

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

PROCESOS DE COMPACTACION EN LA INGENIERIA VIAL

TESIS

PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA
POR

RUDI EDELMIRO PORON ALINAN

AL CONFERIRSELE EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 1,997

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

08
T(4151)
c. A

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

PROCESOS DE COMPACTACION EN LA INGENIERIA VIAL

Tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 5 de junio de 1,997.



RUDI EDELMIRO PORÓN ALINAN

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

MIEMBROS DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	:	Ing.	Herbert René Miranda Barrios
VOCAL PRIMERO	:	Ing.	Miguel Angel Sánchez Guerra
VOCAL SEGUNDO	:	Ing.	Jack Douglas Ibarra Solórzano
VOCAL TERCERO	:	Ing.	Juan Adolfo Echeverría Méndez
VOCAL CUARTO	:	Br.	Victor Rafael Lobos Aldana
VOCAL QUINTO	:	Br.	Wagner Gustavo López Cáceres
SECRETARIO	:	Ing.	Hilda Marina Castellamos de Illescas

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	:	Ing.	Herbert René Miranda Barrios
EXAMINADOR	:	Ing.	Augusto René Pérez Méndez
EXAMINADOR	:	Ing.	Eduardo Enrique Ortiz Alvarado
EXAMINADOR	:	Ing.	Edgar Fernando Valenzuela
SECRETARIO	:	Ing.	Hilda Marina Castellanos de Illescas

Guatemala, octubre de 1,997.

Ingeniero
Edgar de León Maldonado
Jefe del Depto. De transportes
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala
P R E S E N T E

Respetable Ingeniero:

Por medio de la presente, me permito comunicarle que habiendo revisado el trabajo de tesis titulado: PROCESOS DE COMPACTACION EN LA INGENIERIA VIAL, del estudiante universitario RUDI EDELMIRO PORON ALINAN, y llenando los requerimientos del programa dentro del cual se efectuó. Y por la importancia de su aplicación en la INGENIERIA VIAL, la doy por APROBADA, siendo ambos responsables del contenido, conclusiones y recomendaciones de la misma.

Sin otro particular, me suscribo de usted,

Atentamente,


Ing/ Mario A. Aldana
ASESOR



Guatemala, octubre de 1,997.

FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.


Ciudad Universitaria, zona 18
Guatemala, Centroamérica

Señor Director
Escuela de Ingeniería Civil
Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano
SU DESPACHO

Señor Director:

Como parte de las funciones de la Jefatura de este Departamento, he tenido para consideración el trabajo de tesis **PROCESOS DE COMPACTACION EN LA INGENIERIA VIAL**, del estudiante Universitario de Ingeniería Civil **RUDI EDELMIRO PORON ALINAN**; trabajo que satisface los objetivos planteados y que presenta un aporte significativo para el Area de Transporte, por lo que con la aprobación respectiva la remito a esa Dirección para lo pertinente.

Cordialmente,

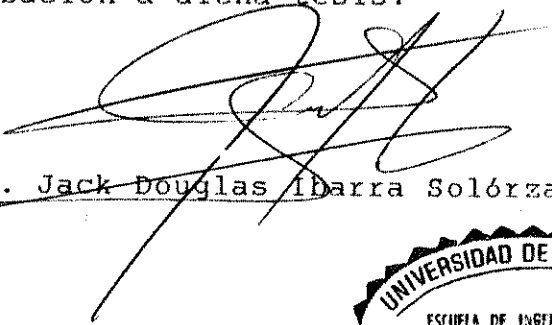


Ing. Edgar Daniel de León Maldonado
Jefe Departamento de Transportes



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario A. Aldana y del Jefe del Departamento de Transporte Ing. Edgar Daniel de León Maldonado, del trabajo de tesis del estudiante Rudi Edelmiro Porón Alinán, titulado PROCESOS DE COMPACTACION EN LA INGENIERIA VIAL, da por este medio su aprobación a dicha tesis.


Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano



Guatemala, noviembre de 1, 997.

JDIS/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Decano de la Facultad de Ingenieria, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingenieria Civil, Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano, al trabajo de tesis PROCESOS DE COMPACTACION EN LA INGENIERIA VIAL, del estudiante Rudi Edelmiro Porón Alinán, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:

Ing. Miguel Angel Sanchez Guerra
DECANO EN FUNCIONES



Guatemala, noviembre de 1,997

/bbdeb.



ACTO QUE DEDICO A:

DIOS TODO PODEROSO POR EL TRIUNFO ALCANZADO

**MIS PADRES FRANCISCO PORON (Q.E.P.D.)
 PETRONILA ALINAN Vda. De PORON**

MIS HERMANOS

MI ESPOSA E HIJOS, CON TODO EL AMOR DEL MUNDO

MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS

AGRADECIMIENTOS A:

Ingenieros **GABRIEL DARIO BERDITCHEVSKY** y **MARIO ALBERTO ALDANA**, por la asesoría en este trabajo de tesis.

RECONOCIMIENTOS A:

Carlos Manuel Hernández Flores y Marvin Rodríguez Estrada, por la colaboración en la realización del presente trabajo de tesis.

Ingeniero Edgar Lange Fumagalli y a su Señora Esposa Marlene Davis de Lange por el apoyo moral y espiritual.

Los Ingenieros Oscar Miguel Angel Hernández Figueroa y Walter Arnoldo González Portillo, por sus consejos y apoyo en el Proyecto de Elementos Prefabricados para Puentes y drenajes, DGC.

La Dirección General de Caminos, División de Mantenimiento por Administración.

La Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.

INDICE

	Página
Introducción	I
Objetivos	III
Glosario	IV

CAPITULO I

1. Clasificación de los suelos y materiales Constructivos	
Propiedades Generales.	
1.1 Generalidades	1
1.2 Definición de Suelo	1
1.3 Clasificación de Suelos	2
a. Gravas	2
b. Arenas	2
c. Limos	3
d. Arcillas	3
1.4 Propiedades de Construcción de los suelos	4
1.4.1 Plasticidad	4
1.4.2 Consistencia	4
1.4.3 Densidad Relativa	5
1.4.4 Resistencia al Esfuerzo Cortante	6
1.4.5 Compresibilidad	7
1.4.6 Permeabilidad	7
1.5 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)	8
1.5.1 Suelos Gruesos	9
1.5.2 Suelos Finos	10
1. Grupos CL y CH	11
2. Grupos ML y MH	12
3. Grupos OL y OH	12

4. Grupos Pt	13
1.6 Sistema de Clasificación AASHTO	13
1.6.1 Clasificación	13
1.6.2 Definición de la Fracción del suelo	14
1. Bloques	14
2. Grava	14
3. Arena Corriente	14
4. Arena Fina	15
5. Arcilla y Limo	15
1.6.3 Procedimiento de Clasificación	15
1.6.4 Determinación del Índice de Grupo	15
1.6.5 Descripción de la Clasificación de los Grupos	16
1. Material Granular	16
a. Grupo A-1	16
b. Grupo A-3	16
c. Grupo A-2	16
c.1 Subgrupo A-2-4 y A-2-5	17
c.2 Subgrupo A-2-6 y A-2-7	17
2. Materiales Limo-Arcilloso	17
a. Grupo A-4	17
b. Grupo A-5	17
c. Grupo A-6	17
d. Grupo A-7	18
d.1 Subgrupo A-7-5	18
d.2 Subgrupo A-7-6	18

CAPITULO II

2. Materiales de Construcción, Función, Especificaciones y Propiedades Mecánicas de los Materiales Compactados	
2.1 Agregados	20

2.2	Producción del Agregado en Canteras de piedra Triturada o Machacada	20
2.2.1	Tipos de Trituradoras	21
2.3	Agregados para las Capas de Subbase y Base	22
2.4	Especificaciones de los Materiales Triturados para Base	23
2.4.1	Valor Soporte	23
2.4.2	Abrasión	23
2.4.3	Caras Fracturadas y Partículas Planas o Alargadas	23
2.4.4	Impurezas	23
2.4.5	Graduación	23
2.4.6	Plasticidad	23
2.4.7	Cohesión	24
2.4.8	Equivalente de Arena	24
2.4.9	Material de relleno	24
2.4.10	Resistencia al Sulfato de Sodio	24
2.5	Estabilizados	24
2.5.1	Cementación	25
2.5.2	Suelo cemento	25
2.5.3	Cementación con Asfalto	26
2.5.4	Cementación Química	26
2.5.5	Estabilización Mecánica	26

CAPITULO III

3.	Métodos de Compactación de Suelos	
3.1	Introducción	28
3.2	Definición y Descripción de los Distintos Métodos De Compactación en Uso	28
3.2.1	Métodos de Compactación	28
	a. Fuerza Estática	28
	b. Fuerza de Impacto	29

c. Vibración	29
d. Vibro-Flotación	29
e. Por Amasado	29
3.3 Aplicación de los Métodos de Compactación a los Procedimientos Constructivos y Recomendaciones	30
a. Por Amasado	30
b. Por Impacto	30
c. Por Presión Estática	31
d. Por vibración	31

CAPITULO IV

3 Equipo de Compactación	
4.1 Descripción	32
4.1.1 Compactadoras de Rodillo de Acero	32
a. Rodillo Liso	32
b. Rodillo Pata de Cabra	33
c. Compactadoras de Placa Vibratoria y de Impacto	34
4.1.2 Compactadoras de Llantas de Hule o Neumáticos	34
4.2 Aplicaciones	35
a. Rodillo Pata de Cabra	35
b. Los Rodillos Llantas de hule	36
c. Los Rodillos de Acero liso	37
d. Rodillo Liso Vibratorio	37
e. Compactador de Plato Vibratorio	38
f. Apisonadores	38
g. Mazo Manual o motorizado	38

CAPITULO V

4 Control de Calidad de Trabajos de Compactación	
5.1 Introducción	40
5.1.1 Método Cono de Arena	41

5.1.2	Método Nuclear	41
5.1.3	Otros métodos	42
	a. Penetrómetro Dinámico de Cono (PDC)	42
	b. Pruebas de Penetración Estandar (SPT)	43
	c. CBR In Situ	43
5.2	Ensayos de Laboratorio	43
5.2.1	Pruebas Dinámicas	44
5.2.2	Pruebas Estáticas	45
5.2.3	Compactación por Amasado	45
5.2.4	Compactación por Vibración	46
5.2.5	Pruebas Especiales o en Proceso de Desarrollo	46
5.3	Ensayos de Campo Complementarios y/o Definitivos	46
5.3.1	Deflexión	47
5.3.2	Viga Benkelman	47
5.3.3	Medición de la Curva de Deflexión por Medio del Deflectómetro de Impacto Dinámico (Falling Weight Deflectometer, FWD)	47
5.3.4	El Dynaflect	48
5.3.5	Pruebas de Placa (McLeod)	48
	5.3.5.1 Sistema de Reacción	49
	5.3.5.2 Sistema de Carga	49
	5.3.5.3 Sistema de medición de Deformaciones	49
5.3.6	Otros métodos	49

CAPITULO VI

6.	Revisión de los Métodos de Compactación Empleados en el País y Sugerencias para la Construcción de Carreteras	
6.1	Especificaciones Generales para el Control de Calidad de Suelos y Capas Compactadas	51
6.1.1	Análisis Granulométrico	51
6.1.2	Límites de Consistencia o de Atterberg	51

6.1.2.1 Límite Líquido (L.L) (AASHTO T-89)	51
6.1.2.2 Límite Plástico (L.P) (AASHTO T-90)	52
6.1.2.3 Índice Plástico (I.P) (AASHTO T-91)	52
6.1.3 Determinación del Peso Unitario o Densidad Máxima y humedad Optima (Prueba de Proctor) (AASHTO T-99 y T-80)	52
6.1.4 Ensayo de California Bearing Ratio, "CBR" o Relación de Soporte California	53
6.2 Control de las Capas Compactadas	53
6.2.1 Sub-Rasante	53
6.2.2 Sub-Base	53
6.2.3 Base	54
CONCLUSIONES	55
RECOMENDACIONES	57
BIBLIOGRAFIA	58

ANEXOS

1. Identificación en el Campo de los Suelos Gruesos
2. Identificación en el Campo de los Suelos Finos
 - a. Dilatancia o Reacción al Sacudimiento
 - b. Tenacidad o Consistencia cerca del Límite Plástico
 - c. Resistencia al Quebramiento en Estado Seco
 - d. Color
 - e. Olor

INTRODUCCION

El presente trabajo de tesis "PROCESOS DE COMPACTACION EN LA INGENIERIA VIAL" , tiene por objeto dar a conocer los procedimientos, ensayos y evaluaciones que permitan dar respuesta a los requerimientos de especificaciones relacionadas con el estado de compactación de suelos.

Se denomina compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación de los mismos.

Desde un principio, el problema de la compactación de suelos resulta ligado al Control de Calidad de los trabajos de campo con los procedimientos constructivos, debido a que éstos son el eje sobre el que girará el comportamiento futuro de la obra. En carreteras, particularmente, la densidad de los materiales se encuentra relacionada con la resistencia de los mismos y uno de los ensayos más usuales para el control de calidad, radica en la comprobación del estado de compactación o de la densidad de los materiales "in situ". Numerosos métodos se emplean para esta prueba, incluyendo procedimientos mecánicos convencionales y métodos modernos basados en ensayos no destructivos, por medio de radiaciones, deflexiones y otros.

El factor principal que relaciona los ensayos con los procedimientos constructivos, equipos y sus resultados, es el material con el cual se trabaja en los proyectos. El mismo establece la resistencia que tendrá la capa compactada y su porcentaje de compactación, su potencialidad de expansión o su probabilidad de asentamiento. En función al tipo de material se definen los porcentajes de agua para obtener la compactación en el microsistema del pavimento, de manera que éste rinde los mejores resultados a largo plazo.

La importancia de la compactación es obtener un suelo estructurado de manera que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de la vida de servicio de la obra. Las propiedades requeridas pueden variar en cualquier caso, pero la resistencia, la compresibilidad y una adecuada relación esfuerzo-deformación figuran entre aquellas cuyo mejoramiento es prioritario.

Debido a que en nuestro país la actividad civil ha cobrado auge en los últimos años, existe la necesidad de buscar y encontrar métodos simples, prácticos y efectivos, para llevar el control de calidad de las obras que se ejecuten.

OBJETIVOS

Investigar y definir lineamientos basados en el estado de arte actual y en la experiencia local con relación a las metodologías aplicables para llevar a cabo en el campo los trabajos de compactación y los procedimientos de verificación de los mismos. Esta investigación, hará una relación de los materiales de construcción con los equipos y procesos que determinan los resultados encontrados en campo.

Aclarar, establecer y definir los métodos; para facilitar el trabajo del Ingeniero de campo y asegurar la calidad del producto que se desee obtener.

GLOSARIO

- ASTM: Asociación Americana para Pruebas de materiales.
- AASHTO: Asociación Americana de Vías Estatales y oficiales de Transporte.
- AASHO: Asociación Americana de Vías Estatales y Oficiales.
- F.H.W.A: Administración Federal de Carreteras de Estados Unidos de América.
- S.U.C.S: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
- G: Gravel (Grava).
- S: Sand (Arena).
- M: Silt (Limo).
- C: Clay (Arcilla).
- O: Organic (Orgánico).
- P: Peat (Turba).
- W: Well graded (Bien Graduados).
- P: Poorly Graded (Pobremente Graduados).
- H: High (Alto).
- L: Low (Bajo).
- GP: Grava Pobremente Graduada.
- SP: Arena Pobremente Graduada.
- GW: Grava Bien Graduada.
- SW: Arena Bien Graduada.
- SW-SM: Arena de Buena Graduación con considerable cantidad de finos.
- L.L: Límite Líquido.
- I.P: Índice Plástico.
- G.I: Índice de Grupo.

ESTABILIZACION: Proceso para mejorar la calidad del suelo.

TANDEM: Indica que los rodillos de atrás siguen la misma trayectoria igual a los de adelante sin dejar huella.

C.B.R: California Bearing Ratio (Valor Relativo de Soporte).

S.P.T: Standard Penetration Testing (Pruebas de Penetración estandar).

P.D.C: Penetrómetro Dinámico de Cono.

F.W.D: Falling Weight Deflectometer (Deflectómetro de Impacto Dinámico).

1. CLASIFICACION DE SUELOS Y MATERIALES CONSTRUCTIVOS

PROPIEDADES GENERALES

1.1 GENERALIDADES

La identificación de los suelos es muy importante en la Ingeniería Civil, ya que de esa manera se pueden conocer, cualitativa y cuantitativamente las propiedades de los mismos. Esto, debido a que el suelo juega un papel importante dentro de las obras viales. Por una parte, sirve de fundación al pavimento y por otra, por funcionar como elemento constructivo. La experiencia del Ingeniero es primordial en la utilidad que se pueda obtener de la identificación y clasificación de los suelos.

1.2 DEFINICION DE SUELO

Suelo se define en Ingeniería como "Una delgada capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan".

El tamaño máximo de las partículas que pueden clasificarse como suelo no es fijo, pero la determina la función en que ellos están implicadas. El suelo contiene una amplia variedad de materiales tales como: la grava, la arena y las mezclas arcillosas depositadas por glaciares, las arenas aluviales, limos y arcillas de los depósitos aluviales de los ríos, las arcillas marinas blandas y las arenas de las playas de la costa, las rocas muy meteorizadas de los trópicos, hasta las escorias y las cenizas de los vertederos de las ciudades.

Los suelos pueden ser mezclas bien definidas de unos cuantos minerales específicos o mezclas heterogéneas de cualquier cosa.

1.3 CLASIFICACION DE LOS SUELOS

La clasificación de los suelos, por el tamaño de sus partículas, es la más simple de todas, pero tiene el inconveniente de que su relación con las principales características físico-químicas no se toma en cuenta, pues el tamaño de los granos es sólo uno de los diferentes factores de los cuales dependen las propiedades de construcción de los suelos.

Para el ingeniero de carreteras, así como para los estudios de estos aspectos técnicos de la construcción, serán suficientes las siguientes definiciones para la clasificación de suelos. (Ver referencia No. 13).

- a. **GRAVAS:** Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas. Generalmente ocupan grandes extensiones, y se encuentran agrupadas con mayor o menor proporción de cantos rodados, arenas, limos y arcillas. Sus partículas varían desde 7.62 cm (3") hasta 4.75 mm.

La grava y la arena tienen esencialmente las mismas propiedades de construcción aunque en grados diferentes. El tamiz No. 4, es una división arbitraria y no corresponde a un cambio apreciable, poco afectadas por la humedad y no están sujetas a la acción de la helada. Las gravas suelen ser más estables frente al flujo de agua y más resistentes a la erosión y a la tubificación que las arenas. Las gravas y las arenas bien graduadas son generalmente menos permeables y más estables que aquellas deficientemente graduadas (granulometría uniforme). La irregularidad de las partículas hace aumentar ligeramente la estabilidad.

- b. **ARENAS:** Es el nombre que se le da a los materiales de granos finos, procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, y cuyas partículas varían entre 4.75 mm y 0.074 mm de diámetro.

La arena fina uniforme tiene características próximas a un limo: es decir, disminuye su permeabilidad y reduce su estabilidad al aumentar la humedad.

- c. **LIMOS:** Los limos son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad. Se encuentran en forma inorgánica, como el producido en canteras, u orgánica como el que suele encontrarse en los lechos de ríos, caracterizándose en este último caso por la alta condición plástica. El diámetro de las partículas del limo está comprendido entre 0.074 mm. Y 0.002 mm.

El limo es inestable por su propia naturaleza, particularmente cuando aumenta la humedad, con tendencia a fluir cuando está saturado. Es relativamente impermeable, difícil de compactar, muy susceptible a la acción de la helada, fácilmente erosionable y sujeto a la tubificación y ebullición. Los granos lajosos, como la mica, diatomeas, etc., aumentan la compresibilidad y dan lugar a un limo "elástico".

- d. **ARCILLAS:** Recibe el nombre de arcilla, las partículas sólidas con diámetro menor de 0.002 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua.

Químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque en no pocas ocasiones contiene también silicatos de hierro o de magnesio hidratados. La estructura de estos minerales es generalmente cristalina y complicada; sus átomos están colocados en forma laminar.

La característica diferenciable de la arcilla es la cohesión o resistencia cohesiva, que aumenta al disminuir la humedad. La permeabilidad de la arcilla es muy baja, es difícil de compactar en estado húmedo e imposible de drenar por métodos ordinarios; compactada es resistente a la erosión y a la turbificación, no es susceptible a hinchamiento por efecto de la helada. Está sometida a

expansión y retracción con las variaciones de humedad. Las propiedades dependen no sólo del tamaño y forma (partículas laminadas, lajosas), sino también por su composición mineral, es decir, el tipo de material arcilloso y el medio químico o la capacidad de intercambio iónico. En general el mineral arcilloso montmorilinita tiene el mayor efecto sobre las propiedades, siendo este efecto mínimo en el caso de illita y la caolinita.

1.4 PROPIEDADES DE CONSTRUCCION DE LOS SUELOS

1.4.1 PLASTICIDAD

La plasticidad se puede definir como la habilidad que posee un suelo para deformarse rápidamente, sin agrietarse o desmenuzarse, manteniendo la deformación después de que la carga ha sido retirada. El agua que contiene el suelo, es un factor determinante que influye decisivamente sobre su plasticidad; en los suelos de grano fino la cantidad de agua que ocupan los vacíos tiene un efecto apreciable sobre sus propiedades, efecto que se puede definir por medio de ciertos indicadores, o índices, que comúnmente se conocen en la Ingeniería Vial como límites de Atterberg.

Los límites de Atterberg sirven de base para la diferenciación, en laboratorio, entre materiales con plasticidad apreciable como las arcillas y limos, materiales poco plásticos o no plásticos, como las gravas y las arenas. Si bien un Ingeniero con experiencia en suelos puede identificar estas características en el campo, es recomendable, sin embargo, comprobarlas siempre por medio de ensayos de laboratorio.

1.4.2 CONSISTENCIA

La consistencia de los suelos conocido como los Límites de Atterberg (Límite de Contracción, Límite Plástico y Límite Líquido), tienen por objeto analizar el cambio de

consistencia de la masa de un suelo en estado remoldeado al variar su contenido de agua.

Los análisis se efectúan sobre partículas de tamaño menor a 0.425 mm, es decir, sobre arena fina, limo y arcilla. (Ver referencia No. 4).

El "Ensayo de Penetración Estándar" el cual se describe en el (inciso 5.1.3) del capítulo 5, (Norma ASTM D-1586) permite tener una idea aproximada de la compacidad de los suelos no cohesivos y de la consistencia de los suelos cohesivos, pues es, en efecto, un ensayo dinámico al esfuerzo cortante, realizado "in situ". La consistencia es una función inversa al contenido de humedad; cuanto menor sea el contenido de humedad mayor será la resistencia del suelo, o sea que éste es más firme.

1.4.3 DENSIDAD RELATIVA

El comportamiento mecánico de un suelo de estructura simple, típica de los suelos de granos gruesos, como las gravas y las arenas limpias, se define desde el punto de vista de la Ingeniería por su compacidad, propiedad que indica el grado de acomodo alcanzado por sus partículas, las que dejan entre ellas una cantidad mayor o menor de vacíos.

La disposición que corresponde a una relación de vacíos alta, se denomina suelta; en este tipo de condición, el grado de acomodo de las partículas es bajo y, por lo tanto, el suelo tendrá una gran capacidad de deformación. Por el contrario, se conoce como densa a la disposición correspondiente a una relación de vacíos baja; en este tipo de arreglo, las partículas presentan un alto grado de acomodo y la capacidad de deformación del suelo, bajo carga, será poca.

Cuantitativamente la densidad relativa se define como:

$$Dr. = (E \text{ máx} - E)/(E \text{ máx} - E \text{ mín})$$

Donde:

E máx = Relación de vacíos máxima posible para un suelo dado;

E mín = Relación de vacíos mínima posible para un suelo dado;

E = Relación de vacíos del suelo en su estado natural.

La relación de vacíos máxima, E máx, se determina vertiendo el suelo, secado al horno, en un recipiente de volumen conocido; la relación de vacíos mínima, E mín, se determina compactando el suelo, por apisonado y vibración, hasta que se observe que no adquiere más compacidad. La relación de vacíos en el estado natural es, generalmente, difícil de obtener.

Cuando la densidad relativa de un suelo es menor que 0.50 se dice que éste es suelto; si la densidad relativa es mayor que 0.50 el suelo se clasifica como denso.

1.4.4 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

La resistencia que las partículas de un suelo oponen al desplazamiento o deslizamiento cuando se aplica una carga o una presión ya sea estática o de impacto, se conoce como Resistencia al Esfuerzo Cortante o Resistencia al Corte. Esta propiedad es determinada por dos factores independientes uno del otro: la fricción interna y la cohesión, o sea, la resistencia que las partículas oponen a su separación.

La resistencia al corte no es constante; varía con la densidad y el contenido de humedad del suelo, con la presión de confinamiento y con el tipo, tiempo de aplicación y magnitud de la carga aplicada. Por otra parte, muy raras veces los suelos están sujetos a esfuerzos simples de tensión y compresión; los esfuerzos a que se ven sometidos son más bien tridimensionales, e incluyen tanto esfuerzos normales como de corte, siendo estos generalmente dinámicos en las obras viales.

1.4.5 COMPRESIBILIDAD

El término compresibilidad designa a la deformación volumétrica permanente que un suelo, bajo la acción de una carga, experimenta como resultado de la expulsión del aire y del agua que ocupan los vacíos. El grado de deformación depende de la estructura del suelo y del tipo de depósito del que provienen: por ejemplo, un material proveniente de un depósito sedimentario orgánico es, por lo general, más compresible que otro proveniente de un depósito sedimentario eólico; depende también de la relación inicial de vacíos y de la facilidad de acomodo de las partículas.

La deformación volumétrica de un suelo no es únicamente el resultado de la aplicación de una carga; con frecuencia, una masa también se deforma espontáneamente como consecuencia de las variaciones en su contenido de humedad. Esta última condición, cuyos resultados se conocen como encogimiento e hinchamiento, es más pronunciada en los suelos de grano fino, particularmente en las arcillas.

1.4.6 PERMEABILIDAD

La permeabilidad es una propiedad de los suelos, directamente relacionada con la facilidad de flujo del agua a través de sus vacíos, bajo la acción de la gravedad o de la presión hidrostática. Depende de la estructura primaria del suelo, de su textura, su graduación y su grado de densificación. La permeabilidad de los suelos de grano grueso es mayor que la de los suelos de grano fino, aunque esta condición puede variar con la presencia de finos en los primeros o de fisuras o cavidades en los segundos.

1.5 SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS)

El sistema de más uso para la clasificación de suelos es el propuesto por Arthur Casagrande y conocido con el nombre de Sistema de Clasificación de Suelos. (Ver tabla No. 1).

Los suelos son clasificados básicamente en los grupos mencionados en el numeral 1.3 de este capítulo.

La grava y la arena se consideran universalmente como suelos de grano grueso ya que las partículas son suficientemente grandes como para ser vistos a simple vista. Los limos y las arcillas son considerados como suelos de grano fino debido principalmente a que no pueden ser observados a simple vista.

El sistema clasifica a los suelos finos principalmente basado en sus características de plasticidad, cuya correlación con las propiedades mecánicas básicas es consistente y confiable. Los suelos gruesos, mayores que la malla No. 200 (0.074 mm de abertura), se clasifican sobre todo con criterio granulométrico, si bien son cuidadosamente tomadas en cuenta también las características de plasticidad de su fracción fina. El tamaño máximo de los suelos que quedan comprendidos en el Sistema se fija en forma arbitraria en 7.6 cm (3"). Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas en peso son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas, en peso son finas.

Para el Ingeniero de Vías Terrestres el sistema debe ser complementado, ya que éste debe manejar en muchos casos fragmentos de roca de tamaño más o menos grande, que están fuera del sistema original. Experiencias y estudios han demostrado que el comportamiento de los suelos no todas las veces está controlado por el tamaño de partículas y plasticidad. La estructura de los suelos y su composición mineralógica, así como su interacción con el agua, son factores que pueden tener una significativa

influencia en las estimaciones de su comportamiento. Bajo ciertas condiciones, una simple clasificación de suelos provee adecuada información para el diseño y construcción en cambio en otras condiciones una información más detallada debe ser analizada.

Como consecuencia, frecuentemente para una adecuada evaluación del uso del suelo en fundaciones o construcción, se requerirá de mayor información sobre sus propiedades, adicionalmente a su clasificación. La base del SUCS es la carta de plasticidad (ver tabla No. 1). En cada zona de la carta se sitúan suelos con características de plasticidad y propiedades mecánicas e hidráulicas cualitativamente definidas. Las características plásticas se definen para partículas que pasan la malla No. 40 (menores de 0.425 mm), es decir, arenas finas, limos y arcillas.

A continuación se describirán los distintos tipos de suelos clasificados dentro del sistema.

1.5.1 SUELOS GRUESOS

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo. El significado se especifica a continuación:

Gravas y suelos en que predominan aquellas. Símbolo genérico G (gravel).

Arenas y suelos arenosos. Símbolo S (sand).

Las gravas y las arenas se separan por la malla No. 4, de manera que un suelo pertenece a grupo genérico de las gravas si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) es retenida por malla No. 4, y es el grupo genérico S en caso contrario.

INDICACION EN EL CAMPO
**LEVENDO LAS PARTICULAS MANONES DE 75 CM (17) Y BASANDOS LAS
 CONDICIONES EN PESOS ESTIMADOS**

Grupos	Simbolos	Nombre Tipo de	Indicaciones relativas para la clasificación en los suelos
GW	GW	Gravas con arenas, mezclas de grava y arena con poco limo y arcilla	Grava y arena, limo y arcilla, mezclas de arena y grava con poco limo y arcilla, mezclas de arena y grava con mucho limo y poca arcilla, mezclas de arena y grava con mucho limo y mucha arcilla, mezclas de arena y grava con mucho limo y mucha arcilla y mucho limo y mucha arcilla.
GP	GP	Gravas con arenas, mezclas de grava y arena con poco limo y poca arcilla	Grava y arena, limo y arcilla, mezclas de arena y grava con poco limo y poca arcilla, mezclas de arena y grava con poco limo y poca arcilla y mucho limo y poca arcilla, mezclas de arena y grava con poco limo y poca arcilla y mucho limo y mucha arcilla.
GM	GM	Gravas con arenas, mezclas de grava y arena con mucho limo y poca arcilla	Grava y arena, limo y arcilla, mezclas de arena y grava con mucho limo y poca arcilla, mezclas de arena y grava con mucho limo y poca arcilla y mucho limo y poca arcilla, mezclas de arena y grava con mucho limo y poca arcilla y mucho limo y mucha arcilla.
GC	GC	Gravas con arenas, mezclas de grava y arena con mucho limo y mucha arcilla	Grava y arena, limo y arcilla, mezclas de arena y grava con mucho limo y mucha arcilla, mezclas de arena y grava con mucho limo y mucha arcilla y mucho limo y mucha arcilla, mezclas de arena y grava con mucho limo y mucha arcilla y mucho limo y mucha arcilla y mucho limo y mucha arcilla.
SW	SW	Arenas con pocas gravas, arenas con grava con poco limo y poca arcilla	Arena con pocas gravas, arena con grava con poco limo y poca arcilla, arena con grava con poco limo y poca arcilla y mucho limo y poca arcilla, arena con grava con poco limo y poca arcilla y mucho limo y mucha arcilla.
SM	SM	Arenas con pocas gravas, arenas con grava con mucho limo y poca arcilla	Arena con pocas gravas, arena con grava con mucho limo y poca arcilla, arena con grava con mucho limo y poca arcilla y mucho limo y poca arcilla, arena con grava con mucho limo y poca arcilla y mucho limo y mucha arcilla.
SC	SC	Arenas con pocas gravas, arenas con grava con mucho limo y mucha arcilla	Arena con pocas gravas, arena con grava con mucho limo y mucha arcilla, arena con grava con mucho limo y mucha arcilla y mucho limo y mucha arcilla, arena con grava con mucho limo y mucha arcilla y mucho limo y mucha arcilla y mucho limo y mucha arcilla.

Indicaciones de clasificación en el laboratorio

Gráfico de plasticidad para la clasificación en laboratorio de suelos de grano fino

Indice de plasticidad

Limite liquido

Gráfico de plasticidad para la clasificación en laboratorio de suelos de grano fino

Este procedimiento se realiza con las partículas que pasan por el tamiz No. 40 (aproximadamente 0.4 mm). A fines de clasificación en el campo no se requieren el tamiz. Basta con tener a mano las partículas gruesas que sirven para la prueba.

Desde el momento que las partículas que no pasan por el tamiz No. 40 se arrojan una muestra de aproximadamente 10 cm para ser examinada en el laboratorio. Esta muestra debe ser examinada en el laboratorio con el tamiz No. 40. Si se arrojan una muestra de aproximadamente 10 cm para ser examinada en el laboratorio, esta muestra debe ser examinada en el laboratorio con el tamiz No. 40. Si se arrojan una muestra de aproximadamente 10 cm para ser examinada en el laboratorio, esta muestra debe ser examinada en el laboratorio con el tamiz No. 40.

TABLA No. 1

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (US)

Este procedimiento se realiza con las partículas que pasan por el tamiz No. 40 (aproximadamente 0.4 mm). A fines de clasificación en el campo no se requieren el tamiz. Basta con tener a mano las partículas gruesas que sirven para la prueba.

Desde el momento que las partículas que no pasan por el tamiz No. 40 se arrojan una muestra de aproximadamente 10 cm para ser examinada en el laboratorio. Esta muestra debe ser examinada en el laboratorio con el tamiz No. 40. Si se arrojan una muestra de aproximadamente 10 cm para ser examinada en el laboratorio, esta muestra debe ser examinada en el laboratorio con el tamiz No. 40. Si se arrojan una muestra de aproximadamente 10 cm para ser examinada en el laboratorio, esta muestra debe ser examinada en el laboratorio con el tamiz No. 40.

Este procedimiento se realiza con las partículas que pasan por el tamiz No. 40 (aproximadamente 0.4 mm). A fines de clasificación en el campo no se requieren el tamiz. Basta con tener a mano las partículas gruesas que sirven para la prueba.

Desde el momento que las partículas que no pasan por el tamiz No. 40 se arrojan una muestra de aproximadamente 10 cm para ser examinada en el laboratorio. Esta muestra debe ser examinada en el laboratorio con el tamiz No. 40. Si se arrojan una muestra de aproximadamente 10 cm para ser examinada en el laboratorio, esta muestra debe ser examinada en el laboratorio con el tamiz No. 40. Si se arrojan una muestra de aproximadamente 10 cm para ser examinada en el laboratorio, esta muestra debe ser examinada en el laboratorio con el tamiz No. 40.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos de acuerdo a su composición granulométrica y al porcentaje de suelos finos que contienen:

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (well graded). Estos suelos son fácilmente compactables alcanzando un mínimo de vacíos intergranulares. En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.
2. Material prácticamente limpio de finos y mal graduado. Símbolo P (poorly graded). Estos suelos son fácilmente compactables, pero dejan un gran espacio de vacíos intergranulares. En combinación con los símbolos genéricos dan lugar a los grupos GP y SP.
3. Material con cantidad apreciable de finos, generalmente no plásticos, de menor tamaño granular. Símbolo M (del sueco Mo y Mjala, limo en español). En combinación con los símbolos genéricos, dan lugar a los grupos GM y SM.
4. Material con cantidad apreciable de finos, generalmente plásticos, el tamaño granular más pequeño. Símbolo G (Clay). En combinación con los símbolos genéricos, dan lugar a los grupos GC y SC.

Existen otros grupos que por su contenido de finos (normalmente entre 5 y 12%) se les define con símbolos dobles, por ejemplo, SW-SM (Arena de buena graduación con considerable cantidad de finos limosos).

1.5.2 Suelos Finos

El sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo con dos letras mayúsculas, elegidas con criterio similar al usado para suelos gruesos, lo que da lugar a las siguientes divisiones:

Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco mo y majala), de dimensiones entre 0.074 a 0.002 mm.

Arcilla inorgánicas, de símbolo C (clay), de dimensiones menores a 0.002 mm.
Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic).

Los suelos finos se caracterizan, por presentar propiedades de plasticidad o consistencia basado en la cual se agrupan las divisiones anteriores. Estas propiedades asignan al suelo características de comportamiento, por ejemplo, resistencia y compresibilidad entre otros, las cuales son importantes para el uso del Ingeniero.

Los suelos finos clasificados anteriormente de acuerdo a su tamaño se subdividen en dos grupos, según su límite líquido. Si este es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (low compressibility), y por esta combinación se obtienen los grupos ML, CL y OL. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, o sea de alta compresibilidad, su símbolo genérico es la letra H (high compressibility), y así se obtienen los grupos MH, CH y OH.

Debe notarse que las letras L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, debe expresarse en función de dos parámetros, el límite líquido (L.L) y el índice plástico (I.P), mientras que en el caso actual solo intervienen el valor del límite líquido. Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo Pt (del inglés Peat, turba en español). Los distintos grupos de suelos finos ya mencionados se describen a continuación:

1. GRUPOS CL Y CH

En estos grupos se identifican las arcillas inorgánicas. El grupo CL comprende a la zona sobre la línea A, definida por $LL < 50\%$ e $IP > 7\%$. (ver tabla No. 1).

El grupo CH corresponde a la zona arriba de la línea A, definida por $LL > 50\%$. En este grupo, se identifican arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita, con límite líquido de hasta 500%.

2. GRUPOS ML y MH

El grupo ML comprende la zona bajo la línea A, definida por $LL < 50\%$, y la porción sobre la línea A con $IP < 4\%$. El grupo MH corresponde a la zona debajo de la línea A, definida por $LL > 50\%$.

En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos inorgánicos y polvo de roca, $LL < 30\%$, se ubican en el grupo ML. Los depósitos eólicos, del tipo de Loess, con $25\% < LL < 35\%$, usualmente aparecen también en este grupo.

Las tierras diatomáceas prácticamente puras, por ejemplo: suelen no ser plásticas, por más que su límite líquido pueda ser mayor que 100% (MH). Sus mezclas con otros suelos de partículas finas son también de los grupos ML o MH.

3. GRUPOS OL y OH

Las zonas correspondientes a estos dos grupos se pueden encontrar en toda la carta de plasticidad, son las mismas que la de los grupos ML y MH, respectivamente, sí bien los orgánicos están, generalmente, siempre en lugares próximos a la línea A.

Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que crezca el límite líquido de una arcilla inorgánica, sin apreciable cambio de su índice plástico; esto hace que el suelo se desplace hacia la derecha en la Carta de Plasticidad, pasando a ocupar una posición más alejada de la línea $LL = 50\%$.

4. GRUPO Pt

El límite líquido de estos suelos suele estar entre 300 y 500%; el índice plástico normalmente varía entre 100 y 200%.

1.6 SISTEMA DE CLASIFICACION AASHTO

El Sistema de Clasificación de Suelos de la Asociación Americana de Vías Estatales y Oficiales de Transporte (AASHTO por sus siglas en inglés) se basa en el comportamiento observado en campo de suelos de subrasantes bajo los pavimentos viales.

El sistema original fue diseñado por el Ministerio de Vías Públicas de los Estados Unidos en 1928, la cual ha sido revisada varias veces hasta la forma presente, (Ver tabla No. 2). En este sistema, suelos que tienen generalmente las mismas propiedades de resistencia y de servicios son agrupados para formar siete grupos básicos designados como A-1 a A-7. En general, los suelos con las mejores propiedades constructivas son los A-1, empeorando a medida a que se acerca a A-7. La excepción es A-3 que es un mejor suelo que A-2. Un grupo adicional A-8 es designado a los suelos orgánicos (ver tabla No. 3).

1.6.1 CLASIFICACION

El procedimiento para la clasificación de suelos en siete grupos básicos (A-1 a A-7) y luego subdividirlo en doce categorías (A-1 a A-7-6) se basa en el desarrollo de pruebas de laboratorio sobre las muestras de suelos, que incluyen ensayos granulométricos y la determinación del límite líquido e índice plástico.

Los suelos altamente orgánicos (como la turba) son clasificados como A-8. Su clasificación es generalmente a través de una inspección visual, aunque existen pruebas

PROPIEDADES CONSTRUCTIVAS DE LOS SUELOS

SIMBOLO	CUANDO ESTA COMPACTADO				TRABAJABILIDAD		POSIBLE USO (2)	
	CARACTERISTICAS DE DRENAJE	RESISTENCIA AL CORTE (1)	EFECTO EROSIVO	ESPONJAMIENTO	COMO MATERIAL DE CONSTRUCCION	RELLENO	CAPA DE RODADURA	
GW	BUENO	MUY BUENO	BAJA	BAJA	MUY BUENO	1	5	
GP	MUY BUENO	BUENO	BAJA	BAJA	BUENO A REGULAR	3	7	
GM	REGULAR A MALO	BUENO	REGULAR	BAJA A REGULAR	BUENO A REGULAR	4	3	
GC	MALO	BUENO A REGULAR	REGULAR A ALTO	BAJA A REGULAR	BUENO A REGULAR	5	1	
SW	BUENO	MUY BUENO	REGULAR	BAJA	MUY BUENO	2	6	
SP	BUENO	BUENO	BAJA A REGULAR	BAJA	BUENO	6	--	
SM	REGULAR A MALO	BUENO	ALTA	BAJA A REGULAR	REGULAR	8	4	
SC	MALO	BUENO A REGULAR	REGULAR A ALTA	BAJO A REGULAR	BUENO A REGULAR	7	2	
MIL	REGULAR A MALO	REGULAR	ALTA	REGULAR	REGULAR A MALO	10	--	
CL	MALO	REGULAR	REGULAR A ALTA	REGULAR	REGULAR A MALO	9	8	
LO	MALO	MALO	REGULAR A ALTA	REGULAR	REGULAR A MALO	11	--	
MH	MALO	REGULAR A MALO	ALTA	ALTA	MALO	12	--	
CH	MUY MALO	MUY MALO	REGULAR	ALTA	MALO	13	--	
OH	MUY MALO	MUY MALO	REGULAR	ALTA	MALO	14	--	

NOTAS: (1): Cuando está saturado
(2): El valor menor es el más apropiado

Tabla 2

CLASIFICACION DE SUELOS Y MEZCLAS DE SUELO AGREGADO (CON SUBGRUPOS SUGERIDOS)

Clasificación General	Material Granular (35 % o menos pasan No. 200)				Material Limo arcilloso (Más que el 35% pasan No. 200)			
	A-1	A-3	A-2		A-4	A-5	A-6	A-7
Clasificación de Grupo	A-1-a A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7		
Análisis Granulométrico que pasa								
No. 10	50 Max							
No. 40	30 Max	51 Min						
No. 200	15 Max	10 Max	35 Max	35 Max	35 Max	35 Max	36 Min	36 Min
Características de fracción que pasan								
No. 40								
Límite Líquido		N.P.						
Índice Plástico	6 Max							
Índice de Grupo	0	0	0	0	4 Max		8 Max	12 Max
Tipos Comunes de Materiales Constitutivos	Fragmentos de Roca Grava y Arena	Arena Fina	Grava o Arena Limosa o Arcillosa				Suelos Limosos	Suelos Arcillosos
Calificación como Material de Subrasante	Excelente a Bueno			Regular a Pobre				

NOTAS:

El Índice Plástico del Subgrupo A-7-5 es igual o menor que la diferencia entre el Límite y 30

A-7-6 es mayor que LL-30

El Índice de Grupo deberá ser indicado cercano al número entero y ubicada luego del Símbolo del Grupo (A-2-6(3), A-4(5), etc)

de laboratorio para confirmar su clasificación. Estos se caracterizan por su color, olor y textura.

La evaluación de los suelos en cada grupo se realiza en función de un "Índice de Grupo" que es un valor calculado de una fórmula, relacionada a una tabla de plasticidad (ver tabla No. 3). El grupo, subgrupo y el índice de grupo son de mucho uso para determinar la calidad relativa del suelo para ser usado en estructuras de tierra (particularmente terraplenes), suelos de subrasante, subbase, bases y material de superficie. De todas maneras para el diseño detallado de estructuras de importancia, más información relacionada a la resistencia y características de comportamiento en condiciones de campo, son necesarias.

1.6.2 DEFINICION DE LA FRACCION DE SUELO

El suelo se divide en dos grupos principales:

Suelos Granulares: Con un 35% o menos pasando la malla No. 200.

Suelos Arcillosos Limosos: Con más del 35% pasando la malla No. 200. Con relación a esta división se definen cinco fracciones de suelos como sigue:

1. Bloques: material retenido en la malla de 3" (75 mm), deben ser excluidos de la porción de suelo que se analice.
2. Grava: material que pasa la malla de 3" y es retenida por la malla No. 4 (4.76 mm).
3. Arena Corriente: material que pasa la malla No. 4 (4.76 mm). Y es retenido por la malla No. 40 (0.425 mm).

4. Arena Fina: material que pasa la malla No. 40 y es retenido por la malla No. 200 (0.074 mm).
5. Arcilla y Limo: material que pasa la malla No. 200. El término limo o limoso se aplica al material fino que tiene un índice plástico menor o igual a 10, y el término de arcilla o arcilloso se aplica al material con un índice plástico mayor que 10.

1.6.3. PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACION

Con la información requerida se procede de izquierda a derecha en una tabla de clasificación. El primer grupo en el cual la información dará coincidencia es el grupo de definición (ver tabla No. 3).

1.6.4. DETERMINACION DEL INDICE DE GRUPO

El índice de grupo se calcula como sigue (ver tabla No. 3):

$$GI \text{ (Indice de Grupo)} = (F - 35) * [0.2 + 0.005 * (LL - 40)] + 0.01 * (F - 15) * (PI - 10).$$

Donde:

F= Porcentaje que pasa la malla No. 200, como número entero. Este material se basa solamente en el porcentaje del material que pasa la malla 3" (75 mm).

LL= Límite Líquido.

PI= Índice Plástico.

El número resultante debe considerarse entero; cuando el Índice de grupo es cero debe considerarse cero.

1.6.5 DESCRIPCION DE LA CLASIFICACION DE LOS GRUPOS

1. MATERIAL GRANULAR

Incluyen los materiales que pasan la malla 3" (75 mm) y que menos del 35% pasa la malla No. 200 (0.074 mm).

- a. Grupo A-1: mezclas bien graduadas de fragmentos de roca o grava desde corriente a fina, con un material de suelo cohesivo inexistente o mínimamente plástico.
 - a.1 Subgrupo A-1-a: materiales consistentes especialmente de fragmentos de roca o grava, de buena graduación, con o sin material cohesivo.
 - a.2 Subgrupo A-1-b: materiales predominantemente consistentes de arena corriente, de buena graduación, con o sin material cohesivo.
- b. Grupo A-3: materiales consistentes de arena deficiente, de material grueso y material cohesivo. La arena fina de depósitos marinos o fluviales o arena fina de dunas del desierto, sin limos y arcillas o con una pequeña cantidad de limos no plásticos. Este grupo también abarca depósitos de corrientes fluviales de mezclas de arena mal graduada y cantidades limitadas de arena gruesa y grava.
- c. Grupo A-2: este grupo abarca una gran variedad de suelos granulares que están en el límite entre los grupos A-1 y A-3 y los materiales limo-arcillosos de los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7.

Incluye todos los materiales que contienen 35% o menos que pasan la malla No. 200 y que no pueden ser clasificados como A-1 o A-3, debido a la cantidad de

finos o de plasticidad o de ambos, excesivamente mayor que la limitación de esos dos grupos.

c.1 Subgrupo A-2-4 y A-2-5: incluye varios materiales granulares que contienen 35% o menos material que pasa la malla No. 200 (0.074 mm), cuando la porción que pasa la malla No. 40 (0.425 mm) tiene las características de los grupos A-4 y A-5.

Estos grupos incluyen materiales como grava y arena gruesa con contenidos de limos o índices de plasticidad en exceso de las limitaciones de grupo A-1, y arena fina con limos no plásticos en exceso de las limitaciones del grupo A-3.

c.2 Subgrupo A-2-6 y A-2-7: incluye materiales similares a los descritos en los subgrupos A-2-4 y A-2-5, excepto que la porción fina contiene partículas de arcilla con las características de los grupos A-6 y A-7.

2. MATERIALES LIMO-ARCILLOSOS:

Contienen más del 35% del material que pasa la malla No. 200.

- a. Grupo A-4: el material típico de este grupo es el no plástico o moderadamente plástico, suelo limoso. El grupo incluye también mezclas de suelos limosos y hasta un 64% de arena y grava retenida sobre la malla No. 200.
- b. Grupo A-5: estos materiales son similares a los descritos en el grupo A-4, excepto que de carácter Diatomáceo y Micáceo y pueden ser elevadamente elásticos como lo indica un elevado límite líquido.
- c. Grupo A-6: el material típico de este grupo es el suelo plástico arcilloso. El grupo incluye también mezclas de suelo fino arcilloso y hasta un 64% de arena y grava

retenida en la malla No. 200. Materiales de estos grupos presentan usualmente grandes cambios de volumen entre estados de humedad y sequedad.

d. Grupo A-7: el material típico de este grupo es similar al descrito en el grupo A-6, excepto que posee las características del elevado límite líquido del grupo A-5 y puede ser elástico como también presentar grandes cambios de volumen.

d.1 Subgrupo A-7-5: incluye aquellos materiales con índices moderados de plasticidad con relación al límite líquido y que pueden ser altamente elásticos como también sujetos a cambios considerado de volumen.

d.2 Subgrupo A-7-6: incluye aquellos materiales con altos índices de plasticidad con relación al límite líquido y que están sujetos extremadamente a cambios de volumen. $PI > (LL - 30)$.

La tabla No. 4, define algunas propiedades que son características de los grupos de suelos clasificados por el método AASHTO.

PROPIEDADES DE LOS SUELOS DE ACUERDO A LA CLASIFICACION AASHTO

Clasificación AASHTO	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6	A-7
Margen de densidad máxima (t/m ³)	1.9	1.8	1.4	1.7	1.4	1.6	1.4
	2.3	2.1	1.8	2.0	1.7	2.0	1.9
Margen de CBR (%)	30	10-30	5-15	5-15	2-10	2-10	2-6
Peso relativo	2.7	*	2.65	2.65	2.70	2.75	2.80

* Cambia en función de los finos de A-4, etc. por ej. para A-2-4 el peso relativo es 2.65 y para A-2-7 es 2.8

Tabla No. 4

Para tener una idea más clara de las similitudes, entre los dos sistemas se presenta en la tabla No. 5, una correspondencia entre los grupos de suelos clasificados por el Sistema SUCS y AASHTO.

Relación aproximada entre la clasificación de suelos SUCS y AASHTO

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

Tabla No. 5

CAPITULO II

2. MATERIALES DE CONSTRUCCION, FUNCION, ESPECIFICACIONES Y PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES COMPACTADOS

2.1 AGREGADOS

Se definen como tales, los materiales pétreos, inertes, resultantes de desintegración natural de rocas o que se obtienen de la trituración de las mismas o de otros materiales inertes y suficientemente duros.

2.2 PRODUCCION DEL AGREGADO EN CANTERAS DE PIEDRA TRITURADA O MACHACADA

La producción dependerá del tipo de roca que se explota y el tamaño de la cantera. En años anteriores la cantera estaba formada por una trituradora y una cribadora; mientras la moderna es un sistema mecánico más complejo.

Forma de Producción:

- a. La cantera debe estar libre de cualquier materia orgánica o roca no aprovechable, pues de otra manera la roca útil quedaría contaminada.
- b. Se deben emplear barrenos y explosivos procurando no afectar la calidad de la roca.
- c. Los pedazos obtenidos deben ser manipulados por la trituradora.
- d. El material debe ser transportado por medio de palas, cargadores frontales, camiones o volquetes.

La forma de trituración se lleva a cabo en varios procedimientos sucesivos, con el objeto de reducir el tamaño de la roca.

Estos se denominan como:

- ❖ Primario
- ❖ Secundario y Terciario.

Con la trituradoras primarias, el tamaño del material se reduce aproximadamente 15 cm de dimensión promedio. Para la secundaria, llega a la dimensión de utilización, mientras la terciaria produce los agregados de menores dimensiones.

La trituración debe ser efectuada en planta, en circuito cerrado de repaso, evitando la laminación del agregado.

La planta de trituración debe tener un sistema de clasificación adecuado, con el número y tipo de zarandas que sean necesarias para lograr la granulometría especificada.

2.2.1 TIPOS DE TRITURADORAS.

Se clasifican de acuerdo al tipo de trituración que efectúan:

- ❖ Primarias
- ❖ Secundarias
- ❖ Terciarias, etc.

La producción de la trituradora primaria alimenta a la secundaria, la cual reduce el tamaño de las piedras a un segundo tamaño; las secundarias pueden ser de rodillo o cono. El control de laboratorio es importante para, que el material, que se está produciendo se mantengan dentro de los tamaños especificados.

De la secundaria, se pasa el material, para su reducción, a la terciaria.

2.3 AGREGADOS PARA LAS CAPAS DE SUB-BASE Y BASE

A continuación, se detallan las especificaciones de la FP-92 (FHWA, Administración de Carreteras Federales de los Estados Unidos, por sus siglas en inglés), para base y subbase. Se mencionan los mismos por, ser estos a nivel mundial y debido a que las Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras y Puentes. Ministerio de Comunicaciones, transporte y Obras Públicas. Dirección General de Caminos. Guatemala, 1,975, se encuentra en proceso de actualización (Ver tabla No. 6).

Por ejemplo, las Especificaciones recomiendan que los agregados deberán consistir de partículas o fragmentos duros, de piedra triturada, escoria triturada o grava triturada. No se deberán emplear materiales que se partan cuando son mojados y secados alternadamente. La graduación se obtendrá mediante los procesos de trituración, tamizado y mezclado que sean necesarios.

El agregado grueso deberá tener un porcentaje de desgaste inferior a 50, conforme se determina en AASHTO T-96, (prueba de los Angeles). Por lo menos el 50 por ciento en peso de las partículas retenidas en el tamiz No. 4, deberá tener por lo menos una cara fracturada.

El agregado fino (material que pasa por el tamiz No. 4) deberá consistir en arena natural o triturada y partículas minerales finas. La fracción que pasa por el tamiz No. 200, no deberá ser mayor que los dos tercios de la fracción que pasa por el tamiz No. 40.

Para las capas de subbase y base de agregado no tratado, la fracción que pasa por tamiz No. 40, deberá tener un Límite Líquido inferior a 25, según lo determinado en AASHTO T-89. Todo material deberá estar libre de materia orgánica.

Agregados para Capa de Base y Subbase

(ASTM D 2940)

Tamaño de la Malla	Límites de Diseño (a) (% del peso pasante)		Tolerancia de la Mezcla (% del peso pasante)	
	Base	Subbase	Base	Subbase
2" (50 mm)	100	100	-2	-3
1 1/2" (37.5mm)	95 - 100	90 - 100	+/- 5	+ 5
3/4" (19 mm)	70 - 92		+/- 8	
3/8" (9.5 mm)	50 - 70		+/- 8	
#4 (4.75 mm)	35 - 55	30 - 60	+/- 8	+/- 10
#30 (0.6 mm)	12 - 25		+/- 5	
#200 (0.075 mm)	0 - 8 (b)	0 - 12 (b)	+/- 3	+/- 5

NOTAS:

(a) El diseño de la mezcla debe basarse en las disponibilidades de los materiales y el nivel de servicio requerido en el proyecto. La tolerancia de la mezcla puede permitir resultados de ensayos fuera de los límites de diseño.

(b) Se determina a través del lavado del material tamizado

2.4 ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES TRITURADOS PARA BASE

2.4.1 Valor soporte:

El material deberá tener un CBR, (AASHTO T-193), mínimo de 90%, efectuado sobre muestra saturada a 95% de compactación, según AASHTO T-180, o bien un valor R, AASHTO T-190 mayor de 85.

2.4.2 Abrasión:

La porción de agregado retenida en el tamiz No. 4 (4.75 mm) debe tener un porcentaje de desgaste por abrasión menor de 50, a 500 revoluciones (según AASHTO T-96).

2.4.3 Caras fracturadas y partículas planas o alargadas:

Por lo menos el 50% en peso de las partículas retenidas en el tamiz No. 4; deben tener por lo menos una cara fracturada; menos del 20% en peso pueden ser partículas planas y/o alargadas, con una longitud mayor que de cinco veces el espesor promedio de dichas partículas.

2.4.4 Impurezas:

El material de base o piedra triturada debe estar exento de materia orgánica que pueda producir fallas posteriores.

2.4.5 Graduación:

Los requisitos especificados por la AASHTO M-147.

2.4.6 Plasticidad:

La porción que pasa el tamiz No. 40 (0.425 mm), no debe tener un índice de plasticidad, AASHTO T-90, menor de 6, un límite líquido, AASHTO T-89, menor de 25, determinados ambos de acuerdo a, AASHTO T-146.

Especificaciones de Graduaciones de Materiales Granulares de Sub-Base y Base.

(FP-92)

Malla #	Graduación: Porcentaje que pasa la malla						
	Subbase		Base		Capa Superficial		
	(AASHTO T 27 y T 11)		(AASHTO T 27 y T 11)		(AASHTO T 27 y T 11)		
A	B	C	D	E	F	G (1)	
2 1/2" (63 mm)	100		100				
2" (50 mm)	97 - 100	100					
1 1/2" (37.5 mm)		97 - 100	100				
1" (25 mm)	65 - 79 (6)		97 - 100	100	100	100	100
3/4" (19 mm)				97 - 100	97 - 100	97 - 100	
1/2" (12.5 mm)	45 - 79 (7)						
3/8" (9.5 mm)				56 - 70 (7)	67 - 79 (6)		
#4 (4.75mm)	28 - 42 (6)	40 - 60 (8)	33 - 47 (6)	39 - 53 (6)	47 - 59 (7)	41 - 71 (7)	
#40 (0.425 mm)	9 - 17 (4)		10 - 19 (4)	12 - 21 (4)	12 - 21 (4)	12 - 28 (5)	
#200 (0.074 mm)	4 - 8 (3)	0 - 12 (4)	4 - 8 (3)	4 - 8 (3)	4 - 8 (3)	5 - 16 (4)	

Nota: Los procedimientos de aceptación de la granulometría no se aplican a las mallas donde el 100% o 97 - 100 % del material pasante. Desviaciones permitidas (+/-) de los valores límite del diseño se presentan entre paréntesis.

(1): Razonablemente graduado de grueso a fino. La variación en la graduación del material y su calidad depende de los agregados locales de uso corriente y aceptados por las especificaciones de la Administración.

EQUIVALENTE DE ARENA	LÍMITE LÍQUIDO	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	CBR DE LABORATORIO	ABRASIÓN (LOS ANGELES)	ÍNDICE DE FRAGMENTACIÓN	ÍNDICE DE ELONGACIÓN	INALTERABILIDAD		ÍNDICE DE DURABILIDAD	ABSORCIÓN PARTICULAS > #4	PESO ESPECÍFICO DE LA ESCORIA MÍNIMO (TON/M ³)	PARTÍCULAS TRITURADAS	CONTENIDO DE TERRONES ARCILLOSOS	MATERIAL FIBROSO EN UN LÍQUIDO CON UN PESO RELATIVO=2		PARTÍCULAS ELONGADAS O ACHATADAS > # 3/8" (B)		PARTÍCULAS > # 3/8" - CARAS									
							SULFATO DE SODIO	MAGNESIO						MÁXIMO (%)	MÁXIMO (%)	MÁXIMO (%)	MÁXIMO (%)	MÁXIMO (%)	MÁXIMO (%)	MÁXIMO (%)	MÁXIMO (%)	MÁXIMO (%)	MÁXIMO (%)	MÍNIMO (%)	MÍNIMO (%)	MÍNIMO (%)	MÍNIMO (%)
ASTM (C)	25	4-6																	75								
SUBBASE	25	NP		50			12		35										50								
LIBRO AZUL	25-30-35	6-8-12	20-40-60																								
ASTM (C)	25	4-6		50															75								
BASE	25	N.P.		50			12		35										50								
LIBRO AZUL	50-35	5-6	80-100	32-40	30-N.R.	45-N.R.						80-50	1														

N.P.: No Requerido N.P.: No Plástico

(A) Este requerimiento no es aplicable sobre escoria obtenida en explosiones

(B) Partículas cuyas relaciones entre la dimensión máxima y mínima de su prisma rectangular circunscripto es mayor que 5.

(C) El segundo valor hace referencia a requerimientos de material utilizable, cuando los espesores son considerablemente anchos, y capas de calidad inferior son utilizadas para disminuir el espesor de la capa granular superior inmediata. Para el caso del ensayo de inalterabilidad, los valores de la fila superior representan los límites de la fracción gruesa, mientras que los de la fila inferior representan la fracción fina.

Tabla No.8

2.4.7 Cohesión:

El porcentaje que pasa el tamiz No. 200 (0.075 mm) debe ser menor que la mitad del porcentaje que pasa el tamiz No. 40.

2.4.8 Equivalente de Arena:

Debe ser mayor de 40 según AASHTO T-176.

2.4.9 Material de relleno:

Cuando se necesite agregar material de relleno, éste debe estar libre de impurezas, consistir en un suelo arenoso, limo orgánico o polvo de roca, que pasa el tamiz No. 10 (2.00 mm).

2.4.10 Resistencia al sulfato de sodio:

No debe tener una pérdida de peso mayor del 15% al ser sometido a cinco ciclos, en el ensayo efectuado según AASHTO T-104.

(Ver tablas Nos. 7 y 8).

2.5 ESTABILIZADOS

Con frecuencia los suelos disponibles para construcción no pueden llenar los requisitos de resistencia e incompresibilidad indispensables para su uso en terraplenes o subrasantes. El proceso por el cual se mejora la calidad del suelo, para que pueda alcanzar los requisitos fijados, se llama **ESTABILIZACION**. En su más amplio sentido la estabilización incluye la compactación, el drenaje, la preconsolidación y la protección de la superficie contra la erosión y la infiltración de la humedad.

2.5.1 CEMENTACION

Una gran variedad de agentes cementantes o ligantes se emplean para cementar. Este es el método más usado y de mayor éxito en la estabilización. Cuando el agente cementante es relativamente rígido, se puede aumentar el módulo de elasticidad del suelo y disminuir la compresibilidad, por ejemplo: la compresibilidad disminuye con el aumento del peso específico (o la disminución de relación de vacíos), y la disminución de la humedad de compactación.

2.5.2 SUELO-CEMENTO

En la estabilización con suelo-cemento se emplea cemento Portland para formar una mezcla cohesionante en el propio lugar; en esta mezcla el suelo es el árido. Este tipo de estabilización ha tenido mucho éxito en la construcción de pavimentos de bajo costo para tránsito ligero y como capas rígidas de base para tránsito pesado.

La proporción de la mezcla, para obtener la durabilidad y resistencia requerida, se determina por un procedimiento de tanteo. Se preparan mezclas de suelo con diferentes cantidades de cemento y se compactan a la humedad óptima por el método Proctor Standard.

La clave del éxito en la estabilización con suelo cemento está en mezclarlo perfectamente. Una compactación adecuada también es esencial. Corrientemente esto se hace de la misma manera que si se compactara el suelo solamente. En todos los casos la superficie se termina con un rodillo neumático. El suelo cemento no tiene una gran resistencia al desgaste, en los pavimentos; y en las áreas expuestas a filtraciones es necesario sellar la superficie con una capa delgada de material bituminoso.

La estabilización con ceniza ligera y cal se parece a la estabilización con cemento, porque se produce un cemento puzolánico al reaccionar la cal con la sílice de

las cenizas.

En general se emplea del 10 al 15% de una mezcla de dos partes de ceniza y una parte de cal que se mezcla con el suelo y se compacta como si fuera cemento Portland.

2.5.3 CEMENTACION CON ASFALTO

Los ligantes bituminosos, corrientemente los asfaltos rebajados FR-1, FR-3, FM-1 y FM-3, se han usado para subrasantes y pavimentos de bajo costo. Las emulsiones asfálticas también son usadas, pero se necesita un período largo de tiempo seco para que la mezcla se cure debidamente. La cantidad de asfalto se determina por pruebas o se hace uso de experiencias anteriores; generalmente es de 4 al 7% en peso. La estabilización asfáltica tiene su mayor uso en suelos arenosos con poca o ninguna arcilla, como son los suelos de clases SW, SP y SM, por lo que éstos se usan con frecuencia.

2.5.4 CEMENTACION QUIMICA

La cementación química consiste en unir las partículas del suelo, con un agente cementante que se produce por una reacción química dentro del suelo, por ejemplo, a través de la mezcla con silicatos solubles.

2.5.5 ESTABILIZACION MECANICA

La estabilización mecánica es el mejoramiento del suelo por el cambio de graduación. Cuando se diseñan mezclas de suelos, para lograr con ellas determinadas propiedades, la granulometría suele ser el requisito más relevante en la fracción gruesa, en tanto que la plasticidad lo es, naturalmente, en la fina. (ver referencia No. 1).

De acuerdo a la experiencia, los mejores ligantes (más finos que el tamiz No. 40), son los suelos CL, con Límites Líquidos menores de 35 e Índice de Plasticidad entre 5 y 15.

La estabilización mecánica se emplea principalmente en las subrasantes de pavimentos y para pavimentos de bajo costo.

CAPITULO III

METODOS DE COMPACTACION DE SUELOS

3.1 INTRODUCCION

La compactación de suelos es el procedimiento de aplicar energía al suelo suelto para consolidarlo y eliminar espacios vacíos, aumentando así su densidad y en consecuencia, su capacidad de soportar cargas.

La compactación rinde los siguientes beneficios:

- a. Aumenta la capacidad para soportar cargas.
- b. Impide el hundimiento del suelo.
- c. Reduce el escurrimiento del agua.
- d. Reduce el esponjamiento y la contracción del suelo.

3.2 DEFINICION Y DESCRIPCION DE LOS DISTINTOS METODOS DE COMPACTACION EN USO

Se usan diferentes métodos de compactación; cada uno tiene sus aplicaciones y limitaciones. A veces no es posible lograr el grado de compactación especificado, debido a que el equipo usado no es el adecuado o no se ha usado correctamente, siendo ésta la causa de la falta de compactación.

3.2.1 METODOS DE COMPACTACION

a. FUERZA ESTATICA.

La compactación se logra utilizando una máquina pesada, cuyo peso comprime las partículas del suelo sin necesidad de movimiento vibratorio. Por ejemplo mediante la utilización del rodillo estático.

b. FUERZA DE IMPACTO

La compactación se produce por una zapata apisonadora que golpea y se separa del suelo a alta velocidad, de hecho "amasando" el suelo para aumentar su densidad; por ejemplo a través del uso de un apisonador.

c. VIBRACION

La compactación se logra aplicando al suelo vibraciones de alta frecuencia. Por ejemplo, mediante el uso de una plancha vibratoria.

d. VIBRO-FLOTACION

En este proceso se emplea un cilindro vibrador de 15 pulgadas de diámetro y siete pies de largo, con propulsores de agua en sus dos extremos, es introducido dentro del suelo por medio de una grúa. Las vibraciones y los propulsores de agua inferiores permiten que se hunda fácilmente, para densificar el suelo a su alrededor. Los propulsores superiores de agua permiten que sea extraído o removido fácilmente.

El equipo se saca lentamente y al mismo tiempo se coloca arena en el espacio anular que queda entre el vibrador y el suelo, con lo cual se llena el hueco que queda atrás.

Este método es apropiado solamente para suelos de drenaje libre, en los que el agua en los poros no impide la compactación. Se puede usar bajo el nivel freático. (Ver ref. No. 11)

e. POR AMASADO

Amasar es un proceso por el cual se hace que las masas de suelo se pulvericen debido a presiones elevadísimas, logrando bajar la relación de vacíos, debido al

mantenimiento lateral de las partículas se mezclan así más a fondo las partículas gruesas con las finas.

El proceso de amasado exige que la energía, sea aplicada en un área pequeña, a efecto de producir presiones estáticas muy grandes.

3.3 APLICACION DE LOS METODOS DE COMPACTACION A LOS PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS Y RECOMENDACIONES

a. POR AMASADO

Es muy efectivo para suelos cohesivos en que los elevados esfuerzos de corte aplicados vencen las fuerzas atractivas entre partículas. Es inefectivo para suelos granulares, pues las partículas se desplazan lateralmente sin producir compactación efectiva, y en caso de grava o piedra produce fracturación y segregación de materiales graduados.

b. POR IMPACTO

Bajo este nombre genérico se agrupan los compactadoras que actúan por golpes sucesivos, y con impactos rápidos sobre el material que se compacta.

Este método de compactación tiene una especial aplicación, en suelos finos con abundante contenido de grava y guijarros, en suelos finos residuales que contengan fragmentos de roca parcialmente intemperizados. Es de mucha utilidad en la compactación de rellenos residuales.

c. **POR PRESION ESTATICA**

Este método se lleva a cabo por medio de presiones que se ejercen sobre el suelo, la forma de compactación se produce de arriba hacia abajo, es decir, desde la superficie del material hasta la capa compactada anteriormente.

Los tipos de suelos en que son más eficaces son los de naturaleza granular, por ejemplo, las arenas y gravas relativamente limpias.

d. **POR VIBRACION**

Este método se lleva a cabo impartiendo una fuerza dinámica al suelo, por medio de impactos rápidos o vibraciones. Este proceso es bueno para suelo granulares libres de finos plásticos o si poseen un mínimo de los mismos. Para suelos gruesos esta forma de compactar es conveniente, reduciendo momentáneamente la fricción interna del suelo, produciendo la reordenación de las partículas en el instante de la separación, los finos tienden a llenar los vacíos existentes entre los gruesos.

La fricción interna es reducida por la vibración, en arenas y gravas, sumándose a esto la presión que ejerce la máquina; provocando cargas de compresión y esfuerzos cortantes, los que disminuyen el porcentaje de vacíos, y contrarrestan la tensión capilar en el caso de las arenas húmedas.

De los métodos expuestos, en la Ingeniería Vial, y específicamente para la compactación de las capas estructurales del pavimento; los sistemas de compactación de más uso son: **Impacto, Vibración, Presión y Amasado**; éstos se describen en el capítulo, No. 4.

CAPITULO IV

EQUIPOS DE COMPACTACION

4.1. DESCRIPCION:

Para obtener los resultados deseados, en función del material a compactar, se debe seleccionar el equipo apropiado.

El equipo de compactación para capas de estructura vial, se clasifica de la siguiente forma:

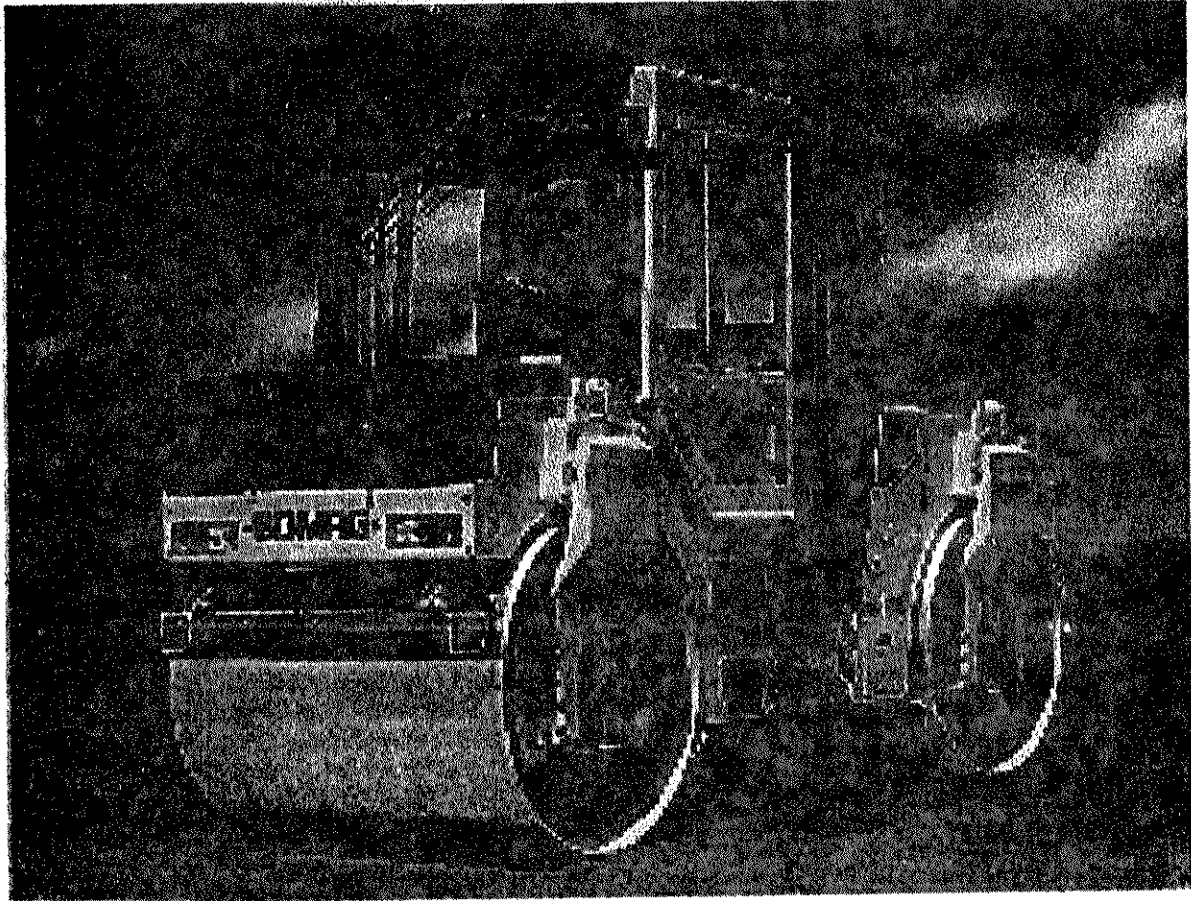
- Compactadoras de rodillo de acero.
- Compactadoras de llantas de hule o neumáticos.

4.1.1 COMPACTADORAS DE RODILLO DE ACERO

Los rodillos de más utilización son:

a. Rodillo Liso: Las compactadoras de rodillo liso van equipados, generalmente, con barras separadoras y dispositivos de aspersion, que impiden que los rodillos arrastren el material en una vuelta completa, y que se produzcan irregularidades durante el proceso de compactación de los materiales. Las compactadoras pequeñas del tipo Tándem de dos ejes, con capacidad de dos a cinco toneladas, se equipan con neumáticos de rodamiento en ambos lados del aparato, entre los ejes de los rodillos. Estos neumáticos se levantan durante la operación del aplanado pero, pueden bajarse para despegar los rodillos de la superficie y servir como ruedas de arrastre para remolcar la aplanadora con un camión, (Ver gráfica No. 1 y 2)

Para suelos gruesos, la vibración es conveniente porque reduce, por instantes, en forma considerable la fricción interna de los granos. Mientras la presión estática debe



Gráfica # 1

Compactadora de Rodillo liso

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
E. S. A. 1980
F. 1980



Gráfica # 2

Compactadora de rodillo liso con neumáticos

vencer esta fricción en todo su valor, por un mecanismo en el que incluso aumente mucho la resistencia al deslizamiento de los granos, precisamente por el aumento en la presión normal.

En los procedimientos de compactación de campo, se combinan siempre la vibración con la presión; la vibración utilizada sola resulta poca eficiente. La presión es necesaria para vencer los nexos interparticulares que se producen tanto en los gruesos como en los finos.

b. Rodillo Pata de Cabra:

Estas máquinas pueden compactar eficazmente suelos cohesivos. Si se descarga el material suelto en capas de 6 a 10" de espesor se logra la compactación adecuada al diseño, con la pata de cabra.

Las patas se entierran para amasar y apisonar el material fresco hacia la capa compactada, mientras la parte sólida del compactador aplica presión sobre la parte superior de la nueva capa. A medida que el nivel inferior de las capas se van compactando, el compactador del tipo pata de cabra va pisando en el seno del relleno, niveles más y más altos, al aumentar el número de pasadas.

Generalmente, el compactador de pata de cabra trabaja moviéndose a través del material suelto, en vez de rodar sobre él. Su resistencia al rodamiento puede ser de hasta 500 lb/ton, (Ver gráfica No. 3).

Los rodillos pata de cabra, estáticos o vibratorios tienen tambores provistos de un sin número de resaltos semejantes a patas de cabra que ejercen una acción como de amasar el suelo. Este tipo de rodillo sirve para compactar suelos finos plásticos. Los resaltos favorecen a la dosificación de la presión del agua, contenido en el suelo, que se



Gráfica # 3

Compactadora Pata de Cebra

origina por los esfuerzos de tensión de la compactadora. De no dosificarse la presión del agua, el suelo no quedaría compactado.

c. COMPACTADORAS DE PLACA VIBRATORIA Y DE IMPACTO

Existen dos tipos de compactadoras del tipo impacto; siendo los apisonadores y los de masa de caída libre. De éstos únicamente los apisonadores tienen uso en determinadas partes de la estructura vial, tales como en zanjas, áreas adyacentes a alcantarillas o estribos de puentes, coberturas de alcantarillas, etc. En general en donde no puedan usarse otros equipos de compactación de mayor rendimiento, por razones de espacio o por temor al efecto de un peso excesivo.

Los golpes pueden producirse mediante un pistón de aire del tipo martinete o también, por pesos excéntricos que giran a velocidades de 1000 a 2500 rpm., colocados dentro de un depósito en forma de caja, con una placa en el fondo para actuar sobre el material.

Un compactador de placas requiere menos pasadas que un rodillo vibratorio para obtener la compactación deseada (para una misma capa). Generalmente dos pasadas del compactador de placas vibratorias dan el 90% o más de compactación. Dicha compactación se hace por vibración con frecuencias que oscilan entre 1200 y 6000 impactos por minuto, (Ver gráfica No. 4.2 y 4.3).

4.1.2. COMPACTADORAS DE LLANTAS DE HULE O NEUMATICOS

Se utilizan en suelos granulares, incluso en esquistos y rocas, su peso varía desde muy ligero hasta 200 toneladas; éstos pueden ser auto propulsados o remolcados con tractor, (éstos casi no se utilizan). La profundidad compactada depende de su peso (es necesario conocer el peso de cada llanta, el cual puede ser regulado de acuerdo a las necesidades).



4.1

4.2

4.3

4.1 Rodillo Pata de Cabra

4.2 Plancha Vibratoria

4.3 Apisonador o de Impacto

Gráfica # 4

Los rodillos llantas de hule, tienen su campo de aplicación principalmente, en los suelos arenosos con finos poco plásticos, en los que no existe grumo, cuya disgregación requiera de grandes concentraciones de presión, como las que producen los rodillos pata de cabra; en estos suelos resulta eficiente la aplicación de presiones uniformes en áreas mayores, lo que incluso evita que se produzcan zonas sobre fatigadas en el material compactado.

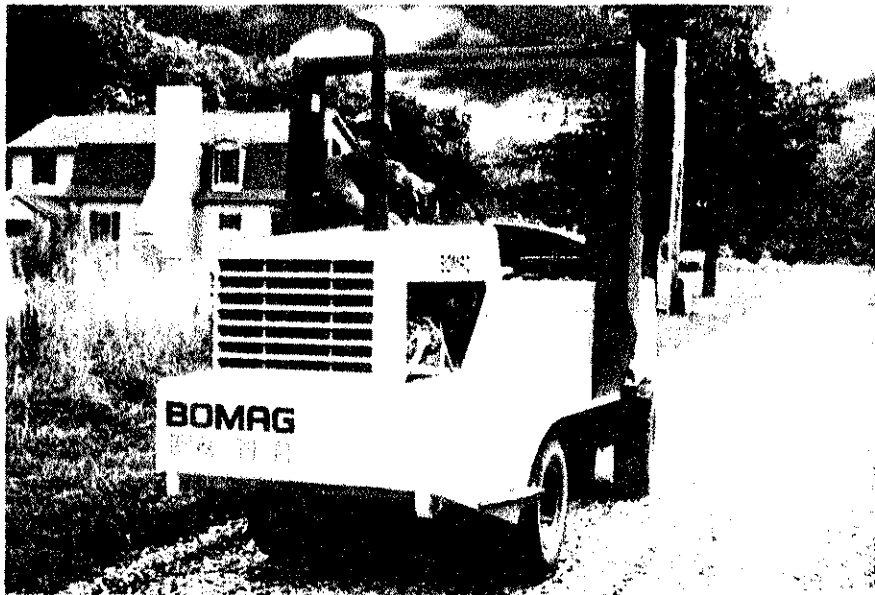
En limos poco plásticos también son eficientes los rodillos de neumáticos

Los neumáticos están colocados de manera que los traseros, corren en los espacios que quedan entre los delanteros, teóricamente sin dejar huellas. Tiene un número impar de neumáticos de 9 a 19. El tamaño más usado es el de 45 toneladas. Los compactadoras de este tipo pueden trasladarse a velocidades no mayores de 50 kph, (Ver gráfica No. 5).

4.2. APLICACIONES

a. **RODILLOS PATA DE CABRA:** Estos rinden sus mejores resultados en suelos finos. La concentración de presión que producen los vástagos se ha revelado; como muy útil para la rotura y disgregación de los grumos que se forman en las arcillas homogéneas por acción de fuerzas de naturaleza capilar entre sus partículas.

En suelos finos no homogéneos, con diferentes rangos de tamaños, la acción de la pata de cabra resulta muy benéfica para romper y disgregar las diferentes partículas y para unir entre sí las distintas capas de material compactado, pues al quedar distorsionada la superficie de cada capa, se compacta junto con la siguiente, lo que elimina la tendencia a la laminación. En arcillas blandas francas, además de que tienen la posibilidad de eliminar grumos, el rodillo pata de cabra resulta eficiente por la acción de amasado. Es conveniente para compactar núcleos impermeables de presas de tierra



Gráfica # 5

Compactadora de Neumáticos

o fondo de canales, donde el amarre entre capas es importante. También, para subrasantes y subbases que tengan las características mencionadas.

Requerimientos de compactación de acuerdo a la máxima densidad seca, obtenido en el ensayo de compactación "Proctor Estándar".

Para compactar un espesor de 6"; se deben dar de 4 a 6 pasadas para suelos finos. Y de 6 a 8 pasadas para suelos gruesos.

Para compactar de 8 a 12" se deben dar de 3 a 5 pasadas, el peso es de 1 a 20 toneladas. La fuerza dinámica es de 20 toneladas. Puede tener sistema de frecuencia cíclica fija o variable.

La presión de contacto debe controlarse a efecto de evitar la falla por corte en la tercera a cuarta pasada.

Para obtener el rendimiento adecuado del rodillo pata de cabra se debe tomar en cuenta la forma de operar el equipo. Si se hacen pasadas en la misma dirección, las patas penetran en los mismos agujeros, en el cual se obtiene un bajo rendimiento, con sólo hacer un cambio de dirección en el recorrido, se puede alcanzar un buen resultado.

b. LOS RODILLOS LLANTAS DE HULE: Se utilizan para suelos limpios, de grano grueso, y con 4 a 8% pasa tamiz No. 200. También son utilizados para el acabado de la superficie superior de las capas compactadas (terminación de la subbase, base y de carpetas de mezcla asfáltica)

Para compactar un espesor de 10" para suelos limpios de grano grueso se requiere dar de 3 a 5 pasadas.



Para compactar un espesor de 6 a 8", para suelos de grano fino bien graduados, se requiere dar de 4 a 8 pasadas.

La presión del inflado de las llantas varía de 35 a 130 lbs/pulg² para material granular limpio.

Para bases gruesas y compactación de subrasante, la carga de la llanta es de 18000 a 25000 lbs. la presión de inflado de la llanta excede de 65 lbs/pulg².

Para arenas uniformes limpias o arenas finas limosas, usar llantas de presión de 40 a 50 lbs./pulg²

c. LOS RODILLOS DE ACERO LISOS: Son apropiados para compactar subrasantes, subbases y bases formadas de mezclas de grava-arena bien graduadas. Pueden utilizarse para suelos finos, siempre y cuando no sean muy plásticos. No son adecuados para compactar arenas limpias bien graduadas o arenas limosas uniformes.

Para compactar de 8 a 12" se deben de dar 4 pasadas; de 6 a 8", 6 pasadas.

Los rodillos tipo Tándem para compactación de material de subrasante o base de 10 a 15 toneladas de peso, con 300 a 500 Lbs./pulgada lineal del rodillo trasero.

Los rodillos de 3 ruedas para compactación de suelos finos, de 5 a 6 toneladas para materiales de baja plasticidad. Hasta de 10 toneladas para materiales de alta plasticidad.

d. RODILLO LISO VIBRATORIO: Se utiliza para suelos gruesos y mezclas de grava-arena con poca cantidad de finos.

Para compactar de 6 a 12" se deben dar de 3 a 5 pasadas; hasta 36", de 4 a 6 pasadas. El peso es de 1 a 20 toneladas balastadas. La fuerza dinámica es de 20 toneladas, pueden tener sistema de frecuencia cíclica fija o variable.

e. **COMPACTADOR DE PLATO VIBRATORIO:** Estos son eficaces para la compactación en áreas reducidas, por ejemplo, banquetas, zanjas, etc.

Las planchas con frecuencias de vibración bajas son apropiadas para compactar gravas y arenas gruesas. Mientras las de vibración alta son las indicadas para compactar arenas finas. Dan mejores resultados para materiales con 4 a 8%, pasa tamiz No. 200 a su humedad óptima.

Para compactar de 8 a 10" se deben dar 3 pasadas. Las placas o planchas individuales no deben pesar menos de 200 libras. Pueden utilizarse en Tándem cuando el espacio lo permite. Para suelos limpios gruesos la frecuencia de vibración es de 1600 ciclos por segundo.

Se fabrican planchas o placas manuales o autopropulsadas, sencillas o múltiples, con un ancho de cobertura entre 1.5 a 5 pies. Para compactar áreas grandes contemplar la posibilidad de utilizar equipo vibratorio de tambor.

f. **APISONADORES:** Estos son muy efectivos para compactar suelos cohesivos. Su eficacia es bastante satisfactoria, debido al alto número de golpes que dan por minuto, de 500 a 800.

La mejor aplicación de los apisonadores lo constituye, por ejemplo, los rellenos en zonas de difícil acceso, zanjas, en las proximidades de obstáculos, etc.

g. **MAZO MANUAL O MOTORIZADO:** De 4 a 6" limos, arcillas; para capas de 6" granos gruesos se deben dar dos coberturas, se usan para accesos difíciles, rellenos de

zanjas, o para suelos inorgánicos; deben de tener como mínimo 30 libras de peso. Rango amplio, dependiendo de materiales y condiciones. La posible variación de peso es de 250 libras. El diámetro de pata o mazo de 4 a 10 pulgadas.

CAPITULO V.

CONTROL DE CALIDAD DE TRABAJOS DE COMPACTACION

5.1 INTRODUCCION

El control de la compactación tiene por objeto determinar si un suelo sometido a ese proceso fue compactado debida y satisfactoriamente. Esto indicará la posibilidad del material de comportarse de acuerdo a lo diseñado, durante su vida útil.

La determinación se lleva a cabo evaluando los resultados obtenidos en campo, es decir, midiendo las cualidades de, densidad máxima y humedad óptima "in situ" y comparando los resultados con los patrones establecidos previamente en el laboratorio.

El éxito de la compactación en construcción de carreteras, dependerá de la buena ejecución de las siguientes operaciones:

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

Los métodos principales que se emplean en la actualidad para verificar la compactación en el sitio de trabajo son los siguientes:

5.1.1 METODO CONO DE ARENA

Este método es el más usado y seguro, se puede tomar como referencia o comparación cuando se utilicen otros métodos.

La densidad que se obtiene se compara con la densidad máxima de una Prueba de Proctor, obteniéndose la densidad Proctor relativa.

En las pruebas de cono de arena se utilizan varios tipos de arena, pero cada aparato de cono de arena se calibra para utilizar un solo tipo de arena.

El método cono de arena ha sido empleado por mucho tiempo y es bien conocido y aceptado.

5.1.2 METODO NUCLEAR

El método de la densidad/humedad nuclear opera según el principio de que suelos densos absorben más radiación que suelos sueltos. El medidor nuclear se coloca directamente sobre el suelo que se va a probar y se conecta para que funcione. Los rayos gamma de una fuente radioactiva penetran en el suelo, y según sea el número de vacíos de aire que existan, un número de rayos se reflejan y vuelven a la superficie.

Estos rayos que se reflejan son registrados en el contador, luego la lectura del contador se compara con los datos en un cuadro que indica la densidad del suelo en kilos por metro cúbico. Esta densidad se compara con la densidad máxima de una prueba de Proctor y se obtiene la densidad relativa de Proctor.

El método nuclear ha adquirido popularidad debido a su exactitud y rapidez, los resultados de la prueba se obtienen en 3 minutos, y el suelo no se perturba. Los

medidores nucleares más recientes incorporan módulos indicadores rápidos para verificar instantáneamente la densidad después de cada pasada del equipo. Además, este método permite establecer rápidamente el uso óptimo del compactador al eliminar la compactación excesiva, desgaste y abuso del equipo y el desperdicio del tiempo del operador.

5.1.3 OTROS METODOS

Actualmente se vienen empleando con éxito diversos equipos sencillos de penetración, como son, el Penetrómetro Dinámico de Cono (PDC) y Prueba de Penetración Estándar (SPT por sus siglas en inglés). Los mismos permiten conocer rápidamente la resistencia de los suelos, existiendo una serie de correlaciones de los resultados obtenidos con el CBR o con la densidad de compactación.

- a. Para el caso del Penetrómetro Dinámico de Cono (PDC), empleando la expresión desarrollada en Sudáfrica, se puede establecer rápidamente una relación del número de golpes con el CBR "in situ", y comparar este con el de diseño.

De esta manera se obtiene en forma rápida la medición del porcentaje de compactación del suelo.

A continuación se muestra la relación:

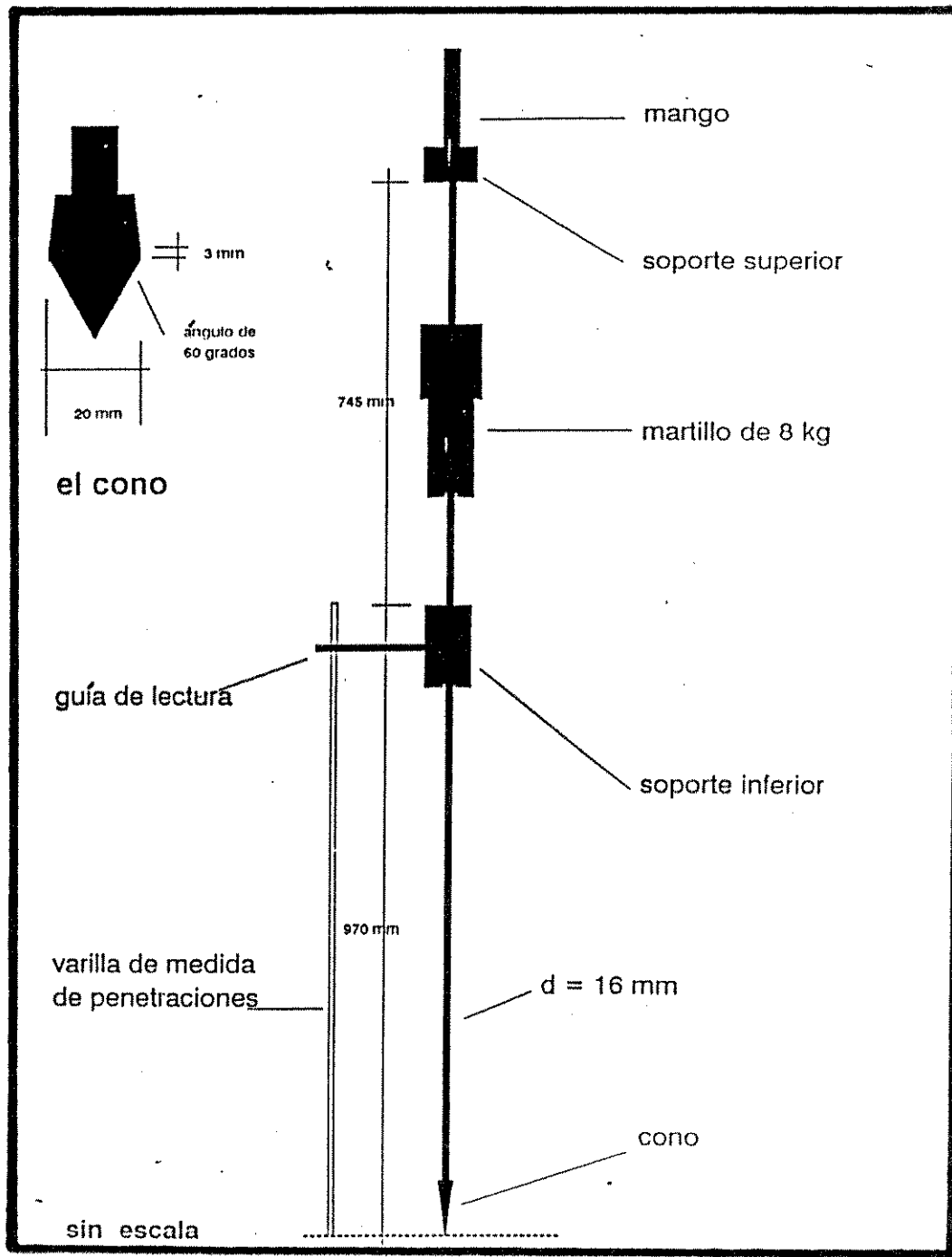
$$\text{CBR} = 398.11 * P^{-1.26}$$

Donde:

CBR = El CBR para las condiciones in situ (%)

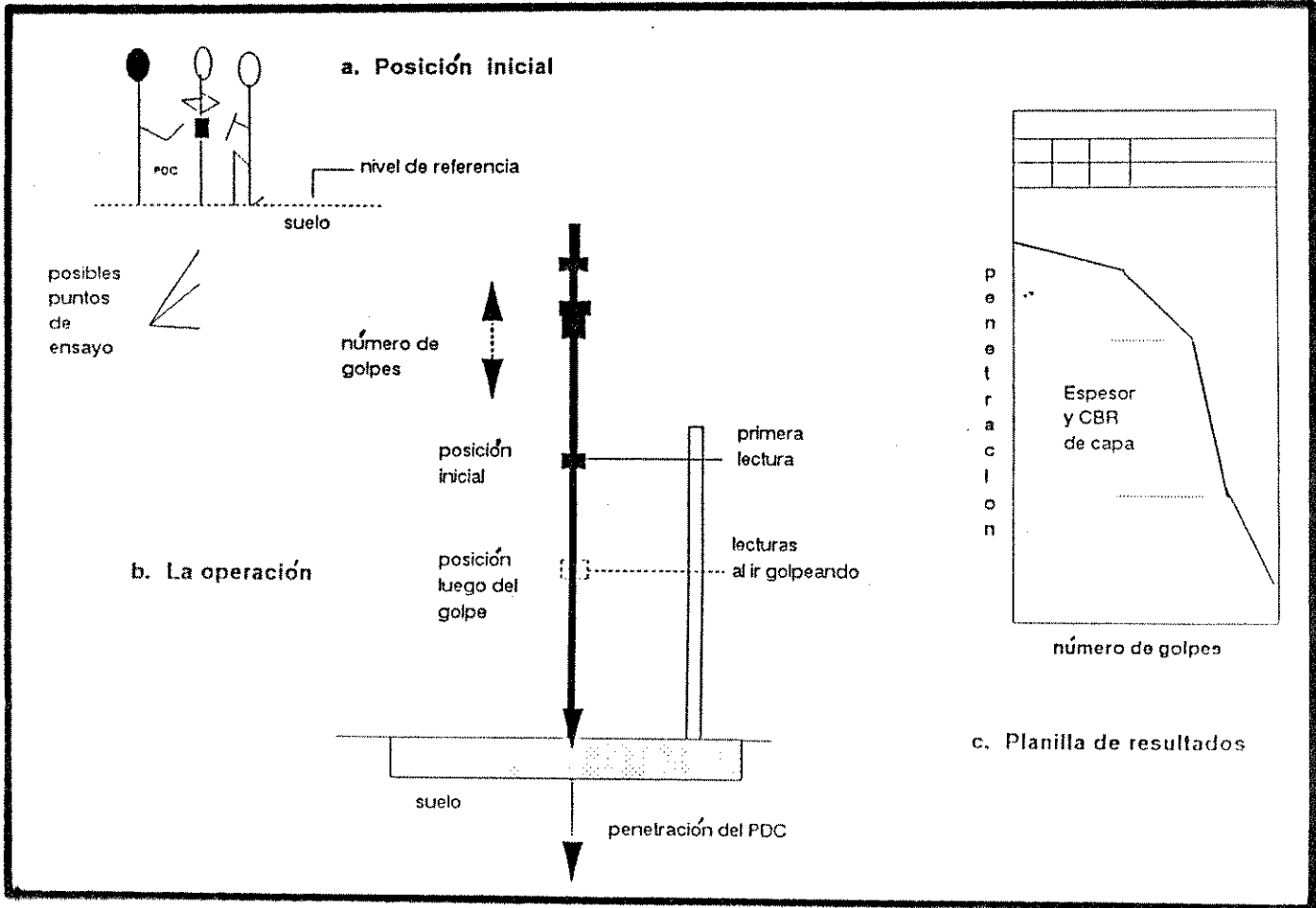
P = La pendiente de cada reta (mm/golpe)

(Ver gráficas No. 6 y 7).



Gráfica # 6

Penetrómetro Dinámico de Cono (PDC)



Gráfica # 7

Ensayo con el Penetrómetro Dinámico de Cono

b. Para SPT empleando la expresión desarrollada en Israel.

$$\text{CBR} = 1.5 \cdot \text{NGspt} / (1.4 \cdot (1 + (P \cdot D / 10000)))$$

Donde: CBR = El CBR para las condiciones in situ (%)

NGspt = Número de golpes del SPT para penetrar 305 mm.

P = Profundidad donde se efectúa el ensayo de SPT (m)

D = Densidad del suelo sobre profundidad del ensayo (Kg/m³).

c. También es posible definir el CBR in situ a través de la medida de deflexiones del pavimento por la acción de una carga, normalmente para pavimentos existentes, mediante la expresión desarrollada por la AASHTO.

$$\text{CBR} = 0.24 \cdot P / (1500 \cdot (D/2.5) \cdot (d/2540))$$

Donde: CBR = El CBR para las condiciones in situ (%).

P = Carga en libras.

D = Distancia del centro de carga al punto de lectura de la deflexión, cm.

d = Deflexión a la distancia D, 1/100 mm.

5.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

Actualmente se hacen dos usos principales a las pruebas de compactación de laboratorio, primero, se compactan los suelos para obtener datos para proyectos de estructuras de tierra, esta información se refiere a resistencia, deformabilidad, permeabilidad, susceptibilidad al agrietamiento, la representatividad de la prueba, en el sentido que se produzca en el laboratorio un suelo con las mismas propiedades mecánicas que después se obtendrán al compactar los materiales en el campo. Segundo, las pruebas de compactación, que es el que de ellos se hacen en las operaciones de Control de Calidad, en este caso la prueba funcionará

fundamentalmente como un índice comparativo del peso volumétrico de laboratorio y de campo. Lo esencial de un índice de comparación es que sea siempre el mismo.

Fue PROCTOR en 1,933 que desarrolló su prueba, la primera; históricamente han ido apareciendo otras, que se pueden agrupar de la siguiente forma:

-PRUEBAS DINAMICAS

-PRUEBAS ESTATICAS

-PRUEBAS POR AMASADO

-PRUEBAS POR VIBRACION

-PRUEBAS ESPECIALES O EN PROCESO DE DESARROLLO

5.2.1 PRUEBAS DINAMICAS

Todas las pruebas dinámicas tienen las siguientes características:

a. El suelo se compacta por capas en el interior de un molde metálico cilíndrico, variando, de unas pruebas a otras, el tamaño del molde y el espesor de la capa, ejemplo:

a.1 PROCTOR NORMAL: (ASTM D-698. ASSHO T-99 BRITISH STANDARD 1377; 1,948), veinticinco golpes con un pisón que pesa 5.5 libras, cayendo de una altura de 12 pulgadas, en cada una de las tres capas iguales de material, colocado en un molde cilíndrico de 4" de diámetro y 1/30 de pie cúbico de capacidad.

a.2 PROCTOR MODIFICADO: (ASTM D-1557. ASSHO MODIFICADA). Veinticinco golpes con un pisón que pesa 10 libras, cayendo de una altura de 18", en cada una de las cinco capas iguales de material colocado en un molde cilíndrico de 4" de diámetro y 1/30 de pie cúbico de capacidad.

5.2.2 PRUEBAS ESTATICAS

Esta prueba de compactación estática, la introdujo O.J.PORTER y alcanzó su forma definitiva alrededor de 1935. En ella se compacta al suelo colocándolo dentro de un molde cilíndrico de 15.24 cm. (6") de diámetro.

El suelo se dispone en 3 capas, acomodándolo con 25 golpes de una varilla con punta de bala, lo que no significa una compactación intensa, pues la varilla es ligera y la altura de caída, que no está especificada, es la mínima utilizable por el operador para una manipulación cómoda.

La prueba clásica estática está ligada con la prueba de Valor Relativo Soporte (CBR), muy usada en pavimentos y ésta es, quizá, otra razón de su supervivencia en la tecnología de muchas instituciones.

5.2.3 COMPACTACION POR AMASADO

Los métodos de compactación por amasado son relativamente nuevos en la tecnología de los laboratorios; la excepción la constituye la prueba denominada "miniatura" que desarrolló S.D Wilson, en la Universidad de Harvard (EEUU).

En la prueba de miniatura el efecto de amasado se logra al presionar un émbolo de área especificada contra la superficie de las diversas capas con las que se constituyen la muestra dentro de un molde, el cual tiene las dimensiones necesarias para formar un espécimen apropiado para la realización de pruebas triaxiales convencionales; en cualquier aplicación se transmite al émbolo una presión constante, lo que se consigue cuando se le adapta un resorte calibrado, que permite saber el momento en que se aplica tal presión.

5.2.4 COMPACTACION POR VIBRACION

La técnica Sueca ha desarrollado otro tipo de prueba de laboratorio con vibración que consiste en colocar un espécimen en la parte baja de un cilindro unido a un bloque masivo de concreto; sobre el espécimen y cubriéndolo en toda su superficie vibra una placa, provista de un vástago, sobre el que actúa el vibrador. Los métodos de vibración en el laboratorio también estandarizado a base de una mesa vibratoria combinada con una sobrecarga o con un pisón vibratorio. La investigación de laboratorio ha demostrado que la utilización de frecuencias de resonancia para el sistema suelo-vibrados es más útil cuanto mayor sea la presión que se ejerce sobre el suelo compactado.

5.2.5 PRUEBAS ESPECIALES O EN PROCESO DE DESARROLLO

Entre éstas merece especial mención la máquina giratoria de compactación, que es obvio que ha sido ideada con el propósito de reproducir en el espécimen de laboratorio la estructura y demás condiciones que adquiere el suelo cuando se le compacta en el campo con los equipos de rolado usuales. Se puede considerar a este equipo como un compactador de amasado. Muchas de las pruebas que hasta ahora se han hecho con este aparato están ligadas a la tecnología de los pavimentos. La máquina ha demostrado que es útil para detectar la influencia de la plasticidad de la fracción fina de los suelos que se prueban y para estudiar la degradación estructural de los materiales bajo un cierto tipo de carga dinámica.

5.3 ENSAYOS DE CAMPO COMPLEMENTARIOS Y/O DEFINITIVOS

Ultimamente se están realizando con más intensidad ensayos que verifican el estado de condición terminado "in situ".

5.3.1 DEFLEXION

DEFINICION

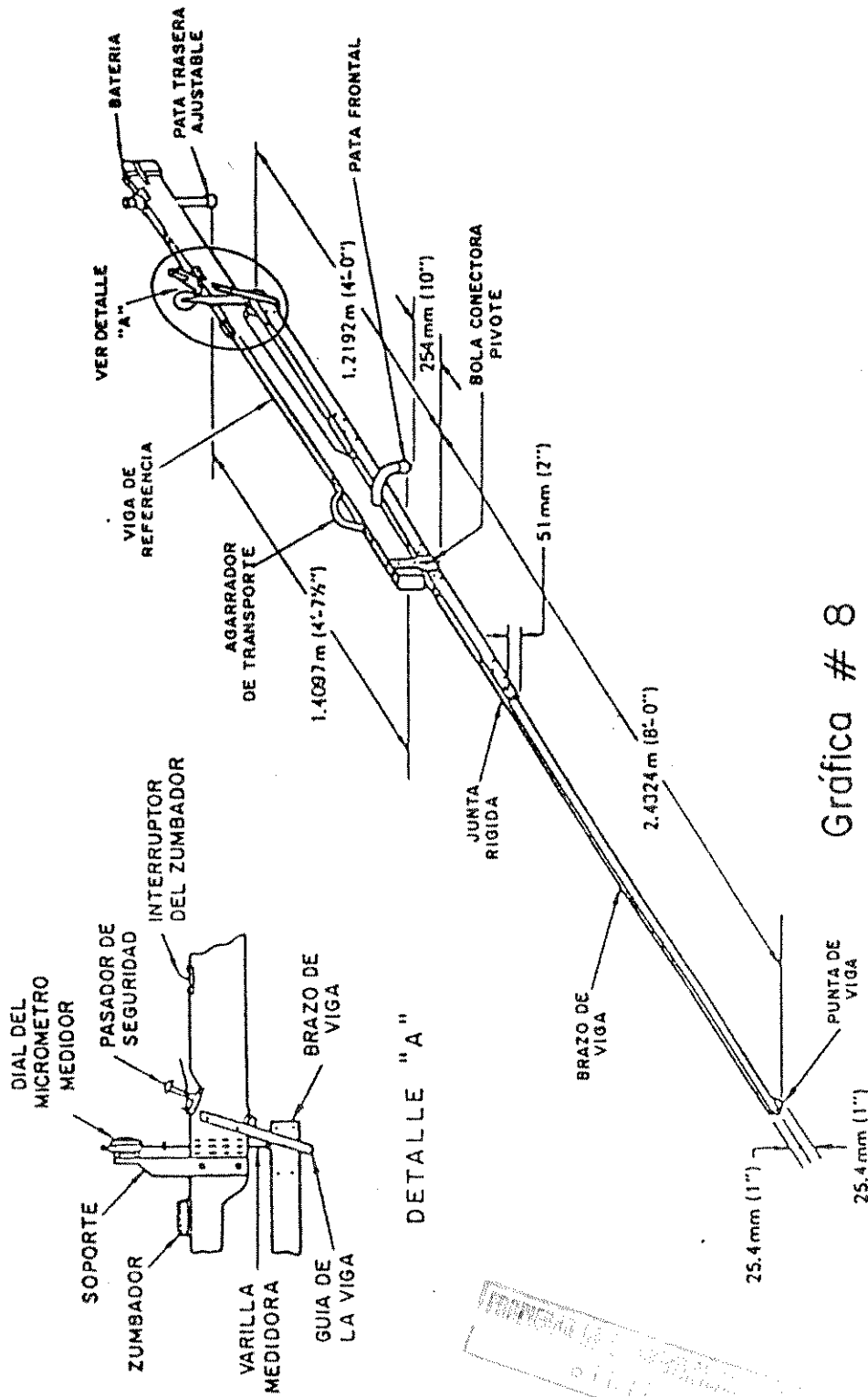
La deflexión máxima permisible, se define como aquel valor (basado en cálculos) que cada capa de la carretera debe sufrir en condiciones críticas, y lo cual se considera como la mayor aconsejable, de acuerdo con el tipo de carga, materiales componentes, así como espesores de capas compactadas. Es prácticamente el resultado de la evaluación del diseño final para determinado proyecto. Esta debe chequearse durante la construcción, con ayuda de la viga Benkelman o cualquier otro método recomendado y aceptado para cada capa.

5.3.2 VIGA BENKELMAN

Es un aparato portátil y liviano. La cual consiste en una varilla larga de 12 pies, que actúa como palanca con el punto de apoyo a 8 pies de un extremo, ésta se apoya en el punto (cualquiera) donde se desea controlar la deflexión, con el extremo del brazo largo, y el otro extremo (brazo corto) hace funcionar un micrómetro que proporciona la lectura con una aproximación de 0.001 de pulgada (Ver figura No. 8).

5.3.3 MEDICION DE LA CURVA DE DEFLEXION POR MEDIO DEL DEFLECTOMETRO DE IMPACTO DINAMICO (FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER, FWD).

El sistema FWD, es usado para medir deflexiones en estructuras de pavimento, para fines de evaluar las capacidades de cargas de soporte de las estructuras existentes, subrasantes. Estas mediciones consisten en aplicar una carga dinámica en el pavimento (el rango de carga varía y es aplicado en kilogramos), causada por la caída de una masa sobre un plato circular, cuya superficie de contacto se asemeja a la de rueda de un camión.



Gráfica # 8

VIGA BENKELMAN

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
 DIVISION DE INVESTIGACIONES EN CIENCIAS FÍSICAS Y QUÍMICAS
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE FLUIDOS Y DE MATERIALES
 CARACAS, VENEZUELA

Las deflexiones producidas son medidas por medio de un grupo de geófonos (sensores), ubicados a una distancia de: 0, 30, 60, 90, 120, 150 y 180 cm., del centro de disco de carga, de diámetro 30 cm., y registrados automáticamente en un computador portátil presente en el vehículo que arrastra y controla el remolque de medición.

Las ventajas de este método son, entre otras, la facilidad de aplicación de una carga comparable con la aplicada al pavimento por el eje de un camión pesado en tráfico representativo, la exactitud en el registro de los resultados, la toma de toda la curva de deflexión y la mayor velocidad de medición en sitio en comparación con otros métodos existentes basados en principios similares de deflexión (Ver gráfica No. 9).

5.3.4 EL DYNAFLECT

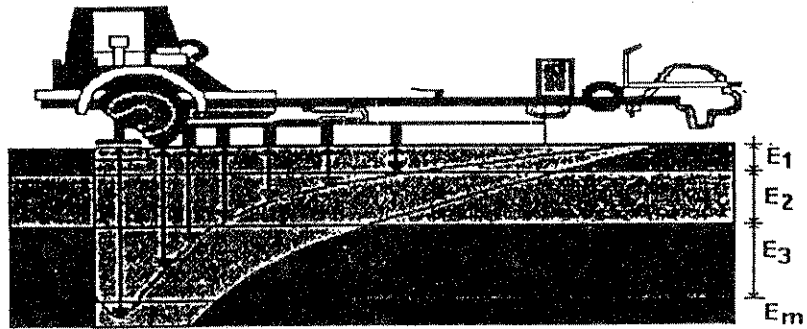
Es un sistema electromecánico que mide la deflexión dinámica de la superficie de la carretera cuando se aplica una carga oscilatoria (senoidal). El aparato medidor, cuyas complicaciones de detalle exceden el dominio de esta obra, viaja en un remolque arrastrado por un vehículo en el que se disponen los controles de medición. El medidor trabaja a base de un generador de fuerzas dinámicas ejercidas sobre la carretera (impactos), cuyos efectos se recogen en un sistema de sismógrafos alineados (geófonos). Una ventaja importante del aparato es no requerir ningún punto de referencia fijo en la superficie en que se realizan las mediciones y la otra es la operación automática, libre de errores de operación y susceptible de ser realizada a una velocidad relativamente alta del remolque. (Ver Gráfica No. 10).

5.3.5 PRUEBA DE PLACA (McLeod)

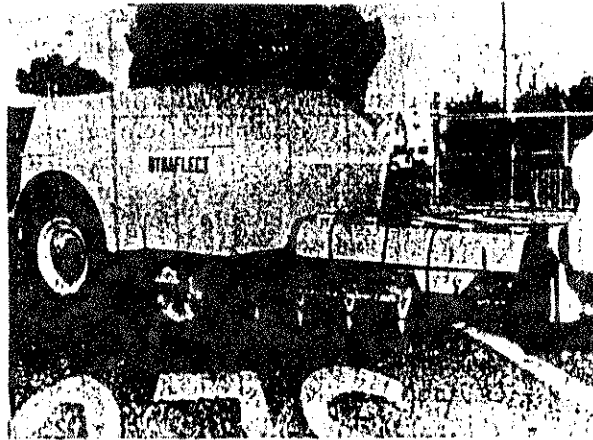
Esta prueba es utilizada para medir el valor portante de los suelos a cualquier profundidad, tanto en terreno natural, como de la terracería o cualquier capa de un pavimento flexible. Para la realización de este ensayo intervienen tres tipos de sistemas:

Gráfica # 9

ESQUEMA GENERAL DEL TRAILER DE MEDICION



Deflectómetro de Impacto Dinámico



Gráfica # 10

Dynaflect

- a. Sistema de reacción.
- b. Sistema de carga.
- c. Sistema de medición de deformación.

5.3.5.1 SISTEMA DE REACCION

Es proporcionado por un camión con peso mínimo de 12 ton, para pruebas en carreteras y de 20 ton, para trabajos en aeropistas. Deberá contarse con una estructura apropiadamente rígida contra la que se pueda ejercer tales empujes; la defensa o la armadura del vehículo suelen ser apropiadas para ello.

5.3.5.2 SISTEMA DE CARGA

Está constituido por un gato hidráulico, con manómetro y sus demás aditamentos y por un juego de placas circulares, con 2.5 cm de espesor mínimo y con las siguientes dimensiones: dos placas de 30.5 cm (12") y 15.24 cm (6"). Deformación de 0.508 cm (0.2"), diez repeticiones de la carga.

5.3.5.3 SISTEMA DE MEDICION DE DEFORMACIONES

Está constituido por dos o más micrómetros, con aproximación de 0.01 mm. Si son dos, deberán colocarse en oposición, a 180°; si son tres, con separación angular a 120° y si son cuatro, en cruz. Los micrómetros estarán a una distancia mínima del borde de la placa de asiento (la mayor) de 2.5 cm. Se deberá contar con cronómetros.

5.3.6 OTROS METODOS

Dentro de estos se encuentra el CBR, Método de Impacto (SPT) y el PDC cuyo procedimiento es de acuerdo a lo expuesto en el inciso (No. 5.1.3 de este capítulo).

El ensayo de CBR puede ser efectuado in situ (campo), con el apoyo de un vehículo que soporta la carga transmitida al suelo, normalmente un volquete o un Pick-up cuando el suelo es débil.

El procedimiento de ensayo es muy similar al de laboratorio, aunque el grado de confinamiento del suelo en el campo es diferente al de laboratorio, originando una variación en la distribución de esfuerzos bajo el pistón de penetración y por lo tanto en las curvas carga-penetración. El confinamiento de los suelos en los moldes hace que los resultados en laboratorio tiendan a ser mayores que aquellos obtenidos in situ para la misma densidad y contenido de humedad. Para arcillas medianamente a muy plásticas, con porcentajes de vacíos de aire mayores del 5%, los resultados de CBR in situ son ligeramente menores que los valores en laboratorio, prácticamente no hay diferencia. En cambio para suelos menos plásticos con bajos contenidos de aire la diferencia puede ser grande; y muy grandes cuando los suelos son granulares. En algunos casos no es recomendable definir la resistencia de la subrasante con ensayos de CBR in situ debido a la dificultad de asegurar que las condiciones de humedad y densidad al momento del ensayo in situ sean representativas de aquellos esperados cuando se complete el pavimento, aunque existe la posibilidad de encontrar suelos en tales condiciones.

CAPITULO VI.

REVISION DE LOS METODOS DE COMPACTACION EMPLEADOS EN EL PAIS Y SUGERENCIAS PARA CONSTRUCCION DE CARRETERAS

6.1 ESPECIFICACIONES GENERALES PARA EL CONTROL DE CALIDAD DE SUELOS Y CAPAS COMPACTADAS

Las especificaciones para determinar la calidad del suelo dependen del tipo de proyecto a efectuarse, y así serán los ensayos adecuados. Debido a que las Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras y Puentes. Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas. Dirección General de Caminos. Guatemala, 1,975, necesita actualizarse, se mencionan las especificaciones de la FP-92.

6.1.1 ANALISIS GRANULOMETRICO

Este ensayo se lleva a cabo según AASHTO T-27 y T-11

6.1.2 LIMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG

Un suelo arcilloso con alto contenido de agua, se comporta como un líquido. Al perder agua, va aumentando de resistencia hasta llegar a obtener un estado plástico, fácilmente moldeable. (Ver ref. No. 5).

6.1.2.1 LIMITE LIQUIDO (L.L) (ASSHTO T-89)

La definición arbitraria "Standard" que se ha dado para el Límite Líquido es la siguiente: El contenido de agua de un suelo (expresado en porcentaje de peso seco) que posee una consistencia tal que una muestra a la que se le ha practicado una ranura,

al sujetarse al impacto de varios golpes, se cierra sin que el suelo resbale sobre su apoyo. Este ensayo es poco significativo en arena y en aquellos suelos que tienen Límite Líquido bajo.

6.1.2.2 LIMITE PLASTICO (L.P) (ASSHTO T-90)

La identificación arbitraria "Standard" que se ha dado para el Límite Plástico es la siguiente: Es el contenido de agua (expresado en porcentaje del peso seco) con el cual se agrieta un cilindro de material de 3 mm (1/8") de diámetro al rodarse con la palma de la mano sobre una superficie lisa. Un cambio muy importante en la capacidad de Soportar Cargas tiene lugar en el Límite Plástico. La capacidad de soportar cargas aumenta rápidamente cuando el contenido de humedad disminuye por debajo del Límite Plástico y disminuye rápidamente, cuando el contenido de humedad sobre pasa el límite plástico.

6.1.2.3 INDICE PLASTICO (I.P) (AASHTO T-91)

El índice plástico, es el más importante de los índices que derivan de los resultados de los límites de Atterberg, se define como la diferencia numérica entre límite líquido (L.L) y el límite plástico (L.P). (Ver ref. No. 5).

6.1.3 DETERMINACION DEL PESO UNITARIO O DENSIDAD MAXIMA Y HUMEDAD OPTIMA (PRUEBA DE PROCTOR) (ASSHTO T-99 Y T-180)

Para logra la humedad óptima se deben seguir los procedimientos expuestos en el inciso No. 5.2.1 de este capítulo.

6.1.4 ENSAYO DE CALIFORNIA BEARING RATIO, "C.B.R" O RELACION DE SOPORTE CALIFORNIA

El Valor Relativo de Soporte de un suelo (CBR) es un índice de resistencia al esfuerzo cortante, en condiciones determinadas de compactación y humedad, y se expresa como el tanto por ciento de la carga necesaria para introducir un pistón de sección circular en la muestra de suelo que se ensaya, en relación con el esfuerzo requerido para hacer penetrar el mismo pistón hasta la misma profundidad de una muestra patrón, de piedra triturada bien graduada.

6.2 CONTROL DE CALIDAD DE LAS CAPAS COMPACTADAS

Según las ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCION DE CARRETERAS Y PUENTES . Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas. Dirección General de Caminos. Guatemala, 1,975. Son las siguientes:

6.2.1 SUB-RASANTE

La Sub-rasante debe ser compactada en su totalidad, y Tener el 95% de compactación con respecto a la Densidad Máxima, AASHTO T-180. La compactación en el campo se debe comprobar de preferencia según AASHTO T-191. Se acepta una tolerancia en menos del 2%, respecto al porcentaje de compactación especificada.

6.2.2 SUB-BASE

Se debe lograr la Densidad Especificada, con una tolerancia en menos del 3%, respecto al porcentaje de compactación especificado.

La deflexión se realiza por medio de la VIGA BENKELMAN, método del M S -17 (1969) Instituto del Asfalto, o cualquier otro método técnico reconocido.

El valor máximo de deflexión aceptable para la superficie de capa de Sub-base, no debe ser mayor de 0.2 pulgadas (5 mm), respecto a un punto dado, a una distancia no mayor de 12 pies (3.68 m), en cualquier dirección.

6.2.3 BASE

Se debe lograr la Densidad Especificada. Se establece una tolerancia en menos del 3%, respecto al porcentaje de compactación especificado.

No se permiten irregularidades en la superficie, mayores de + 1.0 centímetro, cuando el espesor de la capa de rodadura es igual o menor de 5 centímetros, y si el espesor de esta capa es mayor, se permiten irregularidades hasta de + 2.5 centímetros.

La deflexión se debe controlar por medio de la VIGA BENKELMAN, método del M S-17 (1969) Instituto de Asfalto, o por otro método técnico reconocido y aceptable. El valor máximo de deflexión aceptable para la capa de base granular es de 0.1 pulgada (2.5 mm), respecto a un punto dado, a una distancia no mayor de 12 pies (3.68 m), en cualquier dirección.

CONCLUSIONES

- Es difícil definir de una manera absoluta qué sistema de clasificación de suelo se debe utilizar. El sistema SUCS, está más difundido en el mundo y es de uso general. El sistema AASHTO, se usa exclusivamente para actividades viales, que es el contenido de este trabajo.

- El Ingeniero encargado de la preparación de especificaciones, ya sea para la construcción de rellenos o para proporcionar las condiciones requeridas por la subrasante y los materiales de capa, debe realizar suficientes ensayos, como parte de la investigación de campo, para asegurarse que la especificación sea alcanzable para las condiciones climáticas que prevalecen, usando los equipos normalmente a la disposición.

- Los suelos de grano grueso (gravas y arenas) tienden a tener mejores propiedades constructivas, ya que tienen una mayor resistencia y son menos susceptibles a problemas de capilaridad. Cuando se desee efectuar una estabilización química la distribución granular permite seleccionar el apropiado agente estabilizador.

- La frecuencia de vibración de los equipos debe ser igual o mayor que la frecuencia de resonancia del suelo, logrando así que el equipo sea más eficiente.

- El espesor de capa dependerá del tipo de suelo que se trabaje, del equipo de compactación a utilizarse, del costo, de la densidad seca requerida y del número de pasadas. El espesor de capa varía entre 10 y 70 cm.

- Una compactación intensa produce un material muy resistente, pero sin duda muy susceptible al agrietamiento.

- Al tener un buen control de compactación en el campo se puede optimizar el espesor de capa, número de pasadas y contenido de humedad óptima, a efecto de tener una mayor eficiencia en la compactación, transformándose en ahorro de tiempo y dinero.

- La densidad de campo se expresa como la relación de ésta con el máximo obtenido en el ensayo de compactación en el laboratorio (Proctor).

- La cantidad de agua en el suelo juega un papel importante, puesto que ésta actúa como un lubricante de las partículas sólidas, aunque la presencia de agua en exceso tiende a desplazar las partículas, no permitiendo obtener altas densidades.

RECOMENDACIONES

Para determinar el tamaño de las partículas se debe hacer un análisis mecánico o granulométrico, el cual además, tiene por objeto determinar el porcentaje de cada una de las mismas en una muestra de suelo.

Se deben realizar compactaciones de materiales con humedades diferentes y se deben graficar curvas de densidad contra contenido de humedad, a efecto de determinar la densidad máxima y la humedad óptima.

En la actualidad se fabrica equipo de compactación que combina las distintas formas o mecanismos. Con el objeto de que dicha maquinaria tenga mayor aplicación a una diversidad de suelos. La combinación de los rodillos lisos de acero y neumáticos es por lo regular con llantas en el eje trasero y rodillos lisos en el delantero. Se puede dotar de un vibrador al rodillo liso haciéndose más eficiente. La combinación de rodillos lisos con rodillos lisos vibratorios, es más eficiente en suelos granulares. Los rodillos pata de cabra y rodillos apisonadores con aditamentos vibratorios se recomienda para compactar suelos finos arcillosos.

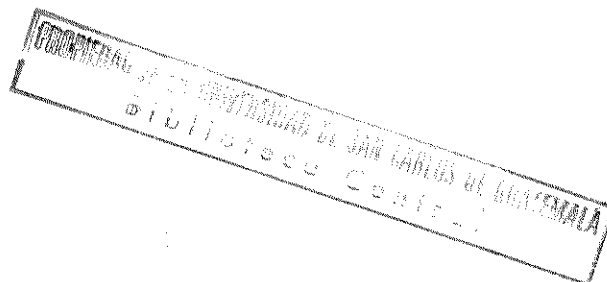
Las deflexiones se deben determinar por medio de la Viga Benkelman, o por medio del Falling Weight Deflectometer, las ventajas de este método son, entre otras, la facilidad de aplicación de una carga comparable con la aplicada al pavimento por el eje de un camión pesado en tráfico representativo.

Se recomienda que la prueba Densidad de Campo se lleve a cabo lo antes posible, inmediatamente después de ser compactada una capa, a modo de aprobar y posibilitar la colocación de la siguiente capa. De transcurrir varios días, luego de ser compactada la capa, se recomienda llevar a cabo las pruebas en la zona de menor concentración de carga.

BIBLIOGRAFIA

1. Alfonso Rico y Hermilo del Castillo. LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES. VOL.I. y II. Editorial Limusa octava edición. México, 1,993.
2. Ankermann Alvarez, Enrique. MANUAL PARA LABORATORISTAS DE SUELOS EN CONSTRUCCION DE CARRETERAS. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1,969.
3. ASTM D-1883, BEARING RATIO OF LABORATORY COMPACTED SOIL, Parte 19, USA, 1,984.
4. Berditchevsky, Gabriel Darío. FUENTES DE MATERIALES DE CONSTRUCCION. Asistencia Técnica en Mantenimiento LBII-DGC-BID. San Salvador, Junio de 1,995.
5. Crespo Villalaz, Carlos. MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES. Cuarta Edición. Editorial Limusa. México, 1,994.
6. ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCION DE CARRETERAS Y PUENTES. Ministerio de Comunicaciones, transporte y Obras Públicas. Dirección General de Caminos. Guatemala, 1,975.
7. ESPECIFICACIONES ESTANDAR PARA LA CONSTRUCCION DE CAMINOS Y PUENTES EN PROYECTOS FEDERALES DE CARRETERAS. FP-85. Departamento de transportación de E. U. A. Administración Federal de Carreteras. 1,985.

8. García, A. LA APLICACION DEL PENETROMETRO DINAMICO DE CONO PARA DETERMINAR PROPIEDADES DE RESISTENCIA IN SITU. DE CAPAS DE PAVIMENTO Y SUB-RASANTE, V- CNMSIC, Lima, 1,987.
9. González Herrarte, Alvaro. LA COMPACTACION DE SUELOS EN AREAS REDUCIDAS O CONFINADAS. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1,967.
10. Guzmán Escobar, Armando Eduardo. METODO DE LA DEFLEXION REPRESENTATIVA DE RESISTITUCION PARA LA REHABILITACION DE PAVIMENTOS ANTIGUOS, APLICADO AL PROYECTO TECPAN-LOS ENCIENTROS. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1,984.
11. Solares Díaz, Jorge Ovidio. METODOS DE ESTABILIZACION DE SUELOS. Tesis de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1,978.
12. Sowers, George B. y George F. Sowers. INTRODUCCION A LA MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES. Editorial Limusa. Segunda edición. México 1,987.
13. Terzaghi K. & Peck R. MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA. U.S.A. Segunda edición, John Wily & Sons, Inc. New York 1,967.



ANEXOS

1. IDENTIFICACION EN EL CAMPO DE SUELOS GRUESOS

Los materiales formados por partículas gruesas se identifican fácilmente por inspección visual. Extendiendo una muestra seca del suelo sobre una superficie plana, puede juzgarse en forma aproximada, su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño 5 mm como equivalente a la malla No. 4, para la estimación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla No. 200, son las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista.

2. IDENTIFICACION EN EL CAMPO DE SUELOS FINOS

Una de las grandes ventajas es el criterio para identificar en el campo los suelos finos, identificar suelos finos en el campo es, además de su tamaño, la investigación de sus características de dilatancia, tenacidad y de resistencia en estado seco. El color y el olor del suelo pueden ayudar, especialmente en los suelos orgánicos. A continuación se describen éstas propiedades:

a. DILATANCIA O REACCION AL SACUDIMIENTO

Este ensayo es útil para la identificación de suelos de partículas finas. El fenómeno de la aparición de agua en la superficie de una muestra depositada en la palma de la mano es debido a la compactación de los suelos luminosos y, aun en mayor grado, de los arenosos, bajo la acción que reduce la relación de vacíos del material, expulsando el agua de ellos. El amasado posterior aumenta de nuevo la relación de vacíos y el agua se restituye en esos vacíos. La velocidad con que la muestra cambia su consistencia y con la que el agua aparece y desaparece, define la intensidad de la reacción e indica el carácter de los finos

del suelo. Una reacción rápida es típica de las arenas finas, uniformes, no plásticas, como las SP y SM del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, así como también de algunos limos inorgánicos (ML) del tipo de polvo de roca y en las tierras diatomáceas (MH). Las arenas limpias muy finas dan la reacción más rápida y distintiva, mientras que las arcillas plásticas no tienen reacción. Los limos orgánicos, tales como el típico polvo de roca, dan una reacción rápida moderada. Los suelos arcillosos no sufren esos efectos bajo cargas dinámicas, por lo cual no producen reacción. Al disminuir la uniformidad en estos suelos, la reacción se hace menos rápida. Contenidos ligeros de arcilla coloidal imparten algo de plasticidad al suelo, por lo que la reacción en estos materiales se vuelve más lenta; esto sucede en los limos inorgánicos y orgánicos ligeramente plásticos (ML, OL), en arcillas muy limosas (CL-ML) y en muchas arcillas del tipo caolín (ML, ML-CL, MH y MH-CH). Una reacción extremadamente lenta o nula es típica de arcillas situadas arriba de la línea A (CL-CH) y de arcillas orgánicas de alta plasticidad.

b. TENACIDAD O CONSISTENCIA CERCA DEL LIMITE PLASTICO

La potencialidad de la fracción coloidal arcillosa de un suelo se identifica por la mayor o menor tenacidad de un espécimen de unos 10 cm³ hasta alcanzar la consistencia de masilla. Si en estado natural del suelo está muy seco, agréguesele agua, y si está demasiado húmedo séquesele por evaporación hasta que adquiera la consistencia deseada. En ese estado se rodilla entre las palmas de la mano hasta formar un filamento de 3 mm de diámetro aproximadamente. La debilidad del rollito en el límite plástico y la pérdida rápida de la coherencia de la muestra al rebasar este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales tales como del tipo caolín; las arcillas orgánicas se sienten muy débiles y esponjosas al tacto, en el Límite Plástico.

Cuánta más alta sea la posición del suelo respecto a la línea A (CL y CH), más rígido y tenaz será el rollito cerca del límite plástico, y más rígida también se notará la muestra al romperse entre los dedos, abajo del Límite Plástico. En suelos ligeramente sobre la línea A, tales como arcillas residuales (CL y CH), los rollitos son de media tenacidad cerca de su Límite Plástico y la muestra comienza pronto a desmoronarse en el amasado, al bajar su contenido de agua. Casi sin excepción, los suelos que están debajo de la línea A (ML, MH, OL y OH) producen rollitos pocos tenaces cerca del Límite Plástico; en el caso de los suelos orgánicos y micáceos, muy abajo de la línea A los rollitos se muestran muy débiles y esponjosos. También en todos los suelos bajo la línea A, excepto los OH próximos a ella, la masa producto de la manipulación entre los dedos, posterior al rolado, se muestra suelta y se desmorona fácilmente, cuando el contenido de agua es menor que el correspondiente al Límite Plástico. Por ejemplo: Una arcilla CH con $LL = 70\%$ e $IP > 50\%$ o una OH con $LL = 100\%$ e $IP = 50\%$ precisan mucho más tiempo de manipulación para llegar al Límite Plástico que una arcilla del tipo CL. En limos poco plásticos, el grupo ML, el Límite Plástico se alcanza muy rápidamente.

c. RESISTENCIA AL QUEBRAMIENTO EN ESTADO SECO

Esta resistencia al corte es una medida del carácter y cantidad de la fracción coloidal que contiene el suelo. La resistencia al corte en estado seco asciende al aumentar la plasticidad del suelo. Una alta resistencia en seco es característica de las arcillas del grupo CH y las del grupo CL, localizadas muy arriba de la línea A del gráfico de plasticidades. Una resistencia media en seco es propia de los suelos del grupo CL, que caen muy cerca de la línea A. Los limos de los grupos ML y MH exentos de plasticidad poseen solamente muy pequeña resistencia en seco. Y sus muestras se desmoronan con muy poca presión digital, el polvo de roca y la tierra diatomácea son ejemplos típicos. La arena fina se siente granular, mientras el limo típico da la sensación suave de la harina.

d. **COLOR**

El color negro y otros de tono oscuros suelen ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal. Los colores claros y brillantes son más bien propios de suelos inorgánicos.

e. **OLOR**

Los suelos orgánicos (OH y OL) tienen por lo general un olor distintivo, que puede usarse para identificación; el olor es particularmente intenso si el suelo está húmedo, y disminuye con la exposición al aire, aumentando por el contrario, con el calentamiento de la muestra húmeda.