

1981 F465 YC. 21

625
Pavimento flexible
Choferes de Lajo.
Urbanización

$\frac{625.8}{625}$

625 X 240 EIC

625 X 240 EIC

**UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR
DE LOJA**

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TESIS DE GRADO:

PAVIMENTOS FLEXIBLES

TOMO I

TEORIA DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES

Autor:

RENE FIERRO SILVA

1981



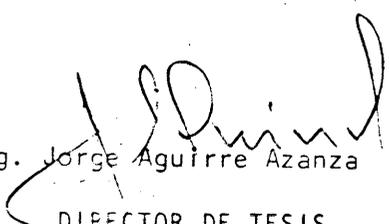
Esta versión digital, ha sido acreditada bajo la licencia Creative Commons 4.0, CC BY-NY-SA: Reconocimiento-No comercial-Compartir igual; la cual permite copiar, distribuir y comunicar públicamente la obra, mientras se reconozca la autoría original, no se utilice con fines comerciales y se permiten obras derivadas, siempre que mantenga la misma licencia al ser divulgada. <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/deed.es>

Septiembre, 2017



C E R T I F I C O:

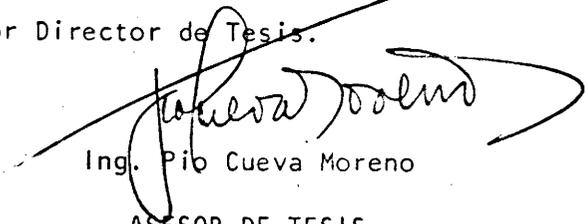
Que el presente trabajo ha sido realizado bajo mi dirección y debidamente revisado cumple con la reglamentación de la Facultad dispuesta para el efecto, por lo que queda autorizada su presentación.


Ing. Jorge Aguirre Azanza

DIRECTOR DE TESIS

C E R T I F I C O:

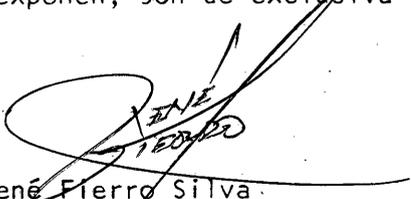
Que el presente trabajo fue realizado bajo -
mi asesoramiento y debidamente revisado, por
lo que queda autorizada su presentación, ne-
cesariamente, previo el ilustrado criterio -
del señor Director de Tesis.



Ing. Pio Cueva Moreno

ASESOR DE TESIS

La investigación, conclusiones, resultados y sugerencias que a continuación se exponen, son de exclusiva responsabilidad del autor.



René Fierro Silva

AUTOR

DEDICATORIA:

A mis padres,

Mi esposa; y,

Mis hijos.

AGRADECIMIENTO

Toda investigación, persigue lograr despejar o aclarar un fin propuesto y para ello es necesario la cooperación de diversas instituciones y personas afines. Me es grato hacer presente mi sincero agradecimiento, a todos los que me ayudaron a culminar con el presente trabajo y en especial a:

- Ing. Jorge Aguirre Azanza, Director de Tesis, Catedrático de "Mecánica de Suelos" de la Universidad Técnica Particular de Loja.
- Ing. Pío Cueva Moreno, Asesor de Tesis, Catedrático de "Topografía" de la Universidad Técnica Particular de Loja.
- Ing. Manuel García Dávila, Catedrático de "Informes" de la Universidad -- Técnica Particular de Loja.
- Ing. Gonzalo Jaramillo Puertas, Fiscalizador de la vía Loja-Saracay.
- Ing. Teodoro Suloaga Paredes, Consultor de Trazados y Caminos
- Ing. Guillermo Vélez, Catedrático y Jefe de Laboratorio de Mecánica de -- Suelos de la Universidad Nacional de Cuenca.
- Sr. Carlos Realpe, Jefe de Laboratorio de Fiscalización de la vía Vela--- cruz-Chaguarpamba.
- Sr. Eduardo Bravo, Jefe de Laboratorio de Fiscalización de la vía Loja-Ve lacruz.
- Sr. Jorge Erazo Ledesma, Secretario General del Sindicato Provincial de - "Choferes de Loja".
- Sr. Augusto Cisneros Román, Técnico de la Compañía COSURCA.
- Y a todos los Catedráticos de la Universidad Técnica Particular de Loja, - que desinteresadamente me transmitieron sus conocimientos y experiencias.

EL AUTOR

P R O L O G O

El éxito de toda obra, radica especialmente en su planificación, pero muchas veces la intención primera se ve obligada a variar debido a múltiples circunstancias; en este trabajo se ha dado cumplimiento a una planificación -meditada, pero luego en su ejecución he tropezado con múltiples contratiempos especialmente debido a la falta de laboratorios y bibliografía especializados, pero a pesar de éstos inconvenientes he procurado cumplir con la intención -- que me motivo en primera instancia.

Espero que el presente trabajo pueda servir, en alguna manera, a aquellos que requieren de su contenido, advirtiéndole que es posible que en él se encuentren errores involuntarios.

Este trabajo consta de dos partes; una teórica que está compuesta por: Historia de los Pavimentos, Suelos, Subrasante, Sub-base, Base, Capa de Roda dura, Diseño de Pavimentos, Estabilización de Suelos, Drenaje y Mantenimiento.

Para la elaboración de esta primera parte he procurado recoger y consignar la literatura más actualizada que he podido encontrar en el medio; y, que me ha sido proporcionada por personas o instituciones de la especialidad.

La segunda parte, es eminentemente práctica, y su ejecución la he lle-vado a cabo en el Laboratorio de "Mecánica de Suelos" de la Universidad Técnica Particular de Loja, Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Nacional de Cuenca, Laboratorio del Ministerio de Obras Públicas - Loja -.

PAVIMENTOS FLEXIBLES:

- . TOMO I : TEORIA DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES.
- . TOMO II : DISEÑO, PRESUPUESTO Y PROGRAMACION DEL PAVIMENTO FLEXIBLE PARA LA URBANIZACION "CHOFERES DE LOJA".
- . TOMO III : ENSAYOS DE SUELOS Y MATERIALES.

T O M O I

CONTENIDO:	PAGINAS
CAPITULO I :	
1.1. HISTORIA DE LOS CAMINOS	1
1.2. DEFINICION DE PAVIMENTOS	2
1.3. TIPOS DE PAVIMENTO	3
1.4. REQUISITOS QUE DEBE CUMPLIR UN PAVIMENTO	4
1.5. CARACTERISTICAS FUNDAMENTALES DE UN PAVIMENTO -- FLEXIBLE.	5
a.- La resistencia estructural	6
b.- La deformabilidad	6
c.- La durabilidad	7
d.- El costo	7
e.- Los requerimientos de conservación	8
f.- La comodidad	
1.6. ESTRUCTURACION DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES	8
1.7. COMENTARIOS VIALES DEL ECUADOR	12
CAPITULO II : SUELOS:	
2.1. INTRODUCCION	16
2.2. ORIGEN Y FORMACION DE LOS SUELOS	16
2.3. CLASIFICACION DE LOS SUELOS	18
2.3.1. TIPOS COMUNES DE SUELOS	19
2.4. PROPIEDADES BASICAS DE LOS SUELOS	22
2.5. CLASIFICACION DE LOS SUELOS DESDE EL PUNTO DE - VISTA DE LAS VIAS TERRESTRES	31
2.5.1. GENERALIDADES	31
2.5.1.1. GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS	31

CONTENIDO:

PAGINA

2.5.1.2. PLASTICIDAD	32
2.5.2. SISTEMA DE CLASIFICACION DE "SUELOS" UTILIZADO EN LA S.O.P.	35
2.5.3. SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (Versión S.O.P.)	36
2.5.4. CLASIFICACION DE SUELOS AASHO	53
2.5.5. RELACIONES ENTRE LOS SISTEMAS UNIFICADO Y-AASHO	57

CAPITULO III :

3.1. DEFINICION	61
3.2. MOVIMIENTO DE TIERRAS	62
3.3. CONSTRUCCION DE LA SUBRASANTE	63
3.3.1. LIMPIEZA Y DESBROCE	63
3.3.1.1. MAQUINARIA	63
3.3.2. EXCAVACION	63
3.3.3. TIPO DE EXCAVACION	63
3.3.3.1. EXCAVACION ORDINARIA	63
3.3.3.1.1. MAQUINARIA	64
3.3.3.2. A MEDIA LADERA	64
3.3.3.2.1. MAQUINARIA	64
3.3.3.3. RELLENOS COMPENSADOS	64
3.3.3.3.1. MAQUINARIA	64
3.3.3.4. LIMPIEZA DE DERRUMBES	64
3.3.3.5. TERRAPLENES CON PRESTAMO LATERAL	64
3.3.3.6. CONSTRUCCION SOBRE PANTANOS	64
3.3.3.6.1. MAQUINARIA	65
3.3.3.7. EXCAVACION EN ROCA A CIELO ABIERTO	65



CONTENIDO:

	PAGINA
3.3.3.7.1. MAQUINARIA	65
3.3.3.8. EXCAVACION EN TUNELES	67
3.3.3.8.1. MAQUINARIA	
3.3.4. TERMINACION (CONFORMACION Y COMPACTACION)	67
3.3.4.1. MAQUINARIA	68
3.4. MEJORAMIENTO DE LA SUBRASANTE	68
3.4.1. CAMBIO DE MATERIAL	69
3.4.2. DRENAJE	69
3.4.3. COMPACTACION	69
3.4.3.1. CURVA DE COMPACTACION	71
3.4.3.2. PROCESOS DE COMPACTACION DE CAMPO	73
A.- Por amasado	74
B.- Por presión	75
C.- Por impacto	76
D.- Por vibración	77
E.- Métodos Mixtos	
3.4.3.3. ALGUNAS IDEAS EN LA EJECUCION DE LOS TRABAJOS DE COMPACTACION EN EL CAMPO. GRADO DE COMPACTACION	78
3.4.3.4. PRUEBAS DE COMPACTACION EN EL LABORATORIO	79
CAPITULO IV : SUB-BASE:	
4.1. DEFINICION	92
4.2. FUNCIONES	92
4.3. SUB-BASES DE AGREGADOS	95

CONTENIDO:**PAGINA**

4.4. SUB-BASES MODIFICADAS	95
4.5. CONSTRUCCION	96
4.5.1. CONSTRUCCION DE SUB-BASES DE AGRE-	
GADOS.	96
4.5.1.1. OBTENCION DEL MATERIAL	97
4.5.1.1.1. EQUIPO	97
4.5.1.2. TRANSPORTE	98
4.5.1.2.1. EQUIPO	98
4.5.1.3. MEZCLADO	98
4.5.1.3.1. EQUIPO	99
4.5.1.4. COLOCACION	100
4.5.1.4.1. EQUIPO	100
4.5.1.5. COMPACTACION	100
4.5.1.5.1. EQUIPO	101
4.5.1.6. CONTROL	101
4.5.1.7. ACABADO FINAL	101
4.5.2. CONSTRUCCION DE SUB-BASES MODIFICADAS	101

CAPITULO V :**BASES:**

5.1. DEFINICION	103
5.2. FUNCIONES	103
5.3. TIPOS DE BASES	103
5.3.1. CONSTRUCCION	106
5.4. BASES ESTABILIZADAS	107
5.4.1. BASES DE SUELO CEMENTO	108
5.4.1.1. CONSTRUCCION DE BASES DE SUELO	

CONTENIDO:	PAGINA
CEMENTO	109
5.4.1.1.1. MEZCLA EN PLANTA	109
5.4.1.1.2. MEZCLA EN SITIO	110
5.4.2. BASES ESTABILIZADAS CON ASFALTO	111
5.4.2.1. CONSTRUCCION DE BASES ESTABILIZADAS CON ASFALTO	112
5.4.2.1.1. MEZCLA EN PLANTA	112
5.4.2.1.2. MEZCLA EN SITIO	113
5.5. PORCENTAJE DE FINOS EN UNA BASE	113
CAPITULO VI : CAPAS DE RODADURA	
6.1. DESCRIPCION	115
6.2. FUNCIONES Y PROPIEDADES	115
6.3. TIPOS DE CAPA DE RODADURA	115
6.4. MATERIALES	116
6.4.1. AGREGADOS PARA ASFALTO	116
6.4.2. ASFALTO	117
6.4.2.1. COMPOSICION QUIMICA.	120
6.5. CAPAS DE RODADURA GRANULARES ESTABILIZADAS CON FINOS	122
6.6. CAPAS DE RODADURA ESTABILIZADAS CON ASFALTO	122
6.6.1. TRATAMIENTOS SUPERFICIALES	124
6.6.1.1. CAPA DE IMPRIMACION	124
6.6.1.2. CAPA LIGANTE	127
6.6.1.3. TRATAMIENTO SUPERFICIALES SIM- LES Y MULTIPLES	128
6.6.1.4. CAPA SELLANTE	132
6.6.1.5. TRATAMIENTO DE PRESERVACION	135
6.6.2. MACADAM BITUMINOSO	136

CONTENIDO:

PAGINA

6.6.3. MEZCLAS ASFALTICAS EN SITIO	137
6.6.4. HORMIGONES ASFALTICOS	139
6.6.4.1. MEZCLAS EN FRIO	140
6.6.4.2. MEZCLAS EN CALIENTE	143
 CAPITULO VII : DISEÑOS DE PAVIMENTOS:	
7.1. INTRODUCCION	147
7.2. LAS CARGAS DEL TRANSITO. SISTEMAS PARA SU REPRESENTACION.	148
7.3. METODOS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES	158
7.3.1. METODO DEL INDICE DE GRUPO	158
7.3.1.1. TIPOS DE TRANSITO	158
7.3.1.2. CLASES DE PAVIMENTOS	159
7.3.2. METODO C.R.B.	164
7.3.3. METODO DEL INSTITUTO DE ASFALTO DE LOS ESTADOS UNIDOS	168
7.3.3.1. TRANSITO	172
7.3.3.2. CAPACIDAD DE SERVICIO	172
7.3.3.3. DRENAJE Y COMPACTACION	173
7.3.3.4. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES QUE DEBEN USAR EN LAS CAPAS DE BASE Y SUB-BASE	173
7.3.3.5. COMPACTACION DEL TERRENO DE FUNDACION	174
7.3.3.6. COMPACTACION DE LA SUB-BASE	175
7.3.3.7. COMPACTACION DE LA BASE Y CAPA DE RODAMIENTO	175
7.3.3.8. ESPESOR DE UN PAVIMENTO FLEXIBLE	175

CONTENIDO:

PAGINA

7.3.4. METODO DEL INSTITUTO DE INGENIEROS DE LA	
U.N.A.M.	181
7.3.4.1. DETERMINACION DEL TRAFICO EQUIVA-	
LENTE	184
7.3.4.2. CALCULO DEL TRANSITO EQUIVALENTE-	
ACUMULADO	185
7.3.4.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CARRETERA	187
7.3.5. METODO DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES --	
(ELABORADO POR EL MINISTERIO DE OBRAS PUBLI	
CAS DEL ECUADOR)	191
7.3.5.1. FACTORES DE DISEÑO	191
7.3.5.2. DISEÑO DE LA CAPA DE SUBRASANTE ME	
JORADA	201

CAPITULO VIII : ESTABILIZACION DE SUELOS:

8.1. GENERALIDADES	204
8.2. IDENTIFICACION DE LOS SUELOS CON FINES DE ESTABI-	
LIZACION	206
8.3. TIPOS DE ESTABILIZACION DE SUELOS	209
8.3.1. ESTABILIZACION DE SUELOS POR MEDIO DE MEZ-	
CLAS	210
8.3.1.1. INTRODUCCION	210
8.3.1.2. MEZCLAS DE DOS SUELOS	212
8.3.1.3. MEZCLAS DE TRES SUELOS	218
8.3.2. ESTABILIZACION DE SUELOS CON CEMENTO	228
8.3.2.1. INTRODUCCION	228
8.3.2.2. LA RESISTENCIA COMPRESION SIMPLE	234
8.3.2.3. OTRAS PROPIEDADES	234

CONTENIDO:	PAGINA
8.3.2.4. LOS METODOS CONSTRUCTIVOS	237
8.3.2.5. DISEÑO DE ESPESORES	238
8.3.3. ESTABILIZACION DE SUELOS CON CAL	240
8.3.3.1. INTRODUCCION	240
8.3.3.2. PLASTICIDAD	242
8.3.3.3. RESISTENCIA	242
8.3.3.4. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS	244
8.3.3.5. DISEÑO DE ESPESORES	246
CAPITULO IX : DRENAJE:	
9.1. GENERALIDADES	247
9.2. DRENAJE SUPERFICIAL	247
9.2.1. INCLINACION DE LA VIA	248
9.2.2. CUNETAS DE CORONACION	248
9.2.3. CUNETAS LATERALES	250
9.2.4. CANALES	252
9.2.5. ALCANTARILLAS	253
9.2.6. PUENTES	254
9.2.7. TUNELES	255
9.3. BREVES NOCIONES PARA DISEÑAR SISTEMAS DE DRENAJE SUPERFICIAL	255
9.4. SUBDRENAJE	259
9.5. DRENAJE DE CIUDADES	265
CAPITULO X : MANTENIMIENTO, REFUERZO Y RECONSTRUCCION	
10.1. GENERALIDADES	268
10.2. MANTENIMIENTO DE SUPERFICIES	269
10.2.1. CALZADAS DE TIERRA	269
10.2.2. SUPERFICIES DE GRAVAS ESTABILIZADAS CON FINOS	270
10.2.3. SUPERFICIES BITUMINOSAS	270

CONTENIDO:

PAGINA

10.2.4. LATERALES	274
10.3. MANTENIMIENTO DE DRENAJES	276
10.4. SERVICIOS PARA EL TRANSITO	277
10.5. MANTENIMIENTO DE ESTRUCTURAS	277
10.6. CONTROL DE CARGAS Y MEDIDAS	278
10.7. CONCLUSIONES	278

REFERENCIAS

C A P I T U L O I :

C A P I T U L O I :

1.1. HISTORIA DE LOS CAMINOS

1.2. DEFINICION DE PAVIMENTOS.

1.3. TIPOS DE PAVIMENTOS.

1.4. REQUISITOS QUE DEBE CUMPLIR UN PAVIMENTO.

1.5. CARACTERISTICAS FUNDAMENTALES DE UN PAVIMENTO
FLEXIBLE.

a.- La resistencia estructural.

b.- La deformabilidad.

c.- La durabilidad.

d.- El costo.

e.- Los requerimientos de conservación.

f.- La comodidad.

1.6. ESTRUCTURACION DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES.

1.7. COMENTARIOS VIALES DEL ECUADOR.

C A P I T U L O I

1.1. HISTORIA DE LOS CAMINOS (REFERENCIA 2):

Los grandes sistemas de vías de nuestra civilización tienen su origen en períodos anteriores a los recordados por la historia.

Aún antes de la invención de la rueda que se supone ocurrió hace 10.000 años hubieron desplazamientos individuales y colectivos de personas de un lugar a otro; los primeros viajes se hicieron a pie; luego se utilizaron los lomos de animales y después aparecieron los primeros vehículos a base de ruedas.

Varias civilizaciones antiguas alcanzaron un alto nivel técnico en la construcción de vías de comunicación. Las calles de Babilonia fueron pavimentadas 2.000 A. C. Se recuerda también de grandes caminos -- construidos por los Egipcios 3.000 A. C. Conocido es el gran desarrollo alcanzado por los Chinos y los Incas en la construcción de caminos.

Los mayores alcances en los sistemas de carreteras fueron logrados por los Romanos. Cuando el imperio romano estaba en su apogeo una gran red de caminos cubrían todo el imperio. Muchos de estos caminos fueron hechos con piedra y tuvieron un metro o más de espesor. Con la caída del imperio romano cesó el desarrollo y la construcción de caminos por mucho tiempo.

A fines del siglo XVIII renace en Europa el interés por las vías de comunicación. En este período Trasaguet, un ingeniero francés propone utilizar piedra machacada como base, cubierta de piedras pequeñas para la construcción de caminos. Al mismo tiempo, en Inglaterra dos ingenieros, Thomas Telford y John Mc'Adam desarrollan tipos similares de construcción.

Telford sugiere el uso de piezas largas de piedra para formar la -

base, con piedras pequeñas para la capa de rodadura. Mc'Adam propone el uso de un polvo fino de piedra.

Este tipo de construcción es todavía usado y ha sido el precursor de varios tipos de pavimentos y bases macadam modernos.

Desde 1890 se empiezan a construir carreteras de concreto debido a la invención de vehículos a motor, que obligaron a que las carreteras tengan ciertas características de amplitud, comodidad y seguridad.

1.2. DEFINICION DE PAVIMENTOS (REFERENCIAS 1 y 2):

Un pavimento puede definirse como la capa o conjunto de capas de materiales apropiados, comprendidas entre el nivel superior de la terracería y la superficie de rodamiento, cuyas principales funciones son las de proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, de color y textura apropiados, resistente al tránsito, a la del intemperismo y otros agentes perjudiciales, así como de transmitir adecuadamente a las terracerías los esfuerzos producidos por las cargas impuestas por el tránsito.

En otras palabras, el pavimento es la superestructura de la obra vial, que hace posible el tránsito expedito de los vehículos con la comodidad, seguridad y economía previstos por el proyecto. La estructura o disposición de los elementos que lo constituyen, así como las características de los materiales empleados en su construcción ofrecen una gran variedad de posibilidades, de tal suerte que puede estar formado por una sólo capa, más comúnmente, por varias; y, a su vez, dichas capas pueden ser de materiales naturales seleccionados, sometidos a muy diversos tratamientos; su superficie de rodamiento propiamente dicha puede ser una carpeta asfáltica, una losa de concreto hidráulico o estar formado por acumulaciones de materiales pétreos compactados. De he



cho la actual tecnología contempla una gama muy diversa de secciones es-
tructurales diferentes y elegir la más apropiada para las condiciones -
específicas del caso que se trate no es, por cierto, la tarea más senci-
lla a que se enfrenta el especialista.

1.3. TIPOS DE PAVIMENTOS (REFERENCIA 2):

De modo bastante arbitrario y con fines fundamentales prácticos, -
los pavimentos se dividen en flexibles y rígidos. Sin embargo, la rigi-
dez o la flexibilidad que un pavimento exhibe no es fácil de definir --
tan adecuadamente como para permitir una diferenciación precisa entre -
el uno y el otro tipo de pavimento; es hasta cierto punto materia de --
juicio el precisar qué tan rígido puede ser un pavimento flexible o que
tan flexible puede llegar a ser un pavimento rígido.

El hecho es que los pavimentos se diferencian y definen en térmi--
nos de los materiales de que están constituidos y de cómo se estructu--
ran esos materiales y no por la forma en cómo distribuyen los esfuerzos
y las deformaciones producidas por los vehículos a las capas inferio---
res, lo que quizá constituirá un criterio de clasificación más acertado.

Se usa el término "pavimento rígido" para aquel donde el elemento-
fundamental es una losa de concreto. Se supone que estos pavimentos --
tienen una resistencia a la flexión considerable, que les permite ac---
tuar como vigas y de allí el término rígido.

Todos los otros tipos de pavimentos se conocen como flexibles.
Los principales elementos de este tipo de pavimentos son: capa de roda-
dura, base, sub-base y subrasante.

Los pavimentos rígidos se comportan muy bien siempre y cuando se -
tomen las debidas precauciones en el valor de la resistencia del suelo-
situado por debajo de las losas por cuanto éstas pueden quedar someti--
das a flexiones excesivas que dan lugar a su rotura.

Los pavimentos flexibles, presentan la ventaja de que suponiendo de que se produzcan deformaciones del terreno natural debidos al efecto de la humedad, exceso de cargas o cualquier otro motivo el pavimento flexible podrá deformarse pero en general no se rompe, de forma que el perjuicio ocasionado a los usuarios del camino es mucho menor que el que ocasiona una losa de hormigón que se rompe.

En general los pavimentos rígidos demandan poco gasto de conservación y se deterioran poco, pero su costo de construcción es alto y están circunscritos a la disponibilidad de los materiales necesarios y a un equipo de construcción especializado. Los pavimentos flexibles requieren menor inversión inicial, pero una conservación más costosa.

No hay reglas fijas que permitan establecer el tipo de pavimento conveniente en cada caso y el punto deberá establecerse en cada situación particular. Las normas anteriores permiten pensar que los pavimentos rígidos serán especialmente deseables en zonas urbanas, calles, avenidas y en carreteras de muy alto tránsito en las que cualquier interrupción de servicio es prohibitiva. Sin embargo, de esto, la diferencia de costos entre pavimentos rígidos y flexibles hacen que estos últimos sean generalmente los más usados.

Particularmente se tratará única y exclusivamente acerca de los pavimentos flexibles por ser tema de la Tesis propuesta.

1.4. REQUISITOS QUE DEBE CUMPLIR UN PAVIMENTO (REFERENCIA 1):

Cuando el nivel de tránsito empieza a tener importancia se hace imperativo recubrir la superficie de las terracerías con una capa que cumpla los siguientes requisitos:

- 1.- Ser estable ante los agentes del intemperismo.
- 2.- Ser resistente a la acción de las cargas impuestas por el tránsito.

3.- Tener textura apropiada al rodamiento.

4.- Ser durable.

5.- Tener condiciones adecuadas en lo referente a permeabilidad.

6.- Ser económica.

Los requisitos mencionados definen una capa de material granular - de muy buena calidad, que no es posible obtener en forma del todo natural; para tratar de conseguir dicha capa se siguen dos líneas de conducta diferentes:

a.- La capa de rodamiento se construye con suficiente espesor y de una calidad tal que se logra que los esfuerzos transmitidos a las terracerías sean compatibles con la calidad de ésta. Esta línea de acción lleva a los pavimentos rígidos, con losa de concreto hidráulico. Cualquier pequeña cedencia por asiento de los suelos bajo la losa es absorbida por la resistencia a la tensión de la misma.

b.- La superficie de rodamiento se logra mediante una carpeta bituminosa relativamente delgada, de alto costo y alta calidad, pero entre ellas y las terracerías se interpone un sistema de varias capas de materiales seleccionados, cuya calidad, por lo común, va disminuyendo con la profundidad, congruentemente con los niveles de esfuerzos producidos por el tránsito, que siguen una ley en ese mismo sentido decreciente. En rigor el problema de dimensionamiento consistiría en principio en hacer variar el espesor y la calidad de los materiales empleados en cada capa de manera que coincidan las dos leyes. Este es el orden de ideas que conducen a los pavimentos flexibles.

1.5. CARACTERÍSTICAS FUNDAMENTALES DE UN PAVIMENTO FLEXIBLE (REF. 1):

Las siguientes pueden considerarse las características fundamentales de un pavimento flexible, considerado como un conjunto:

a.- La resistencia estructural.

- b.- La deformabilidad.
- c.- La durabilidad.
- d.- El costo.
- e.- Los requerimientos de conservación.
- f.- La comodidad.

a.- LA RESISTENCIA ESTRUCTURAL:

La primera condición que debe cumplir un pavimento es soportar las cargas impuestas por el tránsito dentro del nivel de deterioro y paulatina destrucción previstos por el proyecto. Las cargas del tránsito -- producen esfuerzos normales y cortantes en todo punto de la estructura. La metodología teórica para el análisis de resistencia de los pavimen-- tos es proporcionada por la Mecánica de Suelos y es sabido que es ese -- campo las teorías de falla de mayor aceptación hoy son las de esfuerzo-- cortante; como consecuencia, en el estudio de los pavimentos suele con-- siderarse a los esfuerzos cortantes como la principal causa de falla -- desde el punto de vista estructural; correspondiente, la resistencia al-- esfuerzo cortante de los suelos resulta ser la propiedad fundamental.

b.- LA DEFORMABILIDAD:

En algunos aspectos fundamentales el problema de la deformabilidad-- de los pavimentos tiene un planteamiento opuesto al de la resistencia. Con respecto a la deformación, dada la resistencia de los materiales -- que forman las capas del pavimento, la deformabilidad suele crecer mu-- cho hacia abajo y la terracería es mucho más deformable que el pavimen-- to propiamente dicho y dentro de éste, la subrasante, capa inferior, es mucho más deformable que las capas superiores. Desde este punto de vista la deformabilidad interesa sobre todo a niveles relativamente profundos, pues es relativamente fácil que las capas superiores tengan nive-- les de deformación tolerables aún para los altos esfuerzos que en ellas

actúan.

En los pavimentos las deformaciones interesan, como es usual en la ingeniería desde dos puntos de vista. Por un lado, porque las deformaciones excesivas están asociadas a estados de falla y, por otro, porque es sabido que un pavimento deformado puede dejar de cumplir sus funciones, independientemente de que las deformaciones no hayan conducido a un colapso estructural propiamente dicho.

c.- LA DURABILIDAD:

Las incertidumbres prácticas ligadas a la durabilidad de un pavimento flexible son grandes y difíciles de tratar, aún al nivel más general. Será difícil definir cual es la durabilidad deseable que haya de lograrse en un caso dado. Evidentemente que ésta está ligada a una serie de factores económicos y sociales del propio camino; en una obra modesta, la duración del pavimento puede ser mucho menor que la del camino, con tal que la serie de reconstrucciones que entonces se requieran valgan menos que el costo inicial de un pavimento mucho más durable, más el valor que puedan darse a las interrupciones de servicio que a las reconstrucciones den lugar; por el contrario en obras de muy alto tránsito y gran importancia económica se requieren pavimentos muy duraderos a fin de no tener que recurrir a costosas interrupciones de un tránsito importante.

d.- EL COSTO:

Como todas las estructuras de ingeniería un pavimento representa un balance entre la satisfacción de requisitos y estabilidad en general, por un lado y el costo, por otro. Un diseño correcto será el que llegue a satisfacer los necesarios requerimientos del servicio a costo mínimo. Naturalmente que para lograr el equilibrio podrán seguirse una

gran cantidad de posibles líneas de conducta y de aquí emana uno de los aspectos de diseño más inciertos y de los que demandan mayor criterio.

e.- LOS REQUERIMIENTOS DE LA CONSERVACION:

Una gran cantidad de incertidumbres de las que se plantean en la práctica de los pavimentos tienen que ver con su conservación. Los factores climáticos influyen decisivamente en la vida de los pavimentos, por lo que el proyecto ha de tomarlos en cuenta para su previsión, a fin de dejar a la conservación una tarea razonable; sin embargo, es obvio que tales factores involucran muchos elementos de estimación difícil, a pesar de lo cual ésta debe intentarse siempre, conjugando la experiencia precedente con una buena información de las condiciones locales.

f.- LA COMODIDAD:

Especialmente en grandes autopistas y caminos de primer orden, los problemas y métodos del diseño de los pavimentos deben verse afectados por la comodidad que el usuario requiere para transitar a la velocidad del proyecto. Evidentemente dentro de este requisito quedan incluidos otros muchos, de los que la seguridad es el más importante; la estética y su efecto en las reacciones psicológicas del conductor merece también consideración.

1.6. ESTRUCTURACION DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES (REFERENCIAS 1 y 4):

(Ver gráfico en la página siguiente)

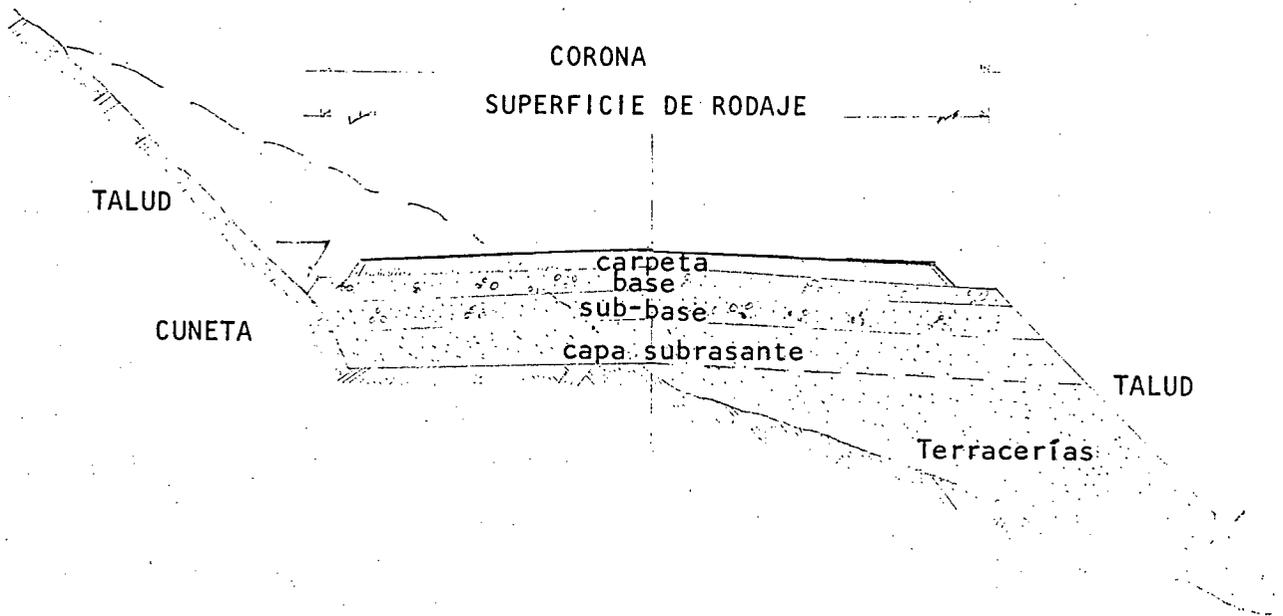


Fig. 1.1.

En la Fig. 1.1. se muestra una estructuración típica para una sección transversal en media ladera, (Ref. 1).

Bajo una carpeta bituminosa, formada típicamente por una mezcla de agregado pétreo y un aglutinante asfáltico, que constituye la superficie de rodamiento, se dispone casi siempre de dos capas bien diferenciadas: una base, de material granular y una sub-base, formada, preferentemente por un suelo granular de menor calidad, con mayor contenido de finos y menor exigencia en lo que se refiere a la granulometría que en la base; la razón es obviamente, el mayor alejamiento de la sub-base de la superficie de rodamiento por el que llegan esfuerzos de menor intensidad.

Bajo la sub-base se dispone casi universalmente de una capa denominada subrasante con requisitos de calidad menor que la sub-base, cuyo fundamental papel mecánico y económico se discute cada vez menos.

Bajo la subrasante aparece el material convencional de la terracería, tratado mecánicamente en la actualidad casi sin excepción, por lo menos en lo referente a compactación. De hechos experimentales se pueden sacar las siguientes conclusiones como provisionalmente válidas para el trato que se debe dar a las terracerías:

a.- Se ve razonable pensar que la resistencia de los suelos al esfuerzo cortante es un requisito fundamental en las terracerías; los niveles de esfuerzo que a ellas llegan a través de todo el esfuerzo protector que constituye el pavimento, quedan siempre por debajo de la capacidad de carga a la falta de cualquier material de terracería en que pudiera pensarse.

b.- La deformabilidad parece ser el requisito básico para la aceptación o rechazo de un material de terracería y también el que condiciona su buen comportamiento como soporte de un buen pavimento. Desde este punto de vista serán fundamentales todos los conceptos que contribuyan a que el material de terracería sea poco deformable. Entre éstos, la calidad de los materiales juegan un papel importante sobre todo en dos casos extremos, que corresponden a los materiales que tienen gran abundancia de fragmentos grandes y a los materiales que tienen predominio de los tamaños más pequeños que es dable encontrar en los suelos.

Los materiales en que predominan materiales grandes y medianos son deformables estructuralmente hablando, por las dificultades constructivas que suele tenerse para darles el necesario acomodo, que hace que en muchas ocasiones se cometan descuidos durante la construcción y que tienen muy desfavorables repercusiones, más graves cuando más alto sea el terraplén.

El otro gran problema de los materiales que constituyen las terracerías se tiene, cuando éstos están formados por suelos sensibles y ar-

cillosos. Suelos MH y CH presentan características de deformabilidad tan desfavorables que su uso debe prescribirse. El problema se complica aún más si los suelos son orgánicos. No puede establecerse hasta -- que punto una norma rígida de especificaciones puede resolver este tipo de problemas, pues un mismo suelo puede tener comportamientos diversos-- según sean las condiciones de clima, drenaje, geometría del terraplén,-- topografía del lugar, etc.

Una terracería deformable obligará el uso de pavimentos muy espe-- sos, que logran que los esfuerzos transmitidos lleguen a niveles sufi-- cientemente bajos, por lo que se plantea una disyuntiva muy clara; si - la deformabilidad se toma en cuenta en el diseño del pavimento, éste se-- rá anti-económico y en conjunto caro, como es sabido que cuesta más el-- material de pavimento que el de terracería; si la deformabilidad no se-- toma en cuenta en el diseño del pavimento, nunca se tendrá un pavimento-- con buen comportamiento.

c.- Con relación al punto anterior la "ACCION CLIMATICA" ha sido fre--- cientemente mencionada como el punto fundamental a cuidar para te-- ner una terracería que tenga un buen comportamiento como apoyo de un pa-- vimento.

Cuando se dice "acción climática" se entiende, a veces, efecto de-- variación estacional y se acepta que éste debe ser muy acusado y de --- grandes repercusiones en la vía terrestre; una vía terrestre puede es-- tar en buenas condiciones generales en un lugar de clima desfavorable,-- si su trazo la protege y, en tal caso, la condición de equilibrio que - indiquen peligros serios a su vida futura. El efecto climático no pue-- de ser visto como una norma de criterio independiente de todo un conjun-- to de consideraciones igualmente importantes; no se trata de conocer en-- qué clima se desarrollará una vía terrestre, ni que condición general -

tendrá dentro de esa zona y sujeta a la acción de aquel clima y esas -- condiciones definen una vida futura que parece ser más independiente de los cambios locales de estación de lo que hubiera juzgado en el pasado.

La acción climática es demasiado amplia para expresar el importante contenido de agua de los materiales sobre la resistencia estructural de los pavimentos; éste efecto incluye muy particularmente al agua contenida en la terracería y la capa de subrasante. Así, no debe pensarse tanto en una acción general del clima, cuanto en la necesidad específica de proteger con el subdrenaje adecuado el tramo de la carretera en el que se han de tener condiciones especiales de saturación. La acción climática en un sentido más general puede influir en otros problemas de la tecnología de los pavimentos, tales como aparición de grietas longitudinales por procesos repetidos de evaporación y humedecimiento, en -- que la acción solar juega un papel importante o el "envejecimiento" de una carpeta, también por acción solar.

Es un reflejo de la acción climática la formación de baches des---pués de un período de lluvia por efecto del agua infiltrada.

En el comportamiento de un pavimento y su material de terracería -- las capas de; subrasante, sub-base, base, y capa de rodadura juegan un papel muy importante; de esto nos ocuparemos a partir del Capítulo III.

1.7. COMENTARIOS VIALES DEL ECUADOR (REFERENCIA 2):

En el Ecuador el transporte por carretera ha jugado un papel pre--ponderante en el desarrollo socio-económico, debido a las condiciones -- topográficas que presenta nuestro país y a las distancias relativamente cortas que no superan los 600 Km. que separan los centros de producción con los centros de consumo y exportación.

Cabe destacar que el transporte desde el punto de vista económico -- es un servicio demandado por todos los sectores de la actividad económi

ca, permitiendo el desarrollo de la misma a través de la ampliación de la frontera agrícola, industrial, comercial, etc.

En lo social se ha convertido en un medio que permite la integración física, tanto de los centros urbanos como rurales, robusteciendo de esta manera a la unidad nacional.

El sistema de transporte vial en el País ha sido objeto de importantes mejoras en los últimos 20 años, prácticamente se ha duplicado. Pese a ello, el rápido y continuo aumento del tránsito vehicular hace necesario, que se tomen de inmediato, medidas que permitan mejorar aún más la red de carreteras y ampliarlo de manera que tanto el tráfico actual como el futuro, puedan desplazarse en forma segura y rápida a costo mínimo para los usuarios de las vías y para el País.

De manera general, el actual sistema de carreteras permite la interconexión entre la mayor parte de los centros poblados de producción y consumo del País.

Del cuadro 1.1 se han extraído datos totales para realizar el siguiente estudio, en función de la capa de rodadura:

ASFALTADAS	4.431,70 Km.	13,08%
AFIRMADAS	12.767,40 Km.	37,69%
TIERRA	16.676,50 Km.	49,23%
TOTAL NACIONAL	33.875,60 Km.	100.00%

De esto se deduce que, el País dispone de 50.77% de vías estables y transitables en cualquier época del año, mientras que el 49,23% corresponde a caminos que sólo pueden ser utilizados en la estación de verano.

La mayoría de las carreteras pavimentadas se hallan localizadas en las zonas de mayor distribución demográfica del País.

CUADRO 1.1

REGION	PROVINCIA	**	LONGITUD Y TIPO DE SUPERFICIE DE RODADURA			SUB TOTALES	TOTALES *
			ASFALTO	AFIRMADO	TIERRA		
C O S T A	ESMERALDAS	R.F.	158.5	104.6		263.1	1345.2
		C.V.		277.6		277.6	
		C.VR			804.5	804.5	
	MANABI	R.F.	542.9	276.8		819.7	5417.3
		C.V.	32.6	317.8		350.4	
		C.VR			4247.2	4247.2	
	LOS RIOS	R.F.	220.2	130.8		351.0	3741.1
		C.V.		1158.5		1166.4	
		C.VR			2223.7	2223.7	
	GUAYAS	R.F.	813.3	151.0		964.3	3913.6
		C.V.	109.1	595.7		704.8	
		C.VR			2244.5	2244.5	
	EL ORO	R.F.	298.3	73.2		371.5	1370.7
		C.V.	6.7	495.6		502.3	
		C.VR			496.9	496.9	
TOTAL	R.F.	2203.2	736.4		2769.6	15787.7	
TOTAL	C.V.	156.3	2845.2		3001.5		
TOTAL	C.VR			10016.8	10016.8		
TOTAL COSTA		2189.5	3581.6	10016.8	15787.9		
O R I E N T E	PASTAZA	R.F.		163.0		163.0	286.8
		C.V.		24.0		24.0	
		C.VR			99.8	99.8	
	NAPO	R.F.		505.5		505.5	627.3
		C.V.		51.9		51.9	
		C.VR			69.9	69.9	
	MORONA SANTIAGO	R.F.		424.4		424.4	571.0
		C.V.		66.6		66.6	
		C.VR			80.0	80.0	
	ZAMORA CHINCHIPE	R.F.		281.9		281.9	365.7
		C.V.		76.8		76.8	
		C.VR			7.0	7.0	
	TOTAL	R.F.		1374.8		1374.8	1870.3
	TOTAL	C.V.		238.8		238.8	
	TOTAL	C.VR			256.7	256.7	
TOTAL ORIENTE			1613.6	256.7	1870.3		
GALAPAGOS	R.F.		66.5		66.5	66.5	
TOTAL ECUADOR	R.F.	4209.9	4157.9	40.3	8408.1	33875.6	
	C.V.	221.8	8609.5		8831.3		
	C.VR			16636.2	16636.2		

CUADRO 1.2.

PROVINCIA	**	LONGITUD Y TIPO DE SUPERFICIE DE RODADURA			SUB TOTALES	TOTALES *
		ASFALTO	AFIRMADO	TIERRA		
CARCHI	R.F.	161.3	113.3		274.6	1392.2
	C.V.		259.0		259.0	
	C.VR			858.6	858.6	
IMBABURA	R.F.	112.9	68.0		180.9	1301.8
	C.V.	9.5	650.6		660.1	
	C.VR			460.8	460.8	
PICHINCHA	F.R.	698.1	125.8		823.9	2415.3
	C.V.	15.0	1070.9		1085.9	
	C.VR			505.5	505.5	
COTOPAXI	F.R.	143.7	102.7		264.4	2229.4
	C.V.	30.5	1027.0		1057.5	
	C.VR			925.5	925.5	
TUNGURAHUA	R.F.	141.2	31.1		172.3	1153.6
	C.V.		788.0		788.0	
	C.VR			193.3	193.3	
CHIMBORAZO	R.F.	294.7	89.0	13.3	397.0	1691.6
	C.V.	7.5	287.5		295.0	
	C.VR			999.6	999.6	
BOLIVAR	R.F.	110.7	73.3	27.0	211.0	1583.6
	C.V.		630.9		630.9	
	C.VR			741.7	741.7	
CAÑAR	R.F.	207.4	62.0		269.4	757.0
	C.V.		360.4		360.4	
	C.VR			127.2	127.2	
AZUAY	R.F.	163.7	324.7		488.4	1201.5
	C.V.	3.0	331.0		334.0	
	C.VR			379.1	379.1	
LOJA	R.F.	143.0	990.3		1133.3	2424.9
	C.V.		120.2		120.2	
	C.VR			1171.4	1171.4	
TOTAL	R.F.	2196.7	1990.2	40.3	4227.2	16180.9
TOTAL	C.V.	65.5	5525.5		5591.0	
TOTAL	C.VR			6362.7	6362.7	
TOTAL SIERRA		2262.2	7515.7	6403.0	16180.9	

** R.F. = RED FUNDAMENTAL

C.V. = CAMINOS VECINALES

C.VR = CAMINOS DE VERANO

* INCLUYE:

- CAMINOS DE VERANO

- CARRETERAS EN

CONSTRUCCION

- CAMINOS VECINALES EN

CONSTRUCCION.

C A P I T U L O II:

C A P I T U L O I I :

S U E L O S :

2.1. INTRODUCCION.

2.2. ORIGEN Y FORMACION DE LOS SUELOS.

2.3. CLASIFICACION DE LOS SUELOS.

2.3.1. TIPOS COMUNES DE SUELOS.

2.4. PROPIEDADES BASICAS DE LOS SUELOS.

2.5. CLASIFICACION DE LOS SUELOS DESDE EL PUNTO DE
VISTA DE LAS VIAS TERRESTRES.

2.5.1. GENERALIDADES.

2.5.1.1. GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS.

2.5.1.2. PLASTICIDAD.

2.5.2. SISTEMA DE CLASIFICACION DE "SUELOS" -
UTILIZADO EN LA S.O.P.

2.5.3. SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE-
SUELOS (Versión S.O.P.).

2.5.4. CLASIFICACION DE SUELOS AASHO.

2.5.5. RELACIONES ENTRE LOS SISTEMAS UNIFICA-
DO Y AASHO.

C A P I T U L O I I

2.1. INTRODUCCION (REFERENCIAS 1 y 4):

Las vías terrestres se constituyen fundamentalmente de tierra y sobre tierra. Desde hace ya bastante tiempo, la técnica moderna ha reconocido la influencia que sobre una estructura de ésta naturaleza tiene el terreno que le sirve de apoyo, entendiéndose por tal no sólo al suelo o roca que existe en el lugar, pasivamente considerado, sino a todo un conjunto de condiciones que comprenden desde la constitución minerológica, la estructuración del suelo, la cantidad y estado de agua contenida y su modo de fluir, hasta toda una agrupación de factores ajenos al concepto tradicional de suelo, pero que definen en el tiempo su comporta--miento, tales como los factores climáticos, los económicos, los que se refieren al "uso de la tierra" en actividades que poco o nada tienen --que ver con la tecnología de las vías terrestres, etc.. Sin embargo, -ha sido hasta épocas mucho más recientes cuando los ingenieros han comprendido que el uso de los materiales, que se ofrecen en general en amplia variedad en la naturaleza, dentro del cuerpo de la estructura, no es indiferente o arbitrario, sino selectivo, y que aún utilizando los -mismos materiales para producir una sección dada, pueden obtenerse secciones estructuralmente muy distintas según el uso que se haga de los -materiales dentro de la sección, tanto en lo que se refiere a su posi--ción en ella, como a las condiciones en que se coloquen y a los trata--mientos mecánicos o aún químicos que se les de.

La construcción de las vías terrestres implica entonces el uso de los suelos, pero en uso selectivo, juicioso y, en lo posible científico.

2.2. ORIGEN Y FORMACION DE LOS SUELOS (REFERENCIAS 1 y 2):

Los suelos son conjuntos de partículas minerales, producto de la -desintegración mecánica o de la descomposición química de rocas preexistentes. El conjunto de partículas presenta dos propiedades esenciales-

que no pueden ser olvidadas:

- a.- El conjunto posee una organización definida y propiedades que varían "vectorialmente".
- b.- La organización de las partículas minerales es tal que el agua, que como se sabe está presente en todo suelo en mayor o menor cantidad, puede, si hay la suficiente, tener "continuidad", en el sentido de distribución de presiones. El agua no ocupa huecos aislados, sin intercomunicación; puede llenar todos los poros que dejan entre sí las partículas y que se intercomunican, de manera que el agua forma una masa continua y que contiene al mineral en su seno.

De acuerdo a su formación y origen los suelos pueden ser:

- 1.- SUELOS RESIDUALES: Aquellos que se encuentran sobre o cerca del material del cual provienen o de su origen. Son generalmente inestables. Ver Fig. 2.1.
- 2.- SUELOS TRANSPORTADOS: Aquellos que han sido cambiados de lugar por un agente de transporte: viento, agua y glaciares. Fig. 2.2.

En base a esto los suelos transportados pueden dividirse en:

- a.- SUELOS EOLICOS: Son los suelos transportados por la acción del viento.
- b.- SUELOS GLACIARES: Son aquellos con partículas de diferentes tamaños movidos o afectados por glaciares.
- c.- SUELOS SEDIMENTARIOS: Son aquellos formados por la acción del agua, son muy importantes y ejemplos típicos de éstos tenemos en los depósitos de partículas en mares, lagos y ríos.

En general un suelo transportado queda descrito por un "Perfil Estatigráfico", en el que resalta la secuencia de colocación y el espesor de sus estratos.

En lo que se refiere a los suelos residuales, existen dos conceptos que juegan un papel muy importante, y son los siguientes:

- 1.- El perfil de meteorización: Que es la secuencia de materiales con diferentes propiedades, que han formado en el lugar en donde se lo encuentra y que sobrepase a la roca no meteorizada (roca madre) se forma tanto por ataque mecánico como por descomposición química y varía de un punto a otro, por razones locales de estructura de la roca, clima, erosión, agua, etc.
- 2.- El conjunto de estructuras heredadas: Que consisten en juntas, grietas, fallas y otros defectos estructurales que muestran el suelo como herencia de los que tenía la roca original. Su influencia es tal que frecuentemente las propiedades mecánicas de una muestra "intacta" del material no pueden considerarse en absoluto representativa de las propiedades del conjunto.

Se deben tener presentes las ideas anteriores, por lo menos como un motivo para ejercer crítica sobre las conclusiones a que lo lleve la Mecánica de Suelos actual, especialmente si se trata con suelos residuales.

2.3. CLASIFICACION DE LOS SUELOS (REFERENCIA 2):

Es posible clasificar a los suelos en varios grupos y subgrupos, basándose en el tamaño del grano.

Las principales divisiones del sistema de clasificación basado en el tamaño de los granos son: grava, arena, limo y arcilla.

Debe anotarse que muchas veces conociéndose la clasificación del suelo únicamente por el tamaño, no es posible evaluar la acción ni las propiedades del suelo, por cuanto estas se encuentran sujetas a una serie de factores y condiciones adicionales a la distribución granulométrica.

A pesar de las limitaciones a que están sujetas las diferentes clasificaciones ellas constituyen un medio práctico para su identificación; un sistema generalmente utilizado en la ingeniería vial es el mostrado en la fig. 2.3.

Obviamente muchos suelos tendrán partículas que caen dentro de dos o más grupos descritos anteriormente. De este modo un suelo podría con tener porcentajes de arena, limo y arcilla definidos por la fig. 2.3. Términos como "arcilla arenosa", "limo arcilloso", "arena limosa" y muchos otros han sido empleados, para describir tales suelos.

Una forma de sistematizar el uso de estos nombres es usando el --- triángulo de clasificación del Public Roads Administration, mostrado en la fig. 2.4.

2.3.1. TIPOS COMUNES DE SUELOS:

1.- SUELOS GRANULARES: Comprenden arenas y gravas. Son suelos de grano grueso que poseen una mínima cohesión; son fácilmente identificables por inspección visual y se caracterizan por su alta permeabilidad, por su relativa estabilidad frente a las cargas de tráfico y por sus bajas expansiones y contracción al variar su contenido de humedad. Sin embargo son estables cuando están confinados.

2.- SUELOS DE GRANO FINO: Comprenden limos y arcillas. Los limos son suelos de grano fino y de baja o mediana plasticidad y con un tamaño intermedio entre arenas y arcillas. Son poco cohesivos, relativamente compresibles y expansibles y poseen una estabilidad variable frente a las cargas del tráfico.

Las arcillas se caracterizan por su alto contenido de granos finos, generalmente poseen una mediana o alta plasticidad. Son resistentes cuando están secos y cambian considerablemente de volumen con las variaciones del contenido de humedad.

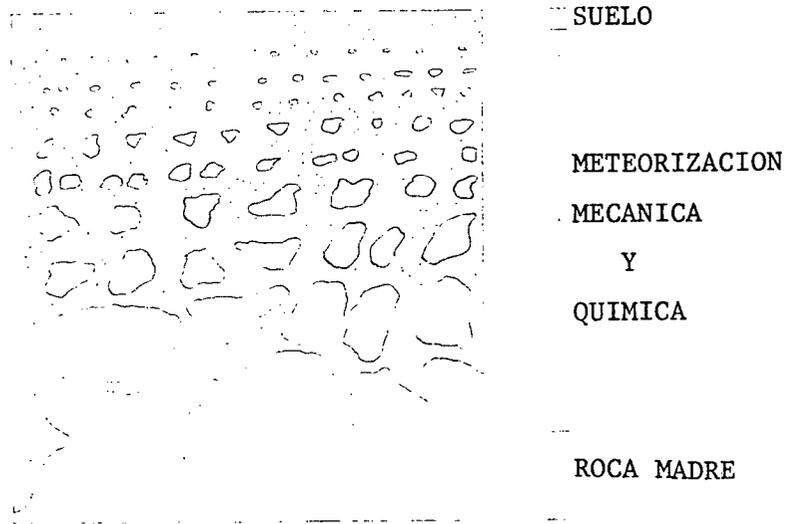


Fig. 2.1.

SUELO RESIDUAL

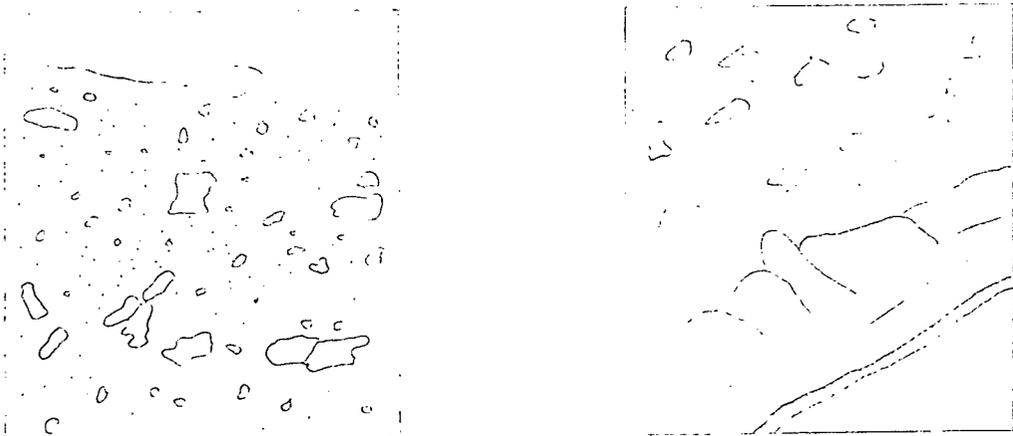


Fig. 2.2.

SUELOS TRANSPORTADOS

COLOI DES	ARCI LLAS	L I M O S	ARENA FINA	ARENA GRUESA	GRAVA FINA	GRAVA MEDIA	GRAVA GRUESA	CANTOS RODADOS
.001	.002	.003	.004	.006	.008	.01	.02	.03
.04	.06	.08	.1	.2	.3	.4	.6	.8
2	3	4	8	10	20	40	80	100
TAMIZ N°								
TAMAÑO DE LA PARTICULA - mm								
2.0 3.0 4.0 6.0 8.0 10.0 20.0 30.0 40.0 60.0 80.0								

Fig. 2.3.

CLASIFICACION POR EL TAMAÑO DEL GRANO

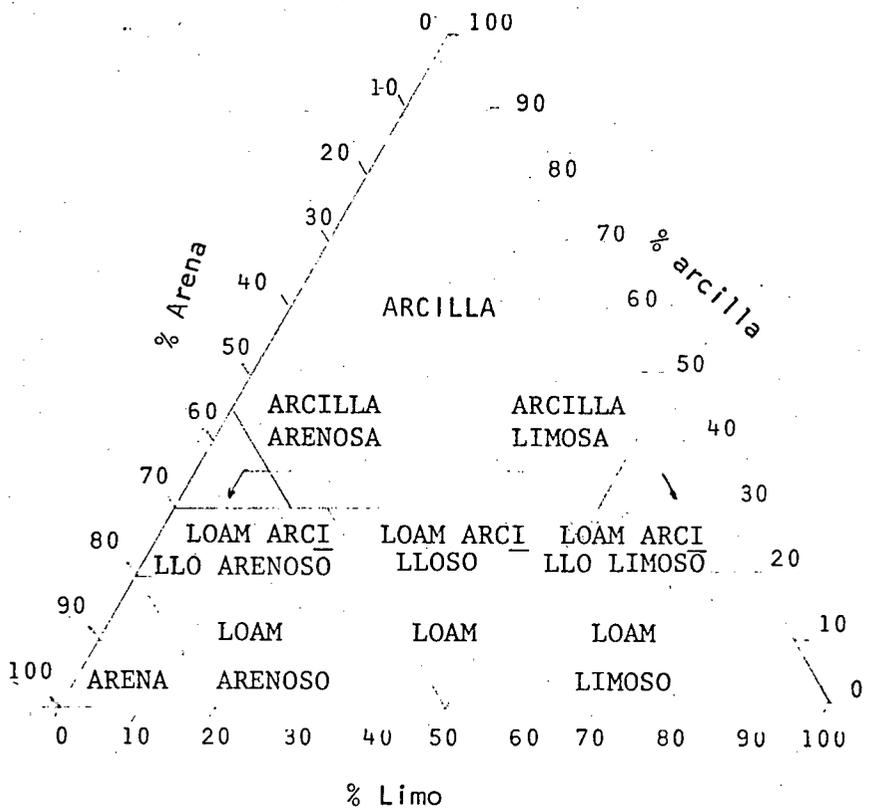


Fig. 2.4.

GRAFICO DEL PUBLIC ROADS PARA LA CLASIFICACION

DE LOS SUELOS

3.- SUELOS ORGANICOS: Comprenden turbas y limos orgánicos. El término orgánico demuestra que son suelos que contienen una apreciable cantidad de materia orgánica animal o vegetal, en varios estados de descomposición. Se debe tener mucho cuidado al usar este suelo para fundaciones, o como material de construcción. Generalmente la materia orgánica reduce la capacidad de carga de un suelo y aumenta la compresibilidad.

2.4. PROPIEDADES BASICAS DE LOS SUELOS (REFERENCIA 1):

Para comprender la acción de un suelo debemos estar familiarizados con algunas propiedades básicas y fundamentales del mismo.

En los suelos se distinguen tres fases constituyentes: la sólida (partículas minerales), la líquida (generalmente agua) y la gaseosa (generalmente aire). Entre estas fases es preciso definir un conjunto de relaciones que se refieren a sus pesos y volúmenes, las cuales sirven para establecer la necesaria nomenclatura y para contar con conceptos mensurables, a través de cuya variación pueden seguirse los procesos ingenieriles que afectan a los suelos.

En la fig. 2.5. aparece un esquema de una muestra de suelo separada en sus tres fases y en ella se acotan los pesos y volúmenes cuyo uso es de interés.

Las relaciones entre los pesos y los volúmenes se establecen a través del concepto de peso volumétrico, definido como la relación entre ambas cantidades. En la tecnología de las vías terrestres se usan los siguientes:

$$r_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \quad (2.1)$$

llamado el peso volumétrico de la masa:

$$r_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (2.2)$$

llamado el peso volumétrico de los sólidos. También se usa, sobre todo en cuestiones de compactación, el peso volumétrico seco, definido como la relación entre el peso de los sólidos y el volumen total del suelo:

$$r_d = \frac{W_s}{V_m} \quad (2.3)$$

Nótese que la expresión (2.3) puede ponerse:

$$r_d = \frac{W_s W_m}{V_m W_m} = \frac{\frac{W_m}{V_m}}{\frac{W_m}{W_s}} = \frac{r_m}{\frac{W_m + W_s}{W_s}} = \frac{r_m}{1 + W} \quad (2.4)$$

La expresión (2.4) se usa en compactación de suelos.

Se emplea asimismo el peso específico relativo de los sólidos del suelo, definido como:

$$S_4 = \frac{r_s}{r_o} = \frac{W_s}{v_s r_o} \quad (2.5)$$

Las siguientes son también relaciones entre pesos y volúmenes que se utilizan mucho en las aplicaciones, por representar conceptos cuya variación sirve para describir fenómenos importantes y, por lo tanto, figuran muy frecuentemente en las fórmulas.

a.- La relación de vacíos (e): Es el cociente entre el volumen de vacíos y el de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.6)$$

Teóricamente e puede variar de 0 a infinito (vacío perfecto), pero en la práctica sus límites están comprendidos entre 0.25 para arenas -- muy compactadas con finos, y 15 para arcillas altamente estructuradas, -- muy compresibles.

b. Se denomina grado de saturación: A la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos de un suelo; matemáticamente:

$$C_{rw} (\%) = 100 \frac{V_w}{V_v} \quad (2.7)$$

El grado de saturación varía de 0% en suelo seco a 100% en un suelo en que todos los vacíos estuvieran llenos de agua, al que se llama suelo saturado.

c.- Se conoce como contenido de agua o humedad de un suelo: A la relación entre el peso del agua contenido en el mismo y el peso de su fase sólida:

$$W (\%) = 100 \frac{W_w}{W_s} \quad (2.8)$$

El contenido de agua varía teóricamente de 0 a infinito, pero en la práctica es difícil encontrar valores a 1.000%, en nuestro trabajo de la Urbanización del Chofer hemos encontrado arcillas con más del 100% de contenido de humedad.

Los conceptos anteriores sirven para establecer algunas relaciones útiles, que evitan la necesidad de medirlos todos en el laboratorio. Por ejemplo, en un suelo totalmente saturado basta conocer dos conceptos independientes para, en función de ellos, poder establecer fórmulas para otros; en este caso, las fórmulas más usadas son:

$$e = w \cdot S_s \quad (2.9)$$

$$r_m = \frac{S_s + e}{1 + e} \quad r_m = \frac{S_s (1 + w)}{1 + S_s W_{rm}} \quad (2.10)$$

La deducción de estas fórmulas, así como las que se mencionan a continuación, referentes a relaciones volumétricas y gravimétricas, puede verse en la ref. 1.

En el caso de los suelos parcialmente saturados (es decir con parte de sus vacíos ocupado por aire) se precisan tres cantidades independientes para definir a otra dada. Las relaciones más usuales a que puede llegarse son:

$$eCrW = wSs \quad (2.11)$$

$$r_m = \frac{1 + w}{1 + e} r_s \quad (2.12)$$

Atención primordial debe darle al cálculo de los pesos volumétricos de los suelos situados bajo el nivel freático. En tal caso, el empuje hidrostático ejerce influencia en los pesos, de acuerdo con las leyes de boyancia (Principio de Arquímedes). El peso específico relativo de la materia sólida sumergida vale:

$$s' s = Ss - 1 \quad (2.13)$$

y el peso volumétrico sumergido de los sólidos:

$$r' s = r_s - 1 \quad (2.14)$$

Es decir, un metro cúbico de suelo sólido desaloja un metro cúbico de agua; luego sufre un empuje ascendente de 1 ton. que es el peso de dicho metro cúbico de agua.

Para el peso volumétrico de la masa del suelo se obtienen las formulas siguientes:

$$r' m = \frac{Ss - 1}{1 + S_{sw}} r_w \quad (2.15)$$

$$r' m = \frac{Ss - 1}{Ss} r_d \quad (2.16)$$

PERMEABILIDAD: Es la propiedad de una masa de suelo por la cual permite que el agua fluya hacia abajo por acción de la gravedad o por aplicación de otra fuerza. En mecánica de suelos la permeabilidad se representa por el coeficiente de permeabilidad, el cual depende

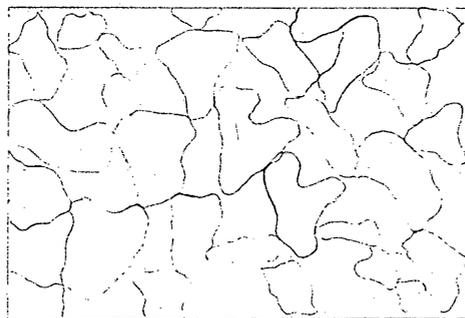
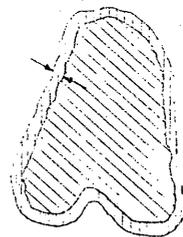
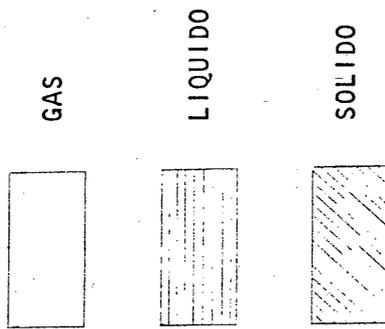


Fig. 2.6.

MUESTRA DE UN SUELO EN
FORMA NATURAL



Agua incorporada

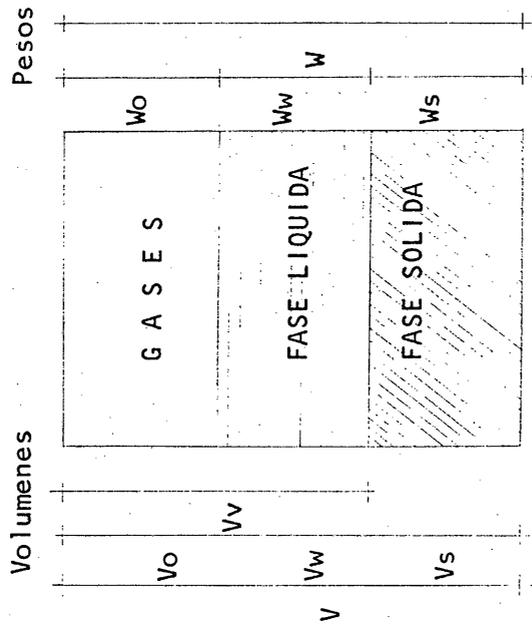


Fig. 2.5.

ESQUEMA DE UNA MUESTRA DE UN SUELO
CON SUS FASES TÍPICAS

de la relación de vacíos, del tamaño del tramo y del tipo de estructura, además de la densidad y viscosidad del agua que fluye.

Los suelos de grano grueso, como la grava y la arena, tienen coeficientes de permeabilidad muy altos de allí que se los llame "suelos permeables". Las calizas y otros tipos de suelos finos tienen coeficientes de permeabilidad muy bajos y por eso se dice son "suelos impermeables".

CAPILARIDAD: Es la propiedad por la cual el agua ingresa dentro de la masa del suelo desde la superficie libre del agua por acción de la tensión superficial, e independientemente de la acción de la gravedad. La altura que alcanza el agua, por capilaridad depende del tamaño de los vacíos y por consiguiente del tamaño de las partículas de la masa de suelo. En arenas gruesas y gravas los efectos de capilaridad son prácticamente imperceptibles pero en limos y arcillas pueden alcanzar valores muy altos.

CONTRACCION-HINCHAMIENTO: Muchos suelos reducen considerablemente su volumen, cuando se reduce su contenido de humedad. La contracción mayor se presenta en calizas y otros suelos de grano fino. Algunos de estos suelos de grano fino reducen su volumen en un 50% o más cuando pasan de saturados. Los mismos suelos pueden mostrar un hinchamiento muy grande si han sido secados y posteriormente humedecidos. La arena y gravas generalmente presentan un muy pequeño o ningún cambio de volumen con los cambios de humedad.

La excesiva contracción o hinchamiento es de gran interés en la ingeniería de suelos, ya que este tipo de fenómenos causan muchos problemas a las estructuras, sean estas de edificios o de un pavimento, y a los cuales la técnica tiene que dar soluciones para evitar estos proble-

mas.

COMPRESIBILIDAD: Es la propiedad que tienen los suelos para consolidarse bajo la acción de una carga de compresión. En condiciones normales todos los suelos son compresibles. El grado de consolidación que alcanza una masa de suelo depende de varios factores: magnitud de la carga, relación de vacíos y tipos de estructuras. En un suelo saturado evidentemente la consolidación es función de la permeabilidad.

La consolidación en un estrato de arena se produce muy rápidamente durante el período de aplicación de la carga. En cambio en las calizas y otros suelos de grano la deformación es muy lenta y puede prolongarse por varios años. Por esta razón, la consolidación en suelos de grano fino puede ser muy peligrosa.

ELASTICIDAD: Es la propiedad que tienen los suelos para recuperar su dimensión original, una vez que ha cesado la carga. No existen suelos perfectamente elásticos pero algunos poseen un grado tal que pueden causar problemas si es que son usados como subrasante o como subbase de un pavimento.

RESISTENCIA AL CORTE: La resistencia al esfuerzo cortante constituye la característica fundamental de la Mecánica de Suelos, a esta característica se liga la capacidad de los suelos para adaptarse a las cargas que actúan sobre ellos, sin fallar.

Esto es debido a varias razones. En primer lugar, la resistencia de los suelos a ciertos tipos de esfuerzos diferentes del corte, como los de tensión, por ejemplo, es tan baja que generalmente no tiene importancia. Por lo común las estructuras en que se hace intervenir al suelo son de tal naturaleza que en ellas el esfuerzo cortante es el esfuerzo actuante básico y de la resistencia a él depende primordialmente el que

la estructura no falle.

Otra de las fallas que ocurren en un suelo es por acción de las -- cargas de tráfico. La resistencia al corte dentro de una masa de suelo se debe a la fricción interna y a la cohesión de las partículas.

La resistencia al esfuerzo cortante se evalúa por la siguiente expresión:

$$S = T \operatorname{tg} \emptyset + C$$

En donde:

S = Esfuerzo cortante, final o de falla.

T = Esfuerzo normal actuante en el plano de falla.

\emptyset = Angulo de fricción interna del suelo.

C = Cohesión del suelo.

En los suelos poco cohesivos la resistencia al corte depende mayormente de la fricción interna; el valor del ángulo \emptyset depende de algunos factores; densidad (relación de vacíos), de la forma del grano, de la -- textura de la superficie y de la granulometría del suelo. A diferencia de lo que ocurre en los suelos cohesivos, el contenido de humedad no influye en el ángulo de fricción interna.

En los suelos cohesivos, la resistencia al corte depende de la --- fricción interna y de la cohesión. La interpretación de los factores -- que influyen en la resistencia al corte de los suelos cohesivos, es uno de los problemas complejos en la ingeniería de suelos.

La resistencia al corte puede ser medida en el laboratorio por las siguientes pruebas:

- 1.- Prueba de compresión hidrostática o isótropa. Es útil para el estudio de deformaciones volumétricas únicamente.
- 2.- Prueba de compresión confinada o prueba de consolidación; se ejecuta en un aparato denominado consolidómetro o edómetro.

3.- Prueba triaxial es la más común y versátil de las pruebas que se realizan para conocer las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos. También es la prueba más útil de laboratorio para conocer su resistencia.

La prueba de compresión simple es una variante de la prueba triaxial, en la que la presión confinante inicial es nula. Es análoga a la prueba de compresión hecha en cilindros de hormigón.

Para evaluar la resistencia al corte de una subrasante se han desarrollado una serie de métodos semiempíricos, tales como pruebas de tipo dinámico como el California Bearing Ratio Test (C.B.R.) los cuales están relacionados más o menos con el diseño de pavimentos flexibles o rígidos.

En la fig. 2.7. se presenta los tipos más comunes de pruebas de esfuerzo-deformación.

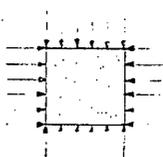
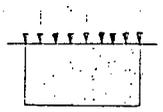
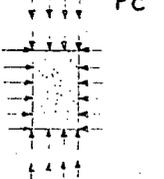
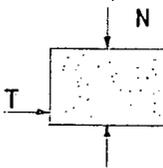
PRUEBA	COMPRESION ISOTROPA	COMPRESION CONFINADA (consolidómet)	COMPRESION TRIAXIAL	PREBA DIRECTA
CONDICIONES BASICAS		 NO HAY MOVIMIENTO HORIZONTAL.	 P_c	 N T
TIPO DE DEFORMACION	VOLUMETRICA	PRINCIPALMENTE VOLUMETRICA, PERO CON ALGO DE DISTORSION	DISTORSION Y VOLUMETRICA	PRINCIPALMENTE DISTORSION Y ALGO DE VOLUMETRICA
USOS	PARA ESTUDIOS DE DEFORMACION VOLUMETRICA.	PARA REPRODUCIR ALGUNAS CONDICIONES REALES DE CAMPO.	PARA EL ESTUDIO DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS ES LA PRUEBA MAS COMUN.	PARA EL ESTUDIO DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS.

Fig. 2.7.- Tipos comunes de pruebas esfuerzo-deformación (Ref.1).

2.5. CLASIFICACION DE LOS SUELOS DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LAS VIAS TERRESTRES (REFERENCIAS 1 y 3):

2.5.1. GENERALIDADES:

Dentro del campo de las vías terrestres, los suelos se presentan con una variedad y complejidad prácticamente infinitas. El propósito es predecir la bondad de la subrasante de un suelo dado, basándose en pruebas simples para suelos en condiciones críticas. Tomando como base estos resultados y además relacionándolos con las experiencias de campo, los suelos pueden ser identificados y colocados dentro de un grupo de suelos que poseen propiedades y características similares.

Los sistemas de clasificación de los suelos son tan antiguos como lo es la Mecánica de Suelos, pero por el escaso conocimiento que se tenía de los suelos, los sistemas que aparecieron en un principio estaban basados en las características poco relevantes (olor, color, textura, etc.) o muy difíciles de correlacionar con las fundamentales; estos sistemas están hoy superados.

El principal sistema de clasificación usado en los EE. UU. y en nuestro país es el publicado por el Bureau of Public Rods, editado en 1931, las principales pruebas utilizadas en este sistema de clasificación y en otros son los análisis mecánicos (granulométricos) y otras pruebas de laboratorio para obtener las llamadas "constantes de suelos".

Las más importantes de estas pruebas son los límites de Atterberg. El índice de plasticidad es también significativo. Estas pruebas han sido hechas para describir las propiedades físicas de un suelo y se las realiza bajo procesos normalizados de laboratorio.

2.5.1.1. GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS:

Se denomina distribución granulométrica de un suelo a la divi--

sión del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes; las partículas de cada fracción se caracterizan por su tamaño se encuentra comprendido entre su valor máximo y un valor mínimo, en forma correlativa para las distintas fracciones, de tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la que le sigue correlativamente. La separación en fracciones se hace sencillamente por mallas, cuando es posible el cribado, pero en suelos de grano muy fino, -- forman grumos, deben adaptarse procedimientos bastante más complicados -- para separar las partículas individuales y ello da lugar a resultados mucho más confusos.

En los suelos en donde los suelos de grano fino se encuentran adheridos a las partículas gruesas, y que no pueden ser separadas por un proceso mecánico de tamizado, se hace un prelavado inicial del suelo para remover las partículas finas; el material que queda retenido en el tamiz 200, durante el proceso de lavado, es luego secado y tamizado. La parte que pasa el tamiz 200 es analizada por la prueba del hidrómetro, prueba basada en la ley de Stokes. Fundamentalmente esta ley proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas de suelo en un fluido y el tamaño de esas partículas, de tal forma que aplicada a partículas de suelo real que se sedimenten en agua, es válida solamente en tamaños menores a 0.2 mm., las turbulencias provocadas por el movimiento de las partículas alteran apreciablemente la ley de sedimentación. Partículas menores a 0.2 micras no se sedimentan.

2.5.1.2. PLASTICIDAD:

Es la propiedad de un material por la que es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica -- apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Atterberg hizo ver que en primer lugar, la plasticidad no es una -

propiedad general de todos los suelos; los suelos gruesos no exhiben en ninguna circunstancia. En segundo lugar, hizo ver que en los suelos finos no es una propiedad permanente, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua.

Según su contenido de agua decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar dentro de los siguientes estados de consistencia de finidos por Atterberg:

- 1.- Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
- 2.- Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
- 3.- Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente, según la definición anterior.
- 4.- Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen si se sigue secando.
- 5.- Estado sólido, en que el volumen del suelo ya no varía con el secado.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando, y no existen criterios estrictos para definir sus -- fronteras. Casagrande dió las fronteras.

La frontera entre el estado semilíquido y el plástico se denomina LIMITE LIQUIDO, que se define en términos de una cierta técnica de laboratorio, consistente en colocar al suelo en una copa de Casagrande, formarle una ranura de dimensiones especificadas y ver si la ranura se cierra o no, de determinada manera al darle al suelo 25 golpes en la Copa, - también de un modo standarizado. El contenido de agua con el que se produce el cierre de la ranura precisamente en 25 golpes es el límite líquido; un contenido mayor de agua haría que la ranura se cerrara con menos golpes y el suelo se consideraría en estado semilíquido; por el contrario, un contenido de agua menor haría que la ranura se cerrara con más - golpes y el suelo se consideraría, por lo menos en estado plástico.

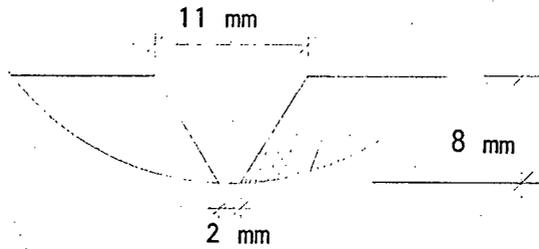


Fig. 2.8. Dimensión de la ranura en la copa de Casagrande.

La frontera entre el estado plástico y el semisólido se denomina - LIMITE PLASTICO. Este es también un determinado contenido de humedad -- propio de cada suelo y referido a una prueba en que se hace rodar entre las palmas de las manos un cilindro de suelo hasta que se agrieta y desmorona; el suelo está en el límite plástico si el desmoronamiento ocurre precisamente cuando el cilindro tiene 3 mm. de diámetro.

Actualmente se utiliza mucho como parámetro de plasticidad el llamado INDICE PLASTICO.

Este valor mide de un modo muy claro el intervalo plástico; naturalmente que para situar a éste dentro de la escala general de humedades hace falta otro valor, sea el límite líquido o el límite plástico. Por eso suele decirse que para definir la plasticidad de un suelo hace falta dos parámetros.

El tercer límite o frontera es el LIMITE DE CONTRACCION, contenido de agua abajo del cual el volumen de suelo ya no disminuye cuando éste se seca. El límite se manifiesta visualmente (y este hecho sirve para una determinación aproximada) por un característico cambio de color de tono oscuro a más claro, producido por una retracción de los meniscos del agua hacia el interior de la masa. En realidad; de todos los límites en uso éste es el único que está ligado a un hecho físico significativo y no es puramente convencional. El Límite de Contracción representa dentro del secado gradual el momento en que la tensión capilar alcanza el valor máximo (los meniscos alcanzan su máxima curvatura en los extremos de los canalículos del suelo), de manera que cualquier evaporación posterior produce la retracción del agua hacia el interior del suelo pero ya la tensión capilar es constante.

2.5.2. SISTEMA DE CLASIFICACION DE "SUELOS" UTILIZADO EN LA S. O. P.:

Para fines de clasificación los materiales que constituyen la corteza terrestre se agrupan en tres divisiones: "suelos", "fragmentos de roca" y "rocas".

El término "suelo" se aplica a todas aquellas partículas de materiales menores de 7.6 cm (3"). El término "fragmentos de roca" se aplica a los fragmentos mayores de 7.6 cm y que no constituyen parte de una formación rocosa masiva. El término "roca" se usa para formaciones roco

sas más o menos continuas o masivas.

El "suelo" se subdivide en suelos de partículas finas o "finos" y suelos de partículas gruesas o "gruesos". Los "finos" son aquellos cuyas partículas son menores que la malla 200, y los "gruesos" son los que se retienen en la malla 200 y pasan la malla de 7.6 cm. Los finos comprenden los suelos orgánicos, limos y arcillas. Los suelos orgánicos son los que tienen una cantidad apreciable de materia orgánica, y un material fino orgánico es limo o arcilla, según su característica de plasticidad, como se describe más adelante. Los suelos en que predomina mucho la materia orgánica quedan en un grupo denominado turba.

Los "gruesos" comprenden los grupos denominados arena y grava, --- siendo la frontera entre ellos la malla Nro. 4.

Los "fragmentos de roca" se subdividen en chicos, medianos y grandes. Los fragmentos chicos son aquellos que se retienen en la malla de 7.6 cm. y su dimensión máxima es menor de 30 cm. Los fragmentos medianos son aquellos cuya dimensión máxima está comprendida entre 30 cm. y 1 metro. Los fragmentos grandes son aquellos cuya dimensión máxima es mayor de 1 metro.

Cada uno de estos grandes grupos tiene un símbolo genérico, dado por una o más letras alusivas. En la tabla II.1 se resumen los grupos que intervienen en el Sistema de Clasificación de la Secretaría de Obras Públicas de México (S.O.P.).

2.5.3. SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (VERSION S.O.P.):

La base del Sistema Unificado de clasificación de Suelos es la -- Carta de Plasticidad, resultado de una investigación realizada por A. Casagrande en el laboratorio. En esta investigación se vió que si se sitúan los suelos en un sistema coordinado que tenga el Límite Líquido en-

el eje de las abscisas y el Índice Plástico en el de las ordenadas, su agrupamiento no ocurre al azar sino que se agrupan de manera que en cada zona de la carta se sitúan suelos con características de plasticidad y propiedades mecánicas e hidráulicas cualitativas definidas; del mismo modo que los suelos vecinos poseen propiedades similares, los alejados las tienen diferentes. Con base a esta observación, Casagrande pudo establecer en la gráfica fronteras que separan a los materiales finos en diferentes grupos de propiedades afines (líneas A y B). En la fig. 2.9.

TABLA II-1 (REF. 1)

CLASIFICACION DE MATERIALES PETREOS Y SUELOS

DIVISIONES	SUB-DIVI.	GRUPO	SIMBOLO	DIMENSIONES DE LAS PARTICULAS o FRAG.
SUELOS	ALTAMENTE ORGANICOS	TURBA	P_t	- - - - -
		ORGANICOS	O	< MALLA # 200
	FINOS	L I M O S	M	< MALLA # 200
		ARCILLAS	C	< MALLA # 200
	GRUESOS	ARENAS	S	> # 200 Y < # 4
		GRAVAS	G	> 4 < 7.6 (3")
FRAGMENTOS DE ROCA		CHICOS	F_c	> 7.6 (3") < 30 cm
		MEDIANOS	F_m	> 30 cm < 1 m
		GRANDES	F_g	> 1 m
ROCAS	IGNEAS	EXTRUSIVA	R_{je}	- - - - -
		INTRUSIVA	R_{ji}	- - - - -
	SEDIMENTARIAS.	CLASTICAS	R_{sc}	- - - - -
		QUIMICAS	R_{sq}	- - - - -
		ORGANICAS	R_{so}	- - - - -
	METAMORFICAS	NO FOLIADAS	R_{mn}	- - - - -
		FOLIADAS	R_{mf}	- - - - -

aparece la gráfica de referencia, denominada carta de plasticidad en la forma en que se usa en la Secretaría de Obras Públicas de México, la cual difiere ligeramente de la presentada por A. Casagrande.

El sistema unificado abarca tanto a los suelos gruesos como a los finos, distinguiéndolos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas. (Veánse las tablas II.1, II.2, II.3).

Se describirán en primer lugar los diferentes grupos de suelos gruesos.

a.- 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:

(Ver gráfico en la página siguiente)

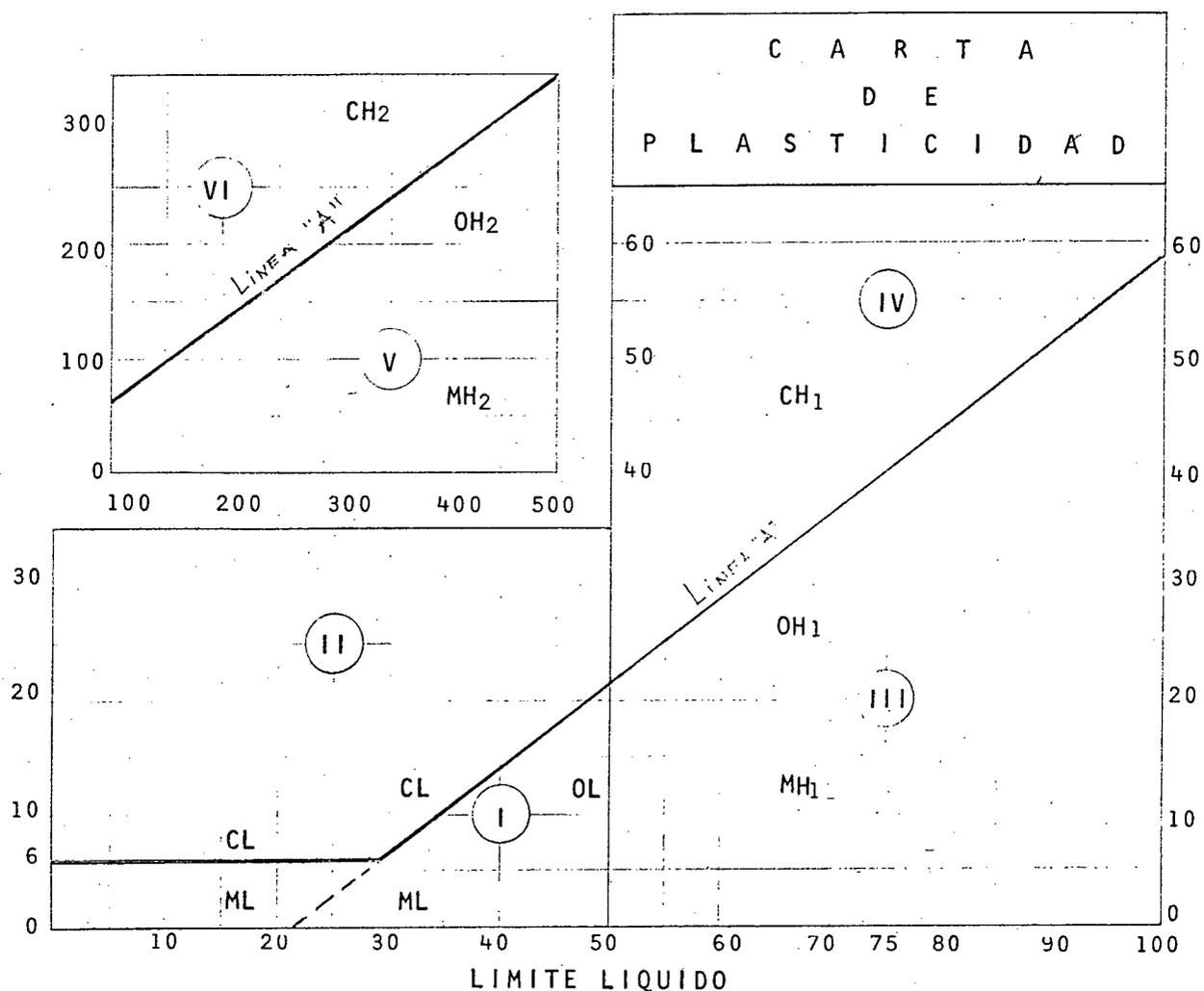


Fig. 2.9. Carta de plasticidad tal como se usa en la Secretaría de ---
Obras Públicas de México. (Ref. 1).

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 con la malla Nro. 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla Nro. 4, y es del grupo genérico S en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

1.- Material prácticamente limpio de finos, bien graduado, Símbolo W ---

(well graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW, SW.

2.- Material prácticamente limpio de finos, mal graduado, Símbolo P ---- (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.

3.- Material con cantidad apreciable de finos no plásticos, Símbolo M -- (del sueco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.

4.- Material con cantidad apreciable de finos plásticos, Símbolo C (clay) En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC- y SC.

A continuación se describen los grupos anteriores a fin de proporcionar criterios más aproximados y detallados de identificación, tanto en el campo como en el laboratorio.

1.- GRUPO GW y SW:

Estos suelos son bien graduados y con pocos finos, o limpios por completo. La presencia de los finos que puedan contener estos grupos no debe producir cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa, ni interferir con su capacidad de drenaje. Los anteriores requisitos se garantizan en la práctica, especificando que en estos grupos el contenido de partículas finas no sea mayor de un 50% en peso. En el laboratorio la graduación se juzga por medio de los coeficientes de uniformidad (Cu) y curvatura (Cc). Para considerar una grava bien graduada se exige que su coeficiente de uniformidad sea mayor que 4, mientras el de curvatura debe estar comprendido entre 1 y 3. En el caso de las arenas bien graduadas, el coeficiente de uniformidad será mayor que 6, en tanto que el de curvatura debe estar entre los mismos límites anteriores.

2.- GRUPO GP y SP:

Estos suelos son mal graduados; es decir, son de apariencia uniforme o presentan predominio de un tamaño o de un grupo de tamaños, faltando algunos intermedios; en laboratorio deben satisfacer los requisitos señalados para los dos grupos anteriores, en lo referente a su contenido de partículas finas, pero no cumplen los requisitos de graduación indicados para ser considerados como bien graduados. Dentro de estos grupos están comprendidas las gravas uniformes, tales como las que se depositan en los lechos de los ríos, las arenas uniformes, de médano y playas, y las mezclas de gravas y arenas finas, provenientes de diferentes estratos obtenidos durante un proceso de excavación.

3.- GRUPO GM y SM:

En estos grupos el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa; en la práctica se ha visto que esto ocurre para porcentajes de finos superiores a 12% en peso, por lo que esa cantidad se toma como frontera inferior de dicho contenido de partículas finas. La plasticidad de los finos en estos grupos varía entre "nula" y "media"; es decir, es requisito que los límites de plasticidad localicen a la fracción que pasa la malla Nro. 40 abajo de la línea A o bien su índice de plasticidad sea menor que 6%. En su sistema Casagrande fijó este último número en 4%. Cuando el porcentaje de finos está entre 5 y 12% deberá usarse un símbolo doble, por Ej. GW-GM, para indicar una grava bien graduada con finos no plásticos en porcentaje comprendido entre 5 y 12%.

4.- GRUPO GC y SC:

Por las mismas razones expuestas para los grupos GM y SM, el contenido de finos de estos grupos debe ser mayor que 12% en peso. Sin embargo, en estos casos, los finos son de media o alta plasticidad; es ahora re--

quisito que los límites de plasticidad sitúen a la fracción que pase la malla Nro. 40 arriba de la línea A, teniéndose además la condición de -- que el índice plástico sea mayor que 6% (7% en el sistema original de Ca sagrande).

Cuando un material no se ubique claramente dentro de un grupo, deberán usarse también símbolos dobles, correspondientes a casos de fronte-- ra. Por ejemplo, el símbolo GW-SW se usará para un material bien gra-- duado, con menos de 5% de finos y formada su fracción gruesa por iguales proporciones de arena y grava.

b.- SUELOS FINOS:

También en este caso el Sistema considera a los suelos agrupados, -- formándose el símbolo de cada grupo con dos letras mayúsculas, elegidas-- con un criterio similar que el usado para los suelos gruesos, lo que da-- lugar a las siguientes divisiones:

Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco mo y mjala).

Arcillas inorgánicas, de símbolo C (clay).

Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdividen en dos grupos, -- según su límite líquido. Si éste es menor de 50%, es decir, si son sue-- los de compresibilidad baja o mediana, 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%, -- osea de alta compresibilidad, llevan tres el símbolo genérico la letra H (high compressibility), y así se tienen los grupos MH, CH, OH.

Debe notarse que las letras L y H no se refieren a baja o alta plas-- ticidad, pues esta propiedad del suelo, como se ha dicho, ha de expresar-- se en función de dos parámetros (LL e Ip), mientras que en el caso ac---



tual sólo interviene el valor del límite líquido. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad de un suelo es una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

También es preciso tener en cuenta que el término compresibilidad, - tal como aquí se trata, se refiere a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad y no a la condición actual del suelo inalterado, pues puede estar parcialmente seco o preconsolidado.

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).

Los distintos grupos de suelos finos ya mencionados se describen a continuación en forma más detallada.

1.- GRUPOS CL y CH:

En estos grupos se encasillan las arcillas inorgánicas. El grupo CL comprende a la zona sobre la línea A, definida por $LL < 50\%$ e $I_p > 6\%$ -- ($I_p > 7\%$ en el sistema originalmente propuesto por Casagrande).

El grupo CH corresponde a la zona arriba de la línea A, definida por $LL > 50\%$. En este grupo CH se encasillan las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas tales como la bentonita o la arcilla del valle de México, con límites líquidos de hasta 500%.

2.- GRUPOS ML y MH:

El grupo ML comprende la zona bajo la línea A, definida por límite líquido $< 50\%$, y la porción sobre la Línea A con $L_p < 6\%$ ($I_p < 4\%$ en el sistema original). 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 con LL 30%, se ubican en el grupo ML. Los depósitos eólicos, del tipo del Loess, con 25% LL 35%, usualmente aparecen en este grupo.

Un tipo interesante de suelos finos que caen en esta zona son las arcillas del tipo caolín, derivadas de los feldspatos de rocas graníticas; a pesar que el nombre de arcillas está muy definido para estos suelos, algunas de sus características corresponden a limos inorgánicos; por ejemplo su resistencia en estado seco es relativamente baja y en estado húmedo muestran ciertas reacciones a las pruebas de dilatancia; sin embargo, son suelos finos con alto porcentaje de partículas tamaño de arcillas, comparable con el de otras arcillas típicas localizadas arriba de la línea A. En algunas ocasiones estas arcillas caen en casos de frontera ML-CL y MH-CH, dada su proximidad con dicha línea. (Véase la tabla 11-2).

Las tierras diatomáceas prácticamente puras suelen no ser plásticas, por más que su límite líquido puede 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 son las mismas que las de los grupos ML y MH, respectivamente, si bien los orgánicos están 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 A.

4.- GRUPO Pt:

En la mayoría de los suelos turbosos las pruebas de límites pueden ejecutarse después de un completo remoldeo. El límite líquido de estos suelos suele estar entre 300 y 500%, quedando su posición en la Carta de Plasticidad notablemente abajo de la línea A; el índice plástico normalmente varía entre 100 y 200%.

Similarmente al caso de los suelos gruesos, cuando un material fino no cae claramente en uno de los grupos, se usarán para él símbolos dobles de frontera. Por ejemplo, MH-CH representará un suelo fino con LL-50% e índice plástico tal que el material quede situado prácticamente sobre la línea A.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos no se concreta a ubicar al material dentro de uno de los grupos enumerados, sino abarca además una descripción del mismo, tanto alterado como inalterado. Esta descripción puede jugar un papel importante en la formación de un sano criterio técnico y, en ocasiones, puede resultar de fundamental importancia para poner de manifiesto características que ocupan a la mecánica de las pruebas que se realizan. Un ejemplo típico de ello es la compacidad.

En general, en los suelos gruesos debe proporcionarse los siguientes datos: nombre típico, porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo de las partículas, angulosidad y dureza de las mismas, características de su superficie, nombre local y geológico, además de cualquier otra información pertinente, de acuerdo con la aplicación ingenieril que se va a hacer del material.

En los suelos gruesos en estado inalterado, se añadirán datos sobre estratificación, compacidad cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

En los suelos finos, se proporcionarán, en general, los siguientes -

datos: nombre típico, grado y carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, olor, nombre local y geológico, aparte de cualquier otra información descriptiva pertinente, de acuerdo con la aplicación que se vaya a hacer del material.

Respecto del suelo en estado inalterado, deberá agregarse información relativa a su estructura, estratificación, resistencia en los estados inalterados y remoldeado, condiciones de humedad y características de drenaje.

c.- IDENTIFICACION DE LOS SUELOS:

El problema de la identificación de los suelos es de importancia fundamental en la ingeniería; identificar un suelo es, en rigor, encasillar lo dentro de un sistema previo de clasificación. En este caso concreto, es colocarlo en alguno de los grupos mencionados dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; obviamente en el grupo que le corresponda según sus características. La identificación permite conocer, en forma cualitativa las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúe, naturalmente, según se dijo, la experiencia juega un papel importante en la utilidad que se pueda sacar de la clasificación.

En el Sistema Unificado hay criterios para clasificación de suelos en el laboratorio; estos criterios de tipo granulométrico y de investigación de características de plasticidad, ya han sido suficientemente descritos. Además y ésta es una de las ventajas del Sistema, se ofrecen criterios para identificación en el campo, es decir, en aquellos casos que no se disponga de equipo de laboratorio para efectuar las pruebas necesarias para una identificación estricta. Estos criterios simples y expeditos, se detallan a continuación:

1.- IDENTIFICACION DE CAMPO DE SUELOS GRUESOS:

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente 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 1/2 cm. como equivalente a la malla Nro. 4, y para la estimación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla Nro. 200 son aproximadamente las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista.

En lo referente a la graduación del material, se requiere bastante experiencia para diferenciar los suelos bien graduados de los mal graduados mediante un examen visual. Esta experiencia se obtiene comparando graduaciones con las obtenidas en el laboratorio, en todos los casos en que se tenga oportunidad de hacerlo. Para examinar la porción fina contenida en el suelo, deberán efectuarse las pruebas de identificación de campo de suelos finos que se detallarán más adelante, sobre la parte que pase la malla Nro. 40, si no se dispone de esta malla, el cribado puede sustituirse por una separación manual equivalente.

En ocasiones puede ser importante juzgar la integridad de las partículas constituyentes de los suelos, en cuyo caso será preciso un examen especialmente cuidadoso. Las partículas procedentes de rocas ígneas sanas se identifican fácilmente; las partículas intemperizadas se reconocen por las decoloraciones y la relativa facilidad con que se desintegran.

2.- IDENTIFICACION DE CAMPO DE SUELOS FINOS:

Una de las grandes ventajas del Sistema Unificado es, como ya se dijo, el criterio para identificar en el campo de los suelos finos, si se

cuenta con algo de experiencia. El mejor modo de adquirir esa experiencia sigue siendo el aprendizaje al lado de quien ya la posea; a falta -- del apoyo, es aconsejable la comparación sistemática de los resultados - de la identificación de campo realizada con los del laboratorio, en cada caso de que exista la oportunidad de hacerlo.

La principal base de criterio para identificar suelos finos en el -- campo es la investigación de las características de dilatancia, de tenacidad y de resistencia en estado seco. El color y olor del suelo pueden ayudar, especialmente en suelos orgánicos. (Véase Procedimiento de --- Identificación en la tabla II-2).

DILATANCIA.- Las arenas limpias muy finas dan la reacción más rápida y - definitiva, mientras que las arenas plásticas no tienen --- reacción. Los limos inorgánicos, tales como el típico polvo de roca, -- dan una reacción rápida moderada.

La velocidad con que la pastilla cambia su consistencia y con lo que el agua aparece y desaparece, define la intensidad de la reacción e indica el carácter de los finos. Una reacción rápida es típica en arenas finas uniformes, no plásticas (SP y SM) y en algunos limos inorgánicos (ML) particularmente del tipo polvo de roca; también en tierras diatomáceas - (MH). 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 suelos 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 arci---llas de tipo caolín (ML, CL, MH y MH-CH). Una reacción extremadamente - lenta o nula es típica de arcillas situadas sobre la línea A (CL, CH) y de arcillas orgánicas de alta plasticidad.

El fenómeno de la aparición de agua en la superficie de la muestra -

es debido a la compactación de los suelos limosos y, aún en mayor grado, de los arenosos, bajo la acción dinámica de los impactos contra la mano; esto reduce la relación de vacíos del material, expulsando al agua de ellos. Los suelos arcillosos no sufren estos efectos bajo cargas dinámicas, por lo cual no producen reacción.

TENACIDAD.- La potencialidad de la fracción coloidal arcillosa de un suelo se identifica por la mayor o menor tenacidad del rodillo al acercarse al límite plástico y por la rigidez de la muestra al romperse finalmente entre los dedos. La debilidad del rodillo en el límite plástico y la pérdida rápida en la coherencia de la muestra al rebasar este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales tales como arcillas del tipo caolín; las arcillas orgánicas se sienten muy débiles y esponjosas al tanto, en el límite plástico.

Cuando más alta sea la posición del suelo respecto a la línea A (CH, CH), más rápido y tenaz será el rodillo cerca del límite plástico, y más rígida se notará la muestra al romperse entre los dedos, abajo del límite plástico. En suelos ligeramente sobre la línea A, tales como arcillas glaciales (CL, CH) los rodillos 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 poco tenaces cerca del límite plástico; en el caso de 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.

Cuando se trabaje en lugares en que la humedad ambiente sea casi --- constante, el tiempo que transcurra hasta que se alcance el límite plástico será una medida relativamente tosca del índice plástico del suelo. Por ejemplo, una arcilla CH con $LL = 70\%$ e $I_p = 50\%$ o una OH con $LL = -- 100\%$ e $I_p = 50\%$ precisan mucho más tiempo de manipulación para llegar al límite plástico como una arcilla glacial del tipo CL. En limos poco --- plásticos, del grupo ML, el límite plástico se alcanza muy rápidamente. Claro es que para que las observaciones anteriores tengan sentido será - necesario comenzar todas las pruebas con los suelos muy aproximadamente en la misma consistencia, de preferencia cerca del límite líquido.

RESISTENCIA AL ESTADO SECO: Una alta resistencia en seco es característica de las arcillas del grupo CH. Un limo -- inorgánico sólo posee muy ligera resistencia, pero puede distinguirse -- por el tacto al pulverizar el espécimen seco. La arena fina se siente - granular, mientras que el limo típico da la sensación suave de la harina.

Los limos ML o MH exentos de plasticidad no presentan prácticamente ninguna resistencia en estado seco y sus muestras se desmoronan con muy poca presión digital; el polvo de roca y la tierra diatomácea son ejem-- plos típicos. Una resistencia en estado seco baja es representativa de todos los suelos de baja plasticidad colocados debajo de la línea A y de aún de algunas arcillas inorgánicas muy limosas, ligeramente sobre la línea A (CH).

Las resistencias finas definen generalmente a las arcillas del grupo CL, o, en ocasiones, a otras de los grupos CH MH (arcillas tipo caolín)- u OH, que se localicen muy cerca de la línea A. La mayoría de las arcillas CH tienen resistencias altas, así como las CL, localizadas muy arriba de la línea A. Los materiales OH con altos límites líquidos y próximos a la línea A también exhiben grandes resistencias. Por último, re--

sistencias muy altas son típicas de arcillas inorgánicas del grupo CH, - localizadas en posiciones muy elevadas respecto a la línea A.

COLOR: En exploraciones de campo el color del suelo suele ser un dato -- útil para diferenciar los diferentes estratos y para identificar- tipos de suelo, cuando se posee experiencia local. En general, existen- algunos criterios relativos al color; por ejemplo, el color negro y ---- otros de tonos oscuros suelen ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal. Los colores claros y brillantes son más bien propios de suelos inorgánicos.

OLOR: Los suelos orgánicos (OH y OL) tienen por lo general un olor dis-- tintivo, que puede usarse para identificar; el olor es particular- mente intenso si el suelo está húmedo, y disminuye con la exposición al- aire, aumentando por el contrario, con el calentamiento de la muestra hú- meda.

2.5.4. CLASIFICACION DE SUELOS AASHO:

La AASHO, que representa a todos los departamentos de carreteras- de los Estados Unidos de Norte América, ha adoptado esta clasificación. Designaremos esta clasificación como "Clasificación AASHO".

Los suelos se clasifican en siete grupos, basándose en la composi--- ción granulométrica, en el límite líquido y en el índice de plasticidad- de un suelo. La evaluación de cada grupo, se hace por medio de su "índi- ce de grupo", el cual es calculado mediante la fórmula empírica que indi- camos más adelante.

Esta clasificación divide los suelos en dos clases: una formada por- suelos granulares y otra por suelos de granulometría fina, limo-arcillo- sa. A continuación, indicamos cada una de estas clases con sus corres-- pondientes grupos y subgrupos.

a.- SUELOS GRANULARES: Son aquellos que tienen 35% o menos, del material fino que pasa el tamiz Nro. 200 (0,075). Estos suelos forman los grupos A-1, A-2 y A-3.

GRUPO A-1: Comprende las mezclas bien graduadas, compuestas de fragmentos de piedra, grava, arena y material ligante poco plástico. Se incluyen también aquellas mezclas bien graduadas que no tienen material ligante.

SUBGRUPO A-1a.- Comprende aquellos materiales formados predominantemente por piedra o grava, con o sin material ligante bien graduado.

SUBGRUPO A-1b.- Comprende aquellos materiales formados predominantemente por arena gruesa con o sin material ligante bien graduado.

GRUPO A-2.- Incluye una gran variedad de material granular que contiene menos del 35% de material fino.

SUBGRUPOS A-2-4 y A-2-5.- Pertenecen a estos subgrupos aquellos materiales cuyo contenido de material fino es igual o menor del 35% y cuya fracción que pasa el tamiz Nro. 40 tiene las mismas características de los suelos A-4 y A-5, respectivamente.

Estos grupos incluyen aquellos suelos gravosos y arenosos (arena gruesa), que tengan un contenido de limo, o índices de grupos, en exceso a los indicados para el grupo A-1. Asimismo, incluyen aquellas arenas finas con un contenido de limo no plástico en exceso al indicado para el grupo A-3.

SUBGRUPOS A-2-6 y A-2-7.- Los materiales de estos subgrupos son semejantes a los anteriores, pero la fracción que pasa el tamiz Nro. 40 tiene las mismas características de los suelos A-6 y A-7, respectivamente.

GRUPO A-3.- En este grupo se hallan incluidas las arenas finas, de playa y aquellas con poca cantidad de limo que no tengan plasticidad. Este grupo incluye, además, las arenas de río que contengan poca grava y arena gruesa.

Suelos finos limo-arcillosos. Contienen más del 35% del material fino que pasa el tamiz Nro. 200.

Estos suelos constituyen los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7.

GRUPO A-4.- Pertenecen a este grupo los suelos limosos poco o nada plásticos, que tienen un 75% o más del material fino que pasa el tamiz Nro. 200. Además, se incluyen en este grupo las mezclas de limo con grava y arena hasta en un 64%.

GRUPO A-5.- Los suelos comprendidos en este grupo son semejantes a los del anterior, pero contienen material micáceo o diatomáceo. Son elásticos y tienen un límite líquido elevado.

GRUPO A-6.- El material típico de este grupo es la arcilla plástica.

Por lo menos el 75% de estos suelos debe pasar el tamiz Nro. 200, pero se incluyen también las mezclas arcillo-arenosas cuyo porcentaje de arena y grava sea inferior al 64%.

Estos materiales presentan generalmente, grandes cambios de volumen entre los estados seco y húmedo.

GRUPO A-7.- Los suelos de este grupo son semejantes a los del A-6, pero son elásticos. Sus límites líquidos son elevados.

SUBGRUPO A-7-5.- Incluye aquellos materiales cuyos índices de plasticidad no son muy altos con respecto a sus límites líquidos.

SUBGRUPO A-7-6.- Comprende aquellos suelos cuyos índices de plasticidad-

son muy elevados con respecto a sus límites líquidos y que, además, experimentan cambios de volumen muy grandes entre sus estados "seco y húmedo".

En los cuadros 2.1. y 2.2., se indica esta nueva clasificación con los respectivos subgrupos. Asimismo, en los cuadros 2.1., 2.2, se dan a conocer las mezclas de los suelos agregados.

La variación de los límites e índices de plasticidad para los suelos finos se halla indicada en la fig. 2.10. La modificación más importante introducida en esta nueva clasificación es la "evaluación" de los suelos por medio de los índices. Estos índices llamados "índices de grupo" dan a conocer la "calidad del suelo".

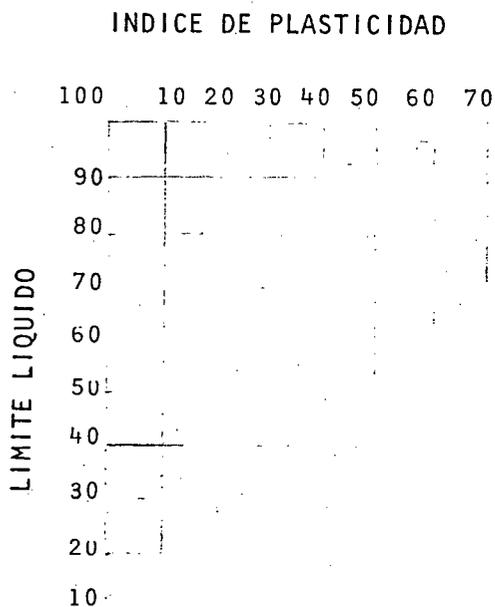


Fig. 2.10. Variación de los valores del límite e índice de plasticidad en los suelos finos.

INDICE DE GRUPO: Aquellos suelos que tienen un comportamiento similar se hallan dentro de un mismo grupo, y están representados por un determinado índice. La clasificación de un suelo en un determinado grupo se basa en su límite líquido, grado de plasticidad y porcentaje de material fino que pasa por el tamiz Nro. 200. Los índices de grupos de los suelos granulares están generalmente comprendidos entre 0 y 4; -- los correspondientes a los suelos limosos, entre 8 y 12 y los suelos arcillosos, entre 11 y 20, o más. Cuando se indica un índice de grupo hay que colocarlo entre paréntesis. Así por ejemplo, A-2-4(1), querrá decir un suelo A-2-4 cuyo índice de grupo es 1.

El índice de grupo puede determinarse mediante la siguiente fórmula:

$$\text{Índice de Grupo} = IG = (F-35) 0,2 - 0,005 (LL-40) - 0,01 (F-15) (Ip-10).$$

Donde:

F = Porcentaje que pasa el tamiz Nro. 200.

LL = Límite líquido

Ip = Índice Plástico

El índice de grupo se puede también determinar por medio del diagrama indicado en la figura 2.11.

2.5.5. RELACIONES ENTRE LOS SISTEMAS UNIFICADOS Y AASHO:

Una relación aproximada entre los dos grupos se muestra en el cuadro 2.3.

CUADRO 2.3.. EQUIVALENCIAS APROXIMADAS ENTRE LOS GRUPOS UNIFICADO Y AASHO:

UNIFICADO	AASHO
GW, GP, GM.	A-1-a
SW, SM	A-1-6
GM, SM.	A-2-4

(Continúa Cuadro 2.3.)

UNIFICADO	AASHO
GM, SM.	A-2-5
GS, SC.	A-2-6
GC, SC	A-2-7
SP	A-3
ML, OL	A-4
MH	A-5
CL	A-6
CL, OL	A-7-5
CH, OH	A-7-6

Estas relaciones son aproximadas pero no son suficientes para propó-
sitos de comparación.

CUADRO 2.1.

CLASIFICACION DE SUELOS Y MEZCLAS DE SUELO AGREGADO
(Ref. 2)

CLASIFICACION GENERAL	MATERIALES GRANULARES			MATERIALES LIMO-ARCILLOSOS			
GRUPOS	A-1	A-3*	A-2	A-4	A-5	A-6	A-7
Porcentaje que pasa el tamiz:							
N°10 (2,00 mm)
N°40 (0,425 mm)	50 max	51 min
N°200 (0.075 mm)	25 max	10 min	35 max	36 min	36 min	36 min	...
Características del material que pasa el tamiz N° 40 (0,425 mm):							
Limite líquido	40 max	41 min	40 max	41 min
Indice de plasticidad	6 max	N.P.	...	10 max	10 max	11 min	11 min
Indice de Grupo	0	0	4 max	8 max	12 max	16 max	20 max
Terreno de fundación	Excelente a bien			Regular a malo			

* La colocación de A-3 antes que A-2, se hace únicamente por razones de ordenamiento de cantidades.

CUADRO 2.2.

CLASIFICACION DE SUELOS Y MEZCLAS DE SUELO AGREGADO

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos, pasa el tamiz N° 200)							Materiales limo-arcillosos (más del 35 % pasa el tamiz N° 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Subgrupos	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Porcentaje que pasa el tamiz:											
N° 10 (2.00 mm)	50 max.
N° 40 (0.425 mm)	30 max.	50 max.	51 min.
N° 200 (0.075 mm)	15 max.	25 max.	10 max.	35 max.	35 max.	35 max.	35 max.	36 min.	36 min.	36 min.
Características del material que pasa el tamiz N° 40 (0,425 mm)											
Limite líquido	40 min.	41 min.	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.
Indice de plasticidad	6 max.	N.P.	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.*
Indice de grupo	0	0	0	0	0	4 max.	4 max.	8 max.	12 max.	16 max.	20 max.
Tipos de material	Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina	Gravas y arenas limosas y arcillosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Terreno de fundación	Excelente a bueno		Excelente a bueno	Excelente a Bueno				Regular a malo.			

* El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5, es igual, o menor, a L1-30
El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6, es mayor que L1-30 (Véase-

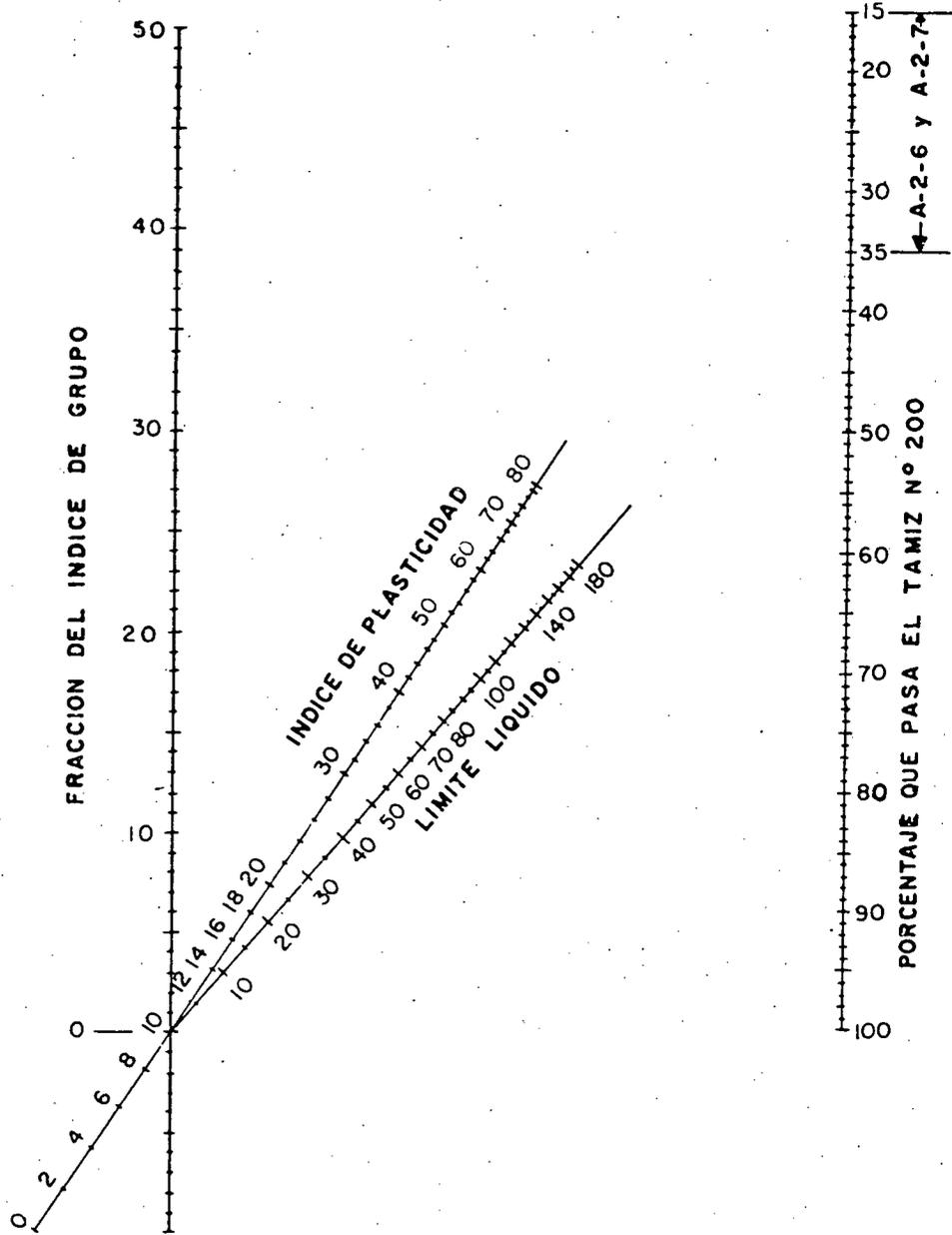


Fig. 2.11. Diagrama para la determinación del Índice de Grupo (Ref. 2).

C A P I T U L O III:

C A P I T U L O I I I :

3.1. DEFINICION

3.2. MOVIMIENTO DE TIERRAS

3.3. CONSTRUCCION DE LA SUBRASANTE

3.3.1. LIMPIEZA Y DESBROCE

3.3.1.1. MAQUINARIA

3.3.2. EXCAVACION

3.3.3. TIPO DE EXCAVACION

3.3.3.1. EXCAVACION ORDINARIA

3.3.3.1.1. MAQUINARIA

3.3.3.2. A MEDIA LADERA

3.3.3.2.1. MAQUINARIA

3.3.3.3. RELLENOS COMPENSADOS

3.3.3.3.1. MAQUINARIA

3.3.3.4. LIMPIEZA Y DERRUMBES

3.3.3.5. TERRAPLENES CON PRESTAMO LA TERAL

3.3.3.6. CONSTRUCCION SOBRE PANTANOS

3.3.3.6.1. MAQUINARIA

3.3.3.7. EXCAVACION A CIELO ABIERTO

3.3.3.7.1. MAQUINARIA

3.3.3.8. EXCAVACION EN TUNELES

3.3.3.8.1. MAQUINARIA

3.3.4. TERMINACION (CONFORMACION Y COMPACTA CION).

3.3.4.1. MAQUINARIA

3.4. MEJORAMIENTO DE LA SUBRASANTE

3.4.1. CAMBIO DE MATERIAL

3.4.2. DRENAJE

3.4.3. COMPACTACION

3.4.3.1. CURVA DE COMPACTACION

3.4.3.2. PROCESOS DE COMPACTACION DE CAMPO

A. Por amasado

B. Por presión

C. Por impacto

D. Por vibración

E. Métodos mixtos

3.4.3.3. ALGUNAS IDEAS EN LA EJECU-- CUCION DE LOS TRABAJOS DE - COMPACTACION EN EL CAMPO.

GRADO DE COMPACTACION

3.4.3.4. PRUEBAS DE COMPACTACION EN- EL LABORATORIO.

C A P I T U L O I I I

3.1. DEFINICION (REFERENCIAS 1 y 2):

La última capa de los terraplenes en corte o en relleno de suelo natural o mejorado, sobre la cual se construirá un pavimento se denomina - capa de subrasante.

La capa de subrasante, tiene un papel muy importante, de su capacidad de soporte depende en gran parte, el espesor que debe tener un pavimento flexible. Por ello la determinación de las características del suelo que formará la capa de subrasante es vital. Este fin se logra --- aplicando los principios y métodos de trabajo usuales en la Mecánica de Suelos y es precisamente en este sentido en el que los pavimentos caen - dentro de esta especialidad, cuyas características mecánicas e hidráulicas no sólo en lo que se refiere a la subrasante sino a la sub-base y base se definen en buena parte un problema de pavimentación.

En muchos países la subrasante no se construye con un material diferente al de la terracería, se distingue de éste sólo por un mejoramiento de compactación. Esta es una norma conveniente sin duda, cuando el material de la terracería es suficientemente bueno, pero si no lo es, la experiencia parece indicar que es sistemáticamente económica y conveniente buscar un mejor material y acarrearlo desde una cantera apropiada.

Pocas reglas generales pueden darse respecto al espesor que convenga dar a la capa de subrasante, como quiera que se construya. El MOP tiene especificaciones para el mejoramiento de la subrasante.

La experiencia Mexicana ha establecido para sus carreteras la cifra- mínima de treinta centímetros y llega a cincuenta el espesor del mejora- miento de subrasante en caminos de alto tránsito o en lugares donde el - material de terracería no es de confianza. Establece además que el mate rial de subrasante no debe tener partículas mayores de 7.5 cm, (3"); eli

mina los suelos finos (MH, CH) cuyo límite líquido sea mayor del 100% y todos los suelos orgánicos con límite líquido mayor del 50% (OH). Exige además un valor de soporte mínimo de 5% (Ref. 1).

La subrasante debe estar de acuerdo con las gradientes longitudinales y transversales especificadas en el diseño geométrico de la vía. El nivel especificado de la subrasante se logra con el movimiento de tierras. Una vez que se llegue al nivel de la subrasante, si ésta no tiene la firmeza requerida, se la deberá estabilizar mediante procesos especiales que se detallarán posteriormente.

3.2. MOVIMIENTO DE TIERRAS (REFERENCIA 2):

En términos generales el movimiento de tierras consiste en todos los trabajos que se realizan sobre el suelo en estado natural y que son procedentes de la construcción de la estructura misma del pavimento.

Básicamente consta de los siguientes procesos:

- 1.- Limpieza y desbroce;
- 2.- Excavación para la plataforma del camino;
- 3.- Excavación y relleno para estructuras;
- 4.- Excavación para áreas de préstamo;
- 5.- Terraplenado o relleno;
- 6.- Compactación y acabado de la obra básica.

El movimiento de tierras debe ser enfocado desde diversos puntos, en base a los cuales, se dedicarán los sistemas de trabajo, los tipos de máquinas y los costos que nos permitirán efectuar el trabajo en condiciones correctas y satisfactorias. Los puntos que deben considerarse para efectuar el movimiento de tierras son los siguientes:

- 1.- Cálculos volumétricos;
- 2.- Distancia de acarreo;
- 3.- Conocimiento de los materiales;

4.- Topografía del sitio de la mina;

5.- Utilización que se dé al material (de posición).

El conocimiento de estos factores, facilitará la planificación y programación de la obra, así como permitirá escoger el tipo de equipo y maquinaria más adecuados para las diferentes posibilidades de trabajo.

3.3. CONSTRUCCION DE LA SUBRASANTE (REFERENCIAS 1, 2 y 3):

3.3.1. LIMPIEZA Y DESBROCE:

Esta se inicia con la eliminación de toda capa vegetal existente sobre la plataforma del camino, incluyendo raíces en el área del proyecto.

3.3.1.1. MAQUINARIA:

Esta variará dependiendo del tipo de vegetación y suelo. A continuación se enumera la maquinaria básica:

- 1.- Tractor de carriles con topadora;
- 2.- Rastrillo (en el mismo tractor);
- 3.- Taladora.

3.3.2. EXCAVACION:

Comprende la remoción necesaria del material para formar la obra básica del camino. Este trabajo incluye:

- 1.- Remoción;
- 2.- Cargado;
- 3.- Transporte;
- 4.- Disposición;
- 5.- Terminación, conformación y compactación.

3.3.3. TIPO DE EXCAVACION:

3.3.3.1. EXCAVACION ORDINARIA:

Este tipo de excavación es aquella que se realiza en terreno - donde existe roca pequeña o deleznable, que puede ser movida sin necesidad de explosivos.

3.3.3.1.1.- MAQUINARIA:

- 1.- Tractor;
- 2.- Cargadora;
- 3.- Volquetas.

3.3.3.2.- A MEDIA LADERA:

En este tipo de excavación no se requiere desalojo, simplemente se empuja el material de corte para rellenar el talud (Fig. 3.1.).

3.3.3.2.1.- MAQUINARIA:

- 1.- Tractor.

3.3.3.3.- RELLENOS COMPENSADOS:

El material extraído en este tipo de excavaciones proveniente de los cortes es utilizado en rellenos a corta distancia (Fig. 3.2.).

3.3.3.3.1.- MAQUINARIA:

- 1.- Tractor con tapadora y ripor;
- 2.- Mototrailla autocargadora, autopropulsada.

3.3.3.4.- LIMPIEZA DE DERRUMBES:

Generalmente queden residuos de excavaciones o derrumbes que deben ser limpiados, en este tipo de movimiento de tierras el material es depositado a los lados de la carretera.

3.3.3.5.- TERRAPLENES CON PRESTAMO LATERAL:

Para este tipo de trabajos se realiza un escalón en la ladera empujando el material lateralmente con un buldocer. (Fig. 3.2.).

3.3.3.6.- CONSTRUCCION SOBRE PANTANOS:

Para este tipo de trabajos hay varios métodos:

- a.- El método más antiguo cuando el material lo permite es el de colocar material generalmente petreo sobre el pantano y continuamente rellenarlo hasta conseguir una sedimentación progresiva y un afirmado aceptable.
- b.- La excavación del material húmedo se la realiza cuando el pantano no sobrepasa los cinco metros de profundidad.
- c.- Cuando el pantano es muy profundo o es imposible la excavación se debe desplazar el material mediante drenajes o explosivos; estos explosivos se realizan después de rellenos previos para lograr consistencia relativa que permita desplazamientos.
- d.- Lo más usado actualmente en estos problemas de pantanos son los métodos combinados de los anteriores donde se hacen excavaciones parciales, bombeo y explosivos.
- e.- Cuando se va a utilizar pavimentos rígidos, se utiliza pilotes.

3.3.3.6.1.- MAQUINARIA:

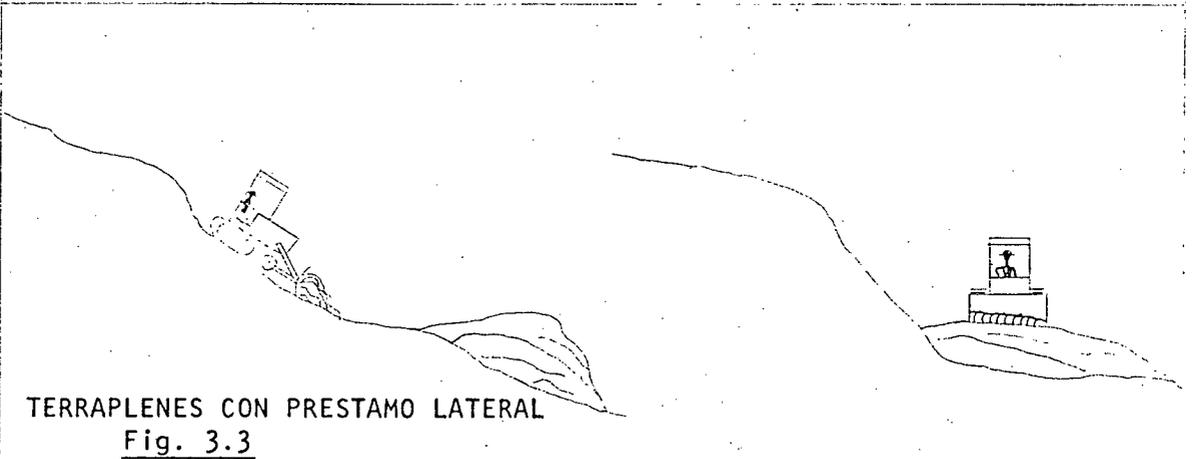
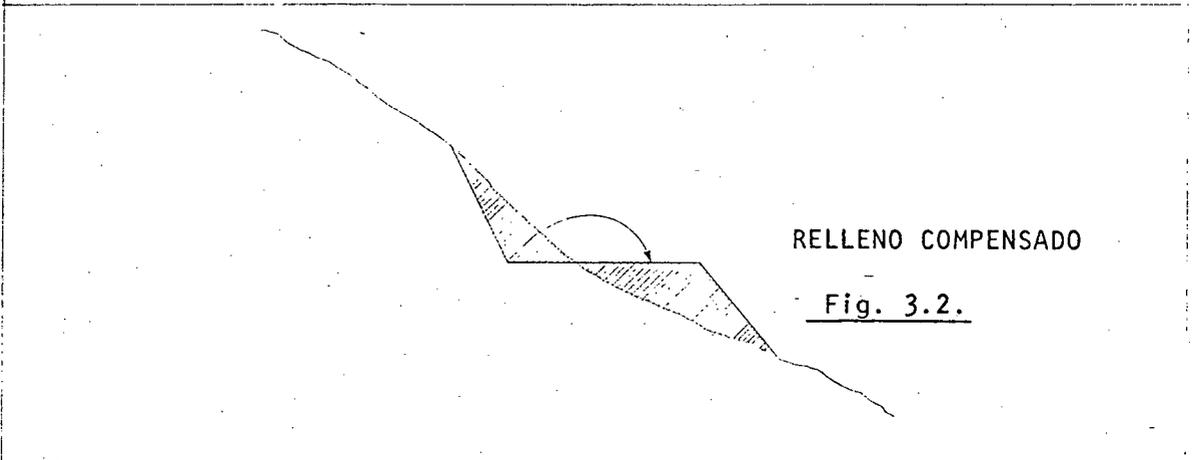
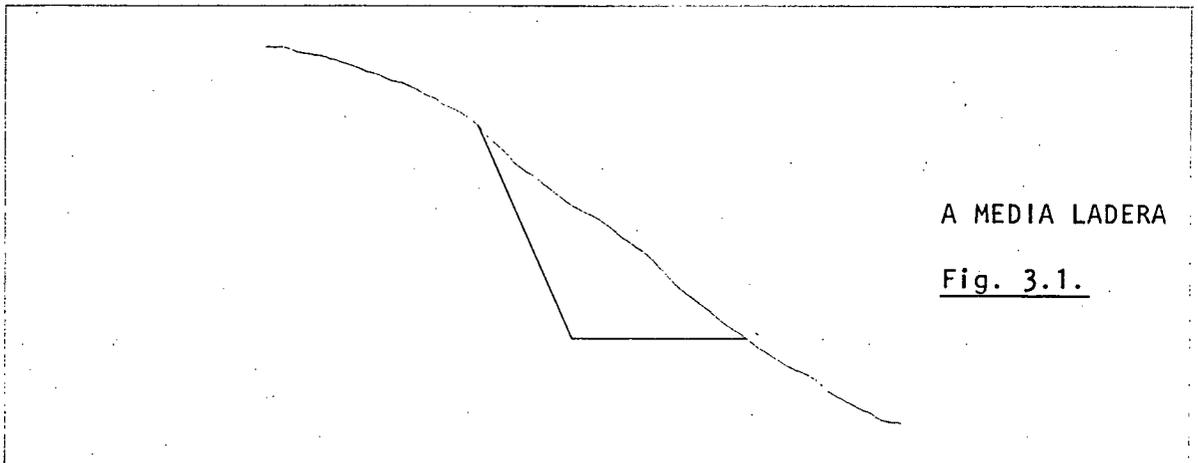
- 1.- Palas mecánicas o grúas;
- 2.- Bombas.

3.3.3.7.- EXCAVACION EN ROCA A CIELO ABIERTO:

La excavación en roca comprenderá la extracción de la zona de la subrasante de cantos rodados de un volumen de medio metro cúbico o más y la excavación de todo material rocoso en lechos, estratificaciones o conglomerados que estuvieran tan firmemente cementados para presentar todas las características de la roca sólida y que a juicio del técnico podría normalmente excavarse por los procedimientos de perforado y con explosivos, o con el empleo de desgarradores.

3.3.3.7.1 MAQUINARIA:

- 1.- Tractor;
- 2.- Compresor;
- 3.- Track Drill y sus accesorios.



3.3.3.8.- EXCAVACION EN TUNELES:

En general se supone que hay que considerar como normas las mismas de excavación a cielo abierto, este tipo de trabajo incluye: Excavación, entibamiento, revestimiento.

3.3.3.8.1.- MAQUINARIA:

- 1.- Jumbo, compresores y accesorios;
- 2.- Generadores;
- 3.- Ventiladores;
- 4.- Cargadoras;
- 5.- Volquetas;
- 6.- Tubería y conexiones;
- 7.- Bombas.

3.3.4.- TERMINACION (CONFORMACION Y COMPACTACION):

Una vez hecha la excavación de acuerdo a las especificaciones del M.O.P., llegamos a las características de la subrasante. Si tenemos una sección en corte se debe escarificar por lo menos 15 cm. del terraplen, con el objeto de dar a la subrasante la humedad óptima ya sea, por secado o por adición de agua para lograr la máxima densidad con la compactación. Escarificado, el suelo se lo mezcla quitando las piedras con un diámetro mayor a los 2/3 del espesor de la capa compactada. Donde existen zonas blandas deberá excavar hasta llegar a un suelo estable, para luego compactar con capas no mayores de 20 cm..

En los sitios donde deben hacerse rellenos deberán tomarse precauciones especiales para evitar deformaciones o hundimientos posteriores. Una vez preparado el material de cimentación, se debe construir el relleno con capas paralelas horizontales de espesores menores de 20 cm..

La compactación deberá hacerse con el rodillo más adecuado para cada



tipo de suelo. La densidad del cuerpo del relleno será probada en sitio y deberá cumplir con los grados de compactación especificados por el M.O.P.

Cualquiera que sea el tipo de compactación disponible y el grado de cohesión del suelo, la eficacia del procedimiento de compactación depende en gran parte del contenido de humedad del suelo. Esto es especialmente verdad para los suelos finos uniformes y casi no plásticos; pues a menos que el contenido de humedad sea casi exactamente igual a la óptima, estos suelos no pueden compactarse de ninguna manera.

El contenido óptimo de humedad, según el ensayo "Normalizado" de --- Proctor, es el valor de humedad que produce la máxima densidad seca.

Si el contenido de humedad del suelo en el terreno es mayor del óptimo debe dejársele secar antes de someterlo a compactación; si es menor, - se le agrega agua en el préstamo, o se riega. Comúnmente es posible mantener el contenido de humedad dentro de una aproximación de ± 2 a ± 3 por ciento con respecto al óptimo, si se tiene un cuidado razonable. Esta -- aproximación es en general suficiente, más para suelos uniformes no plásticos y apenas cohesivos, puede resultar necesario mantener una aproximación mayor con respecto al óptimo.

3.3.4.1.- MAQUINARIA:

- 1.- Traillas o mototraillas;
- 2.- Cargadora;
- 3.- Volquetas;
- 4.- Rodillos (lisos, pata de cabra, vibratorios);
- 5.- Escarificadores o Rippers;
- 6.- Tanqueros.

3.4.- MEJORAMIENTO DE LA SUBRASANTE:

En ocasiones es necesario mejorar la subrasante porque los suelos -

de baja calidad pueden producir problemas de estabilidad en una carretera.

Aunque la subrasante reciba un porcentaje bastante bajo de influencia de una carga ejercida sobre la capa de rotura, se evitan hundimientos o fallas permitiendo que una subrasante mejorada absorva los esfuerzos mayores, y al suelo llegue una carga más pequeña.

Básicamente podemos mejorar una subrasante cambiando el material de la misma por uno de mejor calidad o recurriendo a tratamientos especiales para hacer que el mismo material de la vía tenga características aceptables.

De esto se hablará de una forma concreta en el capítulo de estabilización de suelos.

3.4.1.- CAMBIO DE MATERIAL:

Cuando la profundidad del estrato de mala calidad no es muy grande, se lo puede cambiar por un suelo de condiciones aceptables. Se reemplaza el suelo con excavaciones y rellenos de materiales cuyo C.B.R. sea igual o mayor al 9% (aceptable para caminos). Debe procurarse que la calidad de las capas vaya progresivamente aumentando hasta obtener un C.B.R. del 9% o más en la capa superior.

3.4.2.- DRENAJE:

Muchas veces el alto contenido de humedad vuelve a un suelo deficiente. Se puede lograr estabilizar un suelo saturado con un drenaje adecuado que permita la salida de exceso de agua. Se realizan también obras de drenaje para acelerar la consolidación de los terraplenes.

En términos generales los materiales de granulometría gruesa como gravas, arena y piedra triturada deben ser compactados con rodillos vibratorios.

3.4.3.- COMPACTACION:

La compactación es el acercamiento de las partículas de un suelo --- efectuado por medios mecánicos para densificarlo a costa de la reducción de los vacíos del mismo y lograr con ello un suelo de mejores condiciones.

La compactación mejora las características de un suelo en lo que se refiere a:

- 1.- Resistencia mecánica;
- 2.- Resistencia a los asentamientos bajo cargas futuras;
- 3.- Permeabilidad (El suelo se impermeabiliza).

Los factores que influyen en la obtención de la compactación económica son:

- 1.- Contenido de humedad del material;
- 2.- Número de pasadas del equipo;
- 3.- Paso del compactador;
- 4.- Presión de contacto;
- 5.- Velocidad del equipo compactador;
- 6.- Espesor de la capa.

El agua tiene en el proceso de compactación un papel muy importante, por cuanto todo material tiene un contenido de humedad óptimo para obtener la máxima densidad. Este contenido de humedad óptimo es determinado en el laboratorio.

La selección del compactador más adecuado depende de varios factores: tipo de suelo, tipo de trabajo, tamaño de la obra, etc.

Hacia el centro de la capa, o desde abajo hacia arriba entramos con peraltes, en sentido paralelo al eje del camino y traslapando en cada pasada la mitad del ancho de la pasada anterior.

Se debe experimentar en el campo para saber el número de pasadas necesarias para obtener la densidad adecuada.

3.4.3.1.- CURVA DE COMPACTACION:

Cuando se va compactando un suelo bajo diferentes condiciones - de humedad (sea cual fuere el método a emplearse) se obtiene, al relacionar las densidades con los porcentajes de humedad, una curva semejante a la indicada en la Fig. 3.4.

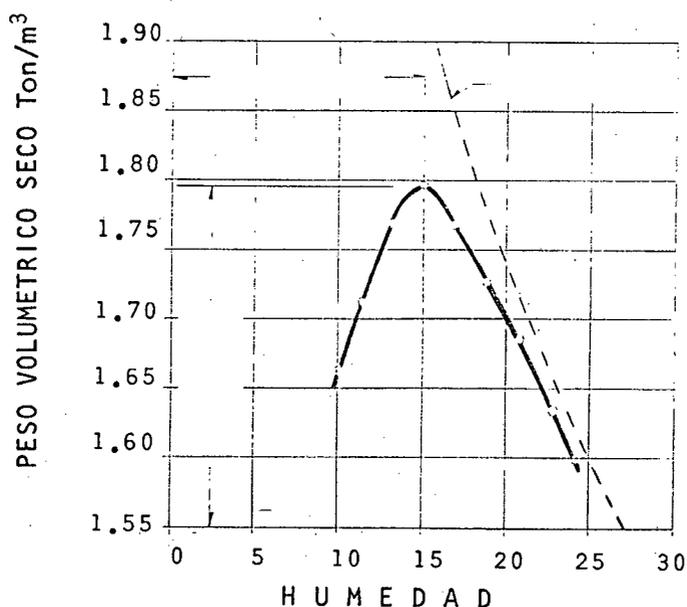


Fig. 3.4. Curva de compactación típica (Ref. 1).

Ella nos indica que hay un determinado punto para el cual la densidad es máxima. La humedad correspondiente a ese punto de "densidad máxima", se llama "humedad óptima".

Cada suelo tiene su propia curva de compactación, que es característica del material y distinta a la de otros suelos.

Para el trazado de la curva, es conveniente determinar unos cinco puntos, procurando que dos de ellos se encuentren en la zona seca (rama izquierda de la curva), un punto cerca del punto de densidad máxima y los

otros dos restantes en la zona húmeda (rama derecha de la curva). Lógicamente, un mayor número de puntos permitirá un mejor y más exacto trazado de la curva.

La curva de compactación puede construirse, ya sea en el laboratorio o en el campo, a partir de parejas de valores $\gamma_m - w$, los cuales se pueden obtener aplicando el procedimiento de compactación de que se trate a diversos especímenes del mismo suelo con diferentes contenidos de agua. La curva $\gamma_d - w$ puede entonces dibujarse a partir de los valores anteriores aplicando la fórmula 3.1 que a continuación indicamos:

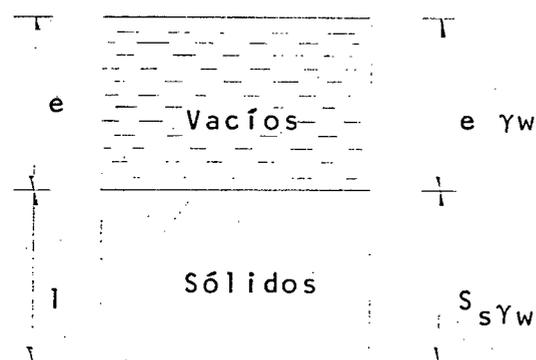
$$\gamma_d = \frac{r_m}{1 + w} \quad (3.1)$$

La deducción de esta fórmula se encuentra en el capítulo anterior.

También aparece en la Fig. 3.4. la curva correspondiente al 100% - de saturación del suelo en cada caso, como ya se dijo la condición de un suelo compactado en circunstancias normales es la de un suelo no saturado, razón por la cual la curva de compactación se desarrolla por debajo de la curva de saturación; si se comparan las dos es posible saber cual tendría que ser el contenido de agua que saturase a una muestra que se compactara a determinado peso volumétrico. La curva de saturación se puede obtener si se calculan los pesos volumétricos secos que corresponderían al mismo suelo supuesto, saturado con el contenido de agua correspondiente a una cierta abscisa de la curva, aplicando la fórmula 3.2.

$$\gamma_d = \frac{S_s}{1 + wS_s} \times w \quad (3.2)$$

que corresponde a suelos saturados y cuya obtención es sencilla a partir del esquema que se presenta en la Fig. 3.5.



Por definición:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{S_s \gamma_w}{1 + e}$$

Según fórmula (1-9):

$$e = w S_s \quad (\text{Suelo saturado})$$

$$\gamma_d = \frac{S_s}{1 + w S_s} \gamma_w$$

Fig. 3.5. Esquema de un suelo saturado y deducción de la fórmula (4-3). (Ref. 1).

Las curvas de compactación se las obtiene en el laboratorio mediante pruebas en el que el espécimen se compacta por capas dentro de un molde y por medio de golpes aplicados con un pisón standar, con una energía prefijada (prueba dinámica).

3.4.3.2.- PROCESOS DE COMPACTACION DE CAMPO:

La energía que se requiere para compactar los suelos en el campo se puede aplicar mediante cualquiera de las cuatro formas que adelante se enumeran, las cuales se diferencian por la naturaleza de los esfuerzos aplicados y por la duración de los mismos. Estas formas son:

- A.- Por amasado;
- B.- Por presión;
- C.- Por impacto;
- D.- Por vibración;
- E.- Métodos mixtos.

Con las tres primeras formas se aplica casi todos los métodos conven

cionales en uso desde hace varias décadas. La cuarta se refiere a técnicas de implantación más reciente, pero que se han popularizado mucho en los últimos años.

A.- COMPACTADORES POR AMASADO. RODILLO PATA DE CABRA:

Estos compactadores concentran su peso sobre la relativamente pequeña superficie de todo un conjunto de puntas de forma variada (Fig. 3.6.).

COMPACTACION DE SUELOS

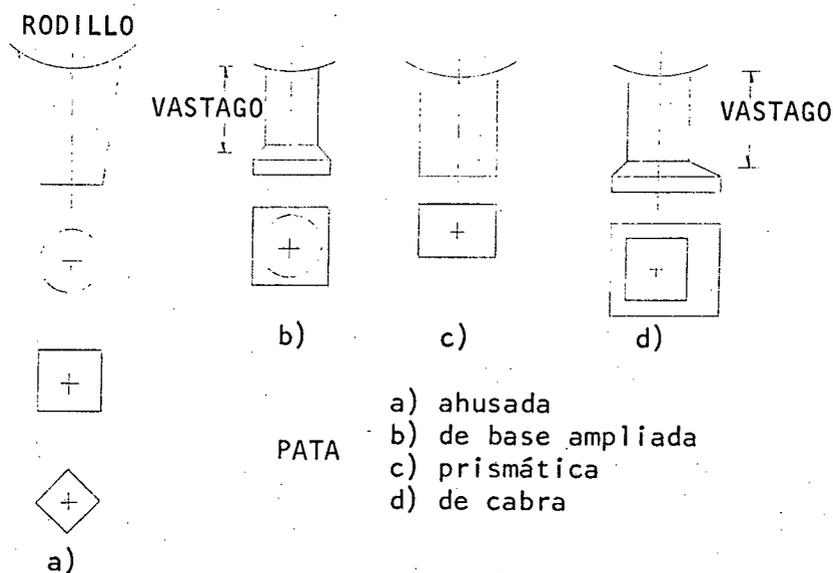


Fig. 3.6.- Tipos usuales de patas de rodillo para de cabra (Ref. 1).

ejerciendo presiones estáticas muy grandes en los puntos en que las mencionadas protuberancias penetran en el suelo. Conforme se van dando pasadas y el material se va compactando, las patas profundizan cada vez menos en el suelo, y llega un momento en que ya no se produce ninguna compactación adicional; en una profundidad de 6 cm., la superficie queda siempre distorcionada, pero se compacta bajo la siguiente capa que se tienda.

Los rodillos más usuales tienen vástagos de 20 a 25 cm. de longitud y se usan para compactar capas de suelo suelto de alrededor de 30 cm. de

espesor.

En la tabla 3.1. se presenta un resumen del efecto de la presión de contacto bajo los vástagos de un rodillo; el cálculo se hizo dividiendo el peso total del rodillo entre el producto del número de vástagos en una hilera por el área de apoyo de cada vástago.

TABLA 3.1.

RODILLOS PATA DE CABRA. EFECTO DE LA PRESION DE CONTACTO EN EL PESO VOLUMETRICICO SECO MAXIMA. (Ref.13).

TIPO DE SUELO	PRESION DE CONTACTO Kg/cm ²	AREA DE CONTACTO cm ²	Nº DE PASADAS.	GRADO DE COMPACTACION OBTENIDO RESPECTO A LA PRUEBA PROCTOR-ESTANDAR
Arena arcillosa	17.5	43,75	9	99
	31.5	43.75	9	99
Arena limosa I	17.5	43.75	8	102
	35.0	43.75	8	101
	52.5	43.75	8	101
Arcilla poco plástica.	8.7	87.5	12	101
	26.2	87.5	12	101
Arcilla plástica	8.0	75.25	64	108
	17.5	31.5	64	108
Arcilla limosa II	8.0	75.25	64	112
	17.5	31.5	64	111
Arcilla arenosa	8.0	75.25	64	104
	17.5	31.5	64	104
Mezcla de grava, Arena y arcilla	8.0	75.25	64	100
	17.5	31.5	64	99

En todos los casos el espesor de la capa compactada fue de 15 cm. aproximadamente.

B.- COMPACTACION POR PRESION. RODILLOS LISOS Y NEUMATICOS:

B.1.- RODILLOS LISOS: Se dividen en dos grupos; remolcados y autopropulsados. Los primeros constan generalmente de dos tambores montados en un marco al que se sujetan los ejes; su peso varía por-

lo común de 14 a 20 ton. y pueden lastrarse llenando un depósito sobre el marco con agua o arena húmeda. Los autopropulsados constan de una rueda delantera y una o dos traseras; tienen un peso de 3 a 13 ton. el motor -- que los impulsa es a gasolina o diesel y pueden circular en velocidad directa o en reversa. Los rodillos lisos tienen su campo de aplicación circunscrito a los materiales que no requieren concentraciones elevadas de presión; por no formar grumos o por no necesitar disgregado.

El efecto de la compactación de los rodillos lisos se reduce considerablemente a medida que se profundiza en la capa que se compacta, y el -- efecto de la compactación se produce de arriba hacia abajo. La característica principal de los rodillos lisos es su disposición diámetro (con -- el que aumenta mucho la eficiencia), ancho y peso total; el espesor usual de la capa de material que es posible compactar con rodillo liso varía de 10 a 20 cm..

B.2.- RODILLOS NEUMATICOS: La acción compactadora del rodillo neumático -- tiene lugar fundamentalmente por la presión -- que transmite a la capa de suelo tendido, pero estos rodillos producen -- también un cierto efecto de amasados, que causa al suelo grandes deformaciones angulares por las irregularidades de las llantas; este efecto ocurre a escala mucho menor que en los rodillos pata de cabra, pero tiene -- cierta importancia, sobre todo en la porción más superficial de la capa -- que se compacta. El rodillo aplica a la superficie de la capa prácticamente la misma presión desde la primera pasada; esta presión es casi ---- igual a la presión de inflado de la llanta, si se descuentan pequeños --- efectos de rigidez de la llanta misma.

C.- COMPACTACION POR IMPACTO:

En los procedimientos de compactación por impacto es muy corta la duración de la transmisión del esfuerzo. Los equipos que pueden clasificar

se dentro de este grupo son los diferentes tipos de pisones, cuyo empleo está reservado a áreas pequeñas, y ciertas clases de rodillos apisonadores (tamper) semejantes en muchos aspectos a los rodillos pata de cabra, pero capaces de operar a velocidades mucho mayores que estos últimos, lo que produce un efecto de impacto sobre la capa de suelo que se compacta.

Los pisones deben ir desde los de tipo más elemental, de caída libre y accionados a mano, hasta aparatos bastante más complicados movidos por compresión neumática o por combustión interna. Sobre todo por razones de costo, en todos los casos su empleo está limitado a determinadas partes de la estructura.

D.- COMPACTACION POR VIBRACION:

Para la compactación por vibración se emplea un mecanismo, bien sea del tipo de masas desbalanceadas o del tipo hidráulico pulsativo, que proporciona un efecto vibratorio al elemento compactador propiamente dicho. La frecuencia de la vibración influye de manera extraordinaria en el proceso de compactación, y se ha visto que su intervalo de variación óptimo puede estar comprendido entre 0.5 y 1.5 veces la frecuencia natural del suelo, lo que lleva al aparato a frecuencias prácticas del orden de 1,500 a 2,000 ciclos por minuto. El elemento compactado propiamente dicho lo constituyen reglas, placas o rodillos.

Hay varios factores inherentes a la naturaleza de la vibración que influyen de manera substancial en resultados que rinde el equipo; los principales son:

- a.- La frecuencia, esto es el número de revoluciones por minuto del oscilador.
- b.- La amplitud, generalmente medida por una distancia vertical en casi todos los equipos comerciales.
- c.- El empuje dinámico que se genera en cada impulso del oscilador.

- d.- La carga muerta, es decir, el peso del equipo de compactación, -- sin considerar el oscilador propiamente dicho.
- e.- La forma y el tamaño del área de contacto del vibrador con el suelo.
- f.- La estabilidad de la máquina.

3.4.3.3.- ALGUNAS IDEAS EN LA EJECUCION DE LOS TRABAJOS DE COMPACTACION EN EL CAMPO. GRADO DE COMPACTACION:

El primer requisito para un buen trabajo de compactación es conocer bien los suelos que se van a compactar; esto a de lograrse por medio - de la exploración general del terreno y con muestras para llevarlas al laboratorio para su análisis.

La humedad natural en el campo es un dato muy importante; también se deben investigar las características de expansión y contracción por secado del suelo.

La elección del equipo de compactación es fundamental, desde luego. Antes de la elección, además de las características de los suelos, deberán sopesarse las condiciones estructurales que se desea obtener, de acuerdo - con las condiciones estructurales que se construya y con la ubicación de - la zona que se compacte dentro de la sección transversal de la misma. Las consideraciones más importantes que se deben ponderar antes de elegir el - equipo apropiado en un caso dado son las siguientes:

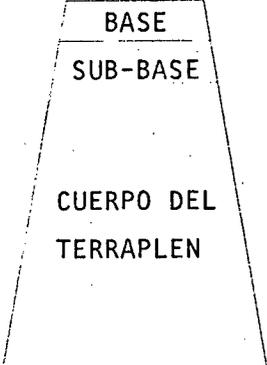
- a.- Tipo de suelo;
- b.- Variaciones del suelo dentro de la obra;
- c.- Tamaño e importancia de la obra que se vaya a ejecutar;
- d.- Especificaciones de compactación fijadas por el proyecto;
- e.- Tiempo disponible para ejecutar el trabajo;
- f.- Equipo que se posea antes de comenzar los trabajos.

La elección de un equipo de compactación es fundamentalmente un asun-

to de economía. En la Tabla 3.2 se indica sobre la elección del equipo de compactación.

TABLA 3-2. (Ref. 1)

UNA INDICACION SOBRE ELECCION DE EQUIPOS DE COMPACTACION

SIMBOLO	SUCS*	MATERIAL	TAMPER	TAMPER	PATA	PATA	LISO	LISO	PATA	PATA	NEUMATICO	NEUMATICO	
			AUTOPROPULSADO	REMOLCADO	DE CABRA	DE CABRA	VIBRATORIO	VIBRATORIO	DE CABRA	DE CABRA	LIGERO	PESADO	
		GRANULAR LIMPIO					1	1			3	2	
		GRANULAR CON POCO FINO	1	1			1	1	2	2		2	
		ROCA		2	2				1		2		
	GW,GP,SW	ARENA, GRAVA		2	2		1	1	2	2		2	
	SP	ARENA UNIFORME					1	1	2	2		3	
	SM,GM	ARENAS O GRAVAS LIMOS	1	1	4	4	3	3	2	2		2	
	ML,MH	LIMOS		1	1	2	2		3	3		2	
	GS,SC	ARENAS O GRAVAS ARCILL	1	1	2	2			3	3		2	
	CH,CL	ARCILLAS		1	1	2	2				3		3

3.4.3.4.- PRUEBAS DE COMPACTACION EN EL LABORATORIO:

Las pruebas de laboratorio son la base de estudios para proyectos y fuentes de información para planear un adecuado tren de trabajo en el campo. En la actualidad se conocen varios métodos para determinar la humedad óptima y la densidad máxima de un suelo; la mayor parte de estos métodos son "dinámicos" y algunos "estáticos". Los llamados "dinámicos" utilizan carga dinámica aplicada mediante pisonos o martillos, y los métodos "estáticos" emplean cargas estáticas aplicadas mediante prensas hidráulicas.

METODOS DINAMICOS: Los métodos dinámicos más empleados en la actualidad, son los standarizados por la Asociación Estadounidense que representa a los Departamentos de carreteras de los Estados de la Unión, más conocida por AASHO. A continuación indicaremos estos métodos:

1.- METODOS AASHO STANDARD T-99: Este método corresponde, en líneas generales, al conocido anteriormente como Standard o Proctor.

La diferencia básica con el método Proctor está en el empleo de los cilindros o moldes para los ensayos de compactación, uno de 4 pulgadas de diámetro de interior (que era el empleado anteriormente) y otro de 6 pulgadas de diámetro interior. Para la compactación se emplea un martillo o piñón de 5,5 libras de peso. El material a emplearse se coloca en tres capas de aproximado espesor y cada capa se compacta haciendo caer el martillo 25 veces sobre cada capa. En cambio, si se utiliza el cilindro grande de 6 pulgadas, se hará caer el martillo 56 veces sobre cada capa. La compactación debe hacerse en forma uniforme, haciendo caer libremente el martillo y distribuyendo los golpes sobre toda el área.

Una vez compactado así el material, se quita el collarin del molde, se alisa la superficie y se pasa el cilindro junto con la base y la muestra. Finalmente se extrae del molde el cilindro de tierra, se lo rompe y se extrae una muestra pequeña de la parte central para determinar su contenido de humedad.

Es de advertir que no siempre los moldes tienen un volumen exacto; de ahí que se recomienda calibrarlos antes de usarlos.

Este método Standard T-99 tiene 4 subdivisiones: A, B, C y D. Los métodos T-99 (A) y T-99 (B) se emplean para los materiales que pasan el tamiz Nro. 4 y los métodos T-99 (C) y T-99 (D), para los suelos que pasan el tamiz de 3/4 de pulgada.

2.- METODO AASHO STANDAR T-180: Este método corresponde, con algunas modificaciones, al conocido anteriormente como Standard Modificado o Proctor Modificado.

Los moldes que se emplean son los mismos que los indicados para el método anterior, osea el pequeño de 4 pulgadas de diámetro y el grande, de 6 pulgadas.

La diferencia fundamental entre este método y el anterior está en el peso del martillo y la altura de caída. El martillo empleado en éste método es el de 10 libras y la altura de caída es de 18 pulgadas.

En lugar de colocar el material en tres capas, se lo coloca en cinco capas, de aproximadamente igual espesor. Si se emplea el cilindro de 4 pulgadas de diámetro se compactará cada capa haciendo caer el martillo 25 veces sobre cada capa y si se utiliza el molde grande de 6 pulgadas, se hará caer el martillo 56 veces sobre cada capa.

Igual que en el método anterior, una vez compactado el material se quitará el collar del cilindro, se harán las pesadas necesarias y se determinará el contenido de humedad del suelo compactado.

Este método tiene también 4 subdivisiones: A, B, C y D. Las dos primeras, A y B, se refieren a los materiales que pasan el tamiz Nro. 4, y las dos últimas corresponden a los materiales que pasan el tamiz de 3/4 de pulgada.

En la Figura 3.6. se muestra el equipo de compactación.

(Ver figura en la página siguiente).

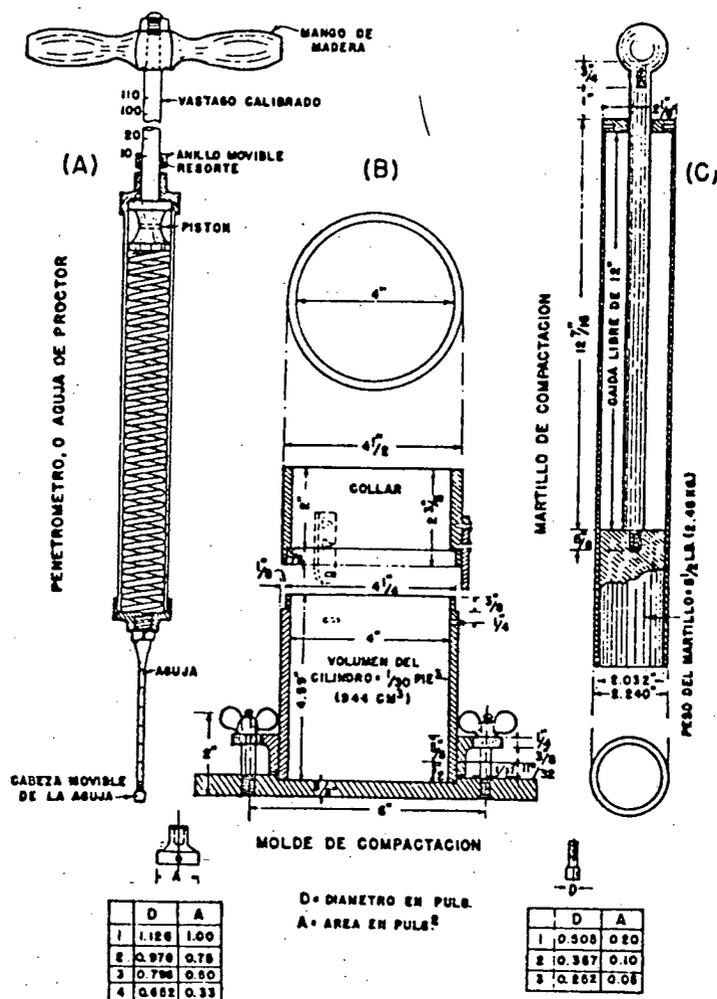


Fig. 3.6. Equipo de compactación: molde de 4" de diámetro, martillo de 5,5 lb. y penetrómetro. (Ref. 3).

La densidad obtenida mediante el método AASHO T-180 es mayor que la que se logra con el AASHO Standar T-99. Obsérvese en la Fig. 3.7. que cuando mayor es la densidad, la humedad óptima es menor. Esto tiene su ventaja, pues una humedad relativamente baja facilita la compactación del material en el terreno y permite, además, un mejor control en el campo.

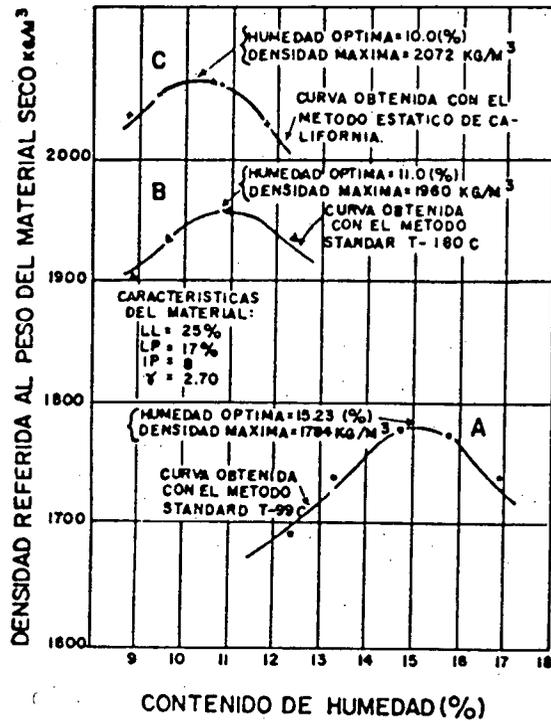


Fig. 3.7. Curvas de compactación obtenidas empleando diferentes métodos de compactación (Ref. 3)

En el cuadro 3.1. indicamos en forma resumida, las características de cada uno de los métodos AASHO Standard.

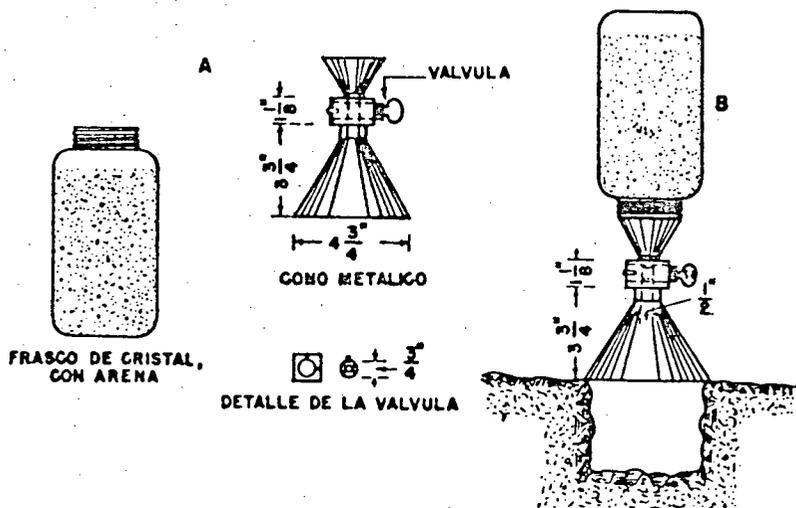


Fig. 3.8. Equipo empleado para determinar la compactación del terreno, mediante el uso de arena. (Ref. 3).

CUADRO 3.1.
 STANDARD AASHO T-99
 Martillo: 5,5 lb.- Altura de caída: 12"

	METODO A	METODO B	METODO C	METODO D
Material	Pasa tamiz N° 4	Pasa tamiz N° 4	Pasa tamiz 3/4"	Pasa tamiz 3/4"
Molde usado	4"	6"	4"	6"
N° de capas	3	3	3	3
N° de golpes por capa	25	56	25	56
Volumen del molde sin collar	1/30 pie	1/13,33 pie	1/30 pie	1/13,33 pie
Energía de compac- tación en libras-- pie por cada pie	12.375	12.317	12.375	12.317

STANDARD AASHO T-180
 Martillo: 10 lb.- Altura de caída: 18"

	METODO A	METODO B	METODO C	METODO D
Material	Pasa tamiz N° 4	Pasa tamiz N° 4	Pasa tamiz 3/4"	Pasa tamiz 3/4"
Molde usado	4"	6"	4"	6"
N° de capas	5	5	5	5
N° de golpes por capa	25	56	25	56
Volumen del molde sin collar	1/30 pie	1/13,33 pie	1/30 pie	1/13,33 pie
Energía de compac- tación en libras-- pie por cada pie	56.250	55.986	56.250	55.986

CALCULO DEL PESO UNITARIO O "DESIDAD":

Para cada contenido de humedad, la desidad referida al peso del material seco se calculará en la siguiente forma:

$$d = \frac{(Pms - Pn)}{V (100 + W)} \times 100 = \frac{Wh}{V (100 + W)} \times 100$$

Donde:

Pms = Peso del molde con su base y sin el collar más el suelo húmedo compactado.

Pn = Peso del molde vacío, con su base y sin el collar.

V = Volumen del molde sin el collar.

W = Contenido de humedad.

Wh = Peso de la muestra húmeda compactada.

3.- METODOS ESTATICOS: Uno de los métodos más empleados es el conocido como Método California. Este se originó y fue usado durante varios años en el Departamento de Carreteras del Estado de California de los Estados Unidos. Si bien éste se sigue utilizando, existe la tendencia a emplear más bien los métodos "dinámicos" de compactación. Así por ejemplo, en el mismo Departamento de Carreteras de California se aplica el método de compactación Nro. 216-E que consiste en compactar el suelo mediante 20 golpes de martillo de 10 libras, haciendo caer desde una altura de 18 pulgadas, utilizando el equipo que consiste en un cilindro de 15 cm. de diámetro y 20 cm. de altura. Los resultados obtenidos mediante este procedimiento se asemejan a los alcanzados por el AASHO Standard T-180 C.

Como el método estático llamado de California aún se emplea en muchos lugares, lo indicamos a continuación.

De acuerdo con este procedimiento, se aplica sobre la muestra una carga estática de 2.000 lib/pulg.².

Para la aplicación de esta carga se emplea un gato hidráulico cuya capacidad mínima sea de 27.240 kilogramos.

Generalmente se compacta la muestra colocándola en el molde de 15 cm. de diámetro por 20 cm. de altura.

El procedimiento que se emplea es, en síntesis, el siguiente: se toman 4 Kg. aproximadamente del material que pasa el tamiz 3/4 y se mezclan con una pequeña cantidad de agua. Una vez mezclado el material, se coloca dentro del molde y se lo compacta suavemente, introduciendo una varilla metálica a fin de evitar que se formen burbujas de aire en la masa de tierra. Terminada esta operación, se coloca el pisón y se compacta el material aplicando la carga por medio del gato hidráulico.

La aplicación de la carga se hará de la siguiente manera:

- a.- En forma más o menos rápida hasta que se haya aplicado una presión de 7 Kg/cm^2 .
- b.- Con una velocidad de 0.1" por minuto, hasta llegar a la presión de 70 Kg/cm^2 .
- c.- Con una velocidad de 0.05" por minuto, hasta alcanzar la presión de $140,6 \text{ Kg/cm}^2$.

Una vez alcanzada la presión de $140,6 \text{ Kg/cm}^2$, se mantendrá ésta durante un minuto y luego se soltará la carga lentamente.

Al terminar la operación anterior, se tomará la altura exacta de la muestra y su peso. Finalmente se sacará el cilindro de tierra y, como en casos anteriores, se determinará la densidad y el contenido de humedad.

Toda la prueba anterior se repetirá para diferentes contenidos de humedad, hasta obtener el suficiente número de puntos (cuatro o más) que permitan trazar la respectiva curva de compactación.

COMPARACION ENTRE LOS TRES METODOS DE COMPACTACION:

Por lo general se admite que las densidades obtenidas por el método AASHO Standar T-99 son un 5% menores a las alcanzadas por medio de los otros dos. Se supone, igualmente, que tanto el método "Estático", conocido anteriormente como el de California, así como el AASHO Standar T-180 C dan valores aproximadamente iguales.

CONTROL DE LA DENSIDAD ALCANZADA EN EL TERRENO:

Para comprobar que el terreno que va a servir de fundación al pavimento ha sido debidamente compactado, deben determinarse la densidad y la humedad del material, a fin de comparar estos resultados con la densidad máxima y la humedad óptima obtenidas previamente en el laboratorio.

A continuación se indican los diferentes métodos de control de densidad de campo:

DETERMINACION DE LA DENSIDAD DE CAMPO MEDIANTE LA OBTENCION DE MUESTRAS INALTERADAS: Para extraer una muestra inalterada, deberá excavarse cuidadosamente el terreno que rodea a lo que se desea obtener. Los bloques extraídos pueden ser cubos de 10 cm. de lado aproximadamente.

Inmediatamente después de obtenidos, se toma una pequeña cantidad de material, para determinar su contenido de humedad.

Se alisa la superficie de la muestra, se la pesa, se la cubre con parafina. La muestra así cubierta, se pesa nuevamente a fin de determinar el peso de la parafina añadida. El peso por unidad de volumen de la parafina varía de 0,87 a 0,91 gr/cm³.

Para determinar el volumen de la muestra cubierta con parafina, se la sumerge en agua y se mide la cantidad de líquido desalojado. Al volumen obtenido hay que restarle el volumen de la parafina para conocer el



de la muestra propiamente dicha.

Conociendo el peso de ésta y su contenido de humedad, se calculará su densidad referida al peso del material seco.

Otro procedimiento práctico, muy empleado para la obtención de muestras inalteradas, es el que se efectúa mediante la hincada de un cilindro con bordes cortantes y dimensiones conocidas, una vez introducido el cilindro, se quita el terreno que queda a su alrededor y se extrae cuidadosamente el cilindro que contiene la muestra.

DETERMINACION DE LA DENSIDAD DE CAMPO MEDIANTE EL PENETROMETRO: La aguja-Proctor - se utiliza también para determinar el grado de compactación del material en el terreno. El procedimiento que se emplea es el siguiente: se mide la resistencia a la penetración de la muestra compactada en el laboratorio a humedad óptima y densidad máxima, y se compara esta resistencia con la que presenta el suelo compactado en el campo. Si el material ha sido bien compactado en el campo, presentará, aproximadamente, la misma resistencia que la registrada en el laboratorio.

DETERMINACION DE LA DENSIDAD DE CAMPO MEDIANTE LA MEDIDA DEL VOLUMEN DE LA TIERRA EXTRAIDA: La medida de la densidad del material en el terreno puede hacerse, asimismo, extrayendo una muestra de la capa compactada y midiendo el volumen del hueco dejado por el material extraído, este puede medirse mediante el empleo de agua, aceite pesado o arena.

EMPLEO DE AGUA: Después de limpiar la superficie del sitio escogido, se hace un hoyo de forma cilíndrica, de unos 10 cm. de diámetro, hasta una profundidad igual al espesor de la capa cuya densidad se desea determinar. La tierra que se saca del hoyo se coloca en un frasco-

o depósito bien tapado, y luego se pesa la muestra (para la determinación del contenido de humedad, se pesará una pequeña cantidad).

Una vez hecho el hoyo, se mide el volumen introduciendo en él una -- bolsa de goma de unos 2 mm de espesor, y llenándolo de agua hasta que el - líquido ocupe todo el espacio dejado por la muestra extraída.

Para conocer la densidad del material, bastará dividir el peso de la muestra (secada al horno), por el volumen del agua utilizada en llenar el hoyo.

EMPLEO DE ACEITE GRUESO: Como en el caso anterior, se hace un pequeño hueco y se extrae la tierra, depositándola en un -- frasco. El volumen del hoyo se mide llenándolo con aceite grueso SEA: 30 o 40. Como se conoce el peso de la muestra seca, bastará dividir este peso por el volumen del aceite que ha sido necesario emplear para llenar el hueco y se tendrá la densidad del material compactado.

Una vez de terminada la operación, se saca el aceite por medio de -- una bomba pequeña de succión. Si el aceite recuperado está limpio, puede ser usado nuevamente.

Cuando el terreno sea arenoso, no debe emplearse este método.

EMPLEO DE ARENA: Es el que más se ha generalizado en la actualidad. El --- equipo que se utiliza consta, además del martillo o cincel para hacer los hoyos, de un frasco de cristal, o de plástico, de unos 2,5 litros de capacidad, donde se coloca la arena y de un aparato semejante al de la Fig. 3.8. con una válvula entre ambos embudos. El aparato está construido de tal modo que el embudo pequeño enrosca fácilmente el - cuello del frasco mencionado.

La arena que se utiliza debe ser limpia y seca (secada al aire), prefiéndose aquella de granulometría redondeada y comprendida entre los ta

mices 10 y 30 aproximadamente.

El procedimiento que se emplea para determinar la densidad del material compactado, comprende las siguientes operaciones:

- 1.- Se determina el peso de la arena por unidad de volumen. Al hacer esta determinación, debe evitarse las vibraciones y a de procurarse que la operación de vaciado de la arena dentro del depósito de cristal, sea similar a la que va a realizarse en el terreno.
- 2.- Se pesa el frasco de cristal con la arena y se determina, además el peso de la que se necesita para llenar el embudo mayor.
- 3.- Se limpia el sitio escogido y luego se excava un hoyo de unos 10 cm. de diámetro, aproximadamente, hasta una profundidad igual al espesor de la capa compactada cuya densidad se desea determinar. Esta excavación se puede hacer mediante el empleo de un taladro de cuchara de unas 3 pulgadas de diámetro, o bien con cincel y martillo.
- 4.- Cuidadosamente se extrae el material, colocándolo en un frasco o depósito (que se ha de tapar a fin de evitar pérdidas de humedad) y, luego, se pesa la muestra de la tierra obtenida.
- 5.- Se cierra la válvula y se enrosca el émbolo pequeño al cuello lleno arena.
- 6.- El aparato se coloca encima del hoyo en forma indicada en la Fig. 3. 8. y luego se abre la válvula dejando caer arena hasta que llene el hoyo y el embudo mayor.
- 7.- Una vez que la arena ha dejado de caer, lo que puede fácilmente observarse a través del frasco de cristal se cierra la válvula y se levanta el aparato. Si se cree conveniente, la arena que queda dentro del hoyo puede dejársela en el sitio.
- 8.- Se desenrosca el cono y se pesa nuevamente el frasco con la arena que ha sobrado.

CALCULOS:

Si suponemos que:

Da Densidad de la arena empleada;

P Peso del frasco con la arena seca, antes de empesar la operación

p Peso de la arena necesaria para llenar el embudo mayor.

p' Peso del frasco con la arena que sobró después de ejecutada la operación.

Wh Peso de la tierra extraída antes de ser secada al horno.

W Peso de la tierra secada al horno.

w Contenido de humedad de la tierra extraída.

V Volumen de la muestra de tierra extraída, osea el volumen del hoyo.

Tendremos que la densidad de la tierra, referida a su peso seco, --- osea el peso de la tierra seca por unidad de volumen, será:

$$d = \frac{W_s}{V}$$

donde:

$$W_s = \frac{W_h \times 100}{100 + W}$$

$$V = \frac{P - p' - p}{D_a}$$

Si hay piedras (material cuyo diámetro equivalente sea mayor de 2 cm) habrá que restar del volumen V el ocupado por las piedras, para conocer el volumen de la tierra, cuya densidad se desea determinar.

(Ver figura en la página 83)

C A P I T U L O I V :

C A P I T U L O I V

S U B- B A S E:

4.1. DEFINICION

4.2. FUNCIONES

4.3. SUB-BASES DE AGREGADOS

4.4. SUB-BASES MODIFICADAS

4.5. CONSTRUCCION

4.5.1. CONSTRUCCION DE SUB-BASES DE AGREGADOS

4.5.1.1. OBTENCION DEL MATERIAL

4.5.1.1.1. EQUIPO

4.5.1.2. TRANSPORTE

4.5.1.2.1. EQUIPO

4.5.1.3. MEZCLADO

4.5.1.3.1. EQUIPO

4.5.1.4. COLOCACION

4.5.1.4.1. EQUIPO

4.5.1.5. COMPACTACION

4.5.1.5.1. EQUIPO

4.5.1.6. CONTROL

4.5.1.7. ACABADO FINAL

4.5.2. CONSTRUCCION DE SUB-BASES MODIFICADAS

4.6. ESTUDIOS DE COSTOS PARA SUB-BASE

4.6.1. CONSIDERACION PARA SU ESTUDIO

4.6.1.1. COSTOS DE PROPIEDAD

4.6.1.1.1. AMORTIZACION

C A P I T U L O I V

SUB-BASES:

4.1.- DEFINICION (REFERENCIAS 1, 2 y 3):

Es la primera capa de material seleccionado que se construye sobre la subrasante tanto en pavimentos rígidos como en flexibles.

Para muchos la principal función de la sub-base de un pavimento flexible es de carácter económico. Se trata de formar el espesor requerido de pavimento con el material más barato posible. Todo el espesor podría construirse con un material de alta calidad, como el usado en la Base, pero se refiere a ser aquella más delgada y sustituirla en parte por una capa de menor calidad, aunque haya de ser aumentado el espesor, pues, naturalmente, cuando menor sea la calidad del material colocado tendrá que ser mayor el espesor necesario para poder soportar y transmitir los esfuerzos.

En la actualidad especialmente cuando existen subrasantes mejoradas, se elimina esta capa del pavimento colocándose directamente la base en los pavimentos flexibles.

Los requerimientos de espesor dependen de algunos factores tales como:

- 1.- Cantidad y clase de tráfico;
- 2.- Condiciones climáticas;
- 3.- Tipo y condición del suelo de la subrasante;
- 4.- Posición del nivel freático.

Por lo general el espesor de la sub-base varía entre 10 y 60 cm. aunque se hayan construido sub-bases de hasta 1 metro de espesor.

4.2.- FUNCIONES (REFERENCIA 1):

Las funciones de la sub-base son las siguientes:

- 1.- Sirve de transición entre el material de la base, generalmente granu-

lar grueso y el de la subrasante, que tiende a ser mucho más fino.

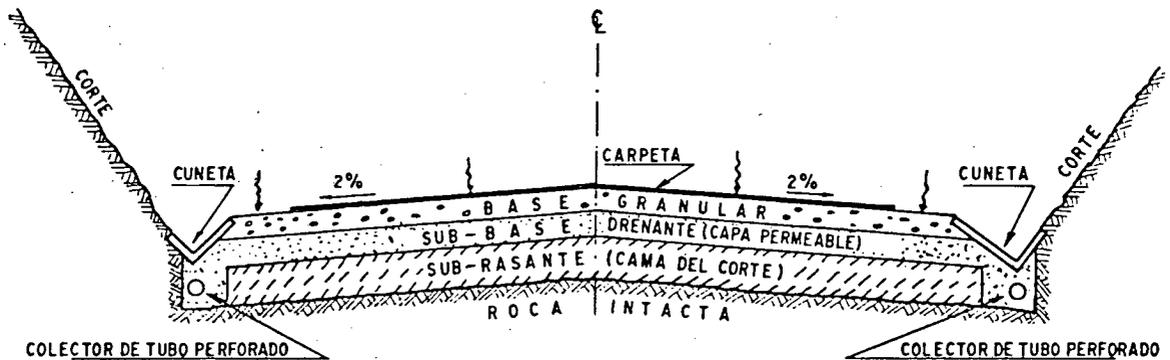
- 2.- La sub-base actúa como filtro de la base e impide su incrustación en la subrasante.
- 3.- La sub-base se coloca para absorber deformaciones perjudiciales en la subrasante, por ejemplo, cambios volumétricos asociados a cambios de humedad, que podrían llegar a reflejarse en la superficie del pavimento.
- 4.- Actúa como dren para desalojar el agua que se infiltra desde arriba y para impedir la ascensión capilar hacia la base, de agua procedente de la terracería.
- 5.- Disminuir los costos de construcción, por cuanto los materiales para sub-bases son más fáciles de obtener y de menor costo que los de las capas superiores del pavimento.
- 6.- Puede servir como superficie de rodadura en forma temporal hasta que, se continúe la construcción de las otras capas del pavimento, o como superficie de rodadura en las carreteras de grava (afirmados), en cuyo caso deberá tener un espesor mayor del que tuviera como componente un pavimento de base y carpeta.

De todas las funciones, la estructural y la económica existen seguramente en todas las sub-bases que se proyectan; las otras dependen en tanto de las circunstancias del caso y de la calidad del material que se utilice en la propia sub-base.

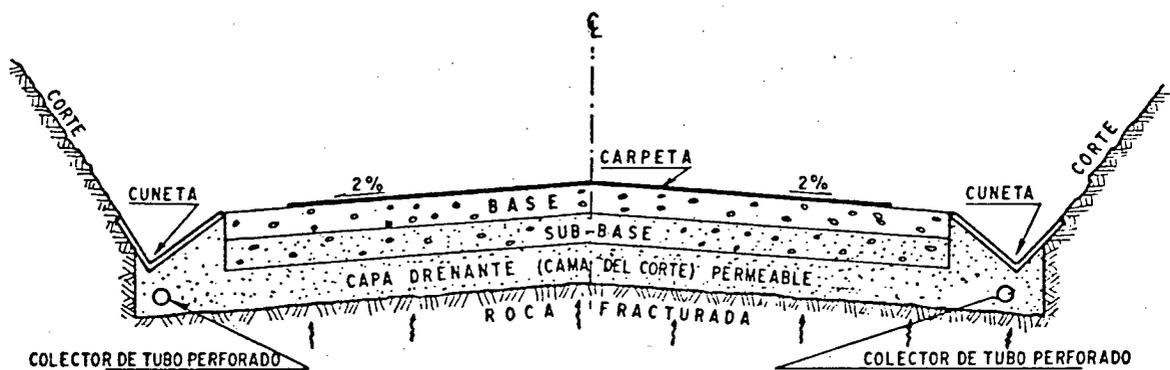
El MOP tiene establecido las especificaciones para sub-base. También establece una serie de posibilidades de estabilización de materiales con productos asfálticos, cemento o cal, para aquellos suelos que por sí mismo no satisfacen los requerimientos generales, concretamente de plasticidad, medida básicamente con la prueba de equivalente de arena y los límites de plasticidad.

Básicamente conviene buscar dos cualidades principales en material -

de sub-base, que son la resistencia friccionante y la capacidad drenante. La primera beneficiará la resistencia del conjunto, a la vez, será garantía de buen comportamiento en cuanto a la deformabilidad, pues un material que posee esa calidad de resistencia será poco deformable a condición de estar bien compactado. La capacidad drenante es muy deseable para la doble función de drenaje, ya mencionada, que permitirá al pavimento eliminar convenientemente tanto el agua que se filtre por su superficie, como la que asciende por capilaridad.



a.- Sub-base utilizada como capa permeable, para interceptar agua proveniente del pavimento.



b.- Sub-rasante utilizada como capa permeable, para interceptar flujo ascendente por sub-presión.

Fig. 4.1. Sección típica de pavimento flexible.

4.3.- SUB-BASES DE AGREGADOS (REFERENCIAS 2 y 5):

Están compuestas de agregados gruesos triturados o sólo cribados, mezclados con agregado fino proveniente de trituración o un suelo fino seleccionado o ambos. Se compondrán de fragmentos limpios resistentes y durables estarán libres del exceso de partículas alargadas, así como excedentes de materia vegetal, granos de arcilla u otro material inconveniente. (Fig. 4.1).

De acuerdo a las especificaciones del MOP las sub-bases de agregados se clasifican en 3 clases:

- a.- Sub-base clase 1: Estas son sub-bases construidas con agregados obtenidos por trituración de piedras o gravas, y graduados uniformemente de grueso a fino dentro de los límites de graduación especificados en la tabla 4.1.
- b.- Sub-base clase 2: Estas son sub-bases construidas con agregados obtenidos por cribado de piedras fragmentadas naturalmente o de gravas graduados uniformemente de grueso a fino dentro de los límites de graduación especificados en la tabla 4.1.
- c.- Sub-base clase 3: Estas son sub-bases construidas con material obtenido de la excavación para la plataforma o de fuentes de préstamo. Igualmente debe cumplir los requisitos de graduación de la tabla 4.1.

A más de estos requisitos de graduación los materiales deben satisfacer los requisitos de abrasión, límite líquido e índice de plasticidad.

4.4. SUB-BASES MODIFICADAS:

Son aquellas sub-bases compuestas de materiales que cumplen los requisitos para material seleccionado, excepto en cuanto al límite líquido e índice plástico, razón por la cual son modificados o mejorados, median-

te la incorporación de suelos finos no plásticos o cal hidratada:

De acuerdo a las Especificaciones del MOP las sub-bases modificadas se clasifican en 2 clases:

- a.- Sub-base modificada clase 1: Son sub-bases que se modifican con la incorporación de limos inorgánicos no plásticos o arenas finas no plásticas.
- b.- Sub-base modificada clase 2: Son sub-bases que se modifican con la incorporación de cal hidratada para que la mezcla cumpla con las especificaciones prescritas.

TABLA 4.1.- REQUISITOS ESPECIFICADOS DE GRADUACION PARA SUB-BASE:

Porcentaje en peso que pasa por los tamices de malla cuadrada método AASHO T-11 y T-27. (Ref. 5)

T A M I Z	CLASE 3	CLASE 2	CLASE 1
3" (76.2 mm)	1.00	--	--
2" (50.4 mm)	--	100	--
1-1/2" (38. mm)	--	90-100	100
Nº4 (4.75 mm)	50-90	40-80	30-70
Nº200 (0.075 mm)	0-25	0-20	0-15

4.5. CONSTRUCCION:

4.5.1.- CONSTRUCCION DE SUB-BASES DE AGREGADOS:

Consta de 7 etapas básicas que son:

- 1.- Otención del material;
- 2.- Transporte;
- 3.- Mezclado;
- 4.- Colocación;
- 5.- Compactación;

6.- Control;

7.- Acabados.

4.5.1.1.- OBTENCION DEL MATERIAL:

La materia prima para la producción de agregados pétreos, se obtiene de bancos de roca, de yacimientos de agregados naturales de río o de depósitos de aluvión de conglomerados, etc..

Para la obtención y preparación de los agregados, debe seleccionarse el equipo más adecuado; deben cumplir con la granulometría especificada - para sub-base, un desgaste no mayor al 50% y una plasticidad inferior a 6, límite líquido inferior a 25.

El Gobierno es dueño del subsuelo y por ser de utilidad pública obliga a los dueños de propiedades a entregar el material que se requiere en el camino.

Antes de proceder a la extracción del material es necesario retirar los terrenos constituidos de tierra vegetal, limos, arcillas, etc., hasta dejar abierta la cantera con su frente de ataque, para permitir la entrada de las máquinas de perforación, del equipo de carga y del equipo de -- evacuación del material extraído.

La extracción del material se hace generalmente con explosivos, con los cuales se fragmenta la roca, para obtener bloques de un tamaño tal -- que se los pueda llevar al equipo de trituración para obtener los agregados limpios y clasificados en las categorías granulométricas requeridas. Para realizar estas operaciones, se cuenta con un equipo de trituración -- propiamente dicho y equipo complementario o sea aquellas máquinas que sin participar directamente en las operaciones de trituración, son indispensables para realizar los procesos necesarios, para transformar el material-natural, en material útil que reúna ciertas especificaciones..

4.5.1.1.1.- EQUIPO:

- 1.- Tractor;
- 2.- Compresor;
- 3.- Track Drill y sus accesorios;
- 4.- Cargadores frontales sobre neumáticos o sobre orugas, o pala mecánica;
- 5.- Volquetas;
- 6.- Equipo de trituración, compuesto por trituradoras: primaria, secundaria y terciaria;
- 7.- Equipo complementario formado por: Zarandas y bandas transportadoras.

4.5.1.2.- TRANSPORTE:

El transporte de los materiales suele hacerse en las vías terrestres casi universalmente en camión. Se exceptúan los acarreos muy cortos o los muy largos; en los primeros, puede utilizarse vagonetas aladas por tractor de llantas y otros elementos similares, en tanto que en los acarreos muy largos, el ferrocarril o el transporte fluvial o marítimo, suelen ser más económicos.

En la explotación de los bancos es fundamental establecer una relación adecuada entre la capacidad de las máquinas removedoras y excavadoras y los elementos de transporte; sólo así podrán evitarse costosas interferencias o tiempos ociosos. Conviene que la capacidad de la caja de los vehículos transportadores sea un múltiplo entero de la capacidad del elemento que excava o carga.

4.5.1.2.1.- EQUIPO:

- 1.- Volquetas

4.5.1.3.- MEZCLADO:

Una vez obtenidos los agregados gruesos y finos, éstos deberán ser combinados y mezclados siguiendo uno de los dos métodos descritos a -

continuación:

a.- Mezcla en planta: Los agregados gruesos y finos son mezclados uniformemente en una planta equipada con tolvas de almacenaje, sistema dosificado de agregados y agua, tanques y bomba para agua, una mezcladora de tambor o de paletas. Se realizan las operaciones adecuadas para obtener los resultados especificados, añadiéndose la cantidad suficiente de agua para conseguir la densidad especificada.

b.- Mezcla en sitio: Algunas ocasiones se permite el mezclado de las fracciones individuales de la sub-base directamente sobre el camino. En este caso, primeramente, se colocan sobre la subrasante el material de granulometría más grueso, con un ancho y espesor uniformes, luego se distribuyen sobre estos, los agregados finos, también en una manera uniforme. Pueden hacerse tantas capas, cuantas sean necesarias para obtener el espesor y la granulometría estipulados. Hecho ésto, se procede al mezclado de los materiales por medio de motoniveladoras, mezcladoras de discos y otras máquinas similares. Durante el proceso de mezclado deberá regarse la cantidad de agua necesaria para obtener la densidad especificada.

Tanto para realizar una mezcla en sitio como para iniciar la distribución de una mezcla hecha en una planta central, la superficie de la subrasante deberá estar completamente terminada y libre de cualquier material suelto o extraño.

4.5.1.3.1.- EQUIPO:

- 1.- Tolvas de almacenaje;
- 2.- Sistema dosificador de agregados y agua;
- 3.- Tanques y bomba para agua;

4.- Mezcladora de tambor o de paletas;

5.- Dosificador de cal hidratada en el caso de sub-bases modificadas clase 2.

4.5.1.4.- COLOCACION:

La sub-base que ha sido mezclada en una planta central deberá ser cargada directamente en volquetas y transportada a la plataforma del camino, evitándose la segregación de los componentes de la mezcla. El material será distribuido en franjas de espesor uniforme para luego ser compactado.

La sub-base deberá ser construída en capas compactadas de espesor no mayor a 15 centímetros. Cuando sea necesario construir la sub-base en más de una capa, el espesor de cada capa debe ser aproximadamente igual y se usarán para cada capa los procedimientos de construcción aquí descritos.

4.5.1.4.1.- EQUIPO:

- 1.- Cajas distribuidoras para las mezclas hechas en una planta central;
- 2.- Motoniveladoras;
- 3.- Mezcladoras mecánicas para efectuar mezclas en sitio;
- 4.- Equipo de colocación automática.

4.5.1.5.- COMPACTACION:

La compactación de la sub-base se hará con rodillos de cilindros lisos y rodillos neumáticos. Se iniciará desde los costados hacia el centro de la vía, traslapando en cada pasada la mitad del ancho de la pasada inmediata anterior y se la deberá continuar hasta obtener la densidad especificada y además una superficie uniforme que esté de acuerdo con las gradientes longitudinales y transversales del proyecto.

4.5.1.5.1.- EQUIPO:

- 1.- Rodillos lisos;
- 2.- Rodillos neumáticos;
- 3.- Rodillos pata de cabra.

4.5.1.6.- CONTROL:

Se comprobará la granulometría de la sub-base mediante los ensayos AASHO T-11 y T-27, los mismos que se llevarán a cabo inmediatamente después del mezclado en la planta o del mezclado final en el camino según el caso.

Los siguientes ensayos se realizarán para controlar la calidad de construcción de las capas de sub-base:

- 1.- Densidad máxima y humedad óptima: ensayo AASHO T-180 y método D.
- 2.- Densidad de campo: ensayo AASHO T-147, o usando equipo nuclear debidamente calibrado.

4.5.1.7.- ACABADO FINAL:

El promedio del espesor de la sub-base terminada deberá ser igual o mayor que el espesor indicado en los planos y en ningún punto el espesor deberá variar de los especificado en más de dos centímetros.

Las cotas de la superficie terminada no podrán variar en más de dos centímetros de las cotas establecidas. Además se comprobará los perfiles longitudinal y transversal por medio de una regla de 3 metros de largo, colocándola respectivamente en un ángulo recto y paralelamente al eje del camino; la separación entre la regla y la superficie no deberá exceder en ningún punto en más de dos centímetros.

4.5.2.- CONSTRUCCION DE SUB-BASES MODIFICADAS:

Para las sub-bases modificadas con limo o arena se utilizará procesos similares a los utilizados en la construcción de sub-bases de agre-

gados.

Los procesos de construcción para sub-bases modificadas con cal hidratada son similares a los usados para la estabilización de subrasantes con cal con la siguiente variación:

- a.- Cuando la mezcla deberá hacerse en una planta central, ésta deberá es
tar equipada con una dosificadora al peso para la cal hidratada; la -
preparación de la sub-base será igual que para una sub-base de agregados,
añadiéndosele además el porcentaje requerido de cal.
- b.- Cuando la mezcla se haga en el sitio, la sub-base a modificarse se co
locará en una capa individual uniforme del ancho y espesor requerido,
luego se distribuirá la cal hidratada y se efectuaran procedimientos simi
lares a los usados para estabilizar subrasantes.

C A P I T U L O V:

C A P I T U L O V

B A S E S:

5.1. DEFINICION

5.2. FUNCIONES

5.3. TIPOS DE BASES

5.3.1. CONSTRUCCION

5.4. BASES ESTABILIZADAS

5.4.1. BASES DE SUELO CEMENTO

5.4.1.1. CONSTRUCCION DE BASES DE SUELO CEMENTO

5.4.1.1.1. MEZCLA EN PLANTA

5.4.1.1.2. MEZCLA EN SITIO

5.4.2. BASES ESTABILIZADAS CON ASFALTO

5.4.2.1. CONSTRUCCION DE BASES ESTABIL ZADAS CON ASFALTO.

5.4.2.1.1. MEZCLA EN PLANTA

5.4.2.1.2. MEZCLA EN SITIO

5.5. PORCENTAJE DE FINOS EN UNA BASE.

C A P I T U L O V

BASES:

5.1. DESCRIPCION (REFERENCIA 1):

La base es la capa que sigue a la sub-base en orden ascendente adoptado, existe una función económica análoga a la discutida para la propia sub-base pues permite reducir el espesor de la carpeta, más costosa.

5.2. FUNCIONES (REFERENCIAS 1 y 2):

La capa base de un pavimento flexible tiene las siguientes funciones:

1.- La principal función de la base es de tipo estructural y consiste en proporcionar un elemento resistente a la acción de las cargas del tránsito y capaz de transmitir los esfuerzos resultantes con un tipo de intensidad adecuada.

2.- La base tiene una importante función drenante, según la que debe ser capaz de eliminar con suma facilidad y rápidamente el agua que llegue a infiltrarse a través de la carpeta asfáltica, así como impedir de una manera radical la ascensión del agua capilar que provenga de los niveles inferiores o sea de la terracería.

5.3.- TIPOS DE BASES (REFERENCIAS 1, 2 y 5):

El material que constituye la base de un pavimento flexible debe ser un material de tipo friccionante y suficientemente provisto de vacíos. La primera cualidad garantiza la resistencia estructural adecuada así como la permanencia de la resistencia al variar las condiciones circunstanciales, como por Ej. al variar el contenido de agua, sólo un material friccionante nos da la debida confianza en todos estos aspectos; un material fino, de tipo cohesivo, de naturaleza arcillosa difícilmente desarrollaría la resistencia apropiada, que se necesita para resistir las cargas de tránsito en aplicación casi directa y, además nos demostraría una re-

sistencia muy variable a los factores circunstanciales ya mencionados. Naturalmente que solamente emplear materiales de tipo friccionante no garantiza la debida resistencia o las debidas características de deformabilidad; es preciso que este material de tipo friccionante, cuyas características potenciales y monolíticas son buenas las adquiera realmente con una adecuada compactación; una vez que el material friccionante ha adquirido la capacidad y trabazón estructural que una buena compactación proporciona, se llega a una base bien adecuada.

Además las características de un material de base suele exigir que a los agregados petreos o fragmentos de tipo rocoso con los que ha de construirse la base se los someta a un verdadero proceso de fabricación, entre los que se menciona y más comunmente es la trituración; esta produce efectos sumamente favorables a la resistencia y la deformabilidad, pues da lugar a que se produzcan partículas con aristas vivas entre las que es importante el efecto de acomodo estructural, que es una de las fuentes principales de resistencia, a la vez que favorece a la deformabilidad.

Otra manipulación muy frecuente en los materiales para base es el cribado, a través del cual se llega a satisfacer un requisito granulométrico pre-fijado.

El efecto de la trituración y el cribado no ha sido suficientemente valorado, de tal manera que es frecuente observar que estas 2 operaciones se toman en cuenta únicamente por que contribuyen a lograr una granulometría apropiada, que es sistemáticamente exigida ya sea por el MOP o por los proyectistas en general, pero tienden a olvidarse bastante más los efectos beneficiosos que se han señalado y que pueden tener repercusiones muy importantes tanto sobre la resistencia como sobre la deformabilidad.

El lavado es otra operación que muchas veces especifica en los proyectos para ser realizada sobre los materiales provenientes de bancos o

de canteras con los que se ha de construir la base. Los efectos benéficos de esta operación son obvios, desde el momento que se eliminan finos que afectarían desfavorablemente la resistencia estructural del conjunto. Dichos finos son siempre indeseables en una base, pues afectan de una manera directa a la resistencia aumentando la deformabilidad y perjudican notablemente la función del drenaje; lo anterior es cierto independientemente de la naturaleza de los finos pero naturalmente lo es mucho más según éstos vayan siendo más arcillosos y más activos desde el punto de vista de la plasticidad.

El MOP tiene especificado todas las características para una buena base y señala también una serie de normas para estabilizar los materiales naturales, que de por sí no son satisfactorios, estos materiales pueden ser: asfalto, cemento o cal.

De acuerdo a la clasificación hecha por el MOP, las bases de agregados se clasifican en las siguientes clases:

- a.- Base Clase 1: Son bases construidas con agregados gruesos y agregados finos triturados en un 100% y mezclados necesariamente en una planta central.
- b.- Base Clase 2: Son bases construidas con el 50% o más de agregados gruesos triturados; también deben ser mezclados necesariamente en una planta central.
- c.- Base Clase 3: Son bases construidas por lo menos con el 25% de agregados gruesos triturados, mezclados preferentemente en una planta central.
- d.- Base Clase 4: Son bases construidas con agregados obtenidos por cribado de piedras o gravas.

Los agregados de los cuatro tipos de bases deben estar compuestos de fragmentos limpios, resistentes y durables; además serán exce-

tos de material vegetal, gramos de arcilla u otro material inconveniente.

Los agregados para las capas de base, deberán graduarse uniformemente a fino y tendrán que cumplir las exigencias de granulometría constante en la tabla 5.1.

Tabla 5.1.: REQUERIMIENTO DE GRADUACION PARA CAPAS DE BASE (REF. 5)

TAMIZ	Porcentaje en peso que pase por los tamices de malla cuadrada métodos AASHO T-11 y T-27			
	CLASE 1	CLASE 2	CLASE 3	CLASE 4
	2" max.	1-1/2 max.		
2"	100	100		100
1-1/2"	70-100	70-100		
1"	55-85	55-85	100	60-90
3/4"	50-80	60-90	70-100	100
3/8"	35-79	45-70	50-80	
N° 4	25-50	30-60	35-65	45-80
N° 10	20-40	20-50	25-30	30-60
N° 40	10-25	10-25	15-30	20-35
N° 200	2-12	2-12	3-15	3-15
				0-15

Los agregados gruesos, es decir la porción de los agregados retenidos en el tamiz N° 4, deberán tener un porcentaje de abrasión no mayor de 40% en la máquina de los Angeles, y no mayor de 12% a los sulfatos.

La porción del agregado que pase el tamiz N° 40 deberá carecer de plasticidad o tener un límite líquido menor que 25 y un índice de plasticidad menor que 6, de acuerdo a lo determinado según AASHO T-89 y T-90.

5.3.1. CONSTRUCCION:

1.- Obtención del material en la mina:

- a) Explotación;
 - b) Triturado;
 - c) Cribado
- 2.- Transporte;
 - 3.- Mezclado;
 - 4.- Colocación;
 - 5.- Compactación;
 - 6.- Control y acabado.

5.4.- BASES ESTABILIZADAS (REFERENCIA 2)

La dificultad de obtener materiales adecuados para base; o la necesidad de mejorarlos incentivó los estudios de estabilización de base.

Una amplia variedad de materiales no son adecuados para el uso en la capa base sino son tratados con estabilizadores adecuados, como cemento - portland, asfalto o cal. Debe considerarse y tomarse en cuenta la estabilización de bases, en razón de las ventajas económicas que, pueden resultar no sólo por el uso de agregados de bajo costo, sino también, por la posible reducción del espesor total del pavimento, debido a que la mayor cantidad usualmente se obtiene en bases estabilizadas.

Los objetivos de la estabilización de bases son los siguientes:

- 1.- Máxima densidad y estabilidad;
- 2.- Prevenir los cambios volumétricos;
- 3.- Permitir la cohesión en materiales secos;
- 4.- Impermeabilizar.

Los métodos de estabilización varían de acuerdo al uso que tendrá la carretera, siendo métodos baratos para caminos de tráfico liviano y costosos y sofisticados para carreteras de tráfico pesado.

Los tipos de bases estabilizadas son las siguientes:

- 1.- Bases de suelo - cemento;
- 2.- Bases estabilizadas con asfalto;
- 3.- Bases de agregados estabilizados con cemento portland;
- 4.- Bases estabilizadas de cal;
- 5.- Bases estabilizadas con cloruro de sodio

5.4.1.- BASES DE SUELO-CEMENTO:

Son bases compuestas de una combinación de suelo, cemento portland y agua, mezclados uniformemente en el sitio o en una planta central.

Los materiales a usarse para base de suelo-cemento será un suelo o grava natural aptos, ya sea de material en sitio de la excavación o de préstamo importado, agua limpia y cemento portland.

Los suelos para base de suelo cemento deberán cumplir los requerimientos de graduación que se indica en la tabla 5.2.

Tabla 5.2.- REQUERIMIENTOS DE GRADUACION DE SUELOS PARA BASE SUELO-CEMENTO (REF. 5)

TAMIZ	Porcentaje en peso que pasa los tamices de malla cuadrada, - métodos AASHO T-27.	
	MEZCLA EN CAMINO	MEZCLA EN PLANTA
3"	100	100
1-1/2"		
1"		
3/4"	60-100	60-100
N° 4		40-75
N° 10	30-100	30-50
N° 40		15-35
N° 200	5-25	5-15

En todos los casos se utilizarán, suelos que tengan un límite líqui-

do menor que 30 y un índice plástico menor que 9.

Los suelos arenosos y gravosos son favorables para base de suelo-cemento, y requieren generalmente de la máxima cantidad de cemento. Estos suelos se pulverizan rápidamente y se mezclan fácilmente, razón por la cual se los puede emplear con amplitud en diferentes condiciones climáticas.

Los suelos limo-arcillosos son satisfactorios para base de suelo-cemento, la cantidad de cemento requerida es mayor mientras más alto sea el contenido de arcilla.

5.4.1.1.- CONSTRUCCION DE BASES DE SUELO-CEMENTO:

Las mezclas para bases de suelo-cemento pueden hacerse de dos formas:

- 1.- Mezcla en planta;
- 2.- Mezcla en sitio.

5.4.1.1.1.- MEZCLA EN PLANTA:

El suelo, el cemento y el agua son combinados uniformemente en una planta central y luego la mezcla preparada es transportada en volquetes al camino, donde se coloca en forma uniforme de manera tal que tenga el ancho y espesor especificados. Inmediatamente antes de la colocación de la mezcla se humedecerá la superficie de la subrasante o sub-base previamente terminada.

Cuando se haya logrado una mezcla uniforme con el contenido de cemento requerido y la humedad óptima, el material deberá ser compactado hasta obtener la densidad especificada. La compactación se hará en capas no mayores de 15 centímetros.

La superficie terminada deberá ser lisa, densa y húmeda; generalmente será necesario efectuar un riego ligero con agua durante el proceso de

conformación y compactación finales.

Al final de cada jornada, se deberá hacer una junta de construcción vertical en todo el espesor de la capa compactada, perpendicular al eje del camino.

Deberá tenerse cuidado especial, para que la base en la proximidad de la junta cumpla plenamente con todos los requisitos correspondientes.

Una vez que haya sido terminada la base de acuerdo a las especificaciones pertinentes, se la deberá curar por uno de los 2 métodos siguientes:

a.- Curado con tierra: La base será cubierta con una capa de tierra de --

por lo menos 5 cm. de espesor que deberá estar humedecida por lo menos por 72 horas y que deberá permanecer colocada por lo menos 7 días.

b.- Curado con material asfáltico: La superficie de la base será cubierta

con uno o más riegos de asfalto diluido o emulsionado a razón de 0.50 a 0.80 litros por metro cuadrado.

Durante el tiempo de curado deberá en lo posible prohibirse el tráfico vehicular, a excepción de los tanqueros o distribuidores necesarios para la hidratación.

Cuando el curado se haya hecho con material asfáltico y se deba permitir el tráfico público, se cubrirá el material asfáltico con una capa de arena limpia.

5.4.1.2.- MEZCLA EN EL SITIO:

Cuando se trata de la construcción de una capa base de suelo-cemento, aprovechando del suelo en el sitio, se sigue el proceso indicado para la estabilización de subrasantes con cemento.

5.4.2.- BASES ESTABILIZADAS CON ASFALTO:

Son bases que se construyen con agregados triturados o cribados, material asfáltico y relleno mineral si fuera requerido.

Los agregados para bases estabilizadas con asfalto, estarán compuestos por partículas resistentes y durables, libres de material vegetal y del exceso de partículas planas, alargadas, blandas o desintegradas, así como de material cubierto, de arcilla u otro material inconveniente. Deberán graduarse de grueso o fino con relleno mineral y tendrán que cumplir las exigencias de graduación de la tabla 5.3., para mezcla en sitio, y de la tabla 5.4. para mezcla en planta central.

Los agregados gruesos deberán tener un porcentaje de abrasión menor de 40. La porción de los agregados que pase el tamiz N°40 deberá tener un I.P. menor que 6; los agregados serán de características tales que al ser impregnados con el material asfáltico, más de un 95% de este material bituminoso quede retenido después de realizado el ensayo de resistencia a la peladura (AASHO T-182).

Los materiales asfálticos pueden ser cementos asfálticos, asfaltos diluidos o asfaltos emulsionados.

Tabla 5.3. REQUERIMIENTOS ESPECIFICADOS DE GRADUACION PARA BASES DE AGREGADOS ESTABILIZADA CON ASFALTO MEZCLA EN SITIO (REF. 5):

TAMIZ	Porcentaje en peso que pasa por los tamices de malla cuadrada métodos AASHO T-11 y T-27.		
	A	B	C
2"	100		
1-1/2"	70-100	100	
1"	55-85	70-100	100
3/4"	50-80	60-90	70-100

Continúa:

Viene tabla 5.3

N° 4	30-60	30-60	35-65
N° 10	20-50	20-50	25-50
N° 40	5-30	5-30	10-30
N° 200	0-5	0-5	0-5

Tabla 5.4. REQUISITOS ESPECIFICADOS DE GRADUACION PARA BASES DE AGREGADOS ESTABILIZADA CON ASFALTO-MEZCLA EN PLANTA CENTRAL (REF.5)

TAMIZ	Porcentaje en peso que pasa por los tamices de malla cuadrada, método AASHO T-11 y T-27.		
	A	B	C
2"	100		
1-1/2"	70-100	100	
1"	55-85	70-100	100
3/4"	50-80	60-90	70-100
3/3"	40-70	45-75	50-80
N° 4	30-60	30-60	55-65
N° 10	20-50	20-50	25-50
N° 40	10-35	10-35	10-30
N° 200	0-5	0-5	0-5

5.4.2.1. CONSTRUCCION DE BASES ESTABILIZADAS CON ASFALTO:

De manera similar que para las bases antes mencionadas, las mezclas para bases estabilizadas con asfalto pueden hacerse en una planta central o en sitio.

5.4.2.1.1. MEZCLA EN PLANTA:

Para la preparación de este tipo de bases se usa un proceso igual al utilizado en construcción de las bases anteriormente descritas; únicamente la planta deberá ser diseñada de tal manera que el asfalto sea

distribuido uniformemente por toda la mezcla de agregados durante el proceso de mezclado final; el tiempo de mezclado será por lo menos 45 segundos.

La temperatura de la mezcla en el momento de la colocación no será menor de 10°C; no deberá colocarse la mezcla cuando esté lloviendo o cuando la superficie a recibir la mezcla esté mojada. Generalmente, antes de colocar la mezcla se aplica a la superficie de la subrasante o sub-base un ligero riego de asfalto diluido como capa ligante.

Inmediatamente después de colocada la mezcla en el camino, se iniciará la compactación en capas no mayores de 10 cm..

Deberán dejarse juntas con cara vertical entre fajas de capa base no colocadas seguidamente.

5.4.2.1.2. MEZCLA EN SITIO:

La colocación y mezclado de los agregados se hará de manera similar que para la construcción de bases de agregados. Una vez mezclados los agregados, se aplicarán uniformemente la cantidad requerida de asfalto; en ningún caso se distribuirá más asfalto que la cantidad que es posible mezclarse con los agregados en el mismo día y todo el material mezclado durante un día deberá ser esparcido y compactado a más tardar al final del día siguiente.

5.5. PORCENTAJES DE FINOS EN UNA BASE:

Un punto que merece singular atención y sobre él no se han unificado criterios de los especialistas es el que se refiere a la conveniencia de que la base de un pavimento flexible contenga o no determinadas cantidades de materiales finos bajo el tamiz N° 200, de la calidad que deba exigirse a dichos finos y de las virtudes o inconvenientes que de su presencia sea dable esperar según los casos.

Como ya se ha señalado la base necesita para su buen comportamiento ante la presencia de las cargas del tránsito una resistencia de tipo friccionante la cual se ve perjudicada por la presencia de finos, tanto más - cuanto mayor sea el contenido de éstos, así como su manera de actuar y -- sus características de plasticidad. Podemos insistir en términos generales que la deformabilidad de la base y de la posibilidad de que se cons-- truya una capa con características de drenaje adecuados. Desde este ángu-- lo, la base debería estar formada por materiales friccionantes puros y -- sin la presencia de finos.

Pero los materiales, naturales triturados, puramente friccionantes y sin finos, al ser compactados formando la base, presentan el problema de que la zona superior de la capa pierde rápidamente su compactación y queda sin ninguna resistencia el desplazamiento lateral de las partículas -- componentes, una vez que la base ha sido terminada. Es un hecho experi-- mentalmente aceptado por los constructores, que la incorporación de cierto porcentaje de finos en una curva granulométrica favorece mucho los inconvenientes anteriores, haciendo la materia más trabajable y de superficie más estable, cuando ésta está expuesta directamente a las cargas del tránsito.

No cabe duda que ciertos porcentajes de finos empleados con el criterio de una estabilización mecánica puedan permitir ahorros de importancia en la construcción y diseño razonables, pero tampoco cabe duda de que el abuso en el empleo de finos es una de las más seguras causas de falla en un pavimento.

C A P I T U L O VI:

CAPITULO VI:

CAPAS DE RODADURA:

6.1. DESCRIPCION

6.2. FUNCIONES Y PROPIEDADES

6.3. TIPOS DE CAPA DE RODADURA

6.4. MATERIALES

6.4.1. AGREGADOS PARA ASFALTO

6.4.2. ASFALTO

6.4.2.1. COMPOSICION QUIMICA

6.5. CAPAS DE RODADURA GRANULARES ESTABILIZADAS CON FINOS

6.6. CAPAS DE RODADURA ESTABILIZADAS CON ASFALTO

6.6.1. TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

6.6.1.1. CAPA DE IMPRIMACION

6.6.1.2. CAPA LIGANTE

6.6.1.3. TRATAMIENTOS SUPERFICIALES SIMPLES Y - MULTIPLES

6.6.1.4. CAPA SELLANTE

6.6.1.5. TRATAMIENTO DE PRESERVACION

6.6.2. MACADAM BITUMINOSO

6.6.3. MEZCLAS ASFALTICAS EN SITIO

6.6.4. HORMIGONES ASFALTICOS

6.6.4.1. MEZCLAS EN FRIOS

6.6.4.2. MEZCLAS EN CALIENTE

C A P I T U L O V I

CAPAS DE RODADURA

6.1.- DESCRIPCION (REFERENCIAS 1, 2 y 3):

La capa final del pavimento sobre la cual circularán los vehículos es la capa de rodadura; por estar en contacto directo con el medio, debe ser la más resistente, mejor acabada y en constante mantenimiento.

La capa de rodadura debe proporcionar al pavimento flexible una superficie de rodamiento estable, capaz de resistir la aplicación directa de las cargas, la fricción de las llantas, los esfuerzos de drenaje los producidos por las fuerzas centrífugas, los impactos, etc. La naturaleza de la capa de rodamiento debe ser tal que resista la acción de los agentes del intemperismo. Es de desear que tenga un color que evite reflejos del sol durante el día y de las luces artificiales durante la noche. Es cada vez mayor la utilización de carpetas de concreto asfáltico de gran espesor por su importante función estructural.

6.2.- FUNCIONES Y PROPIEDADES (REFERENCIAS 1 y 2):

Además de su función principal como elemento estructural del pavimento, la capa de rodamiento cumple las funciones siguientes:

- 1.- Reducir al mínimo la filtración de agua dentro del pavimento;
- 2.- Dar una superficie muy regular y antideslizante para que el tráfico sea cómodo y se pueda conducir a la velocidad de diseño de la carretera;
- 3.- Proteger a la base para evitar que el tráfico la desgaste o la deforme.

6.3.- TIPOS DE CAPAS DE RODADURA (REFERENCIAS 1 y 2):

Las capas de rodadura pueden variar desde suelos mejorados hasta capas de hormigón armado; pueden clasificarse en los siguientes tipos:

- a) Capas de rodadura granulares estabilizadas con finos.- Dentro de este grupo se consideran: subrasantes mejoradas, bases de agregados y bases de macadam -- (excepto el macadam de penetración) que son usadas como capas de rodadura. Se utilizan en carreteras de tráfico muy liviano.
- b) Capas de rodadura estabilizadas con asfalto.- Se las construye en los pavimentos flexibles e incluyen: macadam de penetración, tratamientos superficiales, mezclas en sitio y hormigones asfálticos.
- c) Capas de rodadura formadas por concreto de cemento portland.- En los pavimentos rígidos se usa este tipo de capa con o sin armadura metálica.

Estos 2 últimos tipos de capas de rodadura se utilizan en carreteras con volumen de tráfico considerable y en calles y avenidas de importancia.

6.4.- MATERIALES (REFERENCIAS 2 y 5):

6.4.1.- AGREGADOS PARA ASFALTO:

Los agregados para capas de rodadura bituminosa se compondrán de fragmentos limpios, resistentes y duros; libres de material vegetal y de exceso de partículas planas, alargadas, blandas o desintegrables. Además deben cumplir los siguientes requisitos:

- 1.- Los Agregados Gruesos deberán tener un porcentaje de desgaste no mayor de 40% a 500 revoluciones, determinado según AASHO T-96.
- 2.- La resistencia a los sulfatos debe ser tal que los agregados al ser sometidos al ensayo de sulfato de sodio durante 5 ciclos no pierdan más del 12% del peso.
- 3.- La adherencia entre el asfalto y los agregados debe ser como mínimo 95%.

4.- Según se trate de un tratamiento superficial de una mezcla en sitio o de un hormigón asfáltico, los agregados deberán cumplir con las respectivas exigencias granulométricas.

6.4.2.- ASFALTO:

Los asfaltos pueden provenir ya sea de depósitos naturales de asfalto o de la destilación del petróleo (Cuadro 6.1). Estos últimos sólidos o semisólidos, de color negro o marrón oscuro, que se licuan gradualmente al calentarlos; sus constituyentes principales son betunes, es decir mezclas de hidrocarburos naturales o pirogenados. En los procesos de destilación del petróleo (Fig. 6.1) lo primero que se obtiene son los asfaltos líquidos y luego los cementos asfálticos. Los asfaltos líquidos son mezclas de cemento asfáltico y aceites de poca volatilidad; pueden ser de 3 clases:

- A.- Asfalto líquido de curado rápido (R.C.): Es un cemento asfáltico fluidificado con gasolina;
- B.- Asfalto líquido de curado medio (M.C.): Es un cemento asfáltico fluidificado con kerosene;
- C.- Asfalto líquido de curado lento (S.C.): Es un aceite asfáltico residual o una mezcla de estos aceites con destilados de volatilización lenta.

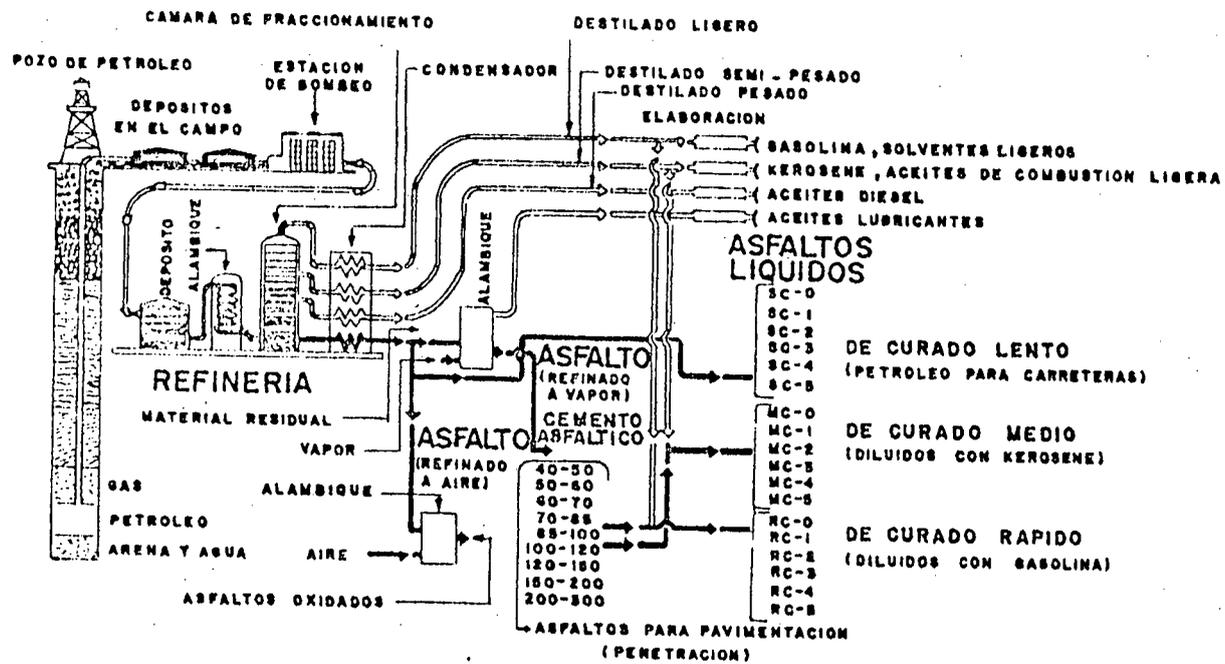
La principal diferencia de estos grados radica en las variaciones de la viscosidad cinemática. La viscosidad varía inversamente con el aumento de diluyente. Todos los asfaltos líquidos deben ser probados en el laboratorio para ver si satisfacen o no las especificaciones previstas.

Los cementos asfaltos consisten en asfalto refinado o una combinación de asfalto refinado y aceite fluidificante de consistencia apropiada para trabajos de pavimentación. Estos cementos asfálticos deben ser probados en el laboratorio para ver si satisfacen o no las especificaciones-

ASFALTOS:

<u>Naturales</u>	Residuos de petróleo por evaporación de los componentes más volátiles, acompañada de transformaciones químicas más o menos intensas, como resultado de la acción de agentes naturales		De roca De lago Asfálticas				
				<u>De Petróleo</u>	Separación del asfalto de petróleos que contienen los constituyentes -- del asfalto en cantidad suficiente, fundamentalmente por concentración.	Por destilación conservativa con ayuda de vacío y vapor.	De reducción Directa
						Por precipitación con solventes selectivos.	De Precipitación
Obtenidos - del petróleo por la acción de - medios artificiales.	Producción de asfalto mediante procesos en los que los constituyentes del asfalto se forman principalmente como resultado de transformaciones químicas de componentes del petróleo.	Por oxidación con aire	Soplados				
		Por cracking	Craqueados				

CUADRO 6.1.



REPRESENTACION ESQUEMATICA DEL PROCESO DE REFINACION DEL PETROLEO, Y OBTENCION DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ASFALTOS EMPLEADOS EN PAVIMENTACION.

Fig. 6.1. (Ref. 2)

previstas.

6.4.2.1.- COMPOSICION QUIMICA:

Investigaciones que se han llevado a cabo en los asfaltos, se ha observado que estos se comportan como sistemas coloidales, agrupándolos por lo tanto a los asfaltos entre los denominados coloides.

De acuerdo con la química coloidal, un coloide es un sistema constituido por un medio de dispersión o fase continua y una fase dispersa en estado de gran subdivisión y en suspensión en el primer medio. La presencia de la fase dispersa confiere al conjunto las propiedades específicas de un sistema coloidal.

El asfalto está constituido por Asfaltenos (fase dispersa) y Maltenos (medio de dispersión). De acuerdo a la definición de coloide, quien proporcionará las características de coloide a un asfalto serán los asfaltenos; los sistemas que tengan únicamente maltenos, se comportarán como simples líquidos viscosos.

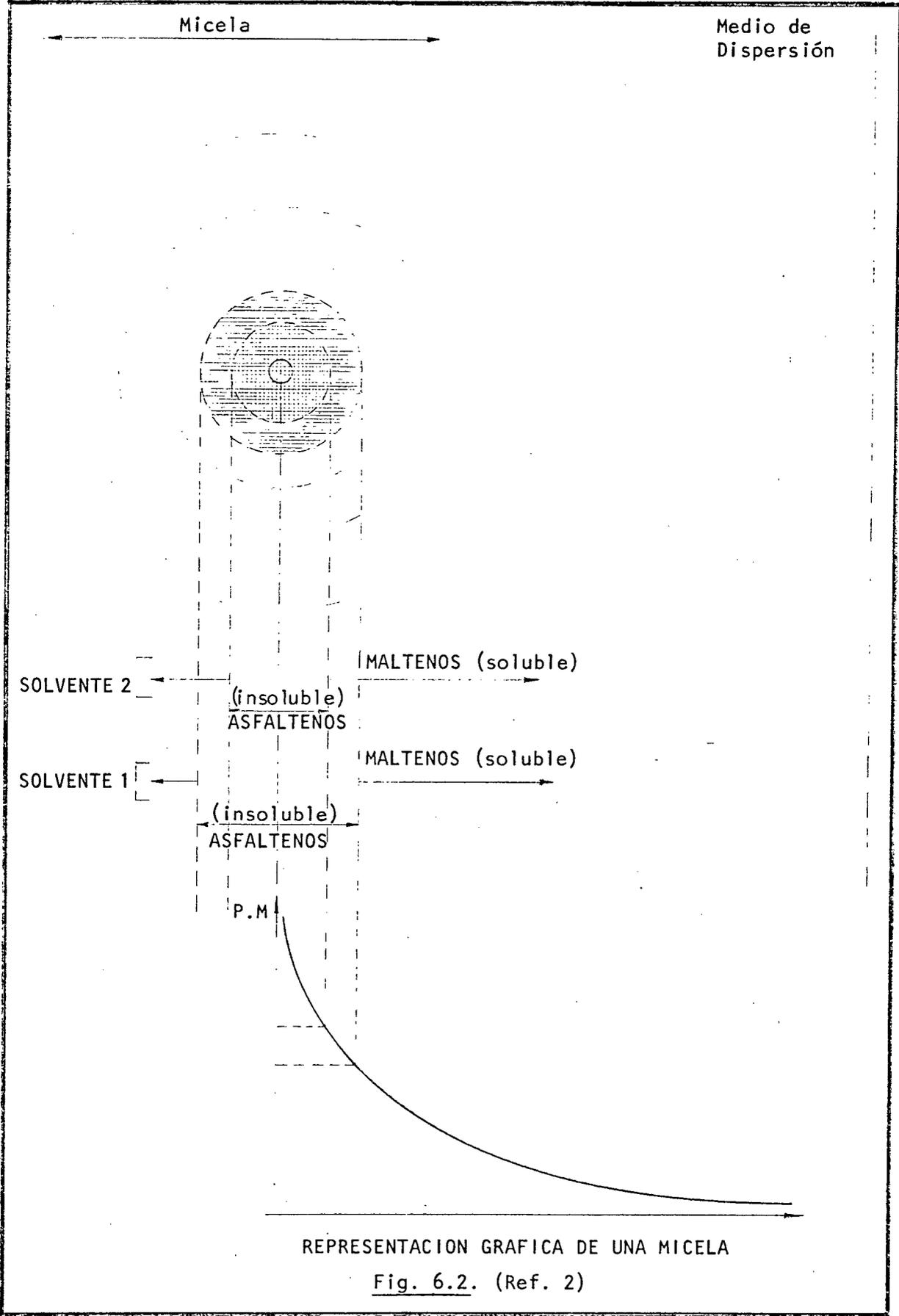
Se podría definir a los asfaltenos como la agrupación de hidrocarburos de alto peso molecular e insolubles; y que por el contrario los maltenos serán los de bajo peso molecular y solubles entre sí.

No existe, como es lógico imaginar, un límite definido entre los asfaltenos y maltenos, existiendo entre estos un sector de transición compuesto por hidrocarburos con un peso molecular intermedio.

El conjunto formado por los asfaltenos lo denominaremos "Micela" y al formado por los maltenos se le asignará el nombre de "Fase Intermicelar".

Esquemáticamente podríamos representar esta distribución de la siguiente forma: Fig. 6.2.

Los círculos concéntricos indican la distribución de los componen--



REPRESENTACION GRAFICA DE UNA MICELA

Fig. 6.2. (Ref. 2)

tes como consecuencia de fuerzas de absorción (Atracción) cuya intensidad disminuye hacia el "Medio de dispersión" en forma gradual, hasta desaparecer por completo en dicho medio (Trazos rectos).

El esquema descrito anteriormente es solamente ilustrativo y con el mismo caracter se ha dibujado una curva (no es curva experimental) en un sistema de ejes coordenados, en el cual las ordenadas representan el peso molecular medio (P.M.) de los componentes en función de la distancia d -- (abscisas) al centro de la partícula. La curva deberá tener aproximadamente la forma indicada, tendiendo asintóticamente a un valor mínimo correspondiente al peso molecular medio del líquido intermicelar o medio de dispersión, que se encuentra fuera de la zona de influencia de las partículas.

6.5.- CAPAS DE RODADURA GRANULARES ESTABILIZADAS CON FINOS (REF. 5):

Propiamente hablando estas superficies no constituyen capas de rodadura pero están incluidos en la clasificación por cuanto son usadas como tales en carreteras de poca importancia.

Dentro de este grupo podrían considerarse, subrasantes mejoradas, bases de agregados y de macadam usados como capas de rodadura. La descripción y construcción de cada una de estas capas se hizo en los capítulos anteriores.

6.6.- CAPAS DE RODADURA ESTABILIZADAS CON ASFALTO (REF.5):

El término capa de rodadura bituminosa abarca diversas aplicaciones de asfalto y asfalto-agregado, generalmente de espesor reducido, a cualquier clase de superficie de carretera (Fig. 6.1.)

Los tipos de capas de rodadura bituminosa van desde una simple y ligera aplicación de asfalto líquido hasta mezclas sofisticadas como son los hormigones asfálticos. Una clasificación simplificada de estas super

ficies es la siguiente:

a) Tratamientos superficiales:

- 1.- Capa de imprimación;
- 2.- Capa ligante;
- 3.- Tratamientos superficiales simples y múltiples;
- 4.- Capa sellante;
- 5.- Tratamiento de preservación.

b) Macadam Bitumitoso.

c) Mezclas asfálticas en sitio.

d) Hormigones asfálticos:

- 1.- Mezclados en frío;
- 2.- Mezclados en caliente.

Varios comentarios pueden hacerse con respecto a esta clasificación. En primer lugar las superficies han sido clasificadas aproximadamente en orden de su incremento de costo, también puede decirse que la clasificación considera un orden respecto al incremento de complejidad de los procesos de construcción. Tanto la capa de imprimación, como la capa ligante, no son propiamente superficies de rodadura y se los incluye en esta clasificación por su naturaleza y su función en la construcción de capas de rodadura bituminosas.

6.6.1.- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES (Cuadro 6.2):

6.6.1.1.- CAPA DE IMPRIMACION:

Cuando se va a construir una superficie bitumitosa sobre una ba se granular, debe colocarse sobre ésta, una capa de imprimación. Este -- trabajo consiste en el suministro y distribución de un material asfáltico sobre una superficie previamente preparada y aprobada. En ciertos casos-- comprenderá también la aplicación de una capa delgada de arena inmediata-

CUADRO 6.2.

		T I P O	COSTO	PROCESO DE CONSTRUCCION	TRAFICO	
CAPAS DE RODADURA SIMPLES	TRATAMIENTOS SUPERFICIALES	IMPRIMACION Y LIGA	Bajo	Fácil	Liviano	
		TRATAMIENTOS SUPERFICIALES SIMPLES Y MULTIPLES	Bajo	Fácil	Liviano	
		CAPA SELLANTE	Bajo	Fácil	Liviano	
	ASFALTO MINERAL O DE ROCA		Bajo	Fácil	Liviano	
	MACADAM BITUMINOSO		Bajo	Fácil	Liviano	
CAPAS DE RODADURA MEDIAS	MEZCLAS REALIZADAS EN LA CARRETERA (incluye a las construidas con plantas-móviles)	GRANULOMETRIA ABIERTA	Medio	Medio	Medio	
		GRANULOMETRIA CERRADA	Medio	Medio	Medio	
		ARENA - ASFALTO MEZCLADOS EN SITIO	Medio	Medio	Medio	
	PLANTAS MEZCLADORAS DE ASFALTOS GRADO INTERMEDIO EN FRIO.	GRANULOMETRIA ABIERTA	Medio	Medio	Medio	
		GRANULOMETRIA CERRADA	Medio	Medio	Medio	
		CONCRETO ASFALTICO	Alto	Difícil	Pesado	
CAPAS DE RODADURA COMPLEJAS	PLANTAS MEZCLADORAS DE ASFALTOS DE ALTO GRADO	MEZCLAS EN CALIENTE DISTRIBUIDAS EN CALIENTE.	MORTERO ASFALTICO	Alto	Difícil	Pesado
		ASFALTO DE ARENA	Alto	Difícil	Pesado	
		MEZCLAS EN FRIO DISTRIBUIDAS EN FRIO	Alto	Difícil	Pesado	

mente después de la aplicación del material bituminoso.

Las funciones de la capa de imprimación son las siguientes:

- 1.- Impermeabilizar a la base impidiendo la entrada de agua superficial - hasta que se coloque la capa de rodadura;
- 2.- Unir la base con la capa de rodadura.

El material usado para la imprimación es el asfalto líquido de baja viscosidad; es importante que el material usado tenga cualidades de penetración altas. De los materiales asfálticos, los grados MC-30 y MC-70 -- son probablemente los más usados. El grado MC-30 se lo usa generalmente para imprimir superficies densas, mientras que el MC-70 se lo usa para bases de textura más abierta. El grado MC-250 es recomendado en algunos casos, así como también los asfaltos de curado lento de grado SC-70 y SC-250. En algunas superficies muy abiertas puede aplicarse el asfalto de curado rápido RC-70.

La cantidad de asfalto a usarse, varía considerablemente dependiendo del material seleccionado y de las condiciones de trabajo. Como criterio general puede decirse que la imprimación requiere de 1 a 2.5 lts/m² y la temperatura de colocación varía entre 60°C y 90°C.

CONSTRUCCION:

Para iniciar la distribución del asfalto la superficie a regarse deberá haber sido aceptada y estar libre de cualquier material suelto o de otro modo objetable. La distribución se hará cuando la superficie esté seca o ligeramente húmeda y cuando la temperatura ambiente sea mayor de 15°C. Si el asfalto no ha sido absorbido en 24 horas después de su aplicación, deberá colocarse sobre la superficie una cantidad suficiente de arena para secar el exceso de asfalto, o también para protegerlo de posibles daños debido a lluvias, antes de la penetración completa del mate---

rial asfáltico o para facilitar el tránsito. No se permitirá el libre -- tránsito sobre una superficie imprimada hasta que el material bituminoso haya penetrado o haya sido cubierto. Si fuere necesario se podrá autorizar el paso del tránsito al cabo de por lo menos 4 horas después de la im primación. Deberá mantenerse la capa imprimada durante un plazo mínimo - de 5 días antes de cubrirla con la capa siguiente.

El equipo a utilizarse en este trabajo consistirá como mínimo en -- una barredora mecánica y un distribuidor a presión para la aplicación del material asfáltico.

6.6.1.2.- CAPA LIGANTE:

Una capa ligante consiste en la aplicación de un material bituminoso a una superficie existente con el objeto de conseguir adherencia - entre dicha superficie y la capa asfáltica a colocar. Generalmente esta capa no es necesaria cuando, la capa de rodadura es un tratamiento superficial simple o múltiple'

Un considerable número de materiales bituminosos son usados como ca pas ligantes. Los asfaltos líquidos de grados RC-70 hasta RC-250 son comúnmente usados al igual que los de grado MC-250.

La cantidad de asfalto a usarse varía de 0.15 a 0.45 lts/m² de ---- acuerdo a la condición de la superficie.

CONSTRUCCION:

La superficie a recibir la capa ligante deberá ser limpiada para -- eliminar el polvo y materiales sueltos; hecho esto se distribuirá el as-- falto a la temperatura especificada para cada tipo. El asfalto se distri buirá cuando la superficie a tratarse esté seca y el tiempo bueno. El -- riego de la capa ligante se efectuará dentro de las 24 horas antes de colocar la capa de recubrimiento; se dejará secar el asfalto hasta que ten-

Los materiales bituminosos que pueden ser usados incluyen asfaltos - de curado rápido, cementos asfálticos con grados de penetración entre 200 y 300 y emulsiones asfálticas que cumplan con los requisitos establecidos.

Las cantidades aproximadas de material para tratamientos superficiales bituminosos cuando se usa asfalto diluido o cemento asfáltico se encuentran en la Tabla 6.2. cuando se usan emulsiones asfálticas las cantidades aproximadas constan en la Tabla 6.3.

Los pesos indicados en las tablas corresponden a los agregados que tengan un peso específico de 2.65. Puede utilizarse la misma tabla si el peso específico fluctúa entre 2.55 y 2.75; caso contrario deberán hacerse las correcciones necesarias multiplicando el peso indicado en las tablas por la relación del peso específico de los agregados a utilizarse con respecto a 2.65.

CONSTRUCCION:

Una vez que la base haya sido debidamente imprimada se limpiará la superficie y se iniciará la distribución del asfalto en las cantidades y temperaturas especificadas con un distribuidor a presión. Antes de que se enfríe el asfalto se colocará la capa de agregados (para los tratamientos se utilizan asfalto emulsionado, excepto los E-1, se colocará la capa de agregados antes de distribuir el asfalto). La aplicación de los agregados deberá hacerse con un esparcidor sobre todo el ancho del carril, y en una capa uniforme. La superficie de los agregados al momento de esparcirlos deberá estar seca o ligeramente húmeda, pero no se permitirá que esté mojada.

Inmediatamente después de esparcidos los agregados se procederá a la compactación con rodillos lisos que pesen entre 5 y 8 toneladas; el rodillado se iniciará de los costados hacia el centro, de manera que cada pasada se superponga a la anterior en un 50%. Se darán tantas pasadas cuan

tas sean necesarias para lograr una superficie compacta y uniforme, sin que se triture de manera significativa a los agregados. Hecho ésto, se proseguirá la compactación con los rodillos neumáticos hasta lograr la completa incrustación de los agregados en el material bituminoso y obtener una capa densa pareja y uniforme.

Tabla 6.2. Cantidades aproximadas de materiales por Metro Cuadrado, utilizando Asfalto Diluido o Cemento Asfáltico, para Tratamientos Superficiales Bituminosos (Tipo T S B).

MATERIALES A UTILIZARSE	DESIGNACION DEL TIPO DE TRATAMIENTO					
	TSB-1	TSB-2A	TSB-2B	TBS-2C	TBS-3	TBS-4
PRIMERA CAPA:						
Litros de material bituminoso	1,40	1,00	1,20	0,70	1,40	0,90
Kilogramos de agregados:						
Graduación E.....	13,5					
Graduación D.....		13,5				
Graduación C.....			19,0			
Graduación B.....				21,5	27,0	
Graduación A.....						38,0
SEGUNDA CAPA:						
Litros de material bituminoso		0,60	1,10	1,40	1,60	1,80
Kilogramos de agregados:						
Graduación F		5,5	8,0			
Graduación D				6,5		
Graduación E					11,0	
Graduación C						11,0
TERCERA CAPA:						
Litros de material bituminoso				0,70		0,90
Kilogramos de agregados:						
Graduación F				4,5		6,5

Viene tabla 6.2.

	TSB-1	TSB-2A	TSB-2B	TNS-2C	TBS-3	TBS-4
CUARTA CAPA:						
Litros de material bitumitoso						0,90
Kilogramos de agregados:						
Graduación G.....						4,5
TOTALES:						
Material Bituminoso, Ltrs.:	1,40	1,60	2,30	2,30	2,80	4,5
Agregados, Kgs.:	13,4	19,0	27,0	32,5	38,0	60,0

TABLA: CANTIDADES APROXIMADAS DE MATERIALES POR METROS CUADRADOS UTILIZANDO ASFALTO EMULSIONADO:

MATERIAL A UTILIZARSE	DESIGNACION DEL TIPO DE TRATAMIENTO					
	E-1	E-2	E-3A	E-3B	E-3C	E-
PRIMERA CAPA:						
Litros de material bituminoso	1,60	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Kilogramos de agregados:						
Graduación E.....	13,5					
Graduación D.....		13,5				
Graduación C.....			16,5			
Graduación B.....				19,5	21,4	
Graduación A.....						38,0
SEGUNDA CAPA:						
Litros de material bituminoso		2,00	1,60	2,00	2,30	1,
Kilogramos de agregados:						
Graduación F.....		5,5	5,5			
Graduación E.....				9,0	11,0	11,
TERCERA CAPA:						
Litros de material bituminoso			1,10	1,10	1,10	2,
Kilogramos de agregados:						
Graduación F.....			5,5	4,5	5,5	6

Viene tabla 6.3.

	E-1	E-2	E-3A	E-3B	E-3C	E-
CUARTA CAPA:						
Litros de material bituminoso						1,
Kilogramos de agregados:						
Graduación G.....						4,
TOTALES:						
Material bituminoso, Ltrs.:	1,60	2,00	2,70	3,10	3,40	4,
Agregados, Kgs.:	13,5	19,0	27,5	33,0	38,0	60,

Terminada la compactación se podrá abrir el tramo tratado al tránsito público siempre y cuando se lo controle con un carro guía para un período de por lo menos 6 horas asegurándose que la velocidad de los vehículos no sobrepase los 30 Km/h.

Tratándose de un tratamiento superficial simple, lo antes mencionado es todo el proceso: en caso de tratamientos múltiples deberán repetirse los mismos pasos después de 24 horas. En cada riego de agregados, estos deberán ser cada vez más finos.

Si ocurre una exudación del asfalto a la superficie después de que se haya abierto el tránsito, el tramo terminado se deberá cubrir el área afectada con agregados adicionales o con arena limpia.

6.6.1.4.- CAPA SELLANTE:

Una capa sellante es un tratamiento superficial muy delgado, generalmente de espesor menor de 1-1/2 pulgada. Las capas de sello son aplicadas como el paso final en la construcción de varios tipos de capas de rodadura bituminosas, siendo sus principales propósitos impermeabilizar y sellar la superficie. También se los usa para reavivar y modificar la lisura de viejas superficies bituminosas.

Las capas sellantes pueden ser de dos clases: sellos tipo corriente y sellos de lechada asfáltica.

a) Sellos de tipo corriente:

Consisten en una simple aplicación de material fino asfáltico sólo o cubierto por una ligera capa de agregados finos o arena.

Los materiales utilizados para estos sellos son: el asfalto emulsionado grado SS-1 diluido con agua y los agregados. Estos últimos a más de cumplir los requerimientos generales para agregados de capas de rodadura bituminosas, deberán satisfacer la granulometría de la Tabla 6.4..

Tabla 6.4. REQUERIMIENTOS ESPECIFICADOS DE GRADUACION PARA AGREGADOS DE CAPAS DE SELLO (REF. 5)

TAMIZ	REQUERIMIENTOS EN PESO QUE PASA POR LOS TAMICES DE MALLAS - CUADRADAS METODOS AASHO T-11 y T-27.			
	Agregado Natural	Agregado		Triturado
		A	B	
1/2"	--	--	--	100
3/8"	100	100	100	90-100
N° 4	85-100	85-100	60-100	10-30
N° 8	--	0-25	0-10	0-8
N° 50	0-2	-	-	-
N° 200	0-5	0-2	0-2	0-2

Las cantidades aproximadas de material asfáltico y agregados para capas de sello constan en la tabla 6.5.

Tabla 6.5. CANTIDADES DE MATERIALES POR METRO CUADRADO PARA CAPAS DE SE
LLADO TIPO CORRIENTE (REF. 5):

	Sello bituminoso	Sello con agrega dos naturales.	Sello con agre gados trituradora- dos.
Litros de material bituminoso	0.25-0.45	0.60-1.05	0.75-1.25
Kilos de agregados	00	7.0 -10.5	8.5-13.5

La construcción de esta capa requiere de pasos y equipo similares a los utilizados para construir un tratamiento superficial bituminoso.

b) Sellos de lechada asfáltica:

Consisten en la colocación de una mezcla de emulsión asfáltica, agrega dos finos y agua sobre un pavimento existente.

Los materiales usados para estos sellos son una emulsión asfáltica - grado SS-1, agregados finos que cumplan los requerimientos granulométricos de la Tabla 6.6 y agua similar a la utilizada para hormigones.

Tabla 6.6. REQUERIMIENTOS ESPECIFICADOS DE GRADUACION PARA AGREGADOS DE
LECHADA ASFALTICA (REF. 5):

TAMIZ	Porcentaje en peso que pasa por los tamices de malla cuadrada métodos AASHO T-11 y T-27.
N° 4	100
N° 8	95-100
N° 16	60-90
N° 30	40-65
N° 50	25-45
N° 100	15-30
N° 200	10-20

Aproximadamente deberán usarse las siguientes cantidades de materiales:

Agregado con relleno mineral si fuera requerido..... 100 Kg.
 Emulsión asfáltica..... 19.5-24 Ltrs.
 Agua inclusive la de los agregados..... 11 litros.

Para iniciar la construcción de esta capa la superficie a ser tratada deberá limpiarse totalmente. Antes de aplicar la lechada el pavimento deberá humedecerse, o alternativamente, se efectuará un riego ligante preparado con una parte de asfalto emulsionado y 3 partes de agua que se aplicará a razón de 0.35 a 60 lts/m². La lechada se colocará cuando la temperatura atmosférica sea mayor de 25°C y cuando el tiempo no sea lluvioso ni neblinoso. La mezcla distribuída sobre el pavimento deberá ser homogénea y uniforme y de aproximadamente 3 milímetros de espesor. Se deberá proteger la lechada de cualquier daño debido a la circulación del tránsito hasta que se haya curado lo suficiente para no ser levantada por las llantas; el tiempo de curado variará desde 1/2 hora en climas cálidos hasta 3 ó 4 horas en climas fríos.

El equipo utilizado para la construcción de estos sellos consta de: una barredora mecánica, un distribuidor de agua, una mezcladora y un cajón distribuidor.

6.6.1.5.- TRATAMIENTO DE PRESERVACION:

Es un doble riego bituminoso con capas secantes.

Se colocará una capa bituminosa de 0.6 a 0.75 Gal./yd², luego deberá reposar 4 horas, para aplicar material de secado.

Después de 5 días se aplicará otra capa bituminosa y un nuevo material de secado.

Después de cada aplicación de material de secado debe rodillarse.

Es importante eliminar todo material suelto.

La medición y pago se hace por volúmenes.

6.6.2.- MACADAM BITUMINOSO:

El término macadam bituminoso se refiere a los pavimentos de macadam en los cuales los agregados son unidos por un material bituminoso.

Los agregados utilizados en este tipo de capas deben ser completamente uniformes y libres de polvo, piezas alargadas y otros elementos inconvenientes. Además deben cumplir los requisitos granulométricos de la Tabla 6.7.

Los materiales asfálticos utilizados pueden ser cementos asfálticos, con grados de penetración 85-100 y 120-150 calentados a temperaturas no mayores de 180°C, emulsiones asfálticas y asfaltos de curado rápido.

Los pasos a seguirse para la construcción de estas capas de rodadura son:

- 1.- Distribución y compactación del agregado grueso;
- 2.- Aplicación inicial del material bituminoso;
- 3.- Distribución y compactación del agregado fino;
- 4.- Aplicación de la capa sellante.

Tabla 6.7. REQUERIMIENTOS DE GRADUACION PARA AGREGADOS DE MACADAM BITUMINOSO (REF. 5):

TAMIZ	Porcentaje en peso que pasa por los tamices de malla cuadrada métodos AASHO T-11 y T-27.
<u>Agregado grueso:</u>	
2-1/2"	100
2"	95-100
1-1/2"	35-70
1"	0-15
1/2"	0-5

Viene tabla 6.7.

<u>Agregado Intermedio:</u>	
1"	100
3/4"	95-100
1/2"	20-55
3/8"	0-15
N° 4	0-5

6.6.3.- MEZCLAS ASFÁLTICAS EN SITIO:

Las mezclas asfálticas en sitio son capas de rodadura utilizadas en carreteras de tráfico liviano; su costo es moderado y como procesos de construcción no son muy complicados. Se utilizan mucho como bases o sub-bases asfálticas. En nuestro país han sido poco utilizadas pese a los -- buenos resultados obtenidos. El trabajo consiste en la construcción de -- capas de hormigón asfáltico, mezclado en el camino y colocado sobre una -- capa base o pavimento existente.

De acuerdo al tamaño del agregado, las mezclas asfálticas pueden -- ser clasificadas en 3 tipos:

- 1.- Mezclas abiertas: Las que utilizan un tamaño uniforme de material; se colocan en capas de 1 a 3 pulgadas.
- 2.- Mezclas cerradas: Las que utilizan materiales de diferentes tamaños -- desde 1-1/2 pulgadas hasta finos, generalmente se -- colocan en capas desde 2 hasta 3 pulgadas pero se han construido ca-- pas de hasta 12 pulgadas de espesor.
- 3.- Mezclas de arena: Se forman por la combinación de arena con asfalto -- líquido; el espesor de esta capa varía por lo gene-- ral entre 3 y 6 pulgadas. Son excelentes bases para pavimentos.

Tanto los materiales como los pasos a seguirse para la construcción de mezclas abiertas son básicamente iguales a los empleados en la construcción de capas de macadam bituminoso.

Las mezclas cerradas que son las más usadas en nuestro país, requieren para su construcción de algún material asfáltico o agregados. Generalmente se utilizan los asfaltos líquidos de grados RC-250 y RC-200, los asfaltos de curado medio (MC-250 y MC-800) y las emulsiones asfálticas.

Los agregados a utilizarse pueden ser de tres tipos:

- Agregados tipo A: compuestos de material triturado 100%;
- Agregados tipo B: compuesto de material triturado por lo menos el 50%;
- Agregados tipo C: compuestos de material no necesariamente triturado pero con suficiente aspereza que satisfaga los requerimientos de estabilidad.

Estos agregados, a más de cumplir con las condiciones de calidad generales establecidas para capas de rodadura bituminosas, deben satisfacer los requisitos granulométricos de las Tablas 6.8 y 6.9..

Las cantidades de material bituminoso pueden variar del 2% al 4% -- y de 0.6 a 1 galón por metro cuadrado para la mezcla y 0.2 galones por metro cuadrado para el sellado. El material petreo se colocará de 80 a 120 libras por metro cuadrado para la mezcla y de 15 a 20 libras por metro cuadrado para el sellado.

CONSTRUCCION:

Para iniciar la construcción de esta capa de rodadura, la base deberá estar debidamente imprimada, o en caso necesario, deberá recibir una capa ligante, antes de la colocación del hormigón asfáltico. Hecho esto, se colocarán sobre la superficie los agregados (3.5% de humedad), ya sea-

previamente mezclados de una planta, o en fracciones individuales para -- ser combinados en el sitio por medio de mezcladoras móviles o motoniveladoras; cuando los agregados estén perfectamente mezclados, se añadirá el asfalto en las proporciones antes mencionadas y en cantidad tal que cumpla con una de las fórmulas establecidas para este rubro.

El asfalto se aplicará en el número de riegos especificado hasta obtener la proporción fijada en la fórmula maestra. Para iniciar la dis--tribución del asfalto, los agregados deberán tener un contenido de humedad menor del 12% y la temperatura ambiental deberá ser mayor de 15°C.

Una vez mezclados los agregados y el asfalto se iniciará la compactación con rodillos lisos cuyo peso sea de 10 a 12 toneladas y luego se procederá a la compactación con rodillos lisos para obtener la densidad re--querida. La compactación se efectuará en capas no mayores de 7 cm.

Las juntas de construcción entre gajas de hormigón asfáltico colocadas no seguidamente deberán ser cortadas en forma regular y con cara vertical, observándose que la capa terminada en la proximidad de una junta -cumpla plenamente con todos los requisitos correspondientes.

En algunos casos será necesario colocar una capa de sello sobre la -superficie de hormigón mezclado en el camino. Dicha capa se colocará por lo menos 8 días después de abrir el tránsito público la carpeta de hormi--gón asfáltico.

Es necesario que en la capa terminada quede la suficiente cantidad -de vacíos para que trabaje bien frente a la contracción, expansión y cambios de clima.

Este tipo de capa de rodadura se utiliza también para restaurar pavimentos rígidos.

6.6.4.- HORMIGONES ASFALTICOS:

Los hormigones asfálticos constituyen el tipo más sofisticado de capas de rodadura bituminosas. Por lo general son preparadas en una planta central y se los usa en carreteras de importancia que soportan volúmenes de tráfico muy altos y que están sujetos a severas condiciones de servicio. Si son bien diseñadas y construidas y si están asentadas sobre una base firme pueden tener una vida útil de 20 años o más.

El espesor de estas superficies puede variar desde menos de 1 pulgada hasta varias pulgadas, dependiendo del tipo de superficie y su propósito.

La composición de estas mezclas es más rígidamente controlada y especificada que otros tipos de superficies bituminosas. Igualmente la preparación, colocación y terminado de la mezcla es hecha bajo normas de calidad más exigentes. Las superficies de este tipo son generalmente más costosas que las descritas anteriormente.

Los hormigones asfálticos pueden ser definidos como mezclas íntimas de:

- 1.- Agregado grueso;
- 2.- Agregado fino;
- 3.- Relleno mineral;
- 4.- Cemento asfáltico.

La carpeta construida de esta manera debe tener las siguientes características: estabilidad, duración, antideslizante y económico. Pueden ser de dos clases:

- 1.- Mezclas en frío;
- 2.- Mezclas en caliente.

6.6.4.1.- MEZCLAS EN FRÍO:

Los hormigones asfálticos mezclados en frío se los utiliza en -

TABLA 6.8 EXIGENCIAS DE GRADUACION PARA AGREGADOS PARA CAPAS
DE SUPERFICIE DE HORMIGON ASFALTICO (REF. 5)

T A M I Z	3/4" (9.5 mm) M A X I M O			1/2" (12.7 mm) M A X I M O			3/8" (9.53 mm) Max.	N° 4 (4.75 mm) Max.
	Grueso	Medio	Fino	Grueso	Medio	Fino		
1" (25,4 mm)	100	100	100					
3/4" (19,0 mm)	95-100	95-100	95-100	100	100	100		
1/2" (12,7 mm)	-	-	-	95-100	95-100	95-100	100	
3/8" (9,5 mm)	60-75	65-80	70-85	75-90	80-95	80-95	95-100	100
N° 4 (4,75 mm)	40-55	45-60	50-65	50-67	55-72	58-75	65-85	95-100
N° 8 (2,38 mm)	27-40	30-45	37-52	35-50	38-55	43-60	40-70	70-80
N° 30 (0,60 mm)	12-22	15-25	18-30	15-30	18-33	20-35	38-40	35-50
N° 200 (0,075 mm)	3-6	3-7	4-10	4-7	4-8	6-12	7-14	7-16

TABLA 6.8

TABLA 6.9. REQUERIMIENTOS DE GRADUACION PARA AGREGADOS DE HORMIGON
ASFALTICO (REF. 5)

(De Aplicación Recomendada)

T A M I Z	T I P O A		T I P O B			T I P O C			ARENA
	100% TRITURADA		50% TRITURADA						
	1-1/2"	3/4"	1-1/2"	3/4"	1/2"	1-1/2"	3/4"	3/8"	
1-1/2" (38,1 mm)	100		100			100			
1" (25,4 mm)	--		--			--			
3/4" (19,0 mm)	60-100	100	60-100	100		60-100	100		
1/2" (12,7 mm)	--	--	--	90-100	100	--	90-100	100	
3/8" (9,5 mm)	--	70-90	--	--	75-95	--	--	90-100	
N° 4 (4,75 mm)	30-50	50-70	30-50	40-60	50-75	30-50	40-60	63-85	100
N° 8 (2,38 mm)	26-45	45-60	26-45	35-55	40-60	--	35-55	55-75	85-100
N° 30 (0,60 mm)	12-24	18-32	12-34	15-30	15-30	12-24	15-30	27-40	40-60
N° 200 (0,075 mm)	3-6	4-7	3-6	4-8	5-9	3-6	4-8	5-9	10-15

TABLA 6.9

carreteras alejadas de la planta central (en esta planta los agregados no necesitan pasar por un secador antes de su mezcla) o donde se desea almacenar la mezcla en grandes cantidades para usos futuros ya que su curado es tan lento, que luego de muchos años se la puede utilizar luego de un mezclado previo.

Las temperaturas usadas en la preparación de estas mezclas son relativamente más bajas que las usadas en la preparación de mezclas en caliente y además se las diseña para ser colocadas a la temperatura ambiente. Para su construcción requieren de agregados que satisfagan las especificaciones previstas, cemento asfáltico, licuantes y limo hidratado; también puede usarse como material bituminoso, asfalto pulverizado mezclado con algún material viscoso. El cemento asfáltico generalmente usado es el de grado 85-100; el licuante es un destilado del petróleo que debe cumplir con las exigencias de la AASHO. El asfalto pulverizado es un cemento asfáltico muy duro con una penetración menor de 3 a 25°C. Se utilizan también asfaltos MC, SC y Asfaltos Líquidos.

6.6.4.2.- MEZCLAS EN CALIENTE:

Los hormigones asfálticos mezclados en caliente requieren de agregados y de cemento asfáltico semisólido para su construcción. Los agregados deben cumplir los requerimientos generales para capas de rodadura bituminosas y además los requisitos granulométricos de las tablas 6.7. y 6.8.

Se recomienda utilizar cementos asfálticos con grados de penetración 60-70 para carreteras de tráfico pesado en climas cálidos y 85-100 para otras condiciones climáticas; para tráficos livianos se recomiendan los grados 85-100 excepto en los climas fríos donde se sugieren los grados 120-150.

La combinación de las diferentes clases de agregados y el proporcio-

namiento con el asfalto debe hacerse de manera precisa para obtener una mezcla que cumpla con todas las características de un hormigón adecuado.

Con este fin se han desarrollado 3 métodos de diseño de mezclas:

- Método Marshall;
- Método Hubbard-Field;
- Método Hveem.

CONSTRUCCION:

Para la preparación del hormigón asfáltico se requiere de una planta para mezclado cuyo rendimiento varía de 40 a 200 toneladas por hora. La planta deberá constar de las siguientes partes:

- 1.- Tanques para almacenamiento del material bituminoso, equipadas convenientemente para permitir el calentamiento del asfalto hasta las temperaturas especificadas.
- 2.- Depósitos calientes para almacenar agregados.
- 3.- Secadora para calentar a los agregados hasta alcanzar el contenido de humedad óptimo; para mezclas en caliente solamente.
- 4.- Cribas y tolvas de almacenamiento.
- 5.- Dispositivo para medir la cantidades de asfalto.
- 6.- Equipo de pesaje o clasificadores de agregados.
- 7.- Mezcladora.
- 8.- Captador de polvo.
- 9.- Volquetes transportadores.
- 10.- Terminadora.
- 11.- Equipo de compactación liso y neumático.
- 12.- Equipo de control.

Dentro de esta planta se elaborará la mezcla siguiéndose los siguientes pasos:

- 1.- Secado uniforme de los agregados hasta que su contenido de humedad no exceda del 2 o 3%.
- 2.- Dosificación de los agregados en las proporciones preestablecidas;
- 3.- Mezclado de los agregados y el asfalto a las temperaturas especificadas. Cuando se use cemento asfáltico, se lo añadirá a una temperatura comprendida entre 35°C y 190°C; los agregados al momento de ser combinados con el asfalto deberán tener una temperatura que fluctúe entre 120°C y 160°C. Si se utiliza asfalto diluido la temperatura de los agregados deberá estar entre 90°C y 125°C. El tiempo de mezclado será por lo menos de 30 segundos una vez elaborada la mezcla se la descargará sobre volquetas para ser transportada al sitio de trabajo; durante el transporte deberá evitarse la pérdida excesiva de calor.

La superficie sobre la cual se va a construir el hormigón asfáltico, deberá cumplir con todas las especificaciones previstas. Si se está construyendo un hormigón asfáltico mezclado en caliente se deberá colocar la mezcla cuando ésta tenga temperaturas mayores a 110°C. La distribución de la mezcla se hará por medio de máquinas pavimentadoras autopropulsadas y en capas no mayores de 7.5 cm. Debe tenerse especial cuidado en las juntas longitudinales y transversales para evitar fallas o uniones de aspecto desagradable.

Una vez distribuida y enrasada la mezcla asfáltica se procederá a su compactación con rodillos lisos y neumáticos. La compactación inicial se hará con rodillos lisos e inmediatamente después se compactará con rodillos neumáticos hasta lograr la densidad especificada. Por último se hará una pasada final con un rodillo liso tandem de 2 ejes. Para evitar la adherencia de la mezcla al cilindro o rueda se los deberá mantener ligeramente mojados con agua.

La superficie terminada deberá poseer la densidad requerida, una textura uniforme y una superficie lisa y regular. En caso necesario se colocará sobre esta superficie una capa sellante, por lo menos 8 días después de haber sido abierto al tránsito público la capa de hormigón asfáltico.

C A P I T U L O V I I :

C A P I T U L O V I I :

DISEÑO DE PAVIMENTOS:

7.1. INTRODUCCION

7.2. LAS CARGAS DEL TRANSITO. SISTEMAS PARA SU REPRESENTACION

7.3. METODOS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

7.3.1. METODO DEL INDICE DE GRUPO

7.3.1.1. TIPOS DE TRANSITO

7.3.1.2. CLASES DE PAVIMENTOS

7.3.2. METODO C.B.R.

7.3.3. METODO DEL INSTITUTO DE ASFALTO DE LOS ESTADOS UNIDOS

7.3.3.1. TRANSITO

7.3.3.2. CAPACIDAD DE SERVICIO

7.3.3.3. DRENAJE Y COMPACTACION

7.3.3.4. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES QUE DEBEN USAR EN LAS CAPAS DE BASE Y SUB-BASE.

7.3.3.5. COMPACTACION DEL TERRENO DE FUNDACION

7.3.3.6. COMPACTACION DE LA SUB-BASE

7.3.3.7. COMPACTACION DE LA BASE Y CAPA DE RODAMIENTO

7.3.3.8. ESPESOR DE UN PAVIMENTO FLEXIBLE

7.3.4. METODO DEL INSTITUTO DE INGENIEROS DE LA U.N.A.M

7.3.4.1. DETERMINACION DEL TRAFICO EQUIVALENTE

7.3.4.2. CALCULO DEL TRANSITO EQUIVALENTE ACUMULADO

7.3.4.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CARRETERA

7.3.5. METODO DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES (ELABO
RADO POR EL MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DEL --
ECUADOR

7.3.5.1. FACTORES DE DISEÑO

7.3.5.2. DISEÑO DE LA CAPA DE SUBRASANTE MEJORA
DA.

C A P I T U L O V I I

DISEÑO DE PAVIMENTOS:

7.1.- INTRODUCCION (REFERENCIA 1):

La gran dificultad que actualmente se tiene en plantear teóricamente el problema de los pavimentos y es natural que esa dificultad o, para decirlo con mayor claridad, el hecho de no haberse logrado plantear en forma satisfactoria ninguna solución teórica, se refleja en los métodos existentes, si no hay base teórica general y satisfactoria, es obvio que los métodos de diseño habrán de fundamentarse o en teorías insatisfactorias o en consideraciones ajenas a la teoría.

La mayor parte de los métodos de diseño de espesores tienen como base una prueba de laboratorio o un conjunto de pruebas, que se suponen sirven como índice para presentar el comportamiento real de los pavimentos por medio de alguna correlación o conjunto de correlaciones más o menos razonables y seguras que deben de existir entre el comportamiento de los materiales en el laboratorio y en la estructura. Es natural esperar que los métodos de diseño que se basan en una prueba de laboratorio y en su correlación con el comportamiento estructural presenten las limitaciones y defectos que son de imaginarse. Por otra parte es obvio que cuando más representativa sea la prueba índice, más posibilidades habrá de sacarle buen partido.

Habida cuenta de las razones anteriores, es lógico esperar que no exista un método de diseño de espesores que pueda aplicarse con confianza absoluta o, siquiera, con un grado tranquilizador de confianza. Desde este punto de vista el método de diseño que se aplique debe verse como un marco de referencia de criterio, una base de cálculo, pero también como algo que ha de ser complementado por "arte" y experiencia.

Se comprende entonces por qué la tecnología de los pavimentos está -

tan llena de factores ajenos a la metodología específica de un método de diseño. Por ejemplo, es común fijar normas de calidad relativamente estrictas a los materiales por utilizar, mejorandolos muchas veces con mezclas o añadidos de sustancias como cemento, cal, asfalto, etc.; esta última tecnología será tratada posteriormente, también obedece a los mismos requerimientos el énfasis que en el caso de los pavimentos suele hacerse a los tratamientos mecánicos de los materiales (compactación, trituración lavado, etc.).

7.2.- LAS CARGAS DEL TRANSITO. SISTEMAS PARA SU REPRESENTACION (REF.1)

El tránsito produce las cargas a que el pavimento va a estar sujeto. Respecto al diseño de los pavimentos interesa conocer la magnitud de esas cargas, las presiones de inflado de las llantas, así como su área de contacto, su disposición y arreglo en el vehículo, la frecuencia y número de repeticiones de las cargas y las velocidades de aplicación.

Una buena parte de estas características de las cargas son muy difíciles o imposibles de producir en los laboratorios con fines de investigación y en ello radica una buena parte de la dificultad que se deja notar en este campo. A este respecto podría hacerse el siguiente comentario de carácter general. Por distintas razones, el estudio de los pavimentos es hasta hoy casi puramente empírico; en muy pocos casos, algunos de los cuales se mencionarán en lo que sigue, se ha logrado incorporar la Teoría en forma satisfactoria.

La magnitud de las cargas que se aplica a los pavimentos flexibles varía entre límites muy amplios; en camiones llega 9 toneladas por eje.

La aplicación de las cargas para que tengan sentido en el análisis comparativo, han de referirse a conceptos que los homogenicen, tales como el de la rueda de diseño y el de la carga equivalente. Ningún método de diseño en uso toma en cuenta la variabilidad del tránsito en forma comple

ta; de hecho, es norma proyectar los pavimentos flexibles de las carreteras para que sean capaces de resistir la carga transmitida por una sola rueda idealizada. Para determinar éstos de un modo representativo será preciso comensar por elegir el vehículo que, a su vez, represente convenientemente al tránsito; lo usual es escoger el camión más frecuente o el más pesado. Para llegar a la carga de diseño, que represente el efecto global, será además preciso establecer una equivalencia entre la carga transmitida por el arreglo de las llantas del vehículo elegido y la carga ideal.

Para llegar a la carga equivalente se han seguido dos criterios. 0- se busca la rueda simple que produzca a una cierta profundidad los mismos esfuerzos verticales que el sistema de llantas del vehículo o la que produzca las mismas deformaciones.

La figura 7.1., muestra una idealización muy utilizada del efecto de un sistema dual, según la que se llega a una rueda equivalente de diseño tendiendo a lograr la misma intensidad en los esfuerzos transmitidos.

Tanto la teoría como las mediciones experimentales muestran que el efecto de las dos llantas empieza a superponerse apreciablemente a la profundidad $d/2$ bajo la superficie de rodamiento; también muestra que la superposición de los esfuerzos de las dos llantas es prácticamente total a la profundidad $2s$, es decir, que en un punto colocado bajo ese nivel actuaría un esfuerzo igual al que se tendría si en la superficie y en el centro del espacio de carga, actuara una fuerza única $2P_1$.

Con estas consideraciones, si se supone que entre las profundidades $d/2$ y $2s$ la variación de la carga que produce un esfuerzo dado a una cierta profundidad es lineal, puede adoptarse un criterio sencillo para obtener la carga simple equivalente a un sistema dado. En efecto, un punto colocado entre la superficie y la profundidad $d/2$ es actuando por un es--

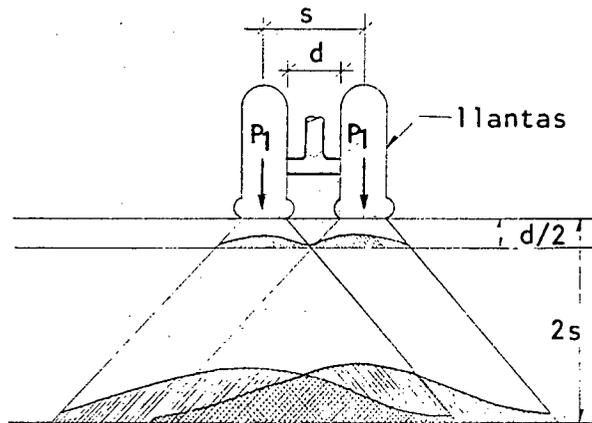


Fig. 7.1.- Influencia de un sistema dual en lo que se refiere a es fuerzos.

fuerzo debido sólo a la carga P_1 ; un punto más profundo que $2s$ sufre un -
 esfuerzo debido a una carga proporcionalmente intermedia entre P_1 y $2P_1$.
 En rigor, la relación arriba supuesta entre carga y profundidad no es co-
 rrecta, pero tal relación lineal es mucho más admisible. De este hecho -
 cuando se usan escalas logarítmicas y de las consideraciones anteriores, -
 se deduce el método para encontrar la carga equivalente a un sistema dual,
 que se muestra en la Fig. 7.2.

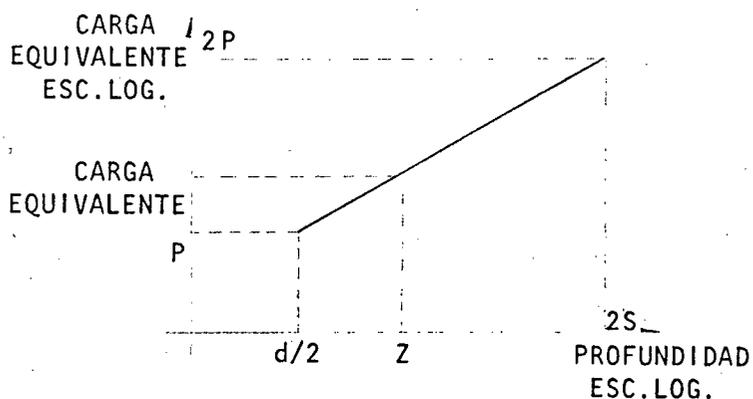


Fig. 7.2.- Método gráfico para encontrar la carga de la rueda de -
 diseño equivalente a un sistema dual.

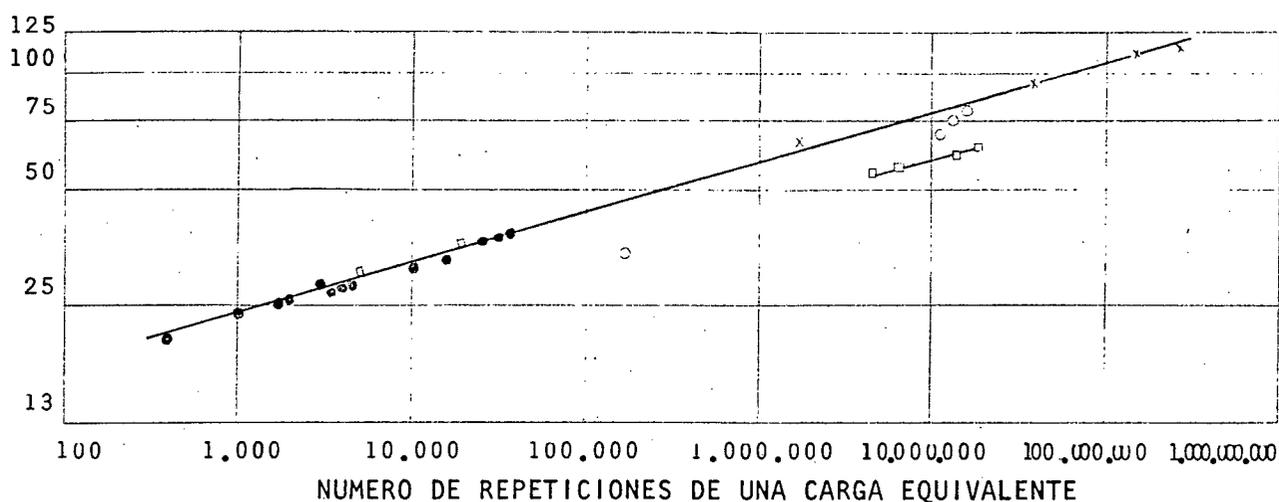
Las aplicaciones de las cargas del tránsito suelen referirse al concepto de repetición de carga. Se dice que en un camino ha tenido una repetición, cuando ocurre dos pasadas sucesivas de una misma llanta por el mismo punto. En caminos es muy frecuente considerar que han de pasar dos vehículos de un cierto tipo para que se produzca una repetición de carga en el pavimento.

Durante su vida útil, un camino está sujeto a millones de repeticiones de carga y una aeropista a miles; el efecto de las repeticiones es -- tal que el espesor del pavimento puede ser del mismo orden en ambos casos, pese a las cargas mucho mayores aplicadas a las aeropistas, por el mayor número de repeticiones bajo el que trabajan las carreteras.

La Fig. 7.3. muestra uno de los aspectos más interesantes de las consideraciones prácticas del efecto de las cargas móviles sobre un pavimento. Hace ver que el deterioro que sufre un pavimento, expresado en este caso por el espesor necesario para garantizar un adecuado funcionamiento (en escala logarítmica), es una función lineal del número de repeticiones de la carga cuando ésta se expresa en escala logarítmica.

Entre los procedimientos en boga para homogenizar el tránsito tan altamente variado, que circula por las carreteras actualmente, merece citarse el trabajo realizado por el Departamento de Carreteras de California. Este trabajo constituye uno de los trabajos más racionales y completos para lograr tal homogenización, pero por estar fundado en datos estadísticos locales no puede utilizarse sin adaptación en otras zonas; se menciona por lo tanto, sobre todo con fines de ejemplificación de modo en que suelen resolverse este tipo de problemas.

El tránsito se expresa por medio del concepto "índice de tránsito", descrito por la fórmula:



PRUEBA	CARGA DE RUEDA		TIPO DE SUELO
	1bx10 ³ Kg		(Subrasante) V.R.S.
□ WASHO	--	--	17
○ Brighton	6	2800	4
● Stockton	25	11300	
x Stockton	40	18100	5

Fig. 7.3.- Gráficas experimentales que muestran la relación entre el deterioro de un pavimento y la carga del tránsito. (Ref. 1).

$$IT = 6.7 \left(\frac{CE}{10^6} \right) \quad (7.1.)$$

En donde:

CE = Es el número de ruedas de 2,270 Kg. que equivalen al tráfico real que circula por el camino dentro del período real de diseño, que se calcula con los factores de equivalencia a vehículos de varios ejes, que se muestran en la tabla 7.1.

Los ingenieros del Departamento de Carreteras de California consideran que la rueda equivalente tiene una presión de inflado de 4.8 Kg/cm².

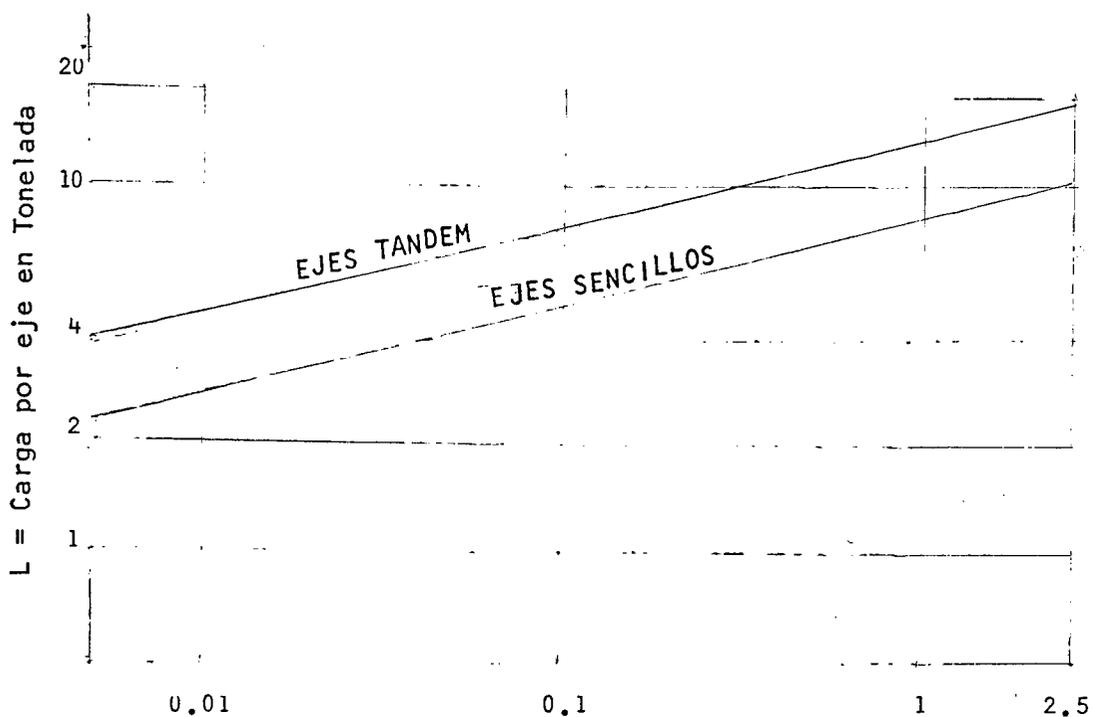
Se requiere, en primer lugar, hacer una estimación del número de vehículos, agrupados según su número de ejes. La reducción a la carga estándar se hace usando los factores de la tabla 7.1., que multiplicados por -

Tabla 7.1. FACTORES DE EQUIVALENCIA PARA LLANTAS EN ARREGLO DUAL DE VEHICULOS DE VARIOS EJES CON LA RUEDA ESTANDAR DE 2,270-Kg. (5,000 lbs).

Número de ejes del vehículo.	Valor de la carga equivalente (CE) para un año de servicio del pavimento	
	Carreteras Principales	Carreteras Secundarias
2	280	200
3	930	690
4	1.320	1.070
5	3.190	1.700
6	1.950	1.050

el número de vehículos diarios de cada tipo, proporciona el número anual de vehículos con carga standar, que producirán los mismos efectos sobre el pavimento que el que causarían los vehículos reales circulando durante todo un año. Aplicando la regla a los diferentes tipos de vehículos reales y sumando los resultados finales, se llega al número de repeticiones de la carga standar en año de estudio. Cabe hacer notar que los factores que figuran en la tabla 7.1. se refieren al promedio de vehículos circulantes cada día en un sólo sentido.

El mérito de un trabajo como el anterior radica naturalmente, a su vez dependerá de lo acucioso de los estudios estadísticos que se efectúan. Debe hacerse notar que el daño estructural producido por las cargas aumenta rápidamente al aumentar la carga por eje. A este respecto la información de la Fig. 7.4. es concluyente. En ella se presentan resultados de prueba AASHO, mostrando el coeficiente de equivalencia de cargas en ejes sencillos y en ejes tandem; puede verse que una sola aplicación de un eje sencillo de 8.2 toneladas produce el mismo daño que 100 ejes sencillos de 2.7 toneladas; de manera semejante hay mucha diferencia entre los



K = coeficiente de equivalencias

$$K \text{ tándem} = \left(\frac{L_t}{15}\right)^4$$

$$K \text{ sencillo} = \left(\frac{L_s}{8.2}\right)^4$$

Ls carga por eje sencillo, en tonelada

T carga por eje tándem, en tonelada

Para igualdad de daño $LT = 1.8 L_s$

Fig. 7.4. - Coeficientes de equivalencia de carga (Ref. 1)

daños producidos por ejes sencillos o tandem que tengan el mismo peso que 12 tandem que tengan el mismo peso que él.

Otro aspecto de interés en la aplicación de las cargas del tránsito es su distribución dentro de la sección transversal de la vía. La Fig. 7.5 muestra dicha distribución según puede obtenerse de mediciones reales efectuadas en una aeropista de operación; se define claramente una distribución normal de la aplicación de la carga. En el caso de carreteras de dos carriles puede pensarse que el tránsito de vehículos pesados se canaliza, ocupando el espacio adyacente al acotamiento; en caminos de 4 carriles, esta misma canalización ocurre en las dos bandas exteriores. Es siempre notable el efecto de la rodada exterior de los vehículos que el de la interior.

La velocidad de las cargas ejerce influencia en el pavimento. En general, las cargas estáticas o lentas producen mayor deterioro que las más rápidas. Por esto en los caminos es más frecuente ver distribuidos los carriles de subida que los de bajada y, por lo mismo los pavimentos en las calles de rodaje, cabeceras y plataformas de los aeropuertos han de ser más resistentes que los del centro de las pistas.

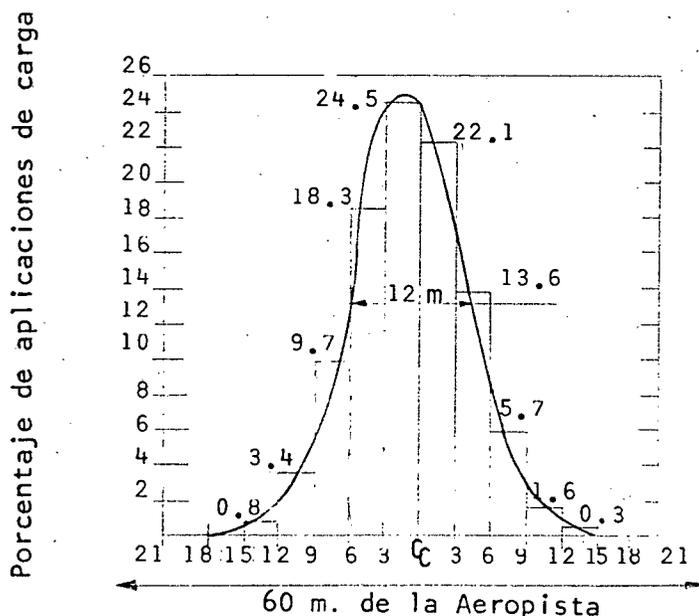


Fig. 7.5.- Distribución de la aplicación de la carga en la sección transversal de una aeropista. (Ref. 1).

Se ha encontrado que una carga móvil causa una deformación permanente promedio en cada aplicación de 0.1% de la deformación total que se observe en dicha aplicación; esto demuestra que la deformación bajo la carga es 99.9% elástica y ello es cierto aún en pavimentos inadecuadamente diseñados y apoyados sobre suelos plásticos. El dato anterior se refiere a mediciones hechas directamente bajo el paso de la carga en la carpeta de pavimentos deteriorados, sin embargo no hay duda de que la falla del pavimento es producto de la acumulación de las pequeñas deformaciones plásticas.

Bajo una carga móvil, el flujo plástico del material es más pronunciado en la dirección normal del tránsito. El modelo de esfuerzos envuelto en este flujo puede aproximarse teóricamente en una carga circular.

La Fig. 7.6. muestra los tipos de vehículos que es usual considerar en el tránsito de las carreteras. El tipo 1 es de ruedas sencillas, los tipos 2, 3, y 4 tienen ya arreglos duales en el eje trasero y los tipos 5, 7, y 8 poseen dispositivos en tandem. El tipo 6 es una muestra de un modelo relativamente menos usual del tractor y remolque con sistema dual en el eje más trasero.

En la figura se muestra también los coeficientes de equivalencia de carga de los diferentes vehículos en uso, obtenidos por pruebas realizadas por la AASHO. De hecho, esos coeficientes, que se presentan para vehículo vacío y cargado, se obtienen directamente de las gráficas de la Fig. 7.5. entrando con la carga por eje y leyendo directamente el coeficiente.

El arreglo de las llantas influye en la superposición de los esfuerzos inducidos y el área de contacto de las llantas depende de la presión de inflado y de la intensidad de las cargas. El área de contacto determina la profundidad a la que se transmiten los esfuerzos de la carga, la --

NOTA:

K_v = Coeficiente de equivalencia para el vehículo vacío

K_c^v = Coeficiente de equivalencia para el vehículo cargado

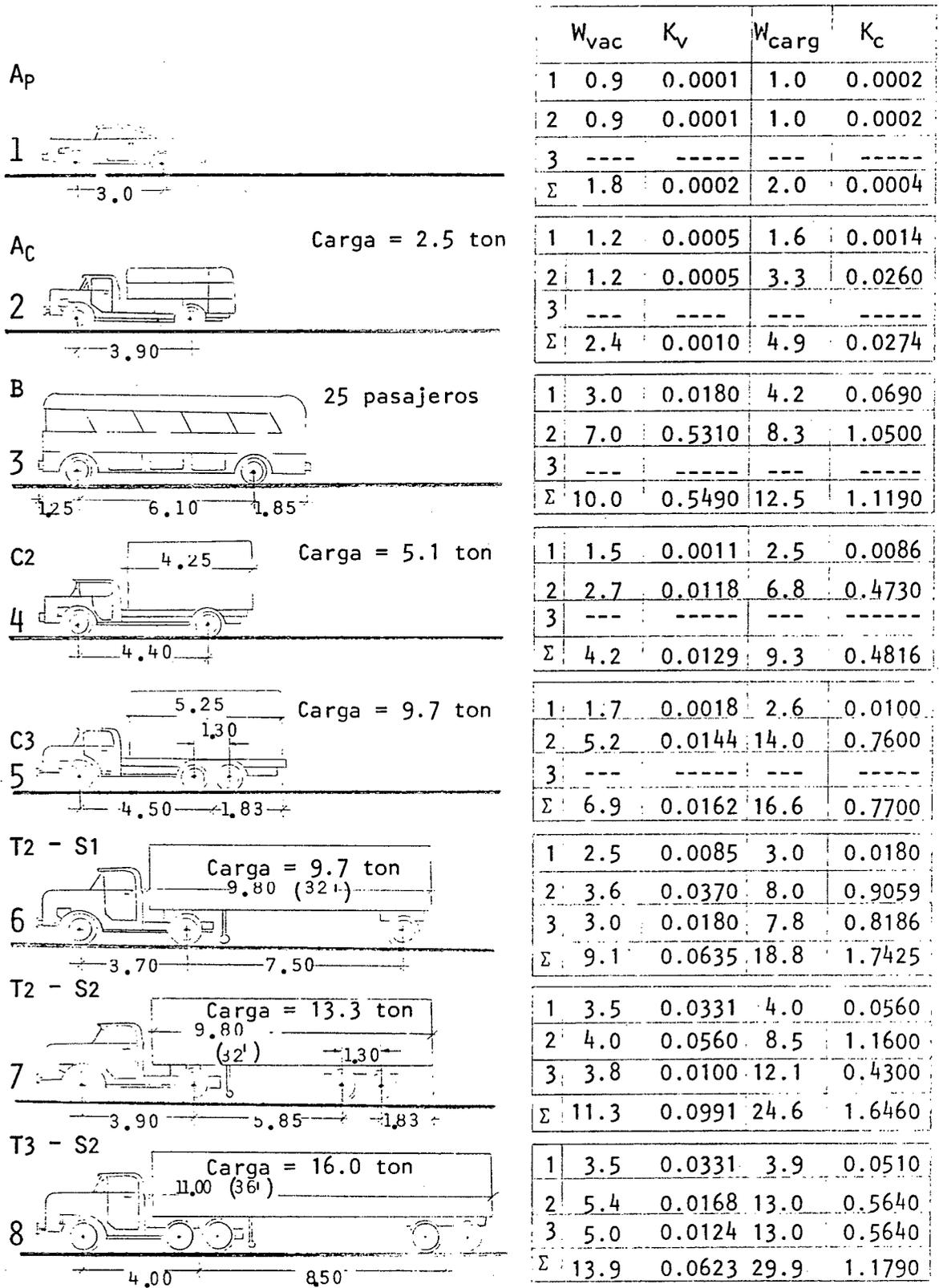


Fig. 7.6.- Conversión de vehículos a ejes equivalentes



la cual aumenta con el área; a la vez, los arreglos de las llantas con -- gran área de contacto suelen producir estados de esfuerzos más uniformes -- que los que tienen cargas más concentradas. En la práctica esto conduce a que cuando sean de esperar aplicaciones de carga con grandes áreas de -- contacto puedan y deban utilizarse materiales de calidad relativamente en el perfil del pavimento, en tanto que cuando las cargas vayan a actuar a través de áreas de contacto pequeñas, se requerirá mucha mayor calidad en las capas superiores del pavimento que en las inferiores.

7.3.- METODOS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES (REFERENCIAS 1, 2, 3 y 4):

7.3.1.- METODO DEL INDICE DE GRUPO:

Una vez determinado el respectivo índice de grupo de un suelo, -- pueden calcularse los espesores de sub-base, base y capa de rodamiento, -- por medio de los gráficos indicados en la Fig. 7-7. (Ref. 3). En estos gráficos, la carga por rueda que se considera es de 9.000 lbs.

Téngase presente que estos gráficos han sido preparados para las -- condiciones siguientes:

- a) Para terrenos de fundación debidamente compactados a humedad óptima y densidad máxima (no menos del 95% de la densidad máxima obtenida por -- el método standard AASHO T-99).
- b) Para sub-bases y bases compactadas a no menos del 100% de su densidad máxima.

Se supone así mismo, que los sistemas de drenaje, subterráneo y su -- superficial, son buenos, y que el nivel de la capa freática se encuentra a una profundidad no perjudicial para la estabilidad del terreno de funda-- ción (mayor de dos metros).

7.3.1.1.- TIPOS DE TRANSITO:

Los diferentes tipos de tránsito que se considera en este méto-- do, para la determinación de espesores, son los siguientes:

Tránsito liviano: Aquel que tiene un tránsito comercial menor de 50-camiones y autobuses diarios.

Tránsito medio : Aquel cuyo tránsito está comprendido entre 50 y -- 300 camiones y autobuses diarios.

Tránsito pesado : Aquel que tiene un tránsito comercial mayor de 300 camiones y autobuses diarios.

En todos los casos anteriores se supone un máximo del 15% de los vehículos, tiene una carga por rueda de 9.000 libras.

7.3.1.2.- CLASES DE PAVIMENTOS:

Según lo indicado en la gráfica de la Fig. 7.7. las clases de pavimentos para los diferentes tipos de tránsito, serán las siguientes:

Pavimentos para tránsito liviano: De acuerdo con la calidad del terreno de fundación, tendremos:

a) Si el terreno de fundación es

(IG mayor a 9)	30 cm (12") de sub-base
muy malo	<u>15 cm (6")</u> Base-capa de rodamiento
Espesor total del pavimento:	45 cm (18")

b) Si el terreno de fundación es

malo (IG: 5=9)	20 cm (8") de sub-base
	<u>15 cm (6")</u> Base-capa de rodamiento
Espesor total del pavimento	35 cm (14")

c) Si el terreno de fundación es

regular(IG: 2-4)	10 cm (4") de sub-base
	<u>15 cm (6")</u> Base-capa de rodamiento
Espesor total del pavimento:	25 cm (10")

d) Si el terreno de fundación es

bueno (IG: 1-2)	5 cm (2") de sub-base
	<u>15 cm (6")</u> Base-capa de rodamiento
Espesor total del pavimento:	20 cm (8")

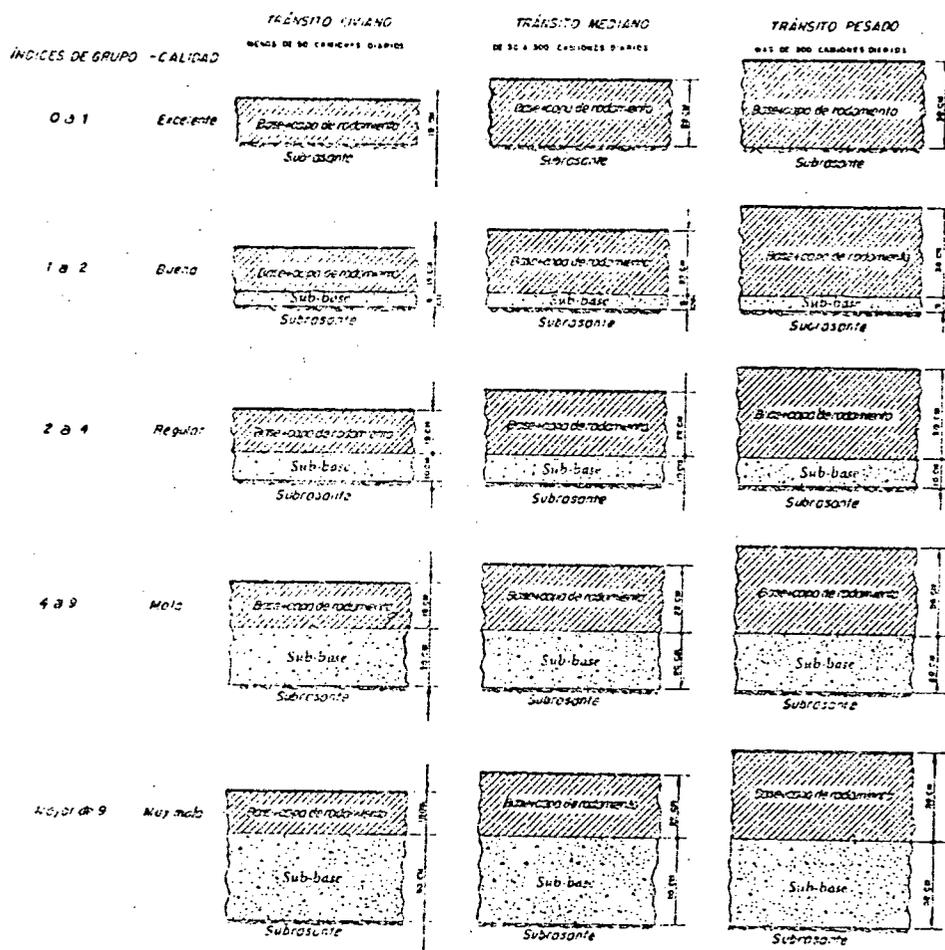


Fig. 7.7.- Espesores de pavimento flexible para diferentes índices de grupos.

e) Si el terreno de fundación es

excelente (IG: 0-1)

no necesita sub-base

(Hace las veces de sub-bas)

15 cm (6")

Base-capa de rodadura

Espesor total del pavimento:

15 cm (6")

f) Si el terreno de fundación es excelente hace las veces de sub-base y base. Por lo tanto bastará colocar una capa de rodadura.

El espesor de 15 cm (6") de base más capa de rodamiento, puede distribuirse de la siguiente manera: Un tratamiento superficial sobre una base granular de 15 cm. o 5 cm (2") de mezcla bituminosa, sobre 10 cm de base granular.

Pavimentos para tránsito mediano: Como en el caso anterior, el espesor que tenga el pavimento flexible, variará de acuerdo con la calidad de subrasante, de la siguiente manera:

a) Si el terreno de fundación es

muy malo	Sub-base	= 30 cm (12")
	Base + capa de rodamiento	= <u>22 cm (9")</u>
Espesor total del pavimento:		= 52 cm (21")

b) Si el terreno de fundación es

malo	Sub-base	= 20 cm (8")
	Base + capa de rodamiento	= <u>22 cm (9")</u>
Espesor total del pavimento:		= 42 cm (17")

c) Si el terreno de fundación es

regular	Sub-base	= 10 cm (4")
	Base + capa de rodamiento	= <u>22 cm (9")</u>
Espesor total del pavimento:		= 32 cm (13")

d) Si el terreno de fundación es

bueno	Sub-base	= 5 cm (2")
	Base + capa de rodamiento	= <u>22 cm (9")</u>
Espesor total del pavimento:		= 27 cm (11")

e) Si el terreno de fundación es

excelente

Sub-base = - -

Base + capa de

(Hace las veces de sub-base)

rodamiento = 22 cm (9'')

Espesor total del pavimento:

= 22 cm (9'')

Pavimentos para tráfico pesado: Según la calidad del terreno de fundación, los espesores podrán ser los siguientes:

a) Si el terreno de fundación es

muy malo

Sub-base = 30 cm (12'')

Base + capa de

rodamiento = 30 cm (12'')

Espesor total del pavimento

= 60 cm (24'')

b) Si el terreno de fundación es

malo

Sub-base = 20 cm (8'')

Base + capa de

rodamiento = 30 cm (12'')

Espesor total del pavimento:

= 50 cm (20'')

c) Si el terreno de fundación es

regular

Sub-base = 10 cm (4'')

Base + capa de

rodamiento = 30 cm (12'')

Espesor total del pavimento

= 40 cm (16'')

d) Si el terreno de fundación es

bueno

Sub-base = 5 cm (2'')

Base + capa de

rodamiento = 30 cm (12'')

Espesor total del pavimento:

= 35 cm (14'')

e) Si el terreno de fundación es

excelente	Sub-base	= - -
(Hace las veces de sub-base)	Base + capa de rodamiento	= <u>30 cm (12")</u>
Espesor total del pavimento:		= 30 cm (12")

El espesor combinado de base-capa de rodamiento, puede ser distribuido de varias formas. Por lo general, se seleccionan previamente el espesor y el tipo de mezcla a emplearse en la capa de rodamiento.

Se recomienda además, que la base granular, en ningún caso tenga un espesor menor de 10 cm.

Por otra parte, el espesor de la capa de rodamiento, debe ser siempre menor que el de la base granular. Este espesor está condicionado al tipo de mezcla asfáltica. Así por ejemplo: los tratamientos superficiales, raras veces pasan de 2.5 cm. de espesor; las mezclas en frío o en caliente hechas en caliente o en sitio de la obra, así como los macadam de penetración, comúnmente tienen espesores comprendidos entre 5 y 10 cm. excepción hecha de las mezclas "arena-asfalto" cuyo espesor puede ser hasta 15 cm.

Algunos técnicos consideran que la capa de rodamiento de mezcla bituminosa, especialmente cuando ésta se halla formada por un concreto asfáltico, tiene por unidad de espesor una capacidad soporte de 1,5 a 2,0 veces mayor que la base granular. Esto se ha logrado verificar únicamente en pavimentos que tienen varios años de construidos.

En la Fig. 7.7., se indican, los espesores correspondientes a los diferentes tipos de tránsito. Una "base adicional" puede colocarse en lugar de la sub-base, siempre y cuando la calidad del material a emplearse sea muy superior, pues la capacidad soporte de una buena base granular -- puede ser hasta dos veces mayor que la de una sub-base de material selec-

cionado de igual espesor, clasificada como regular o buena.

Así, una sub-base "regular" o "buena" de 20 cm. de espesor podrá sustituirse por una capa de "base adicional" de 10 cm. siempre y cuando las características del material y de la obra lo permitan.

7.3.- METODO CBR:

Esta prueba fue originalmente desarrollada por el Departamento de Carreteras del Estado de California; actualmente es de uso muy extendido y el método en ella fundado quizá sirve para proporcionar más de la mitad de todos los pavimentos que se construyen en todo el mundo.

Se establece en él una relación entre la resistencia a la penetración de un suelo, y su capacidad de soporte como base de sustentación para pavimentos flexibles. Si bien este método es empírico, se basa en un sinnúmero de trabajos de investigación llevados a cabo tanto en el laboratorio de ensayo de materiales, como en el terreno, lo que permite considerarlo como uno de los mejores procedimientos prácticos sugeridos hasta hoy.

Este método que ha sido adoptado por el cuerpo de ingenieros del ejército de los E.U.A., así como por otros organismos técnicos y viales, ha experimentado varias modificaciones, pero en la actualidad se sigue, en líneas generales, el procedimiento sugerido por el U.S. Waterways Experiment Station, Vicksburg, Misisipi, el que vamos a indicar.

Dado que el comportamiento de los suelos varía de acuerdo con su grado de alteración, su granulometría y sus características físicas, el método a seguir para determinar el C. B. R., será diferente en cada caso.

Para diferentes valores de C. B. R., y cargas por rueda, o por eje, se han determinado los respectivos espesores de pavimentos en base a datos experimentales. Los diferentes organismos viales y técnicos, han elaborado curvas para facilitar este cálculo, y en la actualidad se conocen un -

sin número de gráficos para la determinación de espesores de pavimentos -- flexibles, en función del C.B.R.

A guisa de curiosidad indicamos en la Figura 7.8. el primer gráfico- que fue publicado por el Departamento de Carreteras de California.

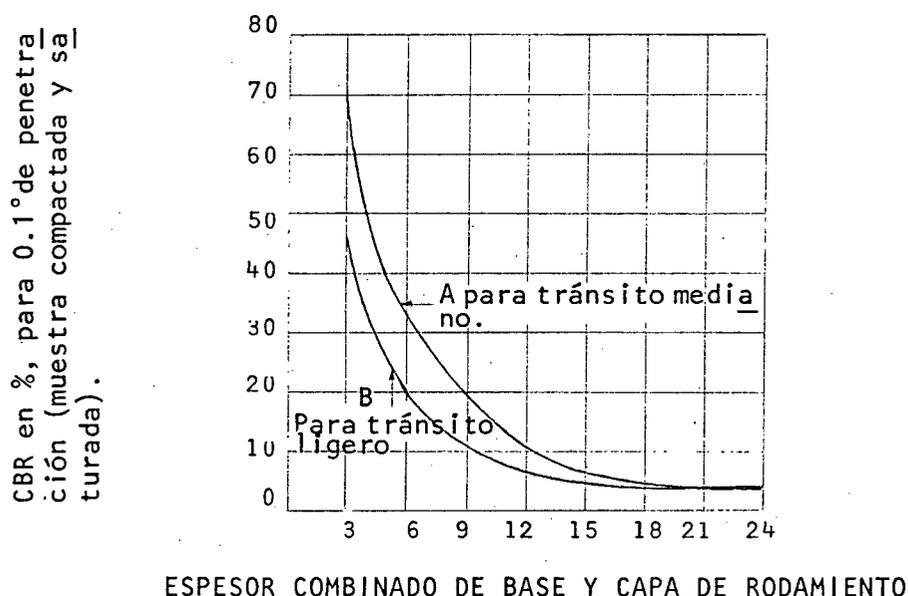


Fig. 7.8.- Gráfico para el cálculo de espesores de pavimentos -- flexibles, para tránsito ligero y mediano, publicado por el Departamento de Carreteras de California, en 1942.

En las Figuras 7.9, 7.10 y 7.11, se señalan algunas de las varias curvas empleadas hoy en día, para el cálculo de pavimentos flexibles, tanto para carreteras como para aeropuertos. En estos gráficos no se considera la influencia de las heladas.

En la construcción de un pavimento flexible, se recomienda que el material para sub-base tenga un CBR mayor del 15%. El material para base debe tener un CBR mayor de 40%, cuando las cargas por rueda son mayores a 10.000 lbs., como es el caso de las carreteras en general, y un CBR no menor del 80%, cuando las cargas por rueda son mayores de 10.000 lbs., como sucede en la mayor parte de las pistas de aterrizaje.

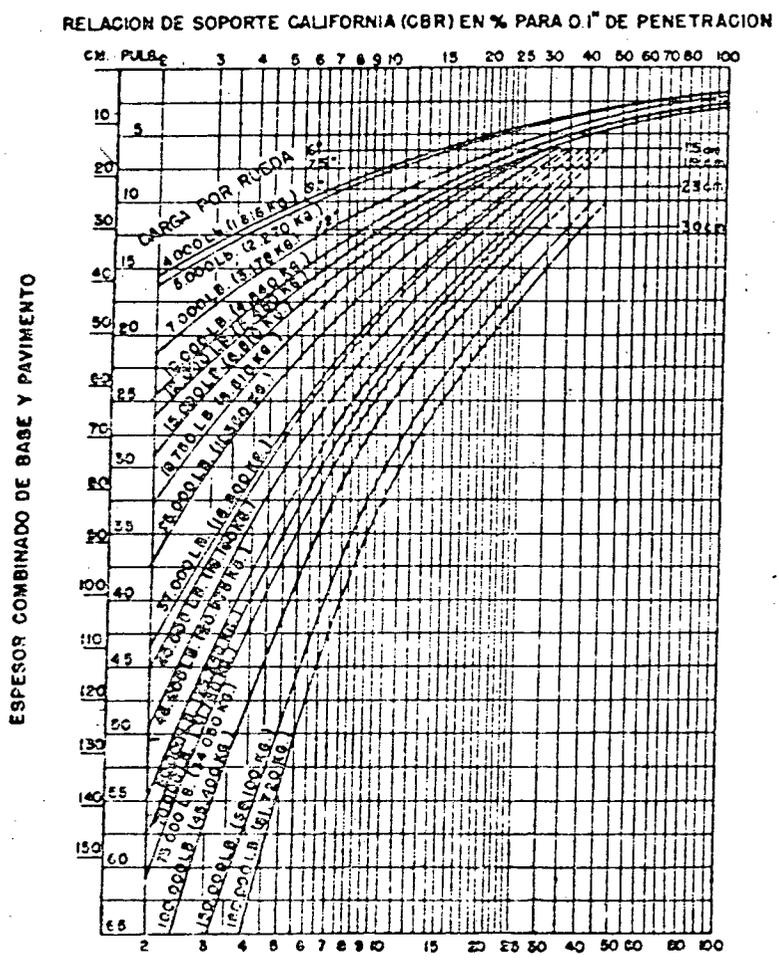


Fig. 7.9.- Curvas para el cálculo de espesores de pavimentos flexibles, para diferentes CBR y cargas -- por rueda.

Carga por rueda	CBR, mínimo, para los últimos 15 cm de base
5.000 a 15.000 lb. (2.270 a 6.810 kg)	50 %
15.000 " 37.000 " (6.810 " 16.800 ")	65 %
37.000 en adelante (16.800 kg en adelante)	80 % o más

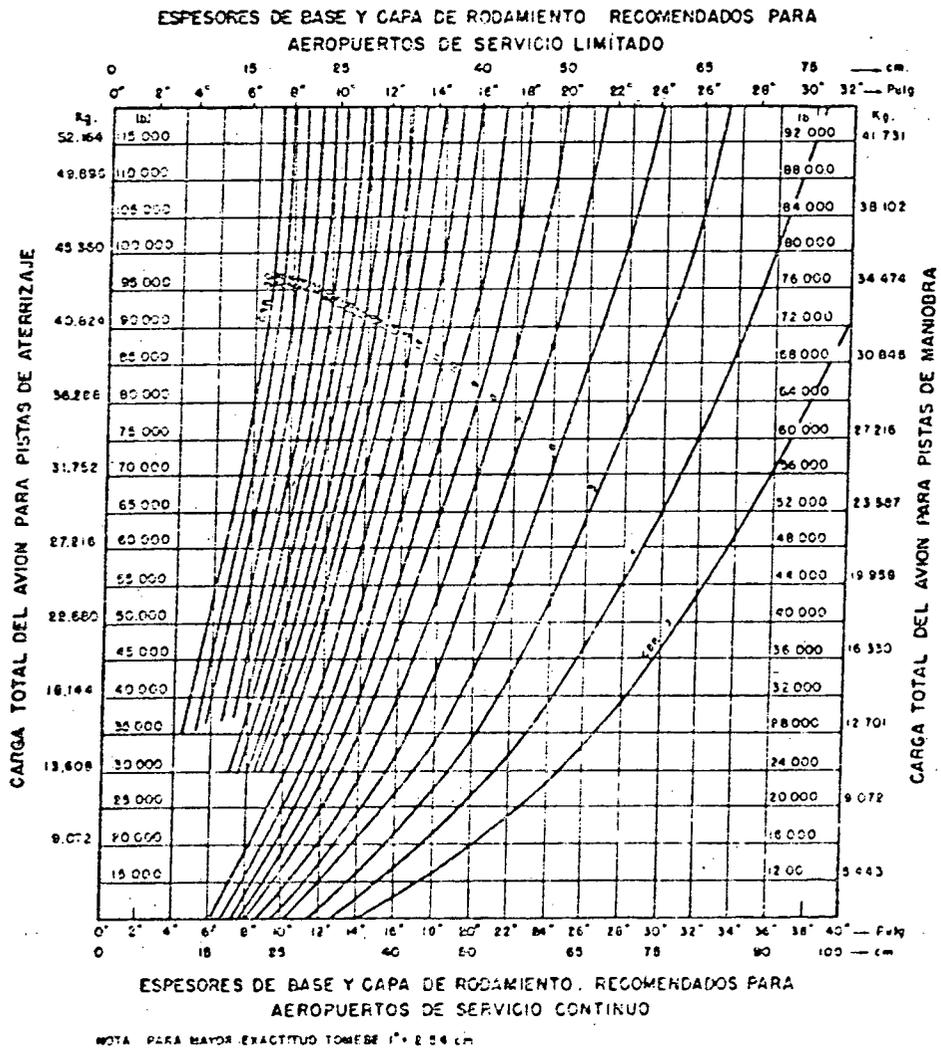


Fig. 7.11.- Curvas para el cálculo de pavimentos flexibles en aeropuertos de servicio continuo y limitado.

7.2.3.- METODO DEL INSTITUTO DE ASFALTO DE LOS ESTADOS UNIDOS:

Basándose en las investigaciones realizadas en las pistas de prueba de la Carretera Experimental AASHO, (para mayor información referencia 3), el Instituto de Asfalto de los EE. UU. ha sugerido para el diseño de pavimentos flexibles un método que explicaremos a continuación.

El sistema se basa en un tráfico probable durante un período de 20 --- años, referido a una carga por eje sencillo de 18000 lbs., que es la carga por eje legal en la mayoría de los Estados de la Unión y considera, -- además, el valor portante del terreno de fundación, la calidad de los materiales de base, sub-base y capa de rodamiento que se empleen, y los procedimientos de construcción a seguirse.

Dicho tránsito, basado en 20 años y referido a una carga por eje sencillo de 18.000 libras, se denomina "valor de tránsito para el diseño", y -- es determinado en función del "tránsito diario inicial", que es el promedio en ambas direcciones, estimado para el primer año de servicio.

En las Figuras 7.12. y 7.13. se indican los gráficos para la ob--tención del "valor de tránsito para el diseño" en función del tránsito --diario, tanto para las carreteras principales interurbanas como para las--rurales, las urbanas principales y las calles.

A fin de interpretar mejor estos gráficos, damos a conocer, a continuación, las condiciones del Instituto de Asfalto, para calles, carreteras --rurales, etc..

CALLE: Es aquella vía cuyo tránsito se compone, generalmente, de un --95% o más de automóviles y camiones pequeños (pick up, camionetas de re--parto). La porción superior de la franja Figura 7.13. correspondiente a calles, deberá usarse para áreas comerciales o que tengan industrias ligeras. La parte inferior, se empleará para áreas residenciales.

CARRETERA RURAL: Su tránsito se compone, generalmente, de un 85% o más de automóviles y camiones pequeños. La parte superior de la franja co---rrespondiente Figura 7.12. a de usarse cuando el volumen de camiones pe--sados se considere relativamente grande. Las carreteras que sirvan a zo--nas industriales mineras o madereras caen dentro de esta categoría. La -

porción inferior de la franja, se destinará para carreteras que circundan zonas rurales residenciales o haciendas y fincas pequeñas.

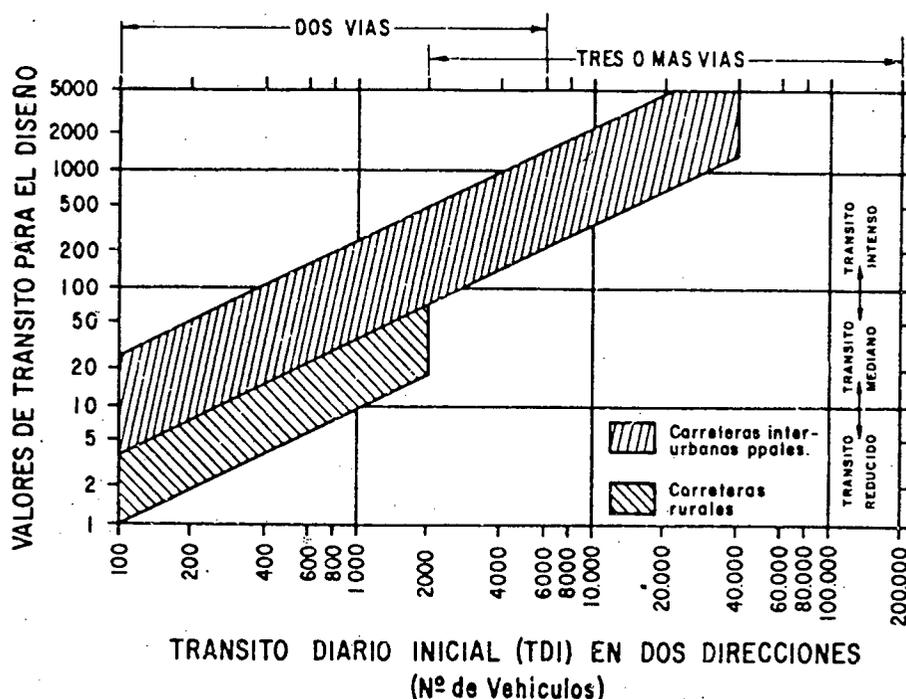


Fig. 7.12.- Gráfico para la determinación de los "valores de tránsito para el diseño", en función del tránsito diario, para carreteras urbanas y rurales.

CARRETERA INTERURBANA: Generalmente, soportan un tránsito de un 75% ó más de automóviles y camiones pequeños. La porción superior de la franja que les corresponde Figura 7.12. se utilizará en los sectores más industrializados del país y en aquellas áreas donde se espera tener volúmenes de tránsito pesado relativamente altos. La parte inferior, deberá emplearse para las áreas típicamente rurales.

CARRETERA URBANA: Son aquellas que tienen un % elevado de tránsito de automóviles y camiones pequeños. El volumen de tránsito pesado es generalmente menos del 5% en tal caso, se ha de usar la porción inferior de la franja correspondiente Figura 7.13. En áreas realmente industrializadas, donde el volumen de camiones pesados puede llegar hasta un 20%, se

considerará la porción inferior de la franja.

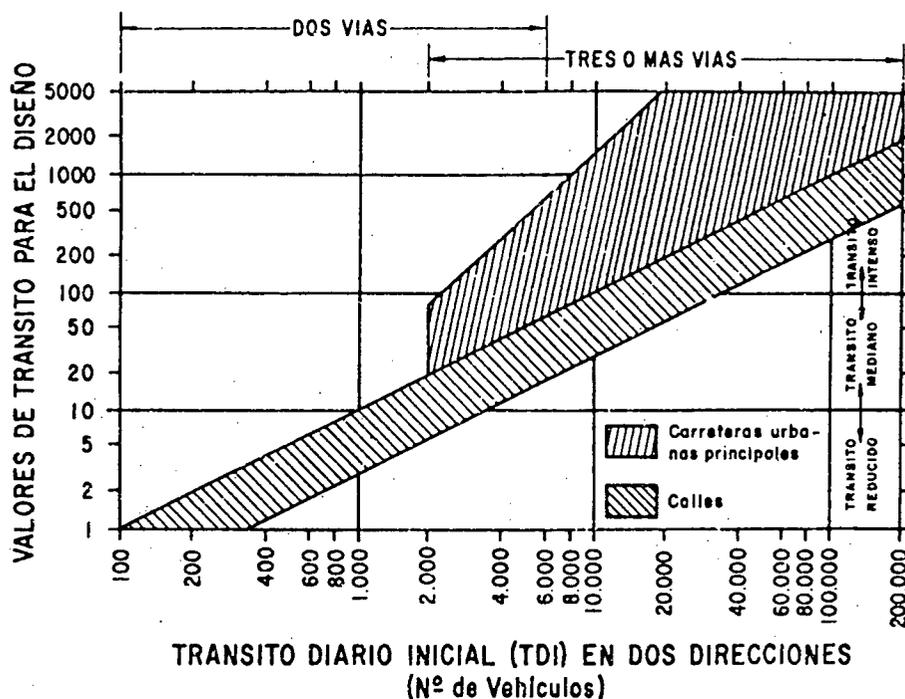


Fig. 7.13.- Gráfico para la determinación de los "valores de tránsito para el diseño", en función del tránsito diario, para carreteras urbanas principales y calles.

Las flechas en la parte superior de las Figuras 7.12. y 7.13., indican como una guía, si es suficiente una carretera de dos o más vías para absorber el volumen de tránsito que se anticipa.

El valor soporte del terreno de fundación, se obtiene ya sea determinando su CBR o su resistencia R (véase método Hveem), o mediante ensayos directos de carga en el terreno.

En caso que no sea posible obtener el valor soporte del suelo de fundación aplicando uno de los procedimientos antes indicados, se lo podrá estimar en forma aproximada, en base a su clasificación litológica. En la Figura 7.14., se señala la correlación aproximada entre los CBR y la clasificación de los suelos generalmente empleados.

Una vez determinados los "valores de tránsito para el diseño", y conocida la capacidad portante del terreno de fundación, el espesor del pavimento flexible se determina utilizando los diagramas indicados en las --- Figuras 7.15. y 7.16.. Las curvas de la Figura 7.15. relacionan espesores totales de la base y la capa de rodamiento con el valor R de la resistencia, obtenida mediante el método Hveem. Como se puede correlacionar los valores CBR en muestras no perturbadas, con los ensayos efectuados directamente in situ, en la Figura 7.16. una relación entre dichos - valores y espesores de bases y capa de rodamiento para un pavimento flexi- ble.

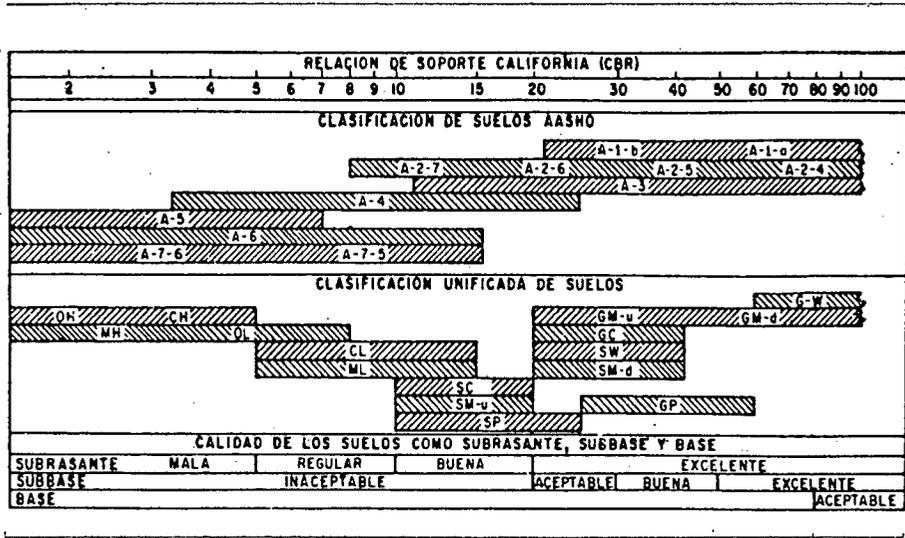


Fig. 7.14.- Relación entre la clasificación unificada de suelos y la clasificación de la AASHTO, con los valores soportes CBR.

7.3.3.1.- TRANSITO: En los gráficos de las Figuras 7.12. y 7.13., se consideran los siguientes tipos de tránsito: reducido, mediano, e intenso. Se denomina tránsito "reducido", aquel cuyo valor de tránsito para el diseño es menor de 10, "mediano", el que tiene un valor de tránsito para el diseño comprendido entre 10 y 100, e "intenso", aquel cuyo valor de tránsito pasa de 100.

7.3.3.2.- CAPACIDAD DE SERVICIO: En los gráficos 7.15. y 7.16., se --

considera un índice de "capacidad de servicio" de 2.5. osea que se estima que al cabo de 20 años de servicio, el pavimento proyectado tendrá un índice de "capacidad de servicio" de 2.5.

7.3.3.3.- DRENAJE Y COMPACTACION.- Se da por supuesto que al hacer el diseño de un pavimento, se tendrá la carretera en buenas condiciones de drenaje y que los materiales empleados en la construcción de las diferentes capas del pavimento flexible, serán debidamente compactados de acuerdo -- con las normas vigentes.

7.3.3.4.- CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES QUE DEBEN USAR EN LAS CAPAS - DE BASE Y SUB-BASE.- En los cuadros que indicamos a continua--- ción, se señalan los requisitos que han de reunir los materiales emplea-- dos para las capas de sub-base y base granular.

CUADRO 7.1.- REQUISITOS PARA MATERIALES DE BASE GRANULAR:

ENSAYO	TRANSITO REDUCIDO	TRANSITO REGULAR E INTERNO.
CBR, mínimo	80	100
Valor R de resistencia, mínimo.	78	80
Límite líquido	25	25
Indice de plasticidad máximo	6	3
Equivalente de arena, mínimo	30	50

CUADRO 7.2.- REQUISITOS PARA MATERIALES DE SUB-BASE GRANULAR

ENSAYO	REQUISITOS
CBR, mínimo	20
Valor R de resistencia, mínimo	55
Límite líquido	25
Indice de plasticidad, máximo.	6
Equivalente de arena, mínimo	25

7.3.3.5.- COMPACTACION DEL TERRENO DE FUNDACION.- Si los suelos del terreno de fundación son arcillosos, deberá exigirse en el campo un mínimo de 95% de la densidad de laboratorio determinada según el método AASHO T-180 D.

Además el espesor mínimo del terreno de fundación debidamente compactado, estará relacionado con el tipo de tránsito. Así por ejemplo:

- a) Si el "valor de tránsito para el diseño", es menor de 10, o sea, si -- hay tránsito reducido, el terreno de fundación habrá de compactarlo de 6" a 12" de espesor como mínimo.
- b) Si el "valor de tránsito para diseño" está comprendido entre 10 y 100, es decir, si hay tránsito mediano, el terreno de fundación se compactará de 12" a 18" como mínimo.
- c) Si el "valor de tránsito de diseño" es mayor de 100, o sea, si hay --- tránsito intenso el terreno de fundación será compactado de 18" a 24"- como mínimo.

Si el terreno de fundación está formado por suelos no cohesivos, deberá exigirse una compactación no menor del 100% de la densidad obtenida en el laboratorio según el método AASHO T-180-D. Además, el espesor del terreno de fundación así compactado tiene que ser:

- a) No menor de 6 a 12 pulgadas si han tránsito reducido ("valor de tránsito para diseño" menor de 10).
- b) No menor de 12" a 18", si el tránsito es regular ("valor de tránsito de diseño" entre 10 y 100).
- c) No menor de 18" a 24" si hay tránsito intenso ("valor de tránsito de diseño" mayor de 100).

Por debajo de los espesores anteriormente indicados, el terreno de fundación deberá estar compactado a un mínimo del 95% en relación con la den

sidad de laboratorio obtenida según el método AASHO T-180-D.

7.3.3.6.- COMPACTACION DE LA SUB-BASE.- Para todos los tipos de tránsito, la sub-base a de compactarse hasta alcanzar un mínimo del 100% de la densidad obtenida en el laboratorio según el método AASHO T-180-D.

7.3.3.7.- COMPACTACION DE LA BASE Y CAPA DE RODAMIENTO.- Las capas de base, así como la niveladora y la superficial, deben compactarse hasta alcanzar un mínimo del 97% de la densidad de laboratorio obtenida según los métodos ASTM-D1559, D-1560 o AASHO T-16.

7.3.3.8.- ESPESOR DE UN PAVIMENTO FLEXIBLE.- Un pavimento flexible es posible que esté compuesto íntegramente de mezclas asfálticas, o de capas de materiales de diferentes características. Así, la sub-base podría estar formada por un suelo granular seleccionado, la base por piedra triturada y la capa de rodamiento por mezclas asfálticas. Entre las capacidades portantes de estos materiales, existe una relación definida, según se ha podido comprobar tanto en la Carretera Experimental AASHO, como por varios organismos de vialidad. El Instituto de Asfalto de los Estados Unidos sugiere, al respecto, las siguientes relaciones:

a) Relación de 2:1, entre la base granular y la base de concreto asfáltico, o sea: 2" de una base granular, de alta calidad, que llene los requisitos indicados en el cuadro 7.3. equivalen a una pulgada de un concreto asfáltico semejante al tipo IV (Ref. 3).

CUADRO 7.3.- COMPOSICION DE LAS MEZCLAS TIPO IV (Gradación densa) (REF.3):

MEZCLA N°	IVa	IVb	IVc	IVd
Uso recomendado	Capa superficial	Capa superficial	Capa superficial o capa ligante	Capa ligante o Base
Espesor compactado. Recomendado para capas individuales.	3/4" 1-1/2"	1"-2"	1-1/2" 2-1/2"	2"-3"

Viene Cuadro 7.3.

Tamices (abertura cuadrada)	Porcentaje que pasa por peso			
1-1/2"				100
1"			100	80-100
3/4"		100	80-100	70-90
1/2"	100	80-100	-	-
3/8"	80-100	70-90	60-80	55-75
N°4	55-75	50-70	48-65	45-62
N°8	35-50	35-50	35-50	35-50
N°30	18-29	18-29	19-30	19-30
N°50	13-23	13-23	13-23	13-23
N°100	8-16	8-16	7-15	7-15
N°200	4-10	4-10	0-8	0-8

Contenido normal de asfalto: 3,5 - 7,0%, por peso del total de la mezcla. El límite superior podrá aumentarse si se usa agregado absorbente:

Limitaciones de tránsito	:	Ninguna
Textura superficial	:	Mediana a fina
Agregado requerido	:	La piedra, grava o escoria de altos hornos que se emplee, debe ser dura sana y fracturada.
Diseño de la mezcla	:	Véase Cuadros III-18 y III-19. (Ref.3)

b) Relación de 2,7:1, entre la sub-base granular y la mezcla de concreto-asfáltico, es decir 2.7" de una sub-base, que llene los requisitos en el cuadro 7.2 equivalen a 1" de concreto asfáltico.

c) Relación de 1.35: 1 entre la sub-base y la base granular, o sea 1,35" de sub-base equivalen a 1" de base granular.

Las gráficas de las Figuras 7.14. y 7.15., se utilizan para determinar los espesores de las diferentes capas de un pavimento flexible. Las curvas AA en dichos esquemas se emplean con el objeto de determinar el espesor mínimo de la mezcla de concreto asfáltico, correspondiente tan

to a la capa de rodamiento como a la de base. Las curvas BB indican si es necesario una capa de sub-base.

El Instituto de Asfalto de los EE. UU., sugiere los siguientes espesores mínimos para capas de rodamiento de concreto asfáltico:

"VALOR DE TRANSITO PARA DISEÑO" ESPESOR MINIMO DE LA CAPA DE RODAMIENTO A COLOCARSE SOBRE UNA BASE DE CONCRETO ASFALTICO.

Menor de 10 (tránsito reducido)	1"	(2.5 cm)
Entre 10 y 100 (tránsito mediano)	1-1/2"	(3.8 cm)
Mayor de 100 (tránsito intenso)	2"	(5.0 cm)

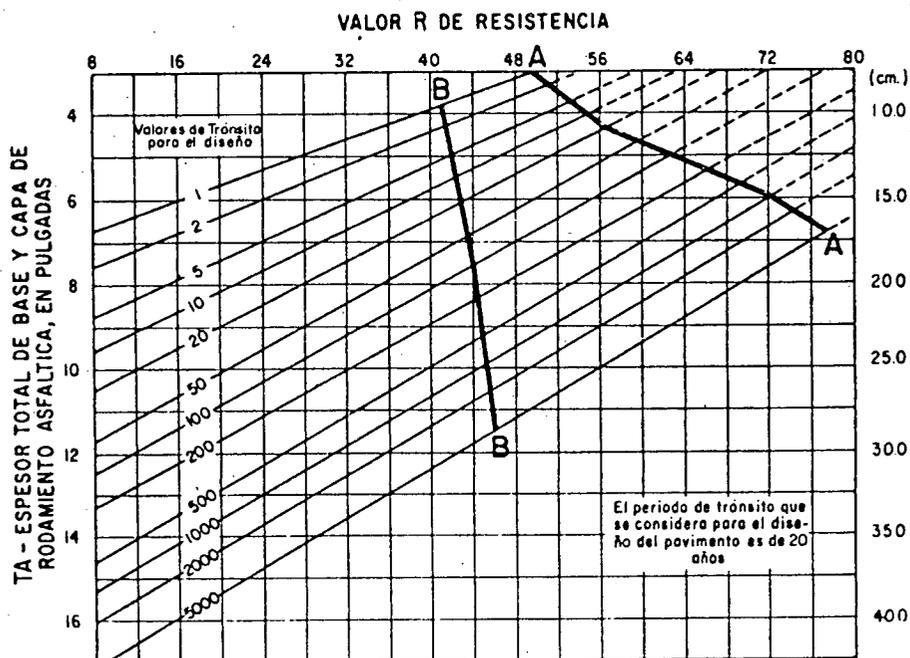


Fig. 7.15.- Gráfico para la determinación del espesor de la Base y Capa de rodamiento asfálticas, en función del valor de resistencia R de la Subrasante.

1.- PORCION DE TA QUE PUEDE SUSTITUIRSE POR UNA BASE GRANULAR:

Si una parte del espesor total TA, indicado en las Figuras 7.15. y-

7.16., se desea reemplazar por una base granular, se procedería de la siguiente manera:

- a) Del punto de intersección entre la línea vertical que indica la capacidad de soporte de la subrasante y la que señala el "valor de tránsito para el diseño", se traza una línea horizontal al eje de ordenadas y se obtiene el valor TA correspondiente. Esta, deberá leerse con aproximación de $1/2''$, representa el espesor total del pavimento de concreto asfáltico a colocarse sobre la subrasante.
- b) Del punto de intersección entre la línea representativa del "valor de tránsito para el diseño" y la línea AA se traza una horizontal al eje de coordenadas y se lee un nuevo valor TA. Este es el espesor mínimo del concreto asfáltico que se colocará para la base y la capa de rodamiento.
- c) La diferencia entre las 2 lecturas de TA obtenidas, siguiendo los pasos indicados en a) y b), indican el espesor de concreto asfáltico que podrá reemplazarse por una base granular. Como la relación entre ésta y el concreto asfáltico es de 2:1, la diferencia del espesor, multiplicada por 2, señalará el espesor total de la base granular que pueda colocarse en lugar del concreto asfáltico.
- d) El espesor total del pavimento flexible será igual a la suma del espesor de TA de concreto asfáltico, obtenido según b) y del de la base granular obtenido según c). Por lo tanto, en este caso, el pavimento se compondrá de base granular más base de concreto asfáltico más capa de rodamiento de concreto asfáltico. La subrasante hará las veces de sub-base.

1.- PORCION DE TA QUE PUEDE REEMPLAZARSE POR UNA SUB-BASE GRANULAR:

Como ya se ha dicho, al espesor mínimo de la sub-base granular está indicado por las curvas BB. El procedimiento que a de seguirse es el siguiente:

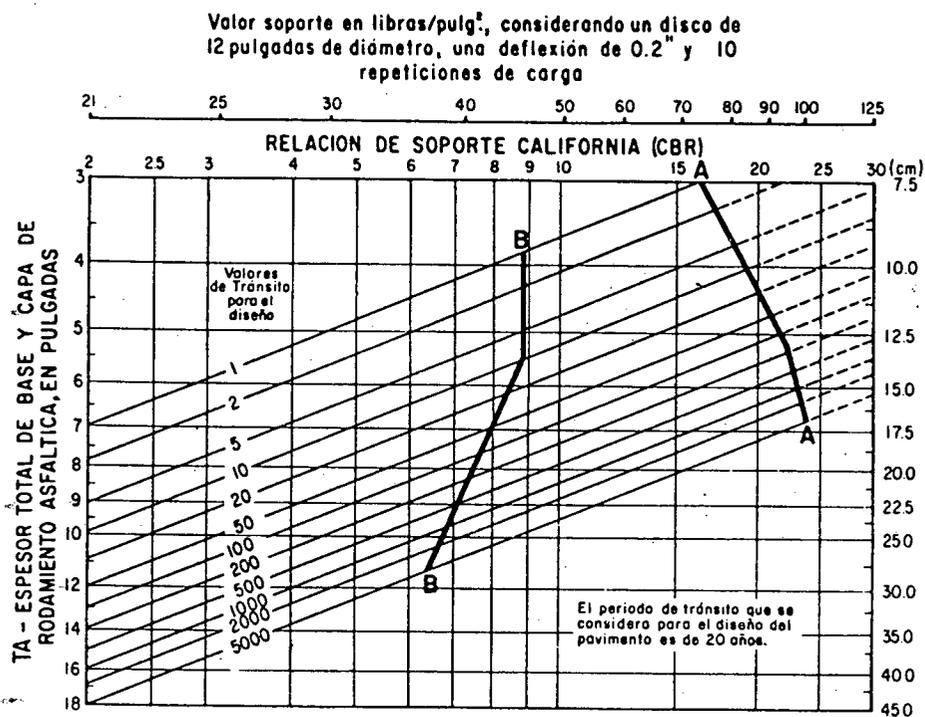


Fig. 7.16.- Gráfico para la determinación del espesor de la Base y Capa de Rodamiento asfálticas, en función del "valor soporte" y la "relación de soporte CBR" de la Subrasante.

- a) Para determinar el espesor total TA del pavimento de concreto asfáltico, a colocarse sobre la subrasante, se procede en la forma indicada anteriormente, o sea que el punto de intersección entre la línea vertical que indica la capacidad soporte de la subrasante y la que señala el "valor de tránsito para el diseño", se traza una horizontal al eje de ordenadas. La lectura de TA, aproximada a media pulgada, indicaría el espesor total de un pavimento de mezcla asfáltica.
- b) Del punto de intersección entre la línea del "valor de tránsito para el diseño" y la línea BB, se traza una horizontal al eje de ordenadas, y el valor TA que se lea, representará el espesor mínimo de concreto asfáltico que se colocará cuando no se haya de usar una base granular.
- c) La diferencia entre los valores TA obtenidos según a) y b), mostrará -

el espesor máximo de concreto asfáltico que puede ser reemplazado por una sub-base.

Como la relación entre la sub-base granular y el concreto asfáltico es 2,7:1, la diferencia alcanzada según c), se multiplica por 2,7, para conseguir el espesor de sub-base a construirse.

d) El espesor total del pavimento flexible a construirse, será igual a la suma del espesor del concreto asfáltico obtenido según b) y del de la sub-base, logrado según c). Por lo tanto en este caso, el pavimento flexible estará formado por sub-base granular más base de concreto asfáltico más capa de rodamiento de concreto asfáltico.

1.- PORCION DE TA QUE PUEDE SER REEMPLAZADA POR BASE Y SUB-BASE GRANULARES:

Si el punto de intersección entre la línea vertical, representativa de la capacidad portante de la subrasante, en las Figuras 7.15. y 7.16. y la que representa el "valor de tránsito para el diseño", cae a la izquierda de la línea BB, el pavimento flexible puede ser construido como sub-base y base granulares y una base y una capa de rodamiento, ambas de concreto asfáltico. Véamos como se establecen los espesores de estas capas:

- a) Para determinar el espesor del concreto asfáltico a colocarse encima de la subrasante, se seguirá el procedimiento que se indicó anteriormente, o sea: del punto de intersección entre la línea vertical representativa de la capacidad portante de subrasante y la que señala el "valor de tránsito para el diseño", se traza una horizontal al eje de ordenadas. El valor TA, que se lee con aproximación de 1/2", indicará el espesor total del pavimento de concreto asfáltico a colocarse sobre la subrasante.
- b) Del punto de intersección de la línea que representa el "valor de tránsito

sito para el diseño", y la curva AA se dibuja una horizontal al eje de ordenadas. El valor TA que se lea indicará el espesor mínimo de concreto a colocarse, si se contempla la colocación de base granular.

c) Del punto de intersección de la línea representativa del "valor de --- tránsito para el diseño" y las curvas BB se dibujará una horizontal al eje de ordenadas. El valor TA que se lea, señalará el espesor mínimo de concreto asfáltico que se colocará, si se contempla el empleo de una sub-base granular.

d) El valor TA obtenido según b), se resta del que se alcanzó en c). La diferencia indica el espesor mínimo de concreto asfáltico que puede ser reemplazado por una base granular si el espesor mínimo de concreto asfáltico indicado en b) es usado. Como la relación entre la base granular y el concreto asfáltico es de 2:1, este espesor multiplicado por 2 nos dará el espesor total de la base granular a colocarse.

e) El espesor TA conseguido según c) se resta del obtenido en a). Esta diferencia representará el espesor mínimo de concreto asfáltico que -- puede ser sustituido por una sub-base granular. Para determinar el espesor máximo de la sub-base, se multiplica por 2,7 la diferencia lograda, - pues como ya se ha señalado, la relación entre la capacidad portante de - una sub-base granular y una capa de concreto asfáltico es de 2,7:1.

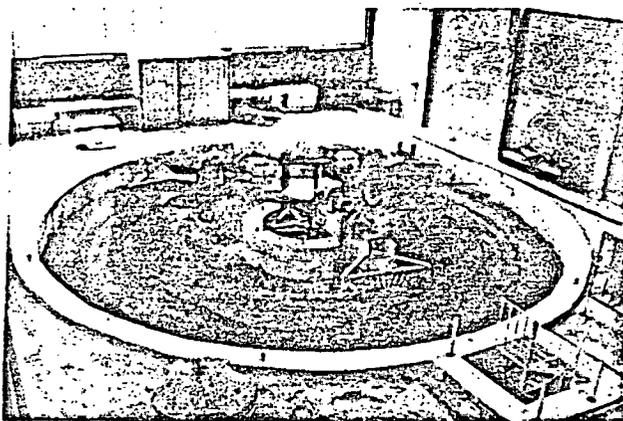
f) El espesor total del pavimento flexible estará formado por los espesores de sub-base, base granular y mezcla de concreto asfáltico, determinados según e), d) y b).

7.3.4.- METODO DEL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA UNAM:

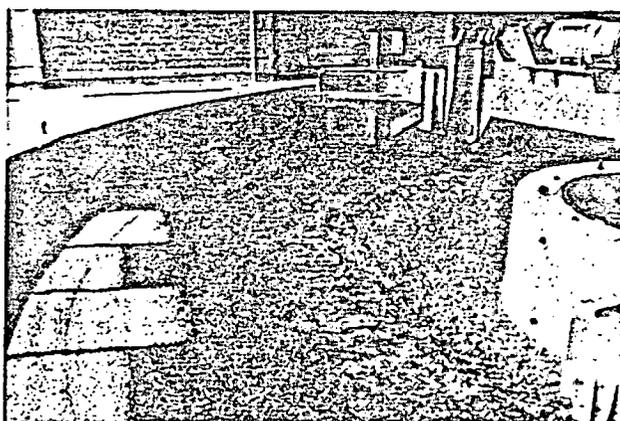
El Instituto de Ingeniería de la UNAM, se ha basado en la tipificación del tránsito y en los coeficientes de daño de los diferentes tipos de vehículos que pueden obtenerse a partir de las pruebas de la AASHO --- (Figura 7.16.) para obtener su propia tabla de tipificación y sus propios

coeficientes de daño. Con base en experiencias realizadas en la pista -- circular de pruebas, que mencionamos a continuación:

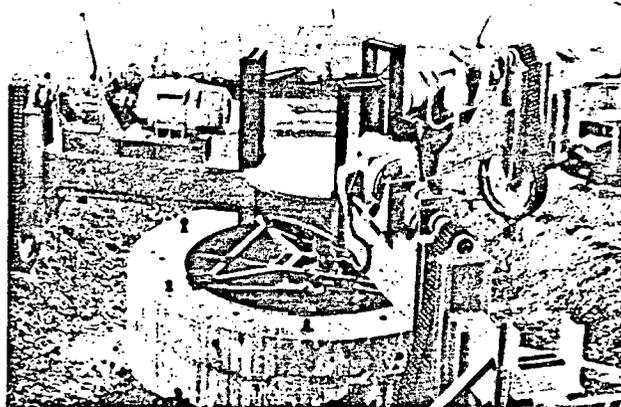
Se trata de estudiar la influencia del espesor y la calidad de la capa subrasante en el comportamiento de los pavimentos flexibles. El trabajo se realiza en una pista circular que se encuentra en funcionamiento en el Laboratorio "Fernando Espinosa" del Instituto de Ingeniería.



Vista general de la pista de pruebas. Laboratorio "Fernando Espinosa". Instituto de Ingeniería de la UNAM.



Pista circular de pruebas del laboratorio "Fernando Espinosa". Aspecto de la prueba de un pavimento.



Detalle del dispositivo mecánico. Pista circular de pruebas.

Se pueden estudiar modelos construidos a escala con 1.5 m de espesor de tierra y la longitud que corresponde a un diámetro de 13 m. Sobre los terraplenes construidos circula un sistema de 3 ruedas dobles con 10-m. de diámetro, que normalmente opera con 10 ton. por eje. El sistema de excentricidad del marco de 3 ejes tiene un movimiento planetario, que permite reproducir el histograma de aplicaciones de carga correspondiente a la sección de un camino real; la mayor de las pruebas se han realizado -- con una canalización de 0.80 m., que presenta un carril de tránsito pesado. El sistema puede operar entre 4 y 40 km/h y usualmente se lo mantiene entre 10 y 20 km/h. El foso en que se coloca el terraplén es de concreto y está provisto de todas las instalaciones necesarias para permitir un trabajo de instrumentación completa.

Más información de la planta circular existe en el libro de la INGENIERIA DE SUELOS (Ref. 1).

Y en el estudio de comportamiento de tramos experimentales que la propia institución controla en diversos puntos de la red nacional mexicana de carreteras, el Instituto de Ingeniería diversificó un tanto la valuación de daños producidos por los diferentes vehículos en los pavimentos distinguiéndolos en profundidades de 0, 15, 22.5, y 30 cm. La tabla

conceptualmente similar a la de la Figura 7.6., aparece en la Fig. 7.16. 1. y será utilizada en la resolución de problemas de diseño de pavimentos flexibles.

7.3.4.1.- DETERMINACION DEL TRANSITO EQUIVALENTE:

En la tabla 7.2 se presenta el procedimiento para transformar - el tránsito mezclado al correspondiente tránsito equivalente a ejes sencillos de 8.2 ton. referido al carril de diseño (TDPA). En esta tabla se - considera que todos los vehículos transitan cargados en ambas direcciones.

$$T_o = 1.400,7 \text{ ejes equivalentes de } 8,2 \text{ ton } (z = 0).$$

$$T'_o = 589,0 \text{ ejes equivalentes de } 8,2 \text{ ton. } (z = 15 \text{ cts}).$$

TABLA 7.2.

1 Tipo de vehículo	2 T.D.P.A. dos direcciones	3 Núm. de vehículos carril de diseño	4 Coeficiente de diseño		5 Núm. ejes equivalentes de 8.2 ton	
			z = 0	z = 15	z = 0	z = 15
Ap	8,460	3,384	0.005	0.000	16.9	0.0
Ac	2,116	846	0.34	0.042	287.6	35.5
B	684	274	2.00	1.15	548.0	315.1
C2	734	294	0.88	0.465	258.7	136.7
C3	116	46	0.88	0.675	40.5	31.1
T2S2	28	11	4.00	1.57	44.0	17.3
T3S3	102	41	5.00	1.30	205.0	53.3
Total	12,240	4,896			$T_o = 1400.7$	$T'_o = 589.0$

Utilizamos los datos de un diseño. (Para mejor explicación Ref. 1).

Explicación de la tabla:

El número de vehículos en el carril de diseño (columna tres), se - obtiene multiplicando el TDPA de la columna (dos) por el coeficiente de - distribución que viene expresado en porcentaje, el cual es seleccionado - en función del número de carriles de la carretera, de acuerdo con las re- - comendaciones que se presentan a continuación sugeridas por el Instituto - de Ingeniería.

TABLA 7.3.

NUMERO DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION PARA EL CARRIL DEL PROYECTO %
2	50
4	40-50
6 o más	30-40

El número de ejes equivalentes de la columna 5, para cada renglón se determina multiplicando el número de vehículos del carril de diseño de la columna 3, por el coeficiente de equivalencia por daño correspondiente de la columna 4. La suma de estos resultados parciales se tiene al final de la columna 5, para dos valores de la profundidad z; cada una de estas sumas representa el tránsito equivalente en ejes simples de 8,2 Ton. referido al carril de diseño y a un día medio del año.

7.3.4.2.- CALCULO DEL TRANSITO EQUIVALENTE ACUMULADO:

El tránsito acumulado de ejes equivalentes de 8,2 ton. durante un período de n años de servicio se calcula mediante el empleo de la siguiente expresión:

$$\Sigma Ln = C' \times T_o.$$

En la cual:

ΣLn = Tránsito acumulado durante n años de servicio, y tasa de crecimiento r, en ejes equivalentes de 8,2 ton.

T_o = Tránsito medio diario en el primer año de servicio para el carril, de diseño, en ejes equivalentes de 8,2 ton.

C' = Coeficiente de acumulación de tránsito para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r, que se puede obtener mediante la ecuación siguiente:

$$C' = 365 \frac{f}{f} \sum_{j=1}^n (1+r)^{j-1}$$

Expresión cuya solución gráfica aparece en la Fig. 7.18.

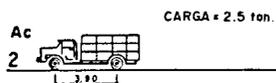
NOTA
 K_v = Coeficiente de equivalencia para el vehículo vacío
 K_c = Coeficiente de equivalencia para el vehículo cargado



Eje	CARACTERISTICAS		
	Peso, ton		P, Kg/cm ²
	Cargado	Vacío	
1	1.0	0.8	2.0
2	1.0	0.8	2.0
3			
Σ	2.0	1.6	-

COEFICIENTES DE DAÑO			
CARGADO, F			
z = 0	z = 15	z = 22.5	z = 30
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0046	0.000	0.000	0.000

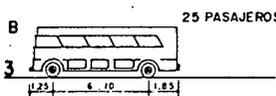
COEFICIENTES DE DAÑO			
VACIO, F ^v			
z = 0	z = 15	z = 22.5	z = 30
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0046	0.000	0.000	0.000



1	1.6	1.2	4.2
2	3.3	1.2	4.2
3			
Σ	4.9	2.4	-

0.17	0.002	0.001	0.000
0.17	0.040	0.010	0.010
0.34	0.042	0.011	0.010

0.17	0.001	0.000	0.000
0.17	0.000	0.000	0.000
0.34	0.001	0.000	0.000



1	4.2	3.0	5.8
2	8.3	7.0	5.8
3			
Σ	12.5	10.0	

1.0	0.150	0.080	0.050
1.0	1.000	1.020	1.050
2.0	1.150	1.100	1.100

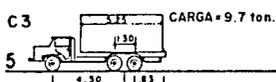
1.0	0.040	0.015	0.007
1.0	0.600	0.500	0.500
2.0	0.640	0.515	0.507



1	2.5	1.5	5.0
2	6.8	2.7	5.0
3			
Σ	9.3	4.2	-

0.44	0.025	0.008	0.002
0.44	0.440	0.440	0.440
0.88	0.465	0.448	0.442

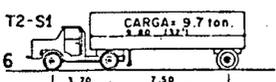
0.44	0.002	0.000	0.000
0.44	0.025	0.008	0.003
0.88	0.027	0.008	0.003



1	2.6	1.7	5.0
2	14.0	5.2	5.0
3			
Σ	16.6	6.9	-

0.44	0.025	0.008	0.003
0.44	0.650	0.650	0.650
0.88	0.675	0.658	0.653

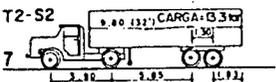
0.44	0.004	0.001	0.000
0.44	0.040	0.010	0.006
0.88	0.044	0.011	0.006



1	3.0	2.5	5.8
2	8.0	3.6	5.8
3	7.8	3.0	5.8
Σ	18.8	9.1	-

1.0	0.040	0.015	0.007
1.0	0.900	0.900	0.900
1.0	0.800	0.800	0.800
3.0	1.740	1.715	1.707

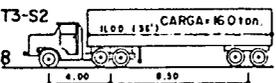
1.0	0.020	0.006	0.002
1.0	0.080	0.030	0.020
1.0	0.040	0.015	0.007
3.0	0.140	0.051	0.029



1	4.0	3.5	5.8
2	8.5	4.0	5.8
3	12.1	3.8	5.8
Σ	24.6	11.3	-

1.0	0.120	0.060	0.030
1.0	1.000	1.020	1.050
2.0	0.450	0.400	0.400
4.0	1.570	1.480	1.480

1.0	0.080	0.030	0.020
1.0	0.120	0.060	0.030
2.0	0.010	0.002	0.001
4.0	0.210	0.092	0.051



1	3.9	3.5	5.8
2	13.0	5.4	5.8
3	13.0	5.0	5.8
Σ	29.9	13.9	-

1.0	0.100	0.050	0.025
2.0	0.600	0.500	0.500
2.0	0.600	0.500	0.500
5.0	1.300	1.050	1.025

1.0	0.080	0.030	0.020
2.0	0.040	0.015	0.007
2.0	0.030	0.010	0.005
5.0	0.150	0.055	0.032

Fig. 7.17.- Coeficiente de daño por tránsito para vehículos típicos

7.3.4.3.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CARRETERA:

De acuerdo con las características de la carretera a proyectarse se considera que el diseño estructural de ésta se debe hacer mediante el uso de la gráfica de la Figura 7.19, la cual representa condiciones normales de diseños. Utilizando los datos de tránsito acumulados ya obtenidos; se dibuja sobre la gráfica de la Figura 7.19. una curva de igual resistencia relativa. Esta curva es la que aparece en la figura mencionada, trazada con una línea punteada.

A continuación se procede a determinar los espesores de las capas de la estructura del camino, que en este caso corresponden a la capa de subrasante, sub-base, base y carpeta. Para ello, se utilizan en primer término, la curva de igual resistencia y las propiedades de resistencia de cada uno de los materiales que constituirán dichas capas. Para determinar estas resistencias es necesario efectuar pruebas físicas, ya sea en el laboratorio o en el campo, según corresponda, utilizando los bancos con que se construirá la obra. (Valor relativo soporte, por ejm. con el método del Cuerpo de Ingenieros, pruebas triaxiales, etc.).

Una vez determinados los valores de CBR en los diferentes materiales, se procede a calcular el CBR crítico correspondiente a cada capa, mediante el empleo de la siguiente ecuación:

$$CBR_c = CBR (1 - CV)$$

Donde:

CBR_c = Al valor crítico del CBR para fines de diseño.

CBR = Valor medio en cada material.

C = Factor que depende del nivel de confianza (Ver Fig. 7.19.)

V = Coeficiente de variación de los valores de prueba.

(Para el uso de la Figura 7.19., se recomienda un nivel de confianza de 90%).

Con los datos de resistencia de los materiales y la gráfica de la Figura 7.19., se obtienen los diferentes espesores de la carretera mediante el procedimiento que a continuación se describe:

El espesor total de material equivalente que deberá colocarse sobre el terreno natural se determina dibujando una línea vertical partiendo del punto con valor de CBR del suelo natural hasta interceptar la curva de igual resistencia en un punto, denominado punto crítico, que proyectado en el eje de las ordenadas (z proporciona un espesor total en centímetros). El espesor de la capa subrasante es igual a la distancia vertical entre los puntos críticos correspondientes a los valores de CBR del suelo natural y CBR de la subrasante.

La diferencia entre el espesor total y la suma de espesores de la subrasante y la sub-base es igual al espesor disponible para alojar la base y la carpeta, en grava equivalente; estos se obtienen de acuerdo con la ecuación estructural de espesores siguiente:

$$Z_n = \sum_{1}^n a_1 D_1 \quad (\text{De la Fig. 7.19})$$

$$Z = a_1 D_1 + a_2 D_2$$

En donde:

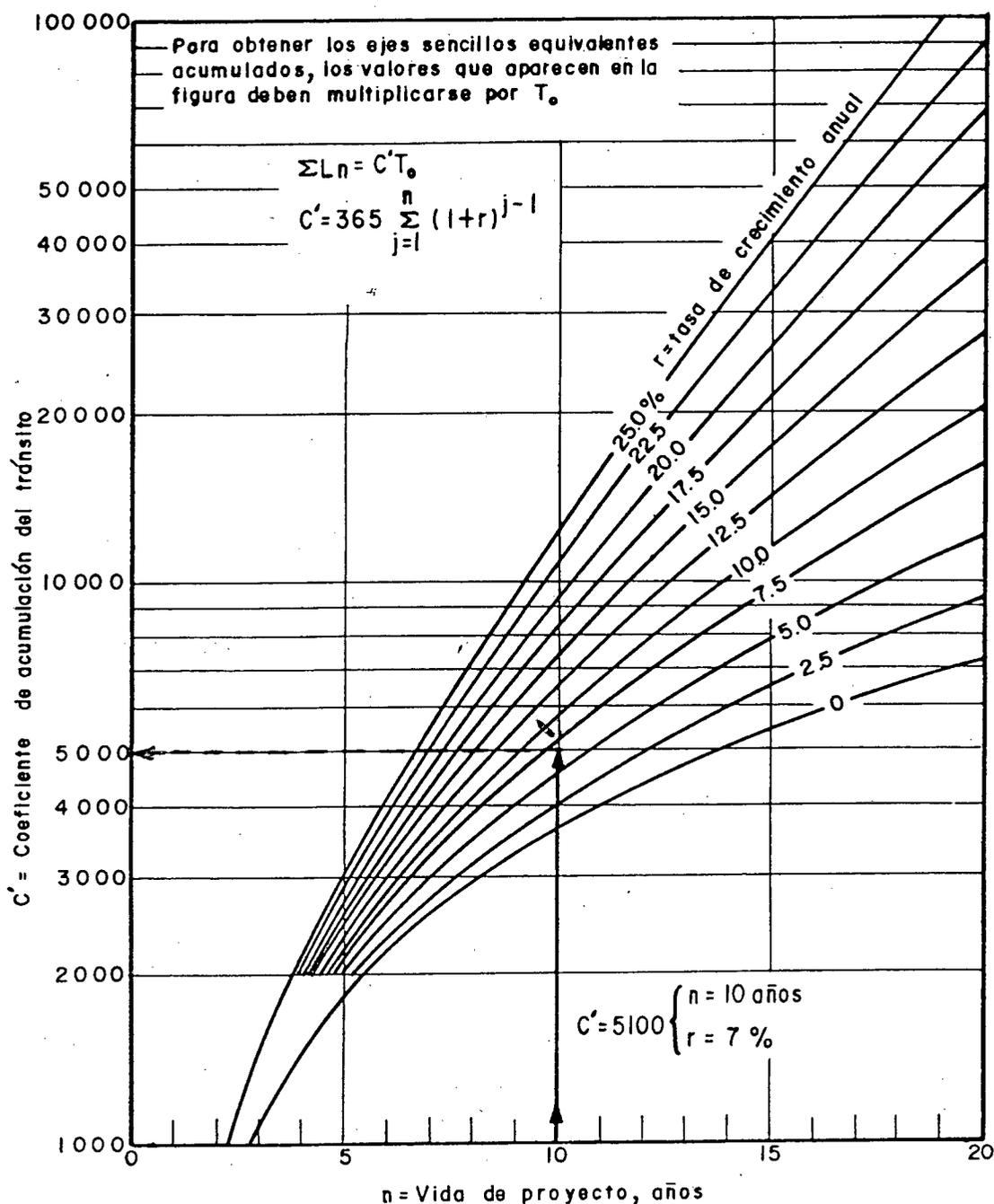
D_1 = Espesor de la carpeta asfáltica, en cm. (real).

D_2 = Espesor de la base en cm. (real)

a_1 y a_2 = Coeficiente de equivalencia de espesor real a grava equivalente.

El espesor mínimo requerido de la carpeta asfáltica se lo obtiene por medio de la tabla de la Figura 7.19., en función del tránsito equivalente acumulado para una profundidad z.

Este método se aclarará de una manera más explícita y completa en el diseño del pavimento flexible de nuestro caso.



$\sum L_n$ = Tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes equivalentes de 8.2 Ton.

C' = Coeficiente de acumulación del tránsito, para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r .

T_0 = Tránsito medio diario por carril en el primer año de servicio, ejes equivalentes de 8.2 Ton.

$$T_0 = \sum N_i F_i + \sum N'_i F'_i$$

N_i, N'_i = Promedio diario por carril de vehículo tipo i (cargados o descargados, respectivamente), durante el primer año de servicio.

F_i, F'_i = Coeficiente de daño relativo producido por cada viaje del vehículo i (cargado o descargado, respectivamente), ejes equivalentes de 8.2 Ton.

Fig. 7.10.- Gráfica para estimar el tránsito equivalente acumulado.

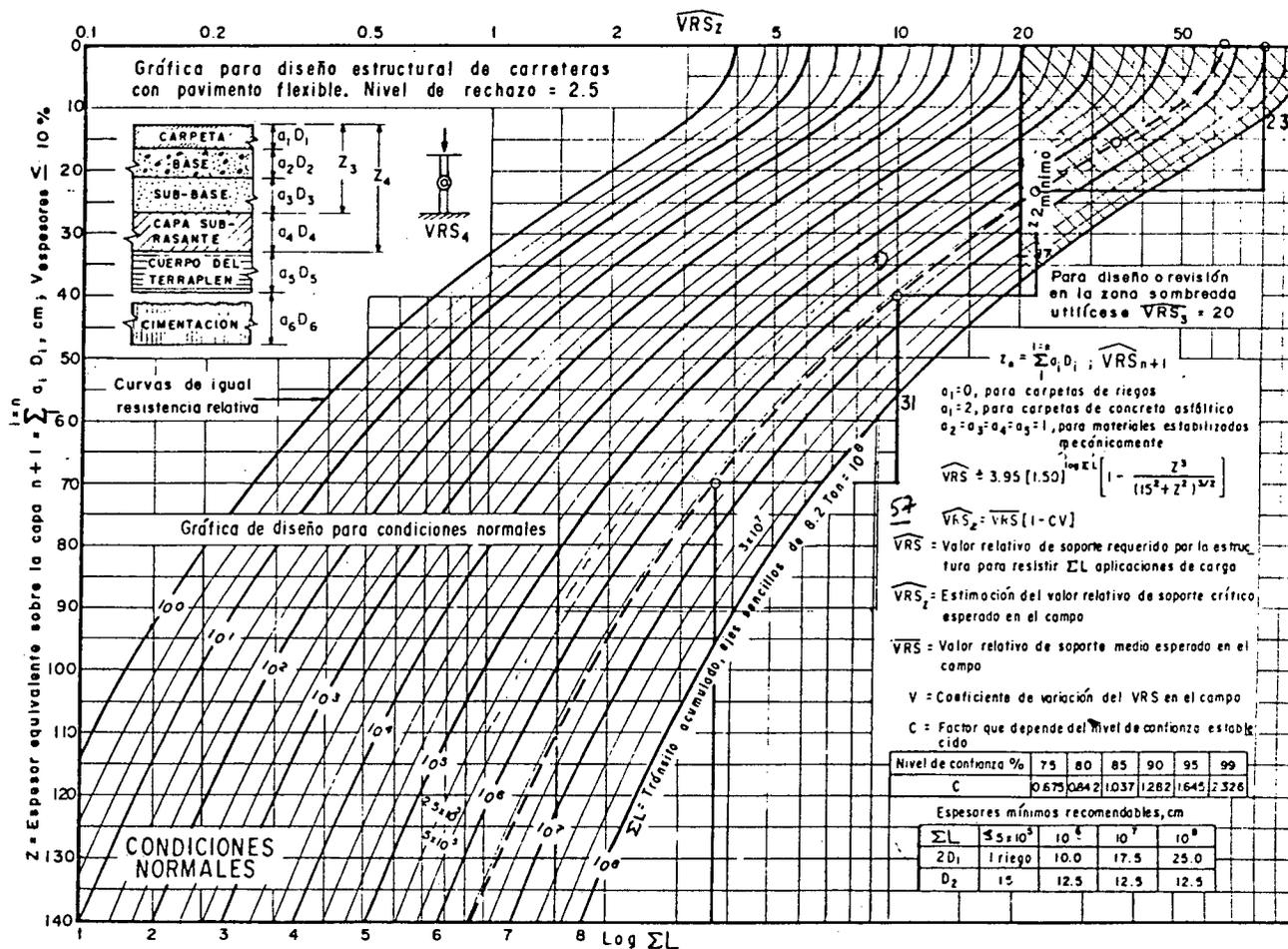


Fig. 7.19- Gráfica de diseño estructural de carreteras con pavimento flexible (Instituto de Ingeniería de la UNAM).

7.3.5.- METODO DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES (ELABORADO POR EL MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DEL ECUADOR) (REF. 6):

7.3.5.1.- FACTORES DE DISEÑO DEL PAVIMENTO:

El procedimiento de diseño utiliza dos nomogramas desarrollados en base de la información aportada por el Ensayo de Carretera de la AASHO y que están ilustrados en las Figs. 7.20 y 7.21.

El uso de estos nomogramas requiere información sobre 5 factores que pueden resumirse y describirse en la siguiente forma:

- 1.- SERVICIO: El tipo y calidad de servicio esperados de la estructura del pavimento.
- 2.- RESISTENCIA DE LA SUBRASANTE: Tipo y características de los suelos de la subrasante del camino sobre la cual va a colocarse el pavimento.
- 3.- TRAFICO: Volumen y peso del tráfico que debe soportar.
- 4.- PROPIEDADES ESTRUCTURALES DE LOS MATERIALES: Conveniencia y calidad de los materiales disponibles para construir el pavimento.
- 5.- FACTOR REGIONAL: las condiciones ambientales bajo las cuales el pavimento deberá rendir su trabajo.

1.- SERVICIO:

El tipo y calidad de servicio esperados de la estructura del pavimento se estiman mediante el llamado "índice de suficiencia" (p) que es un número entre 0 y 5, obtenido mediante fórmula y que sirve para estimar la condición del pavimento. Una correlación general entre el índice de suficiencia y la condición del pavimento es la siguiente:

CONDICION DEL PAVIMENTO	INDICE DE SUFICIENCIA
Muy malo	0 - 1
Malo	1 - 2

CONDICION DEL PAVIMENTO	INDICE DE SUFICIENCIA
Regular	2 - 3
Bueno	3 - 4
Muy Bueno	4 - 5

Los nomogramas de diseño de la AASHO han sido desarrollados de tal manera que es posible estimar la condición esperada del pavimento o el índice final de suficiencia (Pt), al término de la vida de diseño. Normalmente un índice final Pt = 2.5, debe ser escogido para pavimentos de carreteras principales y un Pt = 2.0 para carreteras de menor importancia. A veces, por limitaciones económicas, debe tolerarse un Pt = 1.5 en carreteras secundarias, reconociendo anticipadamente que se necesitará una pronta reconstrucción para restituir el servicio satisfactorio de la carretera.

2.- RESISTENCIA DE LA SUBRASANTE:

El valor soporte de la subrasante tal como se usa en este método, se basa en el valor del CBR de diseño. Debe adoptarse como CBR, de diseño - el obtenido de la curva, Densidad - CBR para el 90% de la densidad máxima. Cuando el perfil estatigráfico demuestre condiciones variables e irregulares del suelo, lo que indicará que los valores soporte de la subrasante - probablemente tendrían las mismas características variables se determinará el valor soporte de diseño de la siguiente manera:

Se tomarán en cuenta los valores CBR obtenidos para los suelos representativos de la subrasante de un tramo del proyecto y se seleccionará, como el valor soporte de diseño el valor que es igual o menor al 90% de los valores soporte obtenidos.

3.- TRAFICO:

El tráfico vial es una mezcla de vehículos livianos, medianos y pesa-

dos. Los vehículos pesados frecuentemente tienen doble eje posterior o eje simple, y en el caso de los trailers, eje múltiple. Para usar este tráfico en el diseño del pavimento, en primer lugar debe ser convertido en un número equivalente a cargas de eje, simple de 8180 kilogramos.

Para calcular las cargas que actúan sobre el pavimento debe determinarse primeramente el volumen de tráfico y luego clasificarlo dentro de los diferentes tipos de vehículos.

En nuestro país los vehículos han sido clasificados en buses, mixtos, camiones de 2 ejes, camiones de 3 ejes y tanqueros, siendo estos últimos los más perjudiciales para el pavimento debido a la intensidad de cargas transmitidas por sus ejes. Los vehículos livianos no han sido tomados en cuenta por cuanto su peso es relativamente pequeño en comparación con el resto de vehículos.

Para calcular el volumen de tráfico esperado al final del período de diseño se utiliza la fórmula del interés compuesto:

$$T_n = t (1 + i)^n$$

Siendo:

T_n = Tráfico esperado al cabo del período de diseño.

t = Tráfico promedio diario anual del primer año

i = Índice de crecimiento del tráfico.

n = Período de diseño en años.

Una vez determinado el porcentaje de los diferentes tipos de vehículos, deben transformarse sus cargas a ejes equivalentes de 8180 kilogramos. Para este objeto se ha desarrollado un ábaco (Fig. 7.22) en el cual asumiendo un número estructural (que posteriormente es corregido) se obtiene el número de ejes equivalentes. Una vez determinados los factores de equivalencia de tráfico se obtienen las cargas equivalentes de 8180 ki

logramos, multiplicando los diferentes porcentajes de cada clase de vehículos por los respectivos factores de equivalencia. Mediante la sumatoria de estos productos se determina el factor equivalente de ejes medio (F.E.M.) para el tráfico analizado.

Para calcular la equivalencia total de ejes de 8180 kilogramos, se calcula primeramente el tráfico promedio diario anual (TPDA) de la siguiente forma:

$$TPDA = \frac{(t + T_n)}{2}$$

Con este valor y tomándose en cuenta el período de diseño y la distribución de tráfico en cada carril se obtiene el valor del tráfico promedio total (TPT)

$$TPT = (TPDA) \times 365 \times n \times (F.E.M) \times d$$

Siendo d = porcentaje de distribución del tráfico por carril. Normalmente se considera que en una carretera de dos carriles cada carril soporta la mitad del tráfico total.

El número obtenido en esta forma es la entrada en la escala de tráfico del nomograma, ya sea en la Figura 7.20., o en la 7.21.

Este número refleja el tráfico total que se espera y que producirá el deterioro del pavimento de su condición de recién construido a un valor del índice de suficiencia del orden de 2.5 o 2.0; dependiendo de cual de los nomogramas se utilice para diseñar el pavimento.

El período de análisis de tráfico (n) para los diseños geométricos de carreteras es generalmente de 20 años, pero los pavimentos flexibles deben ser diseñados para un período menor. Cualquiera de las superficies bituminosas por acción del tráfico y la intemperie es tal que generalmente es necesario y aconsejable algún tipo de repavimentación, entre los 10

y 15 años después de la construcción. Además, los estudios comparativos de esto, indican que los diseños de pavimentos flexibles para período de diseño de 10 años más o menos, son generalmente los más económicos.

4.- FACTOR REGIONAL:

Las condiciones ambientales y climáticas varían de un lugar a otro y afectan en forma significativa la eficiencia de los pavimentos. Las condiciones de humedad, el drenaje, la topografía, el congelamiento, etc. -- son algunos de los factores que debe tomarse en consideración en las ---- áreas donde estas condiciones se pueden presentar.

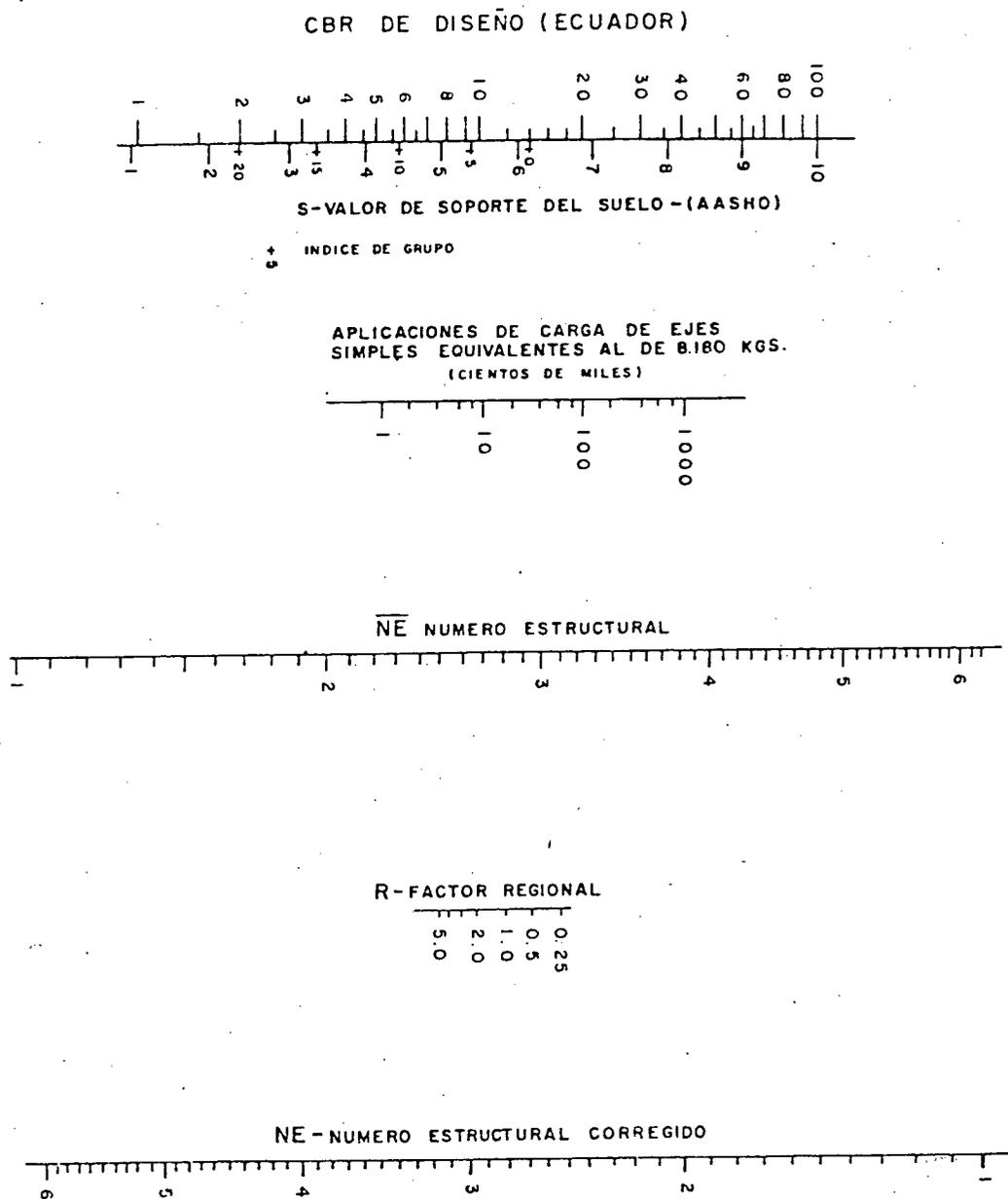
El procedimiento de diseño de la AASHO incluye una escala que ajusta el número estructural a las condiciones climáticas y ambientales esperadas. Puesto que actualmente no existe suficiente información que permita estimar en forma precisa el factor regional, en base a la información obtenida en el "Ensayo de Carretera" de la AASHO puede usarse los siguientes valores como guías o directrices:

- | | |
|--|-----------|
| 1.- Materiales congelados de la subrasante, 12 centímetros
o más. | 0.2 - 1.0 |
| 2.- Materiales secos de la subrasante | 0.3 - 1.5 |
| 3.- Materiales húmedos de la subrasante | 4.0 - 5.0 |

En base de la información anterior y en razón de que el sistema vial del Ecuador no está sujeto a congelamiento, la variación de los valores -- correspondientes al factor regional puede ser de 0.25 a 2.0.

La precipitación fluvial probablemente es el factor de mayor influencia en esta escala de valores y puede asumirse, por lo tanto, una relación entre la precipitación fluvial y el factor regional, tal como se indica en el cuadro 7.3.

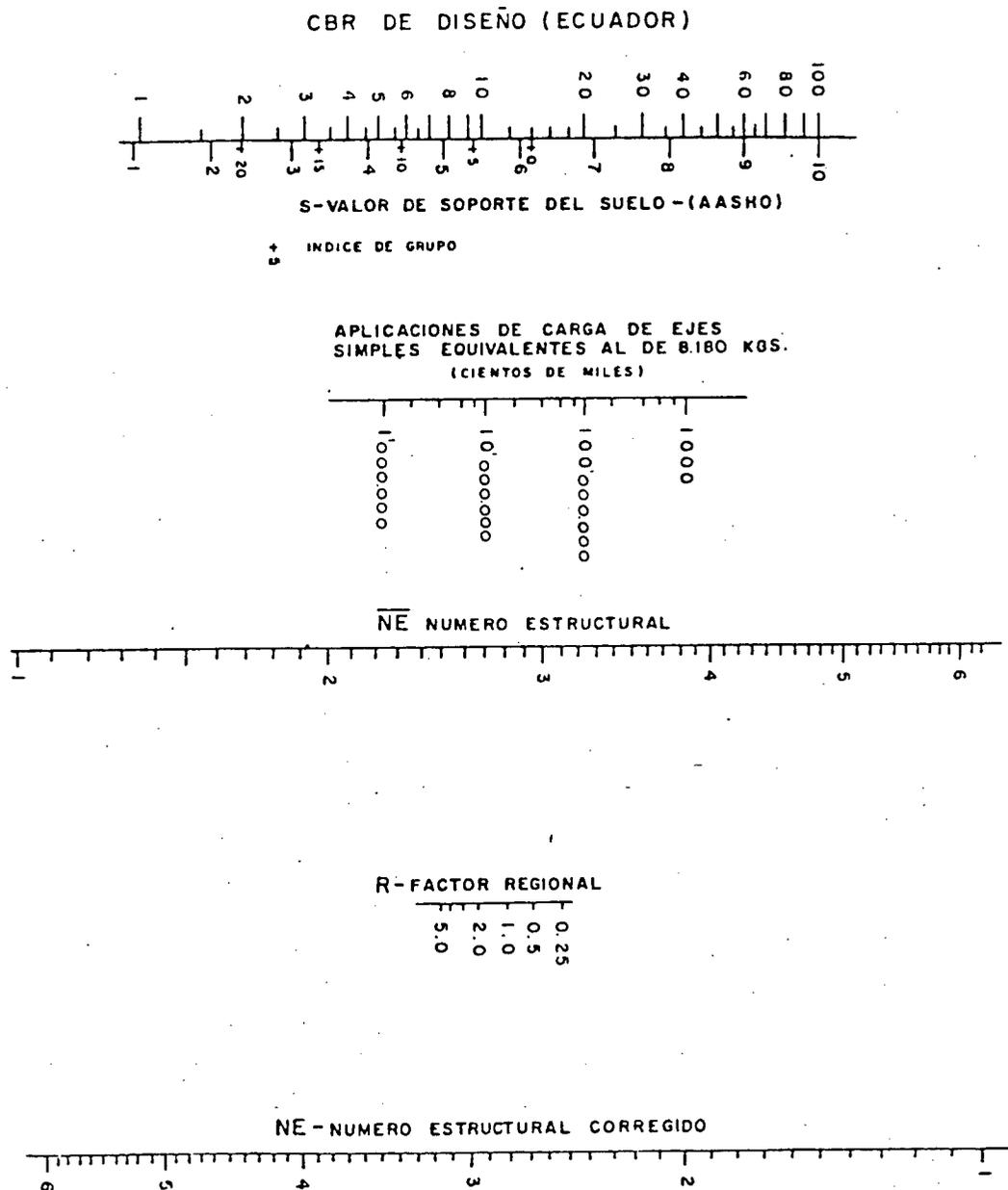
Fig. 7.20.



EL NOMOGRAMA ES IGUAL AL INDICADO EN "AASHO INTERIM GUIDE" 1972
 PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTOS, EXCEPTO LA ESCALA
 DE VALORES CBR CUYA CORRELACION SE INDICA EN EL APENDICE IX-1

Fig. 7.20. - NOMOGRAMA PARA DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE, P = 2,0
 (Nomograma AASHO 400-1).

Fig. 7.21.



EL NOMOGRAMA ES IGUAL AL INDICADO EN "AASHO INTERIM GUIDE" 1972
PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTOS, EXCEPTO LA ESCALA
DE VALORES CBR CUYA CORRELACION SE INDICA EN EL APENDICE IX-1

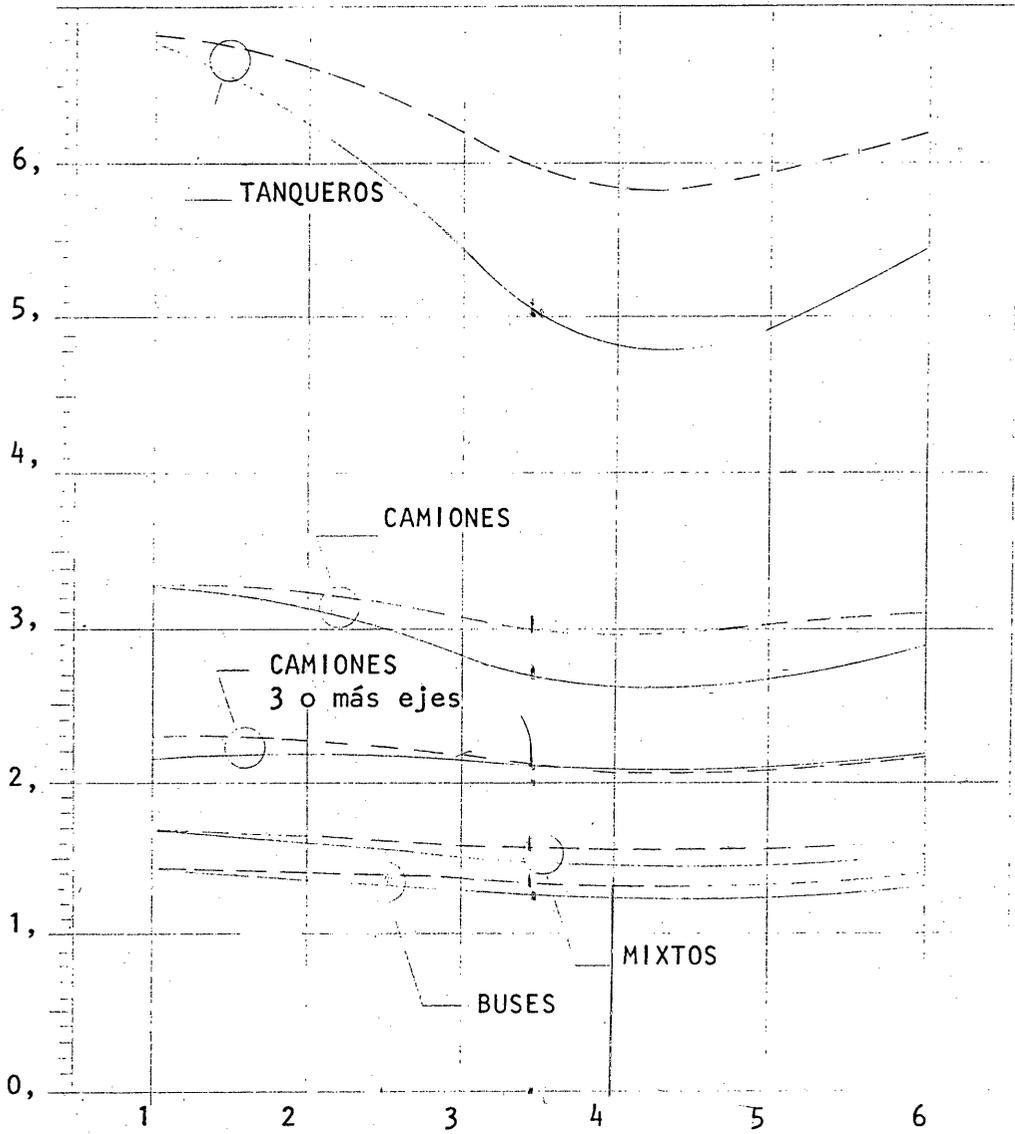
Fig. 7.21.- NOMOGRAMA PARA DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE, P = 2.5
(Nomoograma AASHO 400-1).

Fig. 7.22.

PROMEDIO DE FACTORES DE CARGA EQUIVALENTE
 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

METODO AASHO

EJES EQUIVALENTES DE 18.000 LIBRAS POR VEHICULO



NUMERO ESTRUCTURAL SN

INDICE DE SERVICIO = 2,5 _____

INDICE DE SERVICIO = 2,0 - - - - -

Cuadro 7.4.- RELACION ENTRE LA PRECIPITACION PLUVIAL Y EL FACTOR REGIONAL

Precipitación pluvial anual (mm)	Factor Regional
menor de 250	0.25
de 250 a 500	0.50
de 500 a 1.000	1.00
de 1.000 a 2.000	1.50
de 2.000 a 3.000	1.75
más de 3.000	2.00

5.- PROPIEDADES ESTRUCTURALES DE LOS MATERIALES Y CAPAS DEL PAVIMENTO:

La solución del procedimiento de diseño de la AASHO está en términos de un número estructural (NE) que expresa la resistencia estructural necesaria, que debe tener un pavimento para una combinación del valor soporte del suelo de la carga total equivalente a un eje simple de 8180 kilogramos, del índice final de suficiencia y del factor regional. El NE obtenido en esta forma representa el espesor total del pavimento y debe ser transformado al espesor efectivo de cada una de las capas que los constituirán o sea de la capa de rodadura, de base y de sub-base, mediante el uso de los coeficientes adecuados que representan la resistencia relativa del material a utilizarse en cada capa. Esta conversión se obtiene de la siguiente ecuación.

$$NE = A_1h_1 + a_2h_2 + a_3h_3 + \dots$$

Donde:

NE = Número estructural abstracto que expresa la resistencia necesaria del pavimento total.

a_1, a_2, a_3 = Coeficientes estructurales de la resistencia relativa del material que deben utilizarse para cada capa del pavimento.

h_1, h_2, h_3 = Espesor correspondiente a cada capa.

Los coeficientes estructurales de capa expresan la relación empírica entre el NE y el espesor y es la medida de la capacidad relativa del material para funcionar como un componente estructural del pavimento. Los valores promedios de los coeficientes de capa para los materiales usados en el Ensayo de Carretera de la AASHO fueron determinados en base de los resultados de dicho ensayo. Estos están indicados en el cuadro 7.4. junto con los coeficientes de otros materiales, sugeridos por varias entidades de construcción de carreteras. Debe anotarse que los coeficientes para cualquier material dado no son valores simples; los resultados del Ensayo de Carretera y las experiencias más recientes indican que los valores de los coeficientes no dependen solamente de la calidad del material sino -- también del espesor de la capa, de su posición dentro de la estructura -- del pavimento, de la calidad de las capas que se hallan bajo y sobre ella y de las condiciones ambientales.

Las partes integrantes de un pavimento flexible generalmente son subrasante, sub-base, base y capa de rodadura. Cuando se requiere pavimentos más fuertes o cuando los suelos de la subrasante son extremadamente variables o expansivos se utiliza con frecuencia la capa denominada "subrasante mejorada". El conocimiento actual es todavía muy limitado para asignar coeficientes confiables que puedan ser utilizados con seguridad para medir las propiedades estructurales de los materiales de la subrasante mejorada y por lo tanto, es más aconsejable evaluar esta capa en base del CBR de diseño que está respaldado por suficientes antecedentes que -- permiten una aplicación satisfactoria. La Fig. 7.23. suministra una correlación simple entre los valores CBR y los coeficientes que pueden ser aplicados uniformemente por el diseñador.

El procedimiento de diseño incluye la determinación del espesor total de la estructura del pavimento así como el espesor y el tipo de las -

capas individuales. También conduce al diseño y uso de materiales alternativos equivalentes de manera que pueda hacerse selecciones basándose en la disponibilidad de materiales y costos comparativos.

7.3.5.2.- DISEÑO DE CAPA DE SUBRASANTE MEJORADA:

Este procedimiento para diseñar la capa de la subrasante mejorada es prácticamente una correlación como se indica en la Fig. 7.23. Se convierte el CBR de diseño en un coeficiente estructural equivalente, A_4 , el cual se usa para determinar el espesor efectivo, h_4 , de la capa de subrasante mejorada, en la siguiente expresión:

$$h_4 = \frac{NE - (A_1h_1 + A_2h_2 + A_3h_3)}{A_4}$$

En donde:

NE = Número estructural del pavimento total basado en el CBR de la subrasante existente.

A_1, A_2, A_3 = Coeficientes estructurales de las capas de rodadura, base y sub-base respectivamente.

h_1, h_2, h_3 = Espesor en cm. de las capas de rodadura, base y sub-base respectivamente.

La correlación dada en la Fig. 7.23. está basada en las relaciones espesor - CBR para pavimentos flexibles según el manual del Cuerpo de Ingenieros Estadounidense, EM 1110-345-291 (31 diciembre, 1962) Ref. 6.

Además presentamos el cuadro 7.5. que nos ayuda para realizar el diseño.

En el diseño del pavimento para la Urbanización, se verá más claro este método.

Fig. 7.23.

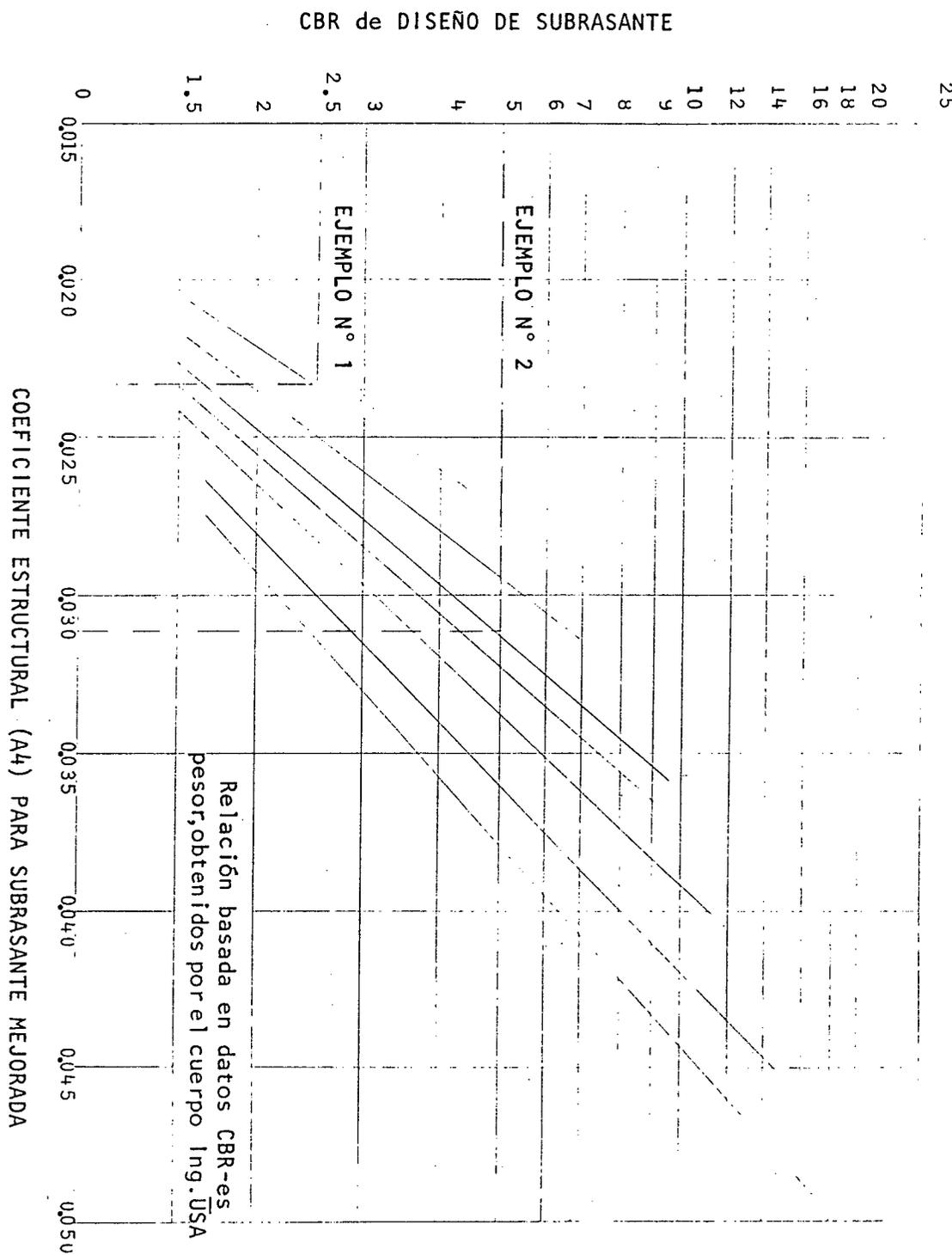


Fig. 7.23.- Correlación entre CBR de Diseño y Coeficiente Estructural Equivalente Para Subrasante Mejorada.

CUADRO 7.5.

COEFICIENTE DE CAPAS
DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES
METODO AASHO

CLASE DE MATERIAL	NORMAS	COEFICIENTE(CM)
<u>CAPA DE SUPERFICIE</u>		
CONCRETO ASFÁLTICO	ESTABILIDAD DE MARSHALL 1.000 - 1.800 LBS.	0,134 - 0,173
ARENA ASFÁLTICA	ESTABILIDAD DE MARSHALL 500 - 800 LBS.	0,079 - 0,118
CARPETA BITUMINOSA MEZCLADA EN EL CAMINO	ESTABILIDAD DE MARSHALL 300 - 600 LBS.	0,059 - 0,098
<u>CAPA DE BASE</u>		
AGREGADOS TRITURADOS, GRADUADOS UNIFORMEMENTE	P.I. 0-4, CBR > 100%	0,047 - 0,055
GRAVA, GRADUADA UNIFORMEMENTE	P.I. 0-4, CBR 30-80%	0,028 - 0,051
CONCRETO ASFÁLTICO	ESTABILIDAD DE MARSHALL 1.000 - 1.600 LBS.	0,098 - 0,138
ARENA ASFÁLTICA	ESTABILIDAD DE MARSHALL 500 - 800 LBS.	0,059 - 0,098
AGREGADO GRUESO ESTABILIZADO CON CEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESION 28 - 46 Kgs/cm ²	0,079 - 0,138
AGREGADO GRUESO ESTABILIZADO CON CAL	RESISTENCIA A LA COMPRESION 7 Kgs/cm ²	0,059 - 0,118
SUELO-CEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESION 18 - 32 Kgs/cm ²	0,047 - 0,079
<u>CAPA DE SUB-BASE</u>		
ARENA-GRAVA, GRADUADA UNIFORMEMENTE	P.I. 0-6, CBR 30 + %	0,035 - 0,043
SUELO-CEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESION 18 - 32 Kgs/cm ²	0,059 - 0,071
SUELO-CAL	RESISTENCIA A LA COMPRESION 5 Kgs/cm ²	0,059 - 0,071
<u>MEJORAMIENTO DE SUBRASANTE</u>		
ARENA O SUELO SELECCIONADO	P.I. 0-10	0,020 - 0,035
SUELO CON CAL	3 % MINIMO DE CAL EN PESO DE LOS SUELOS	0,028 - 0,039
<u>TRATAMIENTO SUPERFICIAL BITUMINOSO</u>		
TRIPLE RIEGO		* 0,40
DOBLE RIEGO		* 0,25
SIMPLE RIEGO		* 0,15
	* USAR ESTOS VALORES PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE TRATAMIENTOS BITUMINOSOS, SIN CALCULAR ESPESORES	

C A P I T U L O V I I I :

C A P I T U L O V I I I :

ESTABILIZACION DE SUELOS:

8.1. GENERALIDADES

8.2. IDENTIFICACION DE LOS SUELOS CON FINES DE ESTABILIZACION.

8.3. TIPOS DE ESTABILIZACION DE SUELOS.

8.3.1. ESTABILIZACION DE SUELOS POR MEDIO DE MEZCLAS.

8.3.1.1. INTRODUCCION

8.3.1.2. MEZCLAS DE DOS SUELOS

8.3.1.3. MEZCLAS DE TRES SUELOS

8.3.2. ESTABILIZACION DE SUELOS CON CEMENTO

8.3.2.1. INTRODUCCION

8.3.2.2. LA RESISTENCIA COMPRESION SIMPLE

8.3.2.3. OTRAS PROPIEDADES

8.3.2.4. LOS METODOS CONSTRUCTIVOS

8.3.2.5. DISEÑO DE ESPESORES

8.3.3. ESTABILIZACION DE SUELOS CON CAL

8.3.3.1. INTRODUCCION

8.3.3.2. PLASTICIDAD

8.3.3.3. RESISTENCIA

8.3.3.4. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

8.3.3.5. DISEÑO DE ESPESORES.

C A P I T U L O V I I I

ESTABILIZACION DE SUELOS:

8.1.- GENERALIDADES (REFERENCIAS 1 y 2):

Es frecuente encontrar suelos no adecuados que se tenga que utilizar en un determinado fin, en un lugar específico. Este hecho abre obviamente tres posibilidades de decisión:

- Aceptar el material tal como lo encuentre, pero tomando en cuenta realísticamente su calidad en el diseño efectuado.

- Eliminar el material no satisfactorio o prescindir de usarlo, sustituyéndolo por otro de características adecuadas.

- Modificar las propiedades del material existente, para hacerlo capaz de cumplir mejores requerimientos.

La última alternativa da lugar a las técnicas de estabilización de suelos. En rigor son muchos los procedimientos que pueden seguirse para lograr esa mejoría de las propiedades de los suelos, con vistas a hacerlos apropiados para algún uso específico, lo que constituye la estabilización. La siguiente lista de tipos de procedimientos no agota seguramente el tema aunque reuna los más comunes:

- Estabilización por medios mecánicos, de los que la compactación es el más conocido, pero entre los que las mezclas de suelos se utilizan también muy frecuentes.

- Estabilización por drenaje.

- Estabilización por medios eléctricos, de los que la electrólisis y la utilización de pilotes electrometálicos son probablemente los mejor conocidos.

- Estabilización por medio del calor y calcinación.

- Estabilización por medios químicos, generalmente lograda por agentes estabilizantes específicos, como el cemento, la cal, el asfalto y ---- otros.

La gran variabilidad de los suelos y sus composiciones hacen que cada método resulte sólo aplicable a un número limitado de tipos de ellos; - en muchas ocasiones, esta variabilidad se manifiesta a lo largo de algunos kilómetros, pero en cualquier caso suele ser frecuente que para aplicar un método económicamente hayan de involucrarse varios tipos de suelos, a veces con variaciones de alguna significación, habiendo de renunciar correspondientemente al empleo del procedimiento óptimo en cada clase.

Desde el principio tiene que reconocerse que la estabilización no es una herramienta ventajosa en todos los casos, y, desde luego, no es simple igualmente ventajosa en las situaciones en que pueda resultar conveniente; por consiguiente, habrá ^{q'}guardar siempre muy claramente en mente el conjunto de propiedades que se desee mejorar y la relación entre lo que se librará al mejorarlas y el esfuerzo y dinero que en ello haya de invertirse. Sólo balanceando cuidadosamente estos factores podrá llegarse a un correcto empleo de la estabilización de suelos.

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

- Estabilidad volumétrica;
- Resistencia;
- Permeabilidad;
- Compresibilidad;
- Durabilidad.

Frecuentemente será posible utilizar tratamientos que mejoren simul-

táneamente varias de esas propiedades, pero también debe estar preparado a encontrar evoluciones contradictorias en la lista, de manera que el mejora miento de una propiedad signifique el deterioro de unas u otras. No debe verse a la estabilización sólo como una medida correctiva; algunos de los mejores usos de estas técnicas representan más bien medidas preventivas -- contra condiciones adversas susceptibles de ulterior desarrollo.

8.2.- IDENTIFICACION DE SUELOS CON FINES DE ESTABILIZACION (REFS. 1 y 7):

Como es sabido, el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos tiene en uso casi universal en el momento presente, para el manejo de estos materiales en la tecnología de las vías terrestres. Sin embargo, es un he cho que ignore o, por lo menos, no destaca algunas características de los suelos que tienen alguna importancia especial en los problemas de estabili zación, sobre todo química. Algunos de estos factores no suficientemente tomados en cuenta por el sistema son la composición mineralógica, la permeabilidad, la influencia de condiciones locales, tales como el clima o ve getación y la historia geológica previa, especialmente en lo que se refiere a suelos finos. Es por eso que al afrontar problemas de estabiliza--- ción de suelos suele ser necesario complementar la clasificación que proporciona el Sistema Unificado con alguna información adicional referente a estos aspectos. La tabla 8.1., proporciona algunas inferencias que pueden hacerse del análisis del perfil que se obtenga.

TABLA 8.1.- INFORMACION CUALITATIVA SOBRE COMPOSICION MINERALOGICA A - PARTIR DE LA OBSERVACION DEL PERFIL DE SUELOS (REF. 1)

PERFIL OBSERVADO	COMPONENTES MINERALOGICOS POSIBLE- MENTE DOMINANTES.
Arcillas jaspeadas, con coloraciones rojo, naranja o blanco.	Caolinitas
Arcillas jaspeadas, con coloraciones amarillas, naranja o gris.	Montmorilonitas
Arcillas negras o gris obscuro.	Montmorilonitas

Arcillas café y café-rojizas

Arcillas blancas o gris claro.

Suelos micáceos

Cristales pequeños, fácilmente disgregables.

Nódulos suaves, disseminados y solubles en ácido.

Nódulos duros, café-rojizo

Agrietamiento intenso, ancho, profundo y espaciado (5 ó 6 cm. o menos).

Igual que el anterior, pero con las grietas espaciadas 30 cm. ó más.

Suelos disgregables, de textura --- abierta, y con apreciable contenido de arcilla.

Suelos disgregables, de textura --- abierta, negros y con apreciable -- contenido de arcilla.

Suelos disgregables, de textura --- abierta, con bajo contenido de arcilla.

Suelos de apariencia rugosa cuando presentan superficies expuestas al intemperismo.

Horizontes delgados de suelos blancuzcos, a menos de 60 cm. de la superficie.

Viene tabla 8.1.

Illitas o con algo de montmorilonita

Caolinitas y bauxitas

Micas

Yesos

Carbonatos.

Minerales de hierro, lateritas.

Illitas ricas en calcio o montmorilonitas.

Illitas.

Generalmente carbonatos y caolín. Nunca montmorilonitas y rara vez - illita.

Suelos orgánicos. Turbas

Carbonatos. Arenas y limos.

Montmorilonita. Salinidad.

Sobre los horizontes blancuzcos limos finos. Abajo arcillas inestables. Probablemente pueden existir aguas suspendidas en los horizontes blancuzcos.

La tabla 8.2., proporciona algunas indicaciones en cuanto a posibilidades de estabilización de diferentes materiales comunes.

TABLA 8.2.- PROBLEMAS TIPICOS Y POSIBILIDADES DE ESTABILIZACION DE ALGUNOS SUELOS COMUNES (REFERENCIA 1):

Tipo de suelo	Problemas y medios de estabilización usuales.
Suelos arenosos	Cuando la granulometría es unifor-

Viene tabla 8.2.

me puede convenir la estabilización con mezcla de otros suelos. Las arenas limpias pueden mejorar sus características con cemento o asfalto.

Suelos limosos con algo de arcilla

En general, el único tratamiento económico al que son susceptibles es a la compactación.

Suelos limosos con muy poca o ninguna arcilla.

No existen tratamientos económicos. Debe evitarse su uso en superficies expuestas, por los polvos que producen cuando se secan.

Suelos arcillosos agrietados

Responden a la estabilización con cal.

Suelos arcillosos no agrietados y de textura abierta.

Responden muy bien a la compactación

Arcillas suaves.

Susceptibles a la estabilización con cal.

Finalmente, la tabla 8.3., proporciona indicaciones en torno a la respuesta típica de algunos materiales importantes en los diferentes métodos de estabilización.

TABLA 8.3.- RESPUESTA DE ALGUNOS MINERALES TÍPICOS A LOS DIFERENTES MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN (REFERENCIA 1):

Mineral o componente del suelo típico	Estabilización recomendable.	Finalidad
Materia orgánica	Estabilización mecánica	Los demás métodos no son efectivos.
Arenas	Mezcla con materiales finos no plásticos.	Para estabilidad mecánica.
	Cemento	Para incrementar resistencia.
	Asfalto	Para adquirir cohesión
Limos	No responden a los métodos de estabilización en uso	-----
Alófanos	Cal o mezclas de cal y yeso.	Para incrementar resistencia.
Caolín	Arena	Para estabilidad mecánica.

Viene Tabla 8.3.

	Cemento	Para incrementar resistencia a corto plazo.
	Cal	Para mejorar trabajabilidad y adquirir resistencia a largo plazo.
llita	Cemento	Para incrementar resistencia a corto plazo.
	Cal	Para mejorar trabajabilidad y adquirir resistencia a largo plazo.
Montmorilonita	Cal	Para mejorar trabajabilidad y adquirir resistencia a corto plazo.
Clorita	Cemento	Aún no hay experiencia concluyente sobre los efectos de esta estabilización.

La saturación o no saturación de los suelos tiene importantes aplicaciones en su estabilización. Los suelos finos saturados pueden mejorar convenientemente con cal, pero pueden ser muy inapropiados para tratamientos asfálticos o con emulsiones pues los primeros pueden o no penetrar o tener serios problemas de adherencia, en tanto que las emulsiones tienen rompimientos no controlados; las resistencias adquiridas por estabilización con cemento suelen ser menores que en los mismos suelos más secos. En los suelos finos no saturados puede haber respuesta muy favorable al uso de cal o cemento, pero la incorporación llega a ser tan importante como la del mismo estabilizante.

8.3.- TIPOS DE ESTABILIZACION DE SUELOS (REFERENCIAS 1 y 2):

A continuación hablaremos de los siguientes tipos de estabilización de suelos: Estabilización de suelos por medio de mezclas, Estabilización con cemento y Estabilización con cal.

8.3.1. ESTABILIZACION DE SUELOS POR MEDIO DE MEZCLAS:

8.3.1.1.- INTRODUCCION:

La estabilización por mezcla se hace remontar usualmente a la segunda década del presente siglo, ocurriendo en los E. U. A. los primeros trabajos en los que se usó con plena conciencia de sus objetivos.

Cuando se diseña mezcla de suelos, para lograr con ellas unas determinadas propiedades deseables, la granulometría suele ser el requisito más relevante en la fracción gruesa, en tanto que la plasticidad lo es, naturalmente, en la fina.

El tamaño máximo de las partículas de la mezcla tiene importancia, puesto que tamaños demasiado grandes son difíciles de trabajar y producen superficies muy rugosas; una proporción demasiado grande de tamaños gruesos conduce a mezclas muy segregables. La presencia de contenidos importantes de materiales finos, menores que la malla 40, hace difícil lograr buenas características de resistencia y deformabilidad, además de que puede conducir a superficies demasiado lisas y fangosas, cuando están húmedas y pulverulentas, cuando están secas.

Se han realizado importantes estudios de laboratorio para cuantificar el efecto de la incorporación de los finos (material menor que la malla 200), especialmente a los materiales triturados petreos que van a servir de base de pavimento; La Fig. 8.1. nos proporciona información en relación al contenido óptimo de fino que deben tener diferentes suelos gruesos para lograr el máximo peso volumétrico seco (en el caso, referido a la prueba AASHO estandar) y el mayor CBR. Puede verse como el contenido óptimo de finos puede aumentar cuanto más fino sea el suelo grueso, llegando a porcentajes del orden del 25% como óptimos para que se alcance el mayor CBR.

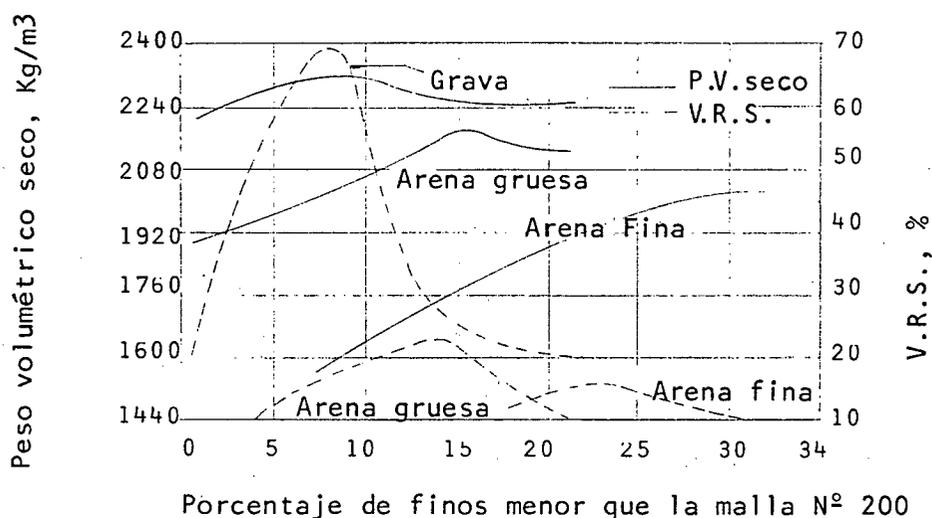


Fig. 8,1.- Valores óptimos del contenido de finos desde el punto de vista del peso volumétrico seco y el V.R.S. (Ref. 1).

La información contenida en la Fig. es familiar; sin embargo el concepto "óptimo", que se maneja en esta Fig. y en otras similares debe discutirse cuidadosamente. Decir óptimo para lograr el mayor peso volumétrico o el mayor CBR de ningún modo quiere decir óptimo para lograr el mejor comportamiento mecánico del suelo en una capa de pavimento o en una terracería. Se deja notar que los contenidos de finos que producen en la Fig. el mayor peso volumétrico o el mayor CBR conducen a mezclas de comportamiento muy poco confiables o absolutamente inadecuado, dependiendo de la actividad de los finos; de esta manera podemos darnos cuenta que el resultado de la prueba del CBR es en gran medida independiente de la naturaleza de los finos incorporados, de tal manera que la prueba resulta insensible hasta más allá de lo conveniente en este punto fundamental.

Los resultados de la Fig. 8.1., reflejan únicamente una condición física de las mezclas de los suelos; que se compactan mejor o se penetran más difícilmente si hay finos que llenen los huecos entre las partículas gruesas, pero sin exceder, significativamente ese valor, pero de ningún mo

do reflejan un comportamiento general en cuanto a resistencia o deformabilidad, en condiciones variadas de esfuerzos, bajo el efecto del agua a largo plazo.

Con todos estos antecedentes se deduce que el aspecto más delicado de la estabilización con mezclas de otros suelos es el criterio mismo que se adopte para medir las propiedades del nuevo suelo. Si, como es frecuente, se adopta el criterio de lograr un mayor peso volumétrico, se corre el riesgo de tolerar la inclusión de cantidades de finos excesivamente elevadas. Si se estabiliza para lograr un CBR, se caerá fácilmente en el mismo error, además de que la prueba de medición (el CBR) no discrimina suficientemente la cantidad de los finos incorporados, en el sentido de que finos relativamente poco y muy poco perjudiciales conducen a similares valores del CBR. El control de los finos mezclados midiendo adicionalmente y por separado la plasticidad de los mismos no parece ser suficiente en la práctica, quizá por los muy rápidos cambios en plasticidad que se producen en los bancos o en los préstamos laterales, que muy difícilmente pueden ser detectados a tiempo por un control de calidad normal. El criterio para juzgar las virtudes de la mezcla de suelos debe ser ver la incidencia de la manipulación en las propiedades fundamentales del suelo, que usualmente serán la resistencia triaxial y la reacción esfuerzo-deformación o quizá en algunos casos la permeabilidad u otras.

8.3.1.2.- MEZCLAS DE DOS SUELOS:

En lo que se refiere a la preparación de mezclas de dos suelos, para producir un tercero que tenga una granulometría que le garantice ciertas propiedades deseables, previamente establecidas por un estudio de laboratorio o por una especificación existen en la práctica diversos métodos, variantes de una misma idea central. En términos generales el problema puede enunciarse así:

Se tiene un suelo dividido en varias fracciones, conocido el porcentaje que constituye cada fracción y se desea variar uno o más de esos porcentajes por la adición de alguna proporción de otro suelo, de granulometría conocida.

En general si A, B, C, \dots son los porcentajes que pasan una cierta malla de un conjunto de suelos $1, 2, 3, \dots$ y que se van a combinar para formar un suelo único y si a, b, c, \dots son los porcentajes en que los sus dichos suelos $1, 2, 3, \dots$ van a entrar en la combinación, el porcentaje de la mezcla que pasará por una cierta malla estará dado por la ecuación:

$$P = aA + bB + cC = \dots \quad (8.1.)$$

Los problemas de las mezclas son de varios aspectos: a veces habrá que obtener toda la curva granulométrica de la mezcla y, otras bastará garantizar algún o algunos porcentajes apropiados, de algunos tamaños específicos; un ejemplo del último caso sería la modificación de la fracción fina de suelo para mejorar su plasticidad o su permeabilidad.

Supóngase que se tiene una mezcla de sólo 2 suelos; entonces la ecua ción queda:

$$P = aA + bB \quad (8.2.)$$

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

$$a = 1 - b$$

Sustituyendo en la ecuación se tiene:

$$P = (1 - b) A + bB = A - Ab + bB$$

$$P - A = b (B - A)$$

De donde se obtiene:

$$b = \frac{P - A}{B - A} \quad (8.3.)$$

Trabajando similarmente, puede llegarse a:

$$a = \frac{P - B}{A - B} \quad (8.4.)$$

Las expresiones (3) y (4) dan los porcentajes en que los suelos 1 y 2 deben combinarse, para que la mezcla tenga el porcentaje P pasando la malla que se haya elegido como base de cálculo.

Obviamente P debe ser seleccionado por el proyectista, con base en sus necesidades prácticas.

Para ilustrar mejor nos planteamos un ejemplo:

DATOS DEL PROBLEMA (TABLA 8.A)

TAMIZ	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°8	N°30	N°50	N°100	N°200
SUELOS									
1	100	90	59	16	3.2	1.1	0	0	0
2	100	100	100	96	82	51	36	21	9.2
Mezcla	100	80-100	70-90	50-70	35-50	18.29	13-23	8-16	4-10

La tabla 8.A nos proporciona los datos de los suelos 1 y 2, con cuya mezcla se desea un material que cumpla las especificaciones que se señalan en la propia tabla.

La Fig. 8.2., muestra las granulometrías de los materiales 1 y 2. En rigor el problema que se plantea no está determinado, como hace ver la Ref. 1, por lo que la práctica suele requerir de un cierto manejo de tanteos, por lo menos en el laboratorio, para llegar a soluciones suficientemente aproximadas. Estos tanteos pueden orientarse y facilitarse mucho, estimando desde el principio las fracciones en que los suelos 1 y 2 pueden intervenir con mayor facilidad.

Por ejemplo en la Fig. 8.2., puede notarse que el agregado 1 debe ser usado sobre todo para proporcionar los tamaños gruesos de la mezcla, -

en tanto que el agregado 2 podrá proporcionar los fines.

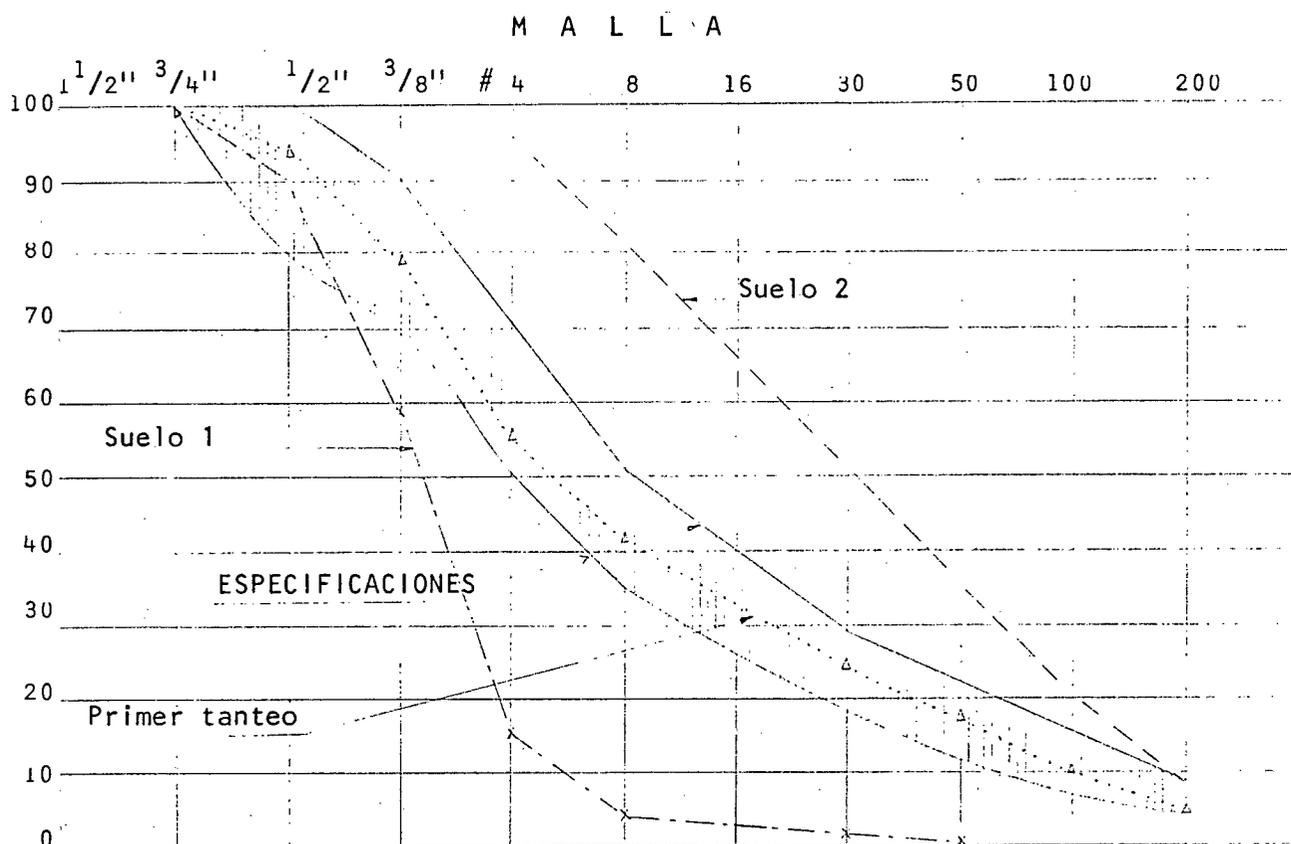


Fig. 8.2.- Granulometrías de los suelos 1 y 2 de la mezcla resultante. (Ref. 1).

Para ilustrar el cálculo se tomará el caso de fijar el porcentaje de la mezcla que debe pasar el tamiz Nro. 8. Se entenderá que dicho porcentaje sea el promedio aritmético de los límites señalados; entonces:

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

De donde, aplicando la ecuación (8.3) se llega:

$$b = \frac{P - A}{B - A} = \frac{42.5 - 3.2}{82 - 3.2} = \frac{39.3}{78.8} = 50\%$$

De manera que se utiliza el 50% de cada suelo componente para formar la mezcla, se estará atendiendo al requerimiento de dicha mezcla en lo referente al tamiz Nro. 8, pero sin poder garantizar lo mismo para los demás tamices, sin embargo, tal criterio puede utilizarse como primer tanteo.

Si así se hiciera, se obtendría la tabla 8.B siguiente:

TABLA 8.B.- PRIMER TANTEO:

Malla Suelo	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°8	N°30	N°50	N°100	N°200
0.5 Suelo 1	50.00	45.0	29.5	8.0	1.6	0.6	0	0	0
0.5 Suelo 2	50.00	50.0	50.0	48.0	41.0	25.5	18.0	10.5	4.6
Mezcla	100.0	95.0	79.5	56.0	42.6	26.1	18.0	10.5	4.6
Especificación de seada	100.0	80-100	70-90	50-70	35-50	18-29	13-23	8-16	4-10

Se observa que la mezcla obtenida quedó dentro de las especificaciones deseadas, si bien bastante justa en lo que respecta al material que pasa el tamiz Nro. 200. Si éste hubiera quedado excedido, por ejemplo un modo de corregirlos sería efectuar un segundo tanteo aumentando un poco el porcentaje del material 1, que no tiene finos, disminuyendo correspondientemente el del material 2.

La granulometría resultante para la mezcla en la tabla (8.B.) se muestra en la Fig. 8.2.

El método anterior puede ser interpretado por una solución gráfica, que resulta especialmente útil para aquellos casos en que no sea muy fácil visualizar cual de los suelos componentes debe contribuir más a la formación de diferentes fracciones de la mezcla; esto sucede sobre todo cuando se cruzan las curvas granulométricas de los materiales componentes.

Para la realización del método gráfico se comienza por dibujar un cuadrado (Fig. 8.3.), en cuyos lados se colocan escalas de porcentajes granulométricos en la disposición mostrada.

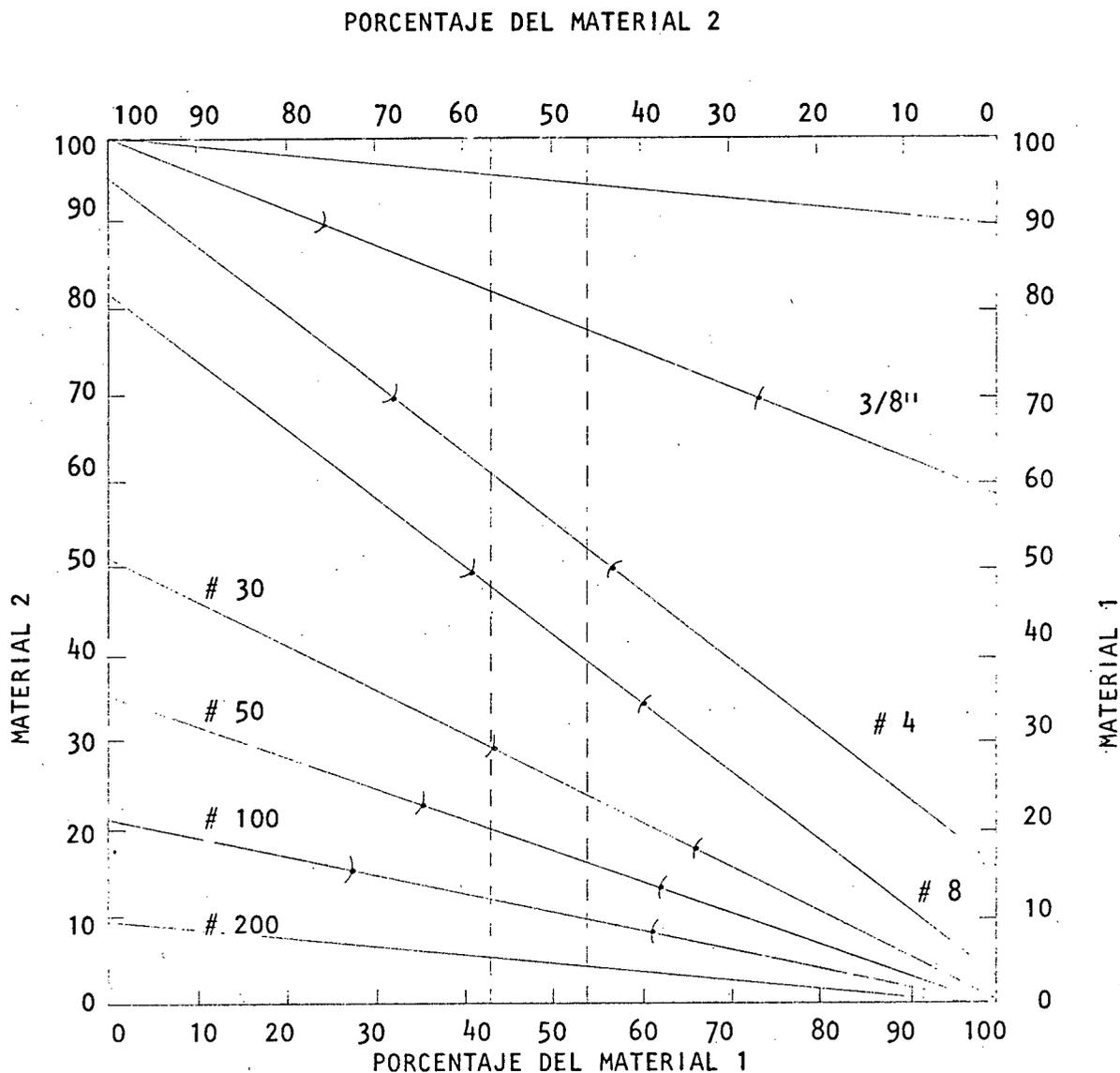


Fig. 8.3.- Método Gráfico para diseño de mezclas de dos materiales (Ref. 1).

En la escala vertical de la derecha se dibujan puntos según la granulometría que muestra el material 1, señalando en cada porcentaje la malla correspondiente en que tal porcentaje ocurre; igual se hace con el material 2 en la escala vertical de la izquierda, si se unen tales puntos por líneas rectas, como se hace en la Fig. 8.3., se tendrá una recta para cada malla. Sobre estas líneas rectas y con base en las escalas verticales de porcentajes que pasan se colocan, en cada una, los límites de la especificación a que se desea se sujete la mezcla (Ver tabla 8.A para interpretar los límites señalados en la Fig. 8.3.).

La Fig. 8.3., está construida de tal manera que un punto cualquiera de los señalados en una de las líneas inclinadas, que representa un cierto porcentaje de la mezcla, en el tamaño correspondiente a la línea, permite leer en las escalas horizontal superior e inferior los respectivos porcentajes en que deberán entrar en la mezcla los materiales 1 y 2 para producir un porcentaje como el señalado, en el tamaño correspondiente.

Así, se trazan las dos líneas verticales de puntos, por los puntos más próximos entre sí de todos los que corresponden a límites de especificación de la mezcla, se habrá limitado una zona tal que si los porcentajes en que se mezclan los suelos 1 y 2 quedan dentro de ella, se producirá una mezcla que automáticamente resulta dentro de todas las especificaciones señaladas.

8.3.1.3.- MEZCLA DE TRES SUELOS:

Se desea mezclar 3 agregados α , β , γ , cuyas granulometrías se muestran en la Fig. 8.4.. Deberá obtenerse una granulometría, con la mezcla de los tres agregados, tal que quede lo más posible dentro de las especificaciones mostradas en la Fig.; los datos se presentan en la Tabla C.

Se analizará el problema empleando las soluciones gráficas mediante métodos de diagramas rectangulares.

Como se puede ver en la Fig. 8.4., para el problema no se considera práctica la solución analítica, debido al traslape que se presenta en las granulometrías dadas.

El método básicamente consiste en lo siguiente:

Se dibuja un triángulo equilátero, cuyos lados se dividen en escalas de 0 a 100, como se encuentra en la Fig. 8.5... En una de las escalas se colocan porcentajes de suelos menores del tamiz 200; en la otra, porcentajes que pasan el tamiz 4 y son retenidos en el 200 y en la tercera escala-

DENOMINACION DE LA MALLA

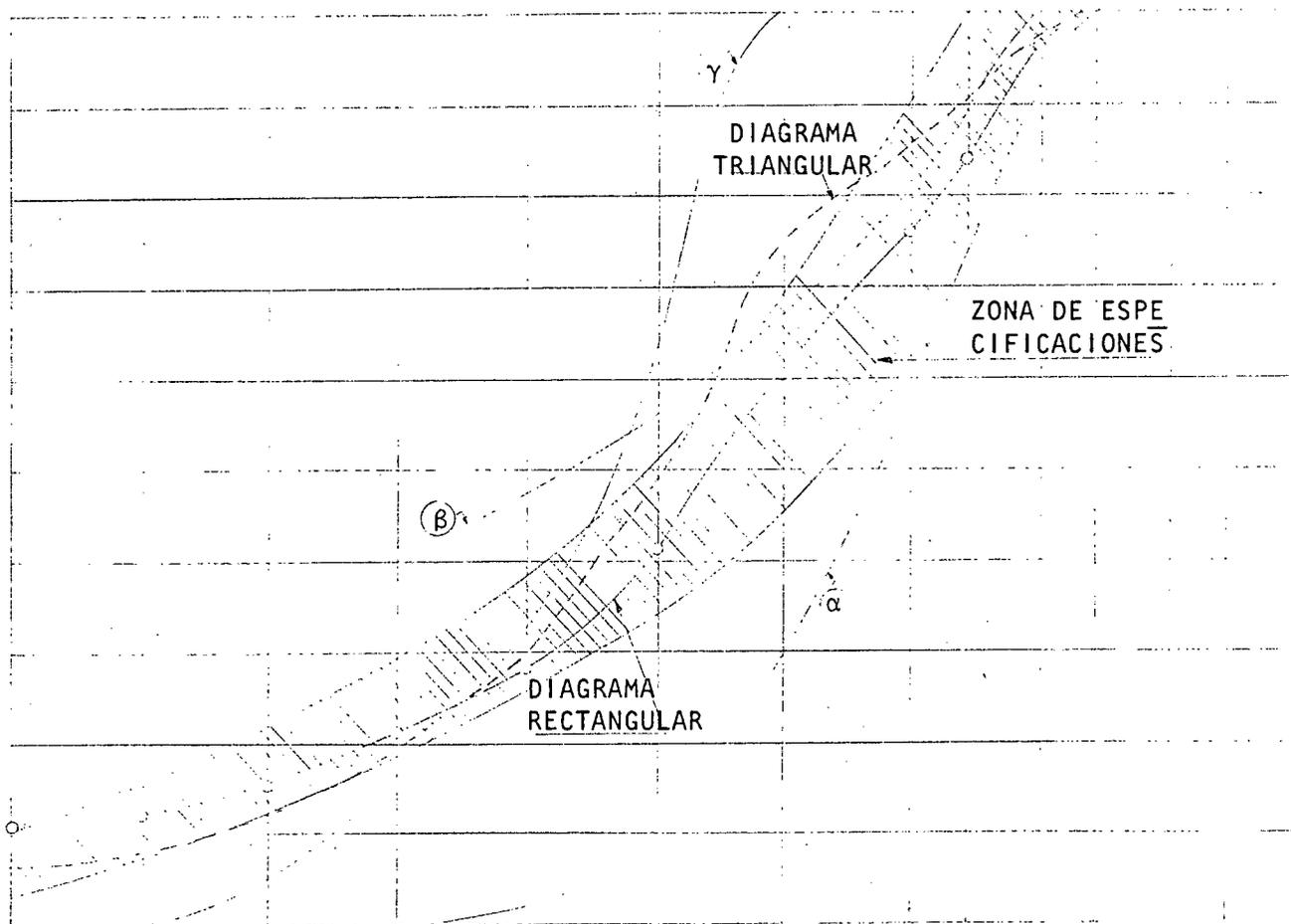


Fig. 8.4.- Curvas granulométricas

	Retenido Pasa 4		Ret. 200 Pasa 200
α	70.0	30.0	0.0
β	32.5	43.5	24.0
γ	0.0	100.0	0.0
Especif	55/31	-----	4/10

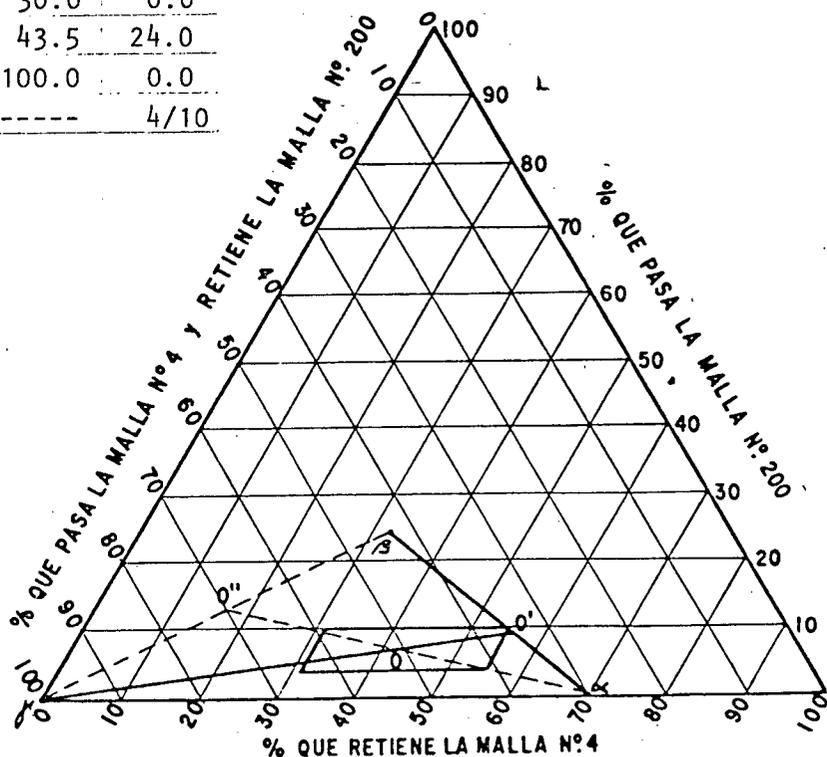


Fig. 8.5.- Diagrama triangular

se coloca el porcentaje que se retiene en el tamiz 4.

Es cómodo respetar las inclinaciones de los números, ya que en ese sentido se harán las lecturas sobre las escalas.

Con las granulometrías de los agregados se determinan sus porcentajes representativos correspondientes a las escalas anteriormente señaladas, haciendo lo mismo con las especificaciones, de tal manera de que se obtenga una tabla como la mostrada en la Fig. 8.5.. Cada uno de los suelos queda representado en el diagrama triangular por un punto único y recíprocamente, cada punto del diagrama representa un suelo posible.

Utilizando dos de las coordenadas se ubica la posición de los suelos dentro del diagrama triangular, sirviendo la tercera coordenada de comprobación.

Se traza la zona de las especificaciones dentro del diagrama triangular; para ello basta fijar los dos rangos (retenido en N°4 y pasa N°200) en forma paralela a las escalas respectivas.

Cualquier punto dentro del triángulo formado por los tres suelos, representaría a una mezcla granulométrica de los mismos; en consecuencia es necesario que para que cualquier mezcla de los 3 agregados quede dentro de las especificaciones, se tenga un cierto traslape en dicho triángulo y la mencionada zona de especificaciones.

En esta forma cualquier punto contenido dentro de esta zona de traslape, representará una mezcla granulométrica aceptable, siendo la óptima la que se localice en el centro de gravedades de dicho traslape (punto 0).

Las proporciones de los tres suelos pueden ahora obtenerse, por ejemplo como sigue:

Unase el punto del suelo γ con el centro de gravedad 0, hasta 0', sobre la línea que une los puntos de los suelos α y β . La relación de los --

segmentos $00'$, entre $\gamma 0'$ da la proporción en que el suelo γ debe entrar en la mezcla de los tres, para que ésta tenga las características granulométricas correspondientes al punto 0. Análogamente la proporción entre los segmentos $\beta 0'$ y $\beta\alpha$ daría la proporción en que el suelo α debe entrar en la mezcla; de hecho la anterior relación entre los segmentos ($\beta 0'/\beta\alpha$) debe estar multiplicada por el complemento a uno de la proporción en que γ haya entrado en la mezcla, pues naturalmente, si γ entró, por ejemplo, en 40%, ya sólo quedará un 60% para repartir entre α y β . Finalmente, el complemento a uno de la suma de las proporciones en que hayan entrado los suelos α y γ dará la proporción en que deba entrar el suelo β . Nótese que esta última también podría calcularse multiplicando la relación de los segmentos $0'\alpha/\alpha\beta$, por el complemento a uno de la proporción en que haya entrado γ .

En el caso de la Fig. 8.5. las longitudes de los segmentos medidas fueron:

$$\text{Porcentaje de } \gamma = \frac{0.0'}{0'\gamma} = \frac{14}{14 + 46} = \frac{14}{60} = 0.234$$

$$\text{Porcentaje de } (\alpha + \beta) = 1.00 - 0.234 = 0.766$$

$$\text{Porcentaje de } \beta = 0.766 \frac{12}{12 + 21} = 0.766 \frac{12}{33}$$

$$\text{Porcentaje de } \alpha = 0.766 \frac{21}{33} = 0.488$$

Los porcentajes de los agregados son:

$$A = 23.4\%$$

$$B = 27.8\%$$

$$C = \underline{48.8\%}$$

$$100.0\%$$

De acuerdo con los porcentajes anteriormente determinados se puede calcular la granulometría resultante como se indica en la Tabla D.

T A B L A C

TAMAÑO AGREGADO	PORCENTAJE QUE PASA											
	1-1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°8	N°16	N°30	N°50	N°100	N°200
Especif.	100	88-100	80-100	70-100	61-90	45-69	34-50	26-38	18-29	12-22	7-16	4-10
α	100,0	100.0	91.5	71.0	58.0	30.0	10.0	2.0	-----	-----	-----	-----
β	100.0	100.0	100.0	89.0	80.0	65.0	57.0	47.5	40.0	33.5	28.5	24.0
γ	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	62.0	33.0	18.0	4.5	-----	-----

T A B L A D

TAMAÑO	PORCENTAJE QUE PASA											
	1-1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°8	N°16	N°30	N°50	N°100	N°200
AGREGADO	1-1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°8	N°16	N°30	N°50	N°100	N°200
0.234 α	23.4	23.4	21.4	16.6	13.6	7.0	2.3	0.5	----	----	----	----
0.278 β	27.8	27.8	27.8	24.8	22.2	18.8	15.9	13.2	11.1	9.3	7.9	6.7
0.488 γ	48.8	48.8	48.8	48.8	48.8	48.8	30.2	16.1	8.8	2.2	----	----
TOTAL	100.00	100.0	98.0	90.2	84.6	74.6	48.4	29.8	19.9	11.5	7.9	6.7
ESPECIF.	100	88/100	80/100	70/100	61/90	45/69	34/50	26/38	18/29	12/22	7/16	4/10



tan con línea punteada el diagrama de la parte izquierda de la Fig. 8.6.

de manera que la mezcla de los suelos α y β se trata como un nuevo suelo - que ha de ser mezclado con el γ . Obsérvese que en este método se mezclan dos agregados cada vez, repitiendo la operación el número de veces que sea necesario

De la Fig. se obtienen los siguientes resultados:

$$\text{Agregado } \gamma = 18\%$$

$$\text{Agregado } \alpha+\beta = 82\%$$

$$\text{Agregado } \beta = 0.55 \times 82 = 45\%$$

$$\text{Agregado } \alpha = 0.45 \times 82 = 37\%$$

Los coeficientes 0.55 y 0.45 se han obtenido de la gráfica de la derecha de la Fig. 8.6., y representan las respectivas participaciones de los agregados β y α en la mezcla $\alpha + \beta$. Los porcentajes para constituir la mezcla total resultan entonces:

$$A = 37\%$$

$$B = 45\%$$

$$C = 18\%$$

De acuerdo con los porcentajes obtenidos resultantes, podría calcularse como se indica en la Tabla E.

Nótese que la granulometría total es la misma a que se hubiera llegado simplemente obteniendo las proyecciones de las intersecciones de la línea centroidal con las líneas correspondientes a cada agregado, sobre la ordenada de la extrema izquierda de la gráfica de la Fig. 8.6.

Esta granulometría ya graficada en la Fig. 8.4,-; presenta diferencias notables respecto a la obtenida con el diagrama triangular o podría repetirse el procedimiento invirtiendo el orden en la manipulación de los agregados; es decir, obteniendo primero la muestra del agregado γ con el α

En la Fig. 8.5., se han empleado líneas continuas para resolver el problema, se procuró la línea interceptara a lo largo de la diagonal mayor

La curva granulométrica obtenida para la mezcla de los 3 suelos se presenta con trazo discontinuo en la Fig. 8.4.; se puede observar para este caso que en el porcentaje correspondiente al tamiz N°4 la curva sale ligeramente de especificación. Se aplicará ahora el método del diagrama rectangular descrito anteriormente para el caso de dos suelos.

Para ello se dibujarán las gráficas incluidas en la Fig. 8.6.

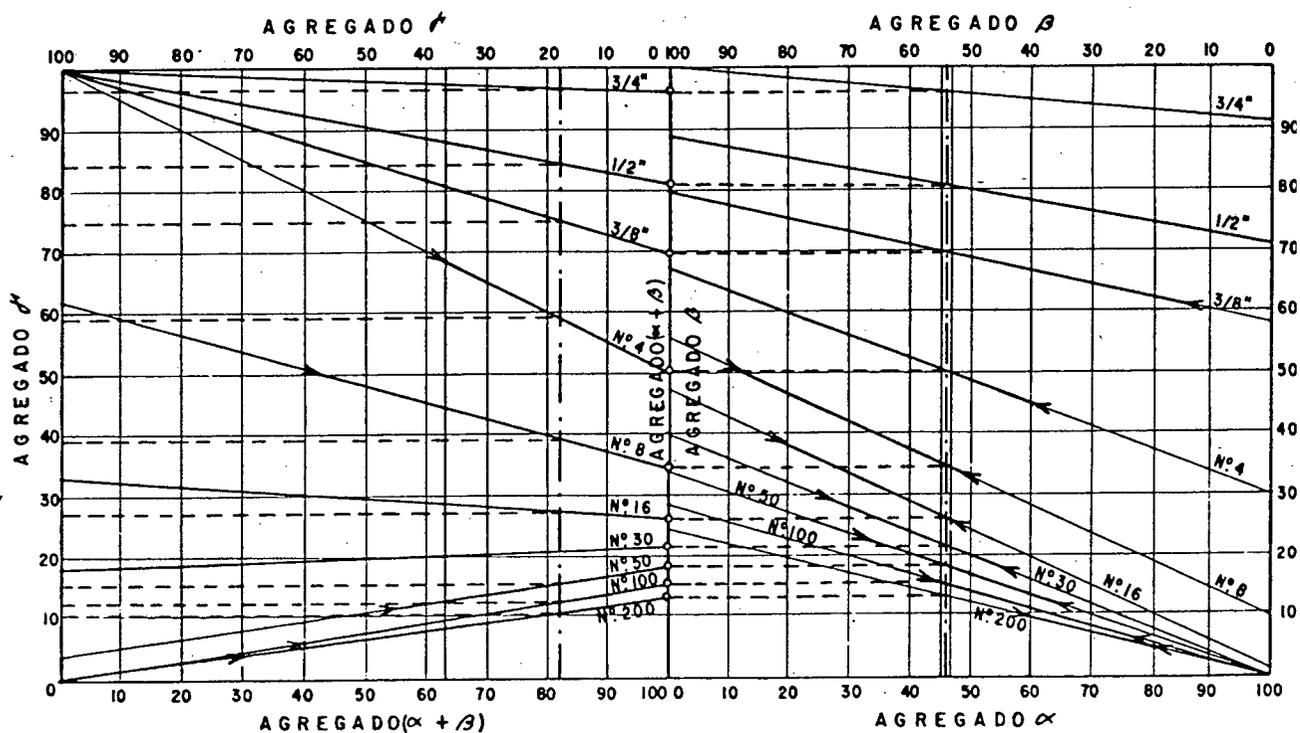


Fig. 8.6.- Diagrama rectangular.

En primer lugar se efectúa la mezcla del agregado α con el β y posteriormente la granulometría obtenida se mezcla con el agregado γ .

Para mezclar los agregados α y β se sigue el proceso para mezclar 2-suelos. Puede observarse que, en este caso, la zona en que se cumple todas las condiciones del problema resultan sumamente estrechas. La línea media de esta zona se considera la mezcla óptima, cuyos valores se proyec-

T A B L A E

TAMAÑO AGREGADO	PORCENTAJE QUE PASA											
	1-1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°8	N°16	N°30	N°50	N°100	N°200
0.370 α	37.0	37.0	33.8	26.2	21.4	11.1	3.7	0.7	---	---	---	---
0.450 β	45.0	45.0	45.0	40.0	36.0	30.3	26.6	21.4	18.0	15.0	12.8	10.8
0.180 γ	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0	10.2	5.9	3.2	0.8	---	---
Total	100.0	100.0	96.8	84.2	75.4	59.4	40.5	28.0	21.2	15.8	12.8	10.8
Especif.	100	88/100	80/100	70/100	61/90	45/69	34/50	26/38	18/29	12/22	7/16	4/10

y posteriormente mezclando el agregado β . En tal caso se obtiene lo indicado en la Fig. 8.7.

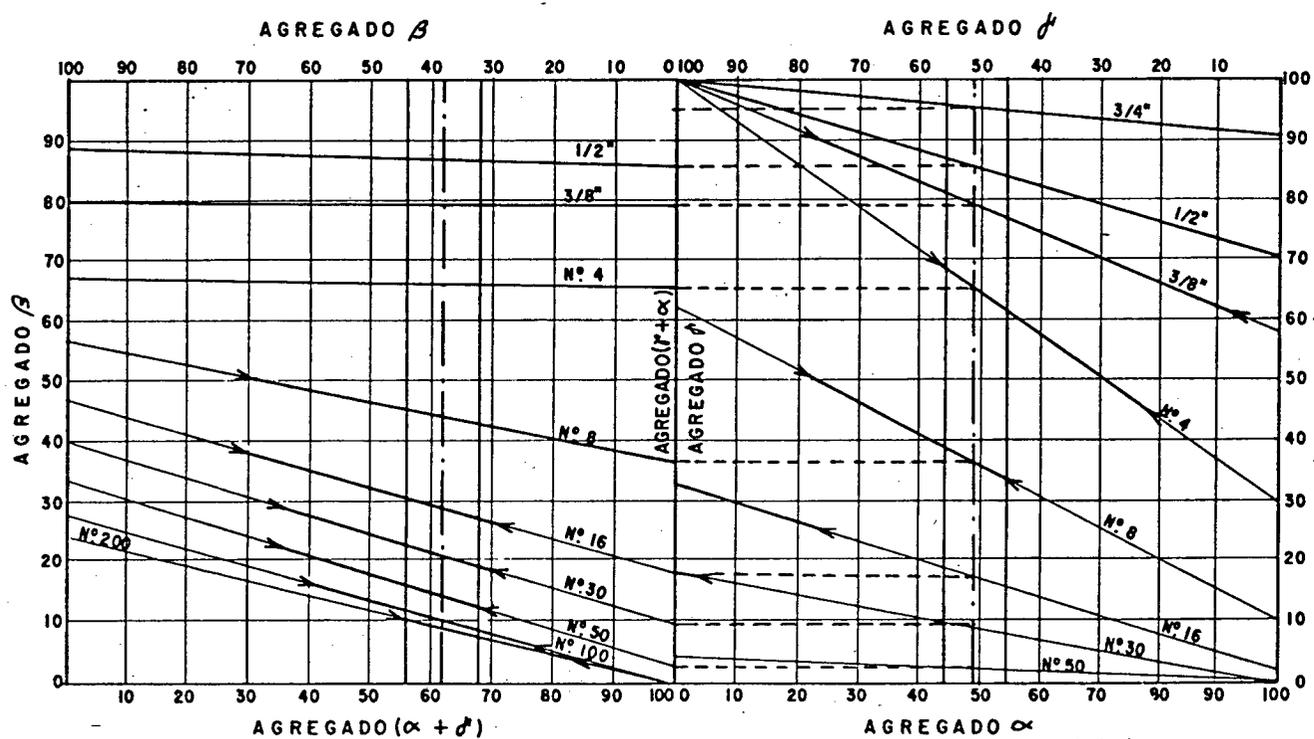


Fig. 8.7.- Otra alternativa con el método del diagrama rectangular.

En este caso los respectivos porcentajes resultan:

$$\text{Agregado } \beta = 38\%$$

$$\text{Agregado } \alpha + \beta = 62\%$$

$$\text{Agregado } \alpha = 0.62 \times 49 = 30.4\%$$

$$\text{Agregado } \gamma = 0.62 \times 51 = 31.6\%$$

Quedando:

$$A = 30.4\%$$

$$B = 38\%$$

$$C = 31.6\%$$

Observando los porcentajes obtenidos en este segundo tanteo y compa-

rándolos con los obtenidos en el primer tanteo, se concluye que el orden en que se manipulee a los agregados tiene una gran influencia en la granulometría resultante.

8.3.2.- ESTABILIZACION DE SUELOS CON CEMENTO:

8.3.2.1.- INTRODUCCION:

La estabilización de suelos con cemento es una de las más utilizadas en el momento presente. La utilización del suelo-cemento, que es el nombre que se ha popularizado para la mezcla de que se habla, se ha extendido por el mundo entero y crece cada día, sobre todo, pero no únicamente, en casos conectados con las vías terrestres y, muy particularmente, con el proyecto y construcción de pavimentos.

Los fenómenos químicos que ocurren entre suelo y cemento, cuando se mezclan con el apropiado contenido de agua, aún no son comprendidos del todo, pero básicamente parece que consisten en reacciones de cemento con los componentes silicosos de los suelos, que producen conglomerantes que ligan a las gravas, arenas y limos; este es el efecto básico en los suelos gruesos. Además, el hidrato de calcio que se forma como consecuencia del contacto del cemento con el agua, libera iones de calcio, muy ávidos de agua, que la toman de la que existe entre las laminillas de arcilla; el resultado de este proceso es la disminución de la porosidad y la plasticidad del suelo arcilloso, así como el aumento de su resistencia y su durabilidad.

La reacción favorable suelo-cemento se ve muy impedida cuando el suelo contiene materia orgánica, pues los ácidos orgánicos poseen gran avidez por los iones de calcio que libera la reacción original del cemento y las captan dificultándose la acción aglutinante del propio cemento en los suelos gruesos o la estabilización de las partículas laminares en las arcillas. Por esta razón, las especificaciones de todos los países exigen que el contenido de materia orgánica en un suelo no sobrepase del 1-2% en peso,

si ha de ser considerado apropiado para ser estabilizado con cemento.

También es nociva la presencia en el suelo de sulfato de Ca de Mg u otras sustancias ávidas de agua, pues privan a los aglomerantes de la humedad necesaria para su función.

El efecto del cemento en los suelos arcillosos resulta más complicado y peor comprendido que en los suelos más gruesos, por lo que pudiera resultar conveniente detallarlo. Parece ser que en primer lugar se produce un efecto primario en que la hidratación del cemento produce silicatos y aluminatos hidratados de Ca, Hidróxido de Ca e iones Ca, que elevan la concentración de electrolitos del agua intersticial, aumentando su PH. Viene a continuación un proceso secundario en dos fases. En la primera, se produce un intercambio iónico entre los iones Ca y otros absorbidos por los minerales de arcilla, todo lo cual tiende a flocular a la propia arcilla. En la segunda fase, tienen lugar reacciones químicas puzolánicas entre la cal y los elementos que componen los cristales de arcilla. Los elementos silíceos, y aluminicos reaccionan con los componentes cálcicos que forman elementos cementantes; el resultado final de esta reacción es la transformación de una estructura arcillosa originalmente floculada y vaporosa, en un agregado resistente. En esta segunda fase, el hidróxido de Ca que se va consumiendo puede reponerse por la cal que se libera durante el proceso primario de hidratación del cemento.

En las superficies expuestas al aire libre, el Ca se carbonata, con el correspondiente efecto de cementación adicional entre las partículas de arcilla.

Prácticamente todos los tipos de cemento son útiles para estabilización de suelos y normalmente se emplean los de fraguado y resistencias normales. Para contrarrestar los efectos de la materia orgánica son recomendables cementos de alta resistencia y cuando la mezcla del suelo se produ-

ce y extiende a baja temperatura, pudieran convenir los de fraguado rápido o bien los que contienen, como aditivo, el cloruro de Ca.

En nuestro país el Ministerio de Obras Públicas "MOP" tiene establecido las especificaciones para la estabilización con suelo-cemento; todo lo que se refiere: tipo de cemento, granulometría de los suelos a emplearse, calidad del agua y todo lo concerniente a estabilización con suelo-cemento. Ver: Especificaciones Generales "MOP" (Ref. 5).

En conclusión puede decirse que tanto en nuestro país como en el resto de países aún bien desarrollados y con una muy buena infraestructura de vialidad; no existe un criterio específico y confiable para diseñar las mezclas en lo que se refiere al contenido de cemento y de que los criterios de que se auxilian los proyectistas quedan fuertemente sujetos a su propia experiencia e interpretación, para muchos el ensayo de los especímenes, sigue siendo un elemento importante de su juicio final. Faltan en gran medida estudios sobre el comportamiento de suelo-cemento bajo cargas repetidas, sobre efectos de deformación acumulativa.

En cualquier caso, los ensayos tienden a determinar actualmente tres aspectos fundamentales en la mezcla suelo-cemento:

- La cantidad de cemento necesario para dar al suelo las características deseadas.
- La cantidad de agua que se deberá agregar.
- El peso volumétrico a que deberá compactarse la mezcla, según los requerimientos de la capa en que vaya a utilizarse.

En el laboratorio suele tenerse el problema de dar las primeras dosificaciones para la preparación de los primeros especímenes de las diferentes pruebas. La tabla 8.4., proporciona una guía para la elección de esos primeros porcentajes.

TABLA 8.4., - (Ref. 1). PORCENTAJE DE CEMENTO A PROBAR INICIALMENTE EN
LOS DIFERENTES TIPOS DE SUELOS:

SUELO	Porcentaje de ce- mento, en peso - usualmente requere- do por la capa terminada.	Porcentaje de ce- mento en peso, a usar inicialmen- te en pruebas de compactación	Porcentaje de ce- mento en pe- so, a usar ini- cialmente en - pruebas de du- rabilidad.
GW, GP, GM y SW	3-8	5-6	3-7
SC, GC,	5-9	7	5-9
SP, SM	7-11	9	7-11
ML	7-12	10	8-12
CL, OL, MH	8-13	10	8-12
CH	9-15	12	10-14
OH, P _t	10-16	13	11-15

La tabla 8.5., permite una estimación un poco más aproximada para el caso de suelos de naturaleza básicamente friccionante. Funciona conociendo los porcentajes granulométricos que se mencionan, así como los pesos vo-
lumétricos a que se haya llegado en las mezclas tras compactarlas con una prueba de impacto, del tipo AASHO. La tabla permite afinar entonces los contenidos de cementos con vistas a pruebas de durabilidad o de resistencia.

La tabla 8.6., es enteramente equivalente a la tabla 8.5., pero se refiere a suelos de naturaleza arcillosa, plástica. Aparece en dicha tabla el concepto del índice de grupo del suelo (IG), que se establece en la fórmula:

$$IG = 0.2a + 0.005 ac + 0.01bd.$$

El significado de esta fórmula está en la parte de suelos.

TABLA 8.5.- (Ref. 1).- PORCENTAJE DE CEMENTO PARA ESPECIMENES EN PRUEBAS-
DE DURABILIDAD.

SUELOS DE NATURALEZA FRICCIONANTE

Material retenido en la Malla -	Material menor que 0.5 mm.	Porcentaje tentativo de cemento para los pesos volumétricos que se anotan, en peso.					
		1680 a 1750 Kg/m ³	1750 a 1830 Kg/m ³	1830 a 1910 Kg/m ³	1910 a 1990 Kg/m ³	1990 a 2070 Kg/m ³	2070 a Más Kg/m ³
%	%	%	%	%	%	%	%
0-14	0-19	10	9	8	7	6	5
	20-39	9	8	7	7	5	5
	40-50	11	10	9	8	6	5
15-29	0-19	10	9	8	6	5	5
	20-39	9	8	7	6	6	5
	40-50	12	10	9	8	7	6
30-45	0-19	10	8	7	6	5	5
	20-39	11	9	8	7	6	5
	40-50	12	11	10	9	8	6

Es evidente que las tablas 8.4., 8.5. y 8.6. tienen un origen en la experiencia de laboratorio y deben verse simplemente como guías de tanteo para la realización de proporcionamientos. De ninguna manera podrán interpretarse como resultado de los proporcionamientos, es decir, como sustitutivo de un trabajo de laboratorio que deberá hacerse ineludiblemente en cada caso particular.

La tabla 8.7., es un resumen de las propiedades que se piden usualmente en la tecnología de las vías terrestres a las mezclas de suelo-cemento. Esta tabla también no puede verse como una recomendación final y garantizada a la que deba atenerse el proyectista, sino simplemente como una norma tentativa de experiencia para orientar sus estudios de laboratorio o

TABLA 8.6.-. PORCENTAJES DE CEMENTO PARA ESPECIMENES EN PRUEBAS DE DURABILIDAD.

SUELOS DE NATURALEZA PLASTICA:

Indice de grupo del suelo.	Material entre 0.05 mm. y 0.005 mm.	Porcentajes totales de cemento para los pesos volumétricos que se anotan, en peso.						
		1140 a 1510 Kg/m ³	1510 a 1590 Kg/m ³	1590 a 1670 Kg/m ³	1670 a 1750 Kg/m ³	1750 a 1830 Kg/m ³	1830 a 1910 Kg/m ³	1910 a Más Kg/m ³
	%	%	%	%	%	%	%	%
0-3	0-19	12	11	10	8	8	7	7
	19-39	12	11	10	9	8	8	7
	39-59	13	12	11	9	9	8	8
	60 ó más	-	-	-	-	-	-	-
4-7	0-19	13	12	11	9	8	7	7
	19-39	13	12	11	10	9	8	8
	39-59	14	13	12	10	10	9	8
	60 ó más	15	14	12	11	10	9	9
8-11	0-19	14	13	11	10	9	8	8
	19-39	15	14	11	10	9	9	9
	39-59	16	14	12	11	10	10	9
	60 ó más	17	15	13	11	10	10	10
12-15	0-19	15	14	13	12	11	9	9
	19-39	16	15	13	12	11	10	10
	39-59	17	16	14	12	12	11	10
	60 ó más	18	16	14	13	12	11	11
16-20	0-19	17	16	14	13	12	11	10
	19-39	18	17	15	14	13	11	11
	39-59	19	18	15	14	14	12	12
	60 ó más	20	19	16	15	14	13	12

o el ejercicio de capacidad de elección, que deberán ser invariablemente - empleados en cada caso.

TABLA 8.7.- PROPIEDADES COMUNMENTE EXIGIDAS A LAS MEZCLAS DE SUELO CE--
MENTO:

Tipo de capa	Resistencia a la compresión simple (1)	CBR (2)	Expansión	Pérdida de peso en prueba de hu- medecimiento y secado. (3).
_____	Kg/cm ²	%	%	%
Sub-bases. Mate- rial de relleno para trincheras	3.5-10.5	20-80	2	7
Sub-bases o ba- ses para tránsi- to muy ligero - (4).	7-14	50-150	2	10
Bases para trá- fico intenso	14-56	200-600	2	14
Protecciones de terraplenes con- tra erosión y - acción de agua.	> 56	600	2	14

(1) Tras siete días de curado a humedad constante. La resistencia de espe-
címenes análogos sumergidos en agua no debe ser más de un 20% menor.

(2) Tras un período de inmersión en agua de cuatro días.

(3) La prueba de durabilidad sólo tiene sentido si el agua puede penetrar-
en la mezcla.

(4) La resistencia en este caso puede ser menor en zonas bien drenadas.

A continuación se mencionarán algunas propiedades mecánicas de las --
mezclas de suelo-cemento y se analizan someramente sus variaciones con al-
gunas características de interés práctico:

8.3.2.2.- LA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE:

La Fig. 8.8., muestra la variación de la mezcla a la compresión simple de suelo cemento con el contenido de cemento, utilizando diferentes -- suelos como matriz.

En general la resistencia aumenta casi linealmente con el contenido de cemento, pero la pendiente de las gráficas si varía mucho de suelo a -- suelo.

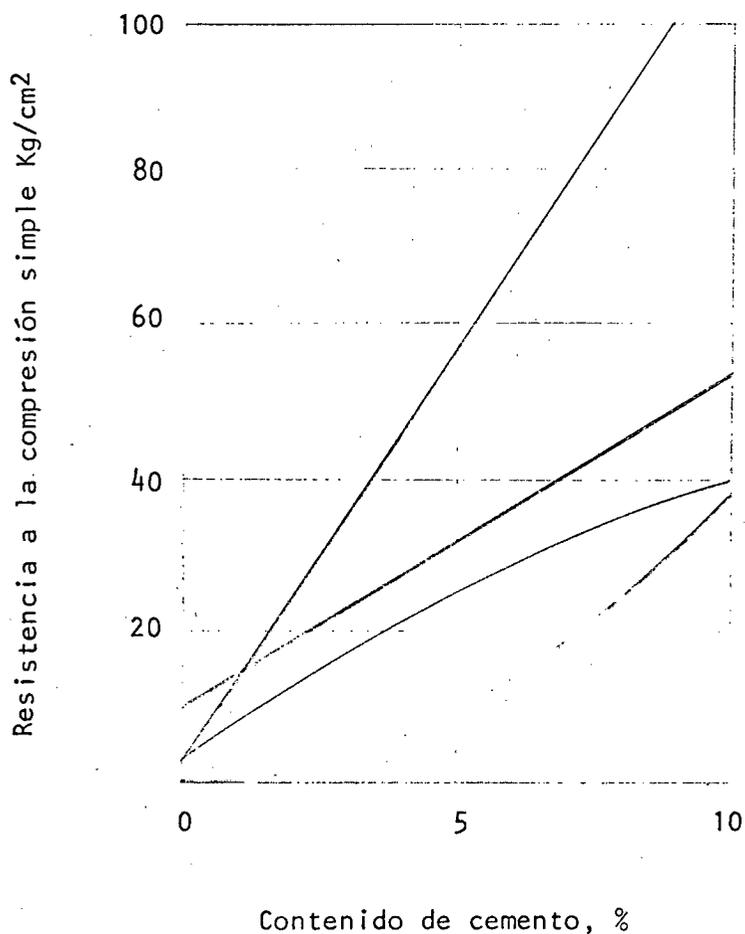


Fig. 8.8.- Variación de la resistencia a la compresión simple, de especímenes estabilizados con cemento en diversos suelos típicos (Ref. 1).

8.3.2.3.- OTRAS PROPIEDADES:

Otros estudios realizados en especímenes de suelo-cemento indican un comportamiento esfuerzo de formación no lineal para cargas arriba de un 60% de la carga de falla y relativamente lineal para valores menores

La Fig. 8.9., muestra un típico comportamiento bajo carga repetida, que indica una considerable deformación no recuperada entre un ciclo de carga y el siguiente.

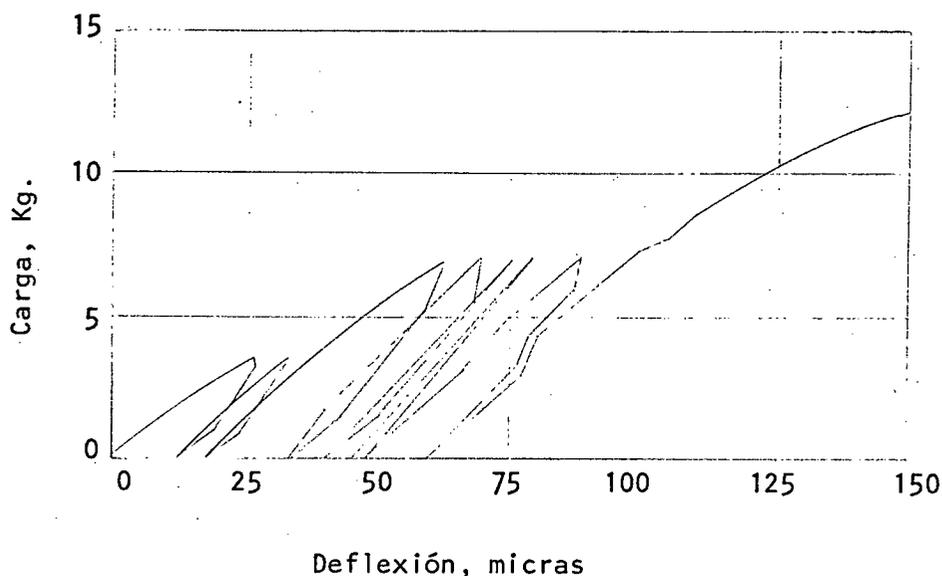


Fig. 8.9.- Efecto de la carga repetida en un espécimen de arcilla estabilizada con 10% de cemento (Ref. 1).

Particular interés se ha dado en los estudios de suelo-cemento en pavimentos a los fenómenos de fatiga, causada por efectos de carga repetida. El número de repeticiones de carga que llega a causar la falla se ha relacionado con el radio de curvatura de la capa tratada que se flexiona bajo una prueba de este estilo. En estos estudios se ha visto que el efecto -- del módulo de reacción de la subrasante (K) es pequeño y que el contenido de cemento tiene los resultados de las pruebas con carga repetida una influencia menor que lo que en principio fuera de pensar; el nivel de la carga repetida, en relación con la carga de falla, si es importante y también lo es la naturaleza del suelo que forma la mezcla, que para estas investigaciones suele dividirse en dos grupos:

- Suelos granulares, con menos de 35% como fracción más fina que el tamiz 200 en general suelos SC, SP, SM, GC.

- Suelos finos con más de 35% menor que la malla 200 en general suelos ML, OL, MH, CH, OH, Pt.

Como resultado de estos trabajos se llega a ecuaciones que limitan el radio de curvatura de la parte de la capa flexionada por la carga a un cierto valor, tras aplicar un número fijo de repeticiones. A modo de ejemplo mencionamos las siguientes ecuaciones:

$$R = \frac{0.3 h^{3/2}}{h - 1.2} \text{ ReN}^{0.025} \quad (\text{material granular})$$

$$R = \frac{0.3 h^{3/2}}{h - 1.2} \text{ ReN}^{0.050} \quad (\text{material fino})$$

Donde:

R = Radio de curvatura permisible para un número R de repeticiones de carga, en cm.

Rc = Radio de curvatura crítico, que provoca la falla de la capa tratada con N repeticiones de carga y que depende del nivel de carga empleado, de las características de la mezcla, etc., en cm.

h = Espesor de la capa tratada en cm.

N = Número de repeticiones de la carga, sea ésta una llanta cargada o una placa que represente en el estudio a la condición de tránsito.

8.3.2.4.- LOS METODOS CONSTRUCTIVOS:

Las operaciones constructivas de una capa de suelo-cemento constan de las siguientes etapas:

- Escarificación, pulverización y pre-humedecimiento del suelo, si fuera necesario.

- Dosificación y aspersión del cemento.

- Aplicación del agua

- Mezclado de los materiales.

- Compactación
- Acabado
- Curado.

En la parte de ensayos hablaremos de las operaciones constructivas de la capa de suelo-cemento de acuerdo a las especificaciones emanadas por el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, (Ref. 5).

8.3.2.5.- DISEÑO DE ESPESORES:

En la actualidad, los métodos de diseño de espesores de capas de suelo-cemento atienden sobre todo al efecto de fatiga, para tal fin se requiere conocer la distribución del tránsito, en cargas por ejes sencillos o de doble y de peso diferente, susceptible de presentarse durante el período de diseño.

El efecto de fatiga que produce individualmente cada uno de los ejes que han de transitar por la capa, se maneja a fin de cuentas a través del denominado factor de fatiga, en valor único que expresa el efecto total -- del tránsito durante el período de diseño, en lo referente a tal concepto. La tabla 8.3.E muestra los llamados Coeficientes de Fatiga Básica, que representa las equivalencias de los efectos que diferentes cargas por eje -- producen en relación a los que causa un eje sencillo de 8.2 Ton. o un eje tandem de 13.6 Ton.

Los coeficientes de la fatiga básica de la tabla se multiplican por el número de ejes de cada clase (en miles) que haya, según la distribución -- del tránsito de que se disponga y el valor total de la suma de estos productos proporciona el valor de la fatiga de diseño.

Con dicho valor de fatiga de diseño puede entrarse ahora a las gráficas de la Fig. 8.10. en las que puede obtenerse el espesor de la capa -- tratada con cemento, para casos de suelo granular y suelo fino, en función del módulo de reacción de la subrasante (Capítulo III).

TABLA 8.10.- COEFICIENTES DE FATIGA BASICA PARA DISEÑO DE ESPESORES DE --
SUELO-CEMENTO EN PAVIMENTOS:

Carga por eje	Suelo-cemento con matriz granular	Suelo-cemento con matriz fina
Ton.	-----	-----
	Eje sencillo	
13.6	12500000	3530
12.7	1270000	1130
11.8	113000	337
10.9	8650	93
10.0	544	23.3
9.1	27	5.2
8.2	1	1.0
7.3	.12	0.16
6.4	.012	0.02
5.4	.001	0.002
	Eje tandem	
22.7	12500000	3530
21.8	3210000	1790
20.9	792000	890
20.0	186000	431
19.1	41400	203
18.2	8650	93
17.3	1690	41.1
16.3	305	17.5
15.4	50.4	7.1
14.5	7.5	2.7
13.6	1.0	1.0
12.7	0.12	0.34
11.8	0.012	0.11
10.9	0.0010	0.03
10.0	-----	0.008
9.1	-----	0.002

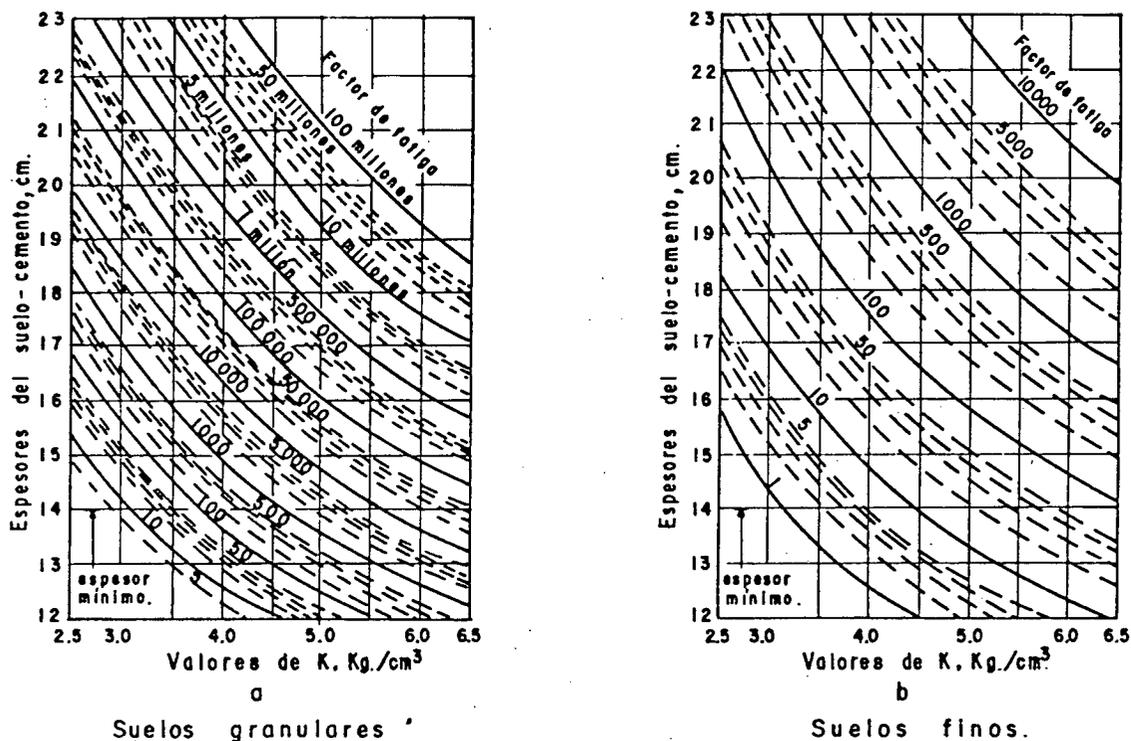


Fig. 8.10.- Gráficos para diseño de espesores de capas de suelo-cemento (Ref. 1).

8.3.3.- ESTABILIZACION DE SUELOS CON CAL:

8.3.3.1.- INTRODUCCION:

La estabilización de suelos con cal parece ser la más antigua -- forma de mejoramiento de suelos por este estilo de métodos, las técnicas de estabilización con cal hidratada son bastantes similares a las de estabilización con cemento, pero hay dos aspectos de diferencia que conviene destacar. En primer lugar la cal tiene un aspecto de aplicación que se extiende mucho más a los materiales más arcillosos que el cemento y, en contrapartida se extiende algo menos hacia el lado de los materiales granulares de naturaleza friccionante. En segundo lugar, está el uso cada día -- más extendido que se hace de la estabilización con cal como un pre-tratamiento, lo que da una fisonomía especial a muchos de los usos de la cal, -

pues en estos casos no necesariamente han de satisfacerse todos los requerimientos de una estabilización definitiva.

La forma más usual de la cal empleada en las estabilizaciones es la hidratada, óxidos o hidróxidos de Ca. Los carbonatos de calcio no tienen virtudes estabilizantes dignas de mención. La cal viva se utiliza con frecuencia en pre-tratamientos con suelos húmedos. El efecto básico de la cal es la constitución de silicatos de Ca que se forman por acción química de la cal sobre los minerales de arcilla, para formar compuestos cementados.

La cal se prepara calentando carbonato de Ca, bajo la forma de calizas naturales, hasta que pierdan su bióxido de Ca y devienen en óxidos de Ca; el material resultante es cal viva, muy inestable y ávida de agua, lo que hace difícil su manejo y almacenamiento, por lo que suele hidratarse de inmediato.

Para formar cal estabilizante no es preciso partir de calizas puras, sino que pueden tolerarse algunas impurezas. La tabla 8.9., expresa los requisitos que suelen pedirse a la materia prima para formar cal estabilizante.

TABLA 8.9.- REQUERIMIENTOS DE LAS CALIZAS Y CARBONATOS DE CALCIO NATURALES PARA FORMAR CAL ESTABILIZANTE (Ref. 1).

Propiedad	Cal Viva CaO	Cal Hidratada Ca (OH) ₂
Oxidos de calcio magnesio	No menos de 92%	No menos de 95%
Bióxido de carbono en el horno.	No más de 3%	No más de 5%
Fuera del horno.	No más de 10%	No más de 7%
Finura	-----	No más de 12% retenido en la malla - Nro. 180.

En la estabilidad con cal debe evitarse el uso de agua ácida. El agua de mar se ha usado para compactar suelo-cal con frecuencia, pero debe evitarse allí donde se vaya a colocar un riego de sello asfáltico sobre la capa tratada, pues la cristalización de las sales desprenderá el sello. La cantidad de agua que se emplee está regida por los procedimientos de compactación, pero si se usa cal viva pudieran requerirse cantidades adicionales de agua en suelos con menos de 50% de contenido natural de dicho elemento.

Se indican las propiedades más significativas del suelo-cal y a los factores que en ella se influyen.

8.3.3.2.- PLASTICIDAD:

La cal disminuye mucho el índice de plasticidad de los suelos muy plásticos, tiene poca influencia en el índice plástico de los suelos de plasticidad media y puede aumentar el índice de plasticidad de los suelos finos menos plásticos.

8.3.3.3.- RESISTENCIA:

La Fig. 8.11., muestra la variación de la resistencia a la compresión simple de varios suelos con el contenido de cal. Puede verse como la resistencia aumenta en términos generales hasta contenidos de cal del orden de 8% en peso; más allá de ese límite es frecuente que la resistencia permanezca relativamente insensible al aumento de la proporción de cal, excepto en el caso de los materiales más arcillosos en los que la resistencia puede seguir aumentando para contenidos de cal de 10% o aún mayores.

En esto la cal difiere del cemento, con el que la resistencia sigue aumentando para contenidos muy altos del estabilizante (arriba del 20%)

La Fig. 8.12. muestra el efecto sobre la resistencia a la compresión simple tiene la edad del suelo-cal en diferentes suelos. La resistencia aumenta con el tiempo en forma similar a como sucede en el cemento.

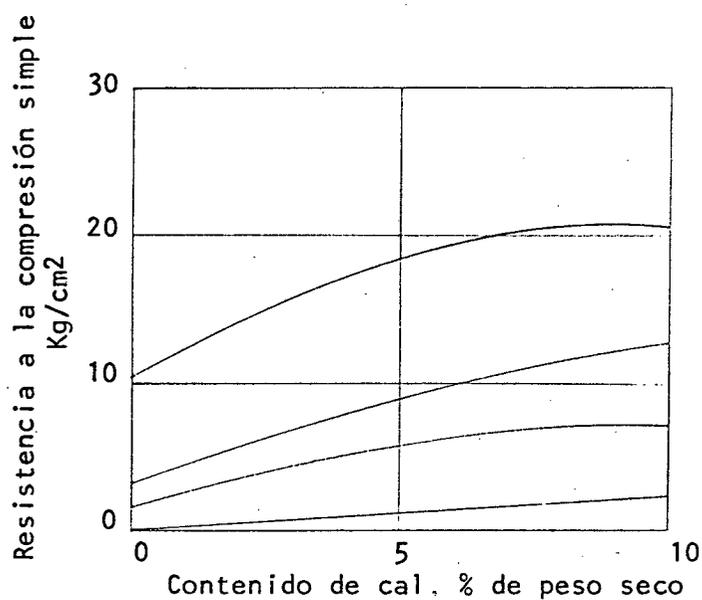


Fig. 8.11.- (Ref. 1).

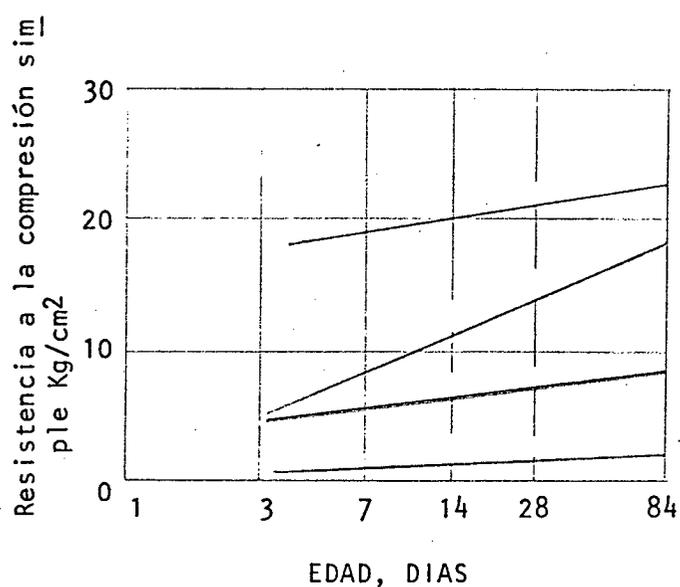


Fig. 8.12.- Efecto de la edad de una mezcla de 5% de cal, en peso, con diversos tipos de suelos (Ref. 1).

La Fig. 8.13., establece la influencia del tiempo de curado de la resistencia a la compresión simple de especímenes de suelo-cal. En todos los casos se estabilizó un limo con 10% en peso, de cal hidratada y las diferentes curvas que se presentan se refieren a la inclusión de diversos aditivos, en añadidura de cal. La curva de control no contiene ninguno de estos aditivos. Los aditivos se usaron en proporciones comprendidas entre

uno y 2% de suelo seco.

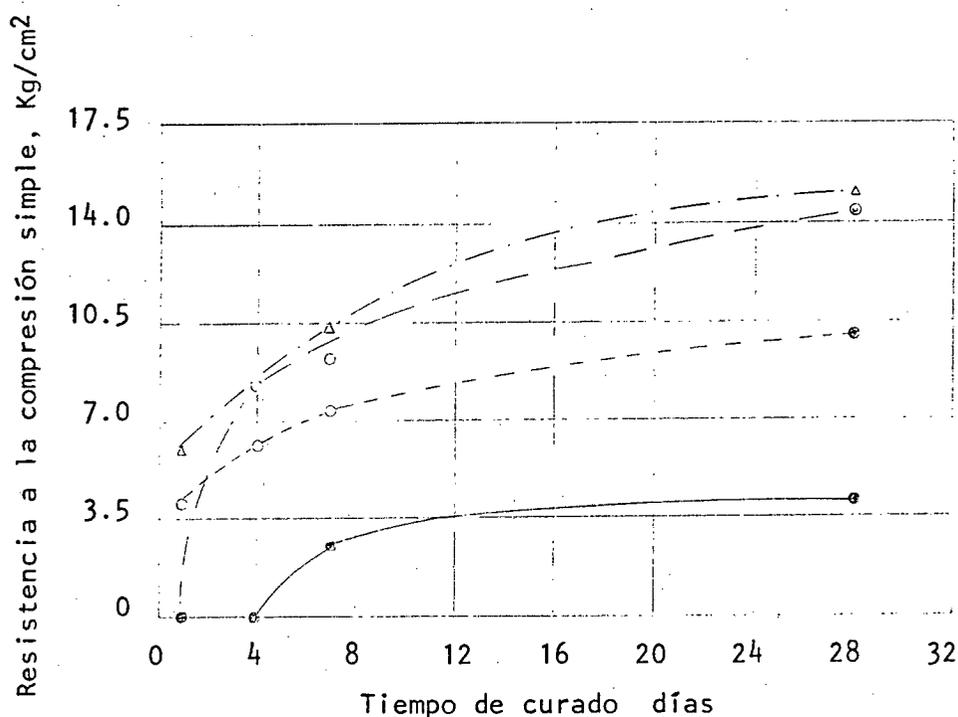


Fig. 8.13.- Efecto del tiempo de curado de los especímenes en la resistencia a la compresión simple obtenida. Limo estabilizado con 10% de cal hidratada y las proporciones de aditivo que se citan (Ref. 1)..

8.3.3.4.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS:

La metodología de construcción del suelo cal es en principio similar a la del suelo-cemento, al igual que lo son las pruebas de laboratorio que se utilizan actualmente para dar una idea de la calidad de los suelos obtenidos. Un buen criterio para preparar muestras para estudio en el laboratorio es dar al suelo 1% de cal por cada 10% de fracción fina que contenga.

La tabla 8.10. de los contenidos de cal que son usuales para diferentes tipos de suelos. Denuovo, debe manejarse esta información simplemente como norma de criterio, sin permitir que excluya en ningún caso las determinaciones de laboratorio correspondiente.

TABLA 8.10.- CONTENIDOS USUALES DE CAL HIDRATADA EN DIFERENTES SUELOS
(PORCENTAJES EN PESO DE SUELO SECO)

Tipo de suelo	Pre-tratamientos	Estabilizaciones definitivas.
_____	%	%
Roca triturada*	2 - 4	No recomendada
Gravas arcillosas bien graduadas.	1 - 3	3
Arenas**	No recomendada	No recomendada
Arcilla arenosa	No recomendada	5
Arcilla limosa	1 - 3	2 - 4
Arcilla plástica	1 - 3	3 - 8
Arcilla muy plástica	1 - 3	3 - 8
Suelos orgánicos	No recomendada	No recomendada

* Sólo recomendable si tiene finos plásticos

** Conviene la cal con vistas a estabilización con asfalto, pues mejora la adherencia. En los loes conviene usar cal viva.

Los pasos constructivos para la estabilización de capas de pavimento con cal son las siguientes:

- Escarificación del material de apoyo.
- Pulverización del suelo.
- Regado de cal (en sacos o a máquina).
- Mezclado a mano, con equipo o con máquinas mezcladoras.
- Incorporación del agua, si es necesario para dar a la mezcla su humedad óptima de compactación.
- Compactación.
- Conformación.
- Curado mínimo de cinco días.

- Colocación de una superficie protectora.

8.3.3.5.- DISEÑO DE ESPESORES:

El criterio más usual en la tecnología de pavimentos es dar una capa de suelo-cal el mismo espesor que habría de darle a la misma, si sólo estuviera formada por la matriz del suelo. Cuando se usan métodos de diseño con base en C.B.R. podrán formarse especímenes con diferentes contenidos de cal y diferentes contenidos de agua, obteniendo el C.B.R. de cada uno, hasta llegar al diseño. Convendrá regular este criterio con la resistencia de suelo-cal y con otras propiedades que puedan considerarse de interés.

C A P I T U L O IX:

C A P I T U L O I X:

DRENAJE:

9.1. GENERALIDADES

9.2. DRENAJE SUPERFICIAL

9.2.1. INCLINACION DE LA VIA

9.2.2. CUNETAS DE CORONACION

9.2.3. CUNETAS LATERALES

9.2.4. CANALES

9.2.5. ALCANTARILLAS

9.2.6. PUENTES

9.2.7. TUNELES

9.3. BREVES NOCIONES PARA DISEÑAR SISTEMAS DE DRENAJE SUPERFICIAL

9.4. SUBDRENAJE

9.5. DRENAJE DE CIUDADES

C A P I T U L O I X

DRENAJE:

9.1.- GENERALIDADES (REFERENCIAS 1 y 2):

Uno de los más importantes aspectos para la localización y diseño de una vía, es la capacidad de proveerla de un adecuado drenaje. Un drenaje adecuado y económico es esencial para proteger la inversión hecha en la estructura misma de la vía y para salvaguardar la vida de las personas que lo usan. El agua merece un estudio profundo y serio, su acción si no es controlada tiene efectos fatales en las carreteras, debido a que la carretera altera los cauces o drenajes naturales del sector.

El drenaje de vías, generalmente, puede ser definido como los procesos de control y transporte del exceso de agua superficial y del agua subterránea localizada dentro de los límites de la vía y sus terrenos adyacentes.

En una vía se debe considerar el agua de:

- 1.- Uso Doméstico;
- 2.- Industrial;
- 3.- Precipitaciones
- 4.- Subterránea producto de la filtración de precipitaciones de flujos subterráneos o de la existencia de presiones o materiales que acumulan agua en su interior.

Las medidas tomadas para controlar el flujo de agua superficial son generalmente llamadas "drenaje superficial, y aquellas destinadas al control del agua subterránea se conocen como subdrenaje".

9.2.- DRENAJE SUPERFICIAL (REFERENCIAS 1, 2 y 6):

En términos generales las medidas que deben adoptarse para dotar a una vía de drenaje superficial son las siguientes:

- 1.- Inclinación de la vía;
- 2.- Cunetas de coronación;

- 3.- Cunetas laterales;
- 4.- Canales;
- 5.- Alcantarillas
- 6.- Puentes;
- 7.- Túneles.

9.2.1.- INCLINACION DE LA VIA:

Toda carretera debe estar provista de una pendiente transversal -- con el objeto de facilitar el flujo hacia los lados del agua que cae sobre el camino mismo. La pendiente transversal a usarse varía con el tipo de superficie, siendo pequeña, para superficies impermeables tales como pavimentos bituminosos o de concreto y relativamente grandes para superficies permeables tales como grava o tierra. Indudablemente en los caminos de -- grava o tierra parte de las precipitaciones penetran en el suelo; igualmente en los pavimentos bituminosos o de concreto el agua puede ingresar en el suelo a través de las juntas o fisuras, pero esta cantidad de agua que ingresa es relativamente pequeña si la vía tiene una inclinación transversal adecuada, regularmente del 2%.

Los espaldones que se construyen a lo largo de la vía deben ser provistos de una pendiente transversal mayor que la de la vía misma, por cuanto, generalmente, el material con que se construyen los mismos tiene mayor permeabilidad que el utilizado en las superficies de rodadura, utilizándose una pendiente de 2% mínima y del 4% máxima.

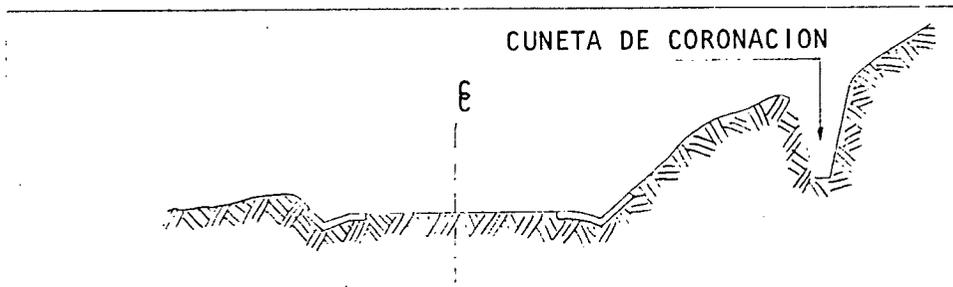
9.2.2.- CUNETAS DE CORONACION:

Para evitar la erosión de los taludes de corte, y para evitar que a las cunetas laterales llegue más agua que aquella para la cual fueron -- proyectadas, se construyen en el inicio de los cortes, zanjias recubiertas de materiales suficientemente resistentes, que se conocen como cunetas de coronación (Fig. 9.1.).

Fig. 9.1.

Fig. 9.2.

Fig. 9.3.



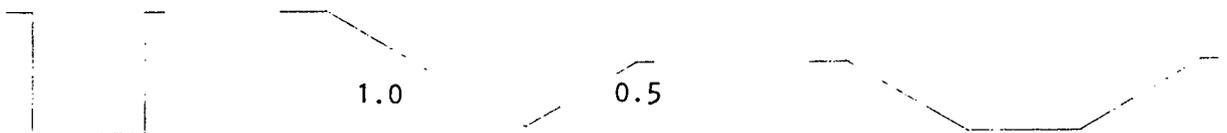
CUNETA DE CORONACION

Fig.- 9.1.

RECTANGULAR

EN "V"

TRAPEZOIDAL



TIPOS DE CUNETAS

Fig. 9.2.

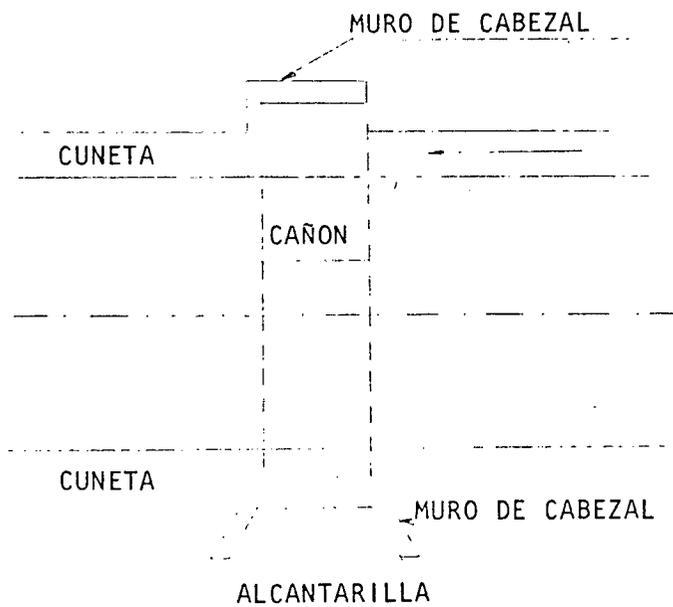


Fig. 9.3.

Se construyen en la parte superior de los taludes de los cortes y su área hidráulica necesaria se calcula basándose en el área a drenar la precipitación pluvial, etc.

Desde el punto superior de partida, la zanja deberá tener una pendiente uniforme hasta el lugar de desfogue; se debe cuidar que la pendiente, no pase de cierto valor máximo limitado por la velocidad de socavación en el material de que se trata. A intervalos convenientes.

El agua que llega a esas cunetas de descarga hacia abajo del talud mediante acequias longitudinales recubiertas de piedra, concreto o de algún otro material, o en su defecto se la distribuye en los terrenos adyacentes. Debe tener un mantenimiento constante para que cumplan su función y no se conviertan en elementos causantes de deslaves (deben ser siempre revestidas).

9.2.3.- CUNETAS LATERALES:

Son zanjas que se hacen a ambos lados del camino para recubrir el agua de la vía, la que se desliza por los taludes de la misma y a veces también la que escurre en pequeñas áreas adyacentes.

Puesto que el área cuya agua va a dar a las cunetas es relativamente pequeña, generalmente se proyectan para que den capacidad a precipitaciones fuertes de 10 a 20 minutos de duración. Especialmente en caminos de grava o tierra deben considerarse los coeficientes de escurrimiento y combinar estos datos con la pendiente y forma de la cuenca para definir el área hidráulica necesaria para la cuneta.

La forma y dimensión de la cuneta se las determina de acuerdo a las condiciones climatéricas, topográficas y geológicas del lugar (Fig. 9.3.)

La Sección de las cunetas puede ser en V o trapezoidal. No deben usarse secciones rectangulares porque muy raras veces conservan los talu-

des verticales, sino por el contrario se derrumban pronto. Las zanjas de sección trapezoidal tienen mayor capacidad de transporte para la misma sección transversal, pero a menos que el fondo se haga relativamente ancho, se erosionan más fácilmente que las cunetas en V. La sección trapezoidal se adapta a lugares en que la pendiente es relativamente grande. La desventaja de las cunetas en V es que deben hacerse muy anchas en pendientes suaves y en algunos casos puede resultar poco económico dar el ancho necesario.

Es conveniente usar una sección de cuneta constante no sólo por la buena apariencia y seguridad del camino, sino también para contribuir a la fácil construcción y conservación.

Las cunetas ordinarias pueden hacerse con pendientes hasta del 0.5%, ya que son fácilmente accesibles para su limpieza. Las pendientes máximas están limitadas por la velocidad. Cuando son necesarios cambios de pendiente o de alineamiento, debe procurarse que la velocidad se conserve, lo cual se logra mediante cambios de sección y transiciones adecuadas.

Una cuneta por lo general puede servir satisfactoriamente en longitudes de hasta 600 o 700 metros, de terreno plano y 300 o 400 metros en terreno con cierta pendiente. Estas longitudes se contarán desde una cresta hasta un desfogue o desde una alcantarilla de alivio a otra.

Para que se conserven con facilidad las secciones dadas a las cunetas, es necesario que la velocidad no pase de ciertos valores críticos. Estos valores límite sirven de guía para decidir si una cuneta se mantiene con sus dimensiones preestablecidas zampéandolas o recubriéndolas con algún material, o si bien se hacen cunetas de mayor amplitud para llevar el mismo caudal pero con un tirante menor, con lo cual se obtiene mayor seguridad para el tránsito y no se requieren zampeados ni protecciones.

Ordinariamente no se necesita recubrir la cuneta cuando la velocidad-

no pasa de 20 m/seg. Cuando hay peligro de que la velocidad crezca demasiado, se pueden poner muros interceptores, recubrir la cuneta con concreto o bien entubar el agua en los tramos especialmente difíciles. El céspeped es un preventivo eficaz de la erosión en cunetas que ocasionalmente -- llevan agua, o llevan poca agua.

9.2.4.- CANALES:

LLamados también canales interceptores, estos funcionan de forma análoga a la de una cuneta de coronación, pero su construcción se la realiza a distancias relativamente grandes de la vía terrestre y no están específicamente ligados a un corte en particular, sino que defienden un tramo más o menos largo de la vía, especialmente en laderas naturales con pendientes hacia la vía, con la finalidad de encauzar las aguas superficiales que escurrirán hacia la corona de una vía terrestre, causando en ellas erosiones o depósitos inconvenientes.

Las dimensiones del canal deberán seleccionarse como conclusión de un estudio hidráulico que podrá llegar a ser de importancia en los casos en que los gastos que hayan de manejarse sean considerables.

Estos canales podrán ser o no revestidos y su elección se la realizará considerando con cuidado el riesgo de permitir las infiltraciones que inevitablemente ocurrirán a través del canal no revestido, optando por la protección en todos los casos necesarios.

Cuando las circunstancias obliguen a que el canal sea revestido, se utilizará generalmente la mampostería, y en los casos más importantes, el concreto. Es conveniente que la superficie recubierta y que va a estar en contacto con el agua quede lo más lisa posible, para que se facilite el escurrimiento y aumente la eficiencia de la obra.

En muchas ocasiones los canales desembocan en los cauces que son dre-



nados por alcantarillas.

9.2.5.- ALCANTARILLAS:

Estas obras, que se les llama también de drenaje transversal son - las que tienen por objeto dar paso expedito al agua que, por no poder desviarse en otra forma, tenga que cruzar de un lado a otro del camino.

Las alcantarillas se las puede usar para desaguar arroyos, cañadas, - puntos bajos del perfil, drenaje artificial, zanjas de riego y para desaguar el agua de cunetas demasiado largas, intersecciones de caminos, etc.

Se colocan generalmente en el fondo del arroyo canal o cauce que desaguan. En la localización de alcantarillas deben evitarse cambios fuertes- de dirección del curso del agua por cuanto se disminuye la capacidad de la alcantarilla y se producen erosiones.

El área hidráulica de la alcantarilla debe ser tal que permita el pa- so del máximo caudal de agua que haya en cada caso, sin causar trastornos- al camino ni a la estructura misma, ni que se requieran excesivos cuidados de conservación.

Es conveniente que la alcantarilla tenga la misma pendiente que el lecho de la corriente. Deben también evitarse los cambios de velocidad para evitar azarbez y erosiones.

Se recomienda una pendiente mínima de 0.5%, si puede obtenerse sin -- cambiar la velocidad de la corriente. Cuando las condiciones lo permitan- es aconsejable una pendiente de 2 a 4%. La longitud que debe tener una alcantarilla depende del ancho del camino, de la altura del terraplen, del - talud del mismo, y de la pendiente de inclinación de la alcantarilla.

Una alcantarilla consiste de dos partes, 1 cañón y los muros de cabe- zal. (Fig. 9.3.). El cañón forma el canal de la alcantarilla y es la parte esencial de la estructura. Los muros de cabezal sirven para impedir la erosión alrededor del canal, para guiar la corriente, y para evitar que el

terraplén invada el canal. No obstante, los muros del cabezal se pueden omitir alargando el cañón.

Según la forma del cañón, las alcantarillas se pueden dividir en: Alcantarillas de tubo, alcantarillas de cajón y alcantarillas de bóveda.

También se pueden clasificar de acuerdo con el material de que están hechas: hormigón armado, tubo de metal corrugado, tubo de acero corrugado, tubo de aluminio corrugado, lámina de acero estructural y hormigón centrifugado.

El tipo de material a usarse en las alcantarillas depende de los requerimientos hidráulicos y de los requisitos de resistencia para soportar el peso del terraplén y los esfuerzos producidos por las cargas de tráfico.

9.2.6.- PUENTES:

Son estructuras relativamente grandes que se usan para salvar un obstáculo natural o artificial; conjuntamente con las alcantarillas forman parte del llamado "drenaje transversal". Se distinguen de las alcantarillas por cuanto éstas van acentadas directamente sobre un colchón de tierra, en cambio los puentes no. También se diferencian por el tamaño, siendo las alcantarillas, por lo general, estructuras más pequeñas. Otra diferencia, quizás la más importante es que la parte superior, de la alcantarilla, no forma parte de la vía misma.

Generalmente, los puentes son estructuras que requieren de una inversión muy alta para su realización, por tanto, para la localización del sitio más conveniente se debe hacer un estudio minucioso y detallado de todos los factores: calidad del suelo, longitud y altura del puente, facilidad de construcción, etc.

Los materiales más comunmente usados, para puentes son el concreto y el acero. Puentes de diferentes tipos, pueden ser construídos con estos materiales, usados sólo o en combinación. Ocasionalmente se usa la made-

ra para algunos elementos de puentes muy cortos.

9.2.7.- TUNELES:

Llamados también galerías filtrantes y se recurre a su utilización cuando el agua subterránea se encuentra a una profundidad tal, que sea imposible pensar en llegar a ella por métodos de excavación a cielo abierto y prevalezcan condiciones topográficas que hagan difícil el empleo de drenes transversales. Generalmente este es un subdrenaje raramente utilizado como método preventivo.

El túnel debe tener una sección adecuada para permitir su propia excavación, localizado en donde se juzgue más eficiente para captar y eliminar las aguas que perjudiquen la estabilidad de un talud o de una ladera natural que se use como terreno de cimentación.

El revestimiento del túnel, si es que resulta necesario, deberá permitir la filtración del agua para que el túnel sea efectivo como Dren. Este revestimiento puede ser de distintos materiales:

- a.- Tubo de metal perforado y embebido en material de filtro;
- b.- De concreto;
- c.- De mampostería;
- d.- Mixto: Bóveda de concreto y paredes de mampostería.

Se deberá dejar abundantes huecos, para propiciar la función drenante, pero cuidando de no perjudicar la estructura.

Se acostumbra colocar en los últimos metros del túnel, regularmente - bajo el área que se desea drenar, abanicos de drenes de penetración frontales y por tubería drenante, para agilizar el desarrollo del agua.

9.3.- BREVES NOCIONES PARA DISEÑAR SISTEMAS DE DRENAJE SUPERFICIAL: (REF. 2)

Los procedimientos de diseño pueden ser divididos en tres fases principales:

- 1.- Estimación de la cantidad de agua que llegará a cada uno de los elementos del sistema;
- 2.- Diseño hidráulico de cada elemento;
- 3.- Comparación de sistemas de drenaje alternativo, de materiales alternativos y otras variables para encontrar el sistema más económico.

En el caso de algunas alcantarillas y la mayoría de puentes, es necesario conocer el caudal máximo del río o arroyo sobre el cual se van a --- construir. Este dato se lo obtiene de los reportes proporcionados por las estaciones fluviométricas. En casos donde los reportes existentes son inadecuados, o donde la finalidad del drenaje no es canalizar el agua existente en un arroyo, la apreciación del caudal puede hacerse por otros métodos que consideran principalmente los siguientes factores: intensidad de precipitaciones, coeficiente de escurrimiento y tiempo de concentración en los puntos críticos del sistema de drenaje. Uno de los más comunes métodos para determinar el escurrimiento de una área de drenaje, es el llamado "Método Racional". Este método se basa directamente en la relación entre la --lluvia caída y el escurrimiento y se expresa por la siguiente ecuación:

$$Q = C.I.A.$$

Q = Escurrimiento (ft³/seg; m³/seg);

C = Coeficiente que representa la relación de escurrimiento y la lluvia caída (ver tabla 9.1.);

I = Intensidad de precipitación (mm/h; plg/hora);

A = Area de drenaje (Hectáreas).

Conocido el caudal de diseño, se procede al dimensionamiento de cada uno de los elementos del drenaje superficial.

En el caso de cunetas laterales y otros canales abiertos, generalmen-

TABLA 9.1.

COEFICIENTE DE ESCORRENTIA PARA LA ECUACION RACIONAL

Tipo de área de drenaje o superficie	COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C"	
	Mínimo	Máximo
Pavimentos de hormigón u hormigón <u>as</u> fáltico.	0,75	0,95
Pavimentos de macadam asfáltico o <u>su</u> perficies de grava tratada.	0,65	0,80
Pavimentos de grava, macadam, etc.	0,25	0,60
Suelo arenoso, cultivado o con esca- sa vegetación.	0,15	0,30
Suelo arenoso, bosques o matorrales- espesos.	0,15	0,30
Grava, ninguna o escasa vegetación.	0,20	0,40
Grava, bosques o matorrales espesos.	0,15	0,35
Suelo arcilloso, ninguna o escasa ve- getación.	0,35	0,75
Suelo arcilloso, bosques o vegetación abundante.	0,25	0,60
Zonas comerciales de la ciudad.	0,60	0,80
Secciones residenciales densamente <u>po</u> bladas.	0,50	0,70
Areas de residencia normal.	0,35	0,60
Areas rurales, parques, canchas de -- golf.	0,15	0,30

NOTA: Los valores más altos son aplicables sólo a suelos más compactos
y a taludes inclinados.

TABLA 9.2.

COEFICIENTE DE STRICKLER "K.S.T." PARA LA ECUACION

DE MANNING - STRICKLER

$$K.S.T. = 1/n$$

DESCRIPCION	n
Tubos de hormigón	0,012
Tubos de metal corrugado o tubos en arco:	
a) simple o revestido	0,024
b) solera pavimentada	0,019
Tubos de arcilla vitrificada	0,012
Tubos de hierro fundido	0,013
Alcantarilla de ladrillo	0,015
Pavimento asfáltico	0,015
Pavimento de hormigón	0,014
Parterre de césped	0,015
Tierra	0,02
Grava	0,02
Roca	0,035
Areas cultivadas	0,03 - 0,05
Matorrales espesos	0,07 - 0,14
Bosques espesos - poca maleza	0,10 - 0,15
Cursos de agua:	
a) Algo de hierba y maleza poco o nada de matorrales	0,03 - 0,035
b) Maleza densa	0,035 - 0,05
c) Algo de maleza-matorrales espesos a los costados	0,05 - 0,07

NOTA: Al considerar cada factor se empleará un criterio más estricto si se considera que cualquier condición que cauce turbulencia y retar de el flujo conduce a un mayor valor de "Kst".

te se usa la fórmula de Manning - Strickler:

$$V = K_{st} \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2}$$

V = Velocidad (m/seg. ft/seg);

K_{st} = Coeficiente de Strickler (Ver tabla 9.2); K_{at} = 1/n

R = Radio hidráulico, que es igual al área mojada sobre el perímetro mojado (m; ft)

J = Gradiente hidráulico (%; 0/00)

Además se usa la ecuación de continuidad:

$$Q = V \cdot A.$$

Q = Caudal (m³/seg; ft³/seg)

A = Area transversal del canal.

Conocida del área transversal del canal deberá seleccionarse la forma de la sección y la protección requerida para prevenir la erosión.

Para el diseño de alcantarillas deben seguirse los principios de Hidráulica para obtener el tamaño y forma más adecuados, tomándose siempre en consideración algunos valores, predeterminados que no deben ser excedidos.

9.4.- SUBDRENAJE (REFERENCIAS 1, 2 y 3):

Parte del agua atmosférica que se precipita sobre la tierra se infiltra a través de las capas superficiales del terreno, para formar parte de la provisión subterránea de agua, ya sea estancada o corriente.

Es conocido que la resistencia de los suelos disminuye gradualmente por un exceso de humedad. En los caminos el exceso de agua subterráneas origina baches, lodazales, grietas, ondulaciones del pavimento, deslaves, desprendimientos de tierras y otros trastornos.

El subdrenaje tiene por objeto liberar y dar salida a las presiones de agua subterránea para evitar que estas salgan a la superficie.

FIG. 9.4.

FIG. 9.5.

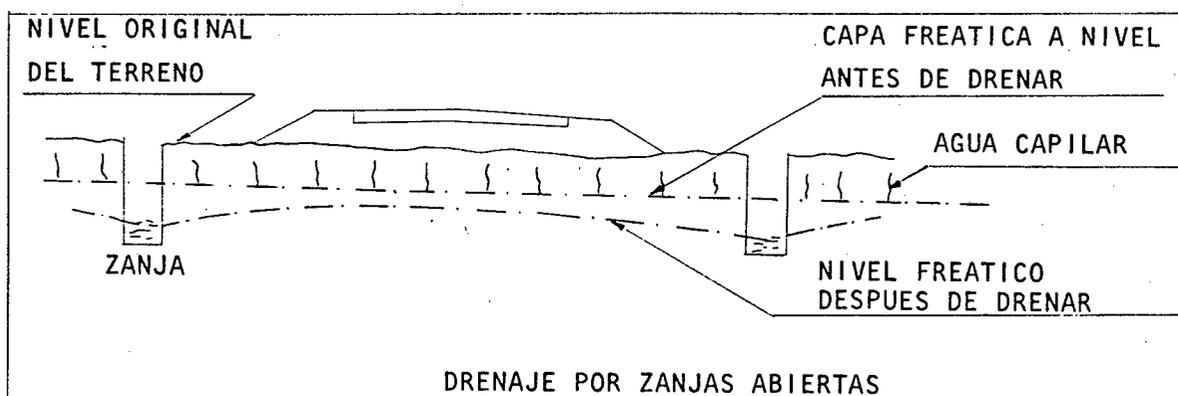


Fig. 9.4.

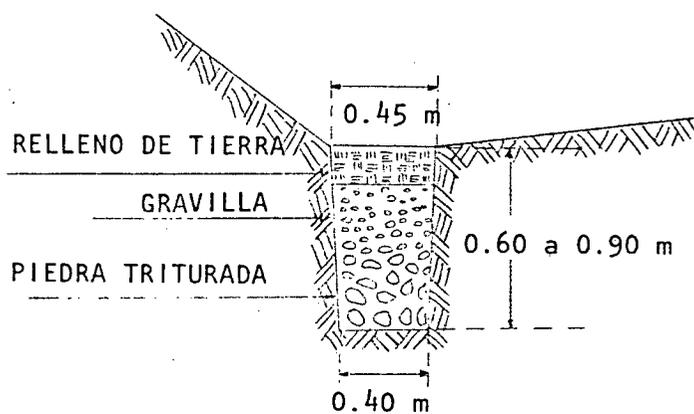
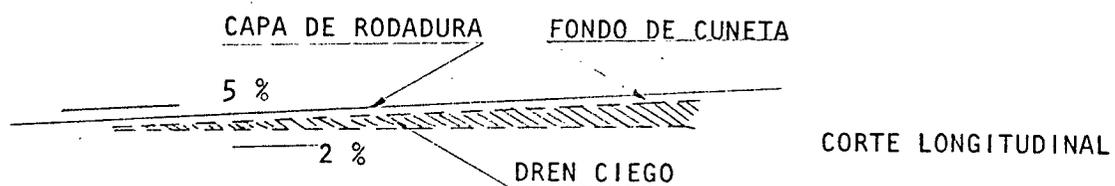
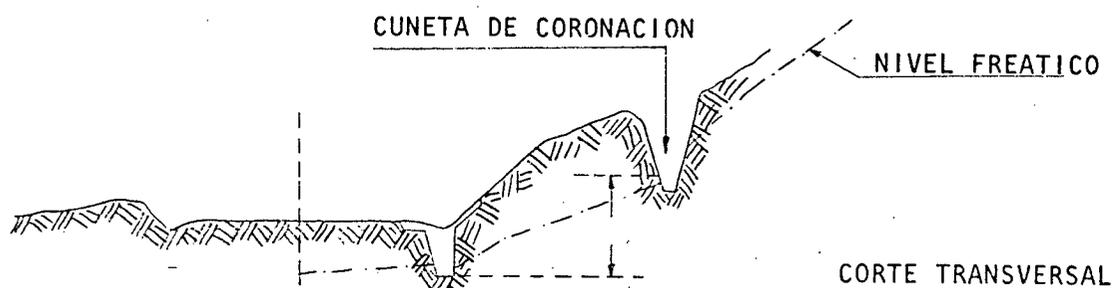
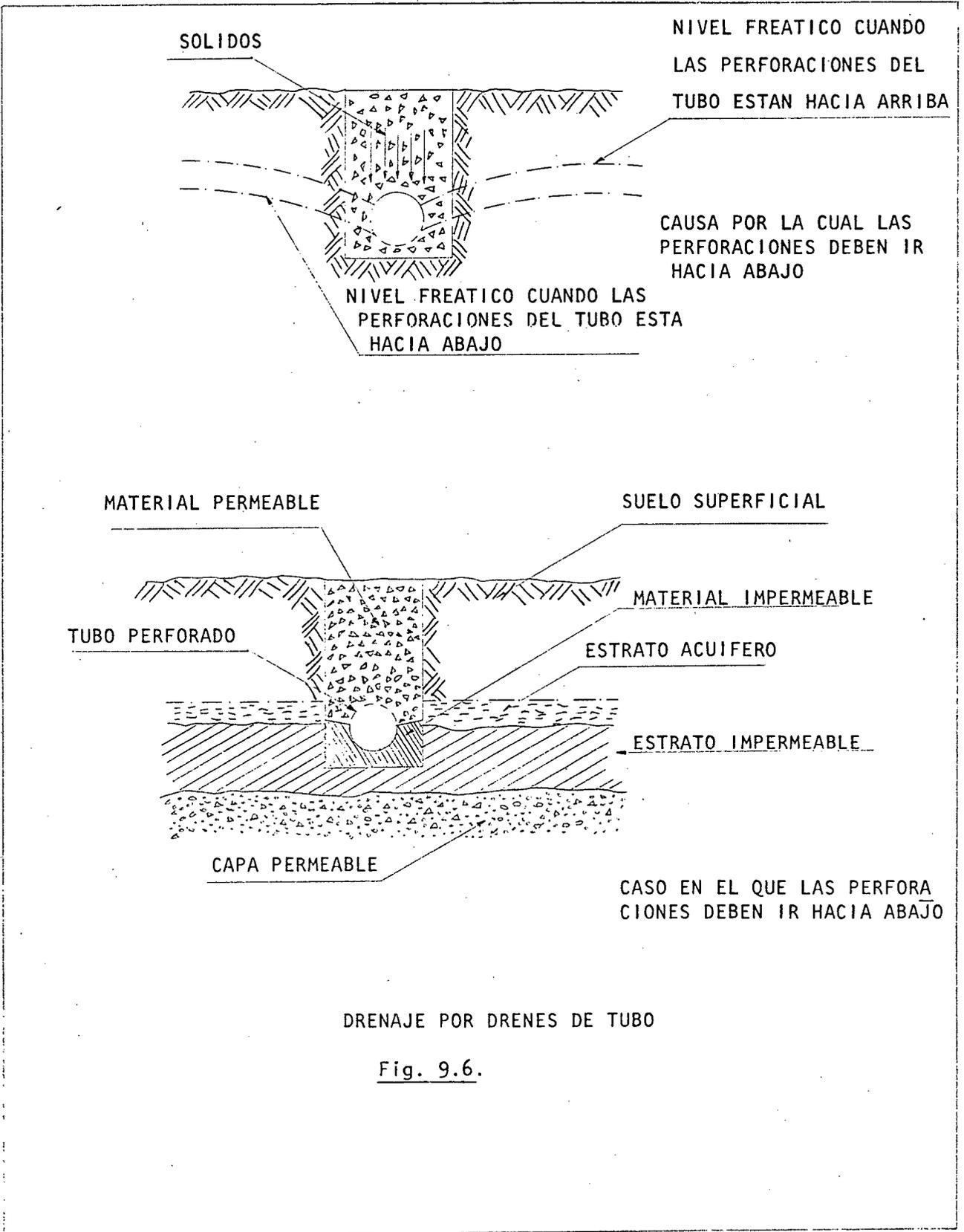


Fig. 9.5.

FIG. 9.6.



DRENAJE POR DRENES DE TUBO

Fig. 9.6.

Cuando la subrasante del camino está sobre una capa de arena y grava, cuya inclinación le permita dar fácil salida al agua de infiltración no es necesario hacer obras especiales de drenaje. En cambio si la subrasante está sobre un suelo arcilloso, es muy probable que se requiera alguna obra especial; por cuanto estos suelos absorben mucha agua y se contraen al secarse produciendo deformaciones en el camino.

Los métodos de drenaje más comunes son: (Fig. 9.4., 9.5. y 9.6.)

- 1.- Zanjas abiertas;
- 2.- Drenés ciegos;
- 3.- Drenes de tubo.

Las zanjas se han usado frecuentemente para hacer el subdrenaje de los caminos en zonas bajas y planas, aunque su empleo natural es para drenaje superficial. Para que sean efectivas como subdrenes, las zanjas deben ser suficientemente profundas para llegar más abajo de la máxima altura deseable del nivel freático. Con el fin de reducir el peligro a los vehículos hay que alejarlas suficientemente de los caminos, y hacerlas bastante profundas para que presten un buen trabajo; en general este método da buenos resultados durante un corto tiempo, siempre y cuando la zanja tenga una pendiente uniforme y disponga de un punto de descarga conveniente. El problema mayor de este tipo de drenaje radica en las obstrucciones que sufren las zanjas por derrumbes de paredes y por crecimiento de plantas. Además es casi imposible localizar esas zanjas de forma que no hagan también el papel de dren superficial por lo cual deben considerarse 2 posibilidades.

Se conocen como "drenes ciegos" a aquellas zanjas rellenas de piedra triturada o grava. Para ser efectivos estos drenes ciegos, deben tener una pendiente uniforme, y se deben descargar hacia una salida adecuada. Además, debe tenerse cuidado en graduar el material con que se llena la zanja. La piedra o grava que se usa, para rellenar las zanjas, de prefe--

rencia debe ser de tamaño uniforme, para que el porcentaje de vacíos sea elevado. Si los drenes ciegos se colocan debajo las cunetas laterales, el relleno de piedra o grava debe graduarse más fino en los 5 a 25 cm, más cercanos a la superficie hasta terminar en los últimos 6 cm. a 8 cm. con arena, sobre la cual el suelo natural y el lodo, tenderán a formar una cubierta y a retardar así la obstrucción de las piedras inferiores. Esta graduación de material es necesaria si la zanja se localiza bajo una zona revestida.

Los drenes de tubo, que actualmente son los más usados, se componen de una zanja, en cuyo fondo van colocados tubos circulares de barro, concreto o lámina corrugada. La zanja es llenada de material granular. En general, los drenes con tubo son muy superiores a las zanjas abiertas o a los drenes ciegos. El espesor del relleno de grava o piedra colocado alrededor y arriba del tubo varía de acuerdo con las condiciones del suelo y el nivel freático. La localización de estos drenes se los hace generalmente debajo de una de las cunetas laterales o a lo largo del eje de la vía; esta última no es muy conveniente por cuanto en caso de daño las reparaciones son difíciles y además causan problemas en la circulación. Los tubos utilizados en este drenaje tienen perforaciones para permitir la entrada del agua en toda su longitud. Es más conveniente colocar los tubos con las perforaciones hacia abajo para evitar la entrada de sólidos y para que el nivel freático descienda más. La desembocadura de los tubos debe hacerse de modo que haya reducidas posibilidades de que se atasque; esto se consigue con una salida suficientemente alta sobre su alrededor o prolongando el tubo para fuera del terraplén.

Cuando el subdren está localizado bajo una cuneta sin revestir, es importante que sea recubierto con un material impermeable, tal como la arcilla, para de esta forma evitar que se tapone el subdren.

9.5.- DRENAJE DE CIUDADES:

El drenaje del agua superficial en las áreas urbanas, se lo hace por métodos similares a aquellos empleados en el drenaje de vías. Los elementos básicos de un sistema de drenaje de áreas urbanas son:

- 1.- Inclinación de la vía;
- 2.- Canales, o unión de bordillo lateral y calle;
- 3.- Sumideros;
- 4.- Badenes.

El agua que cae sobre la superficie misma del pavimento es desalojada hacia los lados, cuando la calle tiene una adecuada pendiente transversal. La pendiente de las calles es menor que la de las carreteras por seguridad y estética.

Los canales o la intersección del bordillo lateral con la calle realizan la función de las cunetas laterales de las carreteras. Estos deben ser de un material especial para evitar erosión.

Los sumideros, que son generalmente colocados en las intersecciones - sirven para recoger el agua que corre por los canales laterales y desalojarla en el alcantarillado central.

Los badenes son "canales" transversales al eje de la vía y se los utiliza en zonas urbanas. Dichos "canales" son depresiones tenues, pero que facilitan el transporte del agua del un extremo al otro; su utilización es limitada y únicamente para casos especiales de drenaje.

El drenaje es importante para que un diseño sea efectivo, ningún diseño será suficiente sin drenaje.

En ciudades hay que considerar subdrenes para posibles filtraciones - en tuberías enterradas.

Cuando en una vía se detectan afloraciones de agua, ya sean estas cau

sadas por filtraciones de las tuberías enterradas, o por subpresiones del nivel freático muy alto, se utilizan los denominados "Drenes de Peine" --- (Figura 9.7.), dependiendo del caso se utilizarán una o algunas de sus ramificaciones que serán zanjas rellenas de material filtrante y provistas de tubería perforada; generalmente este tipo de subdrenes es utilizado para áreas pequeñas.

En ocasiones se ha preferido cortar la ascensión del agua a los terraplenes, construyendo en la base de estos una altura suficiente de enrocamiento muy permeable, suficiente para eliminar el agua; sobre éste habrá una sección con granulometría de transición, sobre la que podrá construirse un terraplén convencional. Esta solución puede ser económica en grandes extensiones, siempre y cuando el terraplén tenga la altura suficiente para alojarla.

Cuando se realizan aperturas de zanjas, sean estas para alcantarillas o subdrenes, es de mucha importancia que la compactación sea cuidadosamente realizada, ya que una compactación defectuosa ocasiona hundimientos de las capas superiores y por lo tanto haciéndole perder el soporte a la capa de rodadura, que bajo el intenso tráfico ésta fallará y hará que se pierda la uniformidad de la vía, transformándose por el contrario en una verdadera "Trampa" para los vehículos que transitan por ella.

El relleno de estas zanjas deberá ser compactado con una compactadora vibratoria y otro equipo aprobado, en capas cuyo espesor máximo sea 20 centímetros hasta alcanzar una compactación relativa, no menor del 95% de la densidad máxima de laboratorio.

C A P I T U L O X:

C A P I T U L O X:

MANTENIMIENTO, REFUERZO Y RECONSTRUCCION:

10.1. GENERALIDADES

10.2. MANTENIMIENTO DE SUPERFICIES

10.2.1. CALZADAS DE TIERRA

10.2.2. SUPERFICIES DE GRAVAS ESTABILIZADAS CON
FINOS.

10.2.3. SUPERFICIES BITUMINOSAS

10.2.4. LATERALES

10.3. MANTENIMIENTO DE DRENAJES

10.4. SERVICIOS PARA EL TRANSITO

10.5. MANTENIMIENTO DE ESTRUCTURAS

10.6. CONTROL DE CARGAS Y MEDIDAS

10.7. CONCLUSIONES.

C A P I T U L O X

MANTENIMIENTO, REFUERZO Y RECONSTRUCCION:

10.1.- GENERALIDADES (REFERENCIAS 2, 5 y 6):

El mantenimiento vial es el conjunto de actividades que deben realizarse a fin de mantener y preservar la carretera, en condiciones estructurales y de funcionamiento similares a las del proyecto ejecutado y proveer al usuario de comodidad y seguridad en el uso de las mismas.

La conservación no sólo preserva la vía sino que previene su deterioro no debe tomársele como una política temporal, sino como una inversión y una garantía contra futuras reparaciones costosas. La conservación es la habilidad de proveer un servicio completo en el sistema vial con un mínimo de costo y de molestias para el tránsito.

El planeamiento adecuado de los procedimientos de conservación vial, deberá constituir una práctica rutinaria para que las demoras se reduzcan a un mínimo. En la ejecución de estos procedimientos deben hacerse los refuerzos necesarios, para corregir aceleradamente las condiciones de peligro que amenacen al tránsito.

Los trabajos de mantenimiento pueden ser agrupados en los siguientes grupos:

- 1.- Operaciones de conservación rutinaria: Incluye la reparación de superficies laterales, drenajes, servicios para el tránsito, estructuras y estaciones de pesaje en carreteras.
- 2.- Operaciones de mantenimiento especial: se refiere a reposición de capas, reemplazo, cambio o aumento de drenajes o estructuras.
- 3.- Mantenimiento extraordinario: Incluye reparaciones especiales debidas a inundaciones, tormentas, terremotos, deslizamientos mayores y otras catástrofes.

4.- Mantenimiento preventivo: Consta de inspecciones constantes para evitar deterioros en las vías.

10.2.- MANTENIMIENTO DE SUPERFICIES (REFERENCIAS 5 y 6):

Las fallas que se presentan en las calzadas se deben a lo siguiente:

a) Sistemas de drenaje inadecuado, lo cual puede ser debido a:

Pendiente transversal insuficiente;

Ascenso capilar de aguas subterráneas;

Falta de subdrenajes y drenajes horizontales;

Falta de cunetas;

Falta de alcantarillas;

Mal funcionamiento de los drenajes por error de diseño, defectos de construcción, obstrucción o rotura;

Pendiente inadecuada de los espaldones.

b) Defectos del suelo de fundación que pueden deberse a:

Exceso de carga de vehículos;

Material inadecuado;

Deficiencias constructivas.

10.2.1.- CALZADAS DE TIERRA:

Son aquellas que no tienen ninguna clase de pavimento y el tráfico se realiza directamente sobre el suelo natural de la subrasante; por esta razón estas calzadas están expuestas a sufrir su mayor deterioro durante el período de lluvias. por lo tanto requieren un mantenimiento constante que incluye:

1.- Limpieza de cunetas;

2.- Limpieza de alcantarillas;

3.- Mantenimiento de pendientes longitudinales;

4.- Mantenimiento de pendientes transversales;

5.- Estabilización con productos químicos;

10.2.2. SUPERFICIES DE GRAVA ESTABILIZADAS CON FINOS:

Las fallas en este tipo de superficies se reducen a las siguientes: baches, zonas inestables, desplazamiento de la grava, hundimientos y deslizamientos.

BACHES.- La reparación de baches se efectúa en la siguiente forma: se delimita el área en forma rectangular y se excava para eliminar el material inadecuado, se llena luego la excavación con material apropiado compactándolo en capas no mayores de 15 cm. hasta alcanzar el nivel original.

ZONAS INESTABLES.- La reparación de esta falla puede hacerse a mano o con máquina, de acuerdo a su extensión, y siguiéndose el siguiente procedimiento:

- 1.- Remuévase todo el material inadecuado del suelo de fundación;
- 2.- Sustitúyase el material de la subrasante con material adecuado, y
- 3.- Compáctese en capas no mayores de 15 cm.

DESPLAZAMIENTO DE LA GRAVA: Cuando la falla se deba al uso de material inadecuado, deberá reemplazarse el mismo por uno que cumpla las especificaciones establecidas. Cuando la falla sea causada por un problema de drenaje, deberá solucionarse el mismo antes de reponer el material de la rasante. Cuando sea por efecto del tránsito, se deberá aumentar el espesor de acuerdo con las especificaciones.

POLVO.- En ocasiones debe utilizarse un antipolvo para preservar la capa de rodamiento, reduciendo la pérdida de material. Generalmente se utilizan como antipolvos los materiales bituminosos ya sea en forma de imprimación o como tratamiento superficial.

10.2.3.- SUPERFICIES BITUMINOSAS:

La Humedad es el factor más importante que debe combatir el perso

nal de mantenimiento; para combatirlo podrán aplicarse las siguientes medidas:

- 1.- Corregir las pendientes de los espaldones para evitar depósitos de aguas al borde del pavimento;
- 2.- Sellar las grietas para evitar la entrada de agua superficial;
- 3.- Bachear los huecos pequeños del pavimento;
- 4.- Repavimentar las áreas de larga extensión donde el pavimento esté deformado, agrietado o poroso y donde se formen depósitos de agua sobre la superficie;
- 5.- En áreas donde persisten las condiciones de deterioro, deberá efectuarse un tratamiento superficial del suelo de la subrasante;
- 6.- Drenar las aguas subterráneas cuando tengan un nivel muy elevado;
- 7.- Sellar la calzada en toda su extensión.

El bache es uno de los defectos de mayor ocurrencia en las carreteras. Su pronta reparación evitará la formación de una falla mayor, y como consecuencia una disminución en los costos de mantenimiento. Los procedimientos para la reparación de baches son los siguientes:

- Se remueve la capa superficial y la base hasta la profundidad necesaria que permita llegar al material firme;
- Si el agua es la causa de las fallas, se instalarán drenajes;
- Se aplica el riego de adherencia;
- Se rellena con mezcla de asfalto en caliente y densamente graduado evitando la segregación;
- Si la profundidad es mayor de 15 cm. se compacta en capas con el equipo apropiado al tamaño de la reparación;
- Si la mezcla de asfalto es colocada directamente sobre la subrasante no necesita imprimación;
- Si se usa la base granular se requiere imprimación.

Los agrietamientos son fallas características de los pavimentos bituminosos. El tratamiento adecuado podrá consistir en un simple sellado, -- hasta una remoción completa del material e instalación de drenajes, dependiendo de lo avanzado del defecto y de las causas que lo originan. Las -- grietas pueden ser de varios tipos: en forma de piel de cocodrilo, Fig. -- 10.1., de borde, Figura 10.2., de juntas de borde Figura 10.3., reflejadas, de contracción Figura 10.4., y de deslizamiento. Las grietas pueden ser causadas por la poca estabilidad de las capas inferiores o del suelo de fundación cuando se satura con agua, por la falla del soporte lateral, por cambios de temperatura y humedad en el pavimento, por cambios de volumen de la mezcla, de la base, o del suelo subrasante, por falta de adherencia entre las diferentes capas del pavimento o por la alternabilidad de humedecimiento y secado de los suelos. Dependiendo del tipo de grieta la reparación consistirá en la provisión de un drenaje adecuado, cambios - del material, colocación de parches, etc.

La baja compactación de las diferentes capas del pavimento, el exceso de finos en la mezcla, el exceso de asfalto, los aumentos de volumen y los asentamientos de las capas inferiores, producen deformaciones en los pavimentos bituminosos. Al igual que los agrietamientos, las deformaciones -- Figura 10.5., depresiones Figura 10.6., etc. La corrección de estas fallas puede hacerse escurificando la superficie y recompactando la mezcla, aplicando un tratamiento superficial, rellenando la falla con material asfáltico o aplicando un sello con emulsión asfáltica.

Cuando los pavimentos son extremadamente lisos pueden volverse peligrosos por los efectos del resbalamiento. La lisura del pavimento ocurre generalmente en una película de asfalto sobre la superficie o en un agregado pulido en la capa superficial; el resbalamiento puede también originarse por contaminación de la superficie como con los aceites o cierto tipo -

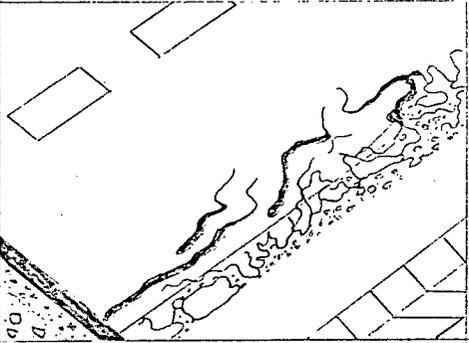
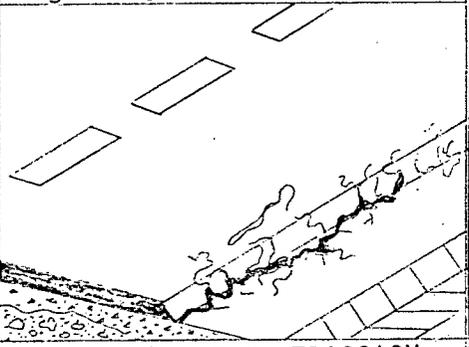
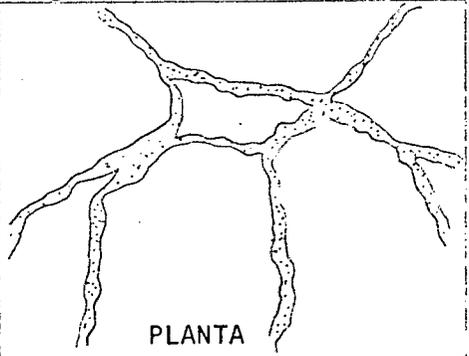
FIG. 10.1.

FIG. 10.2.

FIG. 10.3.

FIG. 10.4.

GRIETAS EN PAVIMENTOS FLEXIBLES

TIPO	FORMA	CAUSA	REPARACION
<p>Fig. 10.1. PIEL DE COCODRILO</p>  <p>PLANTA</p>	<p>- SON GRIETAS CONECTADAS UNAS A OTRAS FORMANDO PEQUEÑOS POLIGONOS QUE ASEMEJAN A PIEL DE COCODRILO.</p>	<p>- DEFLEXIONES EXCESIVAS DE LA CAPA SUPERFICIAL DEL PAVIMENTO, DEBIDO A LA POCA ESTABILIDAD DE LAS CAPAS INFERIORES O DEL SUELO DE CIMENTACION CUANDO SE SATURA CON AGUA. - REPETICION DE CARGAS QUE EXCEDEN LA CAPACIDAD DE SOPORTE.</p>	<p>- SE EFECTUA EN LA MISMA FORMA QUE LA DESCRITA PARA EL BACHEO.</p>
<p>Fig. 10.2. DE BORDE</p> 	<p>- SON GRIETAS LONGITUDINALES QUE APARECEN MUY CERCA DEL BORDE DEL PAVIMENTO Y PUEDEN ESTAR O NO ACOMPAÑADAS DE GRIETAS TRANSVERSALES ORIENTADAS HACIA EL ESPALDON.</p>	<p>- FALLA DE SOPORTE LATERAL. - DEFECTO DEL MATERIAL DEL PAVIMENTO, EL CUAL PUEDE ORIGINARSE POR FALLA DE DRENAJE. - CONTRACCION DEL SUELO CIRCUNDANTE</p>	<p>- SE REALIZA RELLENDO LAS GRIETAS CON MEZCLA DE ASFALTO Y ARENA. - SI SE HA PRODUCIDO EL ASENTAMIENTO DEL BORDE, SE NIVELA COLOCANDO UN PARCHO. - SI HUBIERE FALLAS DE DRENAJE, TOMAR LAS MEDIDAS NECESARIAS PARA SU CORRECTO FUNCIONAMIENTO.</p>
<p>Fig. 10.3. DE JUNTAS DE BORDE</p> 	<p>- ESTAS SON GRIETAS A LARGO DE LA LINEA DE UNION ENTRE EL ESPALDON Y LA CALZADA.</p>	<p>- ALTERNABILIDAD DE HUMEDECIMIENTO Y SECADO DE LOS SUELOS BAJO LOS ESPALDONES DEBIDO A UN DRENAJE INADECUADO Y ESTO A SU VEZ DEBIDO A UN ELEVAMIENTO DE LOS ESPALDONES. - INFILTRACION DE AGUA A TRAVEZ DE LA JUNTA. - ASENTAMIENTO DE LOS ESPALDONES. - CONTRACCION DE LA MEZCLA.</p>	<p>- SE RELLENA LAS GRIETAS CON ASFALTO EMULSIONADO O ASFALTO DILUIDO MEZCLADO CON ARENA FINA Y LUEGO SE CUBRE CON ARENA SECA. - SI EL AGUA ES EL MOTIVO DE LA FALLA, DEBE RA MEJORARSE LOS DRENAJES.</p>
<p>Fig. 10.4. DE CONTRACCION</p>  <p>PLANTA</p>	<p>- GRIETAS CONECTADAS UNAS CON OTRAS, FORMANDO UNA SERIE DE BLOQUES O SECCIONES QUE PRESENTAN ESQUINAS CON ANGULOS PROLONGADOS.</p>	<p>- CAMBIO DE VOLUMEN DE LA MEZCLA DE LA BASE O DEL SUELO DE LA SUPERFICIE - CAMBIO DE VOLUMEN DE LAS MEZCLAS DE AGREGADOS FINOS CON UN ELEVADO PORCENTAJE DE ASFALTO DE BAJA PENETRACION. - LA AUSENCIA DE TRAFICO ACELERA LA FORMACION DE ESTAS GRIETAS.</p>	<p>- SE REMUEVE EL MATERIAL SUELTO DE LAS GRIETAS Y BLOQUES DESPRENDIDOS. SE HUMEDECE Y SE APLICA DESPUES UN RIEGO DE ADHERENCIA CON UNA EMULSION DILUIDA EN AGUA EN PARTES BUENAS. LUEGO SE LLENA LAS GRIETAS CON UNA LECHADA ASFALTICA.</p>

de arcillas. La exudación de asfalto a la superficie se debe generalmente al alto contenido de éste en una de las capas del pavimento, como resultado de una mezcla muy rica, de una capa de sello mal construida o de un riesgo de adherencia con asfaltos muy pesados. En muchos casos la exudación puede corregirse con la aplicación repetida de arena caliente. También puede corregirse este defecto aplicando a la superficie un tratamiento superficial que lo haga resistente al resbalamiento.

10.2.4.- LATERALES:

Se entiende por "Laterales" la franja de terreno adyacente a la vía a partir de su borde hasta donde finaliza el "Derecho de Vía".

Dentro del mantenimiento de laterales podemos considerar; construcción y conservación de cercas, mantenimiento de los espaldones, prevención y arreglo de derrumbes y deslizamiento y mantenimiento de áreas verdes.

Las cercas tienen como objeto delimitar el derecho de vía y evitar que las personas y los animales tengan acceso a ella. Debe revisarse constantemente el estado de las cercas, principalmente en las zonas donde haya ganado o animales que puedan cruzar intempestivamente la vía y en sitios poblados o en proceso de desarrollo.

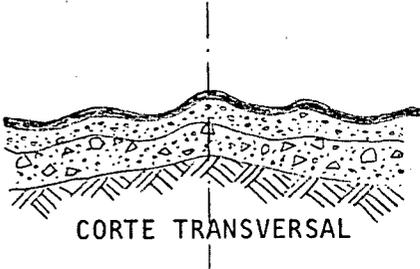
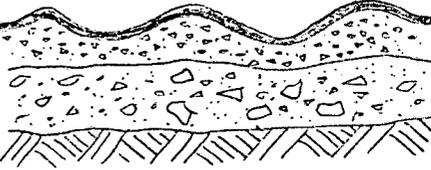
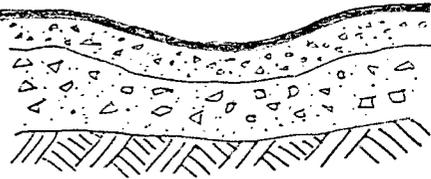
Los espaldones tienen como finalidad el dar soporte lateral al pavimento y servir para las emergencias del tránsito. Considerando estos aspectos, deben estar en constante mantenimiento.

Derrumbes son los movimientos de una masa de tierra y roca proveniente de los taludes de corte y la cual se deposita sobre la vía. Deslizamientos son los movimientos de una masa de tierra y roca de un terraplén, que causa el desplazamiento de una porción de la vía. La causa fundamental de derrumbes y deslizamientos es la saturación del material por cuanto la penetración de agua reduce la adhesión. Estas fallas pueden ocasionarse también por métodos defectuosos de construcción. El procedimiento gene

FIG. 10.5.

FIG. 10.6.

FIG. 10.7.

DEFORMACIONES EN PAVIMENTOS FLEXIBLES			
TIPO	FORMA	CAUSA	REPARACION
<p>Fig. 10.5. CANALES O SURCOS</p>  <p>CORTE TRANSVERSAL</p>	<ul style="list-style-type: none"> - SON DEPRECCIONES QUE APARECEN EN LOS CARRILES DE LOS CANALES DEL TRANSITO. 	<ul style="list-style-type: none"> - CONSOLIDACION O MOVIMIENTO LATERAL, POR ACCION DEL TRANSITO EN UNA O MAS CAPAS INFERIORES, O POR EL DESPLAZAMIENTO DE LA MISMA CAPA SUPERFICIAL. - POR ACCION DEL TRAFICO SOBRE PAVIMENTOS NUEVOS. - POR MOVIMIENTOS PLASTICOS EN MEZCLAS DE POCA ESTABILIDAD PARA EL TRANSITO. 	<ul style="list-style-type: none"> - SE DELIMITA EL AREA AFECTADA Y SE APLICA UN RIEGO DE ADHERENCIA CON UNA EMULSION ASFALTICA DILUIDA EN AGUA EN PARTES IGUALES. - SE EXTIENDE LUEGO UNA CAPA DE HORMIGON ASFALTICO, CON BORDES ACHAFLANADOS. - LUEGO SE COLOCA UN SELLO PARA EVITAR LA ENTRADA DEL AGUA SUPERFICIAL.
<p>Fig. 10.6. CORRUGACIONES</p>  <p>CORTE LONGITUDINAL</p>	<ul style="list-style-type: none"> - SON ONDULACIONES CON CRESTAS Y DEPRECCIONES DE LA SUPERFICIE DEL PAVIMENTO 	<ul style="list-style-type: none"> - POR SER CAPAS DE POCA ESTABILIDAD, DEBIDO A LAS SIGUIENTES RAZONES: <ul style="list-style-type: none"> + POR SER MEZCLAS MUY RICAS EN ASFALTO + POR TENER UN ELEVADO CONTENIDO DE FINOS. + CONTENIDO DE AGREGADO GRUESO O FINO MUY REDONDEADO O DE TEXTURA DEMASIADO LISA. + CEMENTO ASFALTICO MUY BLANDO. + HUMEDAD EXCESIVA. + FALTA DE AIREACION DE LAS MEZCLAS CON ASFALTO LIQUIDO. 	<ul style="list-style-type: none"> - SE ESCARIFICA LA SUPERFICIE Y SE LA MEZCLA CON EL MATERIAL DE BASE. - LUEGO SE RECOMPACTA LA MEZCLA Y SE LE DA UN TRATAMIENTO SUPERFICIAL. - TAMBIEN SE CORRIJE ESTA FALLA CALENTANDO LA SUPERFICIE Y ALISANDOLA. - SI LAS CORRUGACIONES SE DEBEN A UN EXCESO DE ASFALTO, SERA NECESARIO EXCAVAR LA CAPA Y CONSTRUIRLA DE NUEVO. - PARA HORMIGON ASFALTICO NO SE RECOMIENDA ESCARIFICAR
<p>Fig. 10.7. DEPRECCIONES</p>  <p>CORTE LONGITUDINAL</p>	<ul style="list-style-type: none"> - SON AREAS BAJAS DE POCA EXTENCION QUE PUEDEN O NO ESTAR ACOMPAÑADAS POR AGRIETAMIENTOS. ESTE DISEÑO PERMITE LA ACUMULACION DE AGUA. 	<ul style="list-style-type: none"> - POR ACCION DE UN TRANSITO MAS PESADO QUE EL ESTIMADO EN EL DISEÑO DEL PAVIMENTO - ASENTAMIENTO DE LAS CAPAS INFERIORES - DEFECTOS DE CONSTRUCCION. 	<ul style="list-style-type: none"> - ESTAS DEPRECCIONES SE CORRIJEN RELLENANDOLAS CON MATERIAL ASFALTICO Y COMPACTANDOLO HASTA EMPAREJAR CON EL PAVIMENTO CIRCUNDANTE

ral es la corrección de estos movimientos indeseables consiste en localizar la fuente de agua y entonces interceptarla y desviarla.

Dentro del mantenimiento de espacios verdes, debe considerarse el control de la vegetación, el encauzamiento de las aguas, la erosión y la ornamentación.

10.3.- MANTENIMIENTO DE SISTEMA DE DRENAJES:.....

El buen drenaje permite el desague de las aguas superficiales y freáticas indeseables. Por tanto es fundamental por medio de un buen mantenimiento garantizar el funcionamiento adecuado de los drenajes.

Para que el drenaje superficial cumpla con su objetivo, deben cuidarse los siguientes aspectos:

- 1.- Pendiente de la plataforma: Debe ser la requerida para que se escurra con facilidad el agua de la superficie;
- 2.- Cauces naturales: Una función importante de mantenimiento del drenaje, consiste en los cauces naturales libres de árboles, ramas y otras obstrucciones, dentro del derecho de vía;
- 3.- Zanjas laterales: Las zanjas con poca pendiente requieren mantenimiento más frecuente que las de pendientes fuertes. En ocasiones para prevenir la erosión es necesario pavimentarlas o proveerlas de presas de contención.
- 4.- Cunetas: Deben mantenerse en lo posible limpias y libres de objetos que las obstaculicen.
- 5.- Alcantarillas: Pueden producirse socabaciones a la entrada o salida de la alcantarilla causadas por un mal alineamiento o inadecuada capacidad de la misma. La solución puede consistir en el realineamiento de la tubería, construcción de muros de encauzamiento o construcción de vertederos. Las obstrucciones de la tubería deben ser limpiadas constantemente.

La inspección frecuente de los subdrenes es muy importante. Los subdrenes deberán tener salidas adecuadas, estas se mantendrán abiertas, de lo contrario los drenes funcionarán como depósitos de aguas y causarán daños. Cuando un subdren se obstruye con limo, deberá limpiarse o reemplazarse, si se trata de un dren de piedra.

10.4.- SERVICIOS PARA EL TRANSITO (REFERENCIAS 5 y 6):

Un sistema de señalamiento y demarcación bien organizado y mantenimiento adecuado, contribuye directamente al fácil y seguro movimiento del tránsito a través del país.

Las señales de tránsito deben mantenerse en posición apropiada, limpias, y legibles en todo momento; las señales dañadas deben reemplazarse inmediatamente; deben ejercerse cuidados especiales a fin de que la vegetación, el equipo, los materiales de construcción y el lodo, no le quiten visibilidad.

Muchas señales viales se ensucian y obscurecen debido al polvo, salpicaduras, materiales bituminosos y otros. La acumulación de películas de polvo, y el salpicado sobre señales colocadas a poca altura, constituyen las causas más frecuentes de la pérdida de su visibilidad. Se hace necesaria la limpieza periódica, para mantener la legibilidad de las señales.

Las líneas y marcas sobre el pavimento deberán renovarse frecuentemente. La necesidad de ejecutar esta operación depende del volumen del tránsito, del tipo de pavimento y las condiciones climatológicas.

10.5.- MANTENIMIENTO DE ESTRUCTURAS (REFERENCIA 6):

Es necesaria una inspección periódica de las estructuras de puentes para evaluar los efectos de la erosión y deterioro del material debido a la acción del clima, desgaste y daños causados sobre la estructura por la acción del tránsito. Deberán investigarse las causas de los defectos del-

puente, evaluarse las reparaciones y determinar la urgencia de acometer la misma.

10.6.- CONTROL DE CARGAS Y MEDIDAS:

Las Estaciones de Pesaje son áreas seleccionadas al margen de la vía y, en ocasiones especiales en la misma vía, destinados a establecer un control sobre el peso y las dimensiones de los vehículos de carga. Cuadro ---

10.1.

10.7.- CONCLUSIONES:

El mantenimiento en nuestro país, es tan pequeño, como bajas son las inversiones por kilómetro.

Los pequeños fondos destinados para el mantenimiento, hace que casi ninguna carretera cumpla con los requisitos de seguridad.

El mantenimiento de las carreteras es tan importante ya que de esta forma se respalda la inversión realizada para su construcción con tanto esfuerzo.

Cada carretera debería implementarse con un sistema de peaje, para financiar su mantenimiento; de esta forma resulta conveniente tanto para el gobierno como para el usuario, así:

Para el Gobierno:

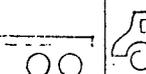
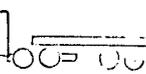
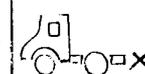
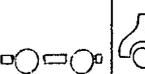
- 1.- El mantenimiento de la vía se financia sólo, sin utilizar fondos de Gobierno para otros propósitos.
- 2.- Ahorro para el país de ingentes cantidades de divisas, por concepto de compra de repuestos para partes de vehículos estropeados en carreteras de pésimo estado.
- 3.- Proporcionaría miles de puestos de trabajo en el país.

Para el Usuario:

- 1.- Le resulta económico pagar una pequeña cantidad por atravesar la carretera y comprobar al término del viaje el buen estado de su-

vehículo. Que, por otro lado, si no existiera el mantenimiento facilitado por el peaje, al final de su viaje gastaría en su vehículo en reparaciones y repuestos, y posiblemente, una gran contrariedad al quedarse en medio camino por algún des--perfecto causado por el mal estado de la vía.

**CUADRO DEMOSTRATIVO DE LAS CARGAS UTILES PERMISIBLES, SEGUN EJEMPLOS DADOS POR CADA VEHICULO.
SE INCLUYE ADEMAS LA ALTURA Y EL ANCHO MAXIMOS, CON O SIN CARGA.**

VEHICULOS	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
								
DISTANCIA ENTRE EJES EXTREMOS (m)	5.0	6.3	12.0	12.0	12.0	16.5	16.5	16.5
LARGO MAXIMO ADMISIBLE (m)	10.7	10.7	13.7	13.7	13.7	18.3	18.3	18.3
CARGA POR EJE (t)	5.5	11.0	5.5	11.0	11.0	5.5	11.0	11.0
PESO DE VEHICULO VACIO (t)	6.5	8.5	10.5	11.5	12.2	11.5	12.3	14.4
CARGA UTIL PERMISIBLE (t)	10.0	10.0	17.0	24.0	24.0	27.0	31.5	32.0
PESO MAXIMO PERMITIDO (t)	16.5	24.5	27.5	35.5	38.7	38.5	43.8	46.4

1 TONELADA METRICA = 1000.0 KILOS = 2,204.0 LIBRAS = 22.0 qq.
LOS PESOS TOTALES MAXIMOS PERMITIDOS PARA LOS VEHICULOS ESTAN ESTAN CALCULADOS POR LA SUMA DE EJES Y (FORMULA PUENTES)
Nota:

Si usted desea una ampliación sobre cada caso demostrado, o el -suyo no está incluido en el cuadro, agradeceremos pedir informes- detallados en el ministerio de obras públicas.

INTERPRETACION DE LOS SIGNOS

≤ MENOR O IGUAL A....

< MENOR DE

ALTURA MAXIMA ANCHO MAXIMO

3.60 m

2.60 m

REFERENCIAS TOMO I:

- 1.- RICO DEL CASTILLO. La Ingeniería de suelos en las vías terrestres: Carreteras, ferrocarriles y aeropistas. Volumen I y II. Editorial Limusa. México 1978.
- 2.- PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR. Teoría de Pavimentos.
- 3.- RAUL VALLE RODAS. Carreteras, Calles y Aeropistas. Principios generales de la Mecánica de Suelos aplicados a la pavimentación y métodos para el cálculo de pavimentos flexibles. Sexta Edición. Editorial El Ateneo. Buenos Aires 1976.
- 4.- JUAREZ BADILLO. Mecánica de Suelos. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Editorial Limusa. México 1975.
- 5.- MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DEL ECUADOR - MOP -. Especificaciones Generales para la construcción de caminos y puentes. MOP-001-F. Quito 1977.
- 6.- MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DEL ECUADOR - MOP -. Manual de Diseño de Carreteras. MOP-001-E. Quito 1974.
- 7.- EACARIO J. L. Caminos. Tomo II. Firmes de Carreteras y aeropuertos, servicios auxiliares del camino, explotación. Quinta Edición. Madrid 1963.
- 8.- HENNES-EKSE. Fundamentos de ingeniería del transporte. Editorial Reverté S. A. 1963.
- 9.- HEWES-OGLESBY. Ingeniería de carreteras, calles, viaductos y pasos a desnivel. Compañía Editorial Continental S. A. 1975.
10. KISSAM P. Topografía para ingenieros. Ediciones del Castillo S. A. Madrid 1967.
11. MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DEL ECUADOR - MOP -. Curso de suelos y mate-

riales viales. Tomo I

Primera Edición. Quito 1980.

12. MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DEL ECUADOR - MOP -. Curso de revestimien--
tos asfálticos y esta-
bilización de suelos. Tomo I. Primera Edición. Quito 1980.
13. THE ASPHALT INSTITUTE. Manual del Asfalto traducido por Manuel Velázquez
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, -
con la colaboración de Productos Asfálticos S. A. (PROAS). Ediciones UR-
MO. España.