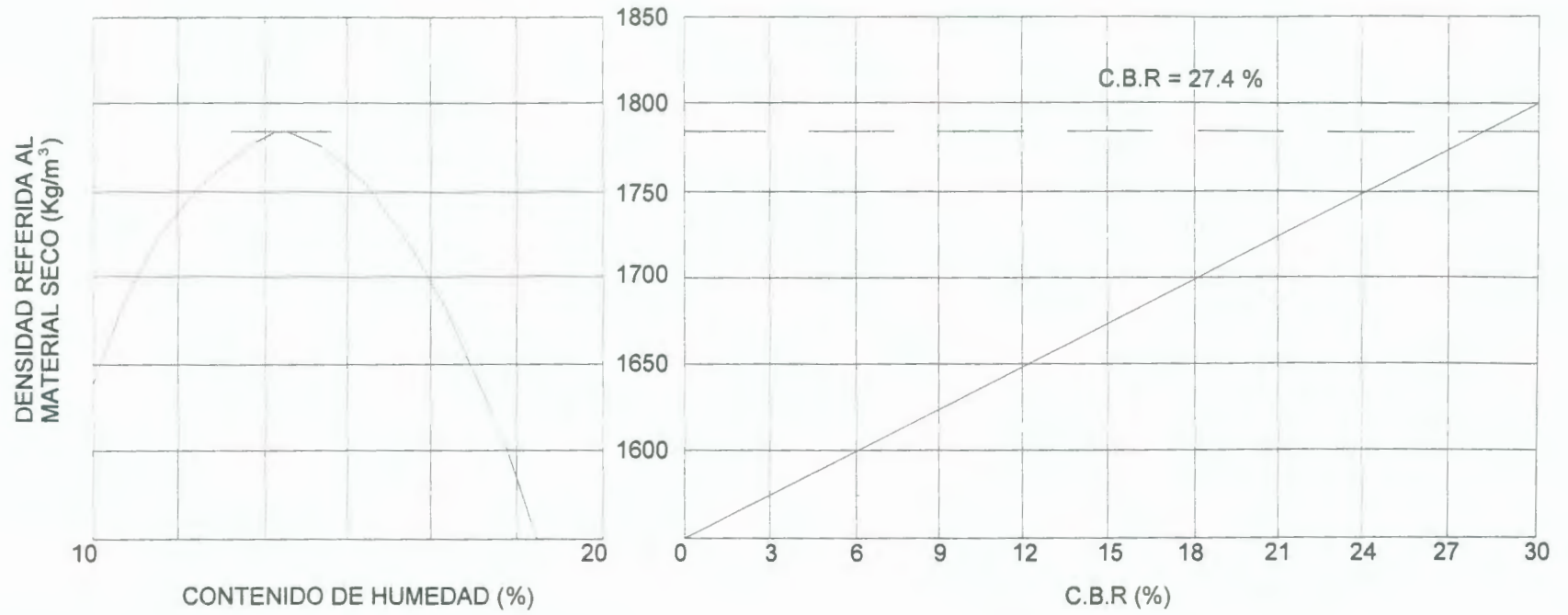


FIGURA 7.7 CURVA DE COMPACTACIÓN, Y CURVA C.B.R. –DENSIDAD SECA PARA EL SUELO MUESTREADO EN LA CALICATA # 1.

MÓDULO DE ELASTICIDAD VS. NÚMERO DE PASADAS

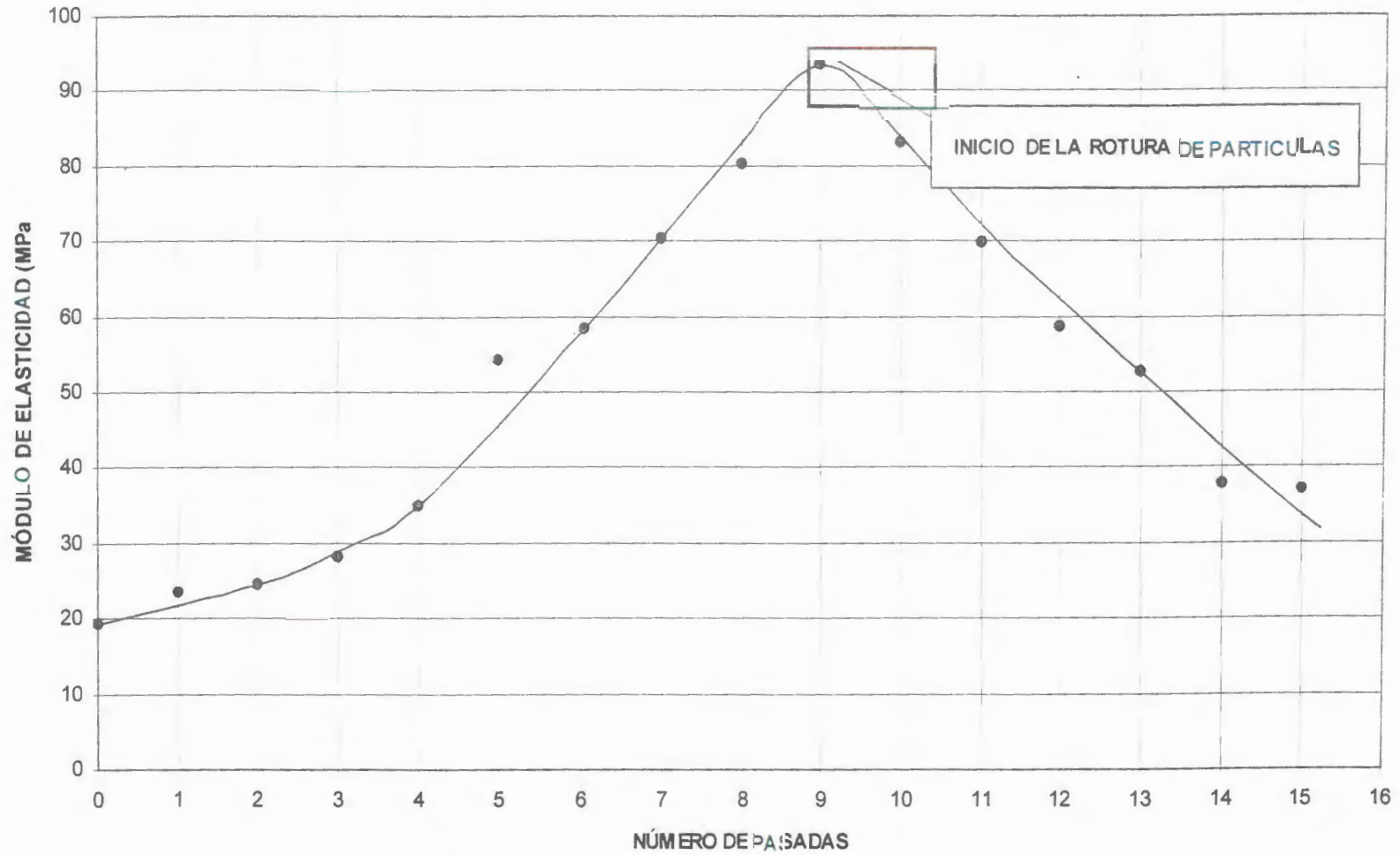


FIGURA 7.8 VARIACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD CON EL NÚMERO DE PASADAS.

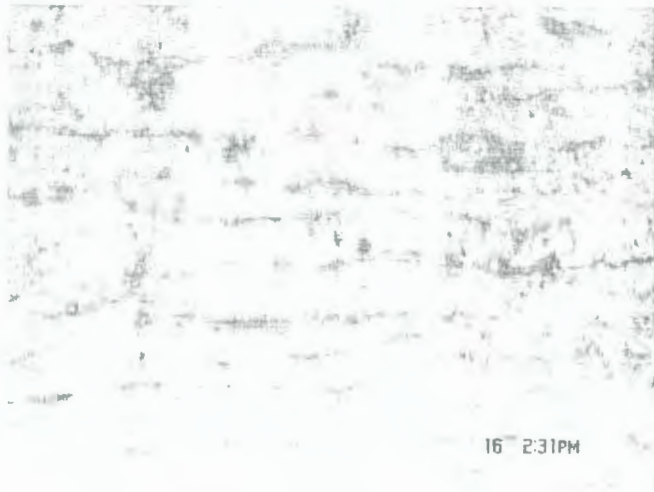


FIGURA 7.9 FORMACIÓN DE LAS GRIETAS EN EL SUELO CUANDO ALCANZA EL VALOR MÁXIMO DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD.

TABLA 7.9 INFORME SOBRE DENSIDADES DE CAMPO EN BODEGAS DE ALMACENES TIA

INFORME SOBRE DENSIDADES DE CAMPO

PUNTO (#)	COMPACTACION (%)	HUMEDAD (%)	PROFUNDIDAD (m)
<u>CALICATA 1</u>			
	DENSIDAD SECA MAX	1785 Kg./m³	
1	91(1624)	17.70	-0.10
2	82(1464)	20.66	-0.50
<u>CALICATA 2</u>			
	DENSIDAD SECA MAX	1692 Kg./m³	
1	90(1523)	22.10	-0.10
2	85(1438)	23.55	-0.50
<u>CALICATA 3</u>			
	DENSIDAD SECA MAX	1762 Kg./m³	



**BIBLIOTECA FICTICIA
ESPOL**

1	83(1462)	25.00	-0.10
2	81(1439)	25.70	-0.50

<u>CALICATA</u>	DENSIDAD SECA	1602	
<u>4</u>	MAX	Kg./m³	
1	90(1442)	21.21	-0.10

<u>CALICATA</u>	DENSIDAD SECA	1733	
<u>5</u>	MAX	Kg./m³	
1	82(1421)	23.80	-0.10

<u>CALICATA</u>	DENSIDAD SECA	1765	
<u>6</u>	MAX	Kg./m³	
1	87(1536)	16.90	-0.10
2	81(1430)	20.10	-0.50

PRUEBAS TOMADAS EN CALICATAS

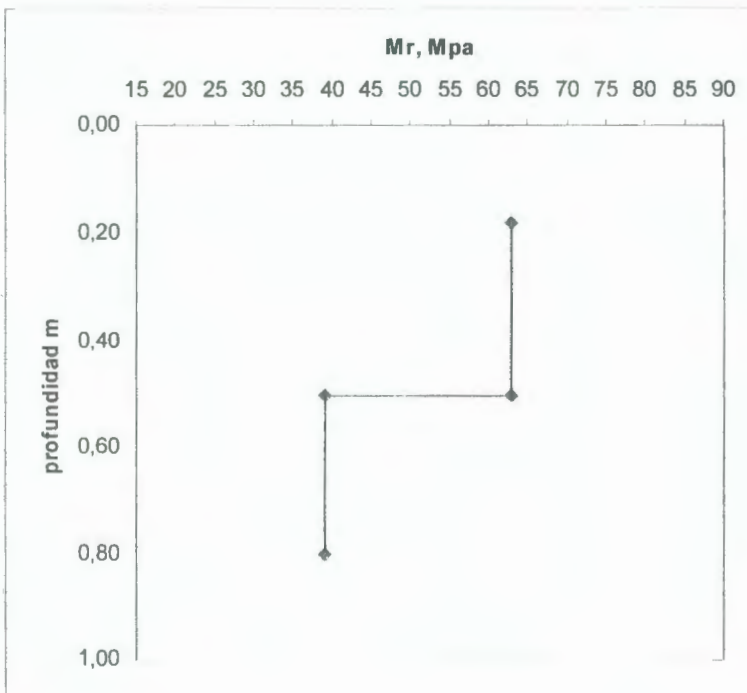
TABLA 7.10 VALORES MEDIDOS IN SITU CON EL GEOGAUGE

BODEGA DE ALMACENAJE TIA	
CALICATA C-1	FECHA Marzo 2003
UBICACIÓN Bodega Almacenes Tía	

ENSAYO ELECTRO-MECANICO (ASTM D 6758 – 02)

EQUIPO: H4140 GEOGAUGE, USA

Profundidad de medición (m)	Módulo de elasticidad		Rigidez	
	MPa	Psi	MN/m	Ton/m
0.16	62.92	9125.77	7.25	739.30
0.50	39.01	5657.92	4.50	458.87



En el caso de los suelos en estudio, que son del tipo GC según el sistema SUCS y A-2-7 (0) según AASHTO, se hace uso de la ecuación 7.3, para obtener el valor del CBR in situ.

$$\text{CBR} = e^{\left(\frac{Mr-241}{4326}\right)} \quad (7.4)$$

Para la calicata 1, en la obtención del CBR se utilizó la información del módulo resiliente obtenido con el geogauge que corresponde al valor de 9000 psi, reemplazando en la ecuación 7.4, se obtiene un CBR de 8%, que es obtenido al 91% del valor de la densidad seca máxima (1624 Kg/m³).

Si nos referimos al resultado obtenido en el laboratorio se observa que para el valor de 1624 Kg/m³, corresponde a un valor de CBR de 8%, quedando establecido el grado de confiabilidad de los resultados obtenidos con el Geogauge "in situ".

Complementando al caso anterior el comportamiento del módulo de elasticidad en el campo se procedió realizar mediciones con el geogauge en la Avenida Isidro Ayora. En la figura 7.10 se ilustra la relación existente entre el módulo de elasticidad con la densidad seca de cada tipo de suelo, (GC, GC-GM, GM, GP-GC, GP-GM, GW, GW-GC, SC, SC-SM, SG, SM) donde fueron realizadas las

mediciones. Además de medir el módulo "in situ", se midió la rigidez. En la figura 7.11 se muestra la relación entre la rigidez y la densidad seca. En cada gráfica además se muestra el valor promedio, y el rango de variación considerando una desviación estándar. Se observa una tendencia en el incremento del módulo de elasticidad a medida que se incrementa la densidad seca del material.

DENSIDAD SECA VS MÓDULO DE ELASTICIDAD
CANTERA JP

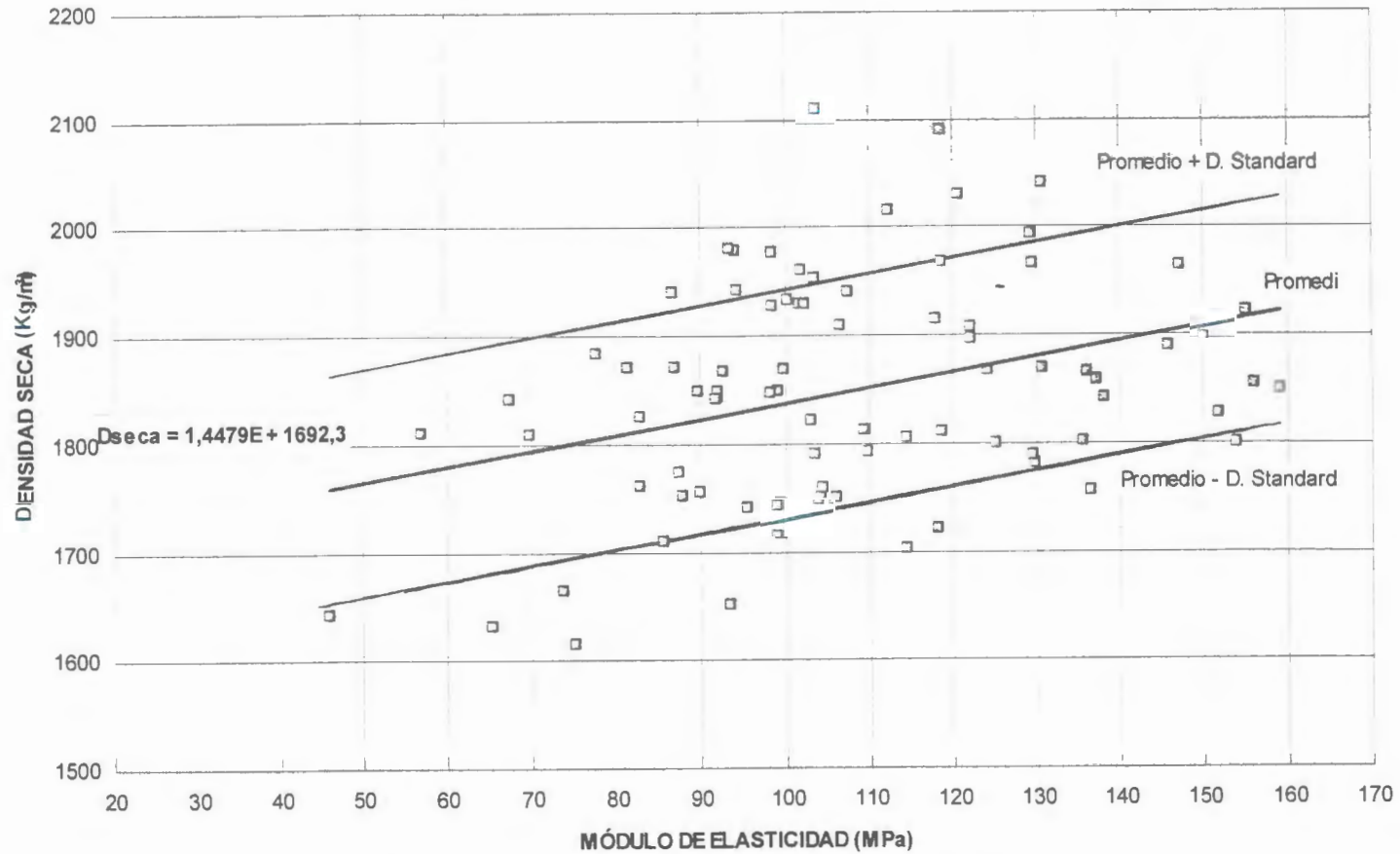


FIGURA 7.10 RELACIÓN MÓDULO DE ELASTICIDAD – DENSIDAD SECA “IN SITU”.

DENSIDAD SECA VS. RIGIDEZ
CANTERA JP

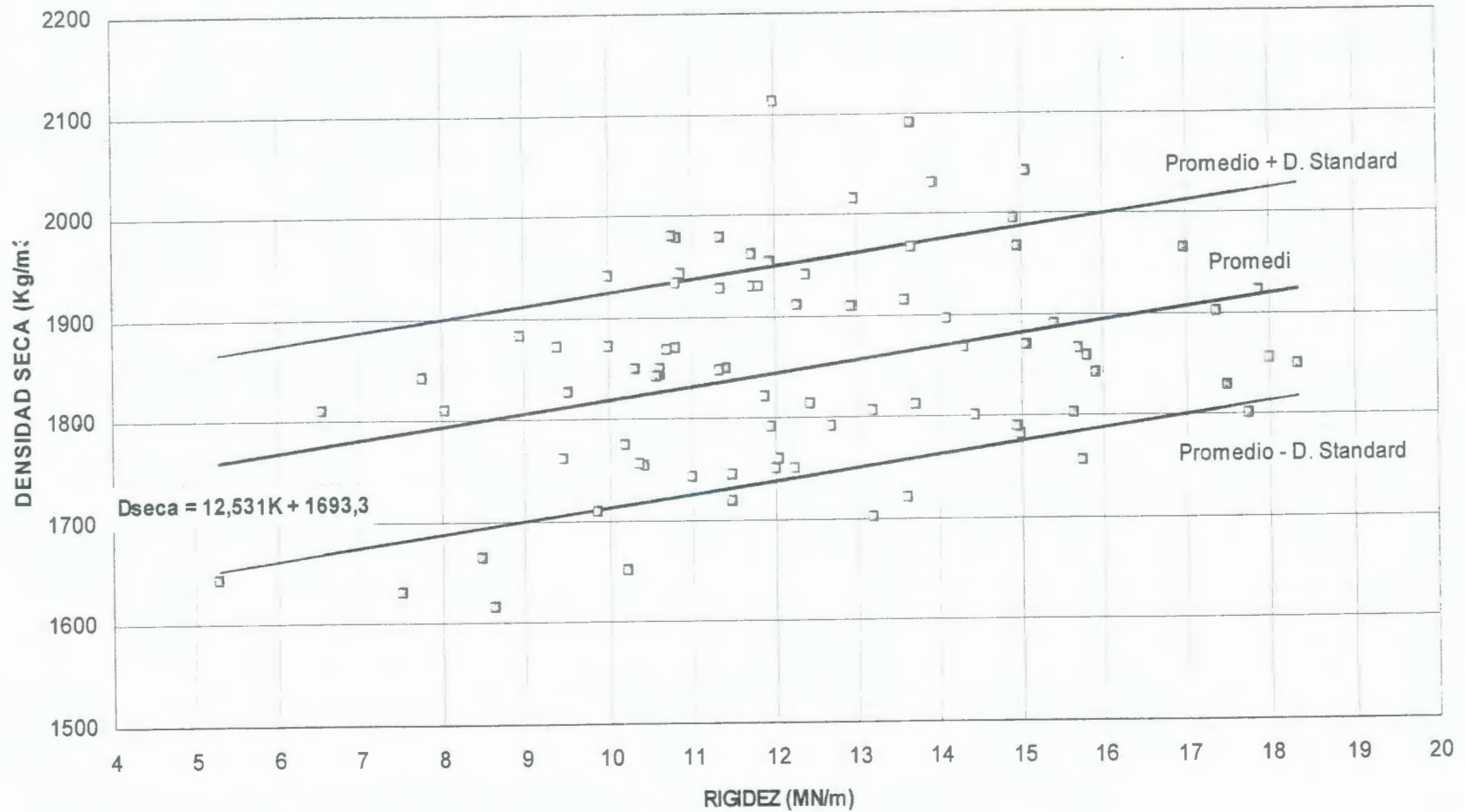


FIGURA 7.11 RELACIÓN RIGIDEZ – DENSIDAD SECA “IN SITU”.

CAPÍTULO 8

8. APLICACIONES PRÁCTICAS DEL GEO-GAUGE PARA DETERMINAR PROPIEDADES DE DISEÑO PARA PAVIMENTOS SEGÚN METODOLOGÍA AASHTO 1993

Para desarrollar un método empírico es necesario realizar una gran cantidad de ensayos, para luego proceder al análisis de la relación existente entre los variables de entrada; y los resultados o respuestas obtenidas de estas pruebas.

En el diseño de pavimentos se utilizan métodos empíricos donde las variables de entrada son las características del pavimento mientras que la respuesta que se espera es el desempeño del pavimento.

American Association of State Highways and Transportation Officials realizó continuas pruebas en Illinois entre los años 1958-1960 denominadas AASHO Road Test a materiales constituyentes de una estructura de pavimento, a diferentes niveles de tránsito, sin embargo estos resultados tienen sus limitaciones. Con el avance de la tecnología este método ha sido actualizado y mejorado a través del tiempo en 1972, 1973, 1986 y 1993, aumentando la capacidad de realizar una mejor caracterización de los materiales, considerando diferentes niveles de tránsito, condiciones ambientales permitiendo obtener el desempeño del pavimento, como evoluciona su deterioro en función del tráfico.

La metodología AASHTO 1993, contempla todas estas variables constituyendo el método de diseño para pavimentos más utilizado por los diseños óptimos que con el se consigue.

La ecuación básica que rige esta metodología es la siguiente [23]

$$\log W_{18} = Z_R \times S_o + 9.36 \times \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log M_R - 8.07 \quad (8.1)$$

Donde

- W18 Número previsto de ejes equivalentes de 18 Kip (18.000 libras) acumulados durante el período de diseño por el carril estudiado.
- Z_R Abscisa correspondiente a un área igual a la confiabilidad R en la curva de distribución normalizada.
- S_o Desviación estándar general, 0.40 – 0.50 para pavimentos flexibles.
- ΔPSI Diferencia ente el índice inicial de servicio (pi) y el índice final de servicio (pf) del pavimento.
- M_R Módulo de resiliencia (psi)
- S_N Número estructural indicativo del total de pavimento requerido.

Estos parámetros de entrada se encuentran relacionados con la carga de tráfico, la estructura del pavimento y el módulo de soporte de la subrasante, una explicación más detallada de cada uno de estos parámetros se describe a continuación

Número previsto de ejes equivalentes de 18 Kip, Corresponde al número de aplicaciones de ejes equivalentes de 18000 libras que circularan por el carril de diseño durante el período de diseño.

Confiabilidad (R) Nivel de probabilidad de que un pavimento se desempeñe satisfactoriamente, durante su período de diseño. Dentro de este parámetro se incluye al error estándar por la predicción del tráfico y del desempeño (S_o) y la desviación normal (Z_R).

La confiabilidad se escoge dependiendo del tipo de vía que se vaya a diseñar, con ayuda de la siguiente tabla se puede obtener su valor.

TABLA 8.1 NIVEL DE CONFIABILIDAD

Clasificación Funcional	Urbanos	Rurales
Carreteras interestatales. Autopistas	85 – 99.9	80 – 99.9
Arterias Principales	80 - 99	75 - 95
Vías Colectivas	80 – 95	75 - 95
Vías Locales	50 – 80	50 - 80

Obtenido el valor del nivel de confiabilidad, se procede a obtener el valor de Z_R con la siguiente tabla

TABLA 8.2 VALORES DE DESVIACION ESTÁNDAR EN FUNCIÓN DEL NIVEL DE CONFIABILIDAD.

R (%)	Z_R
50	0.00
60	-0.2053



**BIBLIOTECA FIC
ESPOL**

70	-0.5024
80	-0.8041
85	-1.037
90	-1.282
95	-1.645
97	-1.881
98	-2.054

Estructura del pavimento, el número estructural (S_N) define la estructura de un pavimento, es un parámetro de resistencia necesario para una condición de módulo resiliente (M_R), tráfico esperado (W_{18}), serviciabilidad al final de la vida útil y condiciones ambientales (drenaje). La determinación del S_N se realiza utilizando el nomograma de diseño para pavimentos flexibles, o la ecuación (8.2)

$$S_N = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 + \dots \quad (8.2)$$

Donde

a_i i^{th} Coeficiente de capa

D_i i^{th} Espesor de capa (pulgadas)

m_i i^{th} Coeficiente de drenaje de capa

Los valores de los coeficientes de drenaje, pueden ser estimados haciendo uso de la tabla 8.3

TABLA 8.3 VALORES DEL COEFICIENTE m RECOMENDADO POR LA AASHTO 1993 [23]

Características del drenaje	Porcentaje del tiempo durante el año que la estructura del pavimento está expuesta a grados de humedad próxima a la saturación			
	Menos de 1%	1-5%	5-25%	Más de 25%
Excelente	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
Bueno	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.00	1.00
Regular	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.80
Pobre	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
Muy malo	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40

Para la obtención de los coeficientes de capa, dependiendo de la capa que se este diseñando se hace uso de las figuras siguientes

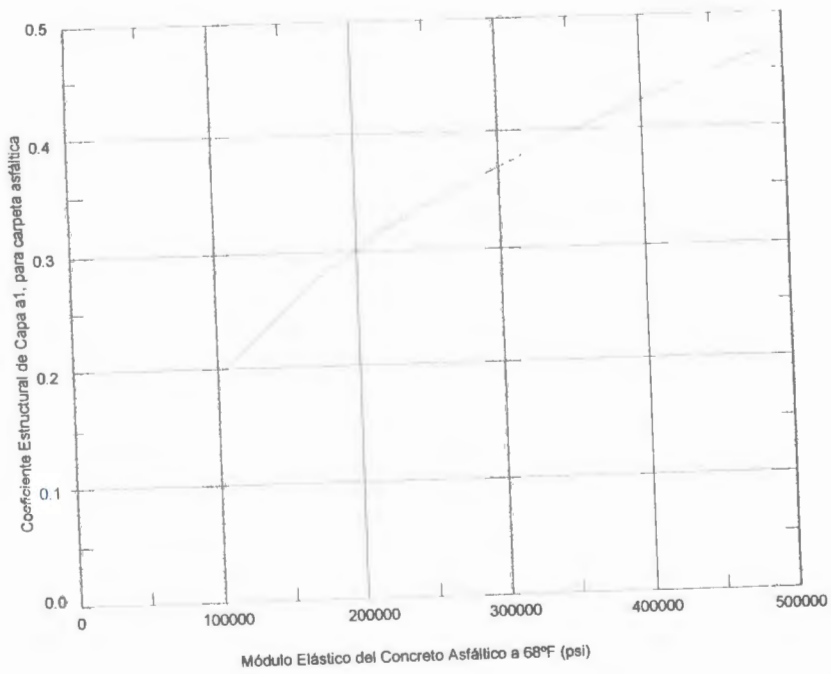


FIGURA 8.1 **DIAGRAMA PARA ESTIMAR EL COEFICIENTE ESTRUCTURAL (a₁) DE UNA MEZCLA DENSA DE HORMIGÓN ASFÁLTICO BASADO EN EL MÓDULO RESILIENTE ELÁSTICO [23]**

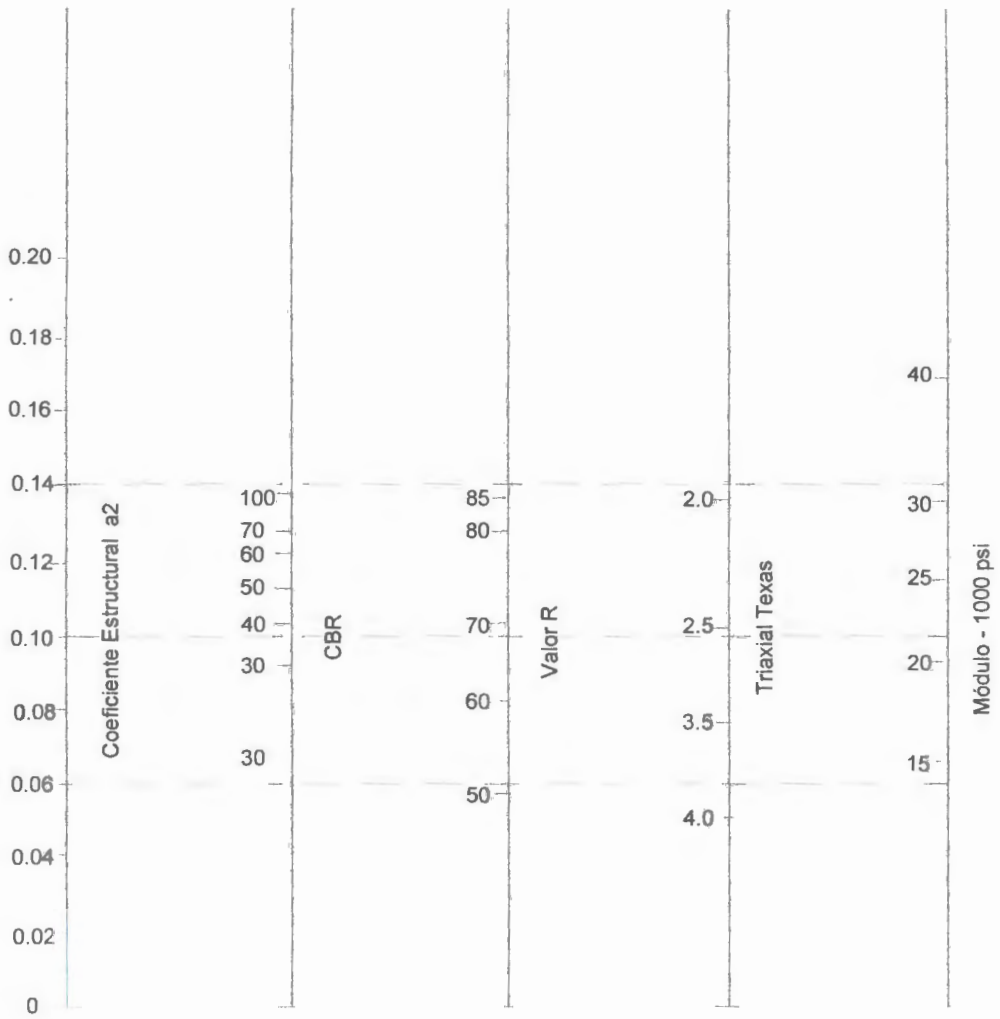


FIGURA 8.2

RELACION ENTRE EL COEFICIENTE ESTRUCTURAL (a_2) PARA BASE GRANULAR Y DISTINTOS PARAMETROS RESISTENTES [23]

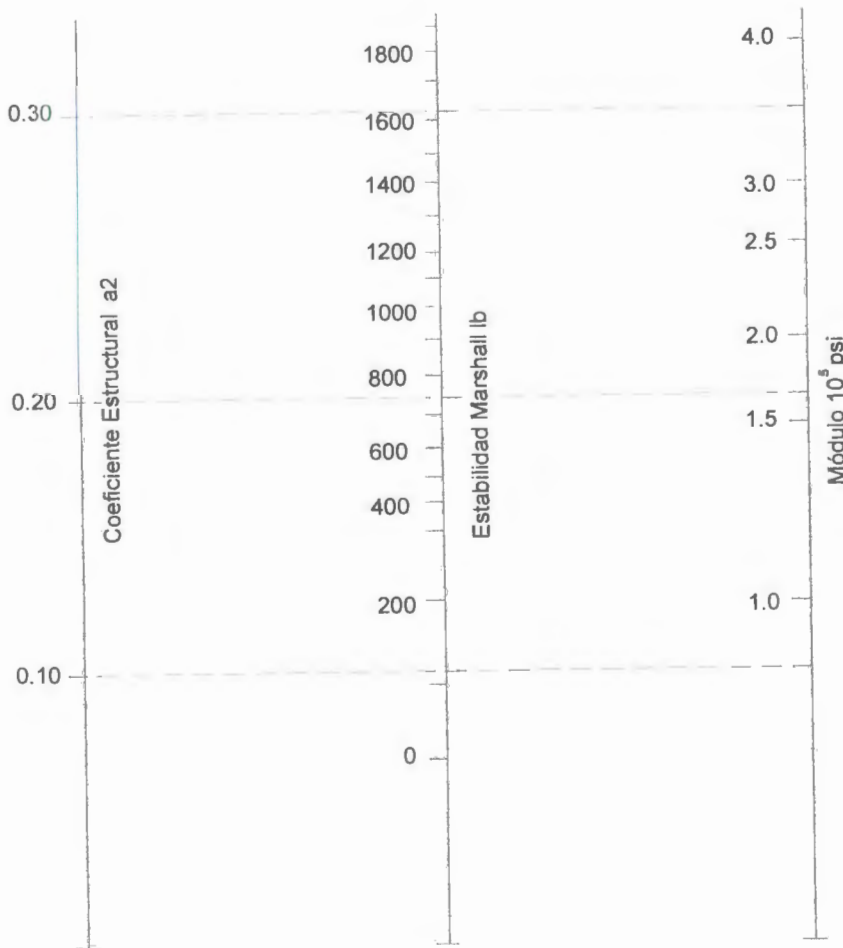


FIGURA 8.3 RELACION ENTRE EL COEFICIENTE ESTRUCTURAL (a_2) PARA BASE TRATADA CON CEMENTO Y DISTINTOS PARAMETROS RESISTENTES [23]

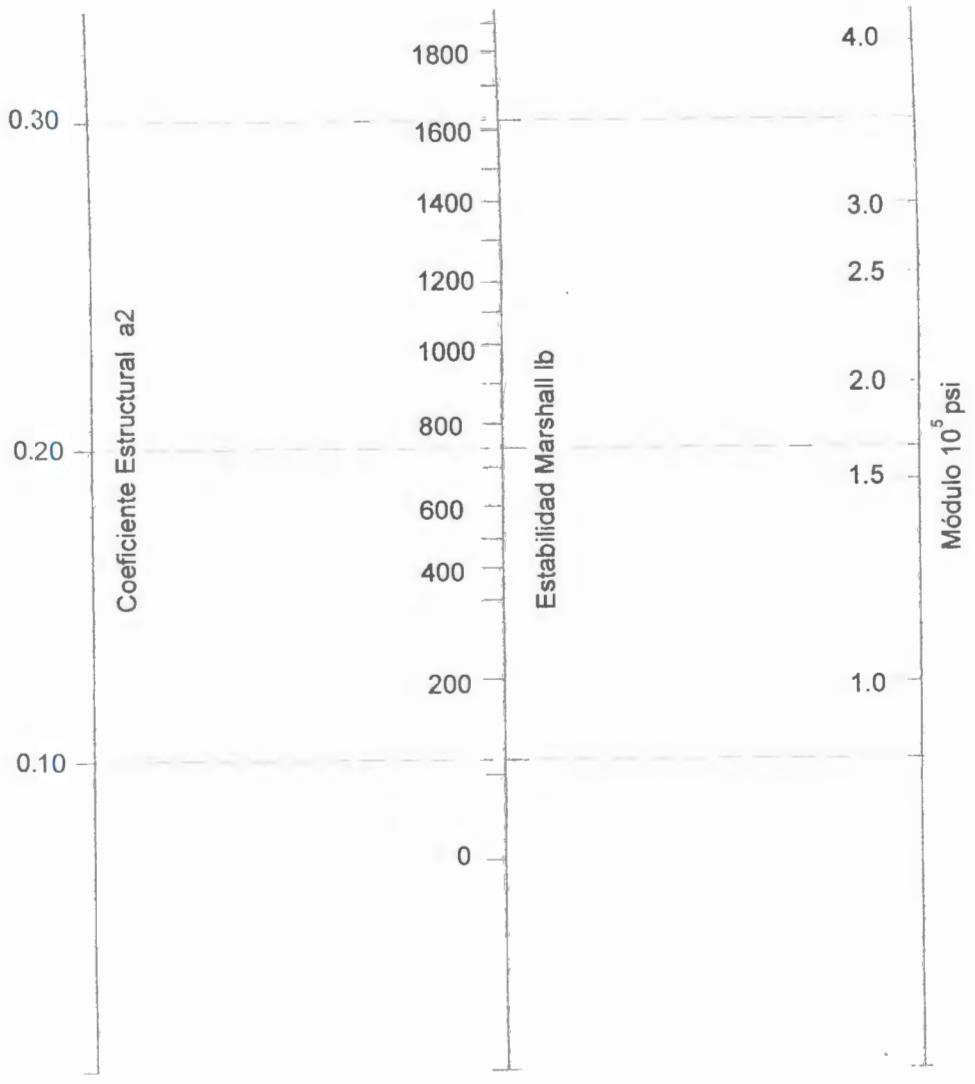


FIGURA 8.4 RELACION ENTRE EL COEFICIENTE ESTRUCTURAL (a_2) PARA BASE TRATADA CON ASFALTO Y DISTINTOS PARAMETROS RESISTENTES [23]

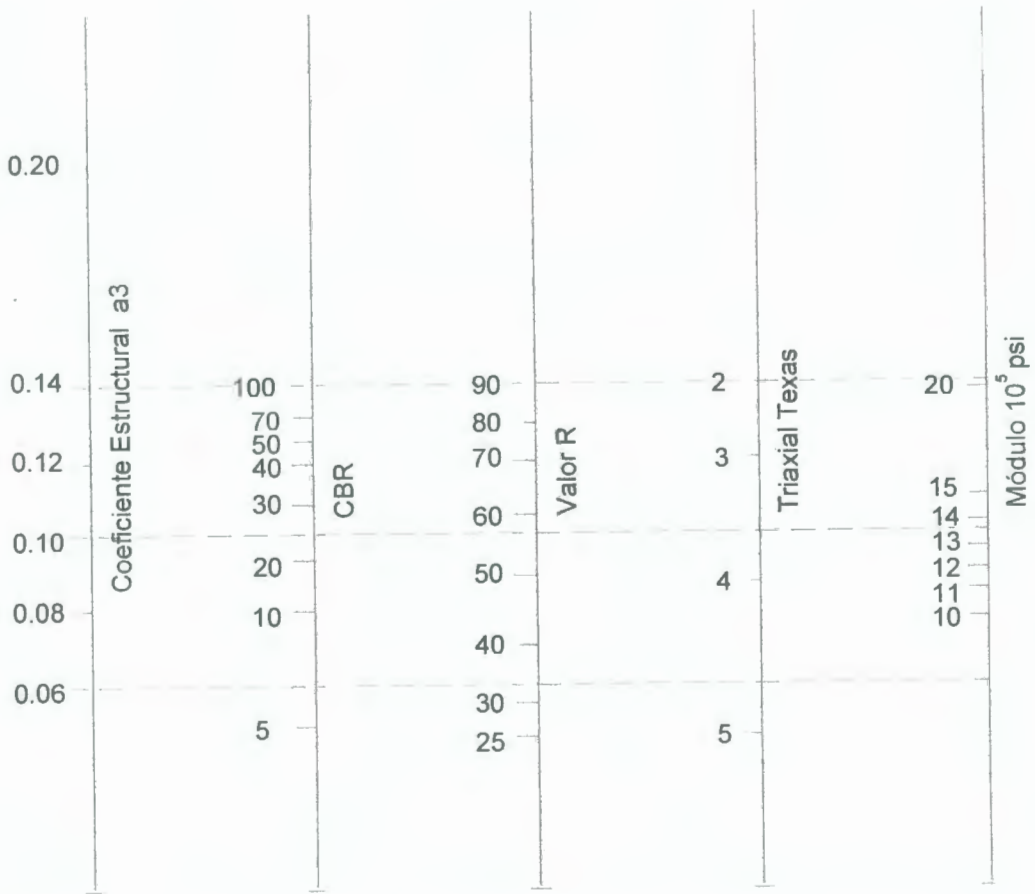


FIGURA 8.5 RELACION ENTRE EL COEFICIENTE ESTRUCTURAL (a_3) PARA SUB-BASE GRANULAR Y DISTINTOS PARAMETROS RESISTENTES [23]

Serviciabilidad El índice de serviciabilidad PSI, define la capacidad del pavimento para servir al tránsito que circula por la carretera.

Este índice se define por la siguiente ecuación [23]

$$\Delta PSI = PSI_i - PSI_t \quad (8.3)$$

PSI_i Índice de Serviciabilidad Inicial

PSI_t Índice de Serviciabilidad final.

Los valores recomendados de índice de servicio por la AASHTO constan en la tabla 8.4

TABLA 8.4 VALORES DEL COEFICIENTE m RECOMENDADO POR LA AASHTO 1993 [23]

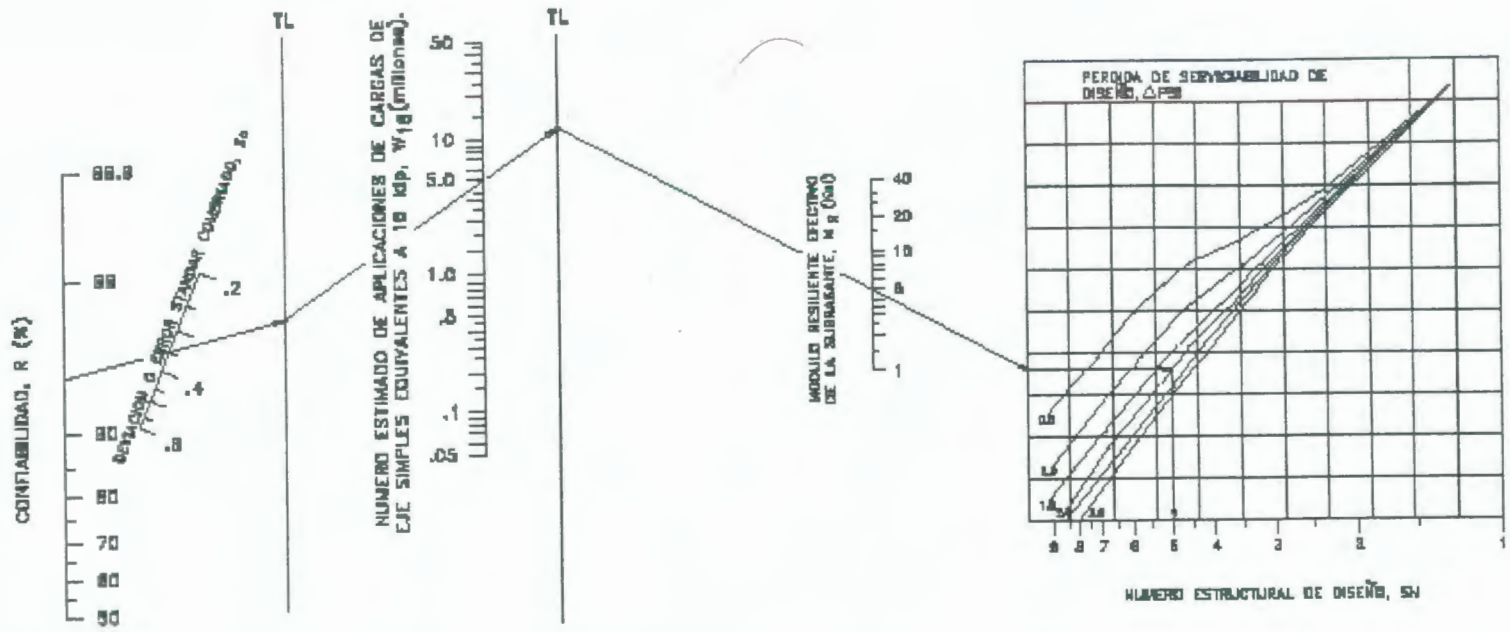
<i>Función de la carretera</i>	PSI_i	PSI_t	ΔPSI
Corredores arteriales (malla esencial)	4.5	2.5	2.0
Colectores (Autopistas RI – RII, Clase I-II)	4.5	2.0	2.5
Otros	4.2	2.0	2.2

Módulo de Soporte de la Subrasante, es el parámetro que permite caracterizar la capacidad de carga de la subrasante, materiales de subbase. Puede ser determinado con ensayos en el laboratorio (AASHTO T294), o por medio de correlaciones utilizando el valor del CBR (California Bearing Ratio) con las ecuaciones que propone la AASHTO

$$M_R \text{ (psi)} = 1500 \text{ CBR} \quad , \text{ CBR} < 10\% \quad (8.4)$$

$$M_R \text{ (psi)} = 3000 \text{ CBR} \quad , \text{ CBR} < 10 - 20 \% \quad (8.5)$$

$$M_R \text{ (psi)} = 4326 \text{ Ln (CBR)} + 241 \quad , \text{ CBR} > 20 \% \quad (8.6)$$



EJEMPLO:

$W_{18} = 5 \times 10^6$

$R = 95\%$

$S_0 = 0.35$

$M_R = 5000 \text{ psi}$

$\Delta PSI = 1.9$

SOLUCION: $SN=5.0$

FIGURA 8.6

NOMOGRAMA DE DISEÑO PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES, SEGÚN AASHTO 1993 [23].

Con el avance de la tecnología, existen en actualidad nuevas formas de determinar este valor, de forma rápida, precisa y lo mejor en las condiciones reales a las que esta expuesta el suelo. Uno de los equipos que permite la determinación de este parámetro es el geogauge, cuyo principio de operación y demás características fueron descritas en el capítulo 5.

Para estudiar como afecta el valor del módulo resiliente de la subrasante en la estructura del pavimento (espesores) se procedió a variar el orden de los valores de módulo obtenidos en el proyecto del Paso Elevado de Trinipuerto, obteniendo los resultados a continuación.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

TABLA 8.5 VARIACION DE ESPESORES EN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO FLEXIBLE CON MÓDULO DE ELASTICIDAD DE 1000 PSI

CÁLCULO DE LOS ESPESORES DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO										
NORMAS ASSHTO - 93										
PROYECTO :		Paletizado de la Autoridad Portuaria de Guayaquil								
LOCALIZACIÓN :		GUAYAQUIL								
TRAMO :		Carril en reformo 1 carril								
DISEÑADO POR :		CONSULTORA VERDE & ASOCIADOS								
FECHA :		Abril 2004								
PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)	W18	log W18	SN (previsto)		Zr	So	ΔPSI	Mr	log W18 ^{re}	OBSERVACIONES
2005 - 2014 (10 AÑOS)	0,0000E+00	#NUM!	NS ₁	1,4090	-1,645	0,45	2,20	240.000	7,038	PARA PROTEGER LA CARPETA ASFÁLTICA
			NS ₂	1,8650	-1,645	0,45	2,20	160.000	7,035	PARA PROTEGER LA BASE ASFÁLTICA
			NS ₃	3,9380	-1,645	0,45	2,20	15.000	7,038	PARA PROTEGER LA Sub base DRENANTE
			NS ₄	8,8700	-1,645	0,45	2,20	1.000	7,038	PARA PROTEGER EL MATERIAL DE MEJORAMIENTO
$SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = (a_1 \cdot D_1) + (a_2 \cdot m_2 \cdot D_2) + (a_3 \cdot m_3 \cdot D_3) + (a_4 \cdot m_4 \cdot D_4)$ $D_1' = (SN_1' / a_1) = 8,52 \text{ cm ; USAR } D_1 = 10,00 \text{ cm}$ <p>ENTONES $SN_1 = a_1 \cdot D_1 = 1,654 > SN_1' = 1,41$</p> $D_2' = (SN_2' - SN_1) / (a_2 \cdot m_2) = 0,11 \text{ cm ; USAR } D_2 = 15,00 \text{ cm}$ <p>ENTONES $SN_2 = a_2 \cdot m_2 \cdot D_2 = 1,618$ POR LO TANTO $(SN_1 + SN_2) = 3,2711 > SN_2' = 1,8650$</p> $D_3' = [SN_3' - (SN_1 + SN_2)] / (a_3 \cdot m_3) = 7,7 \text{ cm USAR } D_3 = 40,00 \text{ cm}$ <p>ENTONES $SN_3 = a_3 \cdot m_3 \cdot D_3 = 3,483$ POR LO TANTO $(SN_1 + SN_2 + SN_3) = 6,734 > SN_3' = 3,9380$</p> $D_4' = [SN_4' - (SN_1 + SN_2 + SN_3)] / (a_4 \cdot m_4) = 54,2 \text{ cm ; USAR } D_4 = 55,00 \text{ cm}$ <p>ENTONES $SN_4 = a_4 \cdot m_4 \cdot D_4 = 2,168$ POR LO TANTO $(SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4) = 8,901 > SN_4' = 8,87$</p> $SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = 8,901$										
ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO (ALTERNATIVA No. 1)										
DESCRIPCIÓN	ESPESOR (cm)	COEFICIENTES DE CAPA			COEFICIENTES DE DRENAJE		MÓDULO DE RESILIENCIA		NUMERO ESTRUCTURAL (SN)	
		(a _i)	(m _i ⁻¹)	(cm ⁻¹)	(m _i)	Mr	psi			
Carpeta Asfáltica (Estabilidad Marshall 1800 lb)	10,0	a ₁	0,420	0,1854			Mr (CARPETA ASFÁLTICA)	400000	SN ₁	1,854
Base Asfáltica (Estabilidad Marshall 1200 lb)	15,0	a ₂	0,249	0,0980	m ₂	1,10	Mr (SUBBASE 1200 lb)	240000	SN ₂	1,618
Sub base Clase 1 material existente SP-SM (CBR=30%)	40,0	a ₃	0,110	0,0787	m ₃	1,10	Mr (SUBBASE C1)	180000	SN ₃	3,483
Subrasante compactada, SM (CBR=15%)	55,0	a ₄	0,091	0,0358	m ₄	1,10	Mr (MEJORAMIENTO)	15000	SN ₄	2,188
Sub-Rasante (SM Mr = 7200 psi, h min = 50 cm)							Mr (SUBRASANTE)	1000		
TOTAL	120,0	cm					NS =	NS ₁ + NS ₂ + NS ₃ =		8,901
NOTA :	Confirmar en obra que por debajo de los 65 cm de la estructura del pavimento exista el material de la subrasante, SM (Mr= 7200 psi hasta 50 cm de profundidad), luego se deberá extraer los primeros 15 cm dematerial SM (arena limosa existente) y compactarlo hasta tener un CBR > 15%, la subbase clase 1 existente (SP-SM) se deberá extraer para luego compactarla, obteniendo un CBR = 30%. Una vez culminada la actividad se coloca una base asfáltica de Marshall 1200 lb y luego la carpeta asfáltica Marshall 1800 lb									

TABLA 8.6 VARIACION DE ESPESORES EN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO FLEXIBLE CON MÓDULO DE ELASTICIDAD DE 2000 PSI

CÁLCULO DE LOS ESPESORES DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO NORMAS ASSHTO - 93										
PROYECTO : LOCALIZACIÓN : TRAMO : SOLICITADO POR : FECHA :		Pasetizado de la Autoridad Portuana de Guayaquil GUAYAQUIL Carri en retorno 1 carri CONSULTORA VERA & ASOCIADOS Abril 2004								
PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)	W18	log W18	SN (ESTRUCTURAL)	Zr	So	ΔPSI	Mr	log W18**	OBSERVACIONES	
2005 - 2014 (10 AÑOS)	0,0000E+00	#NUM!	NS ₁ '	1,4090	-1,845	0,45	2,20	240.000	7,038	PARA PROTEGER LA CARPETA ASFÁLTICA
			NS ₂ '	1,8850	-1,845	0,45	2,20	180.000	7,035	PARA PROTEGER LA BASE ASFÁLTICA
			NS ₃ '	3,9380	-1,845	0,45	2,20	15.000	7,038	PARA PROTEGER LA Sub base DRENANTE
			NS ₄ '	7,3000	-1,845	0,45	2,20	2.000	7,038	PARA PROTEGER EL MATERIAL DE MEJORAMIENTO
$SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = (a_1 \cdot D_1) + (a_2 \cdot m_2 \cdot D_2) + (a_3 \cdot m_3 \cdot D_3) + (a_4 \cdot m_4 \cdot D_4)$ $D_1' = (SN_1' / a_1) = 8,52 \text{ cm , USAR } D_1 = 10,00 \text{ cm}$ <p>ENTONES $SN_1 = a_1 \cdot D_1 = 1,854 > SN_1' = 1,41$</p> $D_2' = (SN_2' - SN_1) / (a_2 \cdot m_2) = 0,11 \text{ cm , USAR } D_2 = 20,00 \text{ cm}$ <p>ENTONES $SN_2 = a_2 \cdot m_2 \cdot D_2 = 2,157$ POR LO TANTO $(SN_1 + SN_2) = 3,8102 > SN_2' = 1,850$</p> $D_3' = [(SN_3' - (SN_1 + SN_2)) / (a_3 \cdot m_3)] = 1,5 \text{ cm , USAR } D_3 = 18,00 \text{ cm}$ <p>ENTONES $SN_3 = a_3 \cdot m_3 \cdot D_3 = 1,558$ POR LO TANTO $(SN_1 + SN_2 + SN_3) = 5,368 > SN_3' = 3,9380$</p> $D_4' = [(SN_4' - (SN_1 + SN_2 + SN_3)) / (a_4 \cdot m_4)] = 48,0 \text{ cm , USAR } D_4 = 50,00 \text{ cm}$ <p>ENTONES $SN_4 = a_4 \cdot m_4 \cdot D_4 = 1,970$ POR LO TANTO $(SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4) = 7,339 > SN_4' = 7,30$</p> $SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = 7,339$										
ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO (ALTERNATIVA No. 1)										
DESCRIPCIÓN	ESPESOR (cm)	COEFICIENTES DE CAPA			COEFICIENTES DE DRENAJE		MÓDULO DE RESILIENCIA		NÚMERO ESTRUCTURAL (SN)	
		(a ₁)	(m ₂ ⁻¹)	(m ₃ ⁻¹)	(m ₁)	(m ₂)	Mr (psi)	pel		
Carpete Asfáltica (Estabilidad Marshall 1800 lb)	10,0	a ₁	0,420	0,1854			Mr _(CARPETA ASFÁLTICA)	400000	SN ₁	1,854
Base Asfáltica (Estabilidad Marshall 1200 lb)	20,0	a ₂	0,248	0,0980	m ₂	1,10	Mr _(BASE ASFÁLTICA)	240000	SN ₂	2,157
Sub base Clase 1, material existente SP-SM (CBR=30%)	18,0	a ₃	0,110	0,0787	m ₃	1,10	Mr _(SUBBASE C1)	160000	SN ₃	1,558
Subrasante compactada, SM (CBR=15%)	50,0	a ₄	0,091	0,0358	m ₄	1,10	Mr _(SUBRASANTE)	15000	SN ₄	1,970
Sub-Rasante (SM Mr = 7200 psi, h min = 50 cm)							Mr _(SUBRASANTE)	2000		
TOTAL	98,0	cm					NS =	NS ₁ + NS ₂ + NS ₃		7,339
NOTA : Confirmar en obra que por debajo de los 65 cm de la estructura del pavimento exista el material de la subrasante , SM (Mr= 7200 psi hasta 50 cm de profundidad), luego se debers extraer los primeros 15 cm dematerial SM (arena limosa existente) y compactar!										

TABLA 8.7 VARIACION DE ESPESORES EN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO FLEXIBLE CON MÓDULO DE ELASTICIDAD DE 3155 PSI

CÁLCULO DE LOS ESPESORES DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO										
NORMAS ASSHTO - 93										
PROYECTO : LOCALIZACIÓN : TRAMO : SOLICITADO POR : FECHA :		Palletizado de la Autoridad Portuaria de Guayaquil GUAYAQUIL Carril en retorno 1 carril CONSULTORA VERA & ASOCIADOS Abril 2004								
PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)	W18	log W18	SN (requerido)		Zr	So	ΔPSI	Mr	log W18 ^{re}	OBSERVACIONES
2005 - 2014 (10 AÑOS)	0.0000E+00	0.0000	NS ₁	1.4090	-1.845	0.45	2.20	240.000	7.038	PARA PROTEGER LA CARPETA ASFÁLTICA
			NS ₂	1.8650	-1.845	0.45	2.20	180.000	7.035	PARA PROTEGER LA BASE ASFÁLTICA
			NS ₃	3.9380	-1.845	0.45	2.20	15.000	7.038	PARA PROTEGER LA Sub base ARENANTE
			NS ₄	8.4000	-1.845	0.45	2.20	3.155	7.038	PARA PROTEGER EL MATERIAL DE MEJORAMIENTO
$SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = (a_1 \cdot D_1) + (a_2 \cdot m_2 \cdot D_2) + (a_3 \cdot m_3 \cdot D_3) + (a_4 \cdot m_4 \cdot D_4)$ $D_1' = (SN_1' / a_1) = 8.52 \text{ cm ; USAR } D_1 = 10.00 \text{ cm}$ <p>ENTONES $SN_1 = a_1 \cdot D_1 = 1.854 > SN_1' = 1.41$</p> $D_2' = (SN_2' - SN_1) / (a_2 \cdot m_2) = 0.11 \text{ cm ; USAR } D_2 = 10.00 \text{ cm}$ <p>ENTONES $SN_2 = a_2 \cdot m_2 \cdot D_2 = 1.078$ POR LO TANTO : $(SN_1 + SN_2) = 2.7319 > SN_2' = 1.8650$</p> $D_3' = [SN_3' - (SN_1 + SN_2)] / (a_3 \cdot m_3) = 13.9 \text{ cm ; USAR } D_3 = 22.00 \text{ cm}$ <p>ENTONES $SN_3 = a_3 \cdot m_3 \cdot D_3 = 1.905$ POR LO TANTO : $(SN_1 + SN_2 + SN_3) = 4.636 > SN_3' = 3.9380$</p> $D_4' = [SN_4' - (SN_1 + SN_2 + SN_3)] / (a_4 \cdot m_4) = 44.7 \text{ cm ; USAR } D_4 = 45.00 \text{ cm}$ <p>ENTONES $SN_4 = a_4 \cdot m_4 \cdot D_4 = 1.773$ POR LO TANTO : $(SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4) = 6.410 > SN_4' = 8.40$</p> $SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = 6.410$										
ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO (ALTERNATIVA No. 1)										
DESCRIPCIÓN	ESPESOR (cm)	COEFICIENTES DE CAPA			COEFICIENTES DE DRENAJE		MÓDULO DE RESILIENCIA		NÚMERO ESTRUCTURAL	
		(a _i)	(m _i ²)	(cm ⁻¹)	(m _i)	MI	psi	SN _i	(SN)	
Carpeta Asfáltica (Estabilidad Marshall 1800 lb)	10.0	a ₁	0.420	0.1654	m ₂	1.10	MI (CARPETA ASFÁLTICA)	400000	SN ₁	1.854
Base Asfáltica (Estabilidad Marshall 1200 lb)	10.0	a ₂	0.249	0.0980	m ₃	1.10	MI (BASES 1200 lb)	240000	SN ₂	1.078
Sub base Clase 1, material existente SP-SM (CBR=30%)	22.0	a ₃	0.110	0.0787	m ₄	1.10	MI (SUBBASE C1)	160000	SN ₃	1.905
Subrasante compactada, SM (CBR=15%)	45.0	a ₄	0.001	0.0358			MI (MEJORASANTO)	15000	SN ₄	1.773
Sub-Rasante (SM : Mr = 7200 psi, h min = 50 cm)							MI (SUB-RASANTE)	3155		
TOTAL	87.0	cm					NS =	NS ₁ + NS ₂ + NS ₃ =		6.410
NOTA :	Confirmar en obra que por debajo de los 65 cm de la estructura del pavimento exista el material de la subrasante , SM (Mr= 7200 psi hasta 50 cm de profundidad). Luego se deberá extraer los primeros 15 cm dematerial SM (arena limosa existente) y compactar!									

TABLA 8.8 VARIACION DE ESPESORES EN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO FLEXIBLE CON MÓDULO DE ELASTICIDAD DE 4155 PSI

CÁLCULO DE LOS ESPESORES DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO										
NORMAS ASSHTO - 93										
PROYECTO : LOCALIZACIÓN : TRAMO : DESARROLLADO POR : FECHA :		Peletizado de la Autoridad Portuaria de Guayaquil GUAYAQUIL Camil en retorno 1: camil CONSULTORES: INGENIEROS ASOCIADOS Abril 2004								
PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)	W18	log W18	SN (PROYECTADO)		Zr	So	ΔPSI	Mr	log W18 ^{re}	OBSERVACIONES
2005 - 2014 (10 AÑOS)	0,0000E+00	a1 NUM1	NS ₁	1,4090	-1,645	0,45	2,20	240.000	7,038	PARA PROTEGER LA CARPETA ASFÁLTICA
			NS ₂	1,0950	-1,645	0,45	2,20	160.000	7,035	PARA PROTEGER LA BASE ASFÁLTICA
			NS ₃	3,9380	-1,645	0,45	2,20	15.000	7,038	PARA PROTEGER LA Sub base DRENANTE
			NS ₄	5,9000	-1,645	0,45	2,20	4.155	7,038	PARA PROTEGER EL MATERIAL DE MEJORAMIENTO
$SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = (a_1 \cdot D_1) + (a_2 \cdot m_2 \cdot D_2) + (a_3 \cdot m_3 \cdot D_3) + (a_4 \cdot m_4 \cdot D_4)$ $D_1' = (SN_1' / a_1) = 8,52 \text{ cm} \quad \text{USAR: } D_1 = 10,00 \text{ cm}$ <p>ENTONES: $SN_1 = a_1 \cdot D_1 = 1,854 > SN_1' = 1,41$</p> $D_2' = (SN_2' - SN_1) / (a_2 \cdot m_2) = 0,11 \text{ cm} \quad \text{USAR: } D_2 = 13,00 \text{ cm}$ <p>ENTONES: $SN_2 = a_2 \cdot m_2 \cdot D_2 = 1,402$ POR LO TANTO: $(SN_1 + SN_2) = 3,054 > SN_2' = 1,0950$</p> $D_3' = [SN_3' - (SN_1 + SN_2)] / (a_3 \cdot m_3) = 10,2 \text{ cm} \quad \text{USAR: } D_3 = 15,00 \text{ cm}$ <p>ENTONES: $SN_3 = a_3 \cdot m_3 \cdot D_3 = 1,299$ POR LO TANTO: $(SN_1 + SN_2 + SN_3) = 4,354 > SN_3' = 3,9380$</p> $D_4' = [SN_4' - (SN_1 + SN_2 + SN_3)] / (a_4 \cdot m_4) = 39,2 \text{ cm} \quad \text{USAR: } D_4 = 40,00 \text{ cm}$ <p>ENTONES: $SN_4 = a_4 \cdot m_4 \cdot D_4 = 1,578$ POR LO TANTO: $(SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4) = 5,930 > SN_4' = 5,90$</p> $SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = 5,930$										
ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO (ALTERNATIVA No. 1)										
DESCRIPCIÓN	ESPESOR (cm)	COEFICIENTES DE CAPA		COEFICIENTES DE DRENAJE		MÓDULO DE RESILIENCIA		NÚMERO ESTRUCTURAL (SN)		
		(a _i)	(m _i)	(m _i)	(m _i)	Mr	psi			
Carpeta Asfáltica (Estabilidad Marshall 1800 lb)	10,0	a ₁	0,420	0,1654			Mr CARPETA ASFÁLTICA	400000	SN ₁ 1,854	
Base Asfáltica (Estabilidad Marshall 1200 lb)	13,0	a ₂	0,249	0,0980	m ₂	1,10	Mr CARPETA 1200 lb	240000	SN ₂ 1,402	
Sub base Clase 1, material existente SP-SM (CBR=30%)	15,0	a ₃	0,110	0,0787	m ₃	1,10	Mr (BASEADO C1)	160000	SN ₃ 1,299	
Subrasante compactada, SM (CBR=15%)	40,0	a ₄	0,091	0,0358	m ₄	1,10	Mr (MEJORAMIENTO)	15000	SN ₄ 1,578	
Sub-Rasante (SM Mr = 7200 psi, h min = 50 cm)							Mr SUB-RASANTE	4155		
TOTAL	78,0						NS =	NS ₁ + NS ₂ + NS ₃ + NS ₄	5,930	
NOTA:	Confirmar en obra que por debajo de los 65 cm de la estructura del pavimento exista el material de la subrasante, SM (Mr= 7200 psi hasta 50 cm de profundidad), luego se deberá extraer los primeros 15 cm del material SM (arena limosa existente) y compactar.									

TABLA 8.9 VARIACION DE ESPESORES EN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO FLEXIBLE CON MÓDULO DE ELASTICIDAD DE 5245 PSI

CÁLCULO DE LOS ESPESORES DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO NORMAS ASSHTO - 93											
PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)		W18	log W18	SN (requerido)		Zr	So	ΔPSI	Mr	log W18**	OBSERVACIONES
2005 - 2014 (10 AÑOS)		0,0000E+00	#1 NUM!	NS ₁	1,4090	-1,645	0,45	2,20	240 000	7,038	PARA PROTEGER LA CARPETA ASFÁLTICA
				NS ₂	1,6850	-1,645	0,45	2,20	160 000	7,035	PARA PROTEGER LA BASE ASFÁLTICA
				NS ₃	3,9380	-1,645	0,45	2,20	15 000	7,038	PARA PROTEGER LA Sub base DRENANTE
				NS ₄	5,5000	-1,645	0,45	2,20	5 245	7,038	PARA PROTEGER EL MATERIAL DE MEJORAMIENTO
<p> $SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = (a_1 \cdot D_1) + (a_2 \cdot m_2 \cdot D_2) + (a_3 \cdot m_3 \cdot D_3) + (a_4 \cdot m_4 \cdot D_4)$ $D_1 = (SN_1' / a_1) = 8,52 \text{ cm}$ USAR $D_1 = 10,00 \text{ cm}$ ENTONES $SN_1 = a_1 \cdot D_1 = 1,654 > SN_1' = 1,41$ $D_2 = (SN_2' - SN_1) / (a_2 \cdot m_2) = 0,11 \text{ cm}$ USAR $D_2 = 15,00 \text{ cm}$ ENTONES $SN_2 = a_2 \cdot m_2 \cdot D_2 = 1,618$ POR LO TANTO $(SN_1 + SN_2) = 3,2711 > SN_2' = 1,650$ $D_3 = [SN_3' - (SN_1 + SN_2)] / (a_3 \cdot m_3) = 7,7 \text{ cm}$ USAR $D_3 = 15,00 \text{ cm}$ ENTONES $SN_3 = a_3 \cdot m_3 \cdot D_3 = 1,299$ POR LO TANTO $(SN_1 + SN_2 + SN_3) = 4,570 > SN_3' = 3,380$ $D_4 = [SN_4' - (SN_1 + SN_2 + SN_3)] / (a_4 \cdot m_4) = 23,6 \text{ cm}$ USAR $D_4 = 25,00 \text{ cm}$ ENTONES $SN_4 = a_4 \cdot m_4 \cdot D_4 = 0,985$ POR LO TANTO $(SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4) = 5,555 > SN_4' = 5,50$ $SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = 5,555$ </p>											
ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO (ALTERNATIVA No. 1)											
DESCRIPCIÓN	ESPESOR (cm)	COEFICIENTES DE CAPA			COEFICIENTES DE DRENAJE		MÓDULO DE RESILIENCIA		NÚMERO ESTRUCTURAL		
		(a _i)	(m _i ⁻¹)	(cm ⁻¹)	(m _i)	(m _i)	Mr	psi	(SN)		
Carpeta Asfáltica (Estabilidad Marshall 1800 lb)	10,0	a ₁	0,420	0,1654			Mr _(CARPETA ASFÁLTICA)	400000	SN ₁	1,654	
Base Asfáltica (Estabilidad Marshall 1200 lb)	15,0	a ₂	0,249	0,0960	m ₂	1,10	Mr _(BASE 1200 lb)	240000	SN ₂	1,618	
Sub base Clase 1 material asistente SP-SM (CBR=30%)	15,0	a ₃	0,110	0,0797	m ₃	1,10	Mr _(SUBBASE C1)	160000	SN ₃	1,299	
Subrasante compactada, SM (CBR=15%)	25,0	a ₄	0,061	0,0358	m ₄	1,10	Mr _(MEJORAMIENTO)	15000	SN ₄	0,985	
Sub-Rasante (SM - Mr = 7200 psi h mín = 50 cm)							Mr _(SUB-RASANTE)	5245			
TOTAL	65,0	cm					NS =	NS ₁ + NS ₂ + NS ₃		5,555	
<p>NOTA: Confirmar en obra que por debajo de los 65 cm de la estructura del pavimento exista el material de la subrasante, SM (Mr= 7200 psi hasta 50 cm de profundidad), luego se deberá extraer los primeros 15 cm de material SM (arena limosa asistente) y compactar!</p>											

TABLA 8.10 VARIACION DE ESPESORES EN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO FLEXIBLE CON MÓDULO DE ELASTICIDAD DE 6000 PSI

CÁLCULO DE LOS ESPESORES DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO NORMAS ASSHTO - 83										
PROYECTO : Paletizado de la Autoridad Portuaria de Guayaquil LOCALIZACIÓN : GUAYAQUIL TRAMO : Carril en retorno 1 carril SOLICITADO POR : CONSULTORA VERA & ASOCIADOS FECHA : Abril 2004										
PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)	W18	log W18	SN (requerido)		Zr	So	ΔPSI	Mr	log W18**	OBSERVACIONES
2005 - 2014 (10 AÑOS)	0.0000E+00	#/NUM!	NS ₁ '	1,4090	-1,645	0,45	2,20	240 000	7,038	PARA PROTEGER LA CARPETA ASFÁLTICA PARA PROTEGER LA BASE ASFÁLTICA PARA PROTEGER LA Sub base DRENANTE PARA PROTEGER EL MATERIAL DE MEJORAMIENTO
			NS ₂ '	1,9650	-1,645	0,45	2,20	180 000	7,035	
			NS ₃	3,9380	-1,645	0,45	2,20	15 000	7,038	
			NS ₄	5,2800	-1,645	0,45	2,20	8,000	7,038	
$SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = (a_1 \cdot D_1) + (a_2 \cdot m_2 \cdot D_2) + (a_3 \cdot m_3 \cdot D_3) + (a_4 \cdot m_4 \cdot D_4)$ $D_1' = (SN_1' / a_1) = 8,52 \text{ cm USAR } D_1 = 10,00 \text{ cm}$ <p>ENTONCES $SN_1 = a_1 \cdot D_1 = 1,854 > SN_1' = 1,41$</p> $D_2' = (SN_2' - SN_1) / (a_2 \cdot m_2) = 0,11 \text{ cm ; USAR } D_2 = 12,00 \text{ cm}$ <p>ENTONCES $SN_2 = a_2 \cdot m_2 \cdot D_2 = 1,294$ POR LO TANTO $(SN_1 + SN_2) = 2,948 > SN_2' = 1,9650$</p> $D_3 = [(SN_3' - (SN_1 + SN_2)) / (a_3 \cdot m_3)] = 11,4 \text{ cm USAR } D_3 = 18,00 \text{ cm}$ <p>ENTONCES $SN_3 = a_3 \cdot m_3 \cdot D_3 = 1,558$ POR LO TANTO $(SN_1 + SN_2 + SN_3) = 4,508 > SN_3' = 3,9380$</p> $D_4' = [SN_4' - (SN_1 + SN_2 + SN_3)] / (a_4 \cdot m_4) = 19,8 \text{ cm USAR } D_4 = 20,00 \text{ cm}$ <p>ENTONCES $SN_4 = a_4 \cdot m_4 \cdot D_4 = 0,788$ POR LO TANTO $(SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4) = 5,294 > SN_4' = 5,28$</p> $SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = 5,294$										
ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO (ALTERNATIVA No. 1)										
DESCRIPCIÓN	ESPESOR (cm)	COEFICIENTES DE CAPA			COEFICIENTES DE DRENAJE		MÓDULO DE RESILIENCIA		NÚMERO ESTRUCTURAL (SN)	
		(a _i)	(m _i)	(m _i)	(m _i)	Mr	psf			
Carpeta Asfáltica (Estabilidad Marshall 1800 lb)	10,0	a ₁	0,420	0,954			Mr _(CARPETA ASFÁLTICA)	400000	SN ₁	1,854
Base Asfáltica (Estabilidad Marshall 1200 lb)	12,0	a ₂	0,249	0,0980	m ₂	1,10	Mr _(BASE ASFÁLTICA)	240000	SN ₂	1,294
Sub base Clase 1, material existente SP-SM (CBR=30%)	18,0	a ₃	0,110	0,0787	m ₃	1,10	Mr _(SUBBASE C1)	160000	SN ₃	1,558
Subrasante compactada, SM (CBR=15%)	20,0	a ₄	0,091	0,0358	m ₄	1,10	Mr _(SUBRASANTE)	15000	SN ₄	0,788
Sub-Rasante (SM Mr = 7200 psf. h mm = 50 cm)							Mr _(SUB-RASANTE)	6000		
TOTAL	80,0	cm					NS =	NS ₁ + NS ₂ + NS ₃ =		5,294
NOTA :	Confirmar en obra que por debajo de los 85 cm de la estructura del pavimento exista el material de la subrasante , SM (Mr= 7200 psf hasta 50 cm de profundidad), luego se deba extraer los primeros 15 cm del material SM (arena limosa existente) y compactarlo									

TABLA 8.11 VARIACION DE ESESORES EN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO FLEXIBLE CON MÓDULO DE ELASTICIDAD DE 7060 PSI

CÁLCULO DE LOS ESESORES DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO NORMAS ASSHTO - 93.											
PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)		W18	log W18	SN (requisito)		Zr	So	ΔPSI	Mr	log W18 ^{re}	OBSERVACIONES
2005 - 2014 (10 AÑOS)		0.0000E+00	#1 NUM:	NS ₁ 1.4080	-1.645	0.45	2.20	240 000	7.038		PARA PROTEGER LA CARPETA ASFÁLTICA
				NS ₂ 1.8650	-1.645	0.45	2.20	180 000	7.035		PARA PROTEGER LA BASE ASFÁLTICA
				NS ₃ 3.9380	-1.645	0.45	2.20	15 000	7.038		PARA PROTEGER LA Sub base DRENANTE
				NS ₄ 5.0200	-1.645	0.45	2.20	7 060	7.038		PARA PROTEGER EL MATERIAL DE MEJORAMIENTO
<p> $SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = (a_1 \cdot D_1) + (a_2 \cdot m_2 \cdot D_2) + (a_3 \cdot m_3 \cdot D_3) + (a_4 \cdot m_4 \cdot D_4)$ $D_1' = (SN_1 / a_1) = 8.52 \text{ cm}$, USAR $D_1 = 10.00 \text{ cm}$ ENTONES $SN_1 = a_1 \cdot D_1 = 1.854 > SN_1' = 1.41$ $D_2 = (SN_2' - SN_1) / (a_2 \cdot m_2) = 0.11 \text{ cm}$, USAR $D_2 = 13.00 \text{ cm}$ ENTONES $SN_2 = a_2 \cdot m_2 \cdot D_2 = 1.402$ POR LO TANTO : $(SN_1 + SN_2) = 3.054 > SN_2' = 1.8650$ $D_3 = [SN_3' - (SN_1 + SN_2)] / (a_3 \cdot m_3) = 10.2 \text{ cm}$ USAR $D_3 = 15.00 \text{ cm}$ ENTONES $SN_3 = a_3 \cdot m_3 \cdot D_3 = 1.299$ POR LO TANTO : $(SN_1 + SN_2 + SN_3) = 4.354 > SN_3' = 3.9380$ $D_4 = [SN_4' - (SN_1 + SN_2 + SN_3)] / (a_4 \cdot m_4) = 16.9 \text{ cm}$, USAR $D_4 = 17.00 \text{ cm}$ ENTONES $SN_4 = a_4 \cdot m_4 \cdot D_4 = 0.670$ POR LO TANTO : $(SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4) = 5.024 > SN_4' = 5.02$ $SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = 5.024$ </p>											
ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO (ALTERNATIVA No. 1)											
DESCRIPCIÓN	ESESOR (cm)	COEFICIENTES DE CAPA		COEFICIENTES DE DRENAJE		MÓDULO DE RESILIENCIA		NÚMERO ESTRUCTURAL			
		(a _i)	(cm ⁻¹)	(m _i)		Mr	psi	(SN)			
Carpeta Asfáltica (Estabilidad Marshall 1800 lb)	10.0	a ₁	0.420	0.1854			Mr(CARPETA ASFÁLTICA)	400000	SN ₁	1,854	
Base Asfáltica (Estabilidad Marshall 1200 lb)	13.0	a ₂	0.249	0.0980	m ₂	1,10	Mr(BASE ASFÁLTICA 1200 LB)	240000	SN ₂	1,402	
Sub base Clase 1 material existente SP-SM (CBR=30%)	15.0	a ₃	0.110	0.0737	m ₃	1,10	Mr(SUBBASE C1)	180000	SN ₃	1,299	
Subrasante compactada, SM (CBR=15%)	17.0	a ₄	0.091	0.0356	m ₄	1,10	Mr(MEJORAMIENTO)	15000	SN ₄	0,670	
Sub-Rasante (SM - Mr = 7200 pas. h min = 50 cm)							Mr(SUBRASANTE)	7060			
TOTAL	55.0	cm					NS =	NS ₁ + NS ₂ + NS ₃		5,024	
<p>NOTA : Confirmar en obra que por debajo de los 85 cm de la estructura del pavimento exista el material de la subrasante , SM (Mr= 7200 pas hasta 50 cm de profundidad), luego se deberá estrasar los primeros 15 cm del material SM (arena limosa existente) y compactar</p>											

TABLA 8.12 VARIACION DE ESPESORES EN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO FLEXIBLE CON MÓDULO DE ELASTICIDAD DE 8040 PSI

CÁLCULO DE LOS ESPESORES DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO NORMAS ASHTO - 93											
PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)		W18	log W18	SN (equivalente)		Zr	So	ΔPSI	Mr	log W18**	OBSERVACIONES
2005 - 2014 (10 AÑOS)		0,0000E+00	#/NUM!	NS ₁ '	1 4090	-1,645	0,45	2,20	240 000	7,038	PARA PROTEGER LA CARPETA ASFÁLTICA
				NS ₂ '	1 8650	-1,645	0,45	2,20	180 000	7,035	PARA PROTEGER LA BASE ASFÁLTICA
				NS ₃ '	3 9380	-1,645	0,45	2,20	15 000	7,038	PARA PROTEGER LA Sub base DRENANTE
				NS ₄ '	4 8200	-1,645	0,45	2,20	8 040	7,038	PARA PROTEGER EL MATERIAL DE MEJORAMIENTO
<p> $SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = (a_1 \cdot D_1) + (a_2 \cdot m_2 \cdot D_2) + (a_3 \cdot m_3 \cdot D_3) + (a_4 \cdot m_4 \cdot D_4)$ $D_1 = (SN_1 / a_1) = 8,52 \text{ cm, USAR } D_1 = 10,00 \text{ cm}$ ENTONES $SN_1 = a_1 \cdot D_1 = 1,654 > SN_1' = 1,41$ $D_2 = (SN_2' - SN_1') / (a_2 \cdot m_2) = 0,11 \text{ cm, USAR } D_2 = 12,00 \text{ cm}$ ENTONES $SN_2 = a_2 \cdot m_2 \cdot D_2 = 1,294$ POR LO TANTO $(SN_1 + SN_2) = 2,9476 > SN_2' = 1,8650$ $D_3 = [SN_3' - (SN_1 + SN_2)] / (a_3 \cdot m_3) = 11,4 \text{ cm, USAR } D_3 = 15,00 \text{ cm}$ ENTONES $SN_3 = a_3 \cdot m_3 \cdot D_3 = 1,299$ POR LO TANTO $(SN_1 + SN_2 + SN_3) = 4,246 > SN_3' = 3,9380$ $D_4 = [SN_4' - (SN_1 + SN_2 + SN_3)] / (a_4 \cdot m_4) = 14,8 \text{ cm, USAR } D_4 = 15,00 \text{ cm}$ ENTONES $SN_4 = a_4 \cdot m_4 \cdot D_4 = 0,591$ POR LO TANTO $(SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4) = 4,837 > SN_4' = 4,82$ $SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = 4,837$ </p>											
ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO (ALTERNATIVA No. 1)											
DESCRIPCIÓN	ESPESOR (cm)	COEFICIENTES DE CAPA			COEFICIENTES DE DRENAJE		MÓDULO DE RESILIENCIA		NÚMERO ESTRUCTURAL		
		(#)	(kg^{-1})	(cm^{-1})	(m)	Mr	psi	SN	(SN)		
Carpeta Asfáltica (Estabilidad Marshall 1800 lb)	10,0	a ₁	0,420	0,1654			Mr (CARPETA ASFÁLTICA)	400000	SN ₁	1,654	
Base Asfáltica (Estabilidad Marshall 1200 lb)	12,0	a ₂	0,249	0,0980	m ₂	1,10	Mr (BASES 1200 lb)	240000	SN ₂	1,294	
Sub base Clase 1, material existente SP-SM (CBR=30%)	15,0	a ₃	0,110	0,0787	m ₃	1,10	Mr (SUBBASE C1)	180000	SN ₃	1,299	
Subrasante compactada, SM (CBR=15%)	15,0	a ₄	0,091	0,0358	m ₄	1,10	Mr (SUBRASANTE)	15000	SN ₄	0,561	
Sub-Rasante (SM Mr = 7200 psi, h min = 50 cm)							Mr (SUBRASANTE)	8040			
TOTAL	52,0	cm					NS =	NS ₁ + NS ₂ + NS ₃ =		4,837	
NOTA :	Confirmar en obra que por debajo de los 65 cm de la estructura del pavimento exista el material de la subrasante, SM (Mr= 7200 psi hasta 50 cm de profundidad), luego se deberá adosar los primeros 15 cm de material SM (arena limosa existente) y compactar!										

TABLA 8.13 VARIACION DE ESPESORES EN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO FLEXIBLE CON MÓDULO DE ELASTICIDAD DE 9070 PSI

CÁLCULO DE LOS ESPESORES DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO NORMAS ASSHTO - 93											
PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)		W18	log W18	SN (requerido)		Zr	So	ΔPSI	Mr	log W18**	OBSERVACIONES
2005 - 2014 (10 AÑOS)		0.0000E+00	#(NUM)	NS ₁ 1,4090	-1.645	0.45	2.20	240.000	7.036		PARA PROTEGER LA CARPETA ASFÁLTICA
				NS ₂ 1,8650	-1.645	0.45	2.20	180.000	7.035		PARA PROTEGER LA BASE ASFÁLTICA
				NS ₃ 3,3380	-1.645	0.45	2.20	15.000	7.038		PARA PROTEGER LA Sub base DRENANTE
				NS ₄ 4,6400	-1.645	0.45	2.20	9.070	7.038		PARA PROTEGER EL MATERIAL DE MEJORAMIENTO
<p> $SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = (a_1 \cdot D_1) + (a_2 \cdot m_2 \cdot D_2) + (a_3 \cdot m_3 \cdot D_3) + (a_4 \cdot m_4 \cdot D_4)$ $D_1' = (SN_1' / a_1) = 8.52 \text{ cm USAR } D_1 = 10.00 \text{ cm}$ ENTONES: $SN_1 = a_1 \cdot D_1 = 1.854 > SN_1' = 1.41$ $D_2' = (SN_2' - SN_1) / (a_2 \cdot m_2) = 0.11 \text{ cm USAR } D_2 = 11.00 \text{ cm}$ ENTONES: $SN_2 = a_2 \cdot m_2 \cdot D_2 = 1.188$ POR LO TANTO $(SN_1 + SN_2) = 2.8397 > SN_2' = 1.6650$ $D_3' = [(SN_3' - (SN_1 + SN_2)) / (a_3 \cdot m_3)] = 12.7 \text{ cm USAR } D_3 = 14.00 \text{ cm}$ ENTONES: $SN_3 = a_3 \cdot m_3 \cdot D_3 = 1.212$ POR LO TANTO $(SN_1 + SN_2 + SN_3) = 4.052 > SN_3' = 3.3380$ $D_4' = [(SN_4' - (SN_1 + SN_2 + SN_3)) / (a_4 \cdot m_4)] = 14.9 \text{ cm USAR } D_4 = 15.00 \text{ cm}$ ENTONES: $SN_4 = a_4 \cdot m_4 \cdot D_4 = 0.591$ POR LO TANTO $(SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4) = 4.843 > SN_4' = 4.64$ $SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = 4.843$ </p>											
ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO (ALTERNATIVA No. 1)											
DESCRIPCIÓN	ESPESOR (cm)	COEFICIENTES DE CAPA			COEFICIENTES DE DRENAJE		MÓDULO DE RESILIENCIA		NÚMERO ESTRUCTURAL		
		(a _i)	(m _i ⁻¹)	(m _i ⁻¹)	(m _i)	Mr	psi	(SN)			
Carpeta Asfáltica (Estabilidad Marshall 1900 lb)	10.0	a ₁	0.420	0.1654			Mr _{CARPETA ASFÁLTICA}	400000	SN ₁	1.854	
Base Asfáltica (Estabilidad Marshall 1200 lb)	11.0	a ₂	0.249	0.0980	m ₂	1.10	Mr _{BASE 1200 LB}	240000	SN ₂	1.188	
Sub base Clase 1, material existente SP-SM (CBR=30%)	14.0	a ₃	0.110	0.0787	m ₃	1.10	Mr _{SUBBASE C1}	180000	SN ₃	1.212	
Subrasante compactada, SM (CBR=15%)	15.0	a ₄	0.091	0.0358	m ₄	1.10	Mr _{SUBRASANTE}	19000	SN ₄	0.591	
Sub-Rasante : SM Mr = 7200 psi. h min = 50 cm							Mr _{SUBRASANTE}	9070			
TOTAL	50.0	cm					NS =	NS ₁ + NS ₂ + NS ₃ =		4.843	
<p>NOTA: Confirmar en obra que por debajo de los 85 cm de la estructura del pavimento exista el material de la subrasante. SM (Mr= 7200 psi hasta 50 cm de profundidad), luego se deberá extraer los primeros 15 cm de material SM (arena limosa existente) y compactar!</p>											

BIBLIOTECA FIC
ESPOL



TABLA 8.14 VARIACION DE ESPESORES EN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO FLEXIBLE CON MÓDULO DE ELASTICIDAD DE 10260 PSI

CÁLCULO DE LOS ESPESORES DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO NORMAS ASSHTO - 93											
PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)		W18	log W18	SN (asumiendo)	Zr	So	ΔPSI	Mr	log W18**	OBSERVACIONES	
2005 - 2014 (10 AÑOS)		0.0000E+00	#(NUM)	NS ₁ 1,4090 NS ₂ 1,8950 NS ₃ 3,9380 NS ₄ 4,4800	-1.645 -1.645 -1.645 -1.645	0.45 0.45 0.45 0.45	2.20 2.20 2.20 2.20	240.000 180.000 15.000 10.280	7.038 7.035 7.038 7.038	PARA PROTEGER LA CARPETA ASFÁLTICA PARA PROTEGER LA BASE ASFÁLTICA PARA PROTEGER LA Sub base DRENANTE PARA PROTEGER EL MATERIAL DE MEJORAMIENTO	
<p> $SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = (a_1 \cdot D_1) + (a_2 \cdot m_2 \cdot D_2) + (a_3 \cdot m_3 \cdot D_3) + (a_4 \cdot m_4 \cdot D_4)$ $D_1' = (SN_1' / a_1) = 8.52 \text{ cm} ; \text{ USAR } D_1 = 9.00 \text{ cm}$ ENTONES $SN_1 = a_1 \cdot D_1 = 1.488 > SN_1' = 1.41$ $D_2' = (SN_2' - SN_1) / (a_2 \cdot m_2) = 1.64 \text{ cm} \text{ USAR } D_2 = 10.00 \text{ cm}$ ENTONES $SN_2 = a_2 \cdot m_2 \cdot D_2 = 1.078 \text{ POR LO TANTO } (SN_1 + SN_2) = 2.566 > SN_2' = 1.8950$ $D_3' = [SN_3 - (SN_1 + SN_2)] / (a_3 \cdot m_3) = 15.8 \text{ cm} \text{ USAR } D_3 = 18.00 \text{ cm}$ ENTONES $SN_3 = a_3 \cdot m_3 \cdot D_3 = 1.385 \text{ POR LO TANTO } (SN_1 + SN_2 + SN_3) = 3.952 > SN_3' = 3.9380$ $D_4' = [SN_4 - (SN_1 + SN_2 + SN_3)] / (a_4 \cdot m_4) = 12.9 \text{ cm} \text{ USAR } D_4 = 13.00 \text{ cm}$ ENTONES $SN_4 = a_4 \cdot m_4 \cdot D_4 = 0.512 \text{ POR LO TANTO } (SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4) = 4.484 > SN_4' = 4.48$ $SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 + SN_4 = 4.484$ </p>											
ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ASFÁLTICO (ALTERNATIVA No. 1)											
DESCRIPCIÓN	ESPESOR (cm)	COEFICIENTES DE CAPA			COEFICIENTES DE DRENAJE			MÓDULO DE RESILIENCIA		NÚMERO ESTRUCTURAL	
		(a _i)	(m _i ⁻¹)	(cm ⁻¹)	(m _i)			Mr	psi	SN _i	(SN)
Carpeta Asfáltica (Estabilidad Marshall 1800 lb)	9.0	a ₁	0.420	0.1854			Mr _(CARPETA ASFÁLTICA)	400000		SN ₁	1.488
Base Asfáltica (Estabilidad Marshall 1200 lb)	10.0	a ₂	0.249	0.0980	m ₂	1.10	Mr _(BASE 1200 lb)	240000		SN ₂	1.078
Sub base Clase 1, material existente SP-SM (CBR=30%)	18.0	a ₃	0.110	0.0787	m ₃	1.10	Mr _(SUBBASE C1)	180000		SN ₃	1.385
Subrasante compactada, SM (CBR=15%)	13.0	a ₄	0.091	0.0358	m ₄	1.10	Mr _(SUBRASANTE)	15000		SN ₄	0.512
Sub-Rasante (SM - Mr = 7200 psi, h min = 50 cm)							Mr _(SUBRASANTE)	10280			
TOTAL	48.0	cm					NS =	NS ₁ + NS ₂ + NS ₃ =			4.484
NOTA:	Confirmar en obra que por debajo de los 65 cm de la estructura del pavimento exista el material de la subrasante, SM (Mr= 7200 psi hasta 50 cm de profundidad), luego se deberá extraer los primeros 15 cm del material SM (arena limosa existente) y compactar!										



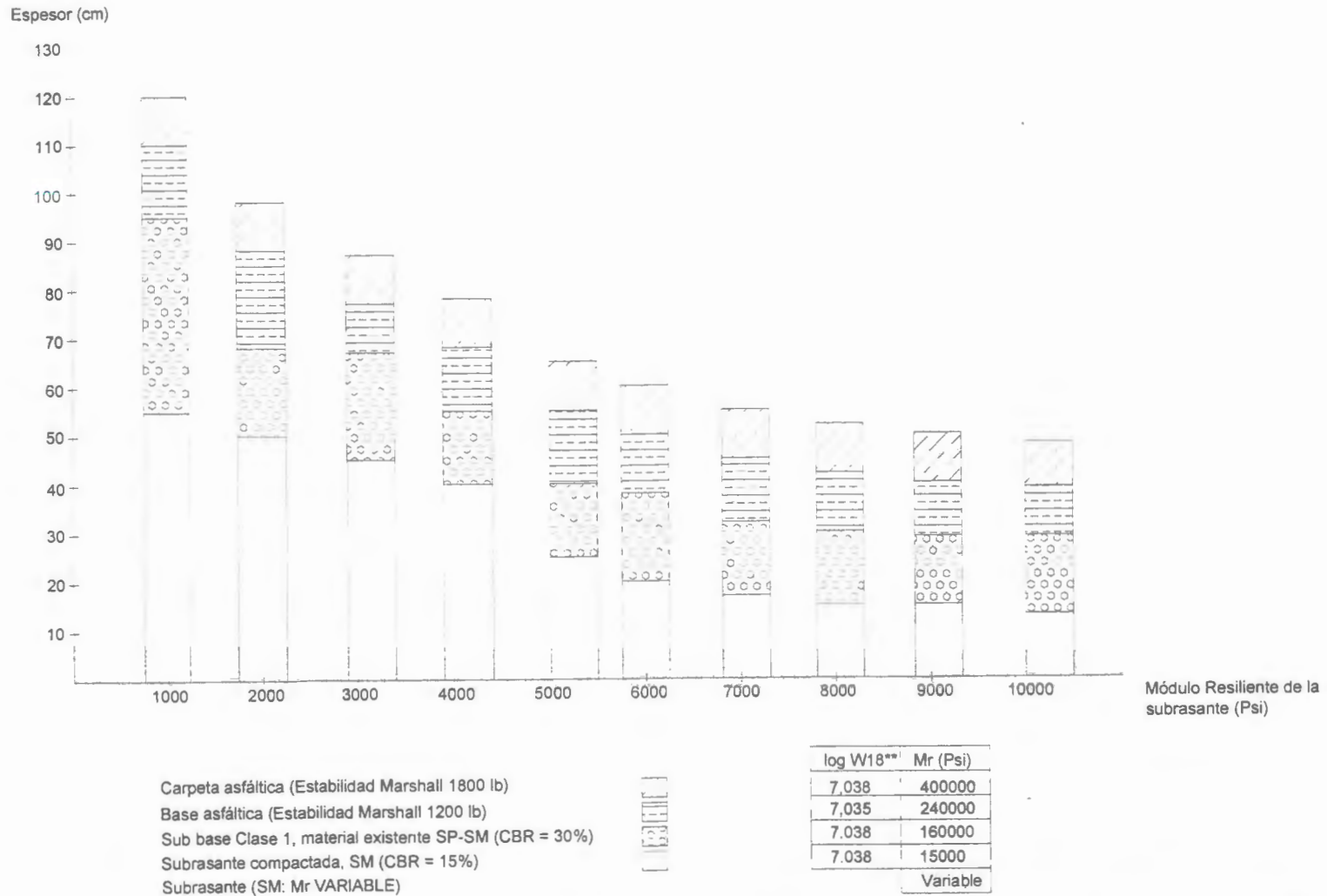


FIGURA 8.7 INFLUENCIA EN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO DEL MÓDULO DE LA SUBRASANTE.

CAPÍTULO 9

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones más importantes que se derivan del presente trabajo son:

1. No existe un único módulo de deformación para un mismo tipo de suelo, esta variación depende del estado de esfuerzos a los que el suelo está sometido, pudiendo entonces haber 5 tipos de módulo:
 - a. Módulo Secante
 - b. Módulo Tangente
 - c. Módulo de Descarga (Resiliente)

d. Módulo de Recarga

e. Módulo Cíclico.

2. El módulo de elasticidad de un suelo, debido a la naturaleza misma de éste, es afectado por los estados de esfuerzo, el número de repeticiones de carga, el tipo de compactación, el grado de saturación, las propiedades del suelo, en el caso de suelos arcillosos, el efecto de la tixotropía y el contenido de agua volumétrico.
3. Dos tipos diferentes de suelo pueden tener la misma densidad, pero no el mismo módulo, esto depende de cómo sea su micro-estructura (arreglo geométrico y fuerzas que interactúan entre partículas).
4. El efecto de los esfuerzos de confinamiento y desviador actúan de manera diferente en suelos granulares y finos.
5. El contenido de agua utilizado en la compactación de un suelo es un factor importante que afecta en la magnitud del módulo elástico, debido al efecto de la succión presente en los suelos parcialmente saturados, como es el caso de la mayoría de los suelos que se encuentran en las

estructuras de pavimentos, sin considerar las épocas de invierno. En el caso de compactar un suelo en la rama seca de la curva de compactación, los poros están llenos, con una proporción aleatoria, de aire (gases) y agua (fluido), produciendo fuerzas negativas en los poros, generadas de la succión existente lo cual hace que el suelo tenga una resistencia aparente mayor que si estuviera en la rama húmeda.

Para suelos compactados en la rama húmeda, los valores del módulo disminuyen hasta un mínimo, que corresponde al instante en que se ha perdido este efecto de la succión.

6. El método de compactación es otro factor influyente en el valor del módulo elástico. En el caso de los suelos arcillosos, que son los más sensibles al tipo de aplicación de carga; cuando se los compacta estáticamente, independientemente del lado en que se encuentre el suelo en la curva de compactación (lado seco o lado húmedo), la estructura de este será floculada. Un comportamiento contrario sucede con la compactación por amasado; en la rama seca la estructura estará floculada mientras que en la rama húmeda, la estructura será dispersa. Este comportamiento, en función del tipo de compactación, produce la diferencia de los valores del módulo de deformación en suelos finos.

En el caso de la compactación estática, los valores del módulo son mayores en comparación con los que se obtiene con una compactación por amasado.

7. La tixotropía, es un factor importante en el comportamiento del módulo. Existe una tendencia al incremento del módulo resiliente, mientras mayor es el intervalo de tiempo entre la compactación y la ejecución del ensayo para la obtención del módulo.
8. En la actualidad, es posible determinar de forma rápida, segura y confiable el módulo de elasticidad de un geomaterial. Gracias a la tecnología de hoy, existen en el mercado equipos como el Geogauge, el FWD (Falling Weight Deflectometer), Prima 100 y Loadman que facilitan su obtención.
9. En Guayaquil, existe una gran variabilidad del módulo de elasticidad, incluso para un mismo tipo de suelo. Esta variabilidad se debe al contenido de finos, índice plástico, contenido de humedad, y en el caso de suelos granulares al coeficiente de curvatura, coeficiente de uniformidad y al grado de compactación.

10. Entre los suelos tipo OH (arcilla orgánica de alta plasticidad) y MH (limo de alta plasticidad), los primeros presentan menor resistencia por la presencia de materia orgánica que los segundos.
11. Entre el módulo de elasticidad y el contenido de humedad, existe una relación exponencial; sin embargo, esto en ciertos casos no se cumple porque está relacionado con el grado de compactación que tenga el suelo. Para un mismo contenido de humedad, el suelo con mayor grado de compactación tendrá mayor módulo, debido a que su estructura es menos porosa.
12. La importancia del tamiz #200 se hace evidente cuando se analizan las fuerzas dominantes sobre las partículas, incluyendo las de peso propio, las fuerzas debidas a los esfuerzos efectivos, fuerzas eléctricas, y fuerzas capilares. La Figura 1 (parte superior) muestra la correlación existente entre el tamaño equivalente de las partículas y la naturaleza de las fuerzas gobernantes. Nótese que los tamices #200 y #4 logran capturar estos límites.



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

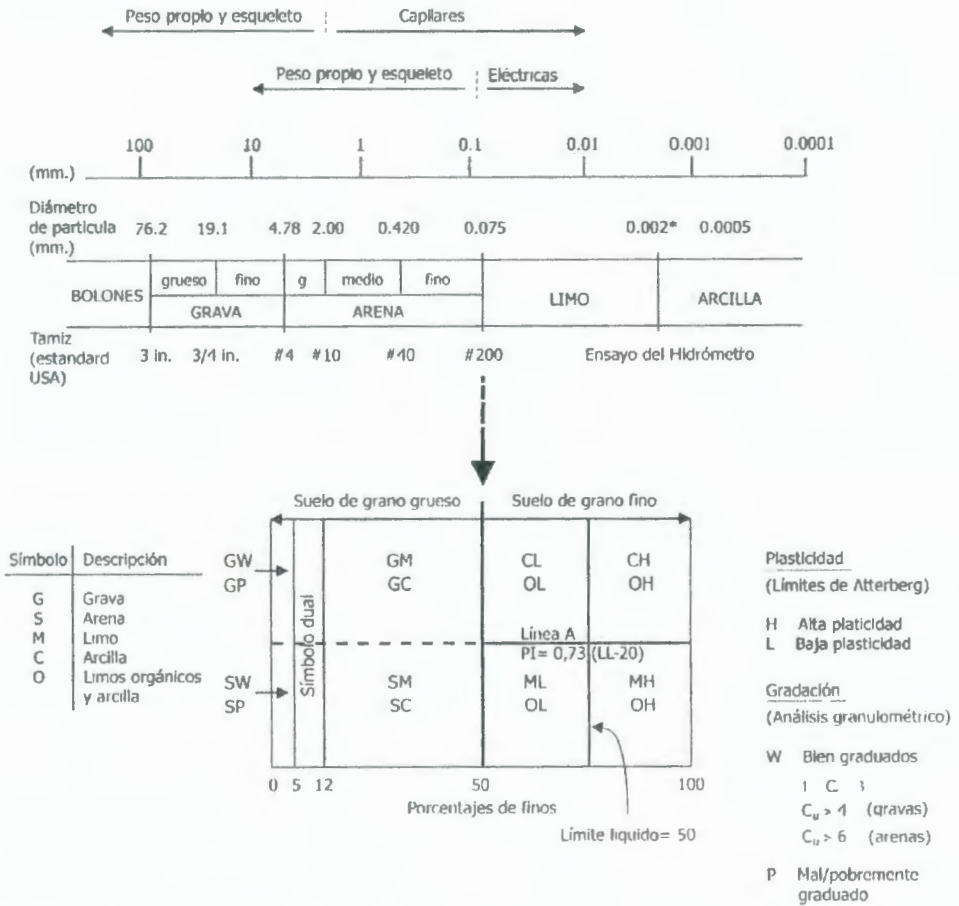


FIGURA 9.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Está basado en el análisis granulométrico y los límites de Atterberg. El tamaño de las partículas determina la naturaleza de las fuerzas que gobiernan el comportamiento de los suelos. Fuerzas de naturaleza eléctrica (fuerzas atractivas y repulsivas de van der Waals) predominan en partículas menores a 75 μm (Tamiz #200), Santamarina.C 2004.

Desde el punto de vista del diseño, la velocidad de disipación del exceso de presión de poros discrimina entre análisis en condiciones “drenadas” o en condiciones “no drenadas”. Típicamente, las condiciones de carga “drenadas” están asociadas a suelos de grano

grueso, en tanto que las de carga "no drenadas", a suelos de grano fino. Sin embargo, un suelo de grano grueso pero con la presencia de sólo ~10% de finos ve afectada grandemente su permeabilidad, haciendo que su valor cambie en órdenes de magnitud. Consecuentemente, el SUCS tiene un rango del 5% al 12% de contenido de finos que modifica la clasificación de suelos. En efecto, un suelo granular con relación de vacíos $e \sim 0,6$ colmata su espacio intersticial con ~5% a 15% de finos. En la ausencia de finos, el empaquetamiento de granos en suelos gruesos (gravas o arenas) depende del coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10}$; este determina las máximas y mínimas relaciones de vacío que un determinado suelo granular puede alcanzar. El coeficiente de curvatura $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ agrega información acerca de la convexidad de la curva granulométrica, indicando la presencia de diámetros extremos.

Por otro lado, los límites de Atterberg son escogidos para clasificar los suelos finos. Estos ensayos cuantifican la superficie específica y la formación de tejidos. Los ensayos de límites de consistencia deben ser realizados con el mismo fluido que estará involucrado durante la vida útil del proyecto ya que diferentes iones y concentraciones afectan la capa difusa y las fuerzas de repulsión. De lo expresado anteriormente, se observa que todas estas características básicas de

un suelo, en el momento de su clasificación, definirán en forma cualitativa el orden de magnitud que se esperara en su módulo de deformación, adicionalmente a los parámetros que se han indicado en los incisos anteriores.

13. Existe una correlación exponencial entre el módulo de elasticidad y el porcentaje de finos (pasante del tamiz # 200) e índice plástico; pues a medida que estos parámetros se incrementan el módulo tiende a disminuir. Sin embargo es necesario analizar en conjunto la influencia de estos parámetros.

Así, es necesario saber que porcentaje de finos existe en la masa de suelo, y como es su plasticidad; pues aunque no exista un alto porcentaje de finos, si son altamente plásticos, producirán una disminución del módulo.

14. Entre el módulo resiliente y la rigidez existe una correlación lineal, con un factor de correlación aceptable, cercanos a 1.

15. El módulo de elasticidad y el CBR (California Bearing Ratio) tiene una correlación de orden exponencial con factor de correlación tolerable. Esta correlación es independiente de la forma en que se haya obtenido el módulo, ya sea por tecnologías geofísicas, por el Geogauge o que el

CBR haya sido obtenido a partir del índice de penetración del DCP (Dynamic Cone Penetrometer).

16. Dentro de las tecnologías geofísicas, los métodos sísmicos son los que más se usan para la caracterización del suelo. Para esto se trabaja con ondas sísmicas, siendo las más utilizadas las ondas superficiales, específicamente las ondas Rayleigh que, por su alta presencia en el tren de ondas facilita su uso.

17. El módulo elástico determinado por medios geofísicos como el SASW (Spectral Analysis Surface Waves) y D-SPA (Dirt-SPA), guardan una relación lineal con la rigidez medida con el Geogauge.

18. Los suelos que presentan mayor módulo de elasticidad son los gravosos (43-92 MPa), seguidos de los arenosos (13-83 MPa), limosos (28-79 MPa), arcillosos (24-45 MPa) y por último los orgánicos (25-30 MPa).

19. En las pruebas realizadas en el laboratorio para la evaluación del geogauge, con contenido de agua óptimo, se comprobó la existencia del efecto de escala, que está relacionado con la máxima profundidad de medición. Además de este efecto está el de frontera, que hace que los valores de módulo medidos en el centro, sean menores en comparación con los medidos en la esquina. En base a los resultados obtenidos se confirmó la profundidad de medición del equipo geogauge de 30 cm., 2 veces el diámetro del plato, tal como se indica en el manual de operación del equipo.
20. En el ensayo de laboratorio se pudo observar, como varía el módulo de elasticidad con el contenido de agua, en comparación con la curva de compactación, se observa que el valor máximo del módulo está en la rama seca de esta curva, lo que es atribuido al efecto de la succión que hace que la resistencia aumente.
21. Existe una variación en el comportamiento del módulo con el número de pasadas del equipo de compactación, el módulo tiende a incrementarse con el número de pasadas hasta un punto donde comienza la rotura de las partículas, lo que es visible con la formación

de grietas en el terreno, luego de esto se produce un decrecimiento continuo del valor del módulo.

22. El Geogauge es un equipo que permite obtener parámetros para el control de la compactación como lo es el módulo de Young, que a su vez haciendo uso de las correlaciones semi-empíricas como las propuestas por la AASHTO (American Association of Highways and Transportation Organization), permite determinar el CBR (California Bearing Ratio), pudiendo comparar este valor calculado con el valor obtenido de este parámetro en el laboratorio, los que al ser comparados son iguales, quedando clara la confiabilidad de los datos obtenidos con el equipo.

23. La importancia del módulo de elasticidad de la subrasante, como parte de la estructura del pavimento, radica en que mientras más alto es este valor, menor será el espesor de la capa de material de mejoramiento a utilizarse para dar mayor soporte para las consecuentes capas que conformaran el pavimento.

Entre las recomendaciones que se plantean están:

- 1.- La implementación de equipos como el Geogauge para el control de la compactación "in situ", pues ha sido comprobada su confiabilidad en la obtención del módulo de elasticidad; y que además su uso se encuentra normado por la ASTM D 6758 (American Society Testing Materials).
- 2.- El uso del módulo de Young como parámetro de caracterización de un geomaterial debido a que es un índice del comportamiento esfuerzo-deformación y una propiedad intrínseca del mismo.
3. Durante la etapa de caracterización geotécnica de los materiales de la subrasante existente, en la elaboración de los estudios de factibilidad y definitivos de un proyecto de ingeniería vial, se podría utilizar en forma ágil y expedita el equipo electro-mecánico (geogauge) para obtener los parámetros de entrada para el diseño de las estructuras de pavimentos rígidos y flexibles, utilizando el método AASHTO 1993, AI (Asphalt Institute) y PCA (Portland Cement Association).
4. Se debería de considerar como parámetro de diseño un valor que represente la variabilidad espacial y temporal, incluyendo las

incertidumbres, del modulo de deformación en los suelos que se encuentran dentro del modelo geotécnico utilizado para los diferentes tipos de obras de ingeniería vial.

BIBLIOGRAFÍA

1. GARNICA ANGUAS PAUL, Mecánica de Materiales para Pavimentos, Publicación Técnica N° 197, Sanfandila Qro. 2002.
2. MAHER ALI, MR BENNERT THOMAS, GUCUNSKI, NENAD Y PAPP WALTER J. "Resilient Modulus Properties of New Jersey Subgrade Soils". Reporte FHWA 2000-01. Federal Highway Administration U.S. Department of Transportation Washington, D.C. Septiembre del 2000.
3. Dynatest Engineering, Dynatest FWD/HWD Test System
4. Humboldt Stiffness Gauge, "A field instrument for measuring lift stiffness and Soils Modulus", Humboldt Cop.
5. NAZZAL MUNIR D, "Field Evaluation of in-situ testing technology for Q_c/Q_A during construction of pavement layers and embankments", Louisiana State University and Agricultural and Mechanical College", Diciembre del 2003

6. MAHER ALI, MR BENNERT THOMAS, GUCUNSKI, NENAD Y PAPP WALTER J. "Evaluation of the Humboldt Stiffness Gauge". Reporte FHWA 2000-002. Federal Highway Administration U.S. Department of Transportation Washington, D.C. Enero del 2002.
7. KYATHAM VISHAL y WILLIS MICHAEL, " Predictive Equations for Determination of Resilient Modulus", Rowan University, Glassboro, NJ.
8. Geogauge, " A Practical field gauge for Compaction Process Control Via Mechanistic Parameters – In Place Stiffness & Modulus ", Humboldt Mfg. Co. Norridge, Illinois, USA, 2000.
9. PIDWERBESKY BRYAN, " Evaluation of non – destructive in situ tests for unbound granular pavements " , IPENZ Conference, Agosto de 1997.
10. Dynatest Engineering, Keros Prima 100 Portable FWD
11. HOFFMANN OLIVIER, GUZINA BOJAN, y DRESCHER ANDREW , " Enhancements and Verification Tests for Portable Deflectometers " , Reporte MN/RC – 2003 – 10, Minnesota Department of Transportation, Mayo 2003.

12. BRIAUD J y BUCHANAN SPENCER J, " Introduction to Soil Moduli" ,
Texas A & M University, 2000.

13. AMERICAN SOCIETY of TESTING and MATERIALS, D6758-02. " Standard Test Method for Measuring Stiffness and Apparent Modulus of Soil and Soil Aggregate In-Place by an Electro-Mechanical Method".

14. Loadman FWD – " Heavy Loadman " [http: // www.al-engineering.fi/en/loadman.html](http://www.al-engineering.fi/en/loadman.html)

15. ABU-FARSAKH MURAD Y, ALSHIBLI KHALID, NAZZAL MUNIR D, SEYMAN EKREM, "Assessment of in-situ test technology for construction control of base courses and embankments", Reporte FHWA/LA.04/385, Louisiana Transportation Research Center, Mayo 2004.

16. NELSON CHARLES R. " Comparison of the Humboldt Geogauge with In-Place Quasi-Static Plate Load Tests", CAN Consulting Engineers, Diciembre 1999.



BIBLIOTECA FIC
ESPOL

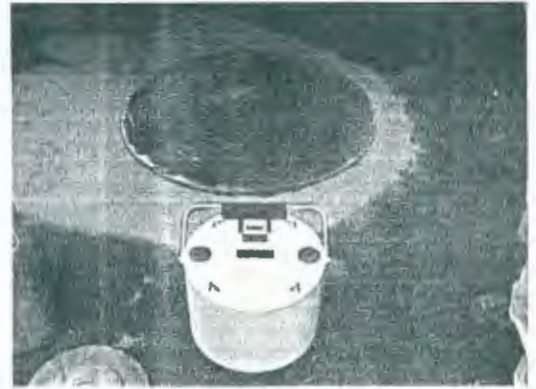
17. SIEKMEIER JOHN, YOUNG DUANE y BEBERG DAVID, "Comparison of the Dynamic Cone Penetrometer with Other Tests During Subgrade and Granular Base Characterization in Minnesota", 1999.
18. SEYMAN EKREM, "Laboratory Evaluation of In-situ Tests as Potential Quality Control/Quality Assurance Tools" (Tesis de Maestría, Civil & Environmental Engineering, Louisiana State University, 2003).
19. CODUTO DONALD P, Geotechnical Engineering Principles and Practices, Prentice Hall 1999.
20. HUMBOLDT MFG CO, Current Users of Humboldt Geogauge, 28 de Diciembre de 1999.
21. 10º Congreso Ibero Latinoamericano Del Asfalto Ponencias Sobre Diseño Estructural De Pavimentos, Aplicación De Modelos No Lineales De Comportamiento De Suelos Y Materiales Granulares Al Diseño Estructural De Pavimentos Flexibles, Angelone Silvia Maria Ing, Martinez Fernando Oscar Ing,
22. YUAN DEREN, NAZARIAN SOHEIL, "Use of Seismic Methods in Monitoring Pavement Deterioration During Accelerated Pavement

Testing with TxMLS, The 1999 International Conference on Accelerated Pavement Testing.

23. American Association of Highways and Transportation Organization, Manual of Design 1993.

ANEXO A

**SECUENCIA FOTOGRÁFICA DE ENSAYOS DE PLACA
TRAMO ENTRE TERMINAL TERRESTRE Y TERMINAL AEREO SIMON
BOLIVAR**



**BIBLIOTECA FICT
ESPOL**



BIBLIOTECA FICT
ESPOL

