



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales
" ARAGON "

COMPACTACION DE TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS

T E S I S

Que para Obtener el Título de:

Ingeniero Civil

P r e s e n t a :

Gerardo Alejandro López Maya

Aragón, Méx.

Agosto de 1985



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Q94 77

SPST 29542



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

GERARDO ALEJANDRO LOPEZ MAYA
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 24 de mayo del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. DAVID GOVEA TORRES pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado "COMPACTACION DE TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Méx., mayo 30 de 1985.
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería (21).
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
Asesor de Tesis.

D E D I C A T O R I A S

A MI ESPOSA: CARMEN, Porque con su --
confianza, cariño y com-
prensión alcancé un ----
triunfo que es de los --
dos.

A MIS HIJAS: ELSA Y ALEJANDRA, porque
el amor y ternura que po-
seen me impulsó a supe--
rarme en todos los aspec-
tos.

A MI MADRE: CONSUELO, porque sin -
su apoyo moral y econó-
mico no hubiera logra-
do una de las metas --
más importantes de mi
vida.

A la memoria de mi querida -
hermana LEONOR, recuerdo im-
borrable a través del tiempo.

A S E S O R E S

ING. ROGELIO FRANCISCO FLORES LEON.

ING. DAVID GOVEA TORRES.

I N D I C E

Página

CAPITULO I. INTRODUCCION	1
1) GENERALIDADES.	2
CAPITULO II. EXPLORACION Y MUESTREO	5
2) EXPLORACION.	5
2.1 ESTUDIO GEOLOGICO Y FOTOINTERPRETACION	6
2.1.1 Exploración Directa de Suelos y Rocas	8
A) Análisis de Estabilidad de Cortes y Ter- rraplones	9
B) Investigación de Bancos de Materiales	13
B.1 Localización	15
B.2 Exploración y Muestreo de Bancos	17
B.3 Materiales Encontrados en los Ban- cos.	21
B.4 Explotación de Bancos.	28
B.5 Alteración de Rocas e Identifica- ción del Grado de Alteración	31
C) Estudios de Cimentación para Puentes y Otras Estructuras	32
D) Exploraciones con fines de Control de - Calidad	35
2.1.2 Métodos de Exploración Indirecta (Geofís- cos).	35
A) Método Geotérmico	36
B) Método Gravimétrico	36
C) Método Eléctrico.	36
D) Método Magnético.	38
E) Método Radiactivo	38

	<i>Página</i>
F) <i>Método Sísmico</i>	39
2.2 <i>MUESTREO</i>	42
2.2.1 <i>Muestras Alteradas</i>	45
A) <i>Pozo a cielo abierto</i>	45
B) <i>Sondeo con pala de postear</i>	46
C) <i>Cuarteo</i>	47
2.2.2 <i>Muestras Inalteradas</i>	47
<i>CAPITULO III. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO</i>	49
3) <i>INTRODUCCION</i>	49
3.1 <i>PRUEBAS DE CAMPO</i>	49
3.1.1 <i>Determinación del Peso Volumétrico Seco del Terraplén.</i>	49
A) <i>Cono de Arena</i>	51
B) <i>Utilizando el Medidor de Volúmenes</i>	51
3.2 <i>PRUEBAS DE LABORATORIO</i>	51
3.2.1 <i>Granulometría</i>	51
A) <i>Análisis por Mallas.</i>	52
B) <i>Análisis por la Vía Húmeda</i>	53
3.2.2 <i>Límites de Consistencia o de Atterberg</i>	55
A) <i>Límite Líquido</i>	56
B) <i>Límite Plástico.</i>	57
3.2.3 <i>Límite de Contracción</i>	58

A) Límite de Contracción (Obtención) . . .	59
B) Determinación de la Contracción Lineal.	60

3.2.4 Compactación	60
------------------------------	----

CAPITULO IV. ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION. 64

4) INTRODUCCION	64
---------------------------	----

4.1 MATERIALES DE TERRACERIA.	65
---------------------------------------	----

4.1.1 Definición	65
----------------------------	----

4.1.2 Clasificación	65
-------------------------------	----

4.1.3 Características y Requisitos de Uso	66
---	----

4.2 MATERIALES PARA SUB-BASES Y BASES DE PAVIMENTACION	67
--	----

4.2.1 Definición	67
----------------------------	----

4.2.2 Clasificación	67
-------------------------------	----

4.2.3 Condiciones de Uso.	67
-----------------------------------	----

4.2.4 Requisitos de Uso	69
-----------------------------------	----

4.3 MATERIAL PARA SUB-BASE DE PAVIMENTACION EN CAMINOS Y AEROPUERTOS	71
---	----

4.4 MATERIALES PARA BASE DE PAVIMENTO EN CAMINOS Y --- AEROPUERTOS	73
---	----

CAPITULO V. CONSIDERACIONES IMPORTANTES PARA LA CONSTRUCCION DEL TERRAPLEN 77

5) INTRODUCCION	77
---------------------------	----

5.1 DURANTE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO	77
5.1.1 La Naturaleza del Suelo	77
5.1.2 Métodos de Compactación	78
5.1.3 La Energía Específica	79
5.1.4 Contenido de Agua del Suelo	80
5.1.5 El Sentido en que se Recorra la Escala de Humedades al Efectuar la Compactación	81
5.1.6 Contenido de Agua Original del Suelo.	82
5.1.7 La Recompactación	83
5.2 PARA LA CONSTRUCCION	83
5.2.1 El Método de Compactación	83
5.2.2 Energía Específica.	84
5.2.3 Contenido de Agua del Suelo	84
5.2.4 La Temperatura	85
5.3 PARA EL CONTROL DE CALIDAD	86
A) Terraplenes de Prueba.	87
B) Determinación del Peso Volumétrico Seco del Terraplén	88
C) Compactación y Resistencia a la Penetración.	88
D) Pruebas de Permeabilidad de Campo.	89
D.1 Pozos de Absorción	90
D.2 Pozos de Filtración	90

CAPITULO VI. GRADO DE COMPACTACION DEL PROYECTO 93

6) INTRODUCCION 93

6.1 DEFINICION 93

CAPITULO VII. METODOS DE COMPACTACION DE CAMPO 102

7) INTRODUCCION 102

7.1 PROCESOS DE COMPACTACION 103

7.2 COMPACTADORES POR AMASADO. 104

7.2.1 Rodillos Pata de Cabra. 104

7.2.2 El Cubrimiento. 106

7.2.3 El Espesor de las Capas 107

7.2.4 Número de Pasadas del Rodillo 107

7.3 COMPACTACION POR PRESION 109

7.3.1 Rodillos Lisos. 109

7.3.2 Rodillos Neumáticos 110

7.4 COMPACTACION POR IMPACTO 112

7.5 COMPACTACION POR VIBRACION 114

7.6 COMPACTACION POR METODOS MIXTOS. 117

CAPITULO VIII. EJEMPLO PRACTICO (ZONA DEL LAGO DE TEXCOCO). 120

8) INTRODUCCION 120

8.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	120
8.1.1 Desplazamiento del Material Indeseable. .	122
8.1.2 Solución del Problema Mediante un Viaduc- to.	122
8.1.3 Construyendo una Sección Estable.	122
8.1.4 Solución variante de la Sección Estable .	123
8.2 ELEMENTOS DISPONIBLES PARA LA SOLUCION DEL PRO-- BLEMA.	123
8.2.1 Análisis de Estabilidad	123
8.2.2 El Asentamiento	125
8.3 ESTUDIOS GEOTECNICOS	127
8.3.1 Exploración de Campo.	127
A) Sondeos Inalterados Prácticamente Con- tínuos o Continuos.	127
B) Sondeos Exploratorios a fin de Defi- nir la Incrustación del Bordo Actual México-Tezcoco.	128
C) Diversos Sondeos Exploratorios.	128
8.3.2 Pruebas de Laboratorio.	128
8.4 ANALISIS DE ESTABILIDAD.	136
8.4.1 Descripción de Análisis por Falla Rápida.	140
8.4.2 Análisis de Estabilidad a Largo Plazo . .	143
8.4.3 Criterios de Falla Adoptados para el Aná- lisis y Conclusiones.	144

	<i>Página</i>
8.5 ANALISIS DE HUNDIMIENTOS	146
8.5.1 Estudio de Drenes de Arena.	149
A) Descripción	149
B) Ahorro en Tiempo de Consolidación	150
C) Geometría	151
D) Costos.	151
8.6 TRAMOS DE PRUEBA	151
8.6.1 Su Necesidad.	151
8.6.2 Características de los Tramos	153
8.7 COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS SIMILARES EN EL VALLE DE MEXICO.	156
8.7.1 Autopista Directa México-Puebla, inaugurada en el año de 1962.	157
8.7.2 Bordo Actual Peñón-Texcoco.	159
8.7.3 Bordo para el F.C. México-Acapulco.	160
CAPITULO IX. CONCLUSIONES.	170
BIBLIOGRAFIA.	172

C A P I T U L O I

I N T R O D U C C I O N

I N T R O D U C C I O N

1) GENERALIDADES.

Por lo general, las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales, tales como cortinas de presas de tierra, diques, terraplenes para caminos y ferrocarriles, muelles, pavimentos, etc., el caso de compactación de terraplenes sobre suelos blandos es el tema central de este trabajo.

Dentro de la historia de la compactación resaltaremos que de las primeras experiencias que tomó el ingeniero constructor de la necesidad de compactar suelos finos, fue en la formación de los terraplenes de una presa utilizando básicamente este material y cabe suponer que pronto se dió cuenta del mejor comportamiento de los suelos compactados en comparación con los suelos sueltos.

Se mencionará también que tanto en las bardas construidas en China, A.C., como en aquellas erigidas en América por los Mexicanos, en el siglo XV D.C., hubo intentos conscientes de compactación.

Por lo tanto desde ese momento la compactación se introdujo como un medio para reducir la deformabilidad, mejorar la estabilidad y disminuir la permeabilidad y la susceptibilidad de los suelos a la erosión por el agua.

Enseguida tocaremos un punto importante, donde como consecuencia del desarrollo que tomó la construcción de obras de tierra, en la cuarta década del siglo XX se iniciaron los esfuerzos por raciona

lizar la compactación en varias partes del mundo, principalmente en Estados Unidos de Norteamérica (Proctor 1933).

Esta condujo al establecimiento de métodos para la especificación y verificación de los trabajos de campo, mediante el uso de patrones de comparación en el laboratorio. Y como consecuencia a partir de ese suceso se busca referir los trabajos de compactación a los patrones referidos.

Mencionaremos también que la función principal de esas pruebas de compactación en el laboratorio, es permitirnos la especificación racional y el control de los trabajos de campo. Esto logrado mediante el estudio de las propiedades mecánicas de los suelos compactados y de su vínculo con algunas propiedades índice cuya determinación es sencilla.

Por lo anteriormente expuesto se desprende que el objetivo fundamental de este trabajo es planear, explicar y dar las probables variantes que nos puedan llevar a una solución de manera general de la Compactación de Terraplenes sobre Suelos Blandos.

C A P I T U L O I I

EXPLORACION Y MUESTREO.

EXPLORACION Y MUESTREO.2) EXPLORACION.

Es menester señalar la necesidad de contar, tanto en la etapa de proyecto como durante la ejecución de la obra de que se trate con datos seguros, firmes y abundantes, respecto al suelo con el cual se va a trabajar.

Esto es con el fin de normar el criterio del proyectista con las propiedades físicas del suelo, las cuales va a considerar a la hora de efectuar su análisis.

Por procedimientos económicos y simples, debe procurar adquirirse una información preliminar respecto al suelo, información que con auxilio de pruebas de clasificación (granulometría, límites de plasticidad) logre que se forme una idea clara de los problemas que puedan presentarse en cada caso en particular.

El conocimiento inicial de tales problemas permite programar a su vez en forma completa las pruebas necesarias para la obtención del cuadro completo de datos del proyecto, analizando todas las propiedades físicas de las cuales sospeche puedan plantear condiciones críticas en la obra.

Uno de los aspectos más importantes basados en la experiencia de un ingeniero es una correcta evaluación de la importancia de la obra por ejecutar en relación con el costo de su correspondiente programa de exploración y muestreo.

Además del tipo de obra en relación por ejemplo, con las consecuencias de su falla respecto a pérdidas en bienes y vidas principalmente.

2.1 ESTUDIO GEOLOGICO Y FOTOINTERPRETACION.

Los Estudios Geológicos constituyen una información básica invaluable para el proyecto de las vías terrestres. Con trabajos de campo o con fotointerpretación de pares estereoscópicos de aerofotografías pueden determinarse los tipos de formaciones sobre problemas de estabilidad.

Con los mismos procedimientos es posible definir las estructuras geológicas de interés tales como fallas, trayectorias de juntas y fisuras, deslizamientos de tierras, etc. La elaboración de estos estudios debe verse invariablemente como económico e imprescindible.

Los principales datos que es posible obtener de estudios de fotointerpretación son los siguientes:

- a) Características sociales y económicas de la zona, incluyendo poblaciones, industrias, cultivos, minería y un levantamiento de las obras de ingeniería existentes en la región.
- b) Topografía de la zona.
- c) Factores hidrológicos, tales como corrientes importantes, longitud y localización de puentes y la configuración precisa ---

del drenaje regional.

- d) Datos climáticos y relacionados con el clima, tales como vegetación, humedad, etc.
- e) Descripción general de rocas y suelos.
- f) Identificación de características geológicas de interés, tales como falta o abundancia de material de construcción, zonas de infiltración, llanuras de inundación, posibles dificultades para realizar excavaciones, etc.
- g) Definición del uso de la tierra (tipos de cultivos, etc.)

En general es recomendable realizar los trabajos de fotointerpretación sobre fotografía a escalas crecientes en por lo menos dos o quizá tres etapas de trabajo. (Primera etapa 1:50,000 y las escalas 1:25,000 y 1:10,000 son usadas para afinaciones posteriores). Finalmente contemplado este trabajo de fotointerpretación en cualquiera de sus etapas de proyecto será necesario verificar sus conclusiones de campo, para comprobar todas las características del estudio.

Por lo que respecta a un informe geológico para cualquiera que sea la etapa de proyecto (fotointerpretación cubriendo desde valoración de anteproyectos hasta la obtención de un proyecto definitivo), se debe incluir datos sobre los siguientes puntos con el grado de detalle necesario según sea la etapa de proyecto de que se trate:

- ROCAS.

Clasificación petrográfica, espesor de cubrimiento de materiales no aprovechables para construcción; descripción morfológica, grado de meteorización, descripción y clasificación de fallas, grietas, etc.; recomendaciones generales para la estabilidad de cortes y clasificación desde el punto de vista de facilidad de trabajo, para fines de presupuesto.

- SUELOS.

Espesor, compacidad, origen, plasticidad y contenidos medios de materia orgánica y agua, así como recomendaciones generales sobre su utilización como material de construcción.

En conclusión se dirá que un estudio geológico bien ejecutado --- constituye una base invaluable para analizar alternativas, detectar problemas de importancia y para planear estudios subsecuentes de mayor precisión, estableciendo criterios claros como y donde - ejecutar tales estudios.

2.1.1 Exploración Directa de Suelos y Rocas.

En la exploración de suelos para fines de proyecto y construcción de vías terrestres no existe un criterio definido que norme este - tipo de situaciones, por lo tanto se recurrirá a la experiencia - que posea el especialista encargado del trabajo.

En cada caso ha de planearse de una manera distinta la exploración con el objetivo de diferenciar no sólo un sector de una obra con -

otra de la misma; sino también diferenciar obras entre sí.

En la construcción de vías terrestres existen cuatro tipos de problemas fundamentales que requieren de exploración de suelos:

A) Análisis de Estabilidad de Cortes y Terraplenes.

- Exploración directa para determinar condiciones de estabilidad de cortes y terraplenes.

La exploración necesaria sería la que permitiese tener un completo conocimiento de las características mecánicas de los suelos involucrados con ayuda del laboratorio.

Pero es necesario señalar la imposibilidad de tener un conocimiento detallado en cada punto de nuestra obra, como por ejemplo en una carretera o en un ferrocarril; por lo menos en una aproximación suficiente como para permitir un proyecto basado en métodos teóricos en cada corte o terraplén.

Desde este punto de vista nuestros ejemplos citados tanto la carretera como el ferrocarril son obras en las que cualquier tipo de estudio que se proponga para un metro lineal por sencillo que parezca y aún económico corre el riesgo de convertirse en base cuando se le aplique el multiplicador constituido por todos los metros de la estructura.

Conviene señalar que un tratamiento demasiado teorizante de los problemas de la estabilidad de una obra vial puede fácilmente convertirse en estéril, en el sentido de que a un desme-

didado aumento en el monto del estudio efectuado no corresponda un aumento proporcional en el conocimiento y en la seguridad obtenida.

Entonces es obvio que cualquier esfuerzo teórico tiene muchas mayores posibilidades de éxito en un terraplén, (donde se utiliza un material controlado en su extracción y colocación o - que puede controlarse) que en un corte (donde es preciso trabajar con el material tal como la naturaleza lo ha dispuesto con gran complejidad) en el que es mucho menor la probabilidad de llegar a obtener datos detallados muy representativos del comportamiento de conjunto.

En consecuencia de todo lo anteriormente dicho; los criterios para el proyecto de inclinación de cortes y terraplenes se basan en mucho para seguir las indicaciones de los ingenieros - encargados de los estudios de campo para el proyecto de obras viales, quienes proporcionan las recomendaciones correspondientes, con fundamento en su experiencia anterior y en el conocimiento general de los materiales involucrados.

Señalaremos que en los estudios de campo se deben usar lo más posible los recursos que proporciona la Geología; pues esto - implica una disminución notable en el costo de los mismos y a cambio puede tener una gran repercusión en lo que a información se refiere en la que en un momento dado haya de basarse el Ingeniero Proyectista. También el uso de métodos indirectos de exploración puede ser útil y se obtiene a precios rela

tivamente bajos.

A manera de consejo citaremos que en la Secretaría de Obras Públicas de México (encargada de construir las vías terrestres -- de México), es norma la realización de un estudio geofísico en todo lugar en donde haya de construirse un corte de más de 7 mts. de altura, utilizando la información obtenida tanto para ayudar a fijar la inclinación del corte, como para determinar las condiciones de trabajo de los materiales.

En conclusión e independientemente de los criterios anteriores ha de dejarse la tarea de selección de criterios finales para -- la inclinación de todos los cortes y terraplenes al ingeniero -- de campo auxiliado por métodos de exploración y estudios sόμε-- ros y rápidos.

Por lo expuesto anteriormente, se deduce que un ingeniero res-- ponsable de este tipo de obra debe estar lo suficientemente ca-- pacitado (de ser posible con estudios de maestría en Mecánica -- de Suelos o Mecánica de Rocas).

En base a esto el ingeniero responsable podrá garantizar a cos-- to muy bajo, un criterio aceptable detrás de las recomendacio-- nes que él produzca.

En la realización de pozos a cielo abierto, sondeos con postea-- dora, barrenos helicoidales o cualquier otro método análogo a -- la exploración preliminar respaldaremos las recomendaciones -- generales de estabilidad tomadas a manera de exploración sόμε-- ra.

La profundidad de estas exploraciones en la práctica es de --- 1.0 a 1.5 mts. y generalmente se dice que ésta debe ser tal -- que supere el espesor de los suelos meteorizados superficiales y se llegue a los materiales de que dependerán a fin de cuen-- tas las condiciones de estabilidad. De todos los métodos ante-- riores el de pozo a cielo abierto es el mejor a emplear y la - inspección de pozos, cortes naturales, zanjas, etc., son muy - buen complemento a estos métodos.

El espaciamiento entre puntos a explorar no sigue ninguna re-- gla y en cada caso ha de ser elegida por el ingeniero encarga-- do de los estudios geotécnicos.

En la práctica muchas instituciones han convenido en el punto de marcar 500 mts. como espaciamiento mínimo entre puntos a ex plorar.

En los terraplones o cortes que por su altura, riesgos implica-- dos en la falla, materiales involucrados, etc., se considera - necesario realizar un estudio especial de detalle, los métodos explorativos utilizados serán los comunes a todos los campos - de la Mecánica de Suelos.

Entre los casos especiales podremos mencionar a los túneles y - los terrenos blandos y comprensibles sobre los que haya de cons-- truirse terraplones.

En el primer caso debe tenerse o tratar de obtener información completa sobre los materiales en el que el túnel se ejecutará,

esta información por lo común se obtiene de una combinación -- de estudios geofísicos (generalmente geosísmicos para el análisis de las formaciones geológicas y de resistividad eléctrica para exploración de agua en el subsuelo), y sondeos por rotación que cubran ampliamente todo el espesor de cobertura.

En lo referente a suelos blandos las exploraciones son las --- usuales en las de cimentaciones, incluyendo la necesidad de ob tener muestras inalteradas para pruebas de consolidación y --- triaxiales.

Finalmente se recomienda determinar la resistencia al esfuerzo cortante mediante métodos que cada día son más eficaces por su facilidad de operación y por su relativa economía.

B) Investigación de Bancos de Materiales.

Los materiales tales como roca, grava, arena y otros suelos, - son uno de los costos más importantes en la construcción y man tenimiento de las vías terrestres y por su localización y se-- lección se convierten en uno de los problemas básicos del inge niero civil, en conexión estrecha con el geólogo.

La experiencia diaria enseña que, si se da a estas tareas la - debida importancia, podrán localizarse depósitos de materiales apropiados cerca del lugar de su utilización, que suelen ser - de los que más afectan los totales, y en otras ocasiones se lo grará obtener materiales utilizables en zonas que antes depen dían de otras más alejadas en este aspecto.

Parece una labor realmente urgente e importante centralizar --- de alguna manera toda la información que día a día va surgiendo sobre materiales utilizables, localización, volúmenes aprovechables, utilización, tratamientos, etc. Durante muchos años la -detección de bancos de materiales dependió de métodos exploratorios comunes, desde la simple observación sobre el terreno, hasta el empleo de pozos a cielo abierto, posteadoras, barrenos y aún máquinas posteadoras, en épocas más recientes se han sumado a éstos los estudios geofísicos de gran potenciabilidad, ahorrando mucho tiempo y exploración.

Será necesario establecer ciertas distinciones entre los bancos de roca y los del suelo. Un punto fundamental en la determinación de bancos de materiales es la valuación de las rocas o suelos contenidos; en lo que se refiere a las rocas dos puntos --- principales deben merecer atención: El primero se refiere a los cambios físicos que la roca puede sufrir por fragmentación durante la extracción, por manejo o durante la colocación. El segundo a la alteración físico-química que puede tener durante la vida útil de la obra.

Cada caso requiere la realización de pruebas de campo y laboratorio sobre las rocas que forman el banco en estudio.

La mejor prueba de campo es la duplicación de un proceso de excavación análogo al que después se usará en forma masiva, para ver objetivamente que material se obtiene.

La valuación preliminar de los suelos se hace sobre todo con -- base en experiencias precedentes, por lo que toca a la valuación en detalle de los suelos constitutivos de un banco ha de hacerse con base a pruebas de laboratorio.

B.1) Localización.

Localizar un banco es más que describir un lugar donde exista - un volumen alcanzable y explotable de suelos o rocas que puedan emplearse en la construcción de una determinada parte de la --- obra, satisfaciendo las especificaciones de calidad de la insti- tución constructora y los requerimientos de volumen del caso.

Este proceso se inicia con una colocación simple al final de la cual el ingeniero debe disponer de un mapa donde aparezcan to-- dos los posibles aprovechamientos de material que puedan intere- sar a su obra. Entre todo este conjunto de bancos que sean fac- tibles, deberá el ingeniero desarrollar sus líneas de opción en estrecha vinculación con su proyecto.

La búsqueda y localización de los bancos de materiales puede ha- cerse principalmente por fotointerpretación o por reconocimien- tos terrestres directos, auxiliados éstos últimos por métodos - de prospección geofísica.

Comunmente es necesario localizar bancos para material de terra- cerfa, para capa subrasante, para sub-base y base de pavimento y para carpeta, en el caso de carretera. En ferrocarriles ha- brán de localizarse bancos para terracerfa, capa subrasante y -

sub-balasto y balasto. En aeropistas las necesidades se enlistan igual que para carreteras. En complemento a lo anteriormente dicho podrán requerirse bancos para la obtención de los materiales necesarios para la elaboración de concretos, de piedra para mampostería u otros especiales. Los bancos de terracerías en general abundan y son fáciles de localizar y conviene fijarlos no demasiado espaciados, para no dar lugar a distancias de acarreo excesivas, la separación óptima está en la mayoría de los casos de la práctica, allá donde se alcance el equilibrio de costos entre el acarreo, por un lado y el costo de despalle y preparación del banco por el otro, las distancias que resultan no suelen exceder los 5 km. entre banco y banco.

En lo que se refiere a la capa subrasante, las distancias comunes entre bancos pueden extenderse en ese caso hasta 10 km. Un requisito que condiciona adicionalmente los bancos de materiales elegidos es el de lograr la homogeneidad en longitudes significativas, para evitar que las estructuras y espesores de las capas de pavimentos suprayacentes varíen con demasiada frecuencia.

Los materiales para sub-base y base de pavimentos, además del requisito anterior, suelen estar condicionados en forma importante por los tratamientos mecánicos que llegan a requerir para satisfacer las normas de calidad, mismas que en añadidura necesitan de la instalación de equipos especiales y plantas complejas que no conviene mover mucho. Por todo ello, suelen estar mucho más espaciados al grado que distancias del orden de 50 km. no son difíciles de ver. Los bancos para subrasante suelen

encontrarse en los otros bajos y extendidos, en formaciones de roca muy alterada, en las zonas limo-arenosas de los depósitos de ríos, en zonas de depósito volcánico de naturaleza piroclástica, como conos cineríticos o tobáceos, en horizontes arenosos de formaciones estratificadas extensas, etc. Los materiales para sub-base y base suelen encontrarse en playones y márgenes de ríos, en frentes y cantiles rocosos, cerros relativamente elevados y de pendiente abrupta, etc. Los materiales para concretos asfálticos o hidráulicos se obtienen casi siempre por trituración a partir de formaciones rocosas sanas.

Las mamposterías se obtienen de formaciones rocosas fracturadas o de recolección superficial.

B.2) Exploración y Muestreo de Bancos.

Las armas de la exploración para la localización y valuación de bancos son la fotointerpretación, los sondeos y la prospección geofísica. Los métodos de sondeo preliminar y definitivo se -- pueden tomar como no diferentes ya que rara vez se requiere explorar a profundidades mayores de 10 mts. La diferencia que existe entre ambos suele radicar en el número de sondeos que en la información definitiva debe corroborar la información preliminar.

El pozo a cielo abierto, la posteadora y los barrenos helicoidales son los métodos más empleados en suelos. En bancos de roca es necesario basarse en los resultados del reconocimiento preli

minar, extrayendo de él normas de juicio en cuanto a la extensión y al volumen de material disponible. Los bancos de suelo han de muestrearse para conocer en el laboratorio las características que interesen para definir o autorizar su uso.

El número de sondeos a practicar en cada caso no está definido por ninguna regla, pero es preferible en cada caso normarse por las características específicas del banco en estudio, teniendo muy en cuenta las condiciones geológicas locales, los frentes que han de atacarse, etc.

En bancos para terracería es común realizar análisis granulométrico, límites de plasticidad, pruebas de compactación, coeficiente de variación volumétrica, todo lo cual requiere muestras de entre 50 y 100 kgs., como mínimo. En materiales para pavimentos, además de las pruebas anteriores los bancos de suelos deberán sujetarse en general a pruebas de valor relativo de soporte o similares, de acuerdo con el método de diseño que se pretenda utilizar.

PRUEBAS DE LABORATORIO QUE SE EFECTUAN A LOS SUELOS QUE SE EXTRAEN DE BANCOS, SEGUN SU UTILIZACION.

I. TERRACERIAS.

a) Clasificación: Límites de Plasticidad.

Granulometría.

b) Calidad: Peso Volumétrico Máximo.

A veces Valor Relativo de Soporte.

II. CAPA SUBRASANTE.

- a) *Clasificación: Límites de Plasticidad.*
Granulometría.
- b) *Calidad: Peso Volumétrico Máximo.*
Valor Relativo de Soporte.
Expansión.
Equivalente de Arena.
- c) *Diseño: Determinación de Valor Relativo de Soporte.*
o bien:
Pruebas de Hveem o bien:
Pruebas Triaxiales de Texas.

III. BASE Y SUB-BASE.

- a) *Clasificación: Límites de Plasticidad.*
Granulometría.
- b) *Calidad: Peso Volumétrico Máximo.*
Valor Relativo de Soporte.
Equivalente de Arena.
Expansión.
- c) *Diseño: Si se desea hacer un diseño estructural por capas, deberán realizarse las pruebas indicadas para la capa subrasante.*

IV. CARPETA ASFALTICA.

- a) *Clasificación: Límites de Plasticidad.*
Granulometría.

- b) *Calidad: Pruebas de Desgaste y/o alterabilidad.
Equivalente de Arena.
Expansión.
Afinidad con el asfalto.
Pruebas para definir la forma de los agregados.*
- c) *Diseño: Pruebas de Marshall o bien, Pruebas de ----
Hveem.
El contenido óptimo de Asfalto puede determinarse también por el Método C.K.E.*

En lo referente a rocas. las principales pruebas que han de hacerse a los materiales producto de bancos son las que definan su método de fragmentación y su susceptibilidad a la meteorización.

PRUEBAS INDICE MAS COMUNES PARA MATERIALES ROCOSOS, CON VISTAS A DEFINIR SU COMPORTAMIENTO INGENIERIL.

- *Densidad de Sólidos.*
- *Peso Volumétrico Seco.*
- *Contenido de Agua.*
- *Porosidad.*
- *Indice de Alteración.*
- *Permeabilidad al Agua.*
- *Permeabilidad al Aire.*
- *Alterabilidad.*
- *Resistencia.*
- *Deformabilidad.*

B.3.) *Materiales Encontrados en los Bancos.*

1) *Alteración de las Rocas.*

Los materiales que un ingeniero encuentra en los lugares posibles de explotación son suelos o rocas que han soportado en ese sitio numerosos cambios por evolución o por revolución, los que han dejado sus huellas hasta formar los materiales que han sido posible encontrar en la actualidad. La alteración de una roca es siempre un modo de adaptarse a su ambiente, por eso cuando una roca antes no expuesta queda sujeta a la meteorización, se altera para adaptarse al nuevo ambiente que le ha sido impuesto, sucediendo lo mismo cuando la roca es fragmentada o triturada y colocada en una estructura ingenieril.

Es común que en los diversos casos, los procesos de alteración que el ingeniero desencadena ocurra a escalas de tiempo dentro de los cuales la vida útil de una obra representa un período insignificante, los casos de alteración muy rápida son los que más interesan desde un punto de vista práctico.

Las rocas que se usan en las diferentes estructuras de una vía terrestre procedentes de bancos de materiales quedan sujetas en general a compresión y en diversas ocasiones a la abrasión e impacto, todas son causas de alteración. Algunos usos de materiales en las vías terrestres imponen condiciones muy especiales a los agregados de banco que vayan a usarse, como el caso del concreto y las mezclas asfálticas, por citar algunos.

2) Tratamientos.

Los materiales procedentes de bancos que van a ser usados en terracerías no suelen sujetarse a ningún tipo de tratamiento en especial y se utilizan tal como se obtienen cumpliendo -- las especificaciones constructivas y de calidad que se señalen. En los trabajos de pavimentación es usual someter los materiales a diversos tratamientos que los adecúen a sus funciones. Los tratamientos más comunes son:

a) Eliminación de Desperdicio.

Se trata de eliminar en bancos de suelo un determinado porcentaje de partículas cuyo tamaño sobrepasen el que se haya considerado en el proyecto; por lo general éste es del orden de 7.5 cms., esta eliminación se hace muchas veces a mano.

b) Disgregación.

Esta operación se hace generalmente en bancos de suelo duro de roca muy alterada o en materiales con la consistencia de aglomerados poco cementados. Se hace muchas veces con arados y cuchillas dispuestas en las máquinas o con rodillos de compactación del tipo de pata de cabra o similar.

c) Cribado.

Generalmente se utiliza para lograr en un material de natural leza friccionante una granulometría adecuada o para eliminar porcentajes altos de partículas mayores que el tamaño máximo

requerido que por lo regular son desperdiciados, se ha dicho que porcentajes arriba del 10% ó 15% conviene eliminar los cribados. Este método tiene peligros de segregación, que -- conduce a la obtención de materiales no uniformemente mezcla dos.

En la actualidad se usan cribadoras por centrifugación, con cribas cilíndricas concéntricas que giran todas a la vez, de manera que el material va pudiendo pasar de una a otra recorriendo según su tamaño diferentes caminos desde el centro a la periferia del sistema.

d) Trituración.

Es el tratamiento a que generalmente se recurre para llegar a la granulometría deseada a partir de materiales muy gruesos o de fragmentos de roca. Es importante la relación de tamaños de la partícula en las etapas inicial y final del proceso, que define el tipo de equipo que ha de usarse y el costo de la operación. Es usual hablar de trituración parcial o total denotando la intensidad del proceso requerido en un caso dado.

e) Lavado.

Este proceso se aplica en materiales contaminados por arcillas, materia orgánica o polvos, es común usar a la par con este proceso los de trituración y cribado. El lavado se realiza por diversos sistemas, desde el chiflonaje durante el cribado, hasta el empleo de tanques elevadores en los que el material es -

removido con paletas mecánicas mientras se le somete a riegos de agua a presión.

3) Tipos de Bancos.

Las fuentes más típicas de aprovisionamiento de materiales -- son el préstamo lateral, la compensación longitudinal o transversal y el uso de bancos específicos. Los depósitos de ríos reciben el nombre de aluviones, la capacidad del agua para -- transportar sedimentos depende de la velocidad de la corriente y de su gasto, esto condiciona un gran poder erosivo en las -- zonas de curso alto en que la corriente suele tener fuertes -- pendientes y por lo mismo grandes velocidades, por lo que el -- agua es capaz de arrastrar sedimentos muy gruesos, del tamaño de la grava y la arena y aún fragmentos de roca que van rodando cauce abajo.

En términos generales la influencia de la velocidad en el régimen de erosión es mayor que la del gasto, pero en ríos que se inundan con mucha violencia, ambos efectos pueden igualarse y la situación aún pudiera invertirse.

En los ríos donde no es susceptible de sufrir crecientes violentas en períodos cortos, se podrá esperar encontrar boleos y gravas en el medio y limos y arcillas en el bajo y en la desembocadura. Si el río tiene crecientes importantes relativamente poco espaciadas en el tiempo, será muy probable encontrar sedimentos más gruesos en las zonas más bajas, especial--

mente en los meandros, en las llanuras de inundación ó en -- las terrazas fluviales vecinas. Los sedimentos que sea dable encontrar en el curso de un río también dependen mucho -- de la naturaleza de las formaciones que éste atravieza.

En conclusión, los depósitos que sea dable encontrar en va-- lles fluviales, llanuras de inundación y en terrazas y abanicos aluviales son relativamente variables, no sólo en natura-- leza mineralógica, sino en tamaño también y dependen del de sarrollo de la corriente, de su régimen hidrológico y de las formaciones que se atraviezan.

En las zonas en que las serranías se juntan con las planicies de costa es muy frecuente encontrar sistemáticamente de tre-- cho en trecho los denominados depósitos de pie de monte, gran-- des formaciones de arenas limosas y gravas, inclinadas y ondu-- lantes dejadas por los ríos que bajan y pierden velocidad al entrar en la planicie.

Los lagos actúan como depósitos de sedimentación para las co-- rrientes que a ellos llegan. Por lo general cuando el río en-- tra al lago tiende a depositar en la orilla los sedimentos -- más gruesos que aún traiga en suspensión, es frecuente que la desembocadura del río en el lago forme un delta más o menos -- importante, en el que será posible encontrar arenas ó limos.

Los sedimentos más finos penetran en el lago con el agua del -- río y se depositan en las zonas más profundas. En épocas del

año de aguas abundantes el depósito principal está formado - por el material limoso que haya alcanzado a entrar al lago - y las arcillas más gruesas, pero las arcillas más finas se - depositan en las épocas del estiaje, cuando las aguas del -- lago están más tranquilas. Por lo anterior los depósitos la custres suelen ser estratificados, con capas bastante homóge- neas de materiales finos; también es común la presencia de - esqueletos silicosos de microorganismos y conchas calcáreas, que se incorporan al conjunto.

En los abanicos aluviales se depositan al mismo tiempo prác- ticamente todos los sedimentos que traiga el río, sin ningun- a clasificación por tamaños, por lo que en ellos puede en- contrarse depósitos muy heterógeneos con abundancia de grava, arenas y limos.

El viento es otro elemento de transporte fundamental, arrastra sobre el suelo partículas relativamente gruesas y suspen- de y transporta limos y arena muy finas.

El loes es un depósito eólico muy típico y su origen suele -- estar en depósitos glaciares o en zonas desérticas a partir - de los cuales sobrevino el transporte del viento. Se prefie- re exponer los loes en cortes verticales obteniéndose mejores resultados que con taludes inclinados, más expuestos a la llu via. Los loes son buenos y abundantes bancos para material - de terracerías, pero pueden presentar problemas de rebote --- elástico cuando se usan en capas subrasante, por lo que es ne

cesario practicarle las necesarias pruebas de control especial.

Otra forma edlica típica son los médanos de arena, fuente obvia de este material, aunque la cantidad que puede obtenerse no está muchas veces en correspondencia con la calidad, pues el material resulta muy uniforme para muchos usos. Los depósitos glaciares aunque escasos en nuestro país, son otra --- fuente posible de materiales para construcción, pueden ser - formados por hielo en movimiento ó por las aguas del deshielo. En el primer caso son depósitos muy heterógeneos que adquieren la forma de un conjunto de boleo, empacados en una matriz areno-arcillosa. En el segundo caso su naturaleza es - parecida a un depósito fluvial, si bien la capacidad de gruesos es mayor.

Los suelos residuales son otra fuente de materiales para construcción, cuya naturaleza varía de acuerdo a la de la roca - madre y al grado de alteración sufrido. Es común que las rocas sedimentarias produzcan suelos arcillosos, exceptuando - las rocas muy silicosas. Las rocas ígneas pueden producir - suelos arenosos y arcillosos dependiendo de lo seco ó lo húmedo que sea el ambiente de alteración, las rocas de naturaleza ácida tienen mayor tendencia a producir suelos granulares, en tanto que los de naturaleza básica derivan casi siempre en arcillas, es común que los suelos residuales contengan partículas de todos los tamaños.

De algunos de estos suelos provenientes de rocas muy silíceas o poco alteradas, es posible obtener materiales para Subbase o Base, especialmente si se van a tratar con cemento o cāl.

Por lo que toca a materiales de pavimentación una fuente indiscutible la constituyen las formaciones rocosas sanas donde quiera que aparezcan, exceptuando a aquellas cuya naturaleza arcillosa no las hace adecuadas para estos fines. Estos materiales deberán ser triturados totalmente y en algunos casos sujetos a tratamientos especiales para mejorar sus características. Es conveniente señalar que hay materiales de tipo especial, tal es el caso de: las Conchuelas, Escorias de Fundición y Desperdicios de Minas; los cuales han sido utilizados en la técnica mexicana frecuentemente obteniéndose resultados óptimos.

B.4.) Explotación de Bancos.

La explotación de bancos de roca o suelos se hace utilizando determinados equipos con características y usos bien establecidos por la experiencia previa de la construcción.

La selección de equipo adecuado para un caso particular será en función de tres factores fundamentales:

- a) La disponibilidad de equipo.
- b) El tipo de material por atacar
- c) La distancia de acarreos del material.

Establecida la clase de equipo, su tamaño es sobre todo función del volumen de la obra por ejecutar, del tiempo disponible y del espacio para las maniobras.

Es de señalar el uso cada vez mayor que se está haciendo de tractores pesados con arados para fragmentar los materiales hasta un grado tal que puedan ser removidos por el propio tractor o por otras máquinas, evitando así operaciones de barrenación y uso de explosivos que siempre son más lentas y costosas. El tractor se utiliza también como máquina excavadora y empujadora, por efecto de su cuchilla frontal, estando limitada la primera acción generalmente a no más de 50 cms.; para estos trabajos suele recurrirse casi siempre al tractor de orugas quedando reservado el de llantas neumáticas para maniobras de remolque de equipo de transporte a distancias cortas (entre 160 y 2,500 mts.).

En la construcción pesada se impone cada vez más la utilización de escrepas auto-propulsadas y autocargables, cuando la naturaleza del material permite su operación.

También se ven cada vez con mayor frecuencia en los bancos de materiales cargadores frontales de brazos articulados, bien sea de orugas o sobre llantas para acarreos muy cortos de menos de cien metros los cuales se han hecho directamente con el cargador.

La pala mecánica exige frentes de ataque bien definidos y -

de volúmenes abundantes, de manera que no hayan de ser trasladados con frecuencia, la mayoría opera sobre orugas lo que permite que se adapten a cualquier tipo de terreno, aún con pendientes fuertes conservando buena estabilidad, las palas sobre llantas tienen mucho mayor capacidad de traslación pero son inferiores en las características señaladas anteriormente.

El transporte de los materiales suele hacerse en las vías terrestres casi en todo el mundo en camión.

Cabe hacer notar que se exceptúan los acarreos muy cortos o los muy largos, ya que los primeros pueden utilizarse vagonetas jaladas por tractor de llantas u otros elementos y en los segundos se puede utilizar el ferrocarril o el transporte fluvial o marítimo.

En el caso de materiales para terracerías, a veces se explotan bancos en que se presentan en un mismo frente varios estratos de materiales todos aprovechables pero de diferente calidad. En estos casos suele convenir efectuar la explotación de manera que se produzca la máxima mezcla posible de las distintas calidades, para llegar a un producto final lo más homogéneo posible.

La construcción de terraplenes ligeros, que suelen demandar los proyectos de terraplenes sobre suelos muy blandos y compresibles, suele imponer condiciones limitativas importantes

en el uso de los bancos de materiales y largas distancias de acarreo. El tezontle es un material muy usado en nuestro -- país para estos fines y en relación al cual hay bastante con fianza y experiencia.

Los bancos de tezontle suelen presentar el problema de estar contaminados, por lo mismo deberán ser cuidadosamente evitados, éste se puede solucionar produciendo rampas tendidas en las que el material rueda poco y que a la vez puedan ser explotadas desde abajo sin riesgo.

Los bancos localizados en depósitos fluviales deberán ser -- atacados en la época en que el río conserva los niveles más bajos, pues se corre el riesgo de que su explotación se vea imposibilitada durante las grandes avenidas, interrumpiendo el avance de la obra

B.5.) Alteración de Rocas e Identificación del Grado de Alteración.

Esta degeneración podrá afectar directamente la estabilidad de una masa y desde este punto de vista, el problema afecta rá sobre todo a la estabilidad de los taludes y en menor -- grado a la técnica de cimentaciones.

Deberán entenderse por alteración de la roca toda la modifi cación que ésta sufra, la cual pueda tener interés para el Ingeniero Civil.

La meteorización es un caso particular de la alteración, --

cuando las modificaciones son causadas por los agentes atmosféricos. La alteración de las rocas tanto puede empeorar como mejorar sus características, de un modo general -- esta alteración tiene como límite la destrucción total de los nexos interparticulares y mineralógicos de la roca y su transformación en suelo.

Los principales mecanismos de la alteración son la disgregación por fisuración o por pérdida de nexos mineralógicos y la disolución por erosión interna.

La consecuencia de estos mecanismos es que la roca pierde peso y aumenta su porosidad y por lo tanto, su capacidad de absorber agua y de expanderse como consecuencia de tal absorción.

La alterabilidad de una roca puede definirse como la velocidad con la que evolucionan en ella los procesos de alteración. El conocimiento de esta propiedad es fundamental para extraer criterios sobre el efecto de la alteración que la roca podrá tener dentro de la vida útil de una obra dada.

La alterabilidad no es constante con el tiempo para una roca dada en algunas condiciones particulares, puesto que no son los factores que pueden influir en ella.

C) Estudios de Cimentación para Puentes y Otras Estructuras.

Este tipo de estudios se basan en datos y estudios que son

comunes a todos los campos de la Mecánica de Suelos, por lo que los métodos de muestreo y exploración serán los conocidos para estos casos.

En el caso de puentes se usan comúnmente los métodos exploratorios a base de penetrómetros ya sean cónicos, estáticos o dinámicos, así como la penetración estándar que ha probado ya en repetidas ocasiones su gran utilidad en este tipo de trabajos.

El espaciamiento óptimo de los sondeos en los cauces de los ríos no es de fácil selección, ya que se presentan dos situaciones distintas y complicadas. En el caso de que cuando se haga la exploración se conozca la distribución del puente, será en los apoyos previstos donde se efectúen los sondeos. En caso contrario es decir, que no se disponga de un anteproyecto del puente al efectuarse la exploración, -- será necesario cubrir toda el área del cauce para que en base a estos sondeos pueda elaborarse un perfil de suelos preciso. Es regla general práctica cubrir la sección transversal del cauce con sondeos espaciados a 20 ó 25 mts. lo que representa un buen margen si no se presentan circunstancias especiales.

Por lo general el cauce de un río es de constitución sumamente heterógena, pero en cauces muy anchos o que al menos tenga condiciones homogéneas el espaciamiento anterior podrá ampliarse un poco.

En puentes es común el uso de cimentaciones profundas, por medio de pilotes o de cilindros, por lo que los sondeos a realizar también son profundos.

Dado que la cimentación superficial es la más económica, - ésta para el caso de puentes y cualquier otra estructura - debe alcanzar en el estrato en que se vaya a desplantar -- que sean aceptables la resistencia, la compresibilidad, y la permeabilidad. El ingeniero en este caso no debe olvidar dos puntos importantes: la socavación y la posibilidad de inundaciones de las excavaciones cuando éstas se hacen bajo el nivel freático.

Cuando las características del suelo explorado obligue a - realizar cimentaciones profundas, la exploración deberá incluir toda la profundidad deseada.

Lo anterior debe incluir un espesor suficiente del estrato resistente en el caso de pilotes de punta o de cilindros - ó de estratos compresibles bajo pilotes de fricción.

La aparición de suelos blandos y compresibles exige la obtención de muestras inalteradas para realizar las pruebas de consolidación y resistencia. Se usan métodos de perforación con muestreadores de tubo de pared delgada hincados a presión para la obtención de las muestras deseadas.

Atención especial deben tener los estudios para determinar las condiciones de cimentación de alcantarillas y demás --

obras de arte cuyo número suele ser tan grande que desafía la práctica de un estudio de exploración para cada caso.

Aquí la solución se deja al criterio de un ingeniero especialista, auxiliado en los métodos de exploración elementales.

En el caso de los muros de retención, éstos requieren exploraciones variables desde la más sencilla hasta la más elaborada.

D) Exploraciones con fines de Control de Calidad.

En el capítulo V de este trabajo, apartado 5.3 se expone con detalle todo lo referente a Control de Calidad aplicable a nuestro problema. Cualquier abundamiento al respecto consultar la bibliografía de este trabajo.

2.1.2 Métodos de Exploración Indirecta (Geofísicos).

Cada día es mayor el uso que se hace de estos métodos en el campo de las exploraciones ingenieriles. Esto anterior es en base a que se puede explorar grandes extensiones a un costo relativamente bajo y con una muy buena precisión.

Los métodos geofísicos más usados en la actualidad, son los siguientes:

A) Método Geotérmico.

Este método se basa en la medición a diferentes profundidades de la temperatura del subsuelo, aquí se utiliza el concepto gradiente geotérmico, y es usado como detector de cavernas; fracturas y mantos (venéros) acuíferos.

Es necesario señalar que la utilización de este método en medidas a poca profundidad es antieconómico por el momento.

B) Método Gravimétrico.

Este método ha sido utilizado en todo el mundo para localizar posibles anomalías que pudieran afectar el buen funcionamiento de estructuras profundas implicadas con las investigaciones petroleras.

Su objetivo principal es la obtención de los contrastes de densidades que se presentan en el subsuelo. Así pues es posible su aplicación para detectar la presencia de cavidades naturales derivadas de la disolución de rocas yesíferas o calcáreas o de cavidades artificiales tales como las minas de arena, canalizaciones, galerías, etc.

Actualmente se afirma que con una buena precisión de los aparatos usados es posible descubrir la existencia de grietas, fallas y fisuras importantes, así como rellenos recientes en hondonadas antiguas.

C) Método Eléctrico.

Este se basa en la conductividad eléctrica que presentan los materiales en el subsuelo, debido a que ésta es muy - relacionable con otras características geológicas y mecánicas.

Por lo tanto se dirá que la resistividad depende principalmente de la cantidad y salinidad del agua que contenga el subsuelo, así como en menor grado de la composición mineralógica de los suelos y de las rocas.

Dentro de este método existen dos variantes principales - de los Métodos Geofísicos Eléctricos en general:

- a) Método de Resistividad.- Consiste en producir un campo eléctrico por medio de dos electrodos en el terreno, entonces midiendo la corriente y la diferencia de potencial puede medirse la resistividad en un punto - situado entre los electrodos de potencial y a una profundidad igual a la distancia entre éstos.
- b) Caída de Potencial.- En éste se colocan los electrodos de corriente alejados (se calcula entre unos 5 a 10 veces la profundidad que se desea explorar y se hacen -- las medidas necesarias cerca de uno de tales electrodos).

Se usan tres electrodos (A, B y C) de potencial en forma alineada con el electrodo de corriente y se mide la caída de potencial entre AB y BC . Se mantiene cons--

tante B (espaciamiento entre los electrodos de potencial) generalmente del orden de $R/3$; en tanto que R (espaciamiento entre el electrodo central y el electrodo de corriente) se va variando. Finalmente se dibuja la relación entre las caídas de potencial y el valor de R, es necesario comentar que estos resultados deben de ser interpretados por un especialista, además de señalar que este método da indicaciones bastante aceptables sobre estratos inclinados y en algunos casos es más exacto que el de la resistividad eléctrica pero en caso de estratificación horizontal que es lo más común, de tal forma que el método de resistividad es el que suele preferirse para fines de Ingeniería Civil.

D) Método Magnético.

Este método tiene como característica ser el más antiguo de todos los métodos geofísicos.

Consiste en determinar el campo magnético en diferentes puntos relacionándolo directamente con las formaciones geológicas que ejerzan una influencia local.

Es necesario comentar que rinde buenos frutos en exploraciones a gran escala mucho mayor a la que rige en el campo.

E) Método Radiactivo.

Este método se basa en el registro de radiaciones, las --

cuales llegan a la atmósfera procedente de las formaciones del subsuelo.

Se desarrolla tomando en cuenta la diferencia acusada en estas radiaciones de las cuales puede determinarse la naturaleza y algunas características de las formaciones geológicas del perfil del suelo en cuestión.

Actualmente se ensayan métodos de prospección superficial los cuales se basan en emitir radiación sobre el terreno hasta aproximadamente 2 mts. de profundidad, y recibir la reflexión de la emisión.

F) Método Sísmico.

Este método se rige en las diferencias de velocidad de propagación de las ondas elásticas en medios de composición diferentes. Cabe señalar que los distintos minerales por lo general tienen densidades y pesos específicos muy parecidos, caso contrario sucede con los módulos de elasticidad los cuales son distintos.

Estos se correlacionan en forma bastante confiable con la velocidad de las ondas de propagación y éstas dependen en gran parte de aquellas.

Para la aplicación de este método se provocan las ondas por medio de métodos artificiales tal es el caso de impactos o explosiones.

Las vibraciones que transmite el suelo se recogen en aparatos capaces de registrar llamados sismógrafos o geófonos.

Estos aparatos se colocan en distancias que oscilan entre los 15 y 30 mts. y de aquí se concluye que como en distancias cortas la velocidad puede suponerse constante, las curvas tiempo de llegada-distancia de los geófonos al centro de la perturbación serán líneas rectas. Además la obtención del tiempo de llegada si se colocan se pueden hacer varios de estos aparatos a diferentes distancias de la perturbación.

Este método tiene dos maneras distintas de aplicación:

- a) Método Sísmico por Reflección. - Este método mide el tiempo que tarda en trasladarse una onda entre el origen de las oscilaciones y el geófono, después de haberse reflejado en una superficie de contacto entre 2 formaciones de naturaleza distinta.

El procedimiento a seguir requiere de aparatos muy complicados y de la ubicación del centro de perturbaciones a cierta profundidad.

Esta complejidad es debida al registro de la onda de regreso cuando la superficie del suelo aún está en movimiento.

Este método figura entre los que miden resultados más -
precisos, pero debido a su complejidad es poco utiliza-
do para resolver problemas de Ingeniería Civil.

- b) Método Sísmico por Refracción.- Está basado este méto-
do en el caso de que una onda elástica que atraviesa --
una frontera entre materiales diferentes, se refracta -
hacia el plano de dicha frontera cuando penetra un mate-
rial que transmite la onda con velocidad mayor que la -
que tenía en el medio original, y se refracta a un pla-
no perpendicular a la frontera cuando la velocidad de -
propagación es menor en el material a que penetra al --
que venía propagando.

Los geófonos se colocan a distancias variables del pun-
to de explosión y la distancia desde el geófono más --
alejado al punto de explosión debe ser de 3 a 12 veces
la profundidad que se requiera explorar.

Los geófonos más próximos a la explosión reciben ondas
transmitidas sólo a través de la capa de cobertura su-
perficial, los intermedios reciben ondas refractadas -
a través de la frontera superior de la arcilla y de---
vueltas a la superficie.

En tanto los geófonos más alejados reciben ondas que -
se han refractado en la frontera inferior de la arci--
lla con la roca.

En resumen ninguno de los métodos geofísicos descritos anteriormente en forma breve puede utilizarse sólo, y en gran parte de los casos éstos necesitan verificarse y relacionarse con resultados de exploración directa - por medio de sondeos.

Así pues los resultados obtenidos permiten un gran servicio como lo es el de cubrir grandes extensiones a -- precios relativamente bajos, sintetizando bastante exploración directa que de otro modo tendría que hacerse.

Además las propias características de cada método geofísico en uso se encarga de señalar sus campos de aplicación en forma óptima.

2.2 MUESTREO.

Al efectuarse la clasificación de un suelo, así como para encontrar sus propiedades en el laboratorio es indispensable -- contar con muestras del mismo.

Las muestras se dividen de acuerdo al propósito para la cual son formadas en :

Muestras de Inspección y Muestras para el Laboratorio.

- De las Muestras de Inspección sólo se pide que éstas sean representativas del terreno del cual fueron extraídas.
- Por lo que toca a las Muestras para el Laboratorio, éstas de

ben llenar requisitos como tamaño, método de obtención, embanque, etc.

Por lo tanto diremos que las Muestras de Inspección como las --- Muestras de Laboratorio pueden ser de dos tipos:

Alteradas e Inalteradas.

- Alteradas.- Son aquellas en cuya obtención no se toman grandes precauciones es decir, sólo se busca que sean representativas del suelo que constituyen.
- Inalteradas.- Estas se obtienen con todas las precauciones - necesarias a fin de que cuando sean extraídas guarden las mismas condiciones en que se encontraban en el terreno del cual proceden.

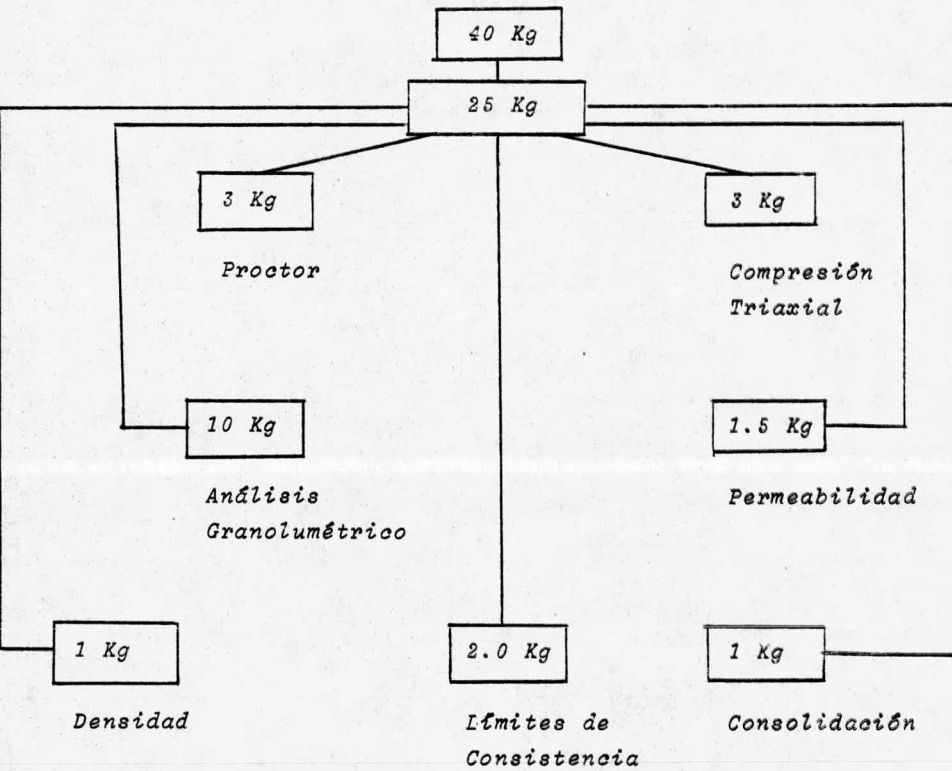
Hay situaciones en las cuales se puede tener la necesidad de obtener ambos tipos de muestras, como es el caso en la construcción de una cortina de tierra en la que se puede tener problemas de cimentación, los cuales para su solución requieren la obtención de muestras de inspección y conjuntamente la formación de terracerías cuyas propiedades se deducen a partir de muestras alteradas, etc.

Bien, ahora se tratará lo referente a la cantidad de material -- que debe constituir una muestra:

- La cantidad de material debe ser tal que permita realizar todas las pruebas de laboratorio y aún repetir las que sean in-

correctas o aquellas cuyo resultado sea dudoso. Por lo general conviene obtener muestras entre los 40 y 50 kgs.

A continuación se presentará un cuadro esquemático de la repartición de una muestra en el laboratorio:



Se puede presentar el caso de que el material contenga grava - en un porcentaje mayor al 40% del volumen total, ante tal situación, deberá duplicarse la remesa y cuando se trate de estudios especiales, el laboratorio indicará la cantidad necesaria.

A continuación se expondrán y explicarán los métodos de obtención de muestras alteradas.

2.2.1 Muestras Alteradas.

Este tipo debe realizarse por capa si la exploración se hace -- con escrepas; en caso de usar pala mecánica o draga, el mues--- treo debe ser integral (abarcando todo el espesor de material - utilizable).

A) Pozo a cielo abierto.

Se abren pozos de 1.00 mt. por 1.50 ó 2.00 mts. con una profundidad de hasta 5.00 mts. o en su defecto hasta topar con material no excavable con pico y pala, como tal es el caso de roca, tepetate, etc., o agua freática. Posteriormente - en una de las paredes del pozo, se va abriendo una ranura - vertical de sección uniforme (de 20 centímetros de ancho -- por 15 centímetros de profundidad). Se hará notar que el - material excavado se recibe totalmente si el muestreo es integral en un bote de lámina; en caso contrario (muestreo -- por capas) debe escogerse por separado el producto de cada una de las capas en que el material cambie.

- a) Muestreo por Capas.- Aquí la muestra de cada capa se vacía en un cajón que está protegido en su interior con un forro de papel o un costal de malla cerrada para evitar pérdidas de material fino, al envase deberán sujetarse 2 etiquetas, una dentro y otra fuera, en la cual va anotada su identificación (banco, pozo, y profundidades).
- b) Muestreo Integral.- Se tiene el producto de varias capas y debe colocarse en un sólo envase que tenga sus respectivas tarjetas de identificación. Cuando la cantidad de material extraído es grande, puede cuartearse y envasarse únicamente una parte.

B. Sondeo con Pala de Postear.

En este caso se verá si el suelo permite usar la pala de postear para obtener ya sea muestras por capas, o bien, muestras de todo el espesor que se va a explotar en la construcción.

- a) Muestreo por Capas.- Cuando se tenga esta situación los montones que representan una capa deben reunirse en un sólo envase con su respectiva tarjeta de identificación.
- b) Muestreo Integral.- Se mezcla el material de todos los montones de todas las capas y se deposita en un solo envase con sus respectivas tarjetas de identificación.

En este caso si el volumen total de material es grande, - se puede cuartear y envasar solamente una parte.

C) Cuarteo.

Es el proceso mediante el cual se reduce a tamaño conveniente una muestra de material.

Es conveniente que el cuarteo de las muestras se aplique con frecuencia en el campo cuando el volumen de material que se obtiene al muestrear un pozo, sobrepase la cantidad que requiere el laboratorio. De la misma forma, en el laboratorio se cuarteo las muestras para su ensayo.

2.2.2 Muestras Inalteradas.

Se obtienen utilizando un tubo muestreador de lámina, con filo en una de sus bocas, realizando los siguientes pasos:

- a) *Primero se fija la posición de las gravas con una inyección de asfalto o congelando el agua, si está saturado el material.*
- b) *Posteriormente se obtiene la relación de vacíos en el lugar de acuerdo a las especificaciones correspondientes a la determinación de pesos volumétricos secos en el terraplén, ya con la muestra alterada se reproduce en el laboratorio ese mismo estado, al efectuar los ensayos que requieran en el problema que se trata de resolver.*

C A P I T U L O I I I

PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO.

PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

3) INTRODUCCION.

Actualmente existen muchos métodos para la reproducción al menos en forma teórica, en el laboratorio, de algunas condiciones dadas de compactación de campo. Todas ellas pensadas para estudiar además, los distintos factores que gobiernan la compactación de los suelos.

El objetivo principal de este capítulo es exponer de una manera objetiva las diversas pruebas de campo y laboratorio que tengan relación directa en la Compactación de Suelos Blandos.

El material obtenido de un muestreo está formado en general por -- grava y grumos de tierra, al preparar la muestra para su ensayo, es necesario desmoronar los grumos por medio de un pisón de madera, pero sin romper partículas o fragmentos de roca.

De la misma manera debe evitarse que se pierda el material más fino, por lo consiguiente es necesario operar con sumo cuidado.

3.1 PRUEBAS DE CAMPO.

3.1.1 Determinación del Peso Volumétrico Seco del Terraplén.

Esta es una de las más importantes pruebas de control y debe efectuarse diariamente en tantos lugares como el encargado del laboratorio lo juzgue conveniente.

Es común que en la construcción de terracerías de una obra no se -

presente de manera uniforme en toda su extensión, por tanto se recurre a trabajar en zonas aisladas, así se deberá tener para cada zona un inspector y obtenerse de cada una un mínimo de cuatro muestras diarias.

El peso-seco se define como el peso de las partículas sólidas y secas contenidas en la unidad de volumen. El peso seco óptimo de un material para un procedimiento de compactación dado, es el mayor peso obtenible de las partículas sólidas y secas por unidad de volumen compactadas con un determinado contenido de agua.

El objetivo de esta prueba es determinar el grado de compactación en el terraplén con los procedimientos y equipo dados. Con este fin se obtiene el peso-seco del terraplén y se compara con el peso-seco del mismo material ensayado en el laboratorio por el procedimiento de la prueba de compactación (Proctor).

La relación de los dos pesos secos se expresa como porcentaje de compactación, el cual en ningún caso debe de ser menor al 95%.

Esta prueba consiste en excavar una cala (pozo), en el terraplén y obtener el peso de los sólidos secos contenidos en ella, determinándose al mismo tiempo la humedad del material. El peso volumétrico se calcula dividiendo el peso de los sólidos secos contenidos en la cala entre el volumen de la misma.

La Secretaría de Recursos Hidráulicos usa actualmente para determinar el volumen del pozo dos procedimientos:

A) Cono de Arena.

El volumen del pozo se obtiene dividiendo el peso de la arena que puede contener, entre el peso volumétrico de la misma arena determinada de antemano en el laboratorio.

La arena se prepara lavándola y secándola muy bien, debiendo quedar comprendida su granulometría entre las mallas número 8 (2.38 mm.) y número 50 (0.237 mm.), esto es, deberá pasar por la malla # 8 y ser retenida en la malla # 50.

Con el objeto de lograr una mejor exactitud en las pruebas, es necesario determinar cuidadosamente el peso volumétrico medio de esta arena, colocada en las mismas condiciones en que se usará en las pruebas a ejecutar en el terraplén, los pozos se llenarán utilizando el mismo bote con el cual se obtuvo el peso volumétrico de la arena y dando la misma altura de caída de la arena que se dió en el laboratorio.

B) Utilizando el Medidor de Volúmenes.

Este método determina directamente el volumen de la cala moviéndose de un recipiente de vidrio graduado y una bolsa de hule que se adhiere a las paredes de la cala.

3.2 PRUEBAS DE LABORATORIO.

3.2.1 Granulometría.

El análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaño los granos que lo componen.

A partir de esa distribución de los granos en un suelo, es posible formarse una idea aproximada de otras propiedades del mismo.

Según su composición, la granulometría puede determinarse por medio de mallas, por el método del hidrómetro o bien combinando -- ambos.

El análisis mecánico se concreta a segregar el suelo por medio de una serie de mallas que define el tamaño de la partícula.

El método del hidrómetro se basa en la aplicación de la ley de -- Stokes a una esfera que cae libremente en un líquido.

El análisis combinado consiste en la aplicación de los métodos antes citados a las porciones gruesa y fina de un mismo material.

A) Análisis por Mallas. - Este análisis se efectuará con la muestra íntegra ejecutando los pasos siguientes:

- 1) Material mayor que la malla número 4 (4.69 mm.)
- 2) Material menor que la malla número 4 (4.69 mm.)

En este análisis la cantidad de suelo requerido, depende de los fines que contenga:

- Suelos Arcillosos-Limosos 500 grs.
- Suelos Arenosos 500 a 1000 grs.

Y estos siguiendo a su vez un procedimiento de dos tipos:

- Análisis sin lavado.
- Análisis con lavado.

B) Análisis por la Vía Húmeda

La clasificación granulométrica de la fracción fina de una muestra (material que pasa por la malla No. 200 (0.074 m.)), se determinan por procedimientos basados en la Ley de Stokes.

a) Decantación Separada. - El método consiste en determinar el porcentaje, en peso de sólidos, de partículas de un diámetro determinado extrayendo muestras de una suspensión inicialmente uniforme, a tiempos conocidos y de un punto cuya distancia a la superficie libre del líquido es también conocida, rigiéndose en la siguiente expresión:

$$d = \sqrt{\frac{18 v h}{(S_s - S_w) t}}$$

Donde:

v = Es la viscosidad cinemática del agua a la temperatura t del experimento.

S_s = Densidad de las partículas.

S_w = Densidad del agua a la temperatura t .

h = Altura comprendida entre un punto fijo del líquido y la superficie tratada.

d = Diámetro de las partículas.

b) Método del Hidrómetro. - Este método es el más usado para hacer la determinación indirecta de los diámetros (d) y las fracciones N de partículas finas, es decir, las que -

pasan a través de la malla número 200 (0.074 mm.).

Por medio de este aparato es posible conocer la ley de variación del peso volumétrico de una suspensión a medida que transcurre el tiempo y determinar aplicando la -- Ley de Stokes los diámetros equivalentes de las partículas que al sedimentarse, pasan a la altura del centro de la carena del hidrómetro.

Para calcular los diámetros durante los dos primeros minutos del ensayo se utilizará la siguiente fórmula:

$$d = \sqrt{\frac{18 u}{\gamma_w (S_s - 1)}} \quad \sqrt{\frac{z}{t}}$$

En lecturas subsecuentes se usará:

$$d = \sqrt{\frac{18 u}{\gamma_w (S_s - 1)}} \quad \sqrt{\frac{z_r - \frac{VH}{ZA_j}}{t}}$$

En donde:

d = Diámetro equivalente de la partícula.

u = Viscosidad del líquido.

γ_w = Peso volumétrico del agua.

S_s = Densidad de sólidos.

z_r = Altura de caída.

A_j = Área de la sección transversal de la probeta.

t = Tiempo.

VH = Volumen del hidrómetro.

Dado el peso volumétrico de la suspensión en un instante t , después de iniciada la sedimentación, se calcula la fracción N de los sólidos cuyos diámetros equivalentes son menores que el valor deducido por la Ley de Stokes, con la expresión siguiente:

$$N = \frac{S_s}{S_s - 1} \cdot \frac{V}{W} (\gamma - \gamma_w)$$

O sea:

$$N = \frac{\text{Sólidos de diámetro menor que } (d)}{\text{Total de sólidos}}$$

Donde:

S_s = Densidad media de las partículas.

V = Volumen total de suspensión.

W = Peso inicial de los sólidos.

γ_w = Peso Volumétrico del agua.

3.2.2 Límites de Consistencia o de Atterberg.

Un suelo formado por partículas finamente divididas, como por ejemplo una arcilla no estructurada, sus propiedades dependen en gran parte de la humedad.

Es muy necesario comentar que cuando es muy elevado el contenido de agua, se tiene una suspensión muy concentrada sin resistencia estática al esfuerzo cortante, en forma progresiva va aumentando la resistencia al perder agua hasta alcanzar un estado plástico fácilmente moldeable, si este secado continúa el suelo llega a adquirir las

características de un sólido, pudiendo en un momento dado resistir momentos de tensión y compresión considerables.

A. Atterberg marcó arbitrariamente las fronteras de los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales granulares muy finos, definiendo entonces los límites siguientes:

Líquido, plástico, y de contracción.

Los límites de consistencia son de gran ayuda para clasificar la fracción fina de un suelo, tanto en Mecánica de Suelos desde un punto de vista general, como en la construcción del terraplén de una cortina particularmente hablando, así como en el manejo de la explotación de préstamos, cuando éstos estén formados por materiales esencialmente arcillosos o limosos.

A) Límite Líquido.

Se define como la frontera entre el estado líquido y el plástico.

Es fijado por el contenido de agua que debe tener un suelo remoldeado para que una muestra del mismo, en la cual se forma una ranura de dimensiones estándar, al someterla al impacto de 25 golpes bien determinados se encierre sin resbalar en su apoyo.

Las pruebas de consistencia se hacen solamente con la fracción de suelos que pasan por la malla No. 40 (0.420 mm.).

- Obtención del límite líquido.

Un método optativo para determinar el L_l con un solo punto --

dentro de cierto rango de número de golpes (20 a 30), es -
el empleo de la fórmula empírica siguiente:

$$LL = W_n \left(\frac{N}{25} \right)^{0.12}$$

En donde:

L_L = Límite líquido.

W_n = Humedad con N número de golpes en % .

N = Número de golpes.

B) Límite Plástico.

Es definido como la frontera entre el estado plástico y el semisólido, éste es fijado por el contenido de agua con el que comienza a agrietarse un rollo formado por el suelo, de aproximadamente 3.2 mm. de diámetro, al rodarlo con la mano sobre -- una superficie lisa no absorbente como por ejemplo una placa - de vidrio.

Dentro de esta breve exposición de los conceptos de Límite Líquido y Límite Plástico es conveniente mencionar los llamados Índices de Consistencia, los cuales son deducidos a partir de aquellos en la forma siguiente.

a) Índice de Plasticidad (I_p)- Es la diferencia en por ciento que hay entre el límite líquido (L_L) y el límite plástico - (L_p). $I_p = L_L - L_p$.

b) Índice de Esguerrimiento ó Fluidez (Fw). - Se define como la pendiente de la curva de esguerrimientos, numéricamente se obtiene de la diferencia de humedad en un ciclo completo, - considerándola en su fracción racional.

c) Índice de Tenacidad (Tw). - Se obtiene de dividir el índice de plasticidad (Ip) entre el índice de esguerrimiento (Fw) ambos expresados en fracción racional

$$Tw = \frac{Ip}{Fw}$$

d) Consistencia Relativa. - Es definida por la fórmula:

$$Cr = \frac{L_L - w}{Ip}$$

En donde:

Cr= Consistencia Relativa.

w= Humedad del material considerado.

L_L = Límite Líquido.

Ip= Índice de plasticidad.

3.2.3 Límite de Contracción.

Se define como la separación de los estados semisólidos y sólidos. - Este límite es el contenido de agua que saturaría a un suelo contraído por secamiento de evaporación.

Definidos ya los conceptos anteriores, diremos que la diferencia en-

tre el (L_L) y el (L_p) se definen como Índice de Plasticidad (I_p). Por lo que toca al Índice de Contracción diremos que éste se define como la diferencia entre los límites plástico y de contracción.

A) Obtención del Límite de Contracción.

Este límite puede obtenerse gráficamente por medio de una --- prueba de laboratorio ó calcularse analíticamente con la fórmula siguiente:

$$L_c = W_c = W_i - \frac{(V_i - V_f)}{W_s} \times 100$$

En donde:

L_c = Límite de contracción.

W_i = Porcentaje de humedad del suelo antes de contraerse.

V_i = Volumen inicial de la pastilla de suelo.

V_f = Volumen final de la pastilla (suelo seco).

W_s = Peso de sólidos.

Diremos en seguida que la relación $R = W_s/V_f$ se le llama la -- relación de contracción y es igual en valor al peso volumétrico seco máximo que puede alcanzar un suelo al contraerse.

Se define como cambio volumétrico CV, al cambio de volumen referido al material seco, que ocurre cuando el contenido de humedad de la muestra se reduce de la humedad de campo (H.C.) - hasta el límite de contracción, se obtiene mediante la fórmula siguiente:

$$C_v = (H.C. - L_c) R$$

Donde:

C_v = Cambio Volumétrico.

H.C. = Humedad de Cambio.

L_c = Límite de Contracción.

R = Relación de Contracción.

B) Determinación de la Contracción Lineal.

La contracción lineal de un suelo a partir de un contenido de humedad dado, es la disminución de una de sus dimensiones originales.

La contracción lineal, cuando el contenido de humedad se reduce del (H.C.) al límite de contracción, se calcula con la fórmula siguiente:

$$L_{c_1} = 100 \left[1 - \sqrt[3]{\frac{100}{CV+100}} \right]$$

Donde:

C_v = Cambio Volumétrico.

L_{c_1} = Contracción lineal.

3.2.4 Compactación.

Se entiende por compactación todo proceso que aumente el peso volumétrico de un material granular.

Es conveniente compactar un suelo para obtener así un incremento de

su resistencia al esfuerzo cortante, hacerla más impermeable y reducir su compresibilidad. Tanto la humedad de un suelo, así como el método que se utiliza para compactar, influyen de una manera directa en el acomodo de las partículas de un suelo que se ha tratado de mejorar.

En el caso de un suelo de material fino o suelo con alto índice de material fino, la masa contiene una humedad elevada, el agua llena vacíos que podrían ser ocupados por partículas en un arreglo más - denso, por lo tanto, dado un proceso de compactación para cada material existe un contenido de agua con el que se obtiene el máximo peso volumétrico.

La eficiencia del proceso seguido en el campo se mide por el grado de compactación, o sea la relación entre el peso volumétrico seco en el terraplén y el óptimo determinado en la prueba proctor.

La prueba consiste en compactar el suelo en cuestión, en tres capas, dentro de un molde de dimensiones y forma especificada, por medio de golpes de pisón también especificado, que se deja caer libremente desde una altura prefijada.

A continuación se citarán los errores más comunes en este tipo de prueba:

- a) La incompleta destrucción de los grumos del suelo y el mezclado incompleto del suelo con el agua.
- b) La no repartición uniforme de los golpes del pisón sobre la --

superficie de la muestra.

- c) El no obtener el número suficiente de puntos para poder definir correctamente la curva de compactación.*
- d) El uso continuado de la muestra.*

C A P I T U L O I V

ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION

ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION.

4) INTRODUCCION.

En este capítulo se citarán las diversas especificaciones y normas de (SAHOP) que rigen la Compactación de Terraplenes, pero antes de una manera concisa se dará una explicación de pavimento y capas que le constituyen, ya que éste nos servirá para ubicarnos en nuestro problema.

En la actualidad se entiende por pavimento, el conjunto de capas constituidas por materiales seleccionados, los cuales proporcionan una superficie de rodamiento adecuado que resista los esfuerzos originados por el tránsito, y los transmita adecuadamente -- distribuidos a las terracerías.

Las capas que constituyen un pavimento, mencionadas de las superiores a las inferiores son:

- Carpeta Asfáltica con o sin sello o Losa de Concreto Hidráulico, según sea el tipo de pavimento de que se trate.
- Base y Sub-base.- El pavimento se construye sobre las terracerías, las cuales están formadas por:
Capa Subrasante y Cuerpo de Terraplén.

Además toda la estructura en conjunto se apoya sobre el terreno natural.

Así ya ubicados en nuestro problema se mencionarán a continuación las especificaciones de construcción.

4.1 MATERIALES DE TERRACERIA.

4.1.1 Definición.

Se definen como materiales de terracerías los materiales extraídos de la corteza terrestre, ya sea que provengan de cortes o préstamos, con los que son construídos los terraplenes hasta el nivel de la subrasante, o bien el material que queda en el corte una vez efectuada la excavación indicada en el proyecto.

También se considera material de terracería, el relleno que se hace en los cortes para formar la sub-rasante.

4.1.2 Clasificación.

Los materiales de terracerías se clasifican de acuerdo con lo indicado en el cuadro C-1 que aparece en la página siguiente.

4.1.3 Características y Requisitos de Uso.

Materiales para terracerías deberán satisfacer los requisitos de uso señalados en el cuadro C-2 que aparece en páginas subsecuentes.

Las características y requisitos de un material empleado en la construcción de una terracería, deberán verificarse haciendo las pruebas necesarias.

TIPO	SUB-TIPO.	SIMBOLO DE GRUPO	CARACTERISTICAS	REQUISITOS DE USO		
				EN EL CUERPO DEL TERRAPLEN	EN LA CAPA ADYACENTE BAJO LA SUB-RASANTE.	
I			No susceptible de compactarse ni de alcanzar un buen acomodo con el equipo de compactación.	Fueden utilizarse a volteo y preferentemente tendiéndolos en capas de espesor mínimo según los tamaños de los fragmentos mayores, siempre y cuando quepan en el cuerpo del terraplen.	No son adecuados para usarse.	
II			No susceptible de compactarse pero si de alcanzar un buen acomodo con el equipo de construcción.	Fueden utilizarse tendiéndolos en capas de espesor mínimo, según el tamaño de los fragmentos mayores, para el mejor acomodo del material debe bandearse cada capa o pasarle un rodillo liso pesado jalado con tractor.	No son adecuados para usarse.	
III	a			Fueden utilizarse siguiendo las mismas indicaciones que se dan para el sub-tipo III b.	No son adecuados para usarse.	
	b	G 1	Susceptibles de compactarse con equipo especial.	A 90% mínimo de compactación.	A 90% mínimo de compactación.	
		G 2		A 90% mínimo de compactación.	A 90% mínimo de compactación.	
		G 3		A 90% mínimo de compactación.	A 90% mínimo de compactación.	
		G 4		A 90% mínimo de compactación.	A 90% mínimo de compactación.	
		M 1		A 90% mínimo de compactación.	A 90% mínimo de compactación.	
		M 2		A 90% mínimo de compactación.	A 95% mínimo de compactación.	
		M 3		A 90% mínimo de compactación.	A 90% mínimo de compactación.	
		M 4		A 90% mínimo de compactación.	A 95% mínimo de compactación.	
		M 5		A 90% mínimo de compactación.	A 95% mínimo de compactación.	
		F 1		A 90% mínimo de compactación.	A 95% mínimo de compactación.	
		F 2		A 90% mínimo de compactación.	A 95% mínimo de compactación.	
		F 3		A 90% mínimo de compactación.	A 95% mínimo de compactación.	
		F 4		A 95% mínimo de compactación.	A 95% mínimo de compactación.	
		F 5		A 90% mínimo de compactación.	A 95% mínimo de compactación.	
		F 6		A 95% mínimo de compactación.	A 95% mínimo de compactación.	
		F 7		A 95% mínimo de compactación.	A 95% mínimo de compactación.	
		F 8		A 95% mínimo de compactación.	A 95% mínimo de compactación.	
		T			No debe usarse	No debe usarse

EL proyecto deberá especificar aquellos casos especiales en que no sea posible construir por capas todo o parte del cuerpo del terraplen.

No deberán usarse materiales con valor relativo de soporte menor de 5% determinado con la prueba estándar saturada.

I D E N T I F I C A C I O N

SIMBOLO DE GRUPO

SUB-TIPO. TIPO.

I		Fragmentos Grandes. Más del 40% en volumen de tamaños mayores de 254 mm. pudiendo ser éstos boleados, fragmentos de piedra o terrones que por su cementación no es factible disgregar fácilmente.	Estimativa																																																																									
II		Fragmentos Medios. Más del 20% en volumen de tamaños mayores de 76 mm. y menos del 40% de volumen de tamaños mayores de 254 mm., pudiendo ser éstos boleados, fragmentos de piedra o terrones que por su cementación no es factible disgregar fácilmente.	Estimativa																																																																									
	a	Suelos con Fragmentos. -- Hasta un 20% retenido en la malla de 76 mm. pudiendo ser boleados, fragmentos de piedra o terrones que por su cementación no es factible disgregar fácilmente.	Para fines de clasificación deben eliminarse los tamaños mayores de 76.2 mm. (3") y aplicar el mismo sistema de clasificación del sub-tipo III b. para diferenciarlos, deberá anteponerse al símbolo de grupo, el símbolo del sub-tipo a que pertenece el material.																																																																									
III	b	Suelos.- Material que pasa totalmente por la malla de 76 mm. (3").		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%; text-align: center;">Suelos gruesos y medios con fines</td> <td style="width: 30%; text-align: center;">Menos del 50% del 50% pasa por la malla No. 4</td> <td style="width: 30%; text-align: center;">Menor de 3.</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">G₁</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">Menos del 60% pasa por la malla No. 4</td> <td style="text-align: center;">Contracción lineal menor de 3.</td> <td style="text-align: center;">G₂</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">Menos del 60% pasa por la malla No. 4</td> <td style="text-align: center;">Contracción lineal entre 3 y 10</td> <td style="text-align: center;">G₃</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">Menos del 60% pasa por la malla No. 4</td> <td style="text-align: center;">Contracción lineal mayor de 10</td> <td style="text-align: center;">G₄</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200</td> <td style="text-align: center;">Contracción lineal menor de 3</td> <td style="text-align: center;">M₁</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200</td> <td style="text-align: center;">Contracción lineal mayor de 3</td> <td style="text-align: center;">M₂</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200</td> <td style="text-align: center;">Contracción lineal menor de 3</td> <td style="text-align: center;">M₃</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200</td> <td style="text-align: center;">Contracción lineal entre 3 y 10</td> <td style="text-align: center;">M₄</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200</td> <td style="text-align: center;">Contracción lineal mayor de 10</td> <td style="text-align: center;">M</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200</td> <td style="text-align: center;">Contracción lineal menor de 3</td> <td style="text-align: center;">F₁</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200</td> <td style="text-align: center;">Contracción lineal entre 3 y 10</td> <td style="text-align: center;">F₂</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200</td> <td style="text-align: center;">Contracción lineal entre 10 y 15</td> <td style="text-align: center;">F₃</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200</td> <td style="text-align: center;">Contracción lineal mayor de 15</td> <td style="text-align: center;">F₄</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200</td> <td style="text-align: center;">Contracción lineal menor de 3</td> <td style="text-align: center;">F₅</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200</td> <td style="text-align: center;">Contracción lineal entre 3 y 10</td> <td style="text-align: center;">F₆</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200</td> <td style="text-align: center;">Contracción lineal entre 10 y 15</td> <td style="text-align: center;">F₇</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200</td> <td style="text-align: center;">Contracción lineal mayor de 15</td> <td style="text-align: center;">F₈</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">Suelos Altamente orgánicos.</td> <td style="text-align: center;">Turba y otros suelos altamente orgánicos en estado de descomposición.</td> <td style="text-align: center;">T</td> </tr> </table>	Suelos gruesos y medios con fines	Menos del 50% del 50% pasa por la malla No. 4	Menor de 3.	G ₁		Menos del 60% pasa por la malla No. 4	Contracción lineal menor de 3.	G ₂		Menos del 60% pasa por la malla No. 4	Contracción lineal entre 3 y 10	G ₃		Menos del 60% pasa por la malla No. 4	Contracción lineal mayor de 10	G ₄		Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal menor de 3	M ₁		Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal mayor de 3	M ₂		Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal menor de 3	M ₃		Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal entre 3 y 10	M ₄		Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal mayor de 10	M		Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal menor de 3	F ₁		Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal entre 3 y 10	F ₂		Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal entre 10 y 15	F ₃		Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal mayor de 15	F ₄		Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal menor de 3	F ₅		Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal entre 3 y 10	F ₆		Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal entre 10 y 15	F ₇		Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal mayor de 15	F ₈		Suelos Altamente orgánicos.	Turba y otros suelos altamente orgánicos en estado de descomposición.	T
Suelos gruesos y medios con fines	Menos del 50% del 50% pasa por la malla No. 4	Menor de 3.	G ₁																																																																									
	Menos del 60% pasa por la malla No. 4	Contracción lineal menor de 3.	G ₂																																																																									
	Menos del 60% pasa por la malla No. 4	Contracción lineal entre 3 y 10	G ₃																																																																									
	Menos del 60% pasa por la malla No. 4	Contracción lineal mayor de 10	G ₄																																																																									
	Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal menor de 3	M ₁																																																																									
	Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal mayor de 3	M ₂																																																																									
	Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal menor de 3	M ₃																																																																									
	Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal entre 3 y 10	M ₄																																																																									
	Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal mayor de 10	M																																																																									
	Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal menor de 3	F ₁																																																																									
	Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal entre 3 y 10	F ₂																																																																									
	Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal entre 10 y 15	F ₃																																																																									
	Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal mayor de 15	F ₄																																																																									
	Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal menor de 3	F ₅																																																																									
	Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal entre 3 y 10	F ₆																																																																									
	Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal entre 10 y 15	F ₇																																																																									
	Entre el 10% y el 30% del material pasa por la malla No. 200	Contracción lineal mayor de 15	F ₈																																																																									
	Suelos Altamente orgánicos.	Turba y otros suelos altamente orgánicos en estado de descomposición.	T																																																																									

4.2 MATERIALES PARA SUB-BASES Y BASES DE PAVIMENTACION

4.2.1 Definición.

Son los materiales seleccionados que se emplean en construcción de sub-bases y bases de pavimento que deben llenar los requisitos señalados en la cláusula correspondiente de este capítulo.

4.2.2 Clasificación.

Los materiales para sub-bases y bases de pavimento, se clasifican en tres grupos:

- 1.- Materiales naturales que no requieren ningún tratamiento de trituración o cribado, tales como conglomerados, aglomerados, tepetates, gravas y arenas de río, areniscas, rocas alteradas, etc.*
- 2.- Materiales Naturales o escorias de fundición que requieren un tratamiento previo de cribado o trituración.*
- 3.- Mezclas de dos o más materiales del grupo uno, del grupo dos o de ambos.*

4.2.3 Condiciones de Uso.

Los materiales de sub-base de pavimentación, deben reunir las siguientes condiciones de uso:

- a) Ser de características más uniformes y de mejor calidad que los materiales de terracería; salvo en casos especiales.*

- b) Tener el acuífamiento, la cementación y el porcentaje de vacíos adecuados, una vez compactados, para evitar desplazamientos de la terracería por efectos del tránsito e impedir el paso del agua a la terracería.
- c) Tener capacidad para soportar las cargas impuestas por el tránsito.
- d) Resistir la acción de los agentes atmosféricos.

Cuando en las terracerías ya terminadas se construya una superficie temporal de rodamiento, para hacerlas transitables en cualquier época del año, el material que se utilice debe tener las mismas características del material de sub-base. Siendo el espesor de esta capa inferior el espesor total de pavimento necesario, es indispensable que tenga mayor cementación para disminuir su deterioro.

Las condiciones de uso principales que deben reunir los materiales de base de pavimentación son:

- a) Ser de mejor calidad que los materiales de sub-base de pavimentación.
- b) Tener el acuífamiento, la cementación y el porcentaje de vacíos adecuados, una vez compactados, para no sufrir deformaciones por efecto del tránsito.
- c) Tener capacidad para soportar las cargas impuestas por el tránsito.
- d) Resistir la acción de los agentes atmosféricos.
- e) Tener afinidad con el asfalto del riego de impregnación.

4.2.4 Requisitos de Uso.

Los materiales empleados como superficie temporal de rodamiento - en caminos y aeropuertos, deben llenar los requisitos siguientes:

a) De Granulometría.

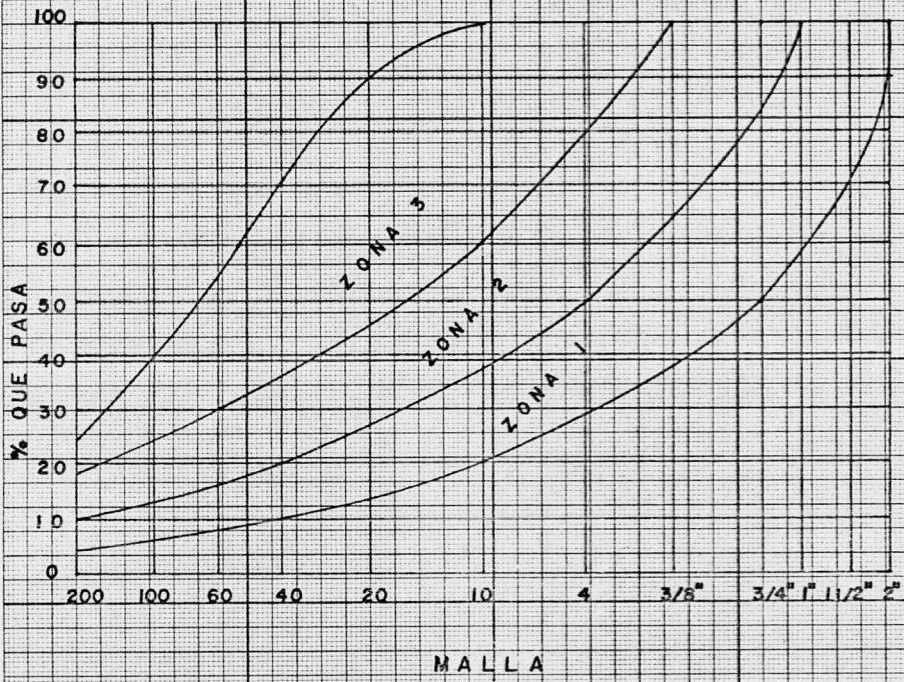
El material deberá quedar comprendido entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3 (mostrados en la gráfica). De preferencia no deben utilizarse materiales comprendidos, en la zona 1.

b) De Contracción Lineal, Valor Cementante y Valor Relativo de Soporte, los indicados en el cuadro siguiente:

Zona en que se clasifica el material de acuerdo con su granulometría.	ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3
Contracción lineal en -- por ciento.	6.0 Máx.	4.5 Máx.	3.0 Máx.
Valor cementante en Kg/cm ² para materiales angulosos.	5.5 Mfn.	4.5 Mfn.	3.5 Mfn.
Valor cementante en Kg/cm ² para materiales redondeados y lisos.	0.8 Mfn.	6.5 Mfn.	5.0 Mfn.
Valor Relativo de Soporte en por ciento.	30 Mfn.		

La curva granulométrica deberá afectar en forma semejante a las de las curvas que limitan las zonas, sin presentar cambios bruscos de pendiente y la relación del porcentaje en peso que pasa por la malla No. 200 al que pase por la malla No. 40, no deberá ser mayor de sesenta y cinco centésimos (0.65).

Gráfico de Composición Granulométrica.



4.3 MATERIAL PARA SUB-BASE DE PAVIMENTO EN CAMINOS Y AEROPUERTOS.

Los materiales empleados como sub-base de pavimento en caminos y aeropuertos, deben llenar los requisitos siguientes:

- a) De Granulometría. (Ver en la Gráfica correspondiente).
- b) De Contracción Lineal, Valor Cementante y Valor Relativo de Soporte, los indicados en el cuadro siguiente:

Zona en que se clasifica el material de acuerdo con su granulometría.	ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3
Contracción lineal en -- por ciento.	6.0 Máx.	4.5 Máx.	3.0 Máx.
Valor cementante en Kg/cm ² para materiales angulosos.	3.5 Mín.	3.0 Mín.	2.5 Mín.
Valor cementante en Kg/cm ² para materiales redondeados y lisos.	5.5 Mín.	4.5 Mín.	3.5 Mín.
Valor Relativo de Soporte en por ciento.	30 Mín.		

El material deberá quedar comprendido entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3.

La curva granulométrica deberá afectar en forma semejante a las demás curvas que limitan las zonas, sin presentar cambios bruscos de pendiente y la relación del porcentaje en peso que pase por la malla No. 100 al que pasa por la malla No. 40, no deberá ser mayor de sesenta y cinco centésimos (0.65).

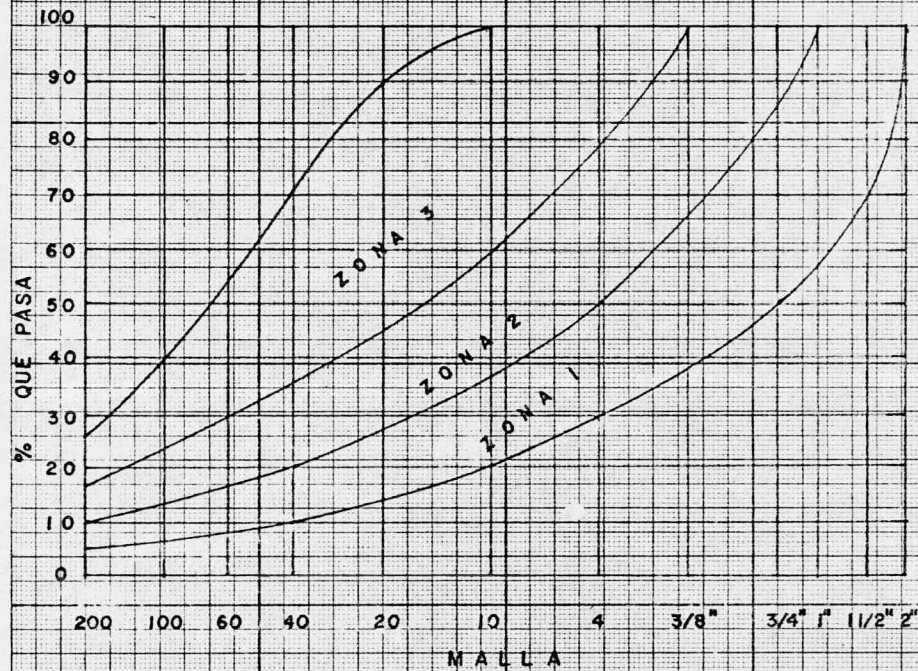


Gráfico de Composición Granulométrica.

4.4 MATERIALES PARA BASE DE PAVIMENTO EN CAMINOS Y AEROPUERTOS.

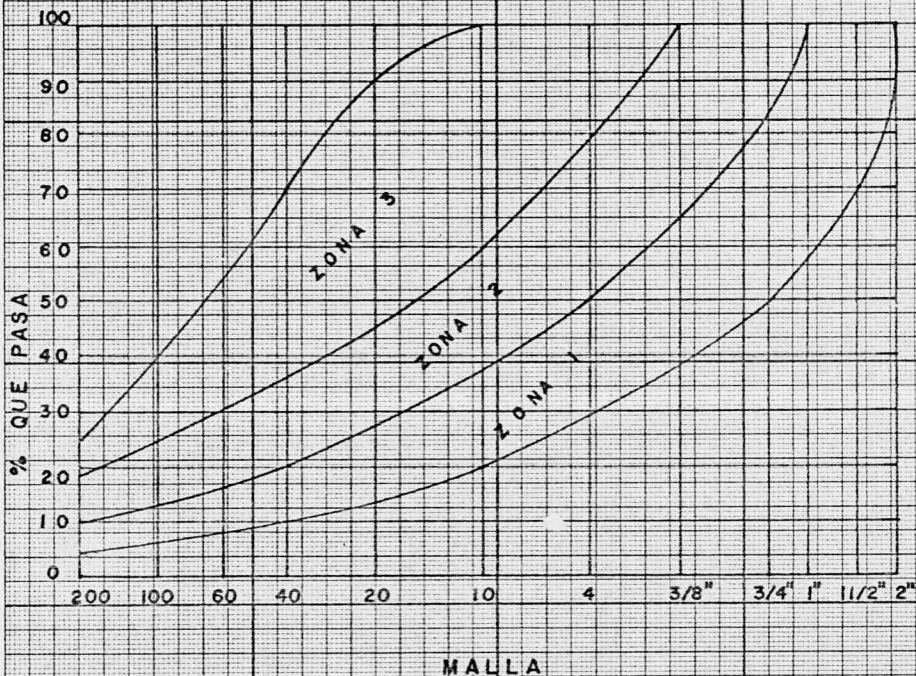
Los materiales empleados como base de pavimento en caminos y aeropuertos, deben llenar los requisitos siguientes:

- a) De Granulometría. (Ver la Gráfica correspondiente).
- b) De Contracción Lineal y Valor Cementante, según lo indicado en el cuadro siguiente:

Zona en que se clasifica el material de acuerdo con su granulometría.	ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3
Contracción lineal en -- por ciento.	4.5 Máx.	3.5 Máx.	2.0 Máx.
Valor cementante en Kg/cm ² para materiales angulosos.	4.5 Mín.	3.5 Mín.	2.5 Mín.
Valor cementante en Kg/cm ² para materiales redondeados y lisos.	7.0 Mín.	5.0 Mín.	4.0 Mín.

El material deberá quedar comprendido entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3.

La curva granulométrica deberá afectar una forma semejante a las de las curvas que limitan las zonas, sin presentar cambios bruscos de pendiente y la relación del porcentaje en peso que pase por la malla No. 200 al que pase por la malla No. 40, no deberá ser mayor de sesenta y cinco centésimas (0.65).



Gráfica de Composición Granulométrica.

- c) *De Valor Relativo de Soporte, determinado con los métodos -- descritos en el capítulo de muestreo y pruebas de materiales de las citadas especificaciones de SAHOP.*

En caminos para un tránsito inferior a seiscientos (600) vehículos pesados (sólo aquellos que tengan una capacidad de carga igual o superior a tres (3) toneladas métricas) por -- día. 50 min.

En caminos para un tránsito superior a seiscientos (600) vehículos por día. 80 min.

En aeropuertos, para operación ilimitada de aviones con peso máximo de trece mil seiscientos veinte (13,620) kilogramos. 60 min.

En aeropuertos, para operación ilimitada de aviones con peso máximo de treinta y seis mil doscientos treinta (36,230) kilogramos. 65 min.

En aeropuertos, para operación ilimitada de aviones con peso mayor de treinta y seis mil doscientos treinta (36,230) kilogramos. (80 min.)

- d) *De Afinidad con el Asfalto. Desprendimiento por fricción, de acuerdo con los métodos descritos en las especificaciones de la SAHOP. Máximo 25% (tentativo).*

- e) *Pérdidas de Estabilidad. Por inmersión en agua, de acuerdo con los métodos descritos en el capítulo de Muestreo y Pruebas de Materiales de las Especificaciones de Construcción de SAHOP. Máximo 25% .*

C A P I T U L O V

CONSIDERACIONES IMPORTANTES PARA LA CONSTRUCCION DEL TERRAPLEN.

CONSIDERACIONES IMPORTANTES PARA LA CONSTRUCCION DEL TERRAPLEN.

5) INTRODUCCION.

Los procesos de compactación dependen de varios factores, tales como los referentes al tipo de suelo con el que se va a trabajar (ya que un suelo puede ser compactado de diversas formas obteniéndose en cada caso resultados diferentes); otros relacionados con el método de compactación empleado (porque un mismo proceso de compactación producirá resultados diversos, si se aplica a distintos tipos de suelo). Finalmente los relacionados con una serie de circunstancias o condiciones que pudieran prevalecer en un momento dado en el suelo con el cual se va a trabajar, entre los que destacan principalmente los factores climatológicos.

Estos factores reciben el nombre de "variables" que rigen el proceso de compactación.

En el desarrollo de este capítulo se analizan las variables más importantes de una manera objetiva y sintetizada.

5.1) DURANTE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO.

5.1.1 La Naturaleza del Suelo.

Es necesario comentar que el proceso de compactación a utilizar y los resultados que con éste se obtengan durante el trabajo a desarrollar, van a estar condicionados de una forma directa con la clase de suelo sobre el cual se va a trabajar.

Dentro del campo particular de las vías terrestres, los suelos se presentan con una variedad muy basta y compleja.

De hecho los sistemas de clasificación de suelos son demasiado antiguos y hoy ya han sido superados en su mayoría.

La granulometría ofrece un medio sencillo para llevar a efecto la clasificación siguiente:

DIVISION	SUB-DIVISION	GRUPO	SIMBOLO	DIMENSIONES DE LAS -- PARTICULAS O FRAGMENTOS.
SUELOS	Finos	Orgánicos	(O)	< # 200
		Limos	(M)	< # 200
		Arcillas	(C)	< # 200
	Gruesos	Arenas	(S)	> # 200 y < # 4
		Gravas	(G)	> # 4 y < 7.6 cm. (3")

La cual para efectos de pruebas de laboratorio prevalece. Es muy común que para análisis de los procesos de compactación tal clasificación se detalle aún más auxiliándose para esto con métodos como el S.U.C.S., por ejemplo.

5.1.2 Métodos de Compactación.

La clasificación de éstos en el laboratorio es relativamente fá-

oil en 3 tipos bien definidos por lo que respecta a métodos convencionales en uso desde hace 4 ó 5 décadas, los cuales son: Por Impacto, Por Amasado y Por Aplicación de la Carga Estática.

Estos métodos producen resultados diferentes tanto en la estructuración que adquiere el suelo como en consecuencia, en las propiedades del material que se compacta.

Hay un cuarto método llamado:

Por Vibración.- El cual representa a las técnicas de implantación más recientes pero que se han popularizado mucho en los últimos tiempos.

Estos cuatro métodos no nos representan todas las formas posibles de entregar energía de compactación a un suelo, pero si las más comerciales y económicas.

5.1.3 La Energía Específica.

En el laboratorio es sencillo evaluar la Energía Específica de un suelo cuya compactación sea mediante impactos dados con un pisón; está regida por la siguiente expresión:

$$Ee = \frac{NnWh}{V}$$

Donde:

Ee = Energía Específica.

N = Número de golpes del pisón compactador por cada una de las capas en que se acomoda el suelo en el molde de compactación.

- n = Número de capas que se disponen hasta llenar el molde.
- W = Peso del pisón compactador.
- h = Altura de caída del pisón al aplicar los impactos al suelo.
- V = Volumen total del molde de compactación; igual al volumen total del suelo compactado.

Por lo que respecta a las pruebas de laboratorio en que se compacta el suelo con la aplicación de presión estática, en principio la energía específica se puede evaluar de una manera semejante al tamaño del molde, el número de capas en que se dispone el suelo, la presión que se aplique a cada capa y el tiempo de aplicación. Sin embargo en este tipo de pruebas la evaluación de la energía específica se ve afectada directamente por la deformabilidad del suelo y por el tiempo de aplicación de la presión.

Para las pruebas por amasado es un poco más compleja la evaluación de la energía específica, ya que cada capa dentro del molde se compacta con un pisón que produce presiones que varían gradualmente desde cero hasta su valor máximo, para luego invertir el proceso en la descarga.

La energía de compactación puede hacerse variar a voluntad si se introducen cambios en la presión del apisonado en el número de aplicaciones del pisón por capa; en el número de capas; en el área del pisón o en el tamaño del molde.

5.1.4 Contenido de Agua del Suelo.

Proctor puso de manifiesto desde sus primeros estudios que el con

tenido de agua del suelo que se compacta es otra de las variables fundamentales que norman el proceso.

Este observó que a los contenidos crecientes de agua a partir de valores bajos, se obtienen más altos pesos específicos secos para el material compactado, siempre y cuando se use la misma energía de compactación; pero también observó que esta tendencia no se -- mantiene indefinidamente, ya que cuando la humedad pasa de cierto valor, disminuyen los pesos específicos secos logrados.

Por consiguiente concluyó que para un suelo dado y usando determinado proceso de compactación, existe un contenido de agua llamado "Optimo", el cual produce el máximo peso volumétrico seco que es obtenido con el procedimiento de compactación usado.

5.1.5 El Sentido en que se Recorra la Escala de Humedades al --- Efectuar la Compactación.

Este aspecto afecta principalmente las pruebas del laboratorio en las cuales es común presentar resultados con base en gráficas --- γ_d-w (peso volumétrico seco-humedad).

Este tipo de curvas son diferentes según sea el caso de efectuarlas a partir de un suelo relativamente seco al que se va agregando agua o en caso contrario si se parte de un suelo húmedo, el -- cual se va secando según avanza la prueba.

Los estudios realizados comprueban que en el primer caso se obtienen casos específicos secos mayores que en el segundo caso.

Para el caso de suelos finos plásticos con contenido de agua inferiores al óptimo, el efecto anteriormente citado parece tener características notables.

La explicación de este fenómeno podría ser cuando el suelo está seco y se le agrega agua, ésta tiende a quedar en la periferia de los grumos, con situación a penetrar en ellos sólo después de algún tiempo, por otra parte, cuando el agua se evapora al irse secando un suelo húmedo, la humedad superficial de los grumos se hace menor que la interna.

Por lo tanto en el primer caso será menos la ligación entre los grumos y una misma energía de compactación será más eficiente -- para compactar el suelo en el segundo caso.

Estos razonamientos se ven influidos por el tiempo que se deje -- pasar entre la incorporación del agua y el momento en que se --- aplique la energía de compactación, el contenido de sales tam--- bién influye, así como la naturaleza de la arcilla.

Por último observaremos que en el laboratorio es común que se -- proceda a partir de un suelo relativamente seco; se incorpora --- agua según avance la prueba y se deja pasar el tiempo suficiente tras la incorporación (24 hrs.) para permitir la distribución uni forme del agua.

5.1.6 Contenido de Agua original del Suelo.

Este concepto señala el contenido natural del agua que el suelo -- posea antes de añadirle ó quitarle humedad para compactarlo, en

busca del contenido óptimo ó cualquier otro con el cual se hubiere decidido realizar la compactación. En las pruebas de laboratorio, el contenido natural de agua del suelo tiene especial influencia en las compactaciones que se logren con una cierta energía, a humedades menores que la óptima, sobre todo cuando se procede a -- compactar el suelo inmediatamente después de la incorporación del agua. Por ello es de esperar que los pesos volumétricos secos que se obtengan sean mayores cuando los contenidos originales de agua del suelo sean menores.

5.1.7 La Recompactación.

Es práctica común en diversos laboratorios la presencia de este -- fenómeno ya que es muy usual utilizar la misma muestra de suelo -- para la obtención de puntos sucesivos de las pruebas de compactación, implicando ello la continuada recompactación del mismo suelo. Toda vez que la experimentación ha demostrado sin duda alguna que esta práctica es inconveniente en lo absoluto; ya que si se trabaja con suelos recompactados los pesos volumétricos que se obtienen -- son mayores que los que se obtienen con muestras vírgenes en igualdad de circunstancias de modo que la prueba puede dejar de ser representativa.

5.2) PARA LA CONSTRUCCION.

5.2.1 El Método de Compactación.

Es bastante complicado diferenciar de una manera rápida, los métodos de compactación de campo; la forma común y frecuente de ejecu-

tar ésta es con base al equipo mecánico que se emplee durante el proceso. Así se puede hablar de compactación con rodillo liso, con rodillo neumático, con equipo vibratorio, etc. Se supone -- que los métodos de laboratorio reproducen las condiciones de los procesos de campo, pero en determinados casos no es fácil establecer una correspondencia clara entre el trabajo de campo y las -- pruebas de laboratorio, de ahí que se adopte la postura anteriormente comentada.

5.2.2 Energía Específica.

El concepto de Energía Específica conserva su pleno valor fundamental cuando se relaciona con procedimientos de compactación de campo. En el caso de rodillos depende principalmente de la presión y de el área de contacto entre el rodillo y el suelo, del espesor de la capa y del número de pasadas del equipo. Si se va rían los factores mencionados es posible hacerla cambiar, obteniendo así términos de comparación entre elementos de trabajo. - Es necesario señalar que la energía específica de compactación - es una de las variables que mayor influencia ejercen en el proce so de compactación de un suelo dado, con un proceso definido.

5.2.3 Contenido de Agua de Suelo.

Aplicando en el campo determinado proceso de compactación tam--- bien existe un contenido de agua llamado óptimo para el equipo y la energía correspondientes. Lo anterior se puede explicar en - forma general si tenemos en cuenta que en los suelos finos arci-

llosos, a bajos contenidos de agua, ésta se encuentra en forma capilar, produciendo compresiones entre las partículas constituyentes del suelo, las cuales tienden a formar grumos difíciles de desintegrar, los cuales van a dificultar la compactación.

Un aumento en el contenido de agua disminuye la tensión capilar y por lo tanto el aglutinamiento de sus grumos, lo que hace que aumente la eficiencia de la energía de compactación. Cabe destacar que si el contenido de agua es tal que haya exceso de agua libre, al grado de llenar casi en su totalidad los vacíos del suelo, se impide una buena compactación puesto que el agua no puede desplazarse instantáneamente a consecuencia del efecto mecánico que se esté aplicando. Esto es más veraz en los suelos más finos.

5.2.4 La Temperatura.

Este elemento climatológico ejerce un importante efecto en los procesos de compactación de campo siendo los principales: la evaporación del agua incorporada al suelo o la condensación de la humedad ambiente del mismo. También es posible llegar a ejercer algún efecto en la consistencia y manejabilidad de los suelos con los que se trabaja.

Finalmente citaremos de manera general a un conjunto de variables distintas a las ya mencionadas y que también afecta a las pruebas de campo y laboratorio, tal es el caso del número y espesor de las capas en que se dispone o se tiende el suelo, el número de

pasadas del equipo de compactación sobre cada punto o el número de golpes del pisón compactador en cada capa, etc.

Todos estos factores mencionados y sus efectos respectivos afectan de una u otra forma el proceso de compactación de los suelos y como consecuencia de ellos dependerá el buen o mal funcionamiento de los mismos.

5.3) PARA EL CONTROL DE CALIDAD.

Entre la construcción y la obra existe todo un conjunto de pasos y criterios los cuales será preciso garantizar para llegar a un buen resultado. Controlar cada paso conduce a un perfeccionamiento rígido, incompatible con las realidades de la construcción pesada. Es necesario definir los puntos vitales de nuestra obra y a la vez ejercer en ellos una vigilancia razonable. El grado de perfección o cuidado con el cual se ejecute cada acción podrá y deberá ser diferente; con tal de obtener plena garantía de una calidad que conduzca a la ve todo el conjunto.

El control de calidad de las obras de ingeniería se ha convertido actualmente en una compleja ciencia; esto es, constituye por sí solo un nuevo campo con su propia metodología y con criterios específicos y privativos. Un aspecto importante en la planeación y ejecución de un buen programa de control es la definición previa del nivel de calidad requerido en la construcción. La definición de un programa de control también es el conjunto de especificaciones de construcción que se manejen, pues ellas fijan

de un modo u otro muchas de las metas por lograr, de programas - que conducen a la consecución de los logros deseados y muchos de los métodos para determinar si se ha alcanzado el objetivo fijado.

Para el control de la construcción se tienen establecidas unas series de pruebas que a continuación comentaremos, las cuales en conjunto reciben el nombre de Pruebas Especiales de Control.

A) Terraplenes de Prueba.

El objeto de estos terraplenes es determinar la eficacia con la que opera el equipo que se haya indicado para el caso, -- así como la veracidad de las especificaciones y procedimientos de construcción que se ordenen para obtener un buen comportamiento del material. Los experimentos en el terraplén indicarán el espesor de las capas y el número de pasadas del equipo más conveniente, pudiendo llegar el caso de que se estime necesario efectuar algún cambio en el equipo o procedimiento de construcción previstos inicialmente, si se observa que éstos no son los adecuados.

El equipo del que se debe disponer para ejecutar esta prueba es el necesario para efectuar las siguientes operaciones: Ex cavación del préstamo, acarreo del material del préstamo a la obra, tendido del material en la obra para formar la capa requerida, riego la material hasta obtener la humedad deseada, compactación del material, escarificación para asegurar

La liga entre capa y capa.

Cuando la explotación es integral, debe utilizarse un equipo que ataque todo el corte, como puede hacerlo una pala mecánica, una cortadora elevadora, etc., así como la draga de arrastre en ciertas condiciones. Finalmente es necesario señalar que cuando se presentan materiales arcillosos y limosos que se compactan con una humedad mayor que la óptima de la prueba Próctor normal, se recomienda que la construcción se haga lentamente para que las presiones de poro se disipen.

B) Determinación del Peso Volumétrico Seco en el Terraplén.

Este tipo de prueba ya se expuso con todo detalle en el capítulo III de este trabajo, en el apartado de Pruebas de Campo; cualquier abundamiento sobre el tema, consultar el Manual de Mecánica de Suelos de la S.A.R.H., en su edición más reciente o las Especificaciones de Construcción de la SAHOP.

C) Compactación y Resistencia a la Penetración.

La prueba de resistencia a la penetración, puede emplearse para controlar la humedad y el peso volumétrico en el terraplén, siempre y cuando los materiales usados sean de granos finos, la humedad uniforme y principalmente que el laboratorio de campo, al hacer los estudios de los préstamos haya hecho la prueba Próctor y determinado en cada uno de sus puntos la resistencia a la penetración, por medio de un dinamómetro y agujas construyendo las correspondientes gráficas.

El equipo a utilizar para la ejecución de esta prueba es el siguiente: Todo lo necesario para la prueba Proctor, además dinamómetro calibrado y graduado en Kg., juego de agujas (de éstos hay dos tipos: uno con graduación en sistema métrico decimal y otro con graduación en sistema inglés). - Todos los valores obtenidos, tanto de compactación como de resistencia a la penetración y humedad, se anotan en el registro correspondiente; siguiendo la secuencia de cálculos, se obtienen los datos de peso volumétrico seco, resistencia a la penetración y su correspondiente humedad.

Con dichos datos se elaboran las gráficas (Compactación-Resistencia a la Penetración), las cuales va a necesitar tener a la mano el inspector, ya que por medio de ellas y el método de penetración empleado en el terraplén puede controlar la compactación y la humedad del mismo.

D) Pruebas de Permeabilidad de Campo.

En las formaciones naturales generalmente compuestas de mantos distintos, con variaciones importantes, tanto en la disposición de los mismos como en las características de los materiales, es difícil estudiar el escurrimiento a partir de un número limitado de ensayos sobre muestras inalteradas. En mantos de arena y grava, es casi imposible obtener especímenes sin alterarlos. Las pruebas de campo en esos casos nos pueden dar resultados más próximos a la realidad. Hay pruebas de campo claras y rápidas cuando solo se pretende te

ner una idea aproximada sobre la permeabilidad de un material, siendo éstas las siguientes:

D.1) Pozos de Absorción.

La prueba consiste en hacer pozos de 30 X 30 X 30 (cms) por ejemplo, los cuales se llenan de agua, y de acuerdo al tiempo que transcurre en ser absorbida ésta, se juzga sobre la permeabilidad de éstos. Los resultados de este ensayo son cualitativos y sólo representativos de una capa de material del orden de 1 mt. Los intervalos de tiempo dependen del tipo de material, pero por lo general deberán observarse cada hora, para construir con este dato y los niveles correspondientes del agua la curva respectiva. El pozo se llena dos o tres veces antes de tomar lecturas con el objeto de saturar el terreno circundante, puede decirse que un manto es prácticamente impermeable si el agua tarda más de treinta horas en ser absorbida completamente.

D.2) Pozos de Filtración.

Se excavan dos pozos de planta rectangular, dispuestos paralelamente de modo que entre ellos quede un prisma de material cuyo coeficiente de permeabilidad se desea conocer. - Se trata de determinar dicho coeficiente con la ayuda de la red de flujo y la medida en un tiempo t , de las cantidades de agua que es necesario agregar a los pozos para mantener una diferencia constante de nivel entre ellos, previa satu-

ración de los materiales.

Durante la construcción de una obra es de suma importancia -- que el laboratorio de campo efectúe un estricto control haciendo las pruebas que sean necesarias para tal efecto, además deben también indicarse los avances de la estructura, -- así como la explotación que se esté llevando a cabo en los -- bancos de préstamo. Aparte de reportar todas las pruebas de control es conveniente, para facilitar la interpretación de todos los datos obtenidos, el elaborar informes estadísticos que van mostrando durante toda la etapa de construcción las variaciones obtenidas.

Los mencionados informes estadísticos se hacen en base a los llamados Métodos Estadísticos de Control de Calidad, los cuales entre los más comunes destacan: Métodos Basados en Gráficas de Control y Métodos Basados en Estimación Estadística.

El uso de estos métodos estadísticos de control en la ingeniería civil no ha sido en la forma intensa y sistemática -- que empieza a ser común en otras diversas operaciones industriales; esto representa una fuerte limitación de las técnicas de construcción de obras pesadas.

En el caso de las vías terrestres es menor aún la utilización que se hace de los conceptos estadísticos, en problemas de control de calidad ó de valuación de riesgos.

C A P I T U L O VI

GRADO DE COMPACTACION DEL PROYECTO.

GRADO DE COMPACTACION DEL PROYECTO.

6) INTRODUCCION.

La humedad natural del suelo en el campo es un dato importante, - como también le será la información que se logre al obtener curvas de compactación, siguiendo el procedimiento de laboratorio -- que se estime reproduzca mejor las condiciones de campo.

Se obtendrán las características de expansión y contracción por - secado de suelo, esto con el objeto de fijar el cambio de volumen que puede sufrir el suelo en la operación que éste desempeñe.

La expansión deberá estudiarse con especímenes compactados y saturados y la contracción secando el suelo compactado.

Así pues en un proyecto específico suelen determinarse los requerimientos de compactación marcando un cierto peso volumétrico seco, que se debe obtener con el equipo que se emplee, este peso a su vez proviene por lo general de un estudio de laboratorio.

De entre todas las pruebas disponibles se elige a la que mejor -- nos represente el proceso de compactación de campo y a su vez nos garantice un nivel de compactación suficiente para poder asegurar el comportamiento deseado al material en el campo.

6.1 DEFINICION.

Como consecuencia de la diferencia esencial que existe entre ambos procesos de compactación, (campo y laboratorio) y también a consecuencia de todos los problemas que en el campo suelen presen

tarse, es común que el peso volumétrico que se obtiene en la obra no sea idéntico al peso seco máximo de la prueba de laboratorio que sirve de base para el estudio.

La diferencia entre ambos valores, comúnmente se mide a través del Grado de Compactación.

Por lo tanto, se define como Grado de Compactación de un suelo compactado en la obra a la relación en porcentaje, entre el peso volumétrico seco obtenido por el equipo en el campo y el máximo correspondiente a la prueba de laboratorio que fundamentó el estudio.

En conclusión el grado de compactación de un suelo es:

$$G_c \quad (\%) = 100 \frac{\gamma_d}{\gamma_d \text{ máx.}}$$

Es necesario comentar que a pesar del amplio uso que actualmente se hace del concepto anteriormente expuesto, dista mucho de estar exento de defectos.

Tomando en cuenta lo anterior, algunas instituciones han adoptado una relación diferente para medir la compactación que alcanza el suelo en el campo.

Esta se define como Compactación Relativa y está regida por la siguiente expresión:

$$C.R. \quad (\%) = 100 \frac{\gamma_d - \gamma_d \text{ mín}}{\gamma_d \text{ máx} - \gamma_d \text{ mín}}$$

Donde:

$\gamma_d \text{ máx}$ = Es el máximo peso volumétrico seco obtenido en la -- prueba de laboratorio que se utilice.

$\gamma_d \text{ mín}$ = Es el mínimo peso volumétrico seco del mismo material.

γ_d = Es el peso volumétrico seco del material compactado - en la obra.

Esta relación tiene la ventaja de no caer en la ambigüedad del -- Grado de Compactación pues aquí un material totalmente suelto tie- ne 0 % de compactación relativa, pero el inconveniente que presen- ta es que no existe un proceso estándar para determinar $\gamma_d \text{ mín}$.

Cabe destacar que en suelos friccionantes algunas instituciones - han utilizado el concepto de Compacidad Relativa, normada por la siguiente expresión:

$$C_r = \frac{100 \ e \text{ máx} - e \text{ nat}}{e \text{ máx} - e \text{ mín}}$$

Donde:

$e \text{ máx}$ = Relación de vacíos correspondientes al estado más suel- to, obtenida vertiendo material dentro de un recipiente, sin ninguna compactación posterior.

$e \text{ mín}$ = Relación de vacíos correspondientes al estado más com- pacto del suelo, obtenida al someter la muestra del sue- lo grueso a un proceso de varillada por capas dentro de un recipiente.

$e \text{ nat}$ = Relación de vacíos del suelo en estado natural.

Presenta el mismo inconveniente que la expresión anterior, pues tampoco existe una prueba estándar para determinar la Compactación Relativa.

Así pues, de cualquier forma el concepto Grado de Compactación sigue siendo el método más usual para fijar el requisito de compactación que ha de lograrse en el campo.

En consecuencia el trabajo de un equipo de compactación en el campo suele planearse para lograr el Grado de Compactación requerido en la forma más económica.

El Grado de Compactación que se fije para un proyecto dado debe ser realista en el sentido de no imponer requerimientos excesivos sea con relación a las propiedades que se deban obtener o al equipo disponible y la importancia de la obra que se vaya a ejecutar, lo contrario causa continuos problemas de ajuste en el campo, que entorpecen la marcha de las obras.

En consecuencia no puede prefijarse el Grado de Compactación que se vaya a requerir en cada caso, éste es un asunto en que el ingeniero debe emplear su criterio adecuándolo a cada proyecto.

Algunos ejemplos de lo anteriormente expuesto lo tenemos en las normas que rigen en la Secretaria de Obras Públicas de México como:

El cuerpo de terracerías debe compactarse a no menos del 90% y -- exige por lo general el 95% en una porción superior de los terraplenes y el 100% en la capa subrasante y en las diversas capas --

del pavimento.

Estos grados de compactación se refieren a las pruebas de compactación de laboratorio.

El requisito de compactación se fija básicamente buscando el balance óptimo de las siguientes propiedades:

- 1.- Homogeneidad.*
- 2.- Características de Permeabilidad.*
- 3.- Baja compresibilidad para evitar el desarrollo de presiones de poro excesivas a deformaciones inaceptables.*
- 4.- Razonable resistencia al esfuerzo cortante.*
- 5.- Permanencia de las propiedades mecánicas en condiciones de saturación.*
- 6.- Flexibilidad para soportar asentamientos diferenciales sin agrietamiento.*

El cumplimiento de la condición 1 depende sólo del equipo de compactación que se use y del buen control del proceso. El conjunto de los requisitos 3 y 4 es conflictivo con los 5 y 6 y frecuentemente con el 2, dados el suelo y la energía de compactación con un contenido de agua muy próximo al óptimo de campo.

La condición 5 puede investigarse mediante pruebas de consolidación en que la muestra se someta a saturación bajo diversas cargas, así se llegará a un valor mínimo aceptable del contenido de agua de compactación.

Para estimar el máximo contenido de agua de compactación aceptable desde el punto de vista de las condiciones 4 y 5 se pueden realizar pruebas triaxiales sin consolidación ni drenaje.

El contenido de agua mínimo necesario para satisfacer la condición 6 sólo se puede estimar cualitativamente, pues por ahora no hay disponible ninguna correlación entre el comportamiento probable del prototipo y las propiedades esfuerzo-deformación de los suelos.

En rigor el requisito de compactación se fija en términos del equipo que se vaya a usar, del resultado que se espera obtener o por una combinación de ambas cosas.

Como ya se vió, la humedad de compactación es un valor fundamental en cualquier proceso de campo. Como ya se ha dicho también, existe un contenido de agua óptimo, para el cual la eficiencia de compactación es máxima en determinadas condiciones.

Así pues, en el campo, la humedad óptima depende y varía con el tipo y modo de utilización del equipo de compactación. De esta manera al igual que se señaló antes con relación al concepto peso específico seco máximo o del Grado de Compactación, el concepto humedad óptima carece de significado en lo absoluto si se sitúa al margen de todas las condiciones y circunstancias en -- que se compacta al suelo.

Solo se puede determinar en forma precisa la humedad con la que se debe compactar el suelo en cada caso y con el equipo que haya

de usarse si se hacen terraplenes de prueba, en donde a escala -- 1:1 se compacte el suelo en todas las alternativas que hagan falta siguiendo exactamente el tren de trabajo de la futura obra, para definir el propio contenido de agua, el espesor de las capas compactadas, el número de pasadas del equipo, y todas las demás variantes que puedan influir en el resultado que se espera obtener.

El contenido de agua óptimo correspondiente a la prueba de laboratorio que se haya servido como base al proyecto no será igual a la humedad óptima de campo.

Con frecuencia los suelos han de ser humedecidos o secados en el banco o sobre el terraplén. Por lo general es difícil añadir al suelo más de 1 ó 2 % de humedad en el terraplén y en ocasiones es imposible secarlo ahí, como cuando son húmedas las condiciones climáticas prevalecientes es mucho más fácil en el banco. El secado suele hacerse por aireación y a veces se ayuda con mezcladores mecánicos.

En todos los casos en que se haya que variar la humedad original del suelo, lo fundamental es lograr una distribución homogénea -- del nuevo contenido del agua.

La energía de compactación queda representada a fin de cuentas -- para un equipo dado por el número de pasadas de dicho equipo por un mismo lugar.

En el proceso de compactación es de gran importancia el espesor -- de la capa compactada. Para un determinado suelo, equipo de com-

pactación y requerimientos de la misma, a medida que aumenta el espesor de la capa aumenta el número necesario de pasadas, sin embargo, por regla general, resulta más económico satisfacer -- los requerimientos de la compactación cuanto más gruesa sea la capa compactada, por lo que en principio debería usarse el mayor espesor posible.

Es frecuente que en trabajos de terracerías los espesores óptimos de capa fluctúan entre 20 y 30 cm. cuando no se usan equipos vibratorios y que en general permiten capas de mayor espesor.

La liga entre capas sucesivas debe ser debidamente garantizada. Es aconsejable que las capas sean horizontales, sobre todo en -- lugares de pendiente transversal importante, para obtener mejor resistencia a cualquier tendencia al deslizamiento. Siempre -- que haya duda sobre la capacidad de una superficie terminada -- para ligarse en forma conveniente con la capa que sigue, deberá escarificarse ligeramente la superficie de la capa compactada -- antes de la siguiente.

C A P I T U L O V I I

METODOS DE COMPACTACION DE CAMPO.

MÉTODOS DE COMPACTACION DE CAMPO.7) INTRODUCCION.

Las consideraciones más importantes que se deben conocer antes de elegir el equipo de compactación apropiado en un momento determinado de la obra son los 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 ya se posea antes de comenzar el trabajo.

Ya que la compactación es una de las operaciones que el laboratorio deberá vigilar con más cuidado, el equipo de compactación es de mucha importancia y deberá ser especificado por aquel.

Para compactar terracerías en general lo más usual es emplear rodillos pata de cabra, rodillos lisos, rodillos de banda y rodillos neumáticos.

En una forma general podemos decir que los materiales puramente friccionantes como la arena, se compactan eficientemente con métodos vibratorios, en tanto que en los suelos plásticos el procedimiento de carga estática resulta el más ventajoso.

En las últimas épocas los equipos de campo han tenido gran desarrollo y hoy existen en gran variedad de sistema ó pesos, de manera -

que el ingeniero tiene posibilidad de elegir entre muchos, los implementos adecuados en cada caso en particular.

La eficiencia de cualquier equipo de compactación depende de varios factores y para poder analizar la influencia particular de cada uno, se requiere disponer de procedimientos estandarizados que reproduzcan en el laboratorio la compactación que se pueda lograr en el campo con el equipo disponible.

De todos los factores que influyen en la compactación obtenida en un caso dado, podría decirse que 2 son los más importantes.

- 1) El contenido de agua del suelo antes de iniciarse el proceso de compactación.
- 2) La energía específica empleada en dicho proceso.

En consecuencia, el ingeniero suele tener varias alternativas de equipo, entre las que deberá decidir, escogiendo la combinación más favorable a sus intereses económicos, es decir, la que lo lleve a satisfacer al mínimo costo los requisitos de calidad impuestos por el proyecto.

7.1 PROCESOS DE COMPACTACION.

Los procesos de compactación de campo son básicamente cuatro:

- A) Por Amasado.
- B) Por Presión.
- C) Por Impacto.
- D) Por Vibración.

E) *Métodos Mixtos.* (combinación de las cuatro formas anteriores entre sí.)

Estos se diferencian por la naturaleza de los esfuerzos aplicados y por la duración de los mismos.

Los tres primeros procesos representan a casi todos los métodos convencionales en uso desde hace varios años.

Por lo que toca a técnicas de creación reciente, es representativo de éstas el cuarto proceso.

Se aclarará también que el peso total de los rodillos (pata de cabra, neumático, liso, banda, etc.), se puede hacer variar con latre, empleándose generalmente, con este objeto, agua, arena, grava y pedacera de tierra.

Es necesario aclarar que los procesos anteriormente señalados no representan todos los medios posibles de entregar energía de compactación a un suelo, sino que son simplemente las opciones industriales y comerciales que hasta el momento han tenido mayor auge en la solución de el problema.

7.2 COMPACTADORES POR AMASADO.

7.2.1 Rodillos Pata de Cabra.

En esta clase de rodillos hay una gran diversidad de marcas y tipos variando principalmente las dimensiones de las patas.

Hay que verificar el área de las patas y la eficiencia de los pei

nes, pues si alguna está deficiente disminuye el peso volumétrico del terraplén.

Los rodillos son arrastrados por un tractor que debe tener la su ficiente potencia para hacer económico su empleo.

La presión que ejerce el rodillo pata de cabra al pasar con sus vástagos sobre el suelo no es uniforme en el tiempo, los vástagos penetran ejerciendo presiones crecientes, los cuales llegan a un máximo en el instante en que el vástago está vertical y en su máxima penetración, a partir de ese momento la presión disminuye hasta que el vástago sale.

Además, la acción del rodillo es tal que hace progresar la compactación de la capa del suelo de abajo hacia arriba; en las primeras pasadas las protuberancias y una parte del tambor mismo penetran en el suelo, lo que permite que la mayor presión se ejerza en el lecho inferior de la capa por compactar, para que esto ocurra el espesor de la capa no debe ser mucho mayor que la longitud del vástago.

A la forma de compactación anteriormente descrita se le da el -- nombre de compactación por amasado.

Los rodillos más usuales tienen vástagos de 20 a 25 cms. de longitud y se utilizan para compactar capas de suelo de alrededor de - 30 cms. de espesor

Es norma general considerar adecuada la operación de compactado - cuando el vástago penetra del 20 al 50 % de su longitud, lo cual

depende de la plasticidad del suelo, así para una arcilla blanda se busca hacer penetraciones menores que para una arcilla arenosa, a fin de evitar que se adhieran al vástago cantidades considerables del suelo y se reduzca el rendimiento del equipo.

El rodillo pata de cabra produce entonces dos resultados muy deseables en los terraplenes de suelos finos compactados, los cuales son una distribución uniforme de compactación y una buena liga entre capas sucesivas.

Para lograr una compactación eficiente aún pensando que la presión que el vástago ejerce carece de importancia no está aún definida pero se puede pensar que no debe de ser inferior a 8 Kg/cm², si el área de contacto del vástago no es mayor de 75 ó 90 cm².

Los factores que influyen en la compactación que un rodillo pata de cabra pueda producirse en un suelo dado, son los siguientes:

7.2.2 El Cubrimiento.

Se denomina cubrimiento a la relación entre la superficie de las patas y la superficie que cubre el equipo, expresándose generalmente como porcentaje. Lo rige la siguiente expresión:-

$$C_1 = \frac{A_1}{A_2} \times 100$$

Donde:

$A_1 = N \times a$, siendo $N = \#$ pasadas del rodillo y

$a =$ área de una pata.

$A^2 = D \times b$, siendo $D =$ el diámetro exterior del rodillo incluyendo las patas.

$b =$ ancho del mismo.

7.2.3 El Espesor de las Capas.

Desde el punto de vista del efecto de compactación, es ventajoso usar capas delgadas dentro de ciertos límites.

El espesor más conveniente para cierto material y equipo de compactación se determinará a partir de los resultados obtenidos en los terraplenes experimentales.

Cuando el material está más húmedo de lo requerido la pata se hunde totalmente haciendo contacto el tambor con el material y de este modo la compactación no es completa.

En cambio, si la pata tiene el espesor adecuado, la penetración de las patas es función inversa del número de pasadas.

7.2.4 Número de Pasadas del Rodillo.

A mayor número de pasadas del rodillo, aumenta el grado de compactación del terraplén, teniendo un límite que depende del material y del equipo empleado.

Desde el punto de vista económico, debe buscarse el menor número de pasadas para alcanzar un grado de compactación muy próximo a su límite.

Finalmente diremos que para un equipo de características determina

das el máximo rendimiento posible de operación puede calcularse aplicando la siguiente expresión:

$$E = \frac{ahv}{10n}$$

Donde:

- E = Es el rendimiento del compactador, en m^3/hr .
 a = Ancho del rodillo, en cms.
 h = Espesor de la capa compactada, en cms.
 v = Velocidad del compactador, en km/hr.
 n = Número de pasadas del equipo por el mismo lugar.

7.3 COMPACTACION POR PRESION.

7.3.1 Rodillos Lisos.

Se dividen en dos grupos principales: Remolcados y Autopropulsados. Los primeros constan generalmente de dos tambores montados sobre un marco al que se sujetan los ejes. Su peso varía por lo común de 14 a 20 tons. y pueden ser lastrados llenando un depósito sobre el -- marco con agua o arena húmeda.

Los autopropulsados constan de una rueda delantera y una ó dos tra^{seras}, se fabrican con pesos de 3 a 13 ton.

El motor que las impulsa es de gasolina o diesel y pueden circular en velocidad directa o en reversa.

Los rodillos lisos están limitados a los materiales que no requieren concentraciones elevadas de presión por no formar grumos o por no necesitar disgregado, por lo general son arenas y gravas relativamente limpias.

También se utiliza mucho para el acabado de la superficie superior de las capas compactadas (terminación de la subrasante, de la base, y de carpetas de mezcla asfáltica).

Las características principales de los rodillos lisos son su disposición, diámetro (con el que aumenta mucho la eficiencia), ancho y peso total.

El espesor suelto de la capa de material que es posible compactar con el rodillo liso varía de 10 a 20 cms.

Su rendimiento es válido calcularlo con la misma expresión que se utiliza para los rodillos pata de cabra.

En los rodillos de tres ruedas el valor de (a) debe considerarse como el ancho de la capa compactada, igual a la suma de los anchos de las tres ruedas menos el traslape de las ruedas traseras sobre la delantera.

7.3.2 Rodillos Neumáticos.

La acción compactadora del rodillo neumático con llantas rellenas de aire tiene lugar principalmente por la presión que transmite a la capa del suelo tendido.

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.

La superficie de contacto de la llanta depende del peso del rodillo y de la presión de inflado, su forma es más o menos elíptica. La presión que se transmite no es rigurosamente uniforme en toda el área de aplicación. Para lograr una aplicación más o menos uniforme de la presión a una cierta profundidad bajo la superficie es preciso que las llantas delanteras y traseras del equipo tengan huellas que se superpongan ligeramente.

Es usual buscar una disposición tal que deje a ambos lados 2/3 de huella libre entre las superposiciones.

El acabado superficial de las capas compactadas con esta clase de

rodillos suelen tener rugosidad suficiente para garantizar una -- buena liga con la capa superior.

En cualquier tipo de suelo un incremento en la carga por rueda o en la presión de inflado produce un aumento en el peso volumétrico seco máximo. El incremento va acompañado de una disminución -- en el contenido de agua óptimo. No obstante, es poco recomenda-- ble aumentarla presión de inflado sin incrementar en la misma pro-- porción la carga por rueda pues ello reduciría el área de contac-- to, y eso tendería a producir mayores variaciones del grado de -- compactación con la profundidad.

Debe hacerse notar cómo la humedad ejerce una gran influencia en la eficiencia del equipo, al grado de que con un cierto contenido de agua es posible alcanzar un peso volumétrico que con otra hume-- dad no podría lograrse prácticamente con ningún número de pasadas concebible. Resalta en base a lo anteriormente expuesto la idea básica de que la humedad conveniente para trabajar con un cierto equipo en determinado suelo, no tiene porque ser igual a la hume-- dad óptima de la prueba de laboratorio que se vaya a usar para -- controlar los trabajos de compactación, la razón principal es que las energías de compactación son distintas en ambos casos.

Los rodillos neumáticos suelen disponerse en uno o dos ejes sobre los que normalmente existe una plataforma o depósito para el las-- tre, pueden ser remolcados o antropropulsados.

Los rodillos ligeros son en general antropropulsados, pesan menos de 13 tons. y están provistos de 9 a 13 ruedas en dos ejes.

Los más pesados se fabrican con pesos de 25 a 110 tons. y por lo común tienen 7 ruedas en dos ejes ó 4 ruedas en un sólo eje.

Existe un tipo de compactador neumático llamado de ruedas bamboleantes, éste tiene las ruedas de uno de sus ejes en posición -- oblicua respecto al mismo, la cual contribuye a aumentar el efecto de amasado, éste incrementa la eficiencia de equipo en los -- suelos finos.

En el rendimiento de los compactadores de rodillos neumáticos influye la carga por rueda, la presión de inflado, el ancho de rodillo, el porcentaje de cubrimiento por pasada, el traslape entre pasada y la velocidad del compactador.

Cabe señalar que en equipos utilizados sobre todo en la compactación de la capa subrasante, hay en la actualidad equipos que pueden variar la presión de inflado de 2.1 a 7 Kg/cm² lo que permite aumentar la eficiencia de un proceso y abatir sus costos.

Los rodillos neumáticos se usan principalmente en los suelos arenosos con finos poco plásticos, en los que no existen grumos cuya disgregación requiera grandes concentraciones de presión, lo que incluso evita que se produzcan zonas sobrefatigadas en el material compactado. También en limos poco plásticos son eficientes este tipo de rodillos.

7.4 Compactación por Impacto.

En los procedimientos de compactación por impacto es muy corta la duración de la transmisión del esfuerzo.

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

Los pisonos pueden 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.

Por cuestiones de costo, en todos los casos su empleo está limitado a determinadas partes de la estructura vial, tales como zanjas, desplantes de cimentaciones, áreas adyacentes a alcantarillas o estribas de puentes, cobertura de alcantarilla, etc., y en donde no puedan usarse otros equipos de compactación de mayor rendimiento, por razones de espacio o por temor al efecto de un peso excesivo.

Los pisonos de caída libre pueden ser desde simples masas unidas a un mango y accionadas por un hombre, hasta mazas de 2 ó 3 tons. que se izan con cables y se dejan caer desde uno ó dos metros de altura. Los pisonos neumáticos o de explosión se levantan del suelo por la reacción que ellos mismos generan al funcionar contra el propio suelo lo que basta para elevarlos 15 ó 20 cms.

Se les considera apropiados para compactar suelos cohesivos. Actualmente se fabrican con pesos desde 30 hasta 1000 Kgs.

Pisones de media tonelada han producido excelentes compactaciones con 5 ó 6 cubrimientos sobre capas de 20 a 25 cms., se han reportado rendimientos del orden de 200 a 250 m³/h.

Los rodillos apisonadores (tamper) operan a velocidades de 20 ó 25 Km/h, y ello, unido a la forma, las dimensiones, y la separación de las patas, hace que su efecto sobre el suelo sea básicamente el de una compactación por impacto.

Al parecer por estudios realizados el mejor rendimiento de este tipo de rodillos se logrará en suelos finos con abundante contenido de grava y guijarros o en suelos finos residuales que contengan fragmentos de roca parcialmente intemperizados.

7.5 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 dicho.

La frecuencia de vibración influye en el proceso de compactación y se ha visto que su intervalo de variación óptima puede estar comprendida en 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 compactador lo constituyen reglas, placas o rodillos.

Hay factores inherentes a la naturaleza de la vibración que influ

yen de manera directa en los resultados que rinde el equipo, --
los principales son:

- a) *La Frecuencia.*- 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.*- Es el que se genera en cada impulso -- del oscilador.
- d) *La Carga Muerta.*- Es el peso del equipo de compactación, -- sin considerar el oscilador.
- e) *La forma y el tamaño del área de contacto del vibrador con el suelo.*
- f) *La Estabilidad de la Máquina.*

En el caso de la vibración para obtener la máxima eficiencia de compactación, el contenido de agua óptimo del suelo suele ser -- bastante menor que el que él mismo requeriría para ser compactado por otro procedimiento.

La ventaja principal de este método estriba en la posibilidad de trabajar con capas de mayor espesor que las que es común usar -- con otros compactadores, esto aumenta el rendimiento del proceso y reduce el costo de operación.

Los procedimientos de campo combinan siempre la vibración con la presión, la presión es necesaria para vencer los nexos interparticulares que se producen tanto en los suelos gruesos como en los finos.

En los suelos gruesos, la vibración es conveniente porque reduce por instantes en forma considerable la fricción interna de los granos. El papel del agua es muy claro cuando se compactan con vibración suelos gruesos en los que existen presiones capilares importantes entre sus granos, al añadir agua disminuye la tensión capilar y propicia el acomodo de los granos.

En lo referente a suelos finos arcillosos que se compactan por vibración, se ha visto una influencia muy grande del contenido de agua, las arcillas poco húmedas exigen grandes energías de compactación y los equipos que los compacten han de ejercer adicionalmente grandes presiones.

El compactador ha de vencer fuerzas internas que aglutinan los granos de arcilla, lo que exige presiones adicionales a la vibración del orden de 8 Kg/cm^2 .

Los limos y suelos limosos pueden compactarse adecuadamente por métodos vibratorios cuando su contenido de agua es próximo al óptimo y cuando los espesores de capa no son excesivamente grandes.

Uno de los equipos vibratorios de más extenso uso es, el manual de placa, en donde ésta es accionada por un operador que utiliza un mango o un manual, si se opera de modo eficiente, puede avanzar unos 10 mts. por minuto.

Las placas vibratorias también pueden montarse en un bastidor al que remolque un tractor.

La operación de equipos vibratorios combinada con la acción de --

rolado constituye, la aplicación más común de los métodos vibratorios.

A los métodos de vibración en el campo le son aplicables muchos de los conceptos que se han trabajado con otro tipo de compactadores, como es el caso del efecto del número de pasadas muy relevantes al principio y mucho menos eficiente posteriormente.

7.6 COMPACTACION POR METODOS MIXTOS.

La tecnología actual esta desarrollando un gran número de equipos en los que busca combinar dos o más de los sistemas tradicionales, a fin de lograr una especialización de las acciones que garantice un resultado óptimo para cada particular.

En el caso de compactador de rodillo liso vibratorio se acopla a un equipo liso convencional, existen remolcadas y autopropulsadas. Su eficiencia es mayor en suelos granulares y pueden combinar los efectos de la vibración y la presión, aún en capas de espesor mucho mayor de los que sería capaz de compactar el rodillo liso por sí solo. Son muy eficientes para compactar concretos asfálticos.

Entre todos los datos que se obtienen o dan, tiene especial importancia la velocidad de avance del rodillo, pues influye mucho en la energía de compactación por ser independiente de la frecuencia.

El compactador neumático vibratorio por lo general es de tipo remolcado y encuentra su mejor aplicación en suelos arenosos bien graduados, arenas limosas e incluso en arenas arcillosas.

Es más eficiente que los rodillos lisos cuando aumenta el contenido de finos del suelo friccionante, pues en este caso logra transmitir sus efectos a mayor profundidad.

Los rodillos patas de cabra con aditamento vibratorio generalmente son de tipo remolcado y se recomiendan para compactar suelos finos arcillosos. Su uso permite utilizar mayor espesor de capa.

La combinación de los rodillos lisos y neumáticos es por lo común a base de ruedas con llantas en el eje trasero y rodillos lisos en el delantero. Suele ser un equipo autopropulsado y tener un aditamento que le permite alzar cualquiera de las dos clases de tambores que posee, así pues puede operar en 3 modalidades diferentes. En ocasiones esta combinación se hace aún más completa dotándolas de un vibrador, por lo regular adaptado al rodillo liso.

El rodillo liso también se puede combinar con placas o plataformas vibratorias, esto lo convierte en un equipo muy eficiente para compactar pequeños fragmentos de roca gravas y mezclas de estos suelos con arenas y permite manejar capas de mucho mayor espesor que las que es posible compactar sólo con rodillos lisos.

Esta clase de rodillos se usan también combinados con rodillos lisos vibratorios y en ocasiones se añade a esta combinación un eje con rodillos segmentados.

Estos equipos suelen tener mecanismos elevadores, que permiten levantar cualquier rodillo lo que los hace aún más manejables.

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

EJEMPLO PRACTICO (ZONA DEL LAGO DE TEXCOCO).

EJEMPLO PRACTICO (ZONA DEL LAGO DE TEXCOCO)

8) INTRODUCCION.

La construcción de carreteras a través de zonas constituidas por depósitos de suelos compresibles y poco resistentes, ha sido un problema tradicional y significativamente difícil en la ingeniería de carreteras y siempre costoso en su resolución. Este problema, ha sido imposible de ignorar, ya que un mal proyecto produce una estructura peligrosa para el usuario, costosa de mantenimiento y por consecuencia, de vida muy breve.

Expuestas las razones anteriores, se comprenderá que el ingeniero trate de evitar con cambios de localización el paso de carreteras sobre zonas desfavorables. Sin embargo, hay ocasiones en que tratar de evitar las zonas desfavorables produce trazos demasiados largos e indirectos y por consiguiente de un alto incremento en el aspecto económico.

8.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

El ingeniero constructor tiene dos interrogantes para proyectar terraplenes en suelos compresibles y poco resistentes, a las cuales es necesario darles una respuesta veraz y clara: A. ¿Soportará el suelo de cimentación la carga impuesta por el terraplén sin excesivo desplazamiento o falla por esfuerzo cortante?

B. ¿Ocurrirán en el suelo de cimentación asentamientos excesivos debidos a su consolidación?.

Se reconoce en la actualidad que una razonable aplicación de teorías y experiencias de la mecánica de suelos, permite acercarse a la respuesta de esas interrogantes en forma aproximada para tener bases en un criterio. Sin embargo, hay dos cuestiones que deben preocupar al ingeniero que se enfrenta a un proyecto de estas condiciones y características:

- 1) Las soluciones teóricas a los problemas de mecánica de suelos son aún incompletas, tanto por lo que se refiere a su fundamento filosófico como a sus alcances prácticos.
- 2) Las experiencias de que se dispone en la mecánica de suelos son de extrapolación muy peligrosa, y esto es comprensible ya que la experiencia verdaderamente confiable en este terreno es aún escasa.

La veracidad de las respuestas que se pueden dar a las cuestiones anteriores depende en gran parte de la abundancia de la exploración que se efectúe, del cuidado que se ponga en sus técnicas, y de que éstas sean las apropiadas, de la calidad de las muestras inalteradas que se consignan, de la correcta programación y ejecución de las pruebas de laboratorio y finalmente, de la apropiada interpretación de los datos de dichas pruebas.

Para cruzar con una carretera un área importante del sub-suelo compresible y poco resistente se han utilizado en diversos lugares distintos métodos, a continuación se indicarán los más comunes:

8.1.1 Desplazamiento del Material Indeseable.

El desplazamiento total del material indeseable bajo la carretera y su substitución por un material más conveniente bien sea utilizando para ello el peso propio del terraplén o realizando una excavación "ad-hoc". Esta es una solución definitiva, sin embargo en el caso del cruce por el Lago de Texcoco está totalmente prohibida dado el gran espesor de los estratos compresibles.

8.1.2 Solución del Problema mediante un Viaducto.

Esta solución podría considerarse definitiva en cualquier otro caso pero en el caso del Lago de Texcoco se considera totalmente prohibitiva ya que un viaducto de este estilo en México podría tener un costo por kilómetro bastante elevado fuera de la rentabilidad del camino Peñón-Texcoco, totalmente.

8.1.3 Construyendo una sección estable.

Al construir una sección estable sobre el subsuelo compresible y débil, se permite que éste sufra los asentamientos inevitables.

Esta solución, puede ser de mucho éxito si se consigue una sección comparativamente económica, de un comportamiento relativamente bueno o puede ser un completo fracaso si la sección de la que el proyectista se basó en el papel no justifica estos asentamientos sobre el terreno. En caso de éxito esta solución es la más económica, y por lo tanto se eligió para resolver el problema, dado que la construcción de terraplenes sobre zonas inestables ya cuenta con algunos antecedentes en nuestro país y siempre se han

resuelto a buenos costos y en formas razonables.

8.1.4 Solución variante de la Sección Estable.

Este método puede considerarse una variante del anterior y dado que puede tener un costo bajo en comparación con los demás, merece destacarse en forma especial.

Se ha considerado importante siempre que la sección inicial construida con el método señalado en el apartado 8.1.3 tuviese la máxima altura compatible con la estabilidad; esto con el objeto que el mayor asentamiento ocurra sin necesidad de recargones de consideración, persiguiendo una sección tal que una vez que se ha ya tenido el asentamiento total ésta presente la altura mínima necesaria.

Es conveniente comentar las situaciones anteriormente expuestas ya que es fundamental analizar los tiempos en que ocurrirán los asentamientos previstos. Al reflexionar en esta situación, surgió el problema de que la evolución del asentamiento con el tiempo es un punto de los que menos pueden garantizarse con el uso de las actuales teorías.

8.2 ELEMENTOS DISPONIBLES PARA LA SOLUCION DEL PROBLEMA.

Como se mencionó anteriormente el proyecto del camino directo México-Texcoco tiene dos puntos fundamentales a analizar:

8.2.1 Análisis de la Estabilidad.

En un terraplén ejecutado sobre un terreno inestable el análisis

de la estabilidad debe incluir tres aspectos diferentes:

- A) El estudio de la posibilidad de falla del terreno de cimentación por capacidad de carga.
- B) El estudio de la posibilidad de falla del conjunto terraplén-terreno de cimentación siguiendo una superficie de falla circular (Método Sueco). Este cálculo involucra aspectos en que influye el tiempo, por lo que debe ejecutarse a corto y largo plazo.
- C) El estudio de la posibilidad de falla lateral siguiendo el -- Método de Terzaghi ó de la Cuña.

Después de estudiar la sensibilidad de las arcillas del Lago de - Texcoco, la cual se encontró relativamente alta y tomando en cuenta las concentraciones locales de esfuerzo y como consecuencia la deformación que un terraplén produce al subsuelo, se decidió efectuar todos los análisis de estabilidad en los terraplenes bajo estudio adoptando el criterio señalado por el Dr. Casagrande, siguiendo con esto una ligera elevación del valor de la resistencia -- del proyecto, para lo que se tomaron en cuenta las característi--cas especiales de las arcillas del Lago de Texcoco y experiencias de otros investigadores.

Así pues, se toma como resistencia del proyecto el 75% de la re--sistencia dada por las pruebas usuales a corto plazo, las cuales se realizaron primordialmente.

Por lo que toca al análisis a largo plazo, la resistencia al esfuerzo cortante considerada de pruebas rápidas consolidadas realizadas sobre especímenes de arcillas; además se utilizó el método de análisis propuesto por Bishop y Bjerrum considerando mantener los valores congruentes.

El análisis de capacidad de carga se ejecutó de la forma más sencilla aplicando el criterio de Prandtl Modificado, pues en lugar de utilizar $(11+2)c$ como capacidad límite se utilizó el valor $4c$.

La razón de esto es que las arcillas del Lago de Texcoco son materiales de falla frágil para un gran número de circunstancias, por lo que se creyó que difícilmente se podían satisfacer las hipótesis de plasticidad perfecta supuestas por Prandtl.

El análisis de la estabilidad a lo largo de una superficie circular de falla se hizo siguiendo el método sueco tradicional utilizando el procedimiento propuesto por Casagrande para terraplenes colocados sobre suelos cohesivos. El procedimiento de cálculo puede aplicarse inclusive tomando en cuenta la formación de una grieta del terraplén que reduce o elimina la contribución de esta parte a la resistencia del conjunto. El método de análisis de cuña se realizó siguiendo los procedimientos debidos a Terzaghi y la variante propuesta por Sherard.

8.2.2 El Asentamiento.

Para su cálculo el arma fundamental es la teoría de Terzaghi de la consolidación unidimensional con flujo vertical; esto fue lo

aplicable en el camino Peñón-Tezcoco. Terzaghi tiene como una de sus hipótesis básicas el que la deformación ocurre sólo en dirección vertical, sin embargo se confió en que al igual de lo que -- siempre ha sucedido en el Valle de México, la teoría permita calcular los asentamientos cuando menos con la precisión suficiente para normar criterios. Por lo tocante a la evolución de los asentamientos con el tiempo, puede calcularse también con base a la teoría de Terzaghi pero poniendo énfasis especial en los puntos principales, los cuales citaremos a continuación:

- 1) El flujo lateral de agua que ocurrirá bajo el terraplén y el cual no está considerado en la teoría.
- 2) Las frecuentes intercalaciones de lentes de arena imposibles de definir, lo cual proporciona un drenaje mucho más libre - del que la teoría permite tomar en cuenta.

Para el cálculo de la distribución de esfuerzos bajo el terraplén, se usaron las Gráficas de Osterberg para carga trapecial, basadas en la Teoría de Boussineq.

Para tratar de producir los asentamientos en el menor tiempo posible, logrando que ocurra durante el tiempo de construcción en su parte substancial, se puede recurrir a la utilización de drenes verticales de arena que aumenten el drenaje del suelo y disminuya así el tiempo de consolidación. El cálculo de estos elementos así como de la reducción de los tiempos en que ocurra la consolidación puede realizarse utilizando la Teoría del Dr. Nabor Carrilo.

8.3 ESTUDIOS GEOTECNICOS.

8.3.1 Exploración de Campo.

Si se consideran exclusivamente aquellos sondeos que se han realizado a lo largo del eje de la obra futura, en el camino directo Peñón-Tercoco se llevó a cabo la siguiente exploración:

A) Sondeos Inalterados Prácticamente Continuos o Continuos.

<u>SONDEO</u>	<u>KM.</u>	<u>PROFUNDIDAD m.</u>
I	1+063	40.0
II	1+664	57.0
III	2+864	60.0
IV	2+864	40.0
V	4+063	60.0
V'	5+263	30.0
VI	4+063	15.0
VII	5+263	15.0
VIII	6+763	60.0
VIII-A	6+763	30.0
IX	8+263	60.0
X	9+763	50.0
XI	11+263	15.0
XII	13+263	12.0
XIII	2+015	20.0
XIV	2+035	20.0
XV	17+523	15.0
XVI	17+563	20.0
XVII	9+000	30.0
XVIII	14+500	30.0
XIX	12+500	30.0
XX	16+500	30.0

B) Sondeos Exploratorios a fin de Definir la Incrustación del Bordo Actual México-Texcoco.

Para los fines señalados se realizaron 15 sondeos con posteadora, casi uniformemente distribuidos entre las estaciones -- 2+000 y 19+000. La profundidad de estos sondeos fue del orden de 4.0 m.

C) Diversos Sondeos Exploratorios.

A los lados y a lo largo del bordo actual de México a Texcoco, con el fin de definir tanto la sección transversal del bordo actual como las ubicaciones convenientes de los sondeos inalterados profundos, se realizaron 75 sondeos exploratorios -- con posteadora y barrenos helicoidales. La profundidad media de estos sondeos fue de 4.0 m. a 5.0 m.

Respecto a los sondeos exploratorios realizados con posteadora no se considera necesaria ninguna explicación adicional. Los sondeos inalterados fueron de 10 cm de diámetro, con -- muestreo Shelby de pared delgada.

En algunos puntos específicos se realizaron pruebas dinámicas de penetración tipo estándar.

También se efectuaron pruebas de veleta en puntos característicos, no excediéndose profundidades del orden de 20 m.

8.3.2 Pruebas de Laboratorio.

A las muestras inalteradas obtenidas de los diferentes sondeos -

se les efectuaron los siguientes ensayos:

- a) Clasificación visual y al tacto.
- b) Límites de Consistencia (Límite Líquido y Límite Plástico).
- c) Humedad Natural.
- d) Peso Volumétrico.
- e) Grado de saturación.
- f) Resistencia a la compresión simple.
- g) Prueba de compresión triaxial rápida consolidada (Esta última prueba no se realizó en todos los especímenes).
- h) Prueba de consolidación (en la gran mayoría de las muestras).

Además todas las muestras se situaron en la carta de plasticidad.

A las muestras provenientes de los sondeos exploratorios realizados con posteadora se les determinó el contenido natural de agua y se les hicieron pruebas de clasificación.

Del análisis de toda esa información pueden establecerse las siguientes conclusiones que normaron el criterio de los proyectistas:

- 1.- El tramo de la carretera Peñón-Texcoco que se desarrolla entre los km. 0+000. en las cercanías del Peñón y 20+000, ya cerca de la población de Texcoco puede para fines de proyecto considerarse dividido en tres zonas bien definidas:

ZONA I. Del km. 0+000 al 2+000 Y del 15+500 al 20+000.

Esta zona está caracterizada por depósitos recientes poco -

compresibles en la superficie, con espesores comprendidos entre 5.0 m. y 7.0 m. Bajo estos depósitos aparece un manto arcilloso compresible, pero con abundantes interrelaciones de estratos de arena de relativa potencia. Esta zona en ninguna época del año se ve cubierta por el agua, razón por la cual los terraplenes podrán proyectarse con las alturas mínimas impuestas por otras consideraciones ajenas a la Mecánica de Suelos.

Así pues en estos lugares concurre una pequeña sobrecarga con una condiciones del subsuelo que en comparación al resto del Lago de Texcoco se ven más favorables, especialmente por la influencia de los depósitos superficiales poco compresibles y algo más resistentes. Por estas razones se ha estimado que en estas zonas no existe un problema especial de Mecánica de Suelos y por lo tanto el proyecto de las secciones quedará fijado por consideraciones normales.

ZONA II. - Del Km. 2+000 al 11+500.

Corresponde a la zona del Lago que es cubierta permanentemente por las aguas. El máximo tirante de éstas es según datos proporcionados por la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México del orden de 1.0 m., con el oleaje esperado del orden de 50 cm. de altura máxima. La estratigrafía en esta zona está constituida por un potente estrato de arcilla volcánica de alta compresibilidad, bajo resistencias y clasi-

ficaciones oscilantes entre CH y MH. El estrato tiene un espesor que excede en mucho la profundidad máxima explorada. Este potente estrato está surcado por frecuentes intercalaciones de delgadas lentes de arena cuya continuidad no puede garantizarse, lo que da lugar a estimaciones muy dificultosas de evolución de los asentamientos con el tiempo. La arcilla está normalmente consolidada con excepción de una capa superficial de espesor muy variable que se encuentra preconsolidada.

Los datos de resistencia que en promedio se establecieron -- como base de proyecto son:

- Resistencia a la compresión simple: 3.0 Ton/m^2 .
- Cohesión para análisis de falla rápida, supuesta la arcilla un suelo puramente cohesivo: 1.3 Ton/m^2 .
- Peso volumétrico del material: 1.2 Ton/m^3 .

Para análisis de estabilidad a largo plazo con esfuerzos totales:

$$c = 1.1 \text{ Ton/m}^2.$$

$$\phi = 16^\circ$$

Para análisis de estabilidad a largo plazo utilizando esfuerzos efectivos:

$$c = 1 \text{ Ton./m}^2.$$

$$\phi = \text{comprendido entre } 10^\circ \text{ y } 20^\circ$$

Para el cálculo de asentamientos:

$$m_v = 0.025 \frac{m^2}{Tn}$$

$$c_v = 4 \times 10^{-6} \frac{m^2}{\text{seg.}}$$

Los terraplenes que se construyan en la zona II deberán tener en principio, una altura mínima de 2 m., uno cubierto por el agua y otro sobre dicho nivel, como altura mínima de rasante. Además es de preveer que una parte del material -- que se coloque se incrusta de inmediato en la parte lodosa del fondo del lago; no es posible precisar a priori el espesor incrustado. Tanto en esta capa de incrustación como en la plantilla que se coloca hasta que el terraplén sobresalga del agua si tiene la necesidad de contar con un material estable en la misma y que no se pierda en el lodo del fondo del lago; estas características definen una arena bastante limpia o una mezcla de arena y grava de graduación conveniente, por esta razón se pensó desde el principio que la plantilla de construcción más la capa de incrustación se -- construyeran de un material granular fuera cual fuera el -- cuerpo del terraplén propiamente dicho. Así pues para tener dos metros de altura sobre el nivel original del terreno, sería necesario darle originalmente los dos metros más el espesor incrustado. Por otra parte durante el proceso -- de construcción como en el tiempo subsecuente, la sección -- sufrirá hundimientos por consolidación que harían que la --

altura final ya no fueran los dos metros sobre el nivel del terreno; sería preciso dar desde un principio una altura adicional que tomara en cuenta ese asentamiento; podría así lograrse una sección inicial que después de sufrir su asentamiento total produjese una sección final que representará la mínima requerida por el camino, no cabe duda de que esto estaría muy cerca del diseño ideal. A esta tendencia se opone la limitada capacidad de carga del terreno, se ve ahí que el diseño al que haya que tender será una solución de compromiso tratando de conciliar ambos aspectos.

Es obvio que la altura inicial podría ser más grande cuando más ligero sea el material que constituya el terraplén y -- ésta es una razón importante en favor del uso de materiales ligeros. Se llega así a uno de los puntos fundamentales de criterio en el proyecto del camino Peñón-Texcoco, éste es el decidir si los terraplenes se han de construir en materiales ligeros o con materiales pesados. La razón del dilema es que en el Lago de Texcoco los materiales ligeros están más lejos que los pesados, por lo cual su empleo es mucho más costoso por ser mayores sus acarreos, por otra parte, el volumen requerido de material ligero es menor que el requerido de material pesado y finalmente, con los materiales pesados una sección inicial que después de asentarse se conservase como la mínima requerida sería demasiado alta para la capacidad de carga del terreno por lo que tendría que ser hecha en etapas, lo que posiblemente conduciría o a ---

tiempos de construcción demasiados largos o a interrupciones de operación en el camino. Analizando cuidadosamente todos los factores, tanto económicos como técnicos, no es fácil decidir en esta altura de las consideraciones que tipo de material deba usarse y, desgraciadamente, es preciso reconocer -- que las teorías disponibles no son lo suficientemente precisas como para dilucidar un punto tan delicado del que, preciso es insistir en ello, dependen fuertes sumas.

ZONA III. Del Km. 11+500 al Km. 15+500.

Esta zona se desarrolla sobre los mismos depósitos compresibles descritos para la Zona II pero se distingue de ella por no tener tirante de agua permanente y por ser éste, cuando se presente, de altura notoriamente inferior del orden de 30 cm. como máximo.

Los terraplenes en esta zona se construirán básicamente con los mismos criterios empleados en la zona II, pero podrán hacerse de menor altura.

- 2) Como segunda conclusión puede establecerse el criterio fundamental de que en el Lago de Texcoco no debe permitirse la falla, dadas las características del subsuelo que traería consigo una fortísima pérdida de resistencia, de recuperación muy lenta que haría muy problemática la construcción sobre la zona fallada. Por esta razón la determinación precisa de la capacidad de carga del terreno cobra gran importancia y -

se tiene un nuevo argumento de la utilización de los terraplenes de prueba a escala natural.

- 3) *El subsuelo en el Lago de Texcoco no es radicalmente peor, - en lo referente a compresibilidad ni mucho menos, que el de otros lugares en donde la Secretaría ha construído carreteras de funcionamiento satisfactorio, tales como el camino directo México-Puebla en el tramo sobre el ex-lago de Chalco, el camino Coatzacoalcos-Minatitlán, etc. Por estas razones se estima que el asentamiento, si bien constituyendo un grave problema que de ningún modo se puede subestimar, plantea una condición menos crítica que la falla por resistencia al corte de que se habló.*

8.4 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.

Las secciones del terraplén del camino están supeditadas a consideraciones de Mecánica de Suelos, por lo menos para las que se localicen en las Zonas II y III, por lo que los análisis de estabilidad se realizaron considerando las condiciones de resistencia y compresibilidad del subsuelo de esas zonas.

1.- Inicialmente se consideró la estabilidad de una sección con arena pesada que exigía incrustar parte de la misma en el subsuelo, para lo cual se necesitaba ejecutar previamente a la colocación del terraplén una canalización cuyo objeto era lograr una especie de compensación, a fin de reducir al máximo los hundimientos y además lograr una distribución -- uniforme de los esfuerzos generados por la acción del terraplén, para lo cual se dió una sección cuya plantilla era de forma abovedada teniendo una menor profundidad en el centro.

El análisis así realizado tuvo como fundamento la experiencia de la construcción del terraplén para el ferrocarril -- que atraviesa el Lago Salado (referencia No. 3).

La construcción del canal planteaba problemas en el procedimiento de construcción, además de que la sección estable resultaba sumamente robusta, lo que hacía que el proyecto en estas condiciones fuese muy costoso, por lo que se desechó.

2.- Como alternativa de la sección anterior se estudió otra directamente desplantada sobre la superficie del terreno y es

tabilizado con bermas. Como una posibilidad del cuerpo del terraplén propiamente dicho se consideró formado por tezontle con peso volumétrico del orden de 1.3 Ton/m^3 y las bermas con material pesado cuyo peso volumétrico era del orden de 1.7 Ton/m^3 .

En esta sección se previó la utilización de una plantilla arenosa cuya función se pensó en esta etapa del proyecto, sería:

- a) Repartir las presiones de contacto de manera de uniformizar su distribución y por lo tanto, reducir al máximo los hundimientos diferenciales.
- b) Evitar la incrustación en el subsuelo del material que forma el cuerpo del terraplén.
- c) Sellar los posibles agrietamientos en la base del terraplén provocados por los hundimientos diferenciales que se presenten.

Esta solución exigió un volumen de tezontle que prácticamente agotaba el de los bancos de las proximidades del camino, que son los utilizados en las construcciones urbanas, por lo que se procedió a la localización de un banco con el volumen deseado y además, al estudio de un procedimiento de explotación y acarreo que resultasen económicos.

3.- Paralelamente se pensó en la posibilidad de industrializar

la explotación del banco de arena limosa del cerro "La Caldera", para la formación de las terracerías lo que obligó a determinar la sección geométrica con material pesado con -- las siguientes condiciones:

- a) Sección homogénea.
- b) Bermas estabilizadoras.
- c) Materiales arenosos con finos en la base del terraplén.

Esta solución obligaba a la utilización de un procedimiento de construcción por etapas, ya que la baja resistencia y la alta compresibilidad del material de cimentación no permiten la construcción de terraplenes con altura inicial lo su ficientemente grande para que con los hundimientos que se -- produjesen alcanzasen una altura final del orden de 2 m. -- respecto al nivel del terreno natural, lo que daba por resultado un mantenimiento y operación costosos.

- 4.- Otra alternativa consistió en analizar una sección formada con arena limosa ligera de origen volcánico procedente del banco "Tarango" para el cuerpo del terraplén y una plantilla de un metro de espesor, constituida por arena limosa -- del banco "La Caldera", cuya función es semejante a la mencionada en el inciso 2. Aún cuando el volumen de materiales de esta sección resultó menor que el del terraplén formado totalmente con material de "La Caldera", el elevado -- costo de los acarreos del material "Tarango" la hizo prohibitiva.

Al llegar a esta etapa del proyecto se concluyó que la alternativa más conveniente sería una sección semejante a la mencionada en el inciso 2, al mismo tiempo, el exhaustivo trabajo para localizar bancos de tezontle mostró que los localizados en las proximidades de las poblaciones de Tezoyuca y Ocopulco reunían las condiciones escritas arribas, por lo que se procedió a revisar la sección mixta haciéndole algunas modificaciones

- a) Incrustación inmediata durante la construcción del orden de 1.00 m. de una arena limosa fina pesada.
- b) Una plantilla de maniobras o de trabajo con espesor de 1.00 m., constituida por el material producto del cribado del tezontle por la malla No. 4.
- c) Cuerpo del terraplén formado por el tezontle retenido en la malla No. 4.
- d) Bermas constituidas por material análogo al que forma la plantilla de trabajo.
- e) Una protección contra el oleaje constituida por un enrocamiento.

Se presentan a continuación las directrices bajo las cuales se realizaron los análisis de estabilidad, habiéndose considerado básicamente:

- A) Fallas rápidas al final de la construcción de los terraplenes.

B) Fallas a largo plazo.

En ambas se consideró la combinación de los efectos que sobre el análisis producirá las cargas muertas y vivas, así como el mismo.

Antes de describir con detalle los análisis de estabilidad se establecerán los criterios empleados para asimilar los efectos de carga viva y sismo.

- 1.- Carga Viva.- El proyecto impone que la obra se construya para el tránsito de vehículos H 20-S 16 cuyo efecto se asimiló a cargas concentradas de 5.0 Ton/eje -- con espaciamientos entre sí de 1.8 m., cuya magnitud -- considera efectos dinámicos y generación de fallas en abanico o de concha. Además el exceso de presión de poro generado por la circulación de vehículos se consideró despreciable.
- 2.- Sismo.- La zona puede considerarse de mediana sismicidad, por ello se utilizó en el diseño un coeficiente sísmico de $C_s = 0.1$ supuesto como movimiento crítico el ondulatorio.

8.4.1 Descripción de Análisis por Falla Rápida.

Para mejorar comprensión, se considera que durante esta posible falla, el exceso de presión de poro en los materiales del subsuelo provocado por el peso del terraplén, presenta su máximo valor.

Luego la condición de falla en los materiales del subsuelo estará representada por pruebas triaxiales rápidas. Además por efecto de la compactación de los terraplenes durante la construcción, estos serán más rígidos que el sub-suelo, este efecto limita las condiciones de frontera del problema de estabilidad a falla por flujo o de capacidad de carga

El comportamiento mecánico exhibido por los materiales del subsuelo se encontró que podía considerarse con bastante aproximación intermedio entre el estado elástico y el plástico, por ello se adoptó como criterio para determinar las alturas críticas que limitan el flujo del subsuelo, la expresión:

$$H_c = \frac{4c_t}{\gamma_m}$$

Donde:

H_c = Representa la altura máxima que puede soportar el subsuelo.

c_t = Resistencia al esfuerzo cortante en prueba rápida, tomando en cuenta su reducción.

γ_m = Peso volumétrico humedo del material compactado.

La resistencia c_t considera el efecto por degradación en la estructura de los materiales del sub-suelo debida a la aplicación rápida de la carga, a la elevada sensibilidad de los materiales del subsuelo y a la expulsión de sales de sodio existentes en el suelo durante la consolidación.

Su magnitud se estimó en un 80% de la resistencia promedio deter

minada en el laboratorio en pruebas triaxiales rápidas y de compresión simple, lo que dió un valor de $c_t = 1.3 \text{ Ton/m}^2$.

Se presenta a continuación las alturas críticas (H) estimadas para terraplenes formados con materiales de los bancos ya mencionados, así como sus propiedades mecánicas correspondientes.

MAT. DE BANCO	FRIC. APARENTE ' Ø a	PESO VOL. m. (T/m ³)	ALT. CRIT. H _c (M.)	ALT. VERD. CONSIDERAN DO INMER-- SION.
---------------	----------------------------	-------------------------------------	-----------------------------------	---

Arena pesada de

("La Caldera"). 18° 1.8 2.5 4.0

Tezontle

(Tezoyuca y Oco-

pulco.) 35° 1.1 4.0 5.6

Arena ligera

(Tarango) 22° 1.1 4.0 5.6

Las alturas críticas se calculan como si toda la sección pesase con el peso volumétrico anotado, sin efecto de inmersión.

Teniendo presentes las consideraciones anteriores a las secciones definitivas formadas con tezontle (cuerpo) y arena pesada (plantilla), se considero suficiente proyectarlas con un factor de seguridad mínimo de $F.S = 1.1$.

El análisis anterior tan sólo considera el efecto de carga muerta el cual limita inicialmente la altura de los terraplenes por flujo del subsuelo. sin embargo, el talud de estos elementos so lo es posible definirlo al revisar la estabilidad por efecto -- combinado de carga viva y muerta acumuladas. Para ello también se consideró la experiencia adquirida en la construcción de los terraplenes ubicados en la zona del ex-lago de Chalco, los que fueron estabilizados con bermas con coronas de 6.0 m., en algún lugar especial en que así se requirió (falla del Km. 8+000). -- Para definir esa geometría de las secciones se realizó un minucioso análisis por el método sueco.

El método sueco se aplicó utilizando el procedimiento de Casa-- grande para materiales puramente cohesivos.

8.4.2 Análisis de Estabilidad a Largo Plazo.

La justificación de este estudio corresponde básicamente a que:

El proyecto de los terraplenes bajo condiciones de falla rápida (Capacidad de Carga del Subsuelo) se realizó al "límite", supuesto un comportamiento intermedio entre el estado elástico y el plástico de los materiales del subsuelo.

Lo anterior aunado a las fuertes incrustaciones del material de la plantilla dentro del subsuelo que se presentan durante la -- construcción obliga a la revisión de la estabilidad de los terraplenes a largo plazo considerando este estado cuando el exceso de presión de poro inducido por la aplicación de los recar

gues sea despreciable.

8.4.3 Criterios de Falla Adoptados para el Análisis y Conclusiones.

Como el estado del subsuelo a largo plazo se ha presentado por la eliminación casi total del exceso de presión de poro, las posibles condiciones de falla en los materiales podrán representarse por pruebas triaxiales del tipo consolidadas rápidas cuyos parámetros de resistencia C_{cr} y ϕ'_{cr} según los resultados de las pruebas de laboratorio y los estadísticos realizados por el Dr. R. J. Marsal (referencia 1) son 1.1 Ton/m^2 y 16° respectivamente. Sin embargo las incertidumbres para conocer el significado físico que se presentan al determinar el factor de seguridad al deslizamiento durante los análisis de estabilidad el principio de los esfuerzos efectivos, en los que la resistencia máxima al esfuerzo constante en la superficie de falla del subsuelo está dada por:

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

Donde la diferencia $\sigma - u$ representa los esfuerzos efectivos existentes en la superficie de falla, que para el caso que se analizará estarán dados por la suma de los pesos parciales de los materiales arriba del nivel freático y los pesos sumergidos bajo dicho nivel.

Aún cuando no se efectuaron pruebas para medir los parámetros de resistencia efectiva c' y ϕ' se adoptaron valores conservadores para el análisis de estabilidad definitivo, considerando -- para ello:

- a) La forma cualitativa en la variación de los parámetros c' y ϕ' en arcillas de alta plasticidad tanto normalmente consolidadas como preconsolidadas (referencia 4).
- b) Las características de sensibilidad de los suelos existentes.
- c) La expulsión de sales de sodio existentes en el suelo, (referencia 16).

Bajo estas consideraciones se adoptaron como parámetros efectivos de resistencia al esfuerzo cortante los valores de:

$$c' = 1.0 \text{ Ton/m}^2$$

$$\phi' = 10^\circ \text{ (el más conservador de los recomendados).}$$

Finalmente la expresión para determinar el factor de seguridad crítica (F.S.) adaptando para el análisis el Método Sueco, se reduce a:

$$F.S. = \frac{M_R}{M_A} = \frac{c' L R_i + W_i Y_i \operatorname{tg} \phi'}{W_d b}$$

Donde:

W_i = Peso de una dovela.

Y_i = Distancia de la base de la dovela al plano horizontal que pasa por el círculo con centro O_i .

W_d = Peso de desequilibrio.

b = Distancia del centro de gravedad del peso de desequilibrio al eje vertical que pasa por O_i .

Este análisis se efectuó exclusivamente para los terraplenes de prueba que por su tamaño y la magnitud de sus recargues futuros presentarán las condiciones más críticas de estabilidad a largo plazo. Dicho análisis resultó satisfactorio, obteniéndose un factor de seguridad de 1.47. Con ello puede afirmarse con seguridad que los terraplenes del camino principal presentarán un factor de seguridad superior a 1.5, a largo plazo y combinando efecto de carga viva y muerta.

De los análisis de estabilidad efectuados en los terraplenes -- considerando los efectos combinados de carga viva, carga muerta y sismo, se ha concluido que el efecto sísmico (tipo ondulatorio) influye reduciendo el factor de seguridad crítico calculado exclusivamente por carga muerta y viva, en un 10% .

8.5 ANALISIS DE HUNDIMIENTOS.

Ya definidos los materiales y la Sección Geométrica de los terraplenes en estudio, el siguiente paso fue encontrar la mejor distribución de ellos proponiéndose las alternativas que se mencionan a continuación:

- 1.- Construcción de dos terraplenes separados una distancia mínima del orden de 100.0 m., centro a centro de línea; lo anterior tenía por objeto reducir la magnitud de los hundimientos, pues estos están en función de las dimensiones de la base sin embargo, el procedimiento de construcción de esta alternativa exigía la construcción previa a los terraplenes de un camino de penetración en las zonas II y III;

en una de las vías el bordo actual Peñón-Texcoco serviría para el caso, pero en la otra habría necesidad de construirlo nuevo. Lo anterior incrementaba la probabilidad de falla de los terraplenes en estudio en virtud de que la banda que quedaba separada del bordo actual se apoyaría totalmente en subsuelo virgen del ex-lago además de que se colocarían protecciones contra el oleaje en cada uno de los extremos de los terraplenes. También y esto es muy importante, se perdería la ventaja de usar el bordo actual como camino central de construcción.

- 2.- Construcción de un sólo terraplén que contuviera a todas las bandas del camino precisamente encima del bordo, esta alternativa tenía la incertidumbre de que la parte central del terraplén quedaría sobre el suelo ya consolidado por el bordo actual y las laterales sobre el subsuelo virgen que no ha estado sujeto a sobrecargas, produciéndose consecuentemente fuertes hundimientos diferenciales.
- 3.- Por último se pensó en la posibilidad de construir los terraplenes que formarían el camino en estudio a cada lado del bordo actual, esta solución tiene las siguientes ventajas:
 - a) Facilitar la construcción de ellos utilizando el bordo actual como acceso.
 - b) Menor probabilidad de falla, pues sólo se registraría en los lados extremos.

- c) Menor costo en la protección contra el oleaje.
- d) En virtud de que el subsuelo adyacente al bordo actual se ha consolidado un poco por la sobrecarga propia del mismo, se originarán menores hundimientos que los correspondientes a la alternativa.

De lo anterior se concluye que la alternativa descrita, inciso # 3 es la más conveniente.

Con el fin de determinar los volúmenes que se utilizarán en la construcción de las terracerías que formarán al camino, se calculó la magnitud de los hundimientos que experimentarían en el peso propio del mismo y la carga viva especificada, además se consideraron los resultados cuantitativos de campo. Las condiciones de frontera consideradas se resumen a continuación:

- 1.- El espesor compresible de los depósitos del subsuelo fue considerado en 35.0 m. a partir de la variación que con la profundidad presentaron las cargas de preconsolidación, que de fin ido este espesor.
- 2.- La compresibilidad de los depósitos del subsuelo considera dos se supuso constante.
- 3.- Se adoptó una distribución lineal de los esfuerzos impuestos por la sobrecarga del terraplén máxima en la superficie y mínima en el extremo inferior de los depósitos compresibles.

- 4.- Las condiciones de drenaje se consideraron como drenaje -- libre en la superficie e impermeable en el extremo que se supone limita los depósitos compresibles.
- 5.- La permeabilidad en los depósitos compresibles se consideró constante. El parámetro que la define incluye efectos bidimensionales de drenaje.

8.5.1 Estudio de Drenes de Arena.

Con el fin de proponer la solución más económica en las secciones que formarán el camino directo Peñón-Texcoco en las zonas - II y III, se estudió la posibilidad de emplear drenes verticales de arena en la base del cuerpo del terraplén, lo anterior - tenía por objeto acelerar el proceso de consolidación producido por la sobrecarga del terraplén y al mismo tiempo, aumentar la resistencia del subsuelo.

A) Descripción.- Para el proyecto de los drenes verticales de arena se estudió el desarrollo de la consolidación vertical con flujo tridimensional en un medio homogéneo e isótropo empleando la solución propuesta por el Dr. Nabor Carrillo.

El cuerpo de los drenes verticales se propuso que estuviera formado por arena media de preferencia bien graduada y sujeta a las siguientes especificaciones:

- 1.- El diámetro efectivo D_{10} deberá estar comprendido entre 0.1 mm. y 0.3 mm.

- 2.- El porcentaje en peso del material que pasa la malla 100 será superior al 30%.
- 3.- El porcentaje en peso que pasa la malla 200 no será superior a 5%.
- 4.- El 100% del material pasará la malla # 4.

B) Ahorro en Tiempo de Consolidación.- En la siguiente tabla se muestran los tiempos probables en los cuales ocurrirán los hundimientos bajo una sobrecarga dada por los terraplenes en estudio, producidos por la consolidación primaria.

<u>% de Consolidación</u>	<u>Sin Drenes</u> <u>Tiempo en años.</u>	<u>Con Drenes</u> <u>Tiempo en años.</u>
10	0.29	0.07
20	1.13	0.14
30	2.00	0.21
40	4.60	0.54
50	7.20	1.14
60	10.50	1.27
70	14.80	1.50
80	21.00	2.10
90	31.00	3.35

El tiempo de consolidación sin usar drenes, se calculó empleando la teoría Unidimensional de Consolidación, lo que como se comentó conduce a valores muy exagerados.

C) Geometría.- Después de haber realizado un exhaustivo trabajo se llegó a la conclusión de que la geometría más adecuada para formar los drenes verticales de arena era la siguiente:

- 1.- Los drenes de sección circular.
- 2.- Diámetro de 0.30 m.
- 3.- Longitud vertical a partir del nivel del terreno natural de 20.0 m.
- 4.- La relación entre el espaciamiento de centro a centro de drenes y el diámetro de ellos deberá de ser de 10, así también es conveniente que su distribución se efectúe en disposición triangulada, con triángulos aproximadamente equiláteros.

D) Costos.- Para llevar a cabo la construcción de drenes se estudiaron diferentes procedimientos de construcción eligiéndose de todos ellos aquel que reuniere las mayores condiciones de continuidad y economía. El procedimiento de construcción seleccionado fue la introducción de un mandril hincado con -- martillo de pilote.

8.6 TRAMOS DE PRUEBA.

8.6.1 Su Necesidad.

En los subtemas 8.1, 8.2, y 8.3 de este capítulo se mencionan algunas razones que hacen necesario pensar en no adoptar un crite--

rio definitivo para el proyecto de la carretera directa Peñón-
Texcoco, sin antes observar el comportamiento de algunas sec-
ciones de prueba de tamaño natural construídas expresamente. -
En conclusión, las razones que hacen necesaria esa inversión -
son las siguientes:

- A) La experiencia sobre la construcción de caminos con las ca-
racterísticas del que ahora se proyecta es escasa en el --
mundo entero. De ahí se sigue que las teorías que la mecá-
nica de suelos ofrece en el momento actual no pueden ser -
totalmente confiables por carecer entre otras cosas de con-
firmación experimental suficiente. Por otra parte, la ex-
periencia anteriormente adquirida en otros casos menos crí-
ticos ha de aplicarse con cautela, pues es sabido que la -
extrapolación experimental es siempre peligrosa.
- B) Verificar las secciones de proyecto de manera que pueda te-
nerse una relativa garantía de no provocar fallas durante
la construcción.
- C) Verificar los asentamientos calculados teóricamente para -
las secciones del proyecto.
- D) Obtener una idea precisa de cual puede ser la evolución de
los asentamientos con el tiempo.
- E) Definir de una manera más realista las posibilidades de lo-
grar una sección inicial que produzca la sección final mí-
nima, que no requiera de recargos de material en momentos
posteriores a la puesta en servicio del camino.

- F) *Ensayar la manejabilidad de materiales seleccionados, especialmente en lo referente a estabilidad en el agua y compactación.*
- G) *Ensayar procedimientos de construcción.*
- H) *Comprobar el efecto de la erosión.*

Las razones expuestas anteriormente justifican la realización de los tramos de prueba a escala natural que se construyeron.

8.6.2 Características de los Tramos.

Los tramos de prueba tienen una diferencia con respecto a los terraplenes prototipo, que es la existencia del bordo actual Peñón-Texcoco que será usado como camino de construcción quedando alojado en el eje de simetría de los segundos. Se considera que esta diferencia no introducirá variantes de comportamiento substanciales entre modelo y prototipo. Por todas las consideraciones que se han venido analizando en los subtemas precedentes, se decidió construir un terraplén con material pesado y otro con material ligero, dando a ambos inicialmente la altura máxima compatible con la resistencia del terreno de cimentación y no excediendo el valor necesario para que una vez producido el asentamiento quedase la sección mínima requerida. El terraplén de material pesado fue construido con material proveniente del banco "El Risco", cuyo peso volumétrico puede considerarse de 1.6 Ton/m^3 . El terraplén de material ligero debería de haberse construido con tezontle en los niveles sobresalientes

del agua sin embargo, por ser más económico por sus acarrees el material del "Risco" que cualquier banco de tezontle disponible, se decidió construirlo también con material del "Risco", haciendo la correspondiente correlación entre los respectivos pesos volumétricos y alturas, de tal suerte que las presiones aplicadas fueron en definitiva las mismas que si se hubiera utilizado el tezontle.

Las alturas de los tramos de prueba son 4.5 m. en el terraplén con material pesado y 3.60 m. en el terraplén de material ligero, construido en realidad con material del "Risco", lo que representa aproximadamente 4.50 m. de una sección con tezontle. Estas alturas están formadas como sigue: en ambos terraplenes el primer metro inferior se incrustó de inmediato en el fondo lodoso del lago al ser colocado el volteo. En los terraplenes de prueba este primer metro es de material arenoso procedente del banco "El Risco"; en seguida viene en ambos terraplenes, otro metro del mismo material, necesario para tener una plantilla fuera del agua. Arriba de esto vienen 2.50 m. del mismo material del "Risco" en el terraplén pesado y 2.50 m. de tezontle figurado por 1.60 m. de material del "Risco" realmente colocado, en el ligero.

La capacidad de carga en el terreno de cimentación es:

$$q_c = 4c \quad \text{y} \quad c = 1.3 \text{ Ton/m}^2$$

Entonces:

$$q_c = 4 \times 1.3 = 5.2 \text{ Ton/m}^2$$

La Sección Pesada comunica al terreno:

Bajo el agua (suelo sumergido):

$$2 \text{ m.} \times 0.6 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} = 1.2 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Sobre el agua:

$$2.5 \text{ m.} \times 1.6 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} = 4.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

TOTAL

$$5.2 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

La Sección Ligera comunica al Terreno:

Bajo el agua:

$$2 \text{ m.} \times 0.6 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3} = 1.2 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

Sobre el agua: (TEZONTLE)

$$2.5 \text{ m.} \times 1.1 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3} = 2.75 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

TOTAL

$$3.95 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} = 4 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

Nótese que la Sección Pesada quedó así en la capacidad de carga límite, lo que se consideró aceptable para el terraplén de prueba (que incidentalmente, no ha tenido ninguna falla, aunque si las han tenido pequeñas sus caminos de acceso, construidos de menor altura sin bermas y sin tanta preocupación), pero no le sería para el camino, por el temor a provocar fallas de consideración. La Sección Ligera por el contrario, con la misma altura, aplica una presión bastante menor (75% de la primera), con lo que tiene cierta seguridad por capacidad de carga y se asienta menos, lo que no es menos importante. De hecho, con la sección ligera así planteada se espera llegar a la situación idónea de que produzca la sección necesaria de proyecto después de asentarse, sin recargues, en tanto que la sección pesada requeriría de éstos. Es evidente, al juzgar este panorama que la conveniencia del uso de la Sección Ligera para el camino definitivo se impone también desde este punto de vista.

Decidida la construcción de los dos terraplenes de prueba de 100 m. cada uno, se procedió a ubicarlos, para lo que se consultó el perfil de asentamientos del bordo actual México-Texcoco, tratando de colocarlos ahí donde esos asentamientos fueran máximos, señal de la máxima compresibilidad en el terreno. Como consecuencia, resultaron las ubicaciones Km. 4+063 para el terraplén pesado y Km. 3+763 para el ligero (ambos con origen en un punto predeterminado de la Unidad San Juan de Aragón).

8.7 COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS SIMILARES EN EL VALLE DE MEXICO.

Con el fin de dar una visión que permita juzgar las ideas que se han venido dando en este informe para el proyecto del camino México-Texcoco, a la luz del comportamiento de otros grandes terraplenes construídos en el Valle de México, se presenta a continuación una breve información sobre el estado en que se encuentran dichas estructuras. Cabe hacer notar que únicamente se mencionarán tres estructuras que por su construcción en escala relativamente grande son comparables a la que es objeto de este proyecto. Es necesario comentar también que el comportamiento de las multicitadas estructuras ha sido hasta la fecha plenamente satisfactorio.

8.7.1 Autopista Directa México-Puebla, inaugurada en el año 1962.

Entre los Kilómetros 7+000 y 20+000, a partir de México, la carretera directa México-Puebla cruza la cuenca correspondiente al ex-lago de Chalco, en la cual existen depósitos compresibles y poco resistentes de 30 m. - 35 m. de espesor, en condiciones probablemente tan malas como las que se tienen en el Lago de Texcoco. Al final de este inciso se muestran gráficas que permiten juzgar tanto la escasa resistencia como la alta compresibilidad de esos suelos. La construcción de la carretera se realizó tomando muy en cuenta los principios de la Mecánica de Suelos especialmente en lo relativo a estructuras, obras de arte, etc. El procedimiento de construcción fue en general de avances en punta de flecha con desplazamiento del material por peso propio -- del terraplén colocado, no se diseñó ninguna sección especial -- en cuanto a estabilidad y las construídas lo fueron con material

común para terracería. Únicamente a la altura del Km. 8+000 - se presentó una falla que pudo controlarse satisfactoriamente dotando a la sección en ese lugar de unas bermas diseñadas al efecto.

La estructura sufrió hundimientos que se describen someramente con los datos de la tabla que figura a continuación y detalladamente con las gráficas que figuran al final de este inciso:

ESTACION	ALTURA DEL TERRENO m.	HUNDIMIENTOS EN mm.		
		OCT/1963	JUNIO/1964	FEB./1965
8 + 000	2.00	365	402	467
8 + 500	2.00	407	458	523
9 + 000	2.00	451	493	508
10 + 000	2.70	461	561	699
11 + 000	1.80	417	483	599
11 + 500	2.00	426	527	678
12 + 000	1.50	414	482	430
26 + 000	0.80	799	919	1076
27 + 000	0.50	354	418	486
28 + 000	1.20	296	281	233

Igualdad de cadenamiento aproximada $12 + 500 = 25 + 500$.

Se observa que el hundimiento medio en el tramo es de 30% - 35%, respecto de la altura inicial de los terraplenes. Obsérvese que el hundimiento medio en el último año de observación es todavía de unos 4 mm. por mes. Se espera que el hundimiento total en la

carretera llegue a ser del orden de la mitad de la altura del terraplén colocado en cada punto. El comportamiento del camino ha sido en términos generales excelente, pues hasta la fecha -- los hundimientos no han afectado sensiblemente la operación del mismo.

Los procedimientos de construcción tuvieron éxito al respetar -- la estructura inicial del subsuelo de manera que en ningún momento se puso en peligro la estabilidad de los terraplenes, con la excepción ya mencionada.

8.7.2 Bordo Actual Peñón Texcoco.

Entre el Peñón y Texcoco, siguiendo precisamente el alineamiento del camino directo ahora en estudio existe un bordo de poca altura hablando en términos generales, que proporciona una comunicación rudimentaria entre la Ciudad de México y otra orilla -- del Lago. Dicho bordo tiene una antigüedad de unos 20 años y -- fue construído sin el concurso de la Mecánica de Suelos Moderna. Mide unos 6 a 7 m. y sobresale del terreno natural o el nivel -- de las aguas unos 50 cms., de modo que es barrido por el oleaje máximo alguna que otra vez. De trecho en trecho un tubo toscamente colocado permite la comunicación del agua entre uno y --- otro lado.

El procedimiento de construcción consistió en dragar una zanja longitudinal y acamellonar al lado el material extraído, para -- construir el bordo. De esta manera la estructura se formó con

material del Lago y en uno de sus lados se creó una depresión - que incrementó artificialmente la altura de los terraplenes para que el riego de falla fuese el máximo. Naturalmente las fallas se presentaron con frecuencia, el bordo se hundió, el material procedente del fondo del Lago dejó sentir sus características de inestabilidad ante el agua y la erosión y fue necesario hacer frecuentes tendidas de nuevo material, procedente ahora - de bancos. En el perfil longitudinal elaborado puede verse el perfil incrustado bajo las aguas que el bordo Peñón-Tezcoco --- muestra en la actualidad y es de notar que únicamente entre los Km. 3 + 500 y 7 + 000 dicho hundimiento es verdaderamente importante. También cabe hacer notar que el bordo ha mostrado un -- comportamiento mucho más estable que en el instante en el que - originalmente fue construido.

8.7.3 Bordo para el F.C. México-Acapulco.

Como es sabido la Secretaría tiene en construcción un ferrocarril que partiendo de la Ciudad de México llegará a la Ciudad de Acapulco, en el estado de Guerrero. Dicho ferrocarril cruza al Lago de Tezcoco no muy lejos del trazo del camino directo Peñón-Tezcoco. El ferrocarril está siendo también objeto de detallados estudios y para él se han construido terraplenes de prueba a escala natural, análogos a los que se hicieron para la carretera. Entre los Kilómetros 12 + 800 y 18 + 000 se han colocado -- terraplenes de material pesado (arena de "La Caldera") que casi completan las secciones de proyecto que el ferrocarril tendrá

al pasar por ese lugar, que corresponde al subsuelo perfectamente representativo, por lo malo de los peores tramos del camino. Este tramo está siendo objeto de nivelaciones periódicas a fin de estudiar sus asentamientos y en la táb^la que sigue se proporciona un resumen de los resultados obtenidos:

EST.	ALT. TERR.	HUN. TOTAL de agosto 30/65 a -- oct. 16/65	HUN. TOTAL. de agost. - 30/65 a nov. 25/65.	HUN. TOTAL. de agost. 31/65 a feb. 10/66
12+000	0.80 m.	15 mm.	30 mm.	108 mm.
12+000	0.30 m.	14 mm.	26 mm.	424 mm.
13+000	0.60 m.	16 mm.	36 mm.	42 mm.
13+500	0.50 m.	8 mm.	17 mm.	33 mm.
14+000	0.70 m.	0 mm.	+2 mm.	5 mm.
14+500	0.80 m.	18 mm.	25 mm.	14 mm.
15+000	0.75 m.	7 mm.	7 mm.	20 mm.
15+500	0.80 m.	14 mm.	18 mm.	36 mm.
16+000	0.80 m.	17 mm.	37 mm.	49 mm.
16+500	0.50 m.	10 mm.	22 mm.	33 mm.
17+000	0.60 m.	6 mm.	14 mm.	1 mm.
17+500	0.80 m.	11 mm.	19 mm.	31 mm.
18+000	0.75 m.	0 mm.	7 mm.	+26 mm.

Nótese que en este caso los hundimientos desde el 30 de agosto de 1965 hasta la fecha han sido sorprendentemente bajos aún tomando en cuenta que el terraplén es de menor ancho que el del camino directo Peñón-Texcoco.

(El bordo del ferrocarril tiene 10.0 m. de ancho).

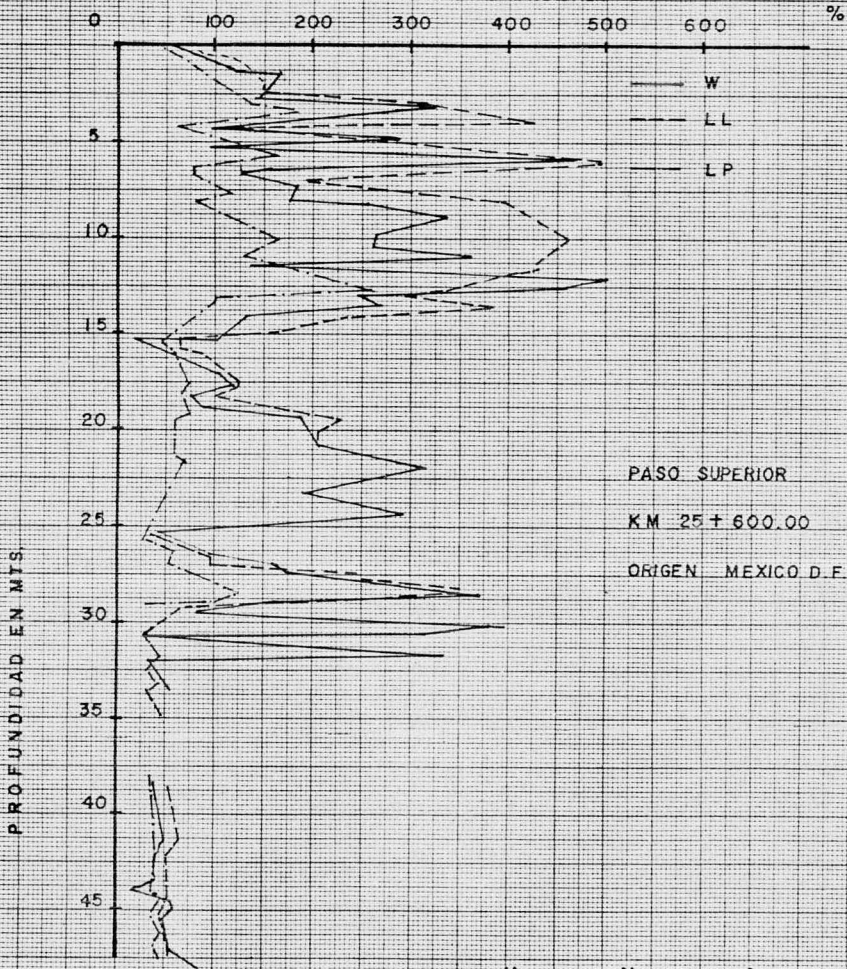
Especialmente es alentador el hecho de que los hundimientos diferenciales a lo largo del bordo son de escasa magnitud.

CARRETERA DIRECTA MEXICO - PUEBLA

TRAMO: SANTA MARTA - ZOQUIAPAN

SONDEO: No. 1 A 30.80 MTS. DER.

VARIACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD, LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO CON LA PROFUNDIDAD



U N A M
E.N.E.P. ARAGON
GERARDO ALEJANDRO LOPEZ MAYA

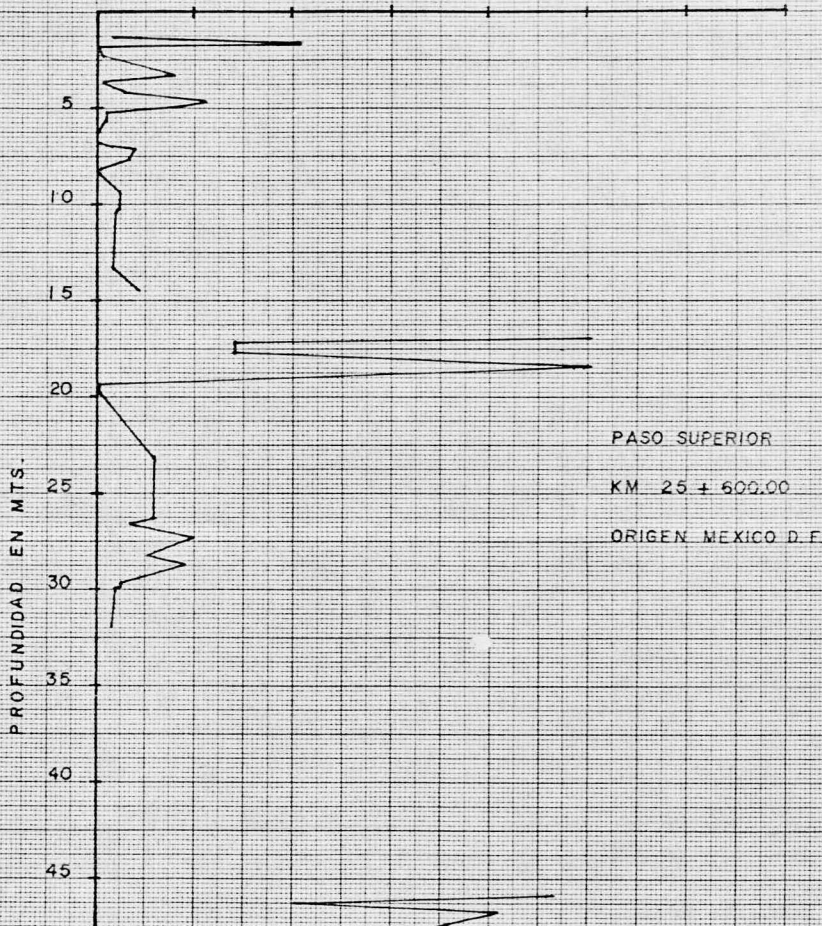
CARRETERA DIRECTA MEXICO - PUEBLA

TRAMO: MEXICO - SAN MARTIN TEXMELUCAN

SONDEO No. 1 A 30.80 MTS.

ANGULO DE FRICCION INTERNA ϕ

5° 10° 15° 20° 25° 30° 35°



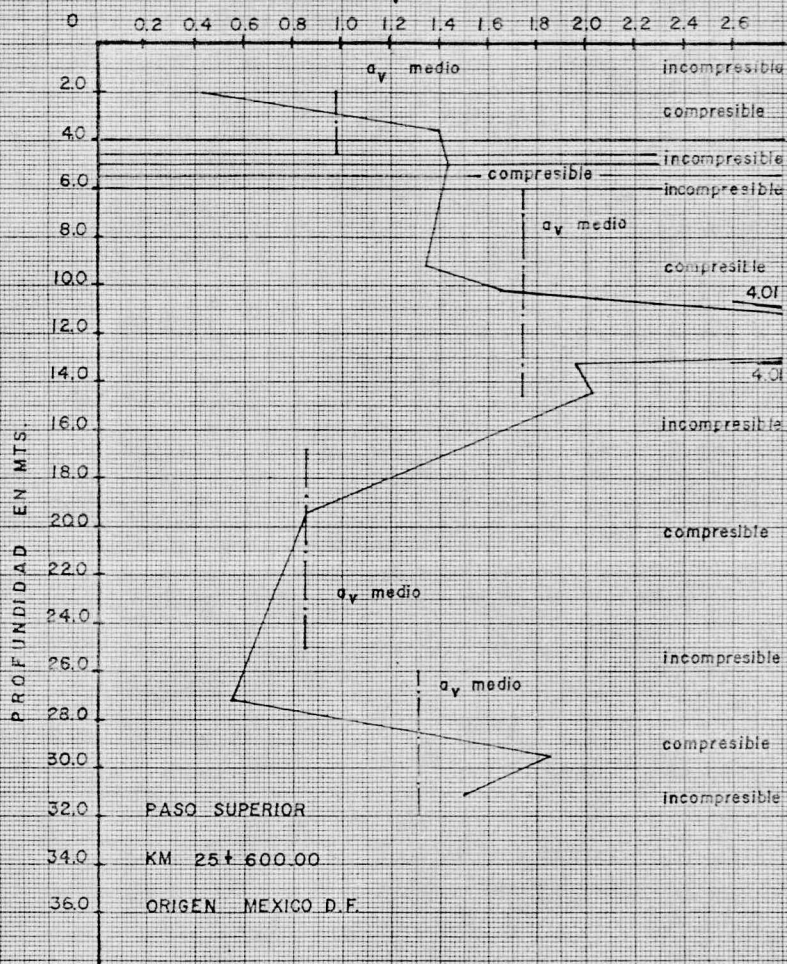
U N A M
E.N.E.P. ARAGON
GERARDO ALEJANDRO LOPEZ MAYA

CARRETERA DIRECTA MEXICO-PUEBLA

TRAMO: MEXICO - SAN MARTIN TEXMELUCAN

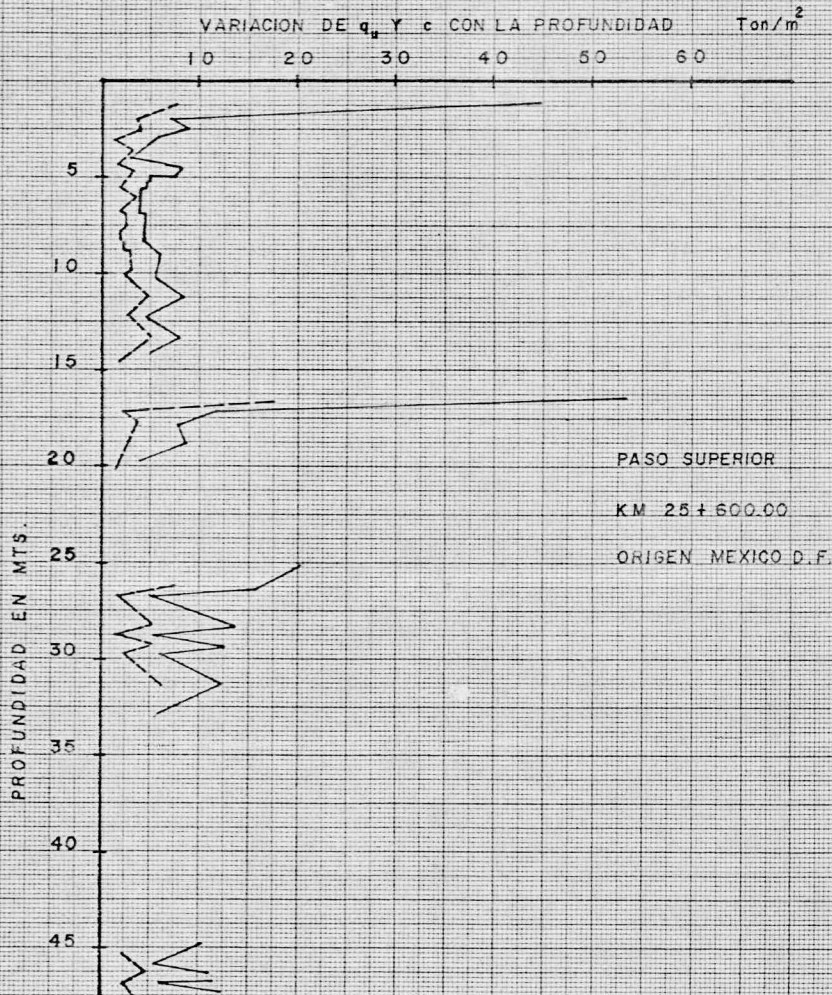
SONDEO UNICO

VARIACION DE a_v CON LA PROFUNDIDAD cm^2/Kg



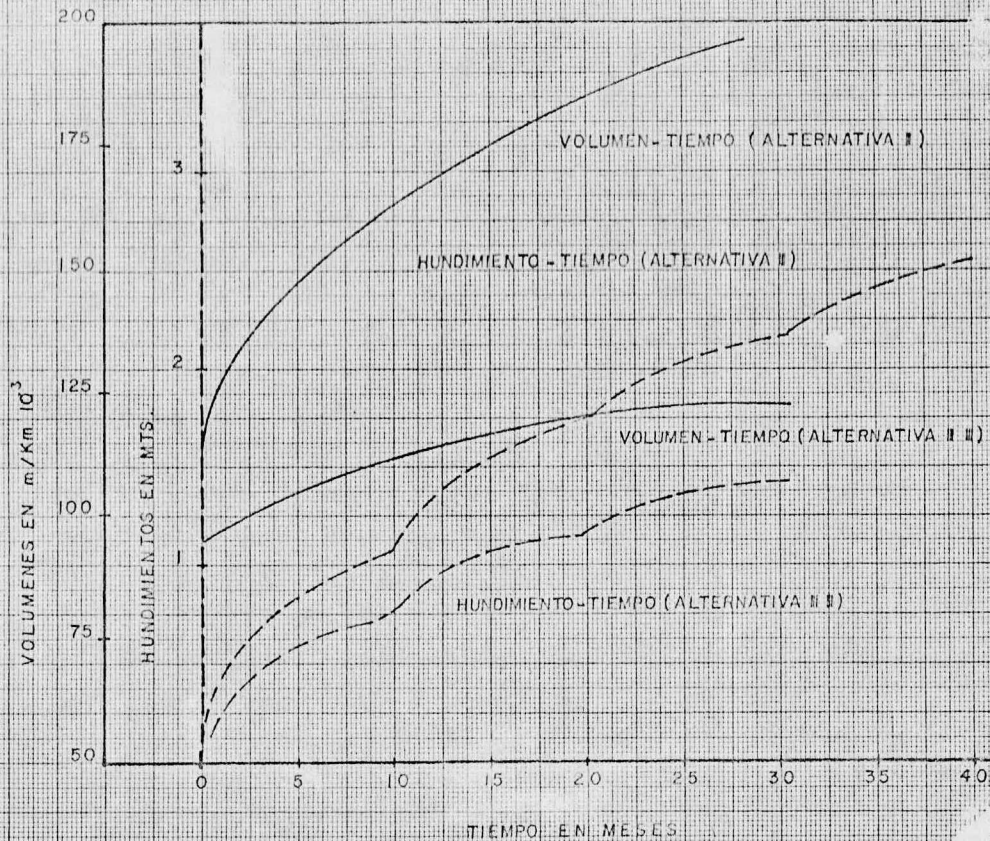
U N A M
E.N.E.P. ARAGON
GERARDO ALEJANDRO LOPEZ MAYA

CARRETERA DIRECTA MEXICO - PUEBLA
TRAMO! MEXICO - SAN MARTIN TEXMELUCAN
SONDEO No. 1 A 30.80 MTS. DER.



U N A M
E.N.E.P. ARAGON
GERARDO ALEJANDRO LOPEZ MAYA

GRAFICAS VOLUMEN - TIEMPO , HUNDIMIENTO - TIEMPO.



M. A. ARAGON
 U.N.E.P. GERARDO ALEJANDRO LOPEZ MAYA

CAPITULO IX

CONCLUSIONES

A lo largo de este trabajo se ha tratado de situar el problema -- que representa el trazo de carreteras sobre zonas donde el suelo es blando y compresible, así como de dar una breve descripción sobre el comportamiento de estructuras de tierra en el Lago de Texcoco.

Se han citado las diferentes formas de exploración y muestreo --- aplicables a este tipo de problemas, en la misma forma se han mencionado las pruebas necesarias e indispensables a ejecutar, tal es el caso de: la granulometría, límites de consistencia, límite de contracción, compactación, la determinación del peso volumétrico seco, las triaxiales y la consolidación en el laboratorio.

También hemos comentado las normas y procesos aplicables en este problema como son: el grado de compactación y sus requerimientos de construcción, los procesos de compactación en sus diversas modalidades y las especificaciones de construcción que norman la -- ejecución de carreteras en nuestro país, las cuales son propuestas por la S.A.H.O.P.

Por otra parte, se expusieron las variables que pueden afectar en un momento dado el proceso de compactación que se esté empleando y las formas de evitar estas situaciones.

Finalmente se llegó a la exposición de un proyecto típico de estas situaciones, el cual trata el trazo del Camino Directo México-Texcoco, del que pueden extraerse algunas cuestiones que pueden -- ayudar a normar el criterio que debe tenerse para el proyecto.

- 1.- *Todas las estructuras mostraron un comportamiento satisfactorio, lo que permite mantener una actitud moderada en cuanto a la confianza en el caso de la carretera directa.*
- 2.- *Ninguna de las estructuras provocó al terreno fallas de importancia, con la única excepción señalada para el caso de la carretera México-Puebla, que pudo corregirse con facilidad. Se cree que el Lago de Texcoco puede ser más difícil de comportamiento que el ex-Lago de Chalco.*
- 3.- *Los asentamientos no han sido en este tipo de estructuras - un obstáculo insuperable, pues aunque sus valores totales - sean muy altos, la de los diferenciales son de mucha menor consideración, con tal de tomar las precauciones necesarias del tipo constructivo.*

B I B L I O G R A F I A .

- 1) S.A.R.H. 'Mecánica de Suelos'.
"Instructivo para ensaye de Suelos".
México, 1967.
- 2) S.A.H.O.P. Especificaciones Generales de Construcción.
Partes VIII y IX.
México, 1967. 2a. Edición.
- 3) Rico, Alfonso; y Castillo, Hermilo del.
"La Ingeniería de los Suelos en las Vías Terrestres".
Tomos I y II.
- 4) Badillo Juárez; Rodríguez, Rico.
'Mecánica de Suelos'.
"Fundamentos de Mecánica de Suelos". Tomo I.
3a. Edición.
- 5) Badillo Juárez; y Rodríguez Rico. 'Mecánica de Suelos'.
"Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos".
Tomo II.
3a. Edición.
- 6) S.A.H.O.P. 'Apuntes Prácticos'.
"Suelos Cohesivos".
México, 1970.
- 7) T. William Lambe y Robert V. Whitman.
"Mecánica de Suelos"
4a. Edición.
Editorial Limusa.