



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

División de Ingeniería Civil, Topografía y Geodésica

25
75

"ESTUDIO GEOTECNICO PARA EL PROYECTO DE TERRACE-
RIAS DEL FERROCARRIL CHUFITES, DISTRITO INDUSTRIAL
MARITIMO EL OSTION, VER."

T E S I S

Que para obtener el Título de

I N G E N I E R O C I V I L

P r e s e n t a

PETRONILO HERNANDEZ HERNANDEZ

México, D. F.

Agosto 1984



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.

**ESTUDIO GEOTECNICO PARA EL
PROYECTO DE TERRACERIAS DEL FERROCARRIL CHUFITES,
DISTRITO INDUSTRIAL MARITIMO EL OSTION, VER.**

	Página
I.- INTRODUCCION	1
a) Importancia de la construcción de un ferrocarril	2
b) Evolución y perspectivas de la infraestructura ferroviaria en México.	4
II.- SITUACION ACTUAL DEL FERROCARRIL EN MEXICO	6
a) La inversión pública total y la inversión en el transporte terrestre	10
b) Equipo tractivo y de arrastre	12
c) Carga transportada por ferrocarril	14
d) Tráfico de carga por empresa	15
e) Tráfico de pasajeros	16
f) Organización actual	18
III.- DESCRIPCION DEL PROYECTO	22
a) Desde el punto de vista geométrico	22
b) Desde el punto de vista geotécnico	26
IV.- ESTUDIO GEOTECNICO	28
1) Objeto del estudio	33
2) Características regionales	37
A) Localización y extensión	37
B) Vías de acceso y comunicación	38
C) Clima y vegetación	40
D) Topografía	41

	Página
E) Geología regional	42
1) Geología económica	44
F) Hidrografía	44
G) Tectónica y Sismicidad	45
H) Oceanografía	46
I) Condiciones locales del subsuelo	46
3) Exploración y muestreo de suelos	51
A) Tipo de sondeos	52
B) Obtención de muestras	64
C) Clasificación de los materiales	69
1) Clasificación de suelos y rocas	69
2) Clasificación para presupuesto	82
4) Ensayes de laboratorio	88
5) Estratigrafía y propiedades del terreno de cimentación	98
6) Diseño de terracerías	111
A) Análisis de estabilidad de taludes	112
B) Determinación de las propiedades de los suelos	128
C) Métodos de tratamiento para cimentar terraplenes sobre suelos blandos	135
7) Localización de bancos de materiales	146
A) Exploración y muestreo de bancos	151
8) Uso de los materiales en el ferrocarril	162
9) Recomendaciones para la cimentación de obras menores	167
A) Obras menores de drenaje	167
B) Obras complementarias de drenaje	172
C) Obras de sub-drenaje	180
10) Recomendaciones para la construcción de terracerías	193

V.- CONCLUSIONES 212

BIBLIOGRAFIA 218

CAPITULO I

INTRODUCCION

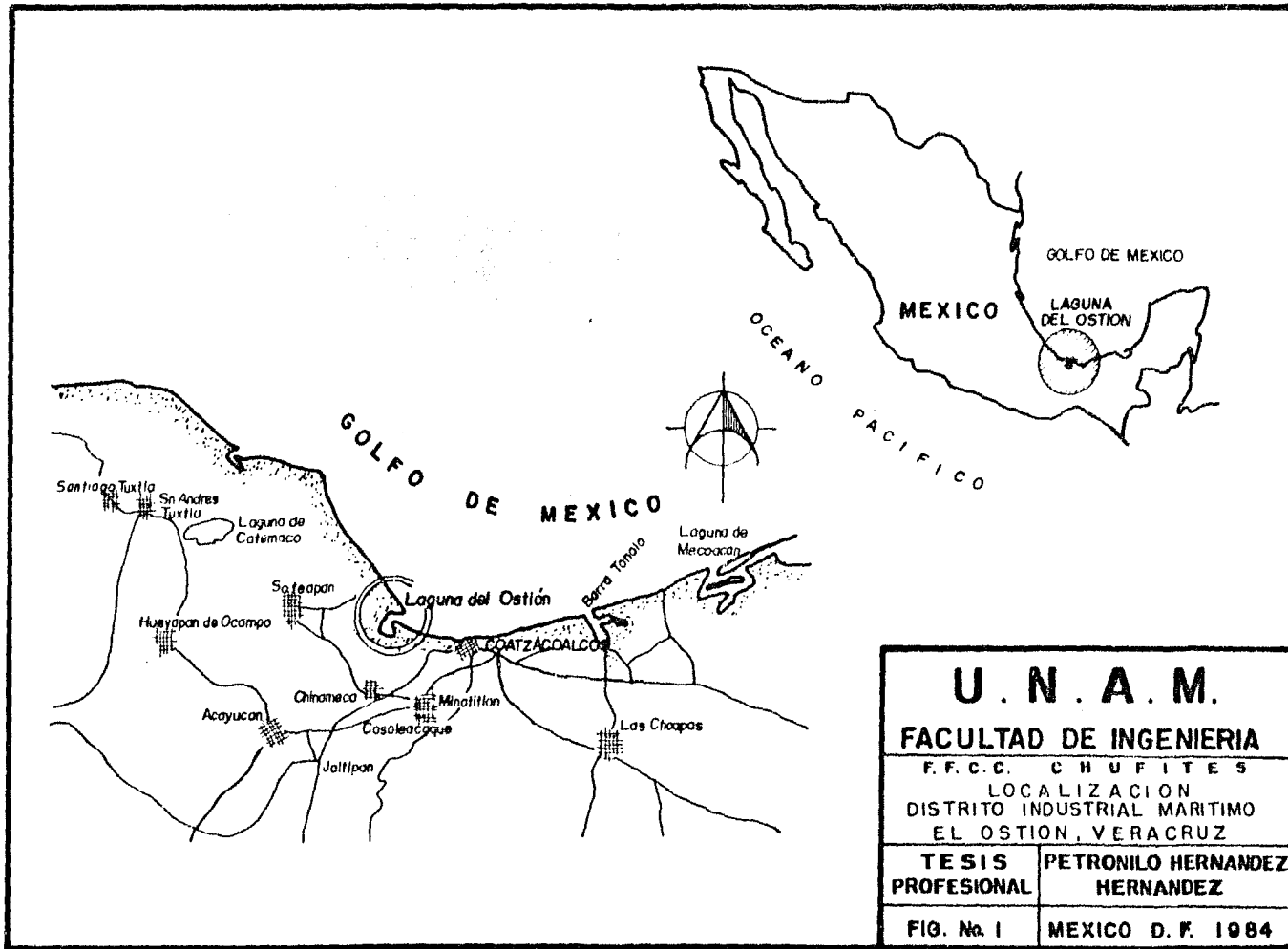
Como parte del programa nacional de creación de Puertos Industriales, Petróleos Mexicanos construye actualmente el Puerto denominado Distrito Industrial Marítimo el Ostitión, el cual se localiza al sur de la Laguna del mismo nombre y aproximadamente a 20 kilómetros al poniente del Puerto de Coatzacoalcos, Veracruz, esto es con la finalidad de apoyar la producción petrolera y petroquímica en la región del sureste de México. En la figura No. 1 se puede observar la localización de dicho Puerto.

Entre las obras mayores que compondrán este puerto pueden citarse:

Escolleras, Canal de Acceso, Dársena y Canales Interiores, Muelles, Instalaciones Industriales Terrestres diversas, Vialidades, Caminos y Ferrocarril de Acceso, etc.

Para que cumpla con sus objetivos el Puerto, será necesario acondicionar áreas destinadas a:

1. Terminal de Usos Múltiples (TUM)
2. Terminal destinada a productos derivados del Petróleo (Pémex)
3. Terminal para el manejo de productos a granel (CONASUPO)
4. Terminal para la industria Minera-Metalúrgica
5. Terminal de servicios portuarios



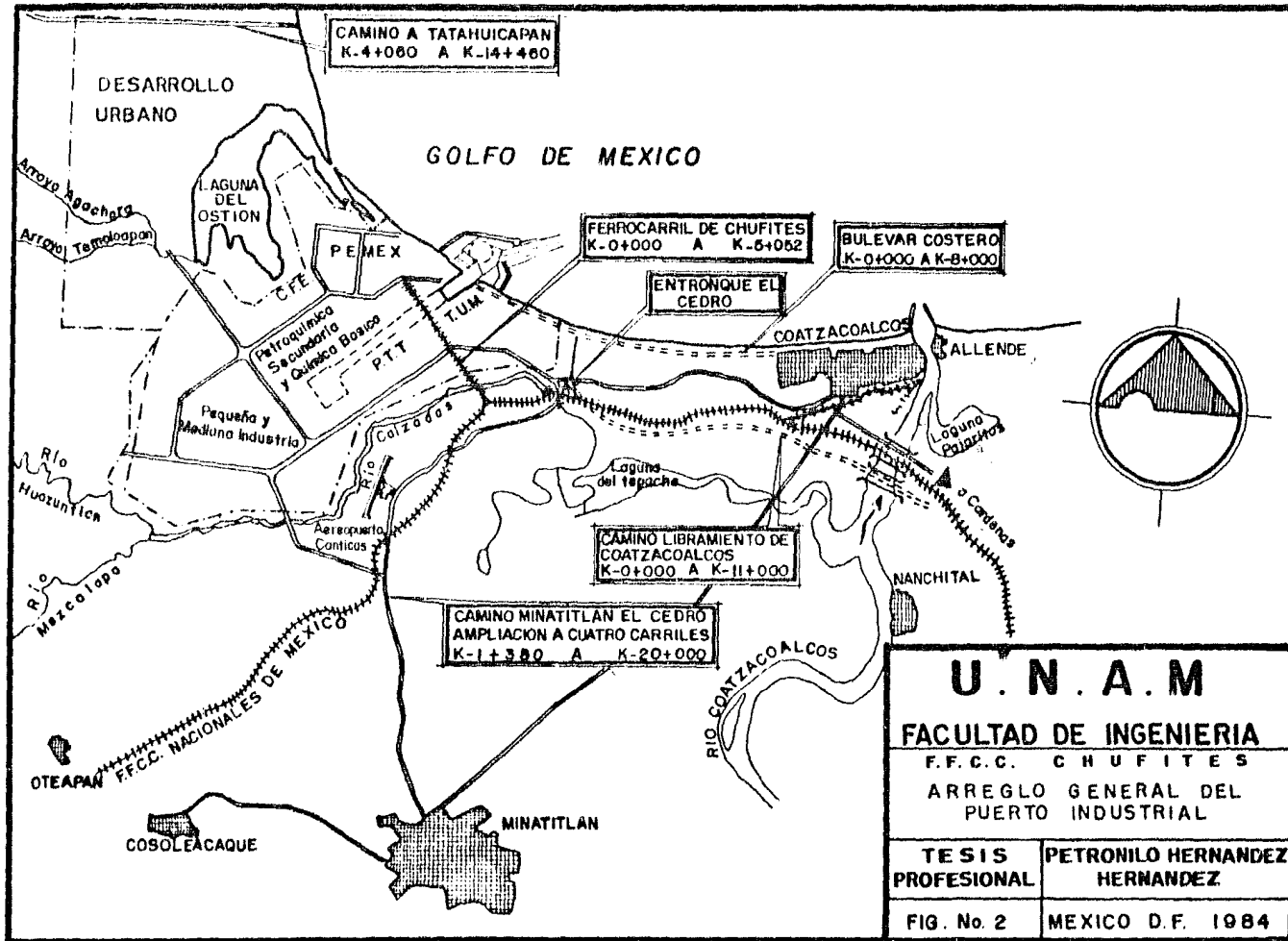
Con el objeto de proporcionar acceso a las dos áreas de desarrollo prioritario dentro del Distrito y que corresponden a las áreas de PEMEX y la TUM, se proyecta en la actualidad una vía ferroviaria denominada FERROCARRIL CHUFITES, la cual permitirá el abastecimiento económico de materiales y equipo durante la construcción de las obras correspondientes a dichas áreas. Este ferrocarril forma parte del programa de vías férreas temporales de penetración al área del puerto Industrial.

En la Fig. 2 se puede observar el arreglo general del DISTRITO INDUSTRIAL MARITIMO EL OSTION.

Como en todo Puerto Industrial, para poder tener vida o sea movimiento de maquinaria, transportación de materiales, etc. y demás actividades, es necesario que tenga vías de comunicación, éstas vías pueden ser tanto Ferrocarriles, Carreteras o Caminos de penetración. Una de éstas vías de comunicación la más económica, es el Ferrocarril, éste es una obra de infraestructura, ya que por medio de esta vía se pueden transportar gran cantidad de mercancías a bajo costo.

I-a) IMPORTANCIA DE LA CONSTRUCCION DE UN FERROCARRIL

Para el progreso de un país, éste no se lleva a cabo, sino cuenta con los medios de comunicación que le ayuden de una manera eficiente a superarse. Nuestro país es uno de los más privilegiados, tanto por su extensión como por la gran variedad de climas y regiones que presenta para su desarrollo económico, industrial y petrolero, encontrando varios obstáculos para esta finalidad y una de las causas principales es la falta de medios de comunicación o la falta de coordinación de los ya existentes.



U. N. A. M	
FACULTAD DE INGENIERIA	
F.F.C.C. CHUFITES	
ARREGLO GENERAL DEL PUERTO INDUSTRIAL	
TESIS PROFESIONAL	PETRONILO HERNANDEZ HERNANDEZ
FIG. No. 2	MEXICO D.F. 1984

Surge de este modo la imperiosa necesidad de dotar a nuestro país de vías de comunicación para fomentar el desarrollo de su potencialidad agrícola, ganadera, industrial y petrolera, y como de un tiempo a esta fecha, el costo de construcción tanto en mano de obra como la adquisición de materiales, ha aumentado exageradamente, la construcción de ferrocarriles ha ido disminuyendo hasta el grado de quedar completamente inactiva, esto se debe a la gran crisis económica que está viviendo el país (1983). Al no poder construir ferrocarriles se deja una amplia zona de gran riqueza sin poderse desarrollar.

Las funciones socio-económicas de un ferrocarril se pueden definir de la siguiente manera:

- 1) Promover la producción del campo en todos los aspectos; - abriendo por medio de un camino de acceso a los grandes centros de población de industria, y con ello a los grandes mercados de venta y de consumo.
- 2) Crear nuevas fuentes de trabajo, sobre todo al campesino y al obrero con buena remuneración.
- 3) Abatir los costos de transporte de los productos de la -- tierra y los productos manufacturados, propiciando una mejor economía.

Otra función del estudio socio-económico de un ferrocarril - se puede decir que es la imperiosa necesidad de comunicar e incorporar el transporte de la carga del puerto a centros industriales, con esto se hace partícipe de los enormes beneficios que trae consigo la apertura de una nueva vía de comu-

nicación, que por medio de la cual puedan sacar y colocar - mejor sus productos al mercado, al mismo tiempo que las condiciones de vida del trabajador mejorarán y que es la tendencia que se debe tener, ya que nuestro país es uno de los más necesitados en este sentido.

Por lo asentado anteriormente se considera más que justificada la construcción del ferrocarril.

I-b) EVOLUCION Y PERSPECTIVAS DE LA INFRAESTRUCTURA FERROVIARIA EN MEXICO

Desde sus inicios, los ferrocarriles mexicanos desempeñan - un papel de vital importancia en el desarrollo del país, contribuyendo a la integración de las regiones y apoyando el - transporte requerido en las actividades productivas.

Actualmente el ferrocarril constituye un elemento fundamental para garantizar el crecimiento de la producción y el cumplimiento de las metas de los diferentes sectores económicos y sociales.

Los principales problemas que afectan el desarrollo presente y futuro del sistema ferroviario, se pueden señalar las eficiencias del servicio motivados por el estado físico de la - red, ya que las características geométricas de numerosos tramos imponen limitaciones a la operación de los trenes y no - responden a las exigencias que se quiere en la magnitud de - los volúmenes de tráfico actuales, así como a las características del moderno equipo de transporte con que cuenta el sistema.

A mediano y largo plazo, se requerirá completar la red férrea

básica que permitirá comunicar regiones productivas, actualmente sin ferrocarril; se deberán ampliar a doble vía las -- troncales de mayor volumen de tráfico y deberán rectificarse los tramos de fuerte pendiente y curvatura; por último, cons truirse instalaciones modernas eficientes para el tráfico y distribución de la carga.

El movimiento de carga por ferrocarril superó los 47 millones de toneladas en 1970, y los 65 millones en 1982 por lo que de aplicarse las tasas de crecimiento sostenidas y las modificaci ones correctivas a la operación e infraestructura, es de es perarse una carga de 120 millones de toneladas para 1990 y de 300 millones para el año 2000.

Lo anterior, basado en el hecho de que el ferrocarril es el - transporte que consume menos energéticos por tonelada-kilóme- tro y que a la vez presenta mayores ventajas económicas en el movimiento de grandes volúmenes a larga distancia.

C A P I T U L O I I

SITUACION ACTUAL DEL FERROCARRIL EN MEXICO

El transporte ferroviario desempeña un papel de gran importancia en el desarrollo económico del país. Constituye, de hecho, un elemento fundamental de apoyo para el cumplimiento de los objetivos y metas establecidos en los diferentes sectores de la actividad productiva. A los ferrocarriles corresponde la prestación de servicios públicos indispensables tanto en el transporte de pasajeros, principalmente de estratos de población de bajos ingresos, como en el de carga, mediante la transportación de materias primas esenciales para la industria y de alimentos básicos para la población.

En 1976 el sistema ferroviario mexicano estaba integrado por cinco entidades, operando cada una de ellas como una organización autónoma. Este daba lugar a muchos problemas, encarecimiento de los gastos de operación, demoras en los puntos de conexión, desaprovechamiento de la fuerza tractiva, etc. En este mismo año la extensión de la red férrea nacional era de 24 952 kilómetros. Su estado físico afectaba la velocidad comercial, asimismo, existían rieles y durmientes desgastados y en mal estado. Se tenían además, un gran número de puentes y alcantarillas de baja capacidad, así como numerosos puentes provisionales que por los avances tecnológicos en la fabricación de equipo tractivo y de arrastre, imponían bajas velocidades y riesgos de operación, retardando el recorrido de los trenes. Las fuertes pendientes y grados de curvatura en algunos tramos de las principales líneas, la insuficiente dimen-

sión de los laderos, la baja capacidad de los patios y terminales de los principales centros ferroviarios, han afectado desfavorablemente la operación de los trenes.

En 1976, el total de locomotoras era de 1293 unidades y el -- equipo de arrastre estaba compuesto de 39 540 carros-carga, 723 coches de pasajeros y 575 coches express. Debido a la operación ferroviaria presenta grandes problemas a causa de la longitud de los trenes de carga, con relación a la capacidad de los laderos, o la escasez del personal técnico dedicado a la revisión y actualización de los procedimientos de operación, asimismo, el bajo nivel de escolaridad del personal, la falta de oficiales para ocupar los puestos de mando, son entre otros elementos que han afectado la eficiencia del sistema ferroviario.

Para impulsar el desarrollo de los ferrocarriles, la administración del sexenio 76-82 se propuso fortalecer su participación en el movimiento de mercancías, mejorar los niveles de eficiencia en la presentación del servicio. Para ello se procuró que, en forma coordinada, el ferrocarril movilizará las mercancías de grandes volúmenes entre los principales centros de tráfico.

Como punto de partida para encauzar el esfuerzo de modernización de los ferrocarriles, la administración del presidente - López Portillo reestructuró la organización del transporte ferroviario. Con este fin, por acuerdo presidencial publicado el 17 de enero de 1977, en el Diario Oficial de la Federación, las cinco empresas quedaron bajo la responsabilidad de un director general (Luis Gómez Z), recayendo ésta en el que estuviera en

funciones de gerente general de los Ferrocarriles Nacionales de México.

En esta forma, las entidades ferroviarias se encargan de la prestación de los servicios de transporte de pasajeros y de carga, conservación y rehabilitación de la infraestructura, el mantenimiento del equipo de transporte. Por su parte, corresponde a SCT llevar a cabo los programas de ampliación y mejoramiento de la red ferroviaria, así como las funciones de regularización y control del servicio.

Para fortalecer el desarrollo de los ferrocarriles, se formuló y se puso en marcha el Programa de Construcción y Modernización de la Infraestructura Ferroviaria en el que se incluyeron los principales proyectos, ampliación de la capacidad de las líneas, rectificación al trazo de aquellos tramos con pendientes pronunciadas y curvaturas cerradas, se planteó la construcción de nuevas terminales de carga y finalmente se fortalecieron los programas de rehabilitación y conservación.

Dentro de este marco, se impulsaron los trabajos tendientes a fortalecer la red ferroviaria para que el ferrocarril readquiriera su papel como enlace de nuevas regiones, como instrumento eficaz para apoyar el desenvolvimiento de las actividades productivas. Entre los avances en la ejecución de este programa destaca la terminación de la línea Coróndiro-Lázaro Cárdenas la cual fue puesta en operación el 17 de noviembre de 1980 con un costo total de 2600 millones de pesos. Esta línea de 200 kilómetros de longitud enlaza por vía ferroviaria al centro industrial y socio-económico de Lázaro Cárdenas con el resto del país. Asimismo, se llevó a su etapa final la construcción de -

la doble vía México-Querétaro y se inició la instalación del sistema electrificado. Por otra parte, se construyó la doble vía Los Reyes-Ciudad Mendoza de la línea del ex-ferrocarril Mexicano, que al entrar en operación incrementará la capacidad de transporte para la carga proveniente del sureste al centro de la República.

En 1984 se estima poner en operación el patio de marina en Coatzacoalcos que constituye una instalación importante para resolver el congestionamiento y los problemas de operación del centro ferroviario en esa terminal portuaria.

Adicionalmente, se encuentran en proceso de construcción las dobles vías Querétaro-Irapuato, Jaltocan-Huehuetoca, Cd. Mendoza-Córdoba-Paso del Macho y el Libramiento de la ciudad de Monterrey, así como la rectificación de los tramos Sayula-Cd. Guzmán, Tierra Blanca-Medias Aguas, Coatzacoalcos-Salina Cruz y Ajuno-Caltzontzin.

Se encuentra en su etapa inicial la construcción de los nuevos enlaces territoriales de Guadalajara-Encarnación, Salinas-Laguna Seca, México-Tlaxpam y Veracruz-Tampico-Altamira, y se trabaja en los proyectos de las terminales de carga de Huehuetoca y Guadalajara. Por su parte, la doble vía Teotihuacan-los Reyes se encuentra en su fase de proyecto.

Las comunicaciones son, indiscutiblemente, elementos fundamentales para la eficiencia y seguridad en la operación ferroviaria. Por ello, en 1975 los Ferrocarriles Nacionales de México emprendieron la modernización de su red de comunicaciones, al iniciar la instalación de un sistema de microondas de ultra -

alta frecuencia (UHF), que combinado con un sistema de compu tación, permitirá proporcionar servicios telefónicos de dis- cado directo entre un gran número de centros ferroviarios, te léfono selectivo para despacho de trenes, etc. Para fines de 1984 quedará todo listo para que el sistema entre en servicio en las divisiones Torreón y Monclova.

Otro de los beneficios importantes que reportará esta red, es la implantación del Sistema Central de Información y Control de Operaciones (SCINCO) que basado en los principios de la te- leinformática, combina las facilidades de procesamiento elec- trónico de datos con las inherentes a las técnicas de las te- lecomunicaciones, haciendo posible el registro y transmisión - de los principales eventos que ocurren a los carros, así como el movimiento de los trenes. De esta manera se logrará una -- fuer te de información permanentemente actualizada sobre la si tuación de los carros, locomotoras y trenes de una manera opor tuna y eficaz. Actualmente este sistema se encuentra en proce- so de implantación.

a) LA INVERSION PUBLICA TOTAL Y LA INVERSION EN EL TRANSPORTE TERRESTRE

La estructura de una economía puede desempeñar un papel clave en la conformación de prioridades para el gasto público en los diferentes sectores económicos. Las influencias demográficas son los principales determinantes fundamentales de la demanda por servicios cuanto mayor es la proporción de grupos, mayor es la proporción en servicios de transporte, educación, servi cios médicos, etc. Otras variables demográficas, serían la es peranza de vida, el crecimiento de la población, la proporción de la población en áreas urbanas, que pueden suponer la deman da de ciertas clases de servicios.

Los factores tecnológicos influyen en los costos, pero desde el punto de vista del factor ambiental, influye directamente en la esperanza de vida, de acuerdo a la contaminación, por lo tanto implica una demanda importante de inversión.

La inversión del sector público suministra una amplia gama de servicios, entre ellos está el de comunicaciones y transportes, así como fabricación de productos básicos y control de instituciones de crédito industrial y agrícola.

Si los servicios públicos como el transporte y comunicaciones son inadecuados o poco confiables, el sector privado será menos eficiente.

La inversión pública total en México para 1980 fué del orden de 54.9% pasando a 44.4% en 1981, inversión muy alta por segunda vez consecutiva. Por su parte, la inversión en comunicaciones y transportes registró una cifra muy halagadora pasando de 32.3% a 117.5% en el presente ejercicio. En 1981 el producto de este sector, a precios de 1970, ascendió a 69 914 millones de pesos frente a un producto interno bruto de 910 253 o sea el sector participó en 7.7%.

En cuanto a la inversión en ferrocarriles para 1981 fué del orden de 24% de incremento menor con respecto al año anterior que fué de 90%. En tanto, la inversión en carreteras presenta al igual, un ascenso de 118.2% en 1980 a 86.2% en 1981 inversión que se utiliza en construcción y actualización de carreteras.

La inversión en ferrocarriles ha presentado por segundo año consecutivo un marcado ascenso, poniendo en marcha proyectos y obras en construcción de vía férrea como es el caso de la -

vía México-Tampico, que tendrá una longitud de 512 Km con capacidad de transportación aproximadamente de 100 millones de toneladas anuales y concluirá en 1985. Esta vía dará apoyo a puertos e industrias; agilización de la carga, descongestionar los puertos de Coatzacoalcos, Veracruz y Tampico.

De acuerdo a las políticas y medidas que se tomarán en cuenta para los próximos años 1982-1988 se consideran programas de inversión, infraestructura y equipo, así como la actualización y modernización de la administración al igual que aumento de la eficiencia y productividad, que dará como resultado un mejor servicio de transporte.

b) EQUIPO TRACTIVO Y DE ARRASTRE

La fuerza tractiva es uno de los problemas principales en el sistema ferroviario ya que para poder movilizar la carga y el pasaje se ve disminuida por un porcentaje importante del total de locomotoras que están fuera del tiempo promedio de eficiencia, sumando al equipo que se encuentra inmovilizado por mantenimiento y reparación, dando origen a un bajo rendimiento en el servicio.

Para el año de 1981 la red contó con 1750 locomotoras diesel eléctricas, con un potencial total de arrastre de 4.1 millones de H.P., comparando estas cantidades con las registradas en el año anterior, representan un 10% de aumento en las locomotoras y 24% el de la potencia en H.P.

La utilización en este año fue de 75.7% obteniéndose una pequeña mejora en relación con el año anterior.

Es de hacerse notar que desde 1979 se están llevando a cabo es

tudios que permitan optimizar la fuerza tractiva en el sistema.

Para el equipo de arrastre se cuenta con un total de 51 983 -carros, con una capacidad media de 60.6 toneladas por unidad, cifras que representan un aumento considerable en comparación con el año anterior.

RELACION EN LONGITUD DE VIAS FERREAS Y CARRETERAS

A Ñ O S	LONGITUD DE LAS VIAS FERREAS* -- KILOMETROS	EXTENSION DE LA RED DE CARRETERAS** -- KILOMETROS	RELACION DE CARRETERAS A FERROCARRILES
1960.....	23 369	44 948	1.92
1965.....	23 672	61 252	1.90
1970.....	24 468	71 520	2.92
1971.....	24 501	74 052	3.02
1972.....	24 700	124 391	5.08
1973.....	24 670	156 706	5.35
1974.....	24 864	175 389	7.05
1975.....	24 912	186 218	7.47
1976.....	24 952	193 290	7.75
1977.....	25 046	199 600	7.95
1978.....	25 101	207 661	8.27
1979.....	25 314	211 246	8.36
1980.....	25 510	219 626	8.34
1981.....	25 510	213 316	8.37

FUENTES: Dirección General de Ferrocarriles en Operación, S.C.T.
Dirección General de Análisis de Inversiones, SAHOP

*Incluye vías auxiliares

** Incluye brechas

En 1978 los ferrocarriles elaboraron un programa de adquisición de locomotoras para el período 1978-1982. Como complemento de este programa y con el fin de asegurar el abastecimiento oportuno de locomotoras, en 1980 se planteó la conveniencia de iniciar en México un programa de ensamble de locomotoras. Para llevar a cabo el programa, los Ferrocarriles Nacionales de México celebraron un contrato con la Compañía General Electric para la compra de hasta 1000 locomotoras o juegos para ensamblarlas, que pueden ser diesel-eléctricas o eléctricas y se establecieron 10 períodos de entrega a partir del 10. de junio de 1980. Con este proyecto se inició en nuestro país la construcción de locomotoras. La primera locomotora ensamblada en el taller de Aguascalientes fue terminada el 27 de octubre de 1980 y a la fecha, a través de este programa, se han armado 66 locomotoras.

Por otra parte, a fines de 1977 los Ferrocarriles Nacionales de México y la Constructora Nacional de Carros de Ferrocarril, celebraron un convenio para la fabricación del equipo de arrastre requerido para el quinquenio 1978-1982. Además, se llevó a cabo un programa de adquisición de equipo de arrastre.

c) CARGA TRANSPORTADA POR FERROCARRIL

El crecimiento económico y social del país requiere para su -- desarrollo de los diversos modos de transporte, es por ello -- que estos se van integrando cada vez más para prestar un servicio eficaz y oportuno.

De acuerdo con lo anterior, en el ámbito ferroviario se diseñó un programa de infraestructura, que está en pleno desarrollo - para cumplir con los objetivos comunes como son: el abastecimiento de los alimentos, transporte de materias primas y ar-

tículos terminados, y de esta forma poder satisfacer las necesidades industriales, el consumo final y el mercado internacional.

d) TRAFICO DE CARGA POR EMPRESA

Los Ferrocarriles Nacionales de México movieron 60.150 millones de toneladas, mostrando un incremento de 4.9% respecto al año anterior, ya que se movieron 57.319 millones de toneladas y representando el 79.6% de la carga total transportada. En cuanto a toneladas-kilómetro el incremento es de 5.1% en comparación con el ejercicio anterior.

El Ferrocarril del Pacífico presentó en su actividad un movimiento de 7,245 millones de toneladas, representando 2.8% de disminución respecto al ejercicio anterior, movilizaron 9.6% del total nacional de carga. En cuanto a toneladas-kilómetro obtuvieron un decrecimiento de 7.3% con respecto al año anterior.

El Ferrocarril de Chihuahua al Pacífico transportó 3.812 millones de toneladas con un aumento de 23.8% en 1981 que fué 5% del total de la carga nacional con respecto al año anterior. Las toneladas-kilómetro generadas en 1981 fueron 1.530 millones de toneladas-kilómetro, que con respecto al año de 1980 mostraron un incremento de 31.5%

Los Ferrocarriles Unidos del Sureste tuvieron un incremento del 5.4% con respecto al año anterior y movieron el 4.1% del total de la carga que en absoluto representan 3.097 millones de toneladas. Las toneladas-kilómetro generadas fueron 0.759 millones de toneladas-kilómetro con un aumento de 0.7% con respecto a 1980.

El Ferrocarril Sonora-Baja California transportó 1.256 millones de toneladas, es decir 5.8% más que el año anterior, movilizándolo el 17% del total de la carga nacional. Con respecto a las toneladas-kilómetro generó 0.522 millones de toneladas-kilómetro con un incremento del 4.8% con respecto a 1980.

Entre los productos de mayor movilización en la red nacional se encuentran, mineral de hierro, cemento, maíz, semillas de sorgo, trigo, carbón mineral, aceite combustible, fertilizantes y madera.

Cabe señalar que el movimiento de carga es cada vez más creciente y dada la incorporación a una etapa de modernización en el desarrollo del transporte, se responderá a las necesidades que plantea la expansión de la economía.

e) TRAFICO DE PASAJEROS

El transporte de pasajeros por ferrocarril es un servicio que reporta a las empresas altos costos y bajos ingresos, lo cual da lugar a un desaliento por parte de las empresas en este servicio. Teniéndose presentes los problemas de que adolece el sistema ferroviario nacional, habiéndose diseñado nuevos programas de infraestructura y de inversión.

En 1981 el número de pasajeros transportados en la red nacional fué de 22.7 millones que comparados con el año anterior que sumaron 23.7, representa una disminución del 4.2%, esta cifra muestra 5 308 899 millares de pasajeros-kilómetro generados, siendo inferior en 12.5 millones registrados en el año anterior que fue de 5 296 millones.

Los Ferrocarriles Nacionales de México transportaron 16 013 -

millares de pasajeros, cantidad inferior a 16 637 millares, registrada en 1980, y en consecuencia arrojó una disminución de 3.9%; con referencia a los pasajeros-kilómetro 3 078 922 millares muestran un incremento de 0.7% con respecto al año anterior.

El Ferrocarril del Pacífico registró 1 719 millares de pasajeros en 1981 cantidad inferior a 1 893 millares en 1980 representando una disminución del 9.2%. Los pasajeros-kilómetro generados fueron 1 312 millones que comparados con los obtenidos en 1980. 1 345 millones, representa una disminución del 2.5% y que en números absolutos fue de 32.5 millones de pasajeros-kilómetro.

El Ferrocarril de Chihuahua al Pacífico movió 709 millares de pasajeros en el año actual, y en el ejercicio anterior transportó 745 millares representando una baja de 4.8%; en cuanto a pasajeros-kilómetro se generaron 186 mil en 1981 con una disminución del 2.1% con respecto al año anterior.

Los Ferrocarriles Unidos del Sureste transportaron 3 412 millares de pasajeros con una baja de 6.4% que en números absolutos es de 232 mil pasajeros menos que el año anterior. En este mismo ferrocarril en lo que se refiere a pasajeros-kilómetro la cifra en 1981 fue de 381 millones que es inferior en 2.1% a la de 1980.

En el Ferrocarril Sonora-Baja California se registró un pequeño aumento en este año, ya que se transportaron 812 mil pasajeros y en el año pasado fueron 765 mil con un incremento del 6.1%. Los pasajeros-kilómetro obtenidos fueron 350 millones y el año pasado fue de 314 millones con un incremento de 11.4%.

f) ORGANIZACION ACTUAL

En la actualidad existen cuatro empresas ferroviarias:

- a).- Ferrocarriles Nacionales de México (long.20037.54 km)
- b).- Ferrocarril del Pacífico (longitud 2975.192 km)
- c).- Ferrocarril de Chihuahua al Pacífico (long.1785.658 km)
- d).- Ferrocarril Sonora Baja California (long.711.998 km)

Cabe aclarar que por un acuerdo publicado en el Diario Oficial de la Federación, el 20 de enero de 1982, el cual ordena que - las Secretarías de Comercio y de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (hoy SCT), conforme a sus respectivas competencias a nombre y representación del Gobierno Federal transmitan a título gratuito a Ferrocarriles Nacionales de México, la propiedad de los bienes muebles e inmuebles de Ferrocarriles Unidos del Sureste y citados en el ordenamiento mencionado, mismos - que serán incorporados a su patrimonio. Por lo anterior, el - 26 de marzo de 1982 se efectuó la entrega y recepción de los - bienes que se trata, quedando de inmediato integrados dichos - Ferrocarriles Unidos del Sureste a la red de Ferrocarriles Nacionales de México, quedando pendiente la integración del Ferrocarril Chihuahua al Pacífico. Así mismo se prevé la unificación del Ferrocarril Sonora-Baja California al Ferrocarril - del Pacífico en un futuro cercano.

En el siguiente cuadro se puede observar las principales ciudades que componen a la Red Ferroviaria Nacional.

A) FERROCARRILES NACIONALES DE MEXICO

LINEA A.- (México-Querétaro-Aguascalientes-Chihuahua-Ciudad - Juárez).

LINEA B.- (México-Viborillas-San Luis Potosí-Salttillo-Monterrey y Nuevo Laredo).

LINEA C.- (D.F.-Cuernavaca-Puente de Ixtla-Balsas)

RAMALES D

RAMALES DA.- (Durango-Torreón)
 RAMAL DB.- (Durango-Tepehuanes)
 RAMAL DC.- (Durango-Felipe Pescador)
 RAMAL DE.- (Durango-Aserradero)
 RAMAL DN.- (Empalme-Regocijo)
 RAMAL DM.- (Pedriceña-Vertodeña)

LINEA "E".-(Amozoc-Tehuacán-Oaxaca-Tlaculula)

RAMAL EB.- (Oaxaca-Taviche)
 RAMAL EA.- (Tehuacán-Esperanza)

LINEA "F".-(Apoyada en la línea B, Monterrey-Matamoros)

LINEA "G".-(Córdoba-Tres Valles-Medias Aguas)

RAMALES:

RAMAL GD.- (Rodríguez-Clara-San Andrés Tuxtla)
 RAMAL GB.- (Tres Valles-San Cristóbal)
 RAMAL GF.- (Papaloapan-Presidente Juárez)
 RAMAL GA.- (Tierra Blanca-Paso del Toro)

LINEA "H".-(Se apoya en Lechería de ahí hasta Pachuca)

RAMAL HC.- (San Agustín-Tepa-Ventaquipa-Honey)

LINEA "I".-(Irapuato-Pénjamo-Guadalajara-Colima-Manzanillo)

RAMAL IB.- (Yurécuaro-Los Reyes)
 RAMAL IC.- (Ojotlán-Atotonilco)
 RAMAL IN.- (Pénjamo-Ajuno)

- LINEA "J".-(Torreón-Encantada)
- LINEA "K".-(Apoyada en Z, Iztepec-Cd.Hidalgo-Ramalito-
Puerto Madero)
- LINEA "L".-(Apoyada en línea A, Chicolote-S.L.P.-Tampico)
- RAMAL LA.- (San Bartolo-Río Verde)
- LINEA "M".-(Tampico-Monterrey-Paredón-Gómez Palacio)
- LINEA "N".-(Se apoya en línea C, Julia-Toluca-Acámbaro-Morelia-Apatzingán)
- RAMALES:
- RAMAL NB.- (Celaya-Acámbaro)
- LINEA "O".-(Maravatio-Zitácuaro)
- RAMAL OA.- (De la Junta-Gangeo)
- LINEA "P".-(Empalme-Parral-Rosario)
- LINEA "R".-(Ramos Arizpe-Piedras Negras)
- RAMAL RA.- (Allende-Cd. Acuña)
- RAMAL RD.- (Frontera-Escalón)
- LINEA "S".-(México-Calderón-Maltrata-Veracruz)
- LINEA "V".-(México-Puebla-Oriental-Jalapa-Veracruz)
- RAMAL VF.- (Oriental-Teziutlán)
- RAMAL VC.- (Cholula-Cuautla)
- RAMAL VB.- (Calpulalpan-Analco)
- RAMAL VA.- (Xalostoc-Cuautla)

LINEA "XX".- (Empalme Tamos-Nagozal)

LINEA "Z".- (Coatzacoalcos-Salina Cruz)

TRONCAL A (Coatzacoalcos-Mérida)

TRONCAL D (Mérida-Progreso)

TRONCAL P (Mérida-Ancanshe-Peto)

TRONCAL D (Mérida-Dzitas-Tizimín)

RAMAL X (Dzitas-Valladolid)

B).- FERROCARRIL DEL PACIFICO:

De Guadalajara a Nogales, es la única línea de Ferrocarril que el kilometraje se mide de norte a sur.

RAMALES:

a).- Ameca (Nogales-Del Río-Nacoziari)

b).- Culiacán-Limoncito

c).- Navojoa-Huatabampo

d).- Empalme-Guaymas

e).- Etzatlán-San Marcos

f).- Dorado (kilat)

C).- FERROCARRIL CHIHUAHUA AL PACIFICO:

TRONCAL A.- (Ojinaga-Topolobampo)

TRONCAL B.- (De la Junta-Cd. Juárez)

D).- FERROCARRIL SONORA-BAJA CALIFORNIA:

De Benjamín Gil a Mexicali.- Entra a E.E.U.U. entronca en Tijuana-Tecate.

Empresa descentralizada, manejada por el gobierno federal.

RESPECTO A LO ANTERIOR SE PUEDE OBSERVAR EN LA FIG. No. 3

Red Ferroviaria Nacional 1982

Dirección General de Ferrocarriles en Operación

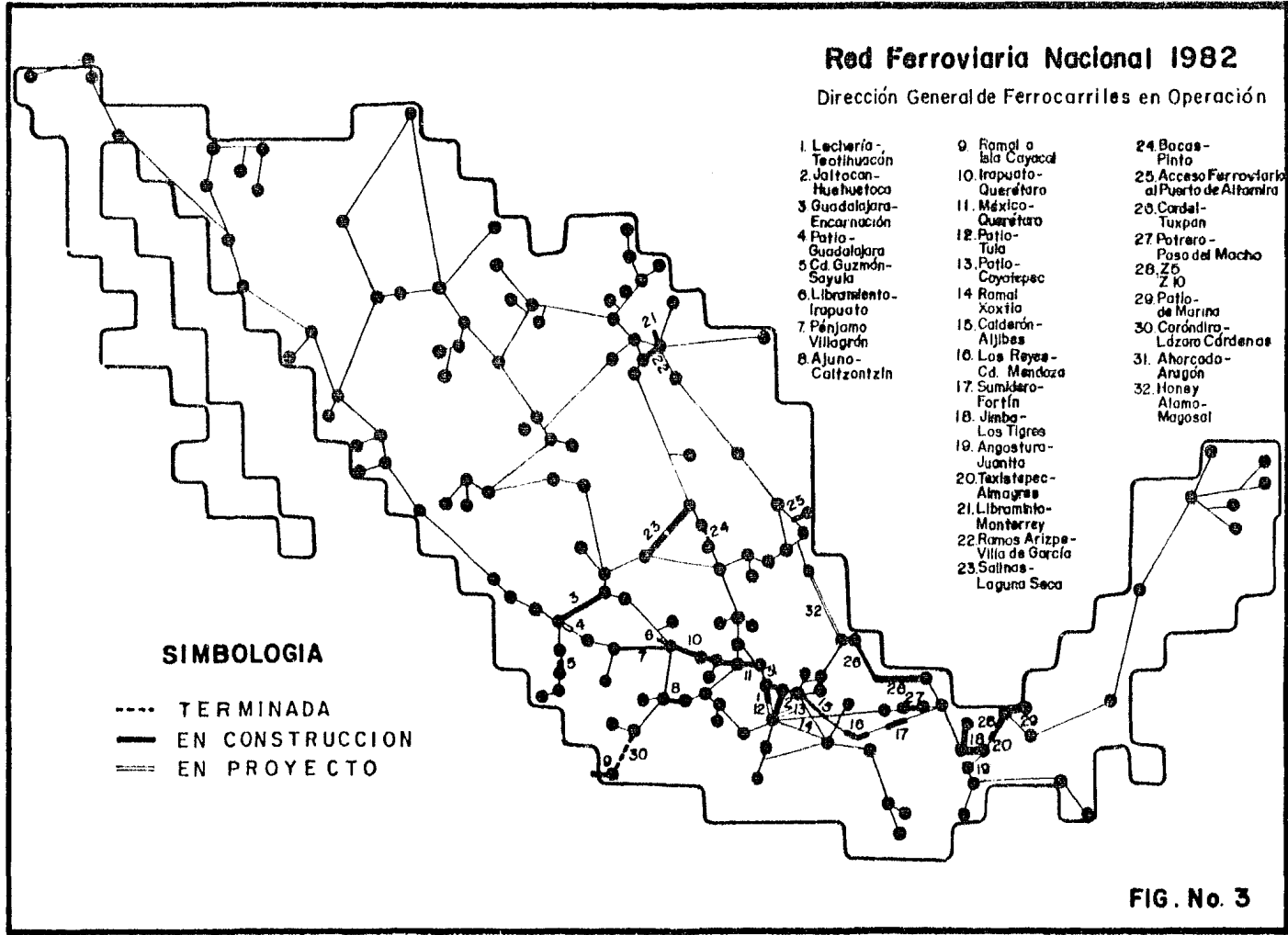


FIG. No. 3

C A P I T U L O I I I

DESCRIPCION DEL PROYECTO

A) Desde el punto de vista geométrico:

El ferrocarril Chufites forma parte del programa de vías temporales de penetración al área del Distrito Industrial y contará con una longitud total de vías de 7.425 kilómetros de los cuales 2.939 son de vía sencillas incluyendo el ladero de entronque y 4.486 de vía doble. Este ramal será accesible tanto en el sentido de circulación proveniente de Coatzacoalcos como de Minatitlán, Ver.

Importante vía temporal interior al puerto industrial, resulta ser esta línea de ferrocarril, dado que proporcionará el acceso a las dos primeras áreas cuyo desarrollo ha sido programado con carácter prioritario dentro del puerto y que corresponden a la de PEMEX y a la primera etapa de la TUM, permitiendo el abastecimiento económico de materiales y equipo durante la construcción de las obras en ambas áreas.

El ferrocarril de Chufites, se conectará en la vía de la línea "Z" de los Ferrocarriles Nacionales de México, mediante un ladero de entronque de 1,743.689 m. de longitud entre los kilómetros 15+039.801 y 16+781.439 de la vía troncal, para integrar su ruta por medio de los ramales Poniente y Oriente, los que formando una "Y" se desprenden del ladero antes mencionado, los cuales se juntan adelante sin llegar a ser colineales, dando origen a una vía doble que en línea recta y con un rumbo $N40^{\circ}00'00''W$ perpendicular al eje del canal de acceso y dársena

penetra en el área del Puerto, pasando por el área de la TUM, para llegar finalmente hasta el área de PEMEX y terminar en el kilómetro 5+052.240 nominal de su eje de trazo.

En su ruta hacia el Puerto, el ferrocarril cruza sobre el río Calzadas mediante un puente de 91.40m. de longitud entre apoyos localizados en kilómetro 0+915.40 al kilómetro 1+006.80 de la ruta.

La primera etapa del ferrocarril comprenderá el ladero de en tronque, los ramales Oriente y Poniente de la "Y", dos corta vías para cambio de ramales, la vía izquierda de la que pos teriormente será de doble vía, el puente para la vía izquier da y un ladero para conectar un ramal sencillo, que permiti rá derivar un ramal hacia el patio de vías del área de la TUM.

A partir del kilómetro 2+781 la vía de proyecto transcurre - paralela y adyacente al eje de la calzada de acceso al Puerto, siendo la distancia entre los ejes de la doble vía y de la - calzada constante e igual a 20.50 metros hasta el punto final de ambas en el kilómetro 5+052.240 del ferrocarril y en el ki lómetro 2+808.977 respectivamente, hablando en términos de - cadenamientos nominales de trazos.

Debido a que el ferrocarril materia de la presente tesis, en gran parte de su recorrido y específicamente del kilómetro 0+200 al kilómetro 0+920 en la margen derecha del río Calzadas y del kilómetro 1+000 al kilómetro 4+150 en la margen iz quierda de dicho río, cruza sobre zonas de inundación (panta nos), constituidos por suelos saturados de muy alta compresi sibilidad (CH), se ha previsto en el proyecto para tales tra ta

mos la construcción de terraplenes de precarga, dimensionados con base en sondeos profundos de exploración y minuciosos estudios de geotecnia destinados a proporcionar una base estable a la estructura de la vía mediante los efectos de un proceso diferido de consolidación.

Una vez en operación, el Ferrocarril de Chufites integrará el Puerto Industrial y en particular el área de la TUM y el -- área de PEMEX a la red ferroviaria nacional y específicamente al Ferrocarril Transístmico México-Coatzacoalcos, estableciendo a través de este último conexión con el sureste.

DATOS DE PROYECTO

1.- Nombre del proyecto	Ferrocarril Chufites
2.- Troncal	Línea Z de FF.CC.Nacionales de México K-15+039.801 a K-16+781.439
3.- Localización	Coatzacoalcos, Veracruz
4.- Tipo de vía	Con fijación doblemente elástica
5.- Long. total de vía	7.425 Km.
6.- Long. de vía sencilla	2.939 Km.
7.- Long. vía doble	4.486 Km.
8.- Ferrocarril clase	B
9.- Vía	Ancha
10.- Escantillón	1.435 m.
11.- Riel	100 lbs. R.E.
12.- Durmientes de madera	7" x 8" x 8'
13.- Velocidad máxima en ruta	60 k.p.h. carga 80 k.p.h. confort pasajeros
14.- Velocidad máxima en patio	30 k.p.h. carga 53 k.p.h. confort pasajeros
15.- Grado máximo de curvatura en patio	4°00'
16.- Grado máximo de curvatura en ruta	0°00'
17.- Grados de curvatura - por cambios	Sapo No. 10 4°00' Sapo No. 8 6°14'
18.- Pendiente máxima	1.139%
19.- Ancho de corona sobre capa de sub-balasto	Vía sencilla 7.50 m. Vía doble 12.50 m.
20.- Ancho de terraplén bajo capa de sub-balasto	Vía sencilla 8.458 m. Vía doble 13.458 m.
21.- Ancho de cama en cortes	Vía sencilla 9.546 m. Vía doble 14.546 m.
22.- Espesor de la capa sub-rasante	0.30 m. mínimo
23.- Espesor de la capa sub-balasto	0.30 m. mínimo
24.- Altura máxima de corte	15.00 m. aproximada
25.- Altura máxima de terraplén	10.00 m. aproximada

E) Desde el punto de vista geotécnico:

Geotécnicamente, la vía se apoyará en tres zonas con características diferentes y constituidas por materiales completamente distintos, para los cuales fue necesario hacer consideraciones geotécnicas en cada una de ellas.

La primera zona corresponde a lomeríos, constituidos por materiales granulares finos a gruesos con cementación arcillosa, de consistencia firme. Estos materiales granulares, son arenas arcillosas (SC) y algunas gravas aisladas, con tamaños máximos de 3"/4

Sobre esta formación se encuentran desplantados los ramales Oriente y Poniente, también en esta zona es el entronque de los ramales Oriente y Poniente, con la línea 2 de los Ferrocarriles Nacionales de México entre los kilómetros 15+039.801 y 16+781.439, de la vía troncal de Minatitlán a Coatzacoalcos.

Esta zona de lomeríos se extiende aproximadamente del kilómetro 0+000 al kilómetro 0+200 en ambos ramales.

La segunda zona corresponde a la llanura de inundación, causada por los desbordes del río Calzadas, cruzando a éste en el kilómetro 0+965, el estrato superior que más predomina en toda esta área de inundación, lo forma una arcilla de alta compresibilidad (CH), de consistencia variable, y de baja resistencia al esfuerzo cortante, con distinto espesor y con un tirante de agua que alcanza una altura hasta de 1.50 m. - aproximadamente en épocas de lluvias.

Esta zona de inundación se extiende del kilómetro 0+200 al kilómetro 4+200 aproximadamente.

La tercera zona corresponde a lomeríos, constituida principalmente por arenas finas uniformes, de compacidad media a muy densa, sin cohesión, correspondientes a las dunas costeras, con un espesor aproximado de 15 m.

Esta zona de dunas se extiende del kilómetro 4+200 al kilómetro 5+052.240, que es el final del trazo.

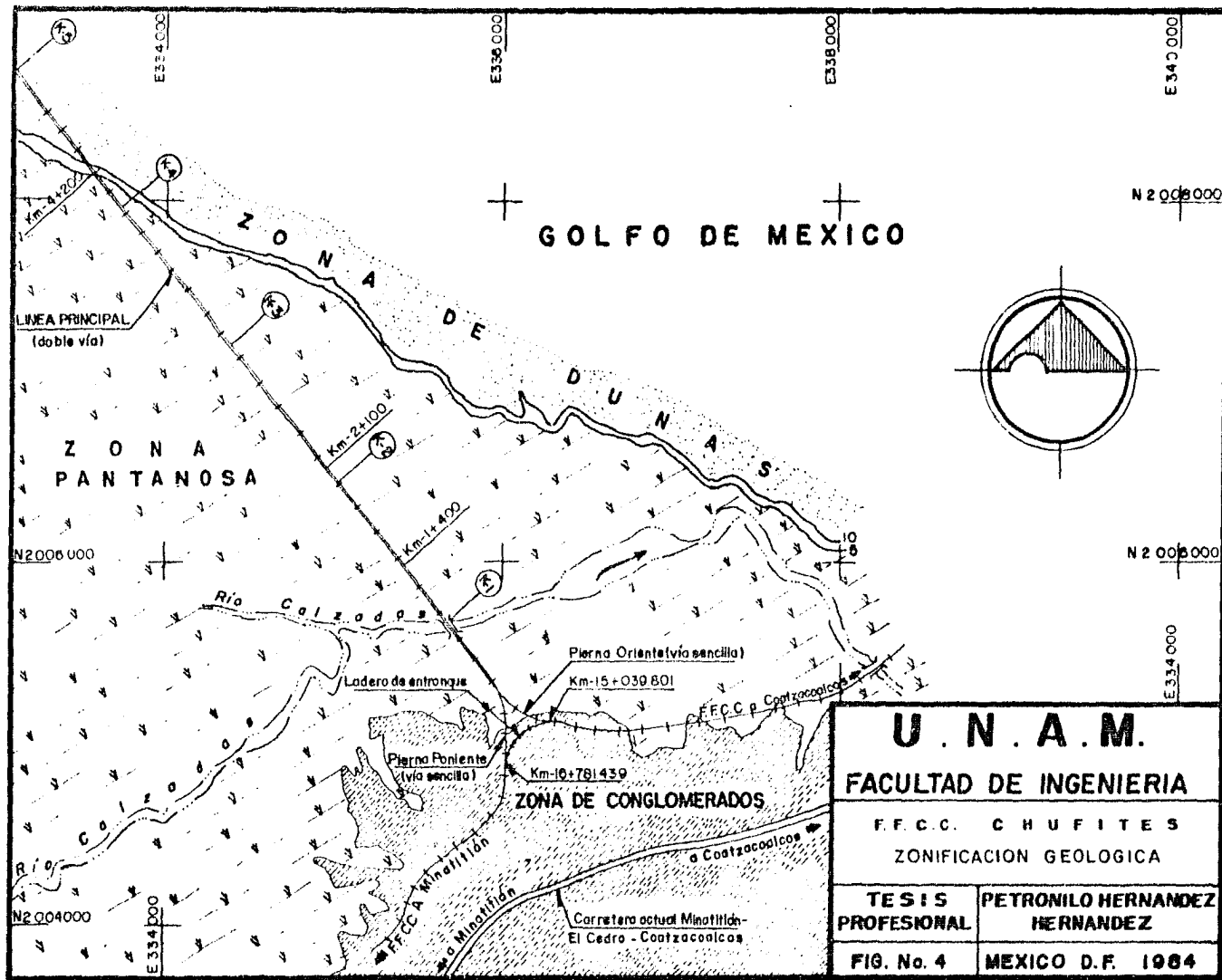
Lo dicho anteriormente se puede observar en la Fig. 4 (Zonificación geológica)

Para la unión del Ferrocarril Chufites y la línea Z de los Ferrocarriles Nacionales de México, ésta se llevará a cabo por medio de una línea de entronque. Este entronque será a través de un LADERO, el cual está localizado a 5 m a la izquierda de la línea Z de los Ferrocarriles Nacionales de México, la cual actualmente se encuentra en operación.

La construcción del LADERO será en terreno firme, por lo que será necesario ampliar los cortes y los terraplenes de la vía existente. Esto es con la finalidad de alojar otro cuerpo con un ancho de corona de 7.50 m a nivel de capa de sub-balasto.

En los ramales Oriente y Poniente, se construirán terraplenes con ancho de corona de 7.50 m y alturas de hasta 8.00 m. los cuales se desplantarán tanto en terreno firme como en zona de inundación (pantano)

Por su parte en la línea principal (Ferrocarril Chufites), se construirán terraplenes y cortes con ancho de corona de 12.50m y 7.50 m a nivel de sub-balasto.



U.N.A.M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
F.F.C.C. CHUFITES	
ZONIFICACION GEOLOGICA	
TESIS	PETRONILO HERNANDEZ
PROFESIONAL	HERNANDEZ
FIG. No. 4	MEXICO D.F. 1984

C A P I T U L O I V

ESTUDIO GEOTECNICO

Las vías terrestres, son obras que se construyen casi en su totalidad con materiales que constituyen la corteza terrestre; son los estudios geotécnicos los que proporcionan las características físicas y mecánicas de los materiales con que se construirá la obra vial, influyendo también con la determinación de las características geométricas.

Dichos estudios permiten elaborar los procedimientos de construcción adecuados a los diferentes tipos de materiales que se encuentren y prever problemas especiales que pudieran presentarse durante la construcción para proponer la solución adecuada; procurando el aprovechamiento de los materiales disponibles, de la manera más adecuada y económica según sus características. El costo de una obra vial, por estar sujeta al tipo de materiales y a los volúmenes que será necesario mover se ve influenciado en gran escala por los estudios geotécnicos.

"La Geotecnia puede ser definida como: Es el comportamiento mecánico de los suelos y rocas, es decir, el conocimiento de las deformaciones, de los esfuerzos, de su relación, de su variación con el tiempo, con el objeto de que las obras en que intervengan estos materiales sean simultáneamente, económicas, seguras y funcionales"

Los estudios geotécnicos para el proyecto de la cimentación de puentes son parte de los estudios aplicados al proyecto de vías terrestres, sin embargo, serán considerados como correspondientes al proyecto de estructuras y no se tratarán en esta Tesis.

PROYECTO GEOMETRICO

Como un paso previo a la elección de ruta de una obra vial, se efectúa un reconocimiento preliminar, iniciándose con el estudio de mapas existentes de la región, mostrando poblaciones, vías de comunicación si existen así como topografía y orografía en gran escala, en los que se fijan puntos llamados de control de acuerdo con las necesidades sociales, económicas y políticas de la región, cuantificados por el valor beneficio-costos; con estos datos preliminares se procede a hacer el reconocimiento por medio de vuelos en helicóptero o avioneta y un estudio comparativo de todas las posibles rutas que satisfagan los puntos obligados y resuelvan el tránsito de la región.

Los estudios geotécnicos se inician desde la elección de ruta, elaborando mapas fotogeológicos por medio de fotografías aéreas, sobre ellos se eligen varias rutas que se estudiarán con más detalle en función de las necesidades del proyecto geométrico y de los problemas constructivos que pudieran presentarse, deducidos a partir de fallas geológicas observadas, laderas inestables, materiales de baja calidad, drenaje deficiente, etc.

Sobre cada una de las rutas elegidas se hacen recorridos terrestres, ayudados por helicópteros en los cuales, ingenieros especialistas en localización intercambian opiniones con ingenieros especialistas en geotécnica y economistas para -- llegar a la elección de una ruta más funcional y económica de acuerdo con las condiciones topográficas, geológicas, hidráulicas y socioeconómicas de la región; se estudian varios anteproyectos de las rutas que cumplan especificaciones ge-

nerales de alineamiento horizontal y vertical correspondiente al tipo de obra vial en estudio; las especificaciones se fijan de acuerdo con los resultados de los estudios económicos efectuados por la Dirección de Planeación.

Una vez que se ha elegido la ruta se procede al proyecto del trazo definitivo, el cual puede realizarse, dependiendo principalmente de la densidad de la vegetación, por el método tradicional efectuado por una brigada de localización a base del levantamiento topográfico realizado en el campo por medio de tránsito, nivel y cinta, o por el método fotogramétrico consistente en la combinación de fotografías aéreas, estudiadas con estereoscopio, balplex (restituidores topográficos) y telurómetros (aparatos electrónicos para medir distancias); deduciéndose perfiles y secciones transversales.

El trazo definitivo consiste en alojar sobre la ruta una línea que reúna las mejores condiciones de alineamiento horizontal dentro de las limitaciones fijadas por el tipo de obra vial y la topografía de la zona. Sobre esta línea se trabajará para obtener toda la información necesaria encaminada al proyecto de rasante y drenaje óptimo.

Así pues un estudio geotécnico es el conjunto de estudios de campo y laboratorio, recorridos e inspecciones, análisis y cálculos que conducen al conjunto de recomendaciones y conclusiones necesarias para establecer las normas geotécnicas a que han de ajustarse los proyectos y los procedimientos de construcción de tales vías terrestres.

Al efectuarse un estudio geotécnico se distinguen dos etapas:

- a) Reconocimientos, exploración y levantamientos de datos en campo.
- b) Recopilación de información disponible, análisis de la misma, recomendaciones y finalmente la redacción del informe.

En la actualidad los trabajos efectuados en la primera etapa, se les ha dado en denominar: trabajos de campo y laboratorio, así mismo a los trabajos ejecutados en la segunda etapa; se les ha llamado trabajos de Ingeniería.

Para hacer más fácil los trabajos de campo, se aconseja dividir el tramo o zona de estudio, en la que se construirá la futura vía terrestre (Ferrocarril, Carretera, Camino o Aeropuerto), en zonas similares, tomando en cuenta características morfológicas.

Para la primera zonificación ha de efectuarse un recorrido por la línea, llenando unos cuestionarios, en los cuales deberán llevar los siguientes datos: características superficiales o morfológicas, descripción litológica y finalmente la descripción general de suelos.

En un estudio geotécnico deberá contener toda la información existente sobre el terreno de cimentación, tipos de materiales a emplear señalando su probable comportamiento futuro, y los tratamientos que se necesitarán en todos los suelos y rocas por usar, así como los procedimientos de construcción idóneos a utilizar.

Ahora bien, a lo largo de la zona o tramo en estudio, se pueden encontrar los siguientes problemas geotécnicos especiales: zonas pantanosas, zonas de inundación, fallas, inestabilidad de

taludes, erosiones remontantes, flujos de agua, nivel freático elevado, etc.

Toda información geotécnica se deberá presentar en forma clara, sencilla y sistematizada, traduciendo las características de las diferentes formaciones que existen en el campo y todos los datos pertinentes, a valores numéricos y recomendaciones escuetas que puedan ser tomadas en cuenta por el grupo encargado de ejecutar el proyecto, aún no siendo especialistas en geotecnia.

Por lo que respecta a nuestro estudio geotécnico del Ferrocarril Chufites, diré que al efectuarse dicho estudio, se cumplieron las dos etapas anteriores, en las cuales se hicieron reconocimientos, exploraciones y levantamientos de datos en campo y finalmente se recopiló la información anterior, se le hizo un análisis, se hicieron recomendaciones y finalmente se elaboró el informe.

Como parte del estudio geotécnico, diremos que la localización del Ferrocarril Chufites, se debió fundamentalmente a que en el lugar que fue proyectado el Puerto Industrial, hay una distancia mínima entre el Puerto Industrial y la Línea Z de los Ferrocarriles Nacionales de México. Ese fue un factor de suma importancia para la localización del Ferrocarril Chufites, ya que la finalidad o la función de este Ferrocarril es el de -- abastecer de material y equipo durante la construcción de las dos áreas: de Pemex y la TUM, es por eso que se le ha denominado vía férrea temporal de penetración al área del Puerto Industrial.

1.- OBJETO DEL ESTUDIO

La finalidad principal que se busca al realizar un estudio geotécnico, es la de proporcionar los datos necesarios para analizar el movimiento de materiales, y definir el método de construcción, procurando sea lo más práctico y económico posible, ya que las terracerías representan un alto porcentaje del costo total de una obra vial.

Un estudio geotécnico se inicia con la recopilación de la información disponible de la zona en estudio sobre: topografía, geología y comportamiento de las estructuras construidas en la zona. También se emplearán en la forma que más convenga: fotografías aéreas, planos topográficos, cartas geológicas, así como datos estratigráficos y tafológicos.

Efectuado el trazo ya definitivo en el campo de una ruta determinada, se procede a complementar el estudio geotécnico de la siguiente manera:

Se programa una serie de sondeos como pueden ser: pozos a cielo abierto y/o con posteadora, perforaciones con máquina (Penetración Estándar), etc., dependiendo del tipo de material por atacar. Este tipo de sondeos se realizan a través de la línea de trazo, basados en la observación de la configuración del terreno en el perfil, planta y secciones transversales, - planos que ya fueron elaborados en el estudio fotogramétrico, esta programación tiene como finalidad determinar su separación y profundidad, ya que están en función de los cortes que se presenten y de la homogeneidad en cuanto a materiales observados en la zona.

En cuanto a la programación, ésta no es definitiva, ya que - las observaciones hechas en el terreno al efectuarse los primeros sondeos se podrán realizar sondeos secundarios con el fin de tener una información lo más completa posible de la - estratigrafía de los materiales en la zona estudiada.

Cuando se tienen cortes con alturas mayores de 6.0 m. ya no - es económico efectuar pozos a cielo abierto (P.C.A), ya que para ello se requerirá de equipo especial de perforación, el cual no sería práctico utilizar. En estos casos se recurre a efectuar estudios geosísmicos de refracción, cuyos resultados relacionados con los estudios geológicos y con los de los sondeos, proporcionan una información muy completa para clasificar los materiales de acuerdo con sus características, siguiendo el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S).

Al mismo tiempo que se realiza la clasificación de suelos, se efectúan pruebas de compactación tipo Próctor Estándar SOP - por medio de las cuales se determinan los coeficientes de variación volumétrica a 90%, 95% y 100% de compactación mediante la relación entre el Peso Volumétrico Seco obtenido en el lugar (γ_{dn}) y el Peso Volumétrico Seco Máximo obtenido en - el laboratorio ($\gamma_{d\text{máx}}$).

El coeficiente de variación volumétrica es un número que expresa la relación entre el peso volumétrico seco en estado natural y el mismo concepto cuando el material está compactado a un cierto grado de compactación. Es conveniente expresarlo como:

$$C_{vv} = \frac{\gamma_{dn} / \gamma_{d\text{máx}}}{G_c}$$

Donde:

γ_{dn} - es el peso volumétrico seco del suelo en estado natural, en el lugar del que ha de ser extraído

$\gamma_{máx}$ - es el máximo peso volumétrico seco que puede obtenerse para ese suelo con la prueba de control de compactación que se está empleando

Gc - es el grado de compactación que se especifique para el caso (al 90%, 95% y al 100%)

El coeficiente de variación volumétrica permite establecer - los volúmenes de materiales que han de ser excavados y obtenidos en los bancos de préstamo, para llegar al volumen que se requiere en las terracerías; es un dato indispensable para llegar a los verdaderos costos de un proyecto dado.

En caso de manejar materiales constituidos por fragmentos - de roca, la expresión anterior no puede emplearse. De esta manera, en esos materiales, el coeficiente de variación volumétrica ha de ser estimado.

Para tener un conocimiento más detallado del estudio geotécnico, es necesario enviar todas las muestras al laboratorio para hacerles los ensayos correspondientes, con la finalidad de hacer una comparación de los resultados obtenidos en el campo con los obtenidos por los ensayos de laboratorio.

Con lo que respecta a los trabajos de campo, también se de termina el tratamiento probable que se le dará a los dife- rentes materiales, al utilizarlos en el cuerpo de terrace- rías, pudiendo compactarlos con equipo normal o bien ban-- dearlos con tractor.

De acuerdo con la dificultad que presenten los materiales para su explotación y carga se proporciona la clasificación para presupuesto de preferencia con las normas de S.O.P (hoy S.C.T), con la finalidad de obtener un costo aproximado del movimiento de materiales.

Un factor de suma importancia y que también forma parte de un estudio geotécnico, es la estabilidad de taludes princi- palmente en cortes, los cuales presentan un serio problema con el tiempo, la resistencia al esfuerzo cortante, homoge- neidad de los materiales, altura de corte, condiciones de drenaje, etc.

Otro dato que contiene el estudio geotécnico es relativo a las obras menores de drenaje, cuyo estudio consiste en propor-cionar una profundidad de desplante, capacidad de carga del terreno donde se cimentará la obra, tipo del material sobre el que se efectuará el desplante y finalmente el tipo de material de arrastre en el cauce del río o arroyo.

Una parte más del estudio geotécnico son las cbras complemen- tarias de drenaje, que se recomiendan para proteger tanto - las terracerías como al pavimento contra la acción del agua, por medio de cunetas, contracunetas, drenes, guarniciones la

terales, lavaderos, etc.

Cuando hace falta material para la construcción de terraplenes por no haber compensación, se hace necesario ubicar préstamos de materiales adecuados, así como también para la construcción de la capa subrasante, y en algunos casos para mejorar el terreno de cimentación cuando la capacidad de este sea baja.

Al final de un estudio geotécnico, para una obra vial, se dan recomendaciones y observaciones tendientes a aplicar los procedimientos económicos y funcionales para la construcción de terracerías.

2.- CARACTERISTICAS REGIONALES

A) LOCALIZACION Y EXTENSION

Geográficamente el Ferrocarril Chufites se encuentra localizado en la parte sur de la Laguna del Ostión, en la parte norte del Istmo de Tehuantepec y a 15 Km. al oeste de Coatzacoalcos, Ver., en las coordenadas 18°15' de latitud norte y 94°40' de longitud al oeste del Meridiano de Greenwich.

Este ramal tiene una extensión total de vías de 7.425 kilómetros, de los cuales 2.939 Km. son de vías sencillas incluyendo el ladero de entronque y 4.486 Km. de vías dobles.

Políticamente corresponde a las ciudades de Coatzacoalcos y Minatitlán, así también como a los municipios de: Chinameca y Pajapan. Las poblaciones más importantes de su entorno son:

Coatzacoalcos, Minatitlán, Chinameca, Jaltipan, Cosoleacaque, Acayucan, Tatahuicapan y San Juan Volador.

B) VIAS DE ACCESO Y COMUNICACION

La población de mayor importancia más próxima al trazo del Ferrocarril Chufites, es la ciudad de Coatzacoalcos, Ver., con la que se comunica por medio de la carretera Minatitlán-El Cedro, la cual es transitable en cualquier época del año, con un desarrollo de 30 Km. aproximadamente.

La ciudad de Coatzacoalcos, cuenta con servicios de ferrocarril, avión y barco. También cuenta con escuelas primarias, secundarias y preparatorias, así como escuelas de ciencias químicas, ingeniería, comercio y administración, dependientes de la Universidad Veracruzana. En Minatitlán funcionan también escuelas primarias, secundarias y preparatorias y en educación superior existen carreras de medicina, trabajo social y enfermería. Opera un Tecnológico con carreras de ingeniería química, electromecánica e industrial y administración de empresas.

Está en marcha el proyecto de las obras de Uxpanapa-La Cangrejera-Puerto Industrial El Ostión, lo que permitirá abastecer de agua en bloque a la zona industrial en su conjunto con - $20 \text{ m}^3/\text{seg.}$, de los cuales 8.5 m^3 se destinarán en una primera etapa al Puerto Industrial.

Existe además un camino pavimentado que comunica la porción noroeste del Ferrocarril Chufites con la ciudad de Minatitlán, partiendo de la rancharía de Jicacal y atravesando por San Juan

Volador, Pajapan y el poblado de Chinameca, hasta el entronque con la carretera trans-ístmica Minatitlán-Acayucan.

Dentro del programa para complementar y ampliar la infraestructura vial del puerto figuran los siguientes proyectos de vías terrestres:

1) Carreteras:

- a) Carretera Jaltipan-Puerto Industrial con 4 carriles y 33 Km. de desarrollo
- b) Ampliación a 4 carriles de la carretera Minatitlán-El Cedro con 18.70 Km. de desarrollo
- c) Camino Libramiento de Coatzacoalcos con 4 carriles con 11 Km. de desarrollo
- d) Puente Coatzacoalcos II aguas arriba del puente actual, sobre el río Coatzacoalcos.
- e) Bulevar costero de penetración al puerto con 4 carriles con 8 Km. de desarrollo
- f) Paso a desnivel de cruces múltiples en El Cedro

2) Vías férreas:

- a) Rehabilitación de las líneas de ferrocarril México-Coatzacoalcos y del ferrocarril Transístmico, con 44 Km. de nuevas vías, para integrar el puerto industrial con la red ferroviaria nacional.

- b) Ferrocarril Suburbano con doble vía y longitud de 26 Km. para el transporte masivo urbano entre Coatzacoalcos y el puerto industrial
- c) Vías férreas interiores temporales de penetración al - puerto industrial y específicamente al área de PEMEX y a la TUM (Primera Etapa Ferrocarril Chufites)

C) CLIMA Y VEGETACION

El clima que predomina en la región es tropical, húmedo con lluvias en verano y lluvias invernales que oscila entre 5 y 10.2% con respecto al porcentaje anual y las lluvias del mes más seco siempre son inferiores a los 60 mm., además se cuenta con poca oscilación térmica.

Generalmente llueve todo el año, sin embargo en octubre se registran las lluvias más copiosas con un promedio de 522.74 mm.

La precipitación media anual es de 2 700 mm. concentrada en su mayor parte entre los meses de junio a noviembre. Las lluvias de los meses más secos (marzo y abril), siempre son inferiores a los 60 mm.

La temperatura media anual es de 25.7°C, siendo más baja en el mes de enero 22.2°C, en tanto que la más alta se presenta a mediados del mes de junio 28.1°C.

Los vientos dominantes soplan del norte durante todo el año con variantes de nor-noreste de mayo a agosto. Se trata de vientos alisios modificados ligeramente en su dirección por -

condiciones regionales. Las velocidades promedio son de 3.2 a 4.2 m/seg. de mayo a septiembre, de 4.5 a 5.5 m/seg. de octubre a febrero y de 6.3 m/seg. durante el invierno.

El estrato vegetal se desarrolla bajo condiciones de clima tropical lluvioso y una topografía llana con levantamientos someros y aislados, factores ambos que propician un medio húmedo en el que se forma una extensa área cenagosa y algunas porciones pantanosas que la mayor parte del año, se mantienen inundadas y facilitan un exuberante desarrollo vegetal particular.

En general se distinguen los siguientes grupos vegetales:

- 1) Vegetación hidrófila (lirios y demás vegetales acuáticos)
- 2) Vegetación de dunas Costeras (pastizales)
- 3) Vegetación inducida (vegetación mixta)

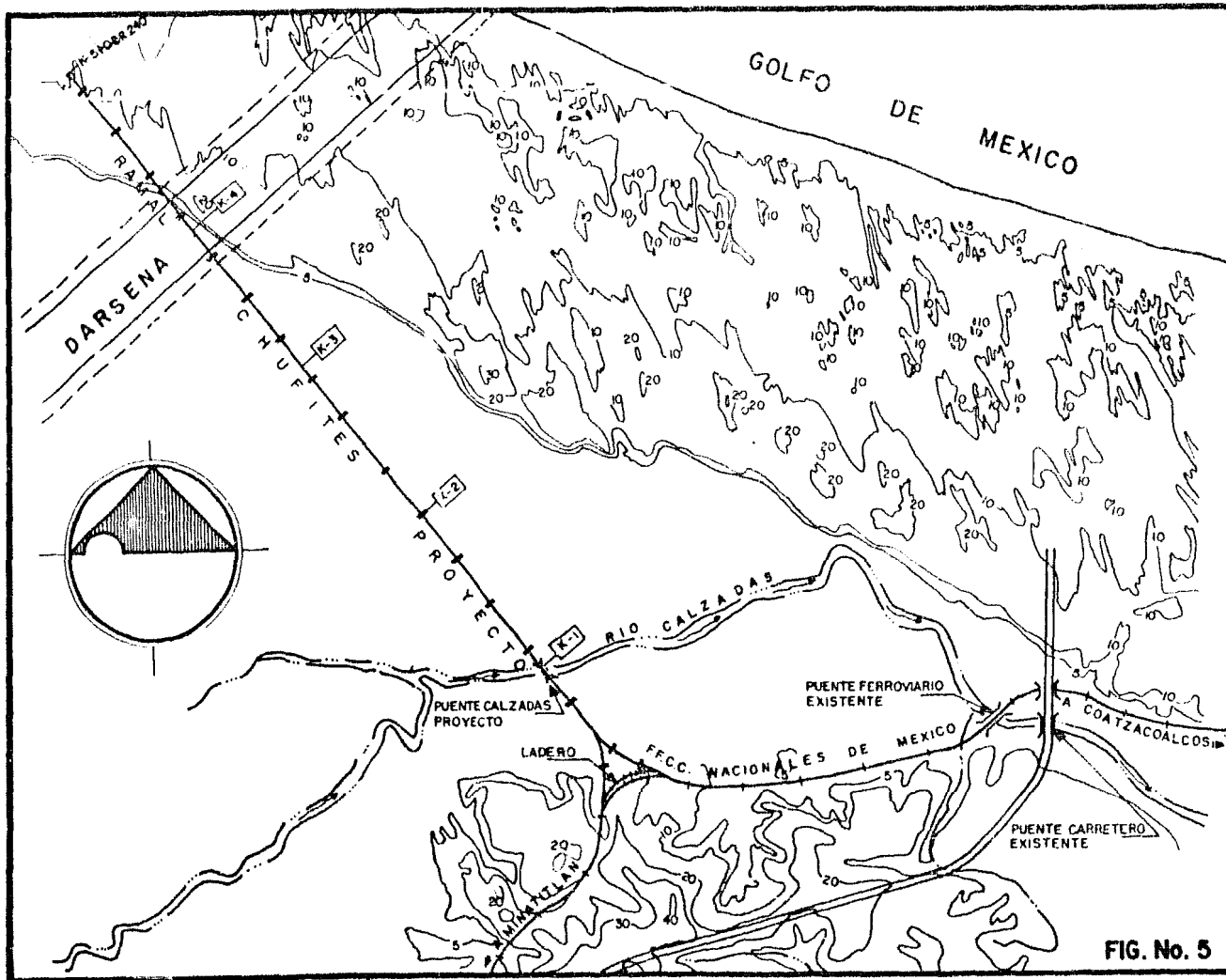
D) TOPOGRAFIA

El terreno donde se alojará el Ferrocarril Chufites, tiene una configuración topográfica que varía de lomerío suave a planicie llana.

El trazo del Ferrocarril Chufites, así como el trazo del lado de entronque presentan la siguiente configuración topográfica:

1) Ferrocarril Chufites:

Del Km. 0+000 al Km. 0+200 (desplante de los ramales Oriente y Poniente).....Lomerío



Del Km. 0+200 al Km. 4+200.....Planicie llana (Pantano)

Del Km. 4+200 al Km. 5+052.240.....Lomerío (dunas)

2) Ladero de Entronque:

Del Km. 0+000 al Km. 1+743.689.....Lomerío

En la figura No. 5 se puede observar un plano topográfico del trazo en estudio.

E) GEOLOGIA REGIONAL

La zona en estudio se ubica en la Planicie Costera del Sureste próxima al límite poniente de esta región geomórfica, constituido por la Sierra de San Martín Tuxtla. La planicie aluvial que aloja los cursos finales de varias corrientes, como el río Coatzacoalcos y su afluente el Calzadas, muestra depósitos importantes de sedimentos, entre los cuales divagan las corrientes en su curso hacia el mar.

La región estuvo cubierta por el mar durante el Mesozoico cuando durante el Mioceno-Plioceno emergieron al sur las rocas volcánicas que dieron lugar a la Sierra de San Martín Tuxtla, quedando aún las áreas vecinas de la Laguna del Ostión sepultadas en mares someros, depositándose sedimentos del Eoceno. Finalmente la región sufrió ligeros levantamientos que originaron la erosión de las partes altas durante el Pleistoceno a la fecha para formar la llanura aluvial.

Ha contribuido así mismo en forma importante a caracterizar el relieve la ocurrencia de los vientos alisios, que soplan del -

norte o del noroeste directamente en la región facilitando la formación de dunas de altura apreciable, paralelas a la línea del litoral, según se observan entre Coatzacoalcos y la Laguna del Ostión.

Los sistemas orogénicos son al noroeste de la antes mencionada Sierra de San Martín Tuxtla, al sur la Sierra atravesada y entre los ríos Coatzacoalcos y Calzadas ocurre una pequeña cadena denominada Bastonal.

Entre las rocas más antiguas, destacan las calizas que afloran al NE de Chinameca, que datan del Mesozoico y que yacen sobre sedimentos del Triásico-Jurásico.

Del Terciario Inferior, provienen los sedimentos arcillosos que comprenden a las lutitas marinas, orgánicas y aglomerados, cuyos afloramientos ocurren al NW de Jáltipan. Se muestran estas rocas en los lomeríos deformados por intrusiones dentro de un sinclinal, con un espesor de unos 3,000 m. Del Terciario Superior se tienen sedimentos arenosos, que se presentan en capas con interstratificaciones de arena arcillosa, eventualmente con arcilla carbonosa, tobas limosas y minerales de mica; estructuralmente estos sedimentos han sido deformados por intrusiones salinas y forman lomeríos con un espesor máximo de 500 m.

Durante el Terciario tuvieron lugar diferentes actividades volcánicas cuyos depósitos están constituidos por tobas y aglomerados que tienen estructura masiva y morfología de lomeríos y de cauces profundos, como se ha mostrado en la boca y las inmediaciones de la Laguna del Ostión, con formaciones ígneas de

tipo brechoide muy fragmentadas cuya actividad termina a principios del reciente.

Los depósitos aluviales, palustres y eólicos, que se manifiestan en acumulaciones de gravas y arenas empacadas en arcilla, arcillas orgánicas y limosas, orgánicas de pantano y arenas de medano, presentan morfología de lomerío y llanura con un espesor variable de 4 a 50 m.

E-1) GEOLOGIA ECONOMICA

La unidad conglomerado Pliocénico, tiene características suficientes para ser empleadas como material adicional en las obras de concreto; mediante un lavado previo con objeto de separar la sal, la cual es un elemento sumamente corrosivo; así como materiales arenosos y arcillosos.

Existen numerosos bancos de arena (unidad depósitos costeros), con el inconveniente de ser salobre. Cercano al área en la región de los Tuxtlas, existen grandes derrames de basalto, los cuales pueden ser empleados en la construcción.

Fuera del área estudiada, existen bancos de conglomerado oligomictico, silíceo, poco compactado, pero de gran potencialidad que puede satisfacer completamente las necesidades como material para la construcción del Ferrocarril Chufites. Dichos bancos se localizan en las proximidades del poblado de Chinameca, así como en los poblados de: Chamapa, Barrancas, Los Chufites y Calzadas.

F) HIDROGRAFIA

El área en consideración forma parte de la planicie costera del

Sureste de México, en ella predominan terrenos bajos y pantanosos con algunos lomeríos. La zona en estudio es drenada - principalmente por el río Coatzacoalcos, cuya cuenca tiene - 21,398 Km² de superficie, con recorrido de 320 km. y escurrimiento medio anual de 22,934 Hm³.

Entre sus afluentes del río Coatzacoalcos, debe citarse el - río Calzadas (corriente que drena a la zona en estudio), que fluye al río Coatzacoalcos en su margen izquierda, cuatro kilómetros antes de su desembocadura al Golfo de México en las inmediaciones del Puerto de Coatzacoalcos.

El río Calzadas está formado por dos afluentes principales: el río Mezcalapa y el río Huazuntlán, que bajan de la porción sur de la Sierra Volcánica de los Tuxtlas (Cerro de San Martín).

G) TECTONICA Y SISMICIDAD

Desde el punto de vista tectónico, la región pertenece a la Cuenca Salina del Istmo. Los domos salinos son estructuras - que se presentan en forma aislada, como domos de sal, o en - forma de masas intrusivas de gran extensión. Por disolución de la sal o por explotación, pueden quedar cavidades que en - un caso dado pueden ocasionar hundimientos de gran extensión. Se ha comprobado la existencia de domos salinos del tipo de masas intrusivas, al oeste del río Coatzacoalcos, al suroeste de Minatitlán y al suroriente de la Laguna de Pajaritos.

Para la región en estudio, se tienen tres grandes fallas de la corteza terrestre que cruzan el territorio del Estado de Veracruz y se internan en el Golfo de México, al norte de Coatzacoalcos.

Son las fallas denominadas Zacamboxo y de Clarión que corren -

sensiblemente paralelas en dirección W-E, y la probable falla del Istmo de Tehuantepec en dirección S-N. A ella están asociados los epicentros donde se han generado los sismos de mayores consecuencias en la región. "La zona de sismos frecuentes" (en el Estado de Veracruz) queda al sur del paralelo 18°39' N.

Se ha experimentado que es mayor el efecto sísmico en la trayectoria de las fracturas o fallas, así como en arenas de playa, terrenos blandos o mal consolidados.

En los últimos tiempos hay que tener presente la catástrofe sísmica del 3 de enero de 1920 en Cozautlán, y el terremoto del 26 de agosto de 1959 en Jáltipan, el cual causó víctimas y daños considerables, algunos de ellos asociados a fenómenos de licuación. En la Figura 6 se pueden observar estas dos fallas.

H) OCEANOGRAFIA:

La altura promedio anual de 80% de las olas que se producen en la costa, no excede de 1.80 m. procediendo fundamentalmente de las direcciones NE y E, sus períodos promedio están entre 4.5 y 6.5 seg., con longitudes que van de 35.7 a 66.6 m. En el lapso mayo-septiembre, el oleaje incrementa su actividad.

La zona se ve afectada por huracanes, durante los cuales se llegan a presentar vientos con velocidades superiores a 120 Km/Hr. la temporada de huracanes tiene lugar entre junio y octubre.

I) CONDICIONES LOCALES DEL SUBSUELO

En el presente tema se van a exponer las condiciones del subsuelo que prevalecen en las ciudades de Minatitlán, Coatzacoalcos y en el área de Pajaritos.

**SISMOS OCURRIDOS EN EL EDO. DE VERACRUZ
ENTRE 1879 Y 1967**

FECHA	(E)	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
I-28-1879	VI	III	III	III	III			
V-17-1879	VII	IV	IV	VI	VI			
VII-19-1882	IX-X	IV	IV	V	VI	II	III	III
V-13-1887	VIII	III	III	III	III			
VI-5-1897	IX	III	III	III	III	II	II	III
IV-18-1902	IX	IV	III	IV	IV	IV	IV	IV
IX-23-1902	III	III	III	III	III	IV	IV	IV
IV-18-1907	IX	III	III	IV	IV	III	III	III
III-26-1908	X	III	III	III	III	III	III	III
VII-30-1909	IX-X	III	III	III	III			
VII-31-1909	IX-X	III	III	III	III			
IX-5-1909	VIII	III	III	III	III			
V-31-1910	VII	III	III	III	III			
II-3-1911	X	IV	IV	VI	VI	III	III	III
VI-7-1911	X	III	III	IV	IV			
VII-27-1911	III	III	III	III	III	IV	V	IV
XII-16-1911	IX	III	III	III	III			
I-3-1920	XI	IV	VII	V	V			
II-9-1928	IX-X	III	III	IV	IV			
III-21-1928	X	III	III	IV	IV	III	III	III
IV-16-1928	X	III	III	IV	IV	III	III	III
VI-1-1928	IX	III	III	IV	IV	III	III	III
VII-4-1928	IX-X	III	III	III	III			
I-15-1931	VIII-IX	III	III	III	III			
XII-14-1935	IX	III	III	III	III	IV	IV	IV
VI-8-1937	VIII					III	III	III
VII-28-1937	X	IV	V	VI	VI			
IV-15-1941	X	III	III	IV	IV			
XII-7-1943	VII					III	IV	III
I-11-1946	VIII					VI	VI	VII
VII-11-1946	VII					IV	IV	IV
XI-7-1949	VI	V						
I-10-1953	VI					III	III	III
XI-9-1956	VIII	IV	III	IV	IV	III	III	V
VII-28-1957	IX	IV	III	IV	V	III	III	III
V-24-1959	VIII	IV	V	V	V	III	III	III
VIII-26-1959	VIII	IV	III	IV	IV	VII	VI	VII
VIII-27-1959	VII	IV	III	IV	IV	IV	IV	IV
VII-13-1960	VII					III	III	III
V-11-1962	VIII	III	III	IV	IV	III	III	III
V-19-1962	IX	III	III	IV	IV	III	III	III
XI-30-1962	VII					III	III	III
XII-6-1964	IX				IV			
IV-14-1965	VI				IV		V	IV
XII-6-1965	VI				IV		V	VI
VII-20-1966	VI	III			IV		V	VI
III-11-1967	VIII	VII	IV	IV	IV			

(E) EPICENTRO

De acuerdo con la relación precedente, el número de movimientos, sentidos y las respectivos intensidades en algunas poblaciones del Edo. de Ver. son los siguientes:

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Grado	Veracruz	Jalapa	Córdoba	Oaxaca	Minatitlán	Jáltipan	Coatzacoalcas
III	35	29	23	24	20	20	19
IV	17	7	23	21	9	9	11
V	4	5	6	6	5	6	2
VI	6	3	6	6	3	4	3
VII	2	1	1	1	3	2	3
VIII	1						

CARTA SISMICA DEL EDO. DE VERACRUZ

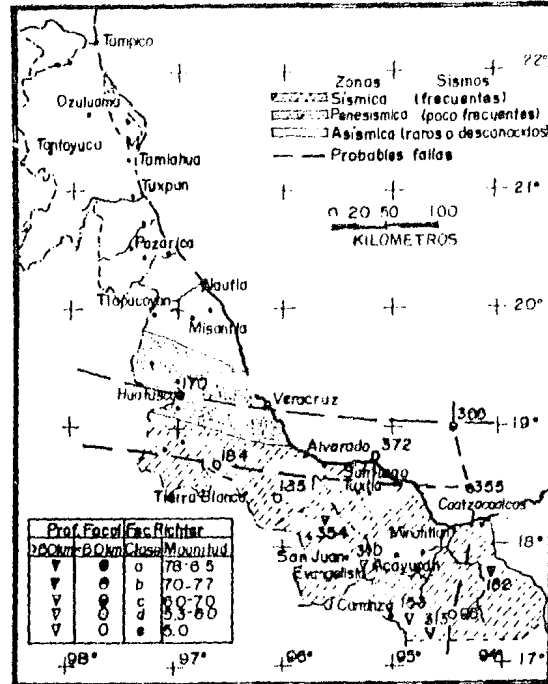


FIG. No. 6

1 AREA DE MINATITLAN

Minatitlán, Ver., es un municipio de 3,527 Km² de superficie con un área urbana de 12 Km². Se localiza en la margen izquierda del río Coatzacoalcos, a 22 km. de la desembocadura del mismo. La situación geográfica es latitud norte 18°02'; longitud oeste 94°35'; su altura máxima sobre el nivel medio del mar es 32 m. y la altura del espejo del agua del río sobre el mismo nivel es de 2 m. La precipitación pluvial media anual es de 2 786 mm; la población de la ciudad es de 70,000 habitantes y de 95,000 la del municipio. La temperatura alta extrema en la región es de 41°C.

Así en Minatitlán se presentan, en las partes altas, condiciones de subsuelo comunes a muchas de las lomas del poniente, en la margen izquierda del río; están éstas constituidas, a profundidad, por arenas muy compactas y arcillas muy duras, - consideradas como de la Formación Filisola del Terciario Superior (Mioceno) y por arcillas preconsolidadas, arenas semicomcompactas y mezclas de arcillas y arenas con diversos grados de oxidación, cerca de y en la superficie, que son en general - suelos residuales de la formación subyacente.

En las partes bajas, en cambio, prevalecen los depósitos aluviales de llanura de inundación, caracterizados por arenas finas sueltas y arcillas blandas de alta plasticidad y alta compresibilidad y por turbas y otros suelos típicos de pantano.

La carretera Transistmica, que une a Minatitlán con Coatzacoalcos, está desplantada en su mayor parte, en depósitos de este tipo.

2 AREA DE COATZACOALCOS

La ciudad de Coatzacoalcos, Ver., se localiza en la desembocadura y sobre la margen izquierda del río del mismo nombre con latitud N 18°08.6' y longitud W 94°24.8', y tiene una altitud media de 7 m. sobre el nivel del mar.

La ciudad de Coatzacoalcos, por otra parte, se localiza en el cordón litoral, sobre los médanos y dunas inmediatas al Golfo de México; es decir, los suelos de apoyo de sus construcciones urbanas son fundamentalmente de origen marino y eólico; en su mayoría son arenas medias y finas, uniformes, de compactidad suelta en la superficie y de compactidad media a alta a profundidad. Todas las instalaciones portuarias, en cambio, se encuentran a orillas del río, y las ampliaciones a éstas se han resuelto en áreas de inundación del mismo, al sur de la ciudad donde es frecuente encontrar arenas finas sueltas y arcillas blandas de alta compresibilidad.

Para conocer el tipo de subsuelo en esta área, se dividió en dos zonas: Zona de Inundación y Zona Alta.

Zona de Inundación:

En esta zona se tiene, una secuencia de depósitos principalmente de origen fluvial, constituidos en la parte superficial por arenas uniformes, muy sueltas a medianas, con un espesor de 2 a 4 m., a las que subyacen arenas poco limosas, limos arenosos de baja plasticidad, arenas limpias, medias a finas, de compactidad mediana a compacta y arcillas limosas de plasticidad media a alta con una apreciable cantidad de materia orgánica, debajo, y a profundidades del orden de 18 m., se encuen-

tran arenas limpias y arenas poco limosas con bolsas de arcilla. Esta secuencia se encuentra a lo largo de la margen izquierda del río Coatzacoalcos, en la parte comprendida entre la carretera a Villahermosa, Tab. y la calle conocida como "Camino Transístmico".

Zona Alta:

En la zona alta que es donde está ubicada propiamente la ciudad, se han encontrado en el sub-suelo, arenas de playa y de dunas y médanos en espesores que van de los 20 a los 30 m., cuya compacidad, como es de esperar, dado su origen aumenta con la profundidad, la compacidad varía de muy suelta a suelta en las arenas que se encuentran desde la superficie hasta 4 m. de profundidad; a continuación hay arenas medianamente compactas cuyos espesores varían de los 10 a los 20 m. y, finalmente, arenas de compacidad alta, cuya frontera superior se localiza - aproximadamente a 15 m. de profundidad respecto a la superficie del terreno, y cuyo espesor pasa de los 15 m.

3 AREA DE PAJARITOS

En la margen derecha del río Coatzacoalcos, y situada aproximadamente entre la barrera de médanos inmediata a la costa, al norte, la Carretera a Villahermosa, Tab., al sur, y la de los Ferrocarriles Nacionales de México, al oriente, se encuentra - el Area de Pajaritos.

En esta área se pueden establecer dos zonas con condiciones de subsuelo diferentes: la Zona Baja o Zona de Inundaciones y la Zona Alta o Zona de Lomas.

Zona Baja:

El subsuelo en la Zona Baja puede considerarse constituido - por dos secuencias de depósitos, que se denominarán Superior e Inferior. La Superior, que alcanza espesores entre 17 y 22 m., es aluvial reciente, y está constituida por depósitos, en su mayor parte fluviales y en menor proporción eólicos, constituidos por arcillas, limos y arenas finas, y mezclas de ellos, por lo general blandos y sueltos. La inferior es una secuencia antigua, que está formada por lechos muy compactos de arenas gruesas y medias con algo de gravas, y de arcillas arenosas - fuertemente preconsolidadas, aparentemente de origen tanto máxino como aluvial, que según los estudios del área, se formaron en el Mioceno Medio y Superior y en el Pleistoceno. Abundan, en las dos secuencias los materiales de colores verdes y blancos con tonos grises, aunque hay también algunas partes en los depósitos compactos profundos, de color amarillo, probable indicio de oxidación.

Zona Alta:

El subsuelo de la Zona Alta o Zona de Lomas, contrasta con el de la Zona Baja o Zona de Inundación en diversos aspectos:

- a) En la variedad y disposición de los suelos: hay lomas formadas casi enteramente de arena, los médanos, y hay otras en que se alternan arenas con arcillas y limos en disposiciones y mezclas tan desordenadas que es muy difícil encontrar correlación entre dos sondeos, aún cuando estén uno - cerca del otro.
- b) En el grado de saturación. En todas las partes elevadas que sobresalen del agua, los suelos están parcialmente saturados. La profundidad del N.A.F. es variable, coincide con el

nivel de agua en el río o la laguna, en las faldas de las lomas, y sube hasta 5 m. respecto a este nivel en el interior de éstas.

- c) En los colores. Abundan en esta zona los suelos de colores cafés, rojizos, anaranjados y amarillentos, que revelan procesos más o menos avanzados de oxidación.

En los reconocimientos de geología superficial, en elevaciones aledañas al Area de Pajaritos, se han identificado afloramientos del Mioceno Medio y Superior, principalmente de las formaciones Paraje Solo y Agueguexquite.

Comparando esta descripción, que es muy general con la de los suelos que se localizan en las lomas del área que no son de evidente origen eólico (médanos), o de depósitos recientes de costa, se pueden encontrar semejanzas en composición y en color que podrían inclinar a considerar a estos suelos como productos alterados o residuales de las formaciones citadas.

3.- EXPLORACION Y MUESTREO DE SUELOS

Para diseñar la cimentación de una obra civil o una estructura de tierra, el proyectista necesita conocer la estratigrafía y propiedades del suelo; éste conocimiento se obtiene a través de exploración, obtención de muestras y pruebas de laboratorio.

La exploración se lleva a cabo en tres fases:

- a) Reconocimiento Superficial del lugar
- b) La exploración preliminar
- c) La exploración detallada incluyendo el muestreo.

El reconocimiento superficial del lugar consiste en la observación de la información disponible. Esta información puede ser: Topografía, Geología, Hidrografía, Hidrología, Clima, Vegetación, etc. Se emplearán, en la forma que convenga, fotografías aéreas, planos topográficos, cartas geológicas, así como datos estratigráficos y edafológicos.

La exploración preliminar consiste en hacer recorridos a pie, a través del trazo. En el recorrido se van levantando todos los datos relacionados con problemas geotécnicos tales como: zonas de corte, zonas de terraplén, cruce de oleoductos, gasoductos, y líneas de alta tensión, así como cruce de ríos, arroyos, etc.

La exploración detallada incluyendo el muestreo consiste en conocer la estratigrafía a lo largo del trazo de que se trate. Para conocer la estratigrafía, es necesario hacer determinados sondeos, estos sondeos pueden ser: pozos a cielo abierto, perforaciones con máquina, etc. conjuntamente a los sondeos, deberá efectuarse el muestreo, el cual consiste en la extracción de muestras a determinadas profundidades del sondeo que se trate.

La confiabilidad de un estudio geotécnico que se realice depende de los trabajos de exploración, por tanto, estos deben realizarse en forma cuidadosa, siguiendo métodos y normas adecuadas.

A) TIPO DE SONDEOS

En un estudio geotécnico para terracerías de una obra vial, es necesario efectuar la clasificación de suelos, así como la determinación de sus características y estratigrafía, esto sólo es posible mediante la exploración de la corteza terrestre.

Los métodos de exploración e investigación del subsuelo se dividen en dos grupos: Directos e indirectos.

Directos.- Son aquéllos métodos en que el reconocimiento de los materiales sea a través de las muestras representativas, obtenidas en el sondeo.

Indirectos.- Son aquéllos métodos en los que no se obtiene muestra alguna y cuyos resultados son obtenidos en forma indirecta.

1) LOS METODOS DIRECTOS SON:

- a) Excavaciones a cielo abierto, con muestreo alterado e inalterado
- b) Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares
- c) Métodos de lavado
- d) Método de penetración estándar
- e) Método con tubo de pared delgada (Tipo Shelby)
- f) Perforaciones en boleos y gravas, percusión
- g) Métodos rotatorios para roca

2) LOS METODOS INDIRECTOS SON:

- a) Veleta
- b) Método de penetración cónica (dinámica y estática)
- c) Geofísicos
 - 1) Método geofísico de refracción
 - 2) Método de resistividad eléctrica
 - 3) Método de relación de caídas de potencial

Normalmente la exploración para elaboración de un estudio geotécnico se efectúa mediante sondeos a cielo abierto y posteadora, esto se realiza en zonas firmes, pero en zonas inundadas (pantanos), definitivamente estos métodos no son aplicables. - Para estos casos se usan los Métodos de Penetración Estándar y Tubo de pared delgada (Shelby), los cuales fueron usados en la exploración del Ferrocarril Chufites, por lo que únicamente se detallaran en su descripción estos métodos directos, así como también la prueba de la veleta (método indirecto).

- a) Pozos a cielo abierto. - Este sistema consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda bajar directamente a examinar los diferentes estratos del subsuelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo.

Desgraciadamente este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades a causa sobre todo, de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático (NAF). La excavación se encarece mucho cuando son necesarios ademes y haya excesivos traspaleos a causa de la profundidad.

Se recomienda que siempre que se haga un pozo a cielo abierto (P.C.A), se lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación hecho por un técnico conocedor.

Si durante la excavación se requiere ademe en el pozo, puede usarse madera o acero; por lo regular, el ademe se hace con tabloncillos horizontales, pero deberán ser verticales y bien -

hincados si se tuviesen suelos friccionantes situados bajo el nivel freático (N.A.F). Este procedimiento se puede observar en la Figura No. 7

La separación y número de sondeos o excavaciones depende de la topografía y la geología del terreno así como la importancia de la obra.

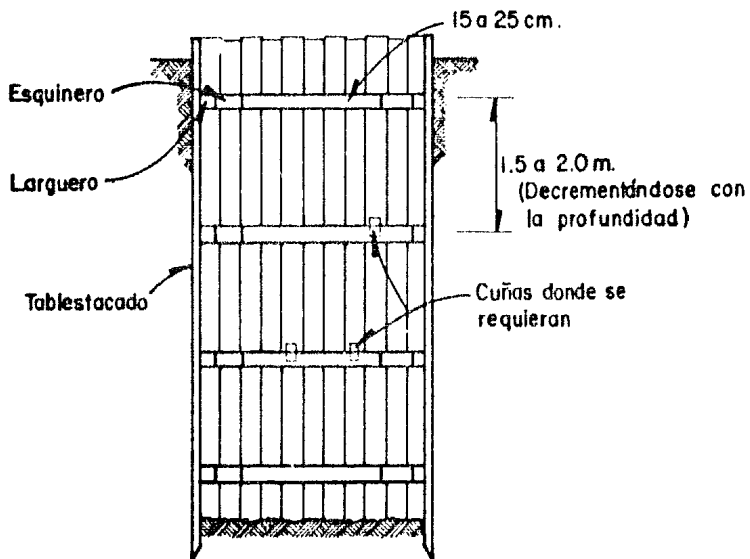
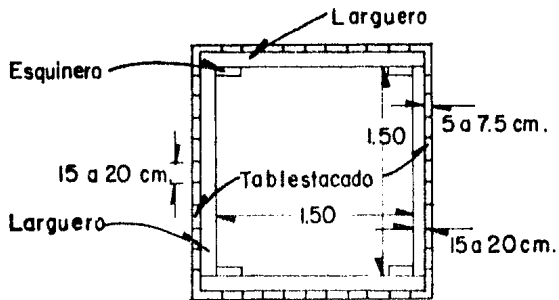
La profundidad de la excavación, queda a criterio del técnico en suelos, variándola de acuerdo con las características del subsuelo, generalmente esa profundidad se toma entre 1.50 m. y 3.00 m.

Se considera que una profundidad máxima de 1.50 m. bajo la subrasante es suficiente, en zonas de terraplenes, debido a que más abajo de esta profundidad, los esfuerzos transmitidos desde la superficie ya no producen efectos de importancia.

Con lo que respecta al número de sondeos, generalmente se recomienda que en préstamos laterales continuos y en materiales homogéneos, los sondeos (P.C.A) no se hagan a distancias mayores de 250 m. y a una profundidad suficiente para poder definir el piso de explotación.

- b) Método de penetración estándar. - Este método es, entre todos los exploratorios directos quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona información más útil en torno al subsuelo.

El penetrómetro estándar consiste de un tubo muestreador,



U . N . A . M .

FACULTAD DE INGENIERIA

F.F.C.C. CHUFITES

**ADEMADO PARA UN POZO
A CIELO ABIERTO**

**TESIS
PROFESIONAL**

**PETRONILO HERNANDEZ
HERNANDEZ**

FIG. No. 7

MEXICO D.F. 1984

el cual se hinca a percusión y rescata muestras alteradas para identificar los suelos y realizar pruebas índice; el número de golpes necesarios para hincarlo se correlaciona con la resistencia al corte del suelo.

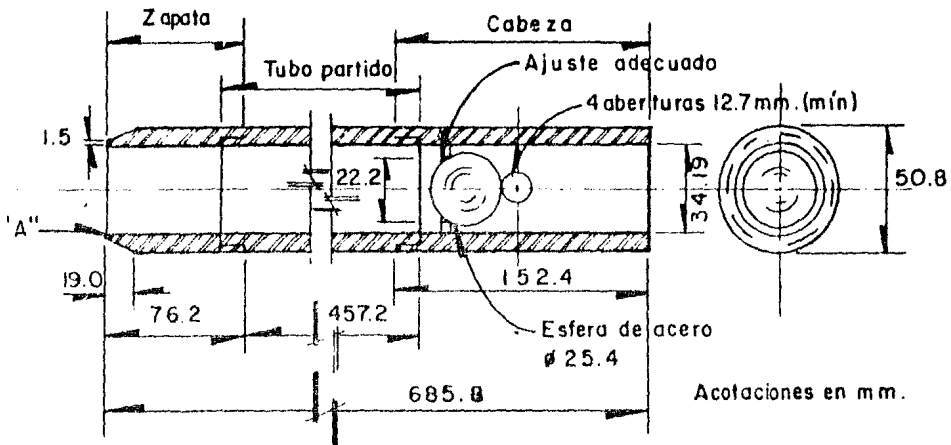
El campo de aplicación de este método es en materiales granulares finos, pero también se emplea en suelos cohesivos.

El penetrómetro estándar debe tener las dimensiones que se muestran en la Figura 8-a, la zapata debe ser de acero endurecido y debe sustituirse cuando pierda su filo. El tubo intermedio puede ser de media caña (partido) ó entero, en cuyo caso se identifica como tubo liso, y debe tener las mismas dimensiones.

La válvula de la cabeza permite la salida del azolve durante el proceso de hincado y evita que la muestra salga del penetrómetro durante la extracción. Se puede integrar en el muestreador una canastilla ó trampa para retener las muestras de arena suelta (Figura 8-b).

En la Figura 8-c se presenta un penetrómetro que cumple las condiciones geométricas convencionales.

El equipo de hincado consta de una masa golpeadora de acero de 64 Kg. (Figura 8-d) que cae desde 76 cm. (30 in), guiada con una barra de 19 mm. de diámetro. El diámetro de la masa golpeadora es generalmente de 15 cm. El penetrómetro se hinca en el fondo de una perforación hecha con el procedimiento y equipo que aseguren el mínimo de azolves en el fondo y la estabilidad de las paredes de la perforación.



NOTAS :

- El tubo partido puede ser de 38.1 mm de diámetro interior para introducir un forro de 1.5 mm. de espesor.
- Se permite el uso de trampas de paso
- Las aristas en "A" deben estar ligeramente redondeadas

FIG. No. 8 - a PENETROMETRO ESTANDAR

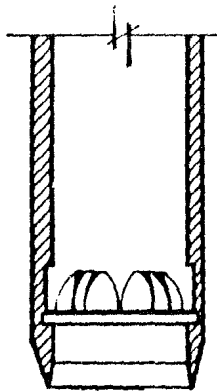


FIG. No. 8 - b TRAMPA DE PASO

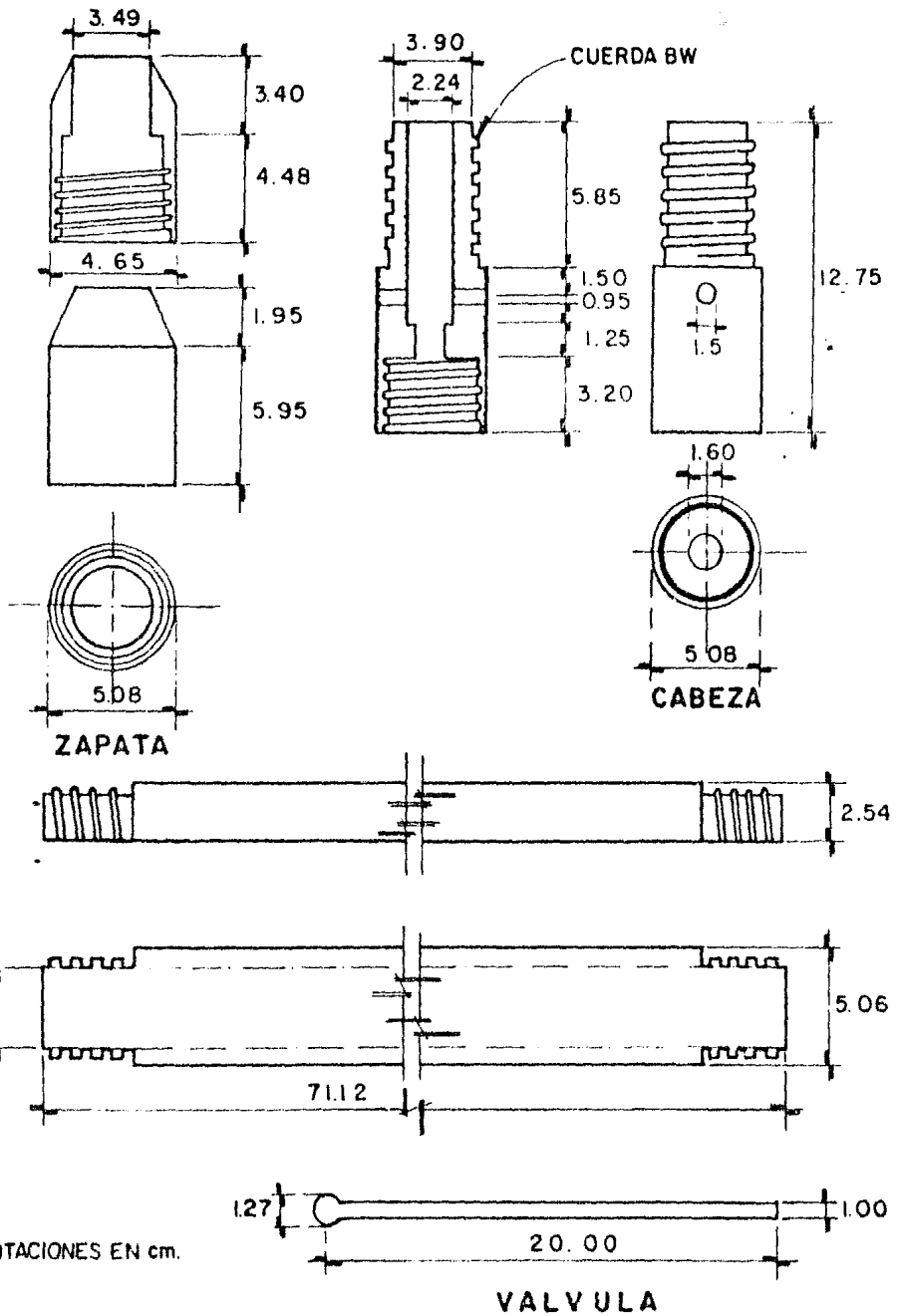


FIG. No. 8-c PENETROMETRO ESTANDAR

FIG. No. 8 - d
MARTINETE DE 64 Kg.

ACOTACIONES EN cm.

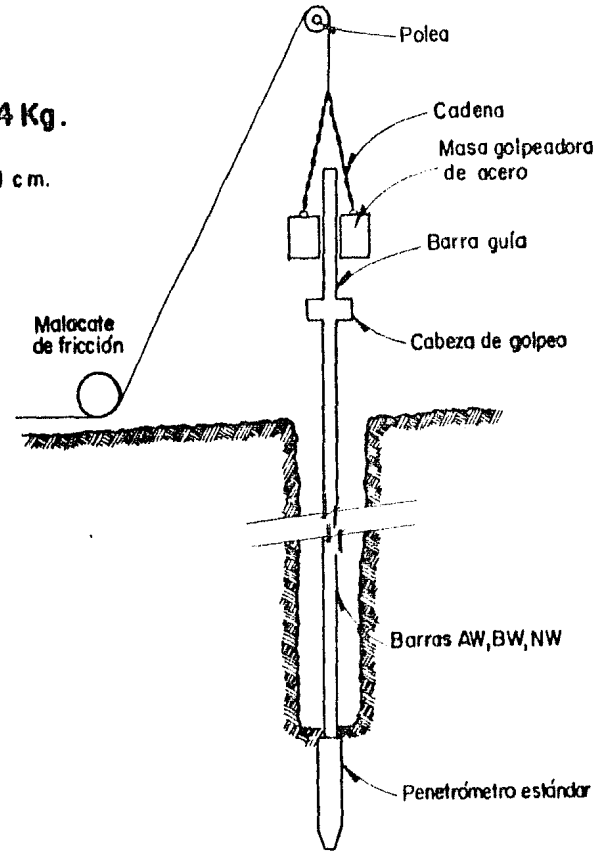
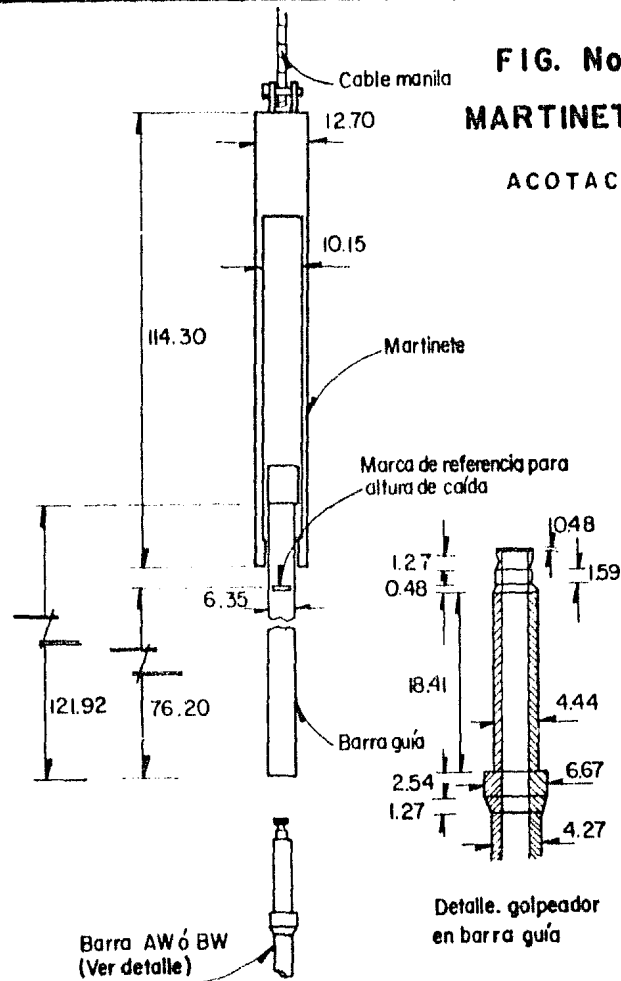


FIG. No. 8 - e
PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

Se puede emplear ademe metálico en suelos poco estables o bien recurrir al uso de lodos de perforación. El diámetro mínimo de la perforación es de 7.5 cm.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro estándar 45 cm. empleando una masa de golpeo de 64 Kg. con caída libre de 75 ± 1 cm., contando el número de golpes para 3 segmentos de 15 cm. Se define la resistencia a la penetración como el número N de golpes en los últimos 30 cm. Si el penetrómetro no se puede hincar los 45 cm. la prueba se suspende cuando se han alcanzado 100 golpes y por extrapolación se deduce el número de golpes N. La intención de no considerar los primeros 15 cm. es evitar la zona de alteración que se produce por la perforación. El control de la profundidad de hincado se hace marcando señales en las barras de perforación con referencia a un punto fijo. En la Figura 8-e se puede observar el procedimiento de hincado.

Una vez hincado el penetrómetro los 45 cm., se sube a la superficie y se extrae la muestra de él.

La muestra se debe clasificar cuidadosamente de acuerdo con el criterio de campo del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y se debe describir con símbolos y con los adjetivos más precisos.

Para llevar a cabo todo esto, es necesario contar con un registro de campo tipo, en este registro se vacía toda la información relacionada con el sondeo; esta información será: el número de golpes de cada prueba, la clasificación de los

suelos, información complementaria y además incluye varios renglones de notas (observaciones) para agregar todo lo imprevisto que sea significativo, como tipo de lodo empleado, pérdidas del fluido, artesianismo, etc.

Durante los trabajos de perforación, deberá estar a cargo un ingeniero supervisor, el cual definirá la frecuencia con la que deben efectuarse las pruebas.

Posteriormente de haber clasificado la muestra, ésta se protege con bolsas de plástico y se adhiere en éllas la etiqueta de identificación.

Con toda la información obtenida en el campo, en gabinete se elabora el perfil del sondeo, por otro lado la clasificación S.U.C.S. queda sujeta a modificaciones cuando se determinen las características de plasticidad en el laboratorio.

La forma de la gráfica y la clasificación de los suelos -- permiten conocer la estratigrafía del sitio; para calificar la consistencia de los suelos cohesivos o la compacidad de los suelos granulares se recurre a correlaciones empíricas.

Conocido N se define la posible resistencia a compresión - simple (q_u) y la consistencia del suelo, que varía de muy blanda a durísima.

- c) Método con tubo de pared delgada (Tipo Shelby). - El tubo de pared delgada, conocido también como "tubo shelby", se hinca a presión en el suelo para recuperar muestras relativamente inalteradas. Este muestreador es el de uso más defini

do para el muestreo de suelos finos, blandos o semiduros y opera arriba o abajo del nivel freático (N.A.F).

Este muestreador está constituido por un tubo metálico, - usualmente acero o latón, montado en una cabeza que lo une a la columna de barras con que se hinca, aplicando presión desde la superficie.

El tubo es usualmente de 7.5 ó 10 cm. de diámetro exterior con espesor máximo de pared de 1.5 mm. y longitud generalmente de 90 cm. La cabeza tiene perforaciones lateralés para aliviar la presión dentro del muestreador y una válvula para proteger a la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan al extraerlo.

En la Figura 9-a, se presenta este muestreador con dos tipos de unión entre el tubo metálico y la cabeza.

El hincado de este muestreador origina esfuerzos que se -- ejercen sobre la muestra (Figura 9-b).

Donde:

- W = Peso de la muestra
- P = Presión del fluido sobre la muestra
- N = Fuerza normal
- F = Fuerza de fricción
- U = Presión de poro en la base
- R_T = Resistencia a la tensión del suelo*
- H = Longitud hincada
- L = Longitud de la muestra

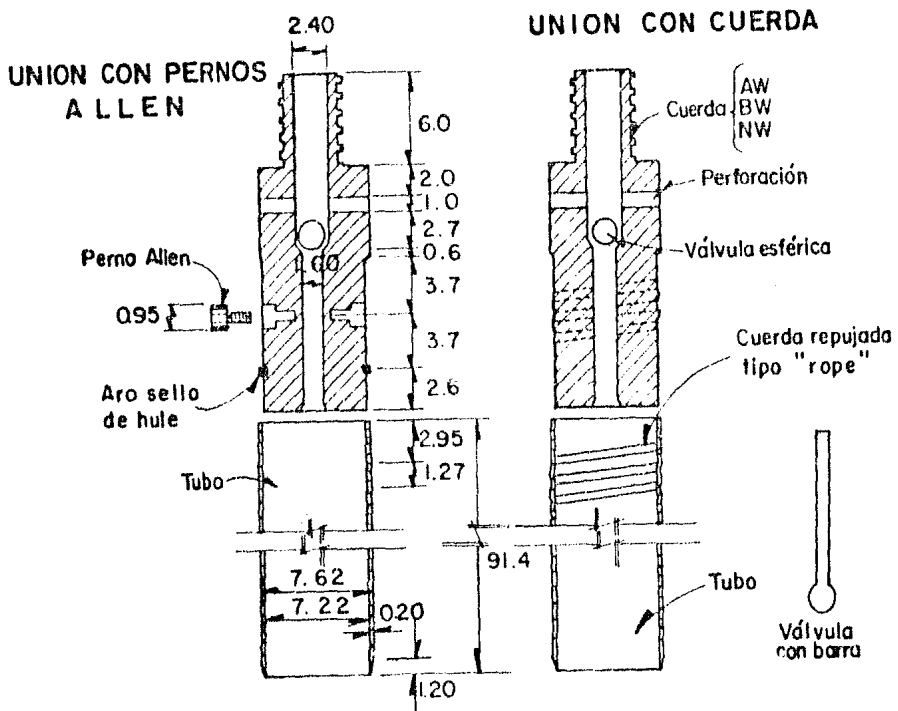


FIG.No.9-a TUBO DE PARED DELGADA

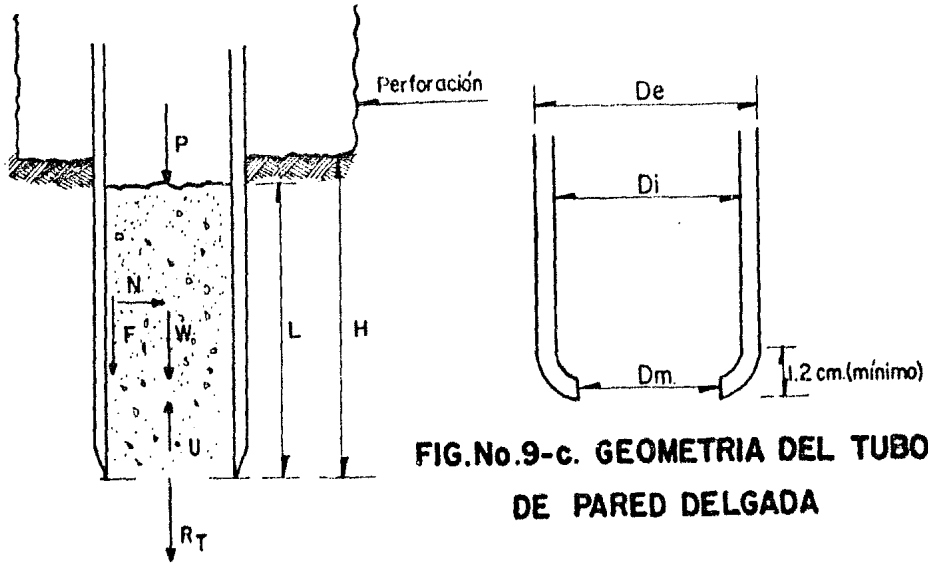


FIG.No.9-c. GEOMETRIA DEL TUBO DE PARED DELGADA

FIG.No. 9-b ESFUERZOS DE MUESTREO

Las fuerzas normales y de fricción se reducen cuidando que la punta del muestreador tenga la geometría adecuada (Figura 9-c) y se cumplan las relaciones geométricas siguientes:

$$\text{Relación de áreas} = \frac{D_e^2 - D_m^2}{D_m^2} < 10 \%$$

$$\text{Relación de diámetros} = \frac{D_i - D_m}{D_m} < 2 \%$$

Donde:

De = Diámetro exterior

Di = Diámetro interior

Dm = Diámetro de la muestra

La presión del fluido sobre la muestra es muy significativa durante la extracción, por ello las barras deben sacarse lentamente pues la muestra se puede salir por exceso de presión en caso de que la válvula no selle correctamente.

Para la extracción, si la resistencia a la tensión es significativa, se gira el tubo antes de subirlo para romper la base de la muestra.

La calidad de la muestra se juzga por la relación de recuperación expresada por:

$$\text{Rec} = \frac{L}{H} (100)$$

Donde:

Rec = Relación de recuperación

Un muestreo de buena calidad es aquél en el que la relación de recuperación se acerca al 100%. Los tubos deben estar - pintados por dentro para reducir la corrosión.

Este muestreador se hinca a velocidad constante entre 15 y 30 cm/seg. una longitud de 75 cm. (considerando tubos de -- 90 cm. de largo), para dejar 15 cm. libres donde se alojen los azolves que pudieran quedar; se deja un minuto estático para que la muestra expanda en el interior y aumente su adherencia; se gira el muestreador para cortar la base de - la muestra y se saca al exterior donde se limpia, clasifica según el SUCS, y se protege con material adecuado para muestras inalteradas (brea, parafina, manta cielo, brecha, etiquetas, etc.). Para poder llevar a cabo todo esto se necesita un registro de campo, en el cual se anotan todos los datos generales del sondeo. Estos datos son: la profundidad de la parte superior de la muestra, la presión del sistema hidráulico de la fuerza axial de la perforadora, la relación de recuperación y la hora de extracción de la muestra.

Finalmente en el tubo se adhiere una etiqueta de identificación, agregándole la relación de recuperación.

- d) Veleta. - La prueba de veleta sirve para medir la resistencia al corte del suelo en estado natural o remoldeado. La veleta es esencialmente una varilla de acero con cuatro placas verticales delgadas también de acero, que se hinca en el suelo y que al girar genera una superficie de falla cilíndrica; - dispone de un mecanismo para la medición del par necesario - para producir la falla, que puede ser tan simple como una - llave de torsión calibrada.

El campo de aplicación de las veletas ha sido tradicionalmente los suelos cohesivos blandos, pero también existen veletas para suelos cohesivos duros. Las ventajas principales de la prueba de veleta son la rapidez y la economía con que se puede obtener información.

Existen actualmente dos tipos de veletas: la veleta convencional utilizable en suelos blandos y la veleta para suelos duros. La veleta convencional está formada por cuatro navajas de acero montadas en una varilla también de acero (Figura 10-a), la altura H de la veleta varía entre 5 y 20 cm. Las navajas son delgadas y afiladas, para que alteren lo menos posible al suelo, la relación entre el área transversal de la veleta y el área transversal de la zona de falla debe ser igual o menor que 6.5%.

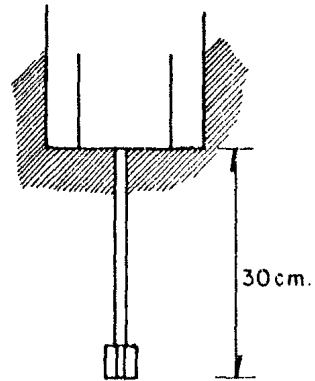
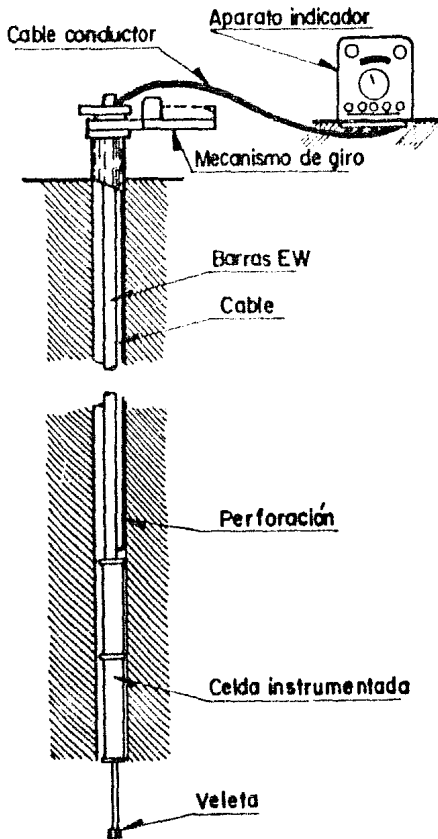
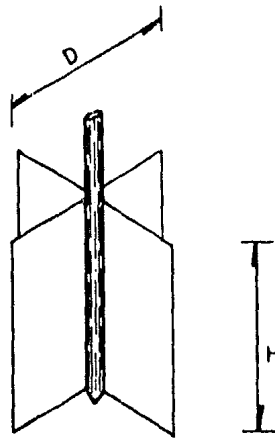
La veleta para suelos duros está constituida por una corona de ocho navajas radiales de 1 cm. de ancho y 2 cm. de altura, montadas en un tubo de 4.1 cm. de diámetro con perforaciones laterales que permiten la salida del agua azolve.

En ambas veletas el momento de torsión se provoca desde la superficie con un mecanismo manual el cual mide el α de giro; el momento se transmite mediante una columna de barras de acero de 3.49 cm (BW) de diámetro y se mide con una celda sensible, instrumentada con deformímetros eléctricos.

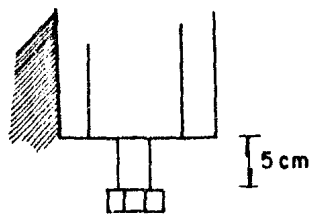
La operación de ambas veletas es similar: se hince la veleta que quede en la zona no alterada por la perforación; la veleta convencional se hince 30 cm. y la de suelos duros 5 cm., este hincado se hace por medio de gatos hidráulicos de la máquina perforadora usada en el sondeo.

FIG. No. 10-a
VELETA CONVENCIONAL

H mínimo = 5cm.
H máximo = 20cm.



1) Suelos blandos



2) Suelos duros

FIG.No.10-b PRUEBA DE VELETA

En la Figura 10-b se muestra esquemáticamente la preparación de la prueba. La etapa de falla se hace con una velocidad de rotación de 4 a 6 grados por minuto, la falla se alcanza entre 3 y 10 minutos. Una vez alcanzada la falla se gira la veleta a una velocidad mayor durante un minuto, generalmente 200 grados por minuto, para remoldear el material, y después se reanuda la prueba a la misma velocidad anterior para definir la resistencia remoldeada.

Las pruebas realizadas con veletas convencionales se interpretan considerando una distribución de esfuerzos uniforme en el área lateral del cilindro de corte y triangular en las caras del cilindro (Figura 10-c), esta hipótesis conduce a la expresión para la resistencia al corte (S_v).

$$S_v = \frac{K \Delta L}{3.66 D^3}$$

Donde:

K = constante de calibración

ΔL = deformación de la celda sensible

D = diámetro de la veleta

Las pruebas realizadas con veletas para suelos duros se interpretan aceptando que la superficie de falla queda definida por el perímetro exterior de la veleta. Aceptando que la resistencia al corte del suelo (S_v) es uniforme se obtiene la expresión:

$$S_v = \frac{K \Delta L}{108.23}$$

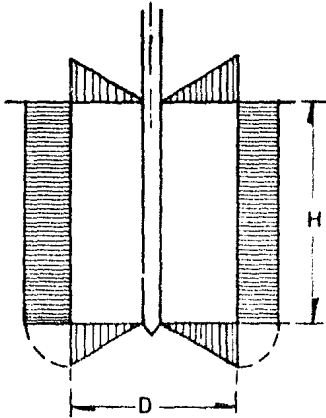
Donde: K y ΔL son las mismas

Con los datos de la prueba se hace una gráfica tiempo-resistencia al corte y de ella se determina la resistencia máxima y la resistencia remoldeada.

La sensibilidad del suelo se puede calcular con:

$$S = \frac{\text{resistencia máxima}}{\text{resistencia remoldeada}}$$

a) Suelos blandos



$$S_v = \frac{M_m}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)}$$

para $H = 2D$

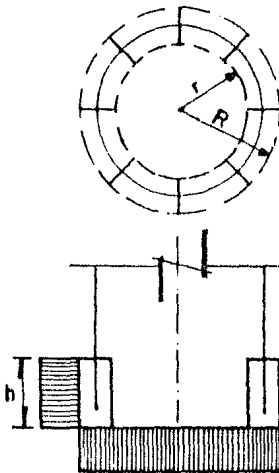
y $M_m = K \Delta L$

$$S = \frac{K \Delta L}{3.66 D^3} \text{ --- (1)}$$

K = constante de calibración

ΔL = lectura del indicador

b) Suelos duros



$$S_v = \frac{M_m}{2\pi h R^2 + \frac{2}{3} \pi R^3}$$

para $R = 2.47 \text{ cm.}$

$h = 2.00 \text{ cm.}$

y $M_m = K \Delta L$

$$S_v = \frac{K \Delta L}{108.23} \text{ --- (2)}$$

K = constante de calibración

ΔL = lectura del indicador

Superficie de falla

FIG. No. 10-c INTERPRETACION DE PRUEBAS DE VELETA

B) OBTENCION DE MUESTRAS

En el laboratorio de mecánica de suelos es donde el técnico de suelos ha de adquirir una concepción razonablemente precisa de las propiedades físicas de los suelos, al comprobar las apreciaciones hechas en el campo con los resultados de laboratorio. Pero para llegar en el laboratorio a unos resultados dignos de crédito, es preciso cubrir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible; la obtención de muestras apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas. El muestreo debe estar regido anticipadamente por el programa de pruebas de laboratorio y, a su vez, este programa debe estar definido en término de la naturaleza de los -- problemas que pueden resultar del suelo presente en cada obra.

Dos son los tipos de muestras que nos pueden proporcionar los diferentes métodos de exploración de suelos: Alteradas e Inalteradas.

Para poder extraer cualquier tipo de muestra (alterada o inalterada), es necesario contar con el siguiente equipo y material: picos, palas, barretas, cuchillos labra-muestras, espátulas, machetes, flejes de acero, manta cielo, parafina, brea, estufa de petróleo, cable de manila, costales o cajones, bolsas de plástico, brochas de 10 cm., marcador y tarjetas de -- identificación de muestras.

1.- Muestras alteradas

Son aquéllas cuyo acomodo estructural está afectado en forma significativa por el muestreo; sirven para clasificar los suelos, hacer determinaciones de propiedades índice y

para preparar especímenes compactados para pruebas de permeabilidad y mecánicas.

Las muestras alteradas pueden ser:

- a) Representativas.- Son aquéllas con las cuales pueden determinarse las características del conjunto de los materiales.
- b) No representativas.- Son aquéllas con las cuales no es posible determinar las características de los materiales, pero que dan cierta idea de algunas de sus características.
- c) Integrales.- Son aquéllas que representan el material de un préstamo o almacenamiento, con el suelo de cada estrato, mezclados, tal como va a ser obtenido y colocado en la construcción de la obra vial.

Estas muestras deben protegerse de contaminación de otros materiales y de los cambios de humedad si se necesita conocer el contenido natural de agua. Para ello se utilizarán frascos de vidrio de boca ancha, de 0.5 lt. de capacidad con tapa hermética.

Pueden usarse también bolsas de polietileno como recipientes, aunque son poco confiables. En los casos en que no interese el contenido natural de agua se pueden utilizar bolsas de lona, costales de plástico tejido o de ixtle; debe tenerse cuidado que cada recipiente esté identificado con una etiqueta tipo. En esta etiqueta de identificación deben de anotarse los siguientes datos:

Identificación del sondeo, profundidad, clasificación SUCS, fecha, número de frasco, número de sondeo, tipo de sondeo, y en esta etiqueta habrá un espacio para las observaciones, como son: el N.A.F., etc. Los frascos y las bolsas de polietileno se colocarán en cajas de cartón o madera para ser -- transportados.

Para poder llevar a cabo los ensayos de laboratorio, es necesario tener cierta cantidad de material, en la extracción de muestras alteradas, se recomienda extraer durante el muestreo como mínimo una cantidad de 40 Kg. por estrato, que es la - cantidad necesaria de material para realizar las pruebas en - materiales de terracerías; si el peso del material extraído excede de esta cantidad y no se requiere mayor cantidad, se - procede a obtener la muestra mediante cuarteo.

2.- Muestras inalteradas

Son aquéllas cuyo acomodo estructural no está afectado en forma significativa por el muestreo, además que conservan la humedad natural que tiene el suelo en el sitio donde se tomó la muestra. Estas muestras se utilizan para clasificar los suelos y hacer determinaciones de propiedades índice y mecánicas.

No obstante que el muestreo se realice con cuidado, las muestras inalteradas sufren cambios volumétricos debidos al cambio en el estrato de esfuerzos.

Las muestras inalteradas deben protegerse de contaminación, cambios de humedad y temperatura, golpes y vibraciones.

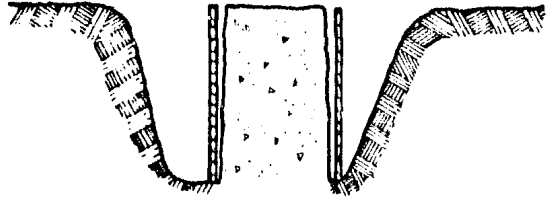
En excavaciones a cielo abierto, hechas en suelos cohesivos, es donde generalmente se extraen muestras inalteradas debido a las condiciones en que se realizan, aún cuando deben cuidarse los criterios para distinguir la naturaleza del suelo "in situ" y la misma, modificada por la excavación realizada. En efecto una arcilla dura, por ejemplo, puede con el tiempo aparecer como suave y esponjosa a causa del flujo de agua en la excavación.

Se recomienda que siempre que se haga un pozo a cielo abierto para obtener muestras inalteradas se lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación y además, las muestras se obtengan de las paredes, debido a que en el fondo generalmente es alterado el suelo por los trabajadores.

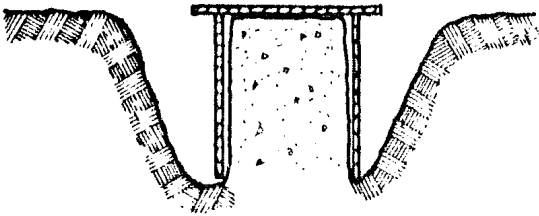
El procedimiento para la extracción de las muestras inalteradas deberá ser el siguiente: (Fig. Núm. 11).

- a) Se marca un cuadro de aproximadamente 30 cm. por lado, en una de las paredes de la excavación.
- b) Cuidadosamente se procede a excavar a su alrededor una bóveda (perímetro marcado), conservando solo la cara inferior.
- c) Posteriormente ya que se tiene el cubo con las dimensiones anteriores (30 x 30 x 30 cm.), con todo cuidado se le hace un corte horizontal en la parte inferior del cubo para desprenderlo. Debe marcarse cual es la cara inferior de la misma con objeto de que al ensayarla se le

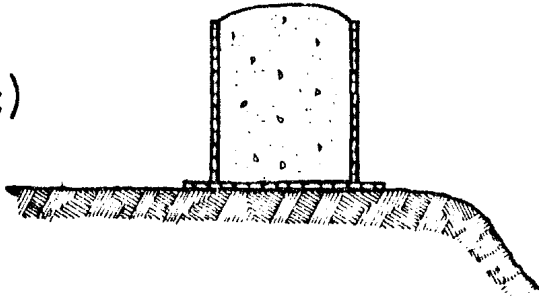
(a)



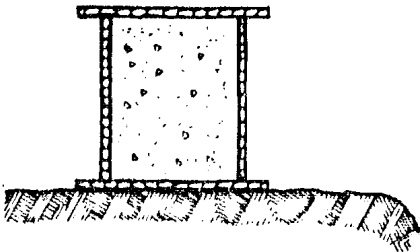
(b)



(c)



(d)



U . N . A . M.

FACULTAD DE INGENIERIA

F.F.C.C. CHUFITES

**OBTENCION DE MUESTRAS INALTERADAS
EN POZOS A CIELO ABIERTO O EN CORTES**

**TESIS
PROFESIONAL**

**PETRONILO HERNANDEZ
HERNANDEZ**

FIG. No. II

MEXICO D.F. 1984

dé una posición igual a la que tenía "in situ".

- d) La muestra debe ser inmediatamente cubierta con una o dos capas de una mezcla de parafina y brea previamente preparada en caliente (1 parte de brea y 2 de parafina).
- e) Después debe cubrirse la muestra con manta de cielo recién embebida en una mezcla de parafina y brea (20% brea). Esta mezcla se aplica en caliente, con una brocha cuando está a punto de solidificarse (60° a 70°) para que sufra menores contracciones y agrietamientos. Al efectuar esto, debe tenerse cuidado de colocarle una etiqueta dentro de ésta cubierta protectora y otra por el exterior, esto con la finalidad de garantizar los datos al extrañarse la etiqueta exterior.
- f) Se coloca la muestra en un cajón de dimensiones mayores que ésta y se empaca con aserrín, papel o hierba para protegerla contra golpes durante el transporte.

Es también posible obtener muestras inalteradas empleando tubos muestreadores (tubos Shelby).

Las muestras obtenidas en tubos metálicos se colocan en algún soporte, se limpian y eliminan de ellos los azolves y la zona alterada; para esto se utiliza la veleta de limpieza, que corta como cepillo de carpintero. Luego se clasifica el material muestreado, se mide la longitud recuperada y finalmente se sellan sus extremos con la mezcla de parafina y brea indicada antes.

Los tubos con muestras inalteradas deben transportarse en ca-

jas de madera recubiertas inferiormente con una placa de hule espuma de 7.5 cm. de espesor; esta medida reduce a un mínimo la posibilidad de que las muestras pierdan su estructura original debido a golpes y vibraciones.

Al llegar los tubos al laboratorio se cortan en tramos de - 25 cm., se extraen de ellos las muestras con un gato hidráulico, se envuelven en plástico auto-adherible y se protegen con tela de cielo, parafina y brea. Al hacer lo anterior se debe reclasificar el material y tomar una porción de él para realizar las pruebas índice. Las muestras así protegidas se conservan en un cuarto con humedad de 100%.

C) CLASIFICACION DE LOS MATERIALES

1) Clasificación de Suelos y Rocas

Esta clasificación se hace desde dos puntos de vista:

- a) In situ
- b) De la forma en que se obtendrá el material después de ser excavado por el equipo de construcción.

La primera clasificación se hace para tener una idea de las condiciones de los materiales con el fin de prever los procedimientos de excavación adecuados y la segunda para conocer las condiciones de los materiales con que se contará para formar las terracerías de acuerdo con su calidad.

Basándose en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), la SCT ha elaborado un sistema propio de clasifica-

ción general de suelos y fragmentos de roca del cual difiere ligeramente sin alterarlo en lo fundamental. En cuanto a las rocas, la identificación y clasificación empleada es la misma usada en los textos de geología y complementada con - adjetivos que señalan sus características físicas y su grado de alteración.

En la naturaleza los materiales que constituyen la corteza terrestre, no se encuentran aislados sino mezclados unos con otros, pero para fines de identificación se consideran como no mezclados y que fácilmente se identifican como roca, fragmentos de roca y suelos.

a) Clasificación de suelos

Los suelos para su clasificación se agrupan en:

- 1) Suelos Gruesos
- 2) Suelos Finos

Distinguiéndose ambos por el cribado a través de la malla No. 200 (0.074 mm.)

Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y finos, si más del 50% de sus partículas, en peso, son finas.

- 1).- Suelos Gruesos. - Dentro de este grupo se tienen los subgrupos de las gravas y las arenas, separadas por la malla No. 4 (4.76 mm.) de tal manera que un suelo pertenece al

subgrupo de las gravas si más del 50% de su fracción gruesa se retiene en la malla No. 4 (4.76 mm.) y en caso contrario pertenece al de las arenas.

Como símbolo de las gravas y suelos en que estas predominan, se emplea la letra G (gravel), y de las arenas y suelos arenosos el símbolo S (sand).

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

- 1) Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (well graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.
- 2) Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo P (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.
- 3) Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo M (del sueco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.
- 4) Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C (clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

"A los suelos gruesos con contenido de finos comprendido entre 5% y 12%, en peso, el SUCS los considera casos de frontera, adjudicándoles un símbolo doble"

Por ejemplo, un símbolo GP-GC indica una grava mal gra-

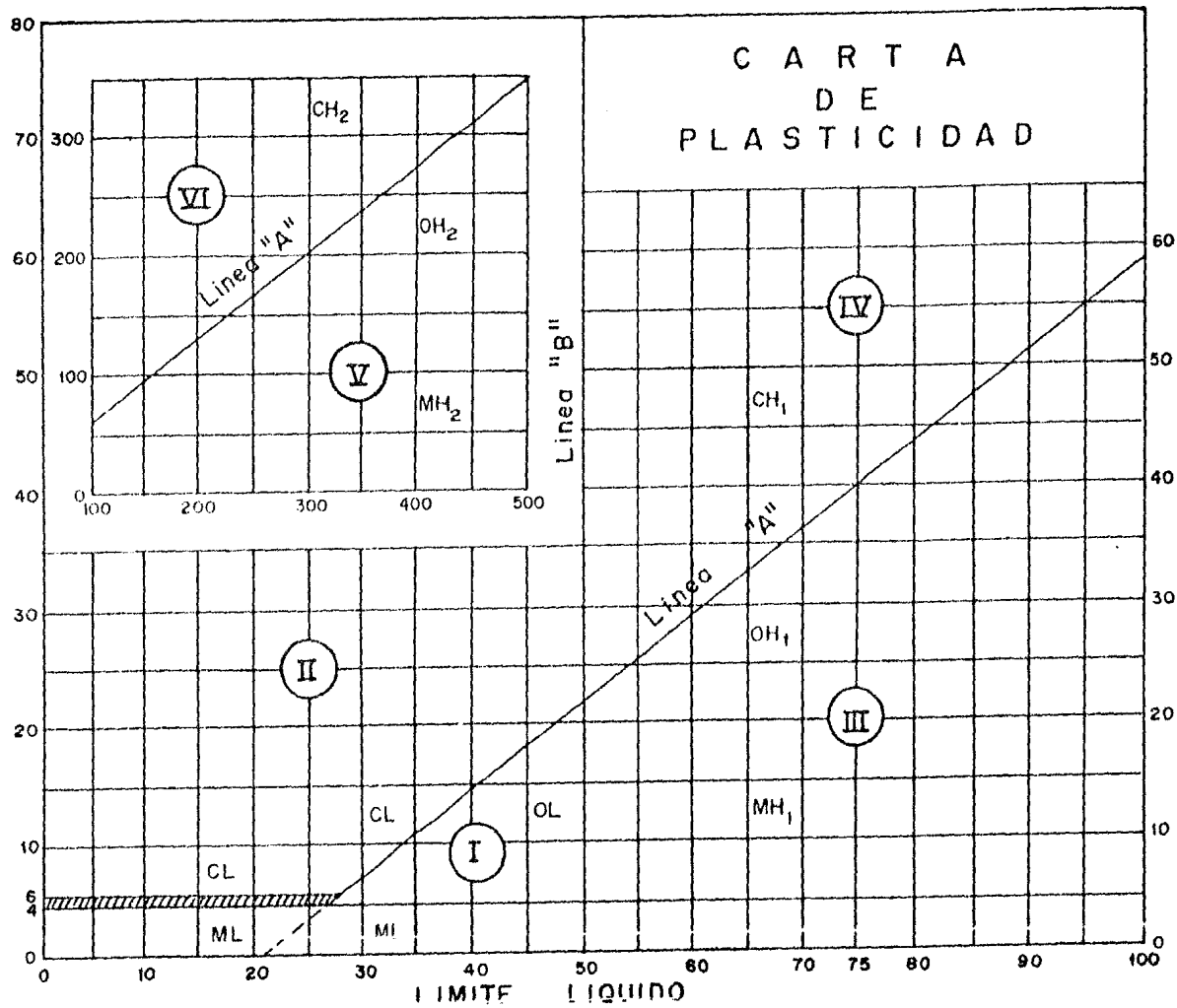
duada, con un contenido entre 5% y 12% de finos plásticos (arcillosos).

2).- Suelos Finos.- Dentro de este subgrupo, se ha establecido la siguiente clasificación:

- a) Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco mo y mjala).
- b) Arcillas inorgánicas, de símbolo genérico C (clay)
- c) Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (orgánico).
- d) Turba, símbolo Pt (del inglés Peat).

Cada uno de estos tres primeros tipos de suelos se subdividen, según el valor de su límite líquido en tres grupos: cuando este es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (low compresibility), obteniéndose por esta combinación los grupos ML, CL y OL. Los suelos finos con límite líquido cuyo valor está comprendido entre 50% y 100% se denominan de mediana a alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (high compresibility) con el sub-índice 1, teniéndose así los grupos MH₁, CH₁ y OH₁; los suelos finos de muy alta compresibilidad - son aquéllos con límite líquido mayor de 100%, llevan tras el símbolo genérico la letra H con sub-índice 2, teniéndose de esta manera los grupos: MH₂, CH₂ y OH₂.

INDICE PLASTICO



En el grupo de suelos finos, se tiene un cuarto grupo - conocido con el símbolo genérico Pt, el cual es un material de naturaleza orgánica y límite líquido que alcanza valores de 500% y límites plásticos de hasta 200%, estando localizado generalmente por abajo de la línea "A" de la carta de plasticidad.

b) Identificación de suelos

El problema de la identificación de suelos es de importancia fundamental en la ingeniería, identificar un suelo es, en rigor, encasillarlo dentro de un sistema previo de clasificación, es decir, colocarlo en alguno de los grupos mencionados dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), obviamente en el grupo que le corresponde según sus características. La identificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole los del grupo en que se sitúa, naturalmente, la experiencia juega un papel importante en la utilidad que se pueda sacar de la clasificación.

1) Identificación en campo de suelos gruesos

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en campo de una manera prácticamente visual y en forma aproximada se juzga su graduación, tamaño, forma y composición mineralógica.

Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño 1/2 cm. como equivalente a la malla No. 4, y para la es-

timación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla No. 200 son aproximadamente las más pequeñas que pueden distinguirse a simple vista.

2) Identificación en campo de suelos finos

Las principales bases de criterio para identificar suelos finos en el campo, son la investigación de las características de Dilatancia, Tenacidad y de Resistencia en estado seco, definidas en base a las pruebas practicadas en la fracción del suelo que pasa la malla No.40, las cuales fueron descritas anteriormente, referente a pruebas de campo. El color y el olor del suelo pueden ayudar, especialmente en suelos orgánicos.

A continuación se hace una descripción de los suelos finos que pueden identificarse por medio de estas pruebas.

a) Dilatancia.- De las pruebas efectuadas en suelos finos, se ha obtenido la siguiente experiencia:

Las arenas limpias y finas dan una reacción muy rápida, - mientras que las arcillas no tienen reacción. Los limos orgánicos tales como el típico polvo de roca, dan una reacción rápida moderada.

El fenómeno de aparición del agua sobre la superficie de la muestra, es debido a la compactación de los suelos arenosos y limosos bajo la acción dinámica de los golpes con

tra la mano, la cual reduce la relación de vacíos del material, expulsando el agua de ellos.

El amasado posterior aumenta de nuevo la relación de vacíos restituyéndose el agua a éstos. Los suelos arcillosos no sufren los efectos anteriores por lo cual no producen reacción al agitado.

- b) Tenacidad.- Esta prueba de campo se emplea para distinguir una arcilla de un limo, ya que las primeras cerca del límite plástico se muestran muy rígidas y tenaces al romperse entre los dedos. Con los limos se obtienen rollitos poco tenaces y rígidos antes y después del límite plástico.
- c) Resistencia en estado seco.- Las arcillas tienen como característica una alta resistencia en estado seco, aumentando con la plasticidad y los limos poseen solamente una muy ligera resistencia. Las arenas finas limosas y los limos tienen aproximadamente la misma resistencia pero se distinguen al tacto al pulverizar el espécimen seco. La arena fina se siente granular, mientras que el limo típico da la sensación suave de la harina.
- d) Color.- En exploraciones de campo el color del suelo, suele ser un dato útil para diferenciar los diferentes estratos y para identificar tipos de suelo, cuando se posee experiencia local. En general, existen también algunos criterios relativos al color; por ejemplo, el color negro y otros de tonos oscuros suelen ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal. Los colores claros y brillantes son propios más bien, de suelos inorgánicos.

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

2) Clasificación de rocas

La identificación de las rocas en campo, se facilita por la observación de las formaciones en que se presentan, si están dispuestas en forma de capas sucesivas o paralelas, si constituyen un macizo, una corriente o una serie de corrientes que pudieran confundirse con estratos.

Para clasificar una roca se sugiere seguir el siguiente procedimiento:

- a) Una vez que se ha examinado cuidadosamente una muestra de roca, deberán definirse, en el orden que se indica, los tres aspectos fundamentales siguientes: tipo de textura, composición mineralógica y grupo a que pertenece (ígneas, sedimentaria o metamórfica)
- b) Con la anterior información se entra a las tablas correspondientes (1, 2, 3), para determinar la clase de roca de que se trata.
- c) Habiéndose determinado el nombre de la roca, se consulta la descripción correspondiente, con el fin de comprobar su clasificación.

Tabla No.1

COMPOSICION Y CLASIFICACION DE ROCAS IGNEAS							
PRINCIPALES ELEMENTOS QUE FORMAN LAS ROCAS		PRINCIPALES MINERALES QUE FORMAN LAS ROCAS		R O C A S			
				VITREAS O FELSITICAS (Extrusivas)	Diques, Láminas Intrusivas Iacolitos GRANO FINO	Porfiríticas	GRANO GRUESO (Intrusivas)
Oxigeno	O	Cuarzo SiO_2		RIOLITA	Pórfido riolítico	Pórfido granítico	GRANITO
Silicio	Si			TRAQUITA	Pórfido traquítico	Pórfido sienítico	SIENITA
Aluminio	Al	Feldespato Ortoclasa: $KAlSi_3O_8$		ANDESITA	Pórfido andesítico y dacítico	Pórfido diorítico	DIORITA
Potasio	K			DACITA			
Sodio	Na	Feldespato Plagioclasa: $CaAl_2Si_2O_8$ $NaAlSi_3O_8$		BASALTO	Pórfido basáltico	Pórfido de gabro	GABRO
Calcio	Ca						
Fierro	Fe	Silicatos Ferro magnesianos: Micas: M.B. Hornblenda Piroxena Olivino		AUGITITA	Pórfido de augitita	Porfido de piroxenita	PIROXENITA Y PERIDOTITA
Magnesio	Mg			LIMBURGITA			

BASICAS (obscuras) ACIDAS (Claras)

Según Lobeck, modificado por G. Vivar

TABLAS No. 2 y 3

ROCAS SEDIMENTARIAS			
ORIGEN	AGENTE TRANSPORTADOR	SEDIMENTO SUELTO	SEDIMENTO CONSOLIDADO
MECANICO	AGUA	GRAVA (ARISTAS REDONDAS) GRAVA (ARISTAS AGUDAS) ARENA LIMO ARCILLA	CONGLOMERADO BRECHA ARENISCA LIMOLITA ARGILITA
	VIENTO	MEDANOS LOESS	ARENISCA
	HIELO	GRAVAS ANGULOSAS ARENA LIMO ARCILLA	LUTITA
	GRAVEDAD	GRAVA ANGULOSA	

ORIGEN	NATURALEZA	SEDIMENTO CONSOLIDADO
QUIMICO	CALCAREA	CALIZA DOLOMITA ARAGONITA TRAVERTINO MARGA
	CALCAREA ARCILLOSA	
	SILICOSA	PEDERNAL GEYSERITA
	SALINA	EVAPORITAS: SAL GEMA YESO BORAX TEQUESQUITE CRISTALILLO
ORGANICO	CALCAREA	CALIZA CORAL COQUINA CRESTA (SASCAB)
	SILICOSA	DIATOMITA (TIZAR)
	CARBONOSA	TURBA LIGNITO HULLA ANTRACITA

ROCAS METAMORFICAS	
ROCA ORIGINAL	PRODUCTO METAMORFICO
ARENISCA	CUARCITA
CALIZA	MARMOL
LUTITA	PIZARRA
BASICAS	ESQUISTOS, SERPENTINA, ETC
GRANITO, DIORITA Y CONGLOMERADO	GNEISS

De las observaciones, las rocas se pueden clasificar en tres grupos:

- a) Rocas Igneas.- Partiendo de la roca fundida que se enfría bajo la corteza terrestre, se tienen las ROCAS INTRUSIVAS (Rii); si la masa fundida en forma de lava, corre sobre la superficie enfriándose en forma más rápida que las primeras entonces da origen a las ROCAS EXTRUSIVAS (Rie), las que por el hecho de enfriarse con más rapidez que las intrusivas presentan una estructura y textura diferentes; los materiales que las forman, no tuvieron tiempo de desarrollarse en cristales y estos son muy pequeños o bien se encuentran aislados en una masa de grano fino llamada "Pasta fundamental", adquiriendo la apariencia de un p^ór^fido, en el que se observan cristales grandes diseminados en esa parte de grano fino; en ocasiones llega a ser tan rápido este enfriamiento que el resultado es un verdadero vidrio (obsidiana, perlita, etc.)

- b) Rocas Sedimentarias.- Las rocas ígneas al quedar constituidas como tales, están expuestas a todos los agentes del intemperismo, los cuales provocan una alteración y desintegración en forma de residuos, los cuales son transportados por los agentes erosivos hacia las partes bajas del terreno, donde se acumulan primero y después se consolidan por la acción de la presión que ofrece el peso de los mismos sedimentos, o por la presencia de soluciones que dejan material cementante entre los intersticios de los residuos.

Además de residuos constituidos por partículas de roca y soluciones, se tienen residuos que pueden ser de origen vegetal y animal.

- c) Rocas Metamórficas.- Tanto las rocas ígneas como las sedimentarias, están sujetas al cambio del medio que las rodea, o sea que pueden ser afectadas por la acción del calor, presiones de gases o por soluciones que alteren la composición de la roca original, dando origen a las rocas metamórficas, las cuales pueden ser foliadas o no foliadas de acuerdo con su textura.

3) Clasificación de fragmentos de roca.

Generalmente los fragmentos de roca se encuentran en la naturaleza mezclados con suelos y son todos aquellos cuyo tamaño es mayor de 7.5 cm (3") y además que no forman parte de una formación rocosa.

Para su identificación en el campo se dividen en:

- a) Fragmentos chicos (Fc).- Son aquellos cuyo tamaño está comprendido entre la malla de 7.6 cm (3") y 30 cm. de dimensión máxima.
- b) Fragmentos medianos (Fm).- Son aquellos cuya dimensión máxima está comprendida entre 30 cm. y 1 m.
- c) Fragmentos grandes (Fg).- Son aquellos cuya dimensión máxima es mayor de 1 m.

90-02 - CLASIFICACION DE FRAGMENTOS DE ROCA Y SUELOS PARA FINES DE SU UTILIZACION EN TERRACERIAS
 90-021 - LOS MATERIALES PARA TERRACERIAS SE CLASIFICAN DE ACUERDO CON LO INDICADO EN EL CUADRO SIGUIENTE

TIPO	SUB-TIPOS	IDENTIFICACION	SIMBOLO DE GRUPO	NOTAS
FRAGMENTOS DE ROCA TAMANOS MAYORES DE 7.5 cm. (3") Y MENORES DE 2 m.	FRAGMENTOS GRANDES MAYORES DE 1.00 m.	FRAGMENTOS GRANDES, CON MENOS DEL 10% DE OTROS FRAGMENTOS O DE SUELO	Fc	<p>1) CUANDO LOS FRAGMENTOS DE ROCA CONTENGAN MAS DEL 10% DE SUELO, EL MATERIAL SE CLASIFICARA CON SIMBOLO DOBLE, UTILIZANDO LOS SIMBOLOS DEL SUELO CORRESPONDIENTE Y LOS DEL FRAGMENTO RESPECTIVO.</p> <p>SI EL VOLUMEN DE SUELO ES MAYOR DEL 50%, EL SIMBOLO DE ESTE SE ANTEPONERA AL DEL FRAGMENTO, SI EL VOLUMEN DE SUELO ESTA COMPROMETIDO ENTRE 10 Y 50% SU SIMBOLO SE COLOCARA EN SEGUIDA DEL SIMBOLO DE LOS FRAGMENTOS DE ROCA.</p> <p>EJEMPLO 1: EJEMPLO 2: UN MATERIAL CONTIENE UN SUELO CONTIENE 60% DE Gc 40% DE Fm 20% DE Fg 30% DE Sm 15% DE Fm 20% DE Fe 5% DE Fe 10% DE Fg SU SIMBOLO SERIA: Gc-Fm SU SIMBOLO SERIA: FmGc-Sm</p> <p>LOS PORCENTAJES EN VOLUMEN DE LOS DIFERENTES FRAGMENTOS DE ROCA QUE CONTENGAN UN MATERIAL SE HAN EN FORMA ESTIMATIVA.</p> <p>2) LA CLASIFICACION DE SUELOS QUE APARECE EN ESTE CUADRO CORRESPONDE EN GENERAL AL SISTEMA UNIFICADO (S.U.C.S.) Y PUEDE CONSIDERARSE COMO LA VERSION S.C.T. DE DICHO SISTEMA</p> <p>3) TODOS LOS TAMAÑOS DE LAS MALLAS QUE APARECEN EN ESTE CUADRO SON LOS DE LA U.S. STANDARD (ABERTURA CUADRADA)</p> <p>4) COMO LOS SIMBOLOS DE LOS SUELOS PROCEDEN EN GENERAL DE NOMBRES EN EL IDIOMA INGLES. A CONTINUACION SE DAN LAS EQUIVALENCIAS DE LAS LETRAS QUE APARECEN EN LOS MISMOS:</p> <p>G - GRAVA S - ARENA M - LIMO C - ARCILLA W - BIEN GRADUADO P - MAL GRADUADO L - BAJA COMPRESIBILIDAD H - ALTA COMPRESIBILIDAD O - SUELO ORGANICO PI - TURBA</p>
		FRAGMENTOS GRANDES MEZCLADOS CON FRAGMENTOS MEDIANOS, PREDOMINANDO LOS GRANDES, CON MENOS DEL 10% DE FRAGMENTOS CHICOS O DE SUELO.	Fgm	
		FRAGMENTOS GRANDES MEZCLADOS CON FRAGMENTOS CHICOS, PREDOMINANDO LOS GRANDES, CON MENOS DEL 10% DE FRAGMENTOS MEDIANOS O DE SUELO.	Fgc	
		FRAGMENTOS GRANDES MEZCLADOS CON FRAGMENTOS MEDIANOS Y CHICOS, PREDOMINANDO LOS GRANDES SOBRE LOS MEDIANOS Y ESTOS SOBRE LOS CHICOS CON MENOS DEL 10% DE SUELO	Fgmc	
		FRAGMENTOS GRANDES MEZCLADOS CON FRAGMENTOS CHICOS Y MEDIANOS, PREDOMINANDO LOS GRANDES SOBRE LOS CHICOS Y ESTOS SOBRE LOS MEDIANOS, CON MENOS DEL 10% DE SUELO.	Fgcm	
	FRAGMENTOS MEDIANOS MAYORES DE 30 cm. Y MENORES DE 1.00 m.	FRAGMENTOS MEDIANOS, CON MENOS DEL 10% DE OTROS FRAGMENTOS O DE SUELO.	Fm	
		FRAGMENTOS MEDIANOS MEZCLADOS CON FRAGMENTOS CHICOS, PREDOMINANDO LOS MEDIANOS SOBRE LOS CHICOS CON MENOS DEL 10% DE FRAGMENTOS GRANDES O DE SUELO.	Fmc	
		FRAGMENTOS MEDIANOS MEZCLADOS CON FRAGMENTOS GRANDES, PREDOMINANDO LOS MEDIANOS SOBRE LOS GRANDES, CON MENOS DEL 10% DE FRAGMENTOS CHICOS O DE SUELO	Fmg	
		FRAGMENTOS MEDIANOS MEZCLADOS CON FRAGMENTOS CHICOS Y GRANDES, PREDOMINANDO LOS MEDIANOS SOBRE LOS CHICOS Y ESTOS SOBRE LOS GRANDES, CON MENOS DEL 10% DE SUELOS	Fmcg	
		FRAGMENTOS MEDIANOS MEZCLADOS CON FRAGMENTOS GRANDES Y CHICOS, PREDOMINANDO LOS MEDIANOS SOBRE LOS GRANDES Y ESTOS SOBRE LOS CHICOS, CON MENOS DEL 10% DE SUELO	Fmac	
	FRAGMENTOS CHICOS MAYORES DE 7.5 cm. (3") Y MENORES DE 30 cm.	FRAGMENTOS CHICOS, CON MENOS DEL 10% DE OTROS FRAGMENTOS O DE SUELO	Fc	
		FRAGMENTOS CHICOS MEZCLADOS CON FRAGMENTOS MEDIANOS, PREDOMINANDO LOS CHICOS, CON MENOS DEL 10% DE FRAGMENTOS GRANDES O DE SUELO	Fcm	
		FRAGMENTOS CHICOS MEZCLADOS CON FRAGMENTOS GRANDES, PREDOMINANDO LOS CHICOS, CON MENOS DEL 10% DE FRAGMENTOS MEDIANOS O DE SUELO	Fcg	
		FRAGMENTOS CHICOS MEZCLADOS CON FRAGMENTOS MEDIANOS Y GRANDES, PREDOMINANDO LOS CHICOS SOBRE LOS MEDIANOS Y ESTOS SOBRE LOS GRANDES CON MENOS DEL 10% DE SUELO	Fcmg	
		FRAGMENTOS CHICOS MEZCLADOS CON FRAGMENTOS GRANDES Y MEDIANOS, PREDOMINANDO LOS CHICOS SOBRE LOS GRANDES Y ESTOS SOBRE LOS MEDIANOS, CON MENOS DEL 10% DE SUELO	Fcgm	

S U E L O S	PARTICULAS MENORES DE 7.5 cm. (3")	SUELOS DE PARTICULAS FINAS MAS DE LAMITAD DEL MATERIAL PASA POR LA MALLA N° 200 LAS PARTICULAS DE 0.075 mm (MALLA N° 200) SON APROXIMADAMENTE LAS MAS PEQUEÑAS VISIBLES A SIMPLE VISTA.	SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL SE RETIENE EN LA MALLA N° 200 DEBE SER RETENIDA EN LA MALLA N° 40 LA CLASIFICACION COMO UN SUELO CL. ARRIBA DE LA LINEA "A" DE LA CARTA DE PLASTICIDAD Y NO DEBE SER ABajo GRUPO ML Y	ARENAS MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA LA MALLA N° 4 (DEBE SER RETENIDA EN LA MALLA N° 40 LA CLASIFICACION COMO UN SUELO CL. ARRIBA DE LA LINEA "A" DE LA CARTA DE PLASTICIDAD Y NO DEBE SER ABajo GRUPO ML Y	GRAVAS MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA LA MALLA N° 4 (DEBE SER RETENIDA EN LA MALLA N° 40 LA CLASIFICACION COMO UN SUELO CL. ARRIBA DE LA LINEA "A" DE LA CARTA DE PLASTICIDAD Y NO DEBE SER ABajo GRUPO ML Y	GRAVAS BIEN GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA POCO O NADA DE FINOS DEBEN TENER UN COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD (Cu) MAYOR DE 4 Y UN COEFICIENTE DE CURVATURA (Cc) ENTRE 1 Y 3 (VER NOTA N° 6)	MENOS DE 5% EN PESO PASA LA MALLA N° 200	GW	
						GRAVAS MAL GRADUADAS MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA, POCO O NADA DE FINOS NO SATISFACE LOS REQUISITOS DE GRADUACION PARA GW	MENOS DE 5% EN PESO PASA LA MALLA N° 200	GP	
						GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO MAL GRADUADAS.	MAS DE 12% EN PESO PASA LA MALLA N° 200 Y LAS PRUEBAS DE LÍMITES EFECTUADAS EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA N° 40 LA CLASIFICAN COMO UN SUELO ML. ABajo DE LA LINEA "A" DE LA CARTA DE PLASTICIDAD (SE VEASE ABajo GRUPO ML Y	GM	
						GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA, MAL GRADUADAS.	MAS DE 12% EN PESO PASA LA MALLA N° 200 Y LAS PRUEBAS DE LÍMITES EFECTUADAS EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA N° 40 LA CLASIFICAN COMO UN SUELO CL. ARRIBA DE LA LINEA "A" DE LA CARTA DE PLASTICIDAD (SE VEASE ABajo GRUPO CL)	GC	
						ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, POCO O NADA DE FINO, DEBEN TENER UN COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD (Cu) MAYOR DE 6 Y UN COEFICIENTE DE CURVATURA (Cc) ENTRE 1 Y 3 (VER NOTA N° 6)	MENOS DE 5% EN PESO PASA LA MALLA N° 200	SW	
						ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, POCO O NADA DE FINOS, NO SATISFACE REQUISITOS DE GRADUACION PARA SW.	MENOS DE 8% EN PESO PASA LA MALLA N° 200	SP	
						ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO MAL GRADUADAS.	MAS DE 12% EN PESO PASA LA MALLA N° 200 Y LAS PRUEBAS DE LÍMITES EFECTUADAS EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA N° 40 LA CLASIFICAN COMO UN SUELO ML. ABajo DE LA LINEA "A" DE LA CARTA DE PLASTICIDAD (SE VEASE ABajo GRUPO ML Y	SM	
						ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y ARCILLAS MAL GRADUADAS.	MAS DE 12% EN PESO PASA LA MALLA N° 200 Y LAS PRUEBAS DE LÍMITES EFECTUADAS EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA N° 40 LA CLASIFICAN COMO UN SUELO CL. ARRIBA DE LA LINEA "A" DE LA CARTA DE PLASTICIDAD (SE VEASE ABajo GRUPO CL)	SC	
						LIMOS INORGANICOS Y ARENAS MUY FINAS, POLVO DE ROCA, ARENAS FINAS LIMOSAS O ARCILLOSAS LIGERAMENTE PLASTICAS (DENTRO DE LA ZONA I DE LA CARTA DE PLASTICIDAD)		ML	
						ARCILLAS INORGANICAS DE BAJA O MEDIANA PLASTICIDAD, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS, ARCILLAS POBRES (DENTRO DE LA ZONA II DE LA CARTA DE PLASTICIDAD).		CL	
LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD (DENTRO DE LA ZONA I DE LA CARTA DE PLASTICIDAD).		OL							
LIMOS INORGANICOS DE BAJA O MEDIA PLASTICIDAD, ARENAS FINAS O LIMOS MICACEOS O DIATOMEOS, LIMOS ELASTICOS (DENTRO DE LA ZONA III DE LA CARTA DE PLASTICIDAD)		MH ₁							
ARCILLAS INORGANICAS DE ALTA PLASTICIDAD, ARCILLAS FRANCAS (DENTRO DE LA ZONA IV DE LA CARTA DE PLASTICIDAD).		CH ₁							
LIMOS DE ARCILLAS ORGANICAS DE MEDIA O ALTA PLASTICIDAD (DENTRO DE LA ZONA III DE LA CARTA DE PLASTICIDAD).		OH ₁							
LIMOS INORGANICOS DE ALTA PLASTICIDAD (DENTRO DE LA ZONA V DE LA CARTA DE PLASTICIDAD).		MH ₂							
ARCILLAS INORGANICAS DE MUY ALTA PLASTICIDAD (DENTRO DE LA ZONA VI DE LA CARTA DE PLASTICIDAD)		CH ₂							
LIMOS Y ARCILLAS ORGANICAS DE ALTA PLASTICIDAD (DENTRO DE LA ZONA V DE LA CARTA DE PLASTICIDAD).		OH ₂							
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	FACILMENTE IDENTIFICABLES POR SU COLOR, OLOR, SENSACION Y ESPONJOSA Y FRECUENTEMENTE POR SU TEXTURA FIBROSA TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS.	P _t							

61- TRATANDOSE DE SUELOS CON PARTICULAS GRUESAS EN QUE EL 5% EN PESO QUE PASA LA MALLA N° 200 QUEDA COMPRENDIDO ENTRE 0 Y 12%, SE TIENEN CASOS DE FRONTERA, QUE REQUIEREN EL USO DE SIMBOLOS DOBLES, EJEMPLOS GW-GC CORRESPONDE A UNA MEZCLA DE GRAVA Y ARENA BIEN GRADUADA, CORRESPONDIENTE ARCILLO GC; GW-SM CORRESPONDE A UN MATERIAL BIEN GRADUADO CON MENOS DE 5% PASANDO LA MALLA N° 200 Y FORMADA SU FRACCION GRUESA POR IGUALES PROPORCIONES DE GRAVA Y ARENA.

62- LOS COEFICIENTES DE UNIFORMIDAD (Cu) Y DE CURVATURA (Cc) QUE SE UTILIZAN PARA JUZGAR SOBRE LA GRADUACION DE LOS SUELOS GW, GP, SW Y SP, ESTAN DADOS POR LAS SIGUIENTES EXPRESIONES:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10}^2 D_{60}}$$

EN QUE:

D₁₀, D₃₀ Y D₆₀ SON LOS DIAMETROS O ABERTURAS DE LAS MALLAS CORRESPONDIENTES AL 10, 30 Y 60% EN PESO, RESPECTIVAMENTE, DEL MATERIAL QUE PASA, SEGUN LA CURVA GRANULOMETRICA.

71- LA CLASIFICACION DE LOS SUELOS DE PARTICULAS FINAS SE DETERMINA PRINCIPALMENTE HACIENDO PRUEBAS DE LÍMITES DE ATENUEMIENTO A LA FRACCION QUE PASA LA MALLA N° 40 PARA UBICARLOS EN LA CARTA DE PLASTICIDAD QUE APARECE POR SEPARADO.

81- SE HA OBSERVADO QUE LOS SUELOS OL, OH, Y OH₂ CAEN DENTRO DE LAS MISMAS ZONAS DE LA CARTA DE PLASTICIDAD QUE LOS SUELOS ML, MH, Y MH₂, RESPECTIVAMENTE. SIN EMBARGO, CASI SIEMPRE QUEDAN MAS CERCA DE LA LINEA "A" QUE ESTOS ULTIMOS. EN VIRTUD DE PRESENTAR MAYORES INDICES PLASTICOS.

Teniendo establecida la clasificación anterior, se procede a indicar sus características, como son:

Clasificación petrográfica, características granulométricas, forma, características de superficie, grado de alteración, estructura, estratigrafía, compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

Estas características dependen tanto de las propiedades hidráulicas de los materiales constituyentes como de la topografía y la naturaleza de las formaciones geológicas circundantes.

1) Textura de las rocas

La textura de una roca está representada por el orden, la orientación, el tamaño, la forma y el enlace de las partículas que la constituyen y que se observan a simple vista o con la ayuda de una lente de poco aumento.

a) Textura comunes de las rocas ígneas:

- 1) Piroclástica.- Constituida por partículas de vidrio -- volcánico, trozos pequeños de pómez, fenocristales y fragmentos de roca volcánica cementados.

Las rocas piroclásticas son el producto de explosiones volcánicas.

- 2) Vítrea.- Constituida esencialmente de vidrio volcánico.

El vidrio puede ser espumoso, lleno de minúsculas burbujas que forman una textura vítrea pumítica.

- 3) Afanítica.- Constituida principalmente por diminutos - cristales (\angle de 0.5 mm) con residuo vítreo entre los cristales, o sin él. Su presencia da a la roca un lustre pétreo u opaco, en contraste con el lustre de vidrio de las rocas de textura vítrea. La mayor parte de las corrientes de lava tienen textura afanítica.
- 4) Granular.- (Fanerítica).- Constituida por cristales lo suficientemente grandes para verlos e identificarlos a simple vista. Ejemplo de esta textura se tiene el granito.
- 5) Porfirítica.- Constituida de dos tamaños diferentes de los minerales, que dan a la roca una apariencia moteada. Ha sido atribuida a un cambio en la velocidad de enfriamiento mientras el magma estaba en cristalización.

b) Texturas comunes de las rocas sedimentarias

- 1) Clástica.- Constituida por fragmentos de rocas, partículas minerales o conchas, cuyo conjunto ha sido cementado.
- 2) Orgánica.- Constituida por acumulaciones de detritus orgánicos (conchas, residuos, huesos, etc.) en los cuales las partículas orgánicas individuales están bien conservadas (ni rotas, ni desgastados notablemente), que los rasgos orgánicos dominan en la textura de la roca.

- 3) Cristalina.- Constituida por cristales que han sido - precipitados de soluciones y entrelazados íntimamente por mutua interpenetración durante su crecimiento.

4) Texturas comunes de las rocas metamórficas

Hay dos grupos generales de texturas:

1) Textura Foliada

2) Textura no foliada

- 1) Gnefsica.- Toscamente foliada las hojas individuales tienen un espesor de 1 mm. o más.
- 2) Esquistosa.- Hojas muy finas que forman bandas delgadas paralelas, a lo largo de las cuales la roca se parte o divide con facilidad; los minerales son principalmente laminares o en forma de bastoncillo primordialmente la mica, la clorita y la anfibola.
- 3) Apizarrada.- Foliación muy fina en hojas planas casi rigidamente paralelas, de fácil separación debido al paralelismo casi perfecto de cristales microscópicos y - ultramicroscópicos de minerales laminares.
- 4) Granoblástica.- No foliadas o débilmente foliadas. Compuesta de granos minerales que se interpenetran mutuamente y que cristalizaron simultáneamente. Los minerales son lo suficientemente grandes como para ser identificados con facilidad.

- 5) Felsítica córnea.- No foliada. Los granos minerales son por lo común microscópicos o ultramicroscópicos.

4) CLASIFICACION PARA PRESUPUESTO

La clasificación para presupuesto es un concepto que proporcionan los estudios geotécnicos con objeto de estimar el costo de los movimientos de materiales para la construcción de terracerías de un ferrocarril, carretera, aeropuerto o camino, de acuerdo con la dificultad que presentan para su extracción y carga.

Las especificaciones generales de construcción de la SCT, fijan el siguiente criterio para clasificación para presupuesto de materiales en donde se toman como base los tres tipos siguientes de materiales:

Material A

Material B

Material C

Material A: Es blando o suelto, fácilmente excavable, por ejemplo con pico y pala o con escropa de compacidad adecuada para ser jalada con tractor de oruga de 90 a 110 H.P. en la barra, sin auxilio de arados o tractores empujadores, - aunque ambos se utilicen para obtener mayor rendimiento. Los materiales clasificados como material A, son los suelos poco o nada cementados con partículas menores de 7.5 cm. (3").

Material B: Es el que presenta mayores dificultades de ex-

tracción, pero no requiere para su remoción del empleo de explosivos. Se considera como material B, las piedras sueltas menores de medio metro cúbico y mayores de 20 cm. de lado. Los materiales más comúnmente clasificados como material B, son las rocas muy alteradas, conglomerados medianamente cementados, areniscas blandas y tepetates (tobas).

Material C: Es aquél, en la cual su extracción, se hace mediante el empleo de explosivos de detonación rápida. Entre los materiales clasificados como material C, se encuentran las rocas basálticas, las areniscas y los conglomerados fuertemente cementados, calizas riolitas, granitos y andesitas sanas.

Los materiales que presenten dificultades de extracción -- que sean intermedios entre los mencionados se les fijará -- una clasificación, tal que, mencionando los tres tipos de material, para determinar claramente de cual se trata, se dará un porcentaje de cada uno de ellos. Así por ejemplo un suelo no cementado, muy suave con partículas menores de 7.5 cm. se clasificará 100-00-00 correspondiendo las cifras a material A, B, y C respectivamente; un material intermedio entre A y B se clasificará 50-50-00 y otro entre B y C se clasificará 00-50-50.

Si el volumen por clasificar está compuesto de dos o más -- materiales diferentes, si estos están separados, se clasificarán por separado cada uno de ellos en proporción a su volumen se clasificarán del total, considerando siempre -- los tres materiales A, B y C. Así por ejemplo, si en un -- sondeo a cielo abierto encontramos, una capa de material A

con volumen de 40% del total, colocada sobre un material - que represente una clasificación intermedia entre B y C del volumen restante, se clasificará 40-30-30.

Cuando sea difícil hacer la clasificación separada de cada uno de los estratos encontrados, se fijará al volumen una clasificación tal, que tome en cuenta las dificultades de extracción y carga en conjunto, mencionando siempre los tipos de material A, B y C.

En una formación rocosa, en que se tenga un 75% del volumen total, del material C, el conjunto se considerará como material C, pero si es posible atacar eficientemente por separado cada estrato, se clasificará individualmente.

Las clasificaciones que se llevan a cabo mediante este método, durante el estudio geotécnico, se basan en observaciones de campo de los materiales en su estado natural y en la dificultad que ofrecen para la realización de un sondeo a cielo abierto.

Los materiales así clasificados tienen la influencia del - criterio de cada ingeniero que realiza un estudio geotécnico; sin embargo, para un análisis a nivel de antepresupuesto, se ha visto que son razonablemente adecuados.

A continuación se proporciona una tabla de clasificación de algunos materiales, como ejemplo ilustrativo:

MATERIAL	CLASIFICACION		
	A	B	C

Limos y arenas o suelos donde predominan:

1.- Muy suelta	100	- 00	- 00
2.- Suelta	90	- 10	- 00
3.- Medianamente compacta	80	- 20	- 00
4.- Compacta	50	- 50	- 00
5.- Muy compacta	00	- 100-	00

Arcillas y materiales donde predominan:

1.- Muy suave	100	- 00	- 00
2.- Suave	100	- 00	- 00
3.- Firme	90	- 10	- 00
4.- Muy firme	80	- 20	- 00
5.- Dura	50	- 50	- 00
6.- Muy dura	00	- 100-	00

Roca (Riolita, Basalto, Andesita, Toba)

1.- Sana	00	- 00	- 100
----------	----	------	-------

Con lo que respecta a la exploración y muestreo de suelos a lo largo del eje de trazo del Ferrocarril Chufites consistió en lo siguiente:

1) Exploración de campo

Los trabajos de campo se dividieron en dos etapas, la pri-

mera correspondió a la exploración del terreno de cimentación a lo largo del eje del trazo, con objeto de definir las características estratigráficas mediante métodos directos (Penetración estándar y Tubo de pared delgada) para observar las condiciones de la zona de proyecto.

La segunda comprendió la inspección aledaña al trazo con objeto de ubicar préstamos de materiales necesarios para formar las capas que integrarán la vía férrea procediendo posteriormente a su exploración.

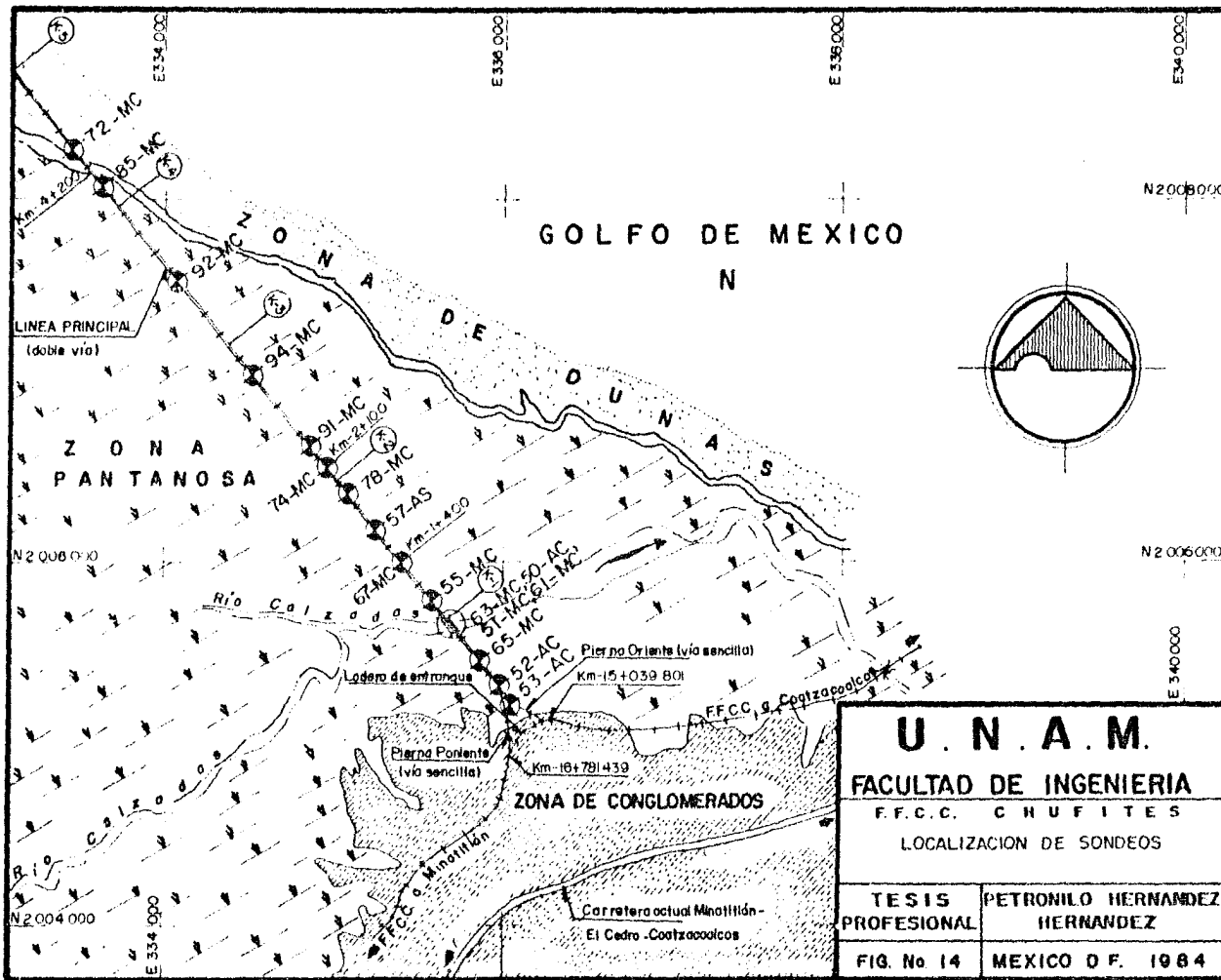
Para definir la estratigrafía general del subsuelo, se realizaron 16 sondeos de perforación y muestreo, 12 del tipo mixto continuo (65 MC, 63 MC, 51 MC, 61 MC, 55 MC, 67 MC, 78 MC, 74 MC, 91 MC, 94 MC, 92 MC y 85 MC), tres del tipo alterado continuo (53 AC, 52 AC y 50 AC) y un alterado selectivo (57 AS).

La localización en planta se muestra en el croquis de la Figura 12.

La exploración se efectuó alternando la obtención de muestras representativas por medio del método de penetración estándar, con la obtención de muestras inalteradas con tubos de pared delgada (Tipo Shelby), de 7.6 cm. (3") de diámetro, hincados a presión. Estos dos métodos descritos anteriormente.

Las profundidades alcanzadas durante la exploración, variaron de 30 m, 35 m y 40 m. respectivamente.

El ingeniero supervisor además de revisar que se aplicará la



U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
F.F.C.C. CHUFITES	
LOCALIZACION DE SONDEOS	
TESIS PROFESIONAL	PETRONILO HERNANDEZ HERNANDEZ
FIG. No 14	MEXICO D.F. 1984

técnica de perforación adecuada, se encargó de la clasificación de campo de todas las muestras alteradas e inalteradas obtenidas.

Durante los trabajos exploratorios, estos resultaron particularmente difíciles, debido a la frecuencia con que se presentaron los tirantes de agua y a la espesa vegetación del sitio, los cuales obligaron a efectuar adaptaciones al equipo de exploración para facilitar su traslado sobre las zonas pantanosas.

El programa de exploración que se tenía inicialmente se tuvo que modificar sustancialmente, debido a que se detectó en la margen izquierda del río Calzadas, un manto potente de arcilla de muy baja resistencia al corte y alta compresibilidad. Para el estudio de esta formación se programaron sondeos adicionales de Veleta "in situ", así como pruebas de penetración con cono eléctrico de alta sensibilidad, con objeto de definir más detalladamente su resistencia al corte y eliminar las alteraciones producidas por el muestreo convencional.

En dos de las perforaciones efectuadas, se presentó "artesianismo" en la siguiente forma: en el sondeo 74 MC ubicado en el Km-2+200, el fenómeno apareció a una profundidad de 40.50m. generando una columna de agua que sobresalió del nivel del terreno natural una altura aproximada de 1.50 m.; en el sondeo 78 MC, ubicado en Km-1+902 el artesianismo se presentó a una profundidad de 20.35 m., generando una columna de agua de aproximadamente 1.0 m. sobre el nivel del terreno natural.

4) ENSAYES DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio efectuados a los materiales en el campo y en el laboratorio central para la formación de un estudio geotécnico, y que fueron los practicados al trazo del Ferrocarril Chufites, son los que se mencionan a continuación:

PRUEBAS REALIZADAS EN CAMPO

Las pruebas de campo se ejecutan fundamentalmente para determinar los coeficientes de variación volumétrica en cortes y préstamos, así como para clasificar los materiales.

- A) El método para la determinación de la compactación de -- suelos cohesivos se hace por medio de "CALAS". Esta prueba se aplica a los materiales de cortes y préstamos constituidos por suelos arcillosos y limosos (limos con índice plástico mayor de 6).

Para poder conocer el grado de compactación del material, es necesario determinar los pesos volumétricos seco y húmedo. Así como también la humedad "in situ".

La determinación del Peso Volumétrico Húmedo, el problema estriba en conocer el volumen de la muestra, ya que el peso puede registrarse directamente.

Para la obtención del volumen en campo, se cuenta con tres procedimientos:

- a) empleando arena de Ottawa.
- b) empleando aceite
- c) empleando agua

EQUIPO:

Barreta, espátula de cuchillo, charola de lámina (60 x 40 x 10 cm), una probeta graduada de 1000 cm³, arena de Ottawa, báscula de 20 Kg de capacidad y 0.1 grs. de aproximación, una regla de 30 cm de longitud.

Procedimiento:

En el piso de un sondeo a cielo abierto se hace una excavación, utilizando la espátula de cuchillo y la barreta y procurando - que sea lo más regular posible; de sección cuadrada.

Las dimensiones deberán ser aproximadamente las siguientes: Para materiales finos que pasen por la malla # 4: 15 x 15 x 15 cm. Para materiales con agregado grueso, 30 x 30 x 30 cm.

En el primero llamado de la arena, se pesará una cantidad conveniente de arena, que sea mayor de la que pueda llenar la excavación, anotando este peso inicial (w). Se llenará la excavación con arena, dejándola caer desde una altura constante de 10 cm., que deberá controlarse mediante la regla de 30 cm de longitud. Se nivelará la arena hasta el borde superior de la excavación dejando una superficie plana con ayuda de la regla. Posteriormente deberá anotarse el peso del resto de la arena (W_2) para que, por diferencia, se obtenga el peso de la arena que llenó la excavación.

$$W_a = W_1 - W_2$$

Donde: W_a = Peso de la arena que llenó la excavación.

Se calculará el volumen de la excavación dividiendo "Wa" entre el peso volumétrico de la arena, previamente determinado con toda exactitud en el laboratorio, dando la misma altura de caída (10 cm).

$$V = \frac{W_a}{\gamma_a}$$

Donde:

V = volumen de la excavación (m³)

γ_a = peso volumétrico de la arena (Kg/m³)

El peso volumétrico húmedo del suelo se calculará dividiendo el peso del material húmedo extraído de la excavación entre el volumen de la misma.

$$\gamma_h = \frac{W_h}{V}$$

Donde: γ_h = peso volumétrico húmedo del suelo (Kg/m³)

W_h = peso del material húmedo (Kg)

Como en el laboratorio ya se determinó la humedad natural (w) se calculará el peso volumétrico seco del suelo, mediante la expresión:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1 + w}$$

Donde:

γ_d = peso volumétrico seco del suelo (Kg/m³)

γ_h = peso volumétrico húmedo del suelo (Kg/m³)

w = humedad del suelo (%)

La determinación del peso volumétrico seco en muestras inalteradas, se puede realizar únicamente en suelos finos y plásticos de los que puedan labrarse especímenes. Podrá aplicarse también para conocer el peso volumétrico o grado de compactación alcanzado en una terracería ya construida o en un terreno de cimentación.

Se labrará un espécimen de la muestra inalterada de forma cúbica (5 x 5 x 5 cm) y se registrará inmediatamente su peso húmedo en gramos (W_h). Se cubrirá con una capa delgada de parafina líquida, se dejará enfriar y se registrará el peso, en gramos del espécimen cubierto con la parafina (P_a). Posteriormente por medio de un hilo sostenido en la balanza, se sumerge totalmente la muestra en vaso, sin que toque el fondo o las paredes del mismo. Se registrará el peso en gramos de la muestra en estas condiciones (P_p). Se calculará el volumen de la parafina dividiendo el peso de ésta entre su densidad:

$$V_p = \frac{P_p - P_w}{D_p}$$

Donde:

V_p = volumen de la parafina (cm^3)

D_p = densidad de la parafina (0.97)

Se calculará el volumen del espécimen (sin parafina):

$$V = P_p - P_a - V_p$$

Siendo:

V = volumen del espécimen (cm^3)

$P_p - P_a$ = Peso del agua desalojada por el espécimen cubierto con parafina que para fines prácticos representa el volumen (cm^3)

Para calcular el peso volumétrico (γ_w) se aplicará la siguiente expresión:

$$\gamma_w = \frac{P_w}{V}$$

Como en el laboratorio ya se determinó la humedad natural (w), se calculará el peso volumétrico seco del suelo, mediante la expresión:

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

Después de haber obtenido este dato (γ_d); para poder calcular el grado de compactación, así como los coeficientes de variación volumétrica, es necesario contar con el peso volumétrico seco máximo de ese suelo. Para poder obtener este valor, se recurre a dos métodos en el laboratorio: Próctor o Porter, dependiendo el tipo de material. Obtenidos todos los datos anteriores se pueden calcular los coeficientes de variación volumétrica, para diferentes grados de compactación (90%, 95% y 100%), con la siguiente expresión:

$$C_{vv} = \frac{\gamma_{dn} / \gamma_d \text{ máx.}}{G_c}$$

Donde:

γ_{dn} = peso volumétrico seco del suelo en estado natural, en el lugar del que ha de ser extraído.

γ_d máx. = peso volumétrico seco máximo, que puede obtenerse para ese suelo con la prueba de control de compactación que se esté empleando (Próctor o Porter)

Gc = grado de compactación que se especifique para el caso (90%, 95% y 100%)

El coeficiente de variación volumétrica permite establecer los volúmenes de materiales que han de ser excavados y obtenidos - en los bancos de préstamo, para llegar al volumen que se requiere en las terracerías; es un dato indispensable para llegar a los verdaderos costos de un proyecto dado.

B) DILATANCIA, RESISTENCIA EN ESTADO SECO Y TENACIDAD

Estas pruebas se ejecutan en el campo para identificar suelos finos, con la fracción que pasa la malla No. 40 (0.5 mm. - aproximadamente), pero para fines de clasificación en el campo no se usa la malla, simplemente se quitan a mano las partículas gruesas que interfieren con la prueba.

1) DILATANCIA (Reacción al agitado ó deformabilidad - movilidad del agua)

Después de quitar las partículas gruesas, mayores que la malla No. 40 prepárese una pastilla de suelo húmedo de un volumen - aproximadamente igual a 10 cm^3 ; si es necesario añádase suficiente agua para dejar el suelo suave pero no pegajoso.

Colóquese la pastilla en la palma de la mano y agítese horizontalmente, golpéese vigorosamente contra la otra mano varias veces. Una reacción positiva consiste en que en la superficie de la pastilla aparece agua, la superficie cambia adquiriendo una apariencia de hígado y aparece lustrosa. Cuando la pastilla se aprieta entre los dedos desaparecen de la superficie el agua y el lustre, el suelo se vuelve tieso y finalmente se agrieta o se desmorona. La rapidez con que aparece el agua en la superficie al agitar y desaparecer al apretar sirve para identificar la clase de finos del suelo.

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

NOTA: La palabra "DEFORMABILIDAD" equivale a la palabra inglesa "DILATANCY" cuyo significado es el siguiente: propiedad de cambiar de volumen al cambiar de forma.

2) RESISTENCIA EN ESTADO SECO (característica al rompimiento)

Después de eliminar las partículas de tamaño mayor que el de la malla No. 40, moldéese una pastilla de suelo hasta alcanzar la consistencia de masilla, añadiendo agua si es necesario. Séquese la pastilla completamente por medio de un horno, sol o aire y pruébese su resistencia al esfuerzo cortante rompiéndola y desmoronándola entre los dedos. Esta resistencia al esfuerzo cortante es una medida del carácter y cantidad de la frac-

ción coloidal que contiene el suelo. La resistencia al esfuerzo cortante en estado seco aumenta al aumentar la plasticidad del suelo.

Una alta resistencia en seco es característica de las arcillas del grupo CH. Un limo inorgánico tipo posee solamente muy pequeña resistencia. Las arenas finas limosas y los limos tienen aproximadamente la misma resistencia, pero pueden distinguirse por la sensación táctil si se pulveriza el espécimen. La arena fina se siente granular, mientras que el limo típico da la sensación suave de harina.

3) TENACIDAD (consistencia cerca del límite plástico)

Después de eliminadas las partículas de tamaño mayor que el de la malla No. 40 moldéese un espécimen de aproximadamente 10 cm^3 hasta alcanzar la consistencia de masilla. Si en estado natural el suelo está muy seco, debe agregarse agua, pero si está pegajoso debe extenderse el espécimen formando una capa delgada que permita la pérdida de humedad por evaporación. Cuando el espécimen adquiere la consistencia deseada, se rodilla a mano sobre una superficie suave o entre las palmas hasta hacer un rollito de 3mm. de diámetro aproximadamente, se amasa y se vuelve a rodillar varias veces. Durante estas operaciones el contenido de humedad se reduce gradualmente y el espécimen llega a ponerse tieso, pierde finalmente su plasticidad y se desmorona cuando se alcanza el límite plástico. Después de que el rollo se ha desmoronado, los pedazos deben juntarse y amasarse ligeramente entre los dedos formando una bolita hasta que la masa se desmorone nuevamente.

La preponderancia de la fracción arcillosa de un suelo se identifica por la mayor o menor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico y por la rigidez de la bolita al romperse finalmente entre los dedos. La debilidad del rollito en el límite plástico y la pérdida rápida de la cohesión de la bolita al rebasar este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales tales como arcilla del tipo caolín y arcillas orgánicas que caen abajo de la línea "A".

Las arcillas altamente orgánicas dan una sensación de debilidad y se sienten esponjosas al tacto en el límite plástico.

Este sistema ofrece la ventaja de ser fácilmente adaptable al campo y al laboratorio, requiriéndose poca experiencia y unas cuantas pruebas sencillas para determinar el grupo al cual pertenece un suelo dado.

En lo que se refiere al proyecto de terracerías del Ferrocarril Chufites, tema de la presente tesis, todas las muestras recuperadas (inalteradas y alteradas) se clasificaron y se analizaron conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); además se efectuaron los siguientes ensayos índice:

- Clasificación visual y manual de los suelos, en húmedo y en seco
- Determinación del contenido natural de agua (w)
- Determinación del contenido de finos (partículas que pasen - la malla # 200)
- Límites de consistencia: LL y LP
- Peso Volumétrico Húmedo y Seco
- Grados de Saturación inicial y final
- Densidades de sólidos

Con las muestras inalteradas recuperadas, además de los ensayos índice, se efectuaron pruebas mecánicas del siguiente tipo:

- Ensaye de compresión simple (q_u)
- Ensaye de Consolidación Unidimensional
- Ensaye Triaxial no consolidada no drenada (Tipo Q)
- Ensaye Triaxial consolidada no drenada (Tipo R)
- Ensaye de Veleta miniatura

Adicionalmente, a los materiales de los bancos de préstamo se les efectuaron los siguientes ensayos:

- Clasificación visual y manual de los suelos, en húmedo y en seco según el SUCS
- Determinación del contenido natural de agua (w)
- Granulometrías por mallas y/o lavados por la malla No. 200
- Límites de consistencia
- Contracción lineal
- Compactación Próctor y/o Porter
- Valor relativo de soporte estándar (VRS)
- Valor relativo de soporte modificado a 90, 95 y 100%
- Equivalente de arena
- Valor cementante
- Peso volumétrico seco suelto
- Peso volumétrico seco natural

Debido a que los materiales tal como se les encuentra en los bancos no tienen la calidad suficiente para utilizarse en la construcción de la capa del sub-balasto, fue necesario realizar mezclas de dichos materiales en diferentes proporciones a la que se les efectuaron los ensayos de calidad correspondientes.

Los resultados de los ensayos efectuados a los materiales encontrados en el subsuelo a lo largo del trazo se resumen en la tabla 2. Por su parte, los resultados de los ensayos efectuados en los materiales de los bancos de préstamo, se recopilan junto con la descripción de los bancos (subtema 7).

5) ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL TERRENO DE CIMENTACION

A partir de la información obtenida de la exploración geotécnica y de los resultados de laboratorio, se clasificaron los materiales de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS se incluyó esta información para cada uno de los sondeos, y así se elaboraron los perfiles estratigráficos. En la Figura 14 se presenta la zonificación geológica con la ubicación de los sondeos exploratorios y en la Figura 15 un corte estratigráfico a lo largo del trazo del eje del Ferrocarril.

En este corte se definen las tres zonas, de las cuales ya se trataron en el Capítulo III, pero aquí se describirán en detalle sus características.

5.1 Zona de conglomerados

En la primera zona, el terreno es firme y corresponde a lomeríos constituidos por conglomerados de arenas finas a gruesas, con 20% de arcillas de baja y mediana plasticidad y 10% de gravas aproximadamente. En esta zona se apoyarán el ladero y la mayor parte de los ramales de entronque.

5.2 Zona pantanosa

Corresponde a la llanura de inundación del río Calzadas la --

SONDEO	COORDENADAS			KM	PROF. MAX. EXPLORADA	NAS
	X	Y	Z			
53AC	336+070.88	2005+214.88	0.67	0+390	40.00	NAF = 1.00
52AC	336+000.35	2005+299.28	0.12	0+500	39.45	NAF = 0.60 m
65MC	335+872.00	2005+453.00	0.07	0+700	23.50	TA = 0.70 m
63MC	335+733.00	2005+618.00	0.08	0+915	25.20	NAF = 0.15 m
50AC	335+714.19	2005+640.15	-0.90	0+945	39.95	TA = 1.00 m
51MC	335+668.48	2005+671.15	-2.61	0+985	35.95	TA = 1.00 m
61MC	335+669.00	2005+694.00	0.10	1+015	29.45	TA = 0.35 m
55MC	335+576.02	2005+805.23	0.08	1+160	28.60	TA = 0.50 m
67MC	335+421.77	2005+989.10	0.13	1+400	27.05	TA = 1.0 m
57AS	335+254.68	2006+188.30	0.11	1+660	34.25	TA = 0.40 m
78MC	335+099.15	2006+373.70	0.15	1+902	27.80	TA = 0.30 m
74MC	334+907.60	2006+602.00	0.10	2+200	40.85	TA = 0.95 m
91MC	334+766	2006+770	0.15	2+422	41.41	TA = 0.55 m
94MC	334+547	2007+031	0.20	2+760	39.85	TA = 0.50 m
92MC	334+104	2007+554	0.25	3+450	35.05	TA = 0.50 m
85MC	333+654	2008+096	1.95	4+150	34.33	NAF = 0.20 m

NAS: NIVEL DE AGUAS SUPERFICIALES, VARIABLE EN FUNCION DEL PERIODO DE CRECIENTE DEL RIO.

TA: TIRANTE DE AGUA

TABLA No.1 CARACTERISTICAS DE LOS SONDEOS EFECTUADOS F.C. CHUFITES

RESUMEN DE ENSAYES MECANICOS DE LABORATORIO

SONDEO 65 F.C. CHUFITES RM-04700

PROFUNDIDAD	CONTENIDO	RELACION	GRADO DE	PESO VOL.	COMPRESION	VELETA	T R I A X I A L		CONSOLIDACION		
	DE AGUA	DE VACIOS	SATURACION	HUMEDO	SIMPLE	MINIATURA	C	σ	P'_o	P'_c	
	W	e	g	γ_h	q_u	C	Kg/cm ²	σ	Kg/cm ²	Kg/cm ²	
m	%	—	%	T/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	σ	Kg/cm ²	Kg/cm ²	
5.50	59					0.12			0.39	0.046	
5.60	46	1.24	94	1.70	0.25	0.18					
7.90	36	1.02	95	1.80	0.66						
SONDEO 63 MC F.C. CHUFITES							Km.0+915				
2.65	38	1.06	100	1.83	0.53						
3.60	48	1.60	97	1.70	0.18						
SONDEO 51 MC F.C. CHUFITES							Km.0+985				
2.15	72			1.65	0.13	0.22					
4.85	56			1.69	0.22	0.31					
7.70					0.33						
SONDEO 61 MC							Km.1+015				
2.35	40	1.50	96	1.78							
2.50	40	1.05	100	1.82	0.72						
3.80	53	1.43	100	1.70	0.31	0.19					

100

TABLA No. 2

RESUMEN DE ENSAYES MECANICOS DE LABORATORIO

F.C. CHUFITES

PROFUNDIDAD	CONTENIDO DE AGUA W	RELACION DE VACIOS e	GRADO DE SATURACION g	PESO VOL. HUMEDO γ _h	COMPRESION SIMPLE q _u	VELETA MINIATURA C	TRIA X I A L		CONSOLIDACION	
							C	Ø	P' _c	P _c
m	%	—	%	T/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	o	Kg/cm ²	Kg/cm ²
				Continuación	Sondeo	61 MC			0.36	0.32
5.0	56	1.40	100	1.73						
5.10	51	1.39	100	1.70	0.18	0.12				
6.30									Horizontal	
6.40	84	2.14	100	1.55	0.49	0.21				
7.70	70	1.84	100	1.58	0.32	0.24				
8.50	75	1.86	100	1.54					0.57	0.58
9.0	73	1.85	100	1.59	0.30	0.20				
10.65	47	1.25	97	1.70			0.22(Q)	0 (Q)		
10.85	39	1.07	97	1.80	0.45					
11.55	27	0.71	100	1.98	0.26					
12.68	27	0.77	100	1.98			0.60(R)	12 (R)		
12.95	25	0.78	93	2.00	0.48					
14.20	27	0.75	97	1.99	0.33					
				SONDEO 55	MC Km.1+160					
10.25	73	1.94	100	1.55	0.20					
11.45	86	2.25	98	1.47	0.15					
13.90	71	1.84	98	1.53	0.64					

Q: Triaxial no Consolidada, no Drenada

R: Triaxial Consolidada, no Drenada

TABLA No. 2

RESUMEN DE ENSAYES MECANICOS DE LABORATORIO

F.C. CHUFITES

PROFUNDIDAD	CONTENIDO DE AGUA w	RELACION DE VACIOS e	GRADO DE SATURACION G	PESO VOL. HUMEDO γ_h	COMPRESION SIMPLE q_u	VELETA MINIATURA C	TRIA X I A L		CONSOLIDACION	
							C	β	P'_o	P'_c
m	%	—	%	T/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	o	Kg/cm ²	Kg/cm ²
16.45	95	2.05	99	1.36	0.71		MC Km-1+160			
18.05	85	2.31	97	1.43					0.9	0.9
							SONDEO 67 MC Km-1+400			
1.65	54	1.4	100	1.7			0.11(Q)	1.0		
1.80	52	1.39	100	1.8	0.14					
1.95	52	1.80	82	1.55	0.015(2)					
2.05	49	1.30	100	1.83	0.20	0.06				
2.20	41	0.95	100	1.95			0. (R)	31°		
3.35	45	0.87	100	2.10	0.38	0.05				
4.35						0.05(2)				
4.35						0.07				
4.45							0.1 (Q)	1.0		
4.65	55	1.56	100	1.67	0.22	0.11				
4.80	59	1.56	100	1.67	0.046(2)					
5.30	63	1.75	98	1.65			0.28(R)	5.0		
5.45	66	1.60	100	1.75	0.17	0.11				
6.15	90	2.49	98	1.48		0.072			0.41	0.38

Q: Triaxial no Consolidada no Drenada

R: Triaxial Consolidada no Drenada

2: Material Remoldeado

TABLA No. 2

RESUMEN DE ENSAYES MECANICOS DE LABORATORIO

F.C. CHUFITES

PROFUNDIDAD	CONTENIDO	RELACION	GRADO DE	PESO VOL.	COMPRESION	VELETA	TRIA X I A L		CONSOLIDACION		
	DE AGUA	DE VACIOS	SATURACION	HUMEDO	SIMPLE	MINIATURA	C	β	P'_o	P'_c	
	W	e	G	γ_h	q_u	C	Kg/cm ²	o	Kg/cm ²	Kg/cm ²	
m	%	—	%	T/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	o	Kg/cm ²	Kg/cm ²	
				Continuación Sondeo 67			MC Km-1+400				
6.15						0.13(2)			Horizontal		
6.25						0.04					
6.35	87	2.18	100	1.55	0.16	0.12					
6.55						0.14					
7.20	84	2.29	97	1.50	0.35						
7.60	79	2.49	97						0.51	0.37	
7.60									Horizontal		
7.60									Mat. Remoldeado		
7.95	85	2.10	100	1.55			0.16(Q)	1.0			
8.05	87	2.25	100	1.53	0.26	0.13					
9.30	98					0.13					
9.30						0.04(2)					
9.40	96	2.52	100	1.48	0.26	0.13					
10.25	100	2.64	100	1.45	0.17	0.10					
11.70	98	2.53	100	1.49	0.16	0.10					
12.30	107	2.80	100	1.45			0.05(Q)	0.0			
12.55	110	2.79	100	1.47	0.19	0.11					
13.20	106	3.05	94	1.38					0.77	0.5	

Q: Triaxial no Consolidada no Drenada

R: Triaxial Consolidada no Drenada

Z: Material Remoldeado

Tabla No. 2

RESUMEN DE ENSAYES MECANICOS DE LABORATORIO

F.C. CHUFITES

PROFUNDIDAD	CONTENIDO	RELACION	GRADO DE	PESO VOL	COMPRESION	VELETA	T R I A X I A L		CONSOLIDACION		
	DE AGUA	DE VACIOS	SATURACION	HUMEDO	SIMPLE	MINIATURA	C	β	P'_c	P'_c	
	W	e	G	γ_h	q_u	C	Kg/cm ²	o	Kg/cm ²	Kg/cm ²	
m	%	—	%	T/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²					
				Continuación Sondeo 67			MC	Km-	1+400		
13.40	110	2.76	100	1.45	0.18	0.13					
14.25	84	1.62	100	1.85	0.21	0.18					
15.00	92	2.38	100	1.50	0.21	0.21					
15.00						0.04(2)					
15.85	93	2.55	94	1.41					0.90	0.33	
15.95	84	1.99	100	1.54	0.20	0.16					
16.80	73	2.06	96	1.54	0.33	0.23					
19.00	63	1.59	100	1.65	0.41	0.34					
19.85	63	1.67	99	1.61	0.39	0.19					
20.70	71	1.75	100	1.63	0.37	0.15					
21.55	71	1.75	100	1.63	0.28	0.15					
22.20	73	1.84	100	1.63	0.37	0.23					
				SONDRO 57 AS			Km-1+660				
1.0	84					0.11					
1.50	105	3.03	96	1.41	0.084						
1.65	107	2.99	99	1.43	0.14	0.06					
3.00	102	1.80	100	1.90			0.10(R)	16.0			

R: Triaxial Consolidada no Drenada

2: Material Remoldeado

TABLA No. 2

RESUMEN DE ENSAYES MECANICOS DE LABORATORIO

F.C. CHUFITES

PROFUNDIDAD	CONTENIDO	RELACION	GRADO DE	PESO VOL.	COMPRESION	VELETA	TRIA X I A L		CONSOLIDACION	
	DE AGUA	DE VACIOS	SATURACION	HUMEDO	SIMPLE	MINIATURA	C	β	P'_{o}	P'_c
m	W	e	G	t_h	q_u	C	Kg/cm ²	o	Kg/cm ²	Kg/cm ²
				Continuación		Sondeo	57 MC Km-1+660			
3.25					0.07					
5.70									Horizontal	
5.75	41	1.20	100	1.76					0.35	0.40
5.85	42	1.15	100	1.80	0.45	0.19				
7.15	53	1.31	100	1.78	0.16	0.04				
8.45	74	2.15	96	1.54	0.21	0.19			0.54	0.58
13.05	80	2.34	99	1.48					0.77	0.45
13.05									Horizontal	
13.15	92	2.32	99	1.45	0.21	0.18				
19.15	86	2.35	100	1.51	0.32	0.34				
				SONDEO 78 MC		Km-1+902				
4.20	56	1.34	100	1.82	0.24					
5.50	71	1.88	100	1.63	0.21					
7.30	92	2.27	100	1.50	0.24					
9.0	54	1.45	100	1.70	0.30					
10.30	52	1.30	100	1.71	0.31					
11.60	70.37	1.73	100	1.62	0.26					

TABLA No. 2

RESUMEN DE ENSAYES MECANICOS DE LABORATORIO

F.C. CHUFITES

PROFUNDIDAD	CONTENIDO DE AGUA	RELACION DE VACIOS	GRADO DE SATURACION	PESO VOL. HUMEDO	COMPRESION SIMPLE	VELETA MINIATURA	TRIA X I A L		CONSOLIDACION	
	W	e	G	γ_h	q_u	C	C	β	P'_o	P'_c
m	%	—	%	T/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	°	Kg/cm ²	Kg/cm ²
				Continuación		Sondeo 73	MC	Km-1+902		
19.22	23	0.72	88	1.95						
				SONDEO		74 MC		Km-2+200		
1.18	175	4.41	94	1.20	0.15					
2.48	62	1.63	100	1.68	0.12					
3.78	68	1.89	99	1.60	0.17					
5.53	94	2.44	100	1.50	0.31					
18.38	25	0.69	95	1.92	2.58					
				SONDEO		91 MC		Km-2+422		
3.70	52	1.47	94	1.65	0.12					
7.00	64	0.39		1.60	0.08					
9.80	79	2.16	97	1.50	0.12					
13.10	84	2.15	100	1.52	0.12					
31.10	69	1.65	100	1.62	0.33					
34.90	36	0.84	100	2.0	1.66					

TABLA No. 2

RESUMEN DE ENSAYES MECANICOS DE LABORATORIO

F.C. CHUFITES

PROFUNDIDAD	CONTENIDO	RELACION	GRADO DE	PESO VOL.	COMPRESION	VELETA	TRIA X I A L		CONSOLIDACION	
	DE AGUA	DE VACIOS	SATURACION	HUMEDO	SIMPLE	MINIATURA	C	B	P _o	P _c
	W	e	G	γ_h	q _u	C	Kg/cm ²	o	Kg/cm ²	Kg/cm ²
m	%	---	%	T/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²			
				SONDLO 94 MC		Km-2+760				
3.65	33	1.08	91	1.88	0.10					
6.50	64	1.75	98	1.61	0.24					
9.80	81	2.32	96	1.5	0.28					
12.60	85	2.17	100	1.5	0.31					
15.90	87	2.36	98	1.48	0.50					
19.70	96	1.94	100	1.4	0.66					
24.00	169	4.68	92	1.20	0.66					
27.50	94	2.33	99	1.43	0.78					
31.80	74	1.97	98	1.54	0.75					
				SONDLO 92 MC		Km-3+450				
3.70	88	2.32	100	1.5	0.29					
6.70	30	0.79	98	1.92	0.74					
9.70	35	0.95	98	1.84	0.58					
12.65	28	0.77	98	1.95	1.63					
15.45	31	0.63	99	1.9	2.91					
19.43	34	1.05	97	1.8	3.38					

TABLA No. 2

RESUMEN DE ENSAYES MECANICOS DE LABORATORIO

F.C. CIUFFITES

PROFUNDIDAD	CONTENIDO	RELACION	GRADO DE	PESO VOL.	COMPRESION	VELETA	TRIA X I A L		CONSOLIDACION	
	DE AGUA	DE VACIOS	SATURACION	HUMEDO	SIMPLE	MINIATURA	C	ϕ	P'_{ϕ}	P'_c
	W	e	G	γ_h	q_u	C	Kg/cm ²	o	Kg/cm ²	Kg/cm ²
m	%	—	%	T/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²				
				SONDIO	85 MC	Km-4+150				
2.00	199	3.21	100	1.20	0.0					
2.80	31	0.81	100	1.94	0.30					
3.15	99	2.31	100	1.52	0.23					
4.46	52	1.17	100	1.75	0.05					
6.80	88	2.26	100	1.52	0.17					
8.00	73	1.90	100	1.59	0.20					
9.40	88	2.32	100	1.50	0.24					
10.10	87	2.30	100	1.50	0.56					
12.48	90	2.35	100	1.50	0.19					
14.30	98	2.54	100	1.48	0.24					
17.90	26	0.67	100	2.0	0.40					
19.18	28	0.74	59	1.95	0.43					
20.40	31	0.81	100	1.93	1.33					
22.80	33	0.86	100	1.89	0.92					

TABLA No. 2

cual es una de las más bajas y prácticamente plana, lo que origina acumulaciones de agua con tirantes hasta de 1.50 m, en épocas de avenidas máximas.

En esta zona se definen dos tramos localizados uno en cada margen del Río Calzadas con características distintas. En el tramo de la margen derecha, está comprendido entre los cadenamientos 0+200 y 0+965 (cruce con el Río Calzadas), - presentando la siguiente secuencia de estratos: superficialmente y hasta una profundidad que varía entre 6 m (en el - Km-0+915) y 10 m (en el Km-0+390), se localiza una arcilla de color café oscuro, de alta plasticidad (CH). Su contenido de agua es de 40% en promedio, aunque en algunos casos - llega hasta 80%, su límite líquido medio es de 70% y su consistencia es de blanda a muy blanda, contiene fragmentos de conchas y algunas lentes de materia orgánica; la resistencia media al esfuerzo cortante medida en ensayos de compresión simple es de 1.6 ton/m² y su compresibilidad es alta, con - un coeficiente de compresibilidad $A_v = 0.43 \text{ cm}^2/\text{Kg}$, para presiones comprendidas entre 0.4 y 0.8 Kg/cm².

Subyaciendo este estrato y hasta la profundidad máxima explorada de 40 m, existe entre los cadenamientos 0+200 y 0+600 - aproximadamente, una arcilla de color gris verdoso, de alta plasticidad; el contenido natural de agua es del orden de - 30%, el límite líquido es próximo a 60%, su consistencia es de dura a muy dura.

En las cercanías del Río Calzadas este segundo estrato está formado por una arena arcillosa, con un contenido de finos - comprendido entre 20 y 45%; el contenido de agua varía entre

los mismos límites. La compacidad de la arena es de densa a muy densa. Este segundo estrato no plantea problemas para la estabilidad del terraplén.

La estratigrafía detectada en el tramo de la margen izquierda comprendida entre el Km-0+965 y el Km-4+200 aproximadamente es la siguiente:

Superficialmente y hasta una profundidad que varía entre 11 m (en el Km-2+200) y 29 m (en el Km-2+420) se detectó una arcilla color café negruzco, de alta plasticidad (CH). El contenido natural de agua varía de 40 a más de 100%, y la variación del límite líquido es muy similar. La resistencia al esfuerzo cortante tiene un valor de 0.8 ton/m² en la superficie y llega a 2.0 ton/m² en estratos más profundos. La arcilla es altamente compresible, con un coeficiente de compresibilidad promedio de $A_v = 0.20 \text{ cm}^2/\text{Kg}$ para presiones en el rango de 1 a 2 Kg/cm², - se presentan además fragmentos de concha y contenido variable de materia orgánica.

Debido a la altura de los terraplenes que se construirán, se estudió la posible disminución de la resistencia al esfuerzo cortante por remoldeo en la arcilla, realizándose ensayos de compresión simple y de veleta miniatura sobre material remoldeado. La relación entre las resistencias al esfuerzo cortante de la muestra inalterada y remoldeada, se define como sensibilidad; es un índice de la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante inicial por efecto del remoldeo. De los resultados obtenidos se deduce que la arcilla localizada entre 0 y 5 m. de profundidad tiene una sensibilidad media y que no planteará problemas serios en la construcción del terraplén.

Por otra parte, debido a la baja consistencia de la arcilla y pese a los cuidados guardados tanto en la obtención como en el traslado de las muestras, se producen alteraciones de la estructura de la arcilla de tal manera que los resultados de los ensayos mecánicos efectuados en el laboratorio tienen un nivel de incertidumbre difícil de precisar. Para aclarar este punto, se propone la ejecución de ensayos con veleta y con cono eléctrico de alta sensibilidad efectuados "in situ".

5.3 Zona de dunas

Se extiende del Km-4+200 al Km-5+052.240, encontrándose desde la superficie y hasta profundidades que varían de 16.0 m. a 23.0 m. arenas finas a medias con bajo porcentaje de finos poco cohesivos (SP-SM) cuya compacidad hasta los 6.0 m, aproximadamente varía de suelta a media y a partir de dicha profundidad se encuentra densa.

Subyaciendo el estrato arenoso y hasta la profundidad explorada que fue de 45.0 m. se encuentra una formación arcillosa de alta plasticidad (CH), con muy poca arena, de consistencia firme a dura, con fragmentos de conchas y vetas de materia orgánica aisladas. Su contenido de agua varía de 45% a 129% y el límite líquido de 75% a 95%.

6) DISEÑO DE TERRACERIAS

Las terracerías comprende el conjunto de obras formadas por cortes y terraplenes de una obra vial ejecutadas hasta la subrasante. La función de las terracerías es la de proporcionar una faja de apoyo al pavimento en carreteras y aeropistas o

a la superestructura de la vía férrea, de superficie uniforme, alineamiento, pendiente y elevación conveniente.

En la construcción de las terracerías los problemas a los que se enfrenta el ingeniero proyectista, son los de estabilidad como de asentamientos.

A) ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Se entiende por taludes cualesquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanente las estructuras de tierras, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería. Desde este primer punto de vista los taludes se dividen en naturales (laderas) o artificiales (cortes y terraplenes).

Uno de los problemas más complejos que se deben solucionar mediante los estudios geotécnicos es la determinación de los taludes estables, ya que al excavarlos se rompe el equilibrio natural de una masa de suelo a la cual se le dará una nueva configuración y que estará sujeta a esfuerzos que antes de realizar la obra no existían. Para ello hay que tomar en cuenta el tipo de proyecto (carretera, ferrocarril, aeropista o camino), volumen de tránsito a que estará sometido, altura de corte, flujos de agua, erosión de los materiales, grado de fracturamiento en caso de rocas, etc.

Los tipos de falla más frecuentes en taludes, son los que a continuación se mencionan:

1) Falla por deslizamiento superficial

Un talud siempre estará sujeto a fuerzas naturales, que tienden a hacer que las partículas y porciones de suelo deslicen hacia abajo, quedando sujeto a un flujo que destruirá al talud en forma lenta.

Este tipo de falla es muy frecuente y peligroso en laderas naturales, producidas por un aumento en las cargas actuantes en la corona del talud, por disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del material o en caso de laderas naturales, en donde generalmente abarca áreas grandes, por razones de conformación geológica.

La inclinación de los árboles y postes, desplazamientos relativos, rupturas y otras señales notables de fallas por deslizamiento superficial.

El problema por la cantidad de área que normalmente abarca, se resuelve cambiando el trazo del ferrocarril, carretera o camino.

2) Fallas por movimiento del cuerpo del talud

Pueden ocurrir en los taludes movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelos, con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo. Estos fenómenos reciben comúnmente el nombre de deslizamiento de tierras. Dentro de éstos existen dos tipos claramente diferenciados:

2-1) Fallas por rotación.- Son aquellas fallas que describen movimientos rápidos o prácticamente instantáneos que ocurren en

los taludes y que afectan a masas profundas de los mismos, con deslizamientos a lo largo de una superficie de falla curva que se desarrolla en el interior del terraplén, importando o no el terreno que forma la cimentación. Se considera que la superficie de falla se forma cuando en la zona de su futuro desarrollo actúan esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia del material.

La resistencia que se debe considerar en cada caso particular es una cuestión importante, por el momento basta decir que la resistencia que se supone superada al producirse una falla rotacional, es en general la resistencia máxima.

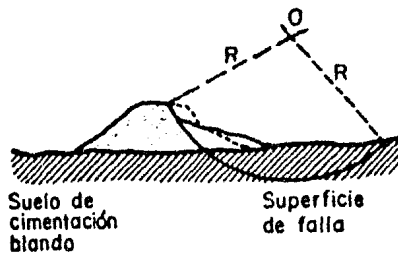
Así pues, en el interior del terraplén existe un estado de esfuerzos cortantes que vence en forma más o menos rápida la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; a consecuencia de ello sobreviene la falla del mismo, con la formación de una superficie de deslizamiento, a lo largo de la cual se produce la falla. Estos movimientos son más frecuentes de encontrarles en terraplenes de carreteras.

Las fallas de este tipo pueden producirse a lo largo de superficies de falla identificables con superficies cilíndricas o concoidales cuya traza con el plano del papel sea un arco de circunferencia, ocurriendo por lo común en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyo comportamiento mecánico esté regido básicamente por su fracción arcillosa.

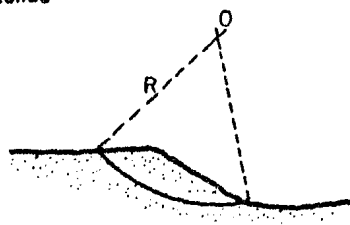
Este tipo de fallas puede ocurrir de dos formas:

- a) de cuerpo de talud
- b) de base

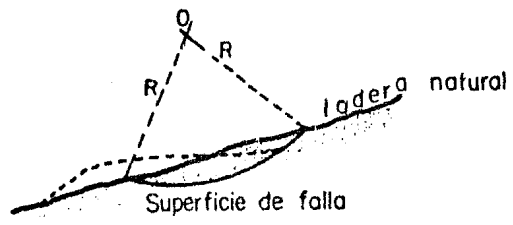
a) *Falla de base*



b) *Falla por el pié del talud*



c) *Falla superficial*



d) *Falla limitada por un estrato firme.*

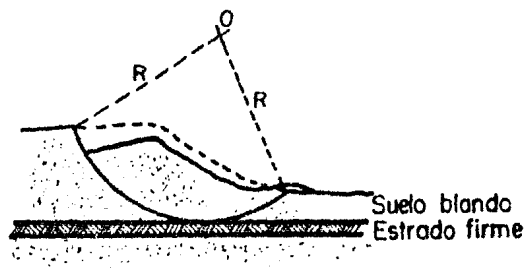


FIG.No.16 FALLAS ROTACIONALES. SECCIONES TÍPICAS

Las primeras se desarrollan exclusivamente en el cuerpo del talud, en tanto que las segundas involucran al material que forma la cimentación, como lo muestra la Figura 16.

2-2) Falla por traslación.- Este tipo de falla por lo general consiste en movimientos de traslación importantes en el cuerpo del terraplén sobre superficies de falla básicamente planas, - asociadas a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad del terraplén.

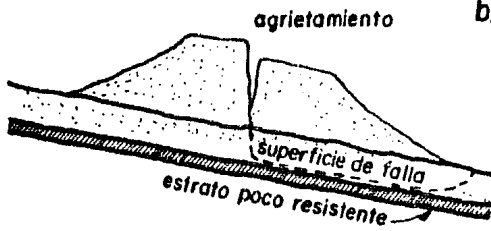
La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se remata en sus extremos por 2 cantiles, por lo general formados por agrietamientos.

Generalmente los tipos de suelos donde se producen estos tipos de fallas están formados por arcillas blandas, arenas finas o limos plásticos sueltos. Con mucha frecuencia la debilidad de estos estratos están ligados a elevadas presiones de poro en el agua - contenida en las arcillas o a fenómenos de elevación de presión del agua en estratos de arena (acuíferos). Los sistemas de falla de este tipo se presentan en la Figura 17. Este tipo de falla es frecuente en laderas inclinadas, cuando el plano débil es paralelo o casi paralelo a la ladera.

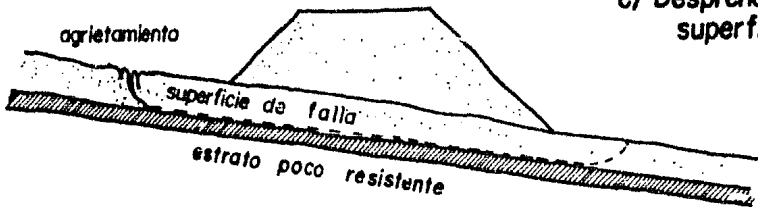
3) Fallas por erosión.- En taludes formados con suelos limo-arenosos o areno-limosos si se deja escurrir el agua libremente provoca el arrastre del material sobre el talud, formando canchales que determinan por destruirlo. Estas fallas de tipo superficial, que a veces son provocadas por fuertes vientos; en el caso de la erosión por acción del agua, en terraplenes, han si



a) En bloque



b) Falla en bloque propiciada por la estratificación del terreno natural



c) Desprendimiento superficial

U . N . A . M .

FACULTAD DE INGENIERIA

F.F.C.C. CHUFITES

FALLAS TRASLACIONALES

**TESIS
PROFESIONAL**

**PETRONILO HERNANDEZ
HERNANDEZ**

FIG. No. 17

MEXICO D.F. 1984

do disminuidas en gran escala con la construcción de guarniciones laterales y lavaderos.

4) Fallas por licuación.- Cuando en un material los contactos entre sus granos son escasos, se incrementan los esfuerzos cortantes que obran en los suelos o se producen movimientos bruscos como un sismo, un impacto, etc., se propicia la pérdida de su resistencia al esfuerzo cortante temporal o definitiva, produciendo un flujo del material.

Los materiales en que es frecuente este fenómeno de licuación son: en arcillas extrasensitivas como en arenas poco compactas, sobre todo las de baja compacidad; cuando se presentan en taludes de cortes o naturales.

Existen otras muchas causas de falla como las provocadas por falta de capacidad de carga del terreno de cimentación, etc., siendo el agua el elemento que en mayor cantidad provoca las fallas, a través del desarrollo de sus fuerzas de filtración que tienen lugar durante el flujo y, a la saturación de los materiales.

Por lo regular casi siempre el tipo de fallas que se presentan con más frecuencia son las del tipo rotacional, que como se ha mencionado con anterioridad son las que producen superficies de falla cilíndrica, es por eso que el método de análisis que se emplea es el llamado Método Sueco. Existen procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelos, a fin de verificar si la estabilidad del terraplén está garantizada, con un factor de seguridad convenientemente calculado.

En seguida se menciona el procedimiento general que sigue este método para analizar la estabilidad de un terraplén (Figura 18).

Se escoge en forma hipotética una superficie de falla y se analiza su factor de seguridad, que resulta del cociente formado entre el Momento Resistente y el Momento Motor, el resistente forma parte de las propiedades que encontramos en la superficie de falla, tales como la cohesión y/o fricción que se genera entre éstas superficies a lo largo de todo su desarrollo y el momento motor lo forma la suma de todos los pesos de la masa que suponemos se va a deslizar al ocurrir la falla del talud del terraplén. En la Figura 18 se ilustran las aseveraciones hechas con anterioridad. En la actualidad, debido a la experiencia obtenida en estos problemas se ha fijado un factor de seguridad de 1 a 2 para satisfacer un funcionamiento económicamente factible.

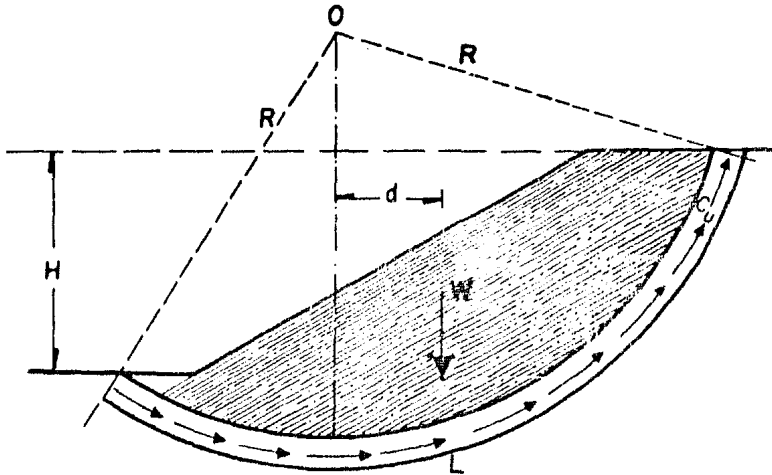
Los tipos de suelos o condiciones en que se puede aplicar el método sueco son:

- 1).- Suelos "Puramente cohesivos" ($\phi = 0$)
- 2).- Suelos con "Cohesión y fricción" ($c \neq 0 \phi \neq 0$)
- 3).- Suelos estratificados

Las hipótesis en que se basa el método de análisis en este tipo de suelos son las siguientes:

- a).- Falla circular
- b).- El análisis es bidimensional, respondiendo a un estado de deformación plana.
- c).- Es válida la ley de la resistencia de Mohr - Coulomb

PROCEDIMIENTO DE A. CASAGRANDE PARA APLICAR EL METODO SUECO A UN TALUD PURAMENTE COHESIVO



$$M_m = \sum w d$$

$$M_r = c_u L R$$

$$M_m = M_r$$

$$\sum w d = c_u L R$$

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{c_u L R}{\sum w d}$$

U . N . A . M .

FACULTAD DE INGENIERIA

F.F.C.C. CHUFINOTES

**METODO SUECO PARA SUELOS
PURAMENTE COHESIVOS**

**TESIS
PROFESIONAL**

**PETRONILO HERNANDEZ
HERNANDEZ**

FIG. No. 18

MEXICO D.F. 1984

- d).- La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie de deslizamiento.
- e).- En su caso, las hipótesis ya comentadas referentes al manejo de dovelas (no existe interacción entre ellas).
- f).- El factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia promedio al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie y los esfuerzos motores.

En la Secretaría de Obras Públicas (hoy SCT), se hacen estudios de estabilidad de taludes en algunos casos en que se suponen críticos, ya que al efectuar el análisis en cada uno de los cortes que se construyen en un ferrocarril, carretera o camino, es prácticamente inaplicable por lo laborioso del procedimiento, razón por la cual con base en análisis de estabilidad de taludes de materiales tipo y a la experiencia, se fija el talud; en las tablas anexas, se presentan taludes recomendables para cortes de diferentes alturas y diferentes tipo de material.

En el caso de terraplenes, se ha observado que es posible obtener una relativa homogeneidad de los materiales, lo que ha permitido hacer análisis de estabilidad de los mismos para la mayoría de los materiales con que se construyen habiéndose encontrado que un terraplén debidamente construido, es estable con un talud de 1.5:1, lo que además facilita la construcción y permiten dar una mayor seguridad a los vehículos que transitan, que con un talud de mayor pendiente. Para terraplenes con altura entre 0 y 60 cm. se proyecta talud de 3:1 y para alturas de 0.60 a 1.50 m. talud de 2:1 (horizontal a vertical).

En cuanto se refiere a la estabilidad del terraplén del Ferrocarril Chufites en la zona blanda, subtema de la presente tesis,

TALUDES RECOMENDADOS EN CORTES

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5m.	De 5 a 10m.	De 10 a 15m.	Mayor de 15m.	
Granito sano y masivo					Descopetar a 1/2:1 la parte intemperizada al talud
Granito sano fisurado en bloques					Amacizar taludes según la disposición de los bloques
Granito exfoliado, grandes bloques empacados en arena.					No se considera recomendable la construcción de bermas en cambio de talud
Granito exfoliado, grandes bloques empacados en arcilla arenosa.					Se recomienda construir banquetas con el objeto de recibir en sí los pequeños desprendimientos que normalmente se presentan
Granito totalmente intemperizado (tucuruquay)					Si el producto de la intemperización del granito es arenoso fino, limoso o arcilloso, se recomienda proyectar banquetas de 1m para cortes - hasta de 10m y de 3m para cortes mayores
Dioritas	Se recomienda tomar en cuenta las mismas observaciones que se hacen para los granitos, dependiendo del grado de intemperismo de la roca				
Andesita fisurada, sin alteración					Se recomienda amacizar siguiendo los planos de flujo, raniento
Andesita fracturada y poco alterada.					Se puede construir bermas de 4m. al cambiar talud si la parte inferior del corte no contiene arcilla en las fracturas y estas están cerradas
Andesita fracturada y alterada					Se recomienda descopetar con talud 1:1 la parte superficial más alterada. Si existe flujo de agua deberá proyectarse un subdrenaje adecuado

(CONTINUACION)

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5m.	De 5 a 10m.	De 10 a 15 m.	Mayor de 15m.	
Riolitas sanas o fracturadas en grandes bloques, con algunos de fracturamiento a 90° horizontal y vertical - menta					Se recomienda amacizar si quedan los planos de fracturamiento, así como descopetar a 1:1 la parte intemperizada
Diorasa sana poco fracturada					Se recomienda amacizar
Basalto fracturado, sano					Descopetar 1/2:1 la parte superior del corte, si el fracturamiento es muy intenso. Si hay una capa intemperizada descopetar 1:1
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños					Si los fragmentos están sueltos y sin suelo o empaçados en orilla se debe cubrir con flujos de agua
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños					Si los fragmentos están empaçados en orilla firme sin que existan flujos de agua
Basalto muy fracturado y en proceso muy avanzado de intemperización.					En zonas muy lluviosas se recomienda construir al pie del talud una banqueta de 1m. para cortes hasta de 15m. y de 3.0m. para cortes mayores de 15m.
Corrientes basálticas intercaladas con rocas piroclásticas y tezontles		Se recomienda definir el contacto entre el basalto y las rocas piroclásticas para darle a cada una su talud correspondiente. Las rocas piroclásticas requieren talud de 1:1 si se encuentran sueltas o de 3/4:1 si se encuentran compactas o son materiales muy gruesos			
Tezontle masivo					Si el tezontle es de grano fino y está suelto, se propone aplicar las mismas recomendaciones que para el resto de los piroclásticos
Tobas, tobas brechoides, andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas o ligeramente fisuradas					Si están intemperizados en la parte superior del corte se recomienda descopetar el corte a 1/2:1
Tobas, tobas brechoides, andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas o ligeramente fisuradas					Si existe un flujo de agua importante, se recomienda construir bermudas 4m. a la mitad de la altura, impermeabilizarlas

(CONTINUACION)

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5m.	De 5 a 10m.	De 10 a 15 m.	Mayor de 15 m.	
Tobos, tobos brechales, riolíticos, andesíticos o basálticos poco intemperizados					Se recomienda descopetar a 3/4:1 la parte superior si el fracturamiento intemperismo es intenso
Tobos, tobos brechales riolíticos, basálticos o andesíticos muy intemperizados					Cambio de talud a la mitad de la altura en cortes mayores de 15 m.
Lutita dura y resistente con achado casi horizontal, poco fracturada					No construir contracunetas si no son bien impermeables. Descopetar a 3/4:1 la parte superior más intemperizada
Lutita suave de resistencia media muy fracturada					No construir contracunetas si no son bien impermeables. Descopetar 1:1 la parte superficial más intemperizada
Areniscas azules fuertemente cementadas, estratificación no definida horizontal o a favor del corte.					Descopetar 3/4:1 la parte muy intemperizada.
Arenisca poco cementada, muy alterada con flujos de agua.					Descopetar 1:1 la parte superficial muy intemperizada
Conglomerado brechales bien cementado con matriz silicea o calcárea					Se recomienda amacizar eliminando todos los fragmentos sueltos
Conglomerado pobremente cementado con matriz arcillosa					Si la matriz arcillosa se encuentra saturada o sometida a fuertes cambios de humedad, se recomienda para cortes mayores de 10m construir banquetas de 1m. y bermas de 4m. a la mitad de la altura
Caliza fracturada con achado casi a favor del corte con estratificación gruesa o mal definida					Se recomienda descopetar 1:1 la parte superior alterada o muy fracturada
Calizas azules con estratificación fina horizontal o a favor del corte					Descopetar 1:1.

(CONTINUACION)

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5m.	De 5 a 10m.	De 10 a 15 m.	Mayor de 15 m.	
Caliza intemperizada con fly ash de agua					Proyectar subdrenaje con tronconetas impermeables
Caliza sana con echado contra el corte entre 90° y 45°, con lubricante arcilloso entre estratos	Dar el talud correspondiente al echado. Si la roca está muy fracturada, proyectar bermas impermeabilizadas de 4m a la mitad de la altura. Contracunetas impermeables.				
Caliza muy fracturada e intemperizada					Contracuneta impermeable
Caliza sana poco fracturada con echado contra el corte entre 30° y 45°					Se puede considerar como si el echado fuera horizontal
Caliza muy poco intemperizada y fracturada, con echado entre 45° y 30° contra el corte					Descopetar la zona más fracturada a 1:1. Contracunetas impermeabilizadas
Pizarras	Mismas recomendaciones que para calizas.				
Aglomerado medianamente compacto con finos no plásticos					Contracunetas impermeabilizadas para cortes mayores de 10m. Construir banqueta de 10m en el pie del talud
Aglomerado medianamente compacto con finos plásticos					Contracunetas impermeabilizadas. Para corte mayor de 10m. proyectar bermas de 2m. a la mitad de la altura y para corte mayor de 15m. aumentar el ancho a 4m.
Arenas limosas y limos compactos.					Descopetar 1:1 la parte superior más intemperizada si son materiales fácilmente erosionables deberá proyectarse talud de 1:1 y proteger con pasto
Arenas limosas y limos poco compactos					Contracunetas impermeables. Descopetar a 1.5:1 a la parte más intemperizada. Para cortes mayores de 15m proyectar banqueta de 3m. al pie del talud

(CONTINUACION)

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m.	De 5 a 10 m.	De 10 a 15 m.	Mayor de 15 m.	
Arenas limosas y limos muy compactos (espátula)					Descopetar la parte superior suelta
Arcillas poco arenosas firmes (homogéneas).					Descopetar la parte intemperizada. Si existe flujo de agua proyectar subdrenaje.
Arcillas muy suaves expansivas y compresibles					* Para cortes mayores de 15m. proyectar bermas a la mitad de la altura bien drenada.
Cocón producto de la intemperización de granitos o dioritas.					Cubrir con pasto el talud para cortes mayores de 6m. proyectar bermas de 6m. bien drenadas. (altura máxima 16m.)
Arenas limpias poco a nada compactas	Su ángulo de fricción interna con banquetas de 1.00 m. en la base.				Cubrir los taludes con pasto

* La construcción de la bermas requerirá de una contrapendiente con objeto de dirigir el agua por medio de cunetas que deberán ser impermeables, pues si no lo son se podrá temer una filtración que pondría en peligro la parte inferior del corte al establecerse una superficie de falla ocasionada por la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del material por efecto de la filtración.

se efectuó el análisis de estabilidad, debido a las diferencias estratigráficas detectadas a lo largo del trazo de la línea, este análisis se hizo para cada una de las dos zonas antes definidas.

El análisis comprende tres aspectos fundamentales:

- a).- Cálculo de la capacidad de carga
- b).- Análisis de la falla por deslizamiento
- c).- Evolución de los asentamientos debidos a la consolidación de los estratos de apoyo

Los criterios seguidos para cada uno de estos puntos se describen a continuación en forma breve:

Criterio de Análisis:

- a).- Capacidad de carga.- Según Terzaghi, la expresión que define la capacidad de carga admisible de un suelo puramente cohesivo es:

$$q_{ad} = C N_c \frac{1}{F.S}$$

Donde:

q_{ad} = Capacidad de carga admisible. (Ton/m²)

C = Cohesión del estrato de apoyo. (Ton/m²)

N_c = Factor de capacidad de carga.

F.S = Factor de Seguridad.

A lo largo del tiempo, por efecto de la consolidación que la so

brecarga genera en la arcilla sobre la cual se apoya, se presenta un incremento en la cohesión inicial de la arcilla cuyo valor está dado por la siguiente expresión:

$$\Delta C = U.p.tg \phi_{Cu}$$

Donde:

- ΔC = Incremento en el valor de la cohesión
- U = Grado de consolidación alcanzado (%)
- p = Esfuerzo vertical inducido por la sobrecarga (Ton/m²)
- ϕ_{Cu} = Angulo de fricción, determinado en un ensaye triaxial del tipo consolidado no drenado (R)

Este incremento permite aumentar la altura del terraplén en función del grado de consolidación alcanzado.

b).- Falla por Deslizamiento.- La construcción de un terraplén sobre suelos blandos puede originar en los taludes movimientos bruscos que afectan masas considerables de suelo, generando superficies de falla curvas que penetran en el estrato de apoyo. El estudio de estas fallas se realizó empleando el programa para computadora denominado ADELMS, que permite aplicar el método de Bishop simplificado. Este proceso permite revisar la estabilidad a lo largo de superficies potenciales de falla de tipo circular dividiendo la masa deslizante en dovelas, cuyo peso origina las fuerzas actuantes que tienden a producir el deslizamiento. El momento de estas fuerzas con respecto a un eje normal que pasa por el centro del círculo de falla propuesto, origina el Momento Motor (Mm). La fuerza que se opone al desli-

zamiento se calcula en la base de cada dovela, empleando una ley de resistencia del tipo Mohr-Coulomb y su momento con respecto al eje de rotación del círculo de falla genera el Momento Resistente (M_r).

La estabilidad del cuerpo se juzga comparando el Momento Resistente con el Momento Motor y definiendo el factor de seguridad al deslizamiento como la relación de los dos momentos, es decir:

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m}$$

c).- Asentamientos.- Para el cálculo de los asentamientos, se utilizó la siguiente expresión:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H$$

Donde:

ΔH = Asentamiento del estrato por consolidación primaria (m)

Δe = Decremento de la relación de vacíos causados por el incremento de esfuerzo efectivo actuante a la mitad de la altura del estrato, determinado sobre la curva odométrica.

e_0 = Relación de vacíos inicial de la muestra del suelo.

H = Espesor de la capa compresible (m)

Para poder llevar a cabo estos cálculos se efectuaron ensayos -

de consolidación convencionales, en los cuales, con el fin de disminuir el efecto de fricción entre el anillo y la pastilla, se colocó una capa de silicón en la superficie de contacto.

La evolución de los asentamientos con el tiempo puede calcularse con la siguiente expresión según K. Terzaghi:

$$T = \frac{C_v t}{H^2}$$

Donde:

- T = Factor tiempo
- Cv = Coeficiente de consolidación equivalente del estrato.
- t = Tiempo transcurrido a partir del inicio de la consolidación
- H = Espesor efectivo del estrato del suelo, calculado según las condiciones de drenaje imperantes.

La magnitud de los asentamientos calculados con esta teoría resulta generalmente superior a la real y el tiempo en el cual se desarrollan es frecuentemente inferior al calculado.

Resultados obtenidos.

La aplicación de los criterios arriba descritos en las condiciones estratigráficas del sitio, condujo a los siguientes resultados:

MARGEN DERECHA.- Esta área, comprendida aproximadamente entre -

el Km-0+200 y el 0+945 (arranque del puente sobre el río Calzadas), tiene la estratigrafía que se muestra en la Figura 15. En estas condiciones un terraplén convencional, que para alcanzar la cota de proyecto debe tener una altura aproximada de 6 m, tiene un factor de seguridad por capacidad de carga F.S. = 0.8, y resulta inestable. Es por tanto necesario pensar en una construcción en dos etapas que garantice la estabilidad, llegándose al cabo de la segunda etapa a la sección final mostrada en la Figura 19.

En la primera etapa y con el fin de evitar la falla por capacidad de carga, deberá construirse un terraplén de 2.5 de altura medida a partir del nivel del terreno natural, como se aprecia en la Figura 19. Los taludes serán de 4:1 (4 horizontal por 1 vertical), con un ancho de corona variable del orden de 35 m, en promedio, definido en detalle en el proyecto geométrico de acuerdo con la altura de rasante.

Para la construcción de esta primera etapa del terraplén se recomienda utilizar material de la zona de dunas, formado por una arena fina, prácticamente limpia, con un peso volumétrico (después de compactado) estimado de 1.6 Ton/m^3 , un ángulo de fricción interna de $\phi = 30^\circ$ y la cohesión nula.

Los asentamientos generados por esta sección serán del orden de 0.50 m, bajo el eje central de la misma.

El dimensionamiento de esta sección correspondiente a la primera etapa del terraplén se definió de tal manera que incluye las bermas requeridas para que la sección final del terraplén sea -

estable, considerando además que antes de construir la segunda etapa el suelo de cimentación deberá incrementarse su resistencia por la acción de la carga correspondiente a la primera etapa del terraplén, por lo tanto, éste deberá permanecer en el sitio durante un cierto período de tiempo, de manera que, por efecto de la consolidación, la cohesión del estrato de apoyo se incremente hasta alcanzar un valor cercano a 2 Ton/m^2 . Se calcula que el tiempo necesario es del orden de 6 meses; pero debido a las incertidumbres propias de los cálculos teóricos, este período será definido de acuerdo con la evolución de los asentamientos de la sección; para lo que será necesario instrumentar tramos de terraplén con bancos de nivel superficiales y profundos y efectuar lecturas periódicas de sus movimientos verticales. Cuando se considere que la cohesión del subsuelo tenga el valor citado, será posible construir la segunda etapa del terraplén con las siguientes características:

Para alcanzar el nivel de subrasante descado, la segunda parte del terraplén, tendrá una altura variable, se formará con taludes 1.5:1 con anchos de corona de 7.5 m, en los tramos para una vía, y de 12.50 m, en la sección de doble vía. Con esta segunda etapa se alcanzará la sección final como se muestra en la Figura 19, la cual resulta con bermas de 2.50 m. de altura y un ancho mínimo de 6 m, para que no tenga problemas de capacidad de carga y cuente con un factor de seguridad mínimo al deslizamiento del orden de 1.5 determinado sobre el círculo de falla crítica. Para esta segunda etapa, en la que el terraplén se llevará a una altura comprendida entre 5 y 6 m, los asentamientos se incrementarán en 0.30 m, aproximadamente y se calcula que el 80% de los asentamientos totales generados por la sección definitiva, se presenten antes de 18 meses después de

concluida la construcción de esta última etapa. Se recomienda sobreelevar la subrasante en 0.20 m. con el fin de compensar la mayor parte de los asentamientos que sufrirá el terraplén.

El material con que se construirá la segunda etapa provendrá de las zonas cercanas de los ramales (Poblado de Calzadas). Se trata de una arena arcillosa (SC), con un peso volumétrico - (después de compactado), estimado en 1.9 Ton/m^3 , un ángulo de fricción interna de $\phi = 33^\circ$ y una cohesión de $C = 1 \text{ Ton/m}^2$.

MARGEN IZQUIERDA. - Corresponde del Km-1+000 al Km-4+200, el terraplén se apoyará sobre un potente estrato de arcilla de baja resistencia al esfuerzo cortante y alta compresibilidad, como se describió anteriormente.

En un primer análisis se consideró la estabilidad de un terraplén de sección tradicional con 6.50 m. de altura, 12.50 m. de corona y taludes 3:1, obteniéndose un factor de seguridad por capacidad de carga de F.S. = 0.46, y un factor de seguridad al deslizamiento de F.S. = 0.5, considerando una superficie circular crítica. Se concluye que una sección tradicional es inestable en esta zona, por lo que deberá procederse a un diseño más elaborado.

Otro gran inconveniente que se presenta, es la alta compresibilidad de la arcilla la cual genera asentamientos superiores a 1.0 m. para la altura de terraplén necesaria. Además, el gran espesor del estrato arcilloso, sus condiciones de drenaje y sus características de compresibilidad hacen que la consolidación se genere muy lentamente.

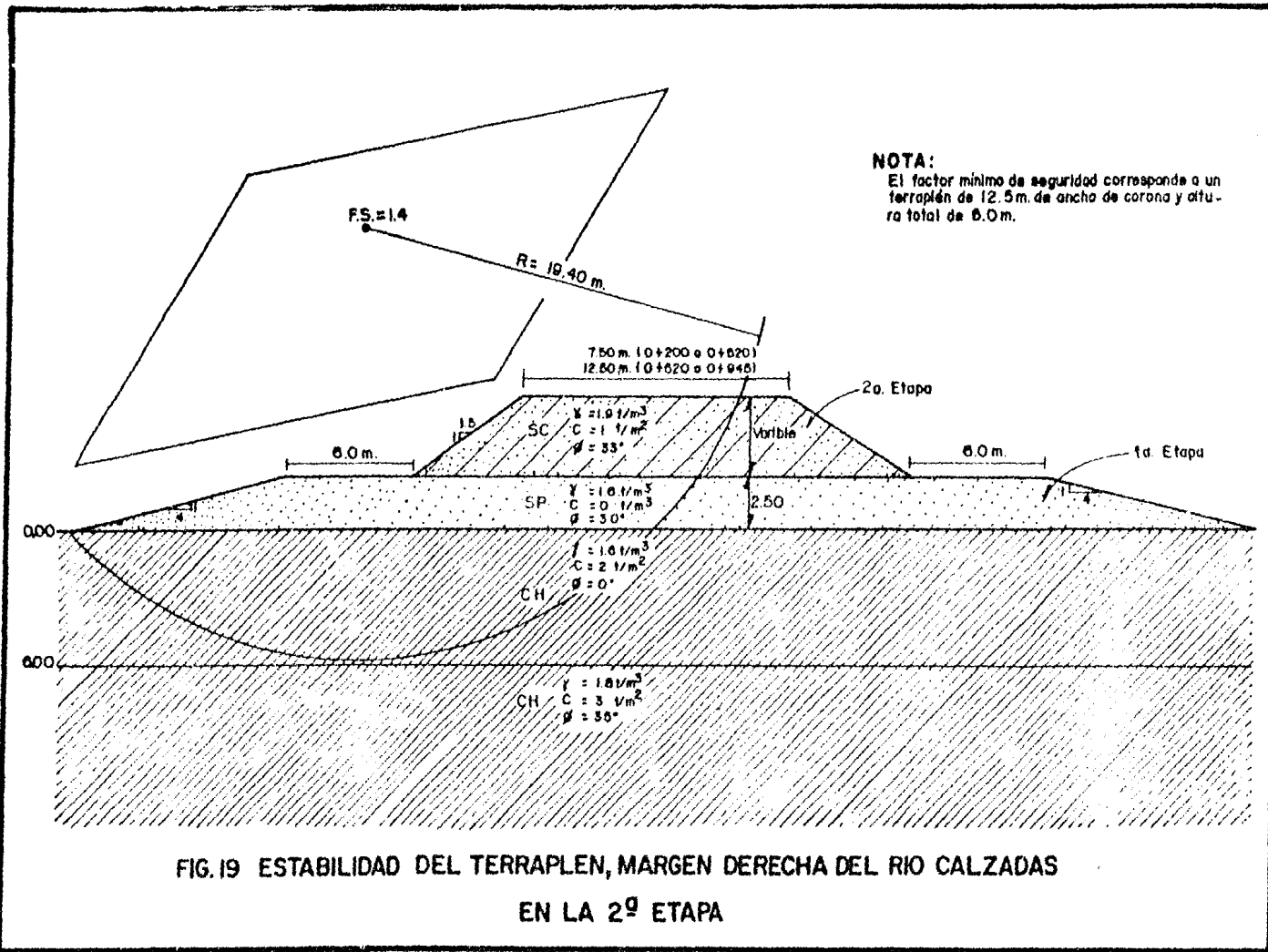
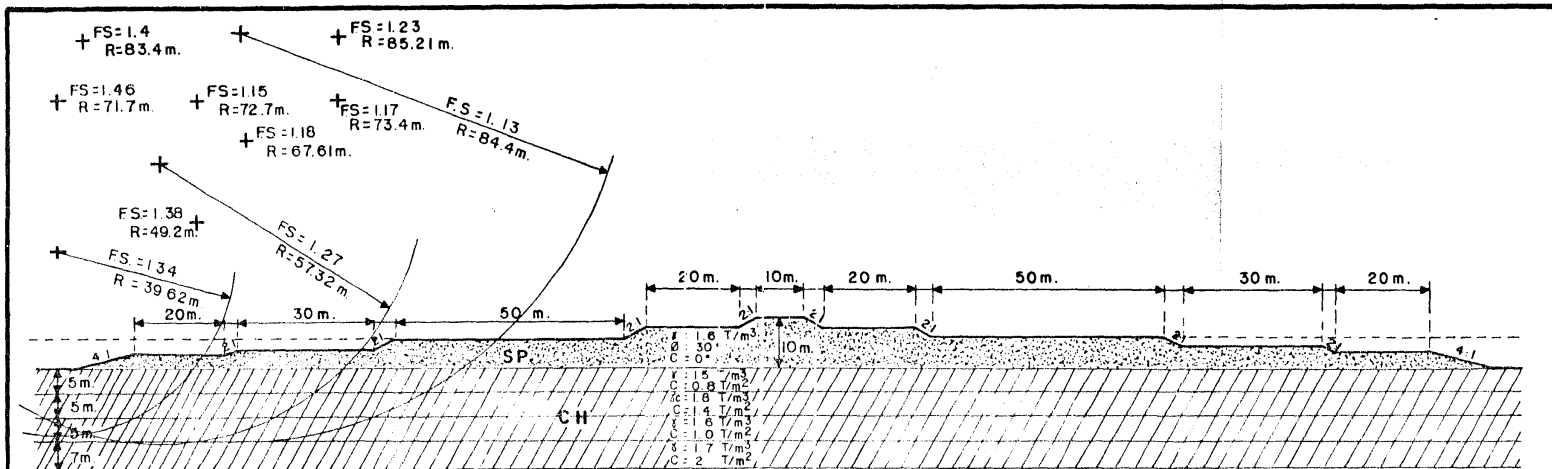


FIG.19 ESTABILIDAD DEL TERRAPLEN, MARGEN DERECHA DEL RIO CALZADAS EN LA 2ª ETAPA

Con estos antecedentes, se procedió a diseñar un terraplén - con una geometría tal que los factores de seguridad tanto por capacidad de carga como por deslizamiento fuesen aceptables. El cálculo arrojó una sección formada con material producto - del dragado o bien de la nivelación de las dunas, como la que se muestra en la Figura 20; que consiste en un terraplén de - 10 m. de altura, a la cual se llega después de construir cuatro bermas con las siguientes características: La primera tiene una altura de 3 m, talud 4:1 y ancho de 20 m; la segunda, con incremento en la altura de 1.0 m, con respecto a la primera, talud 2:1 y ancho de 30 m; la tercera, con incremento de altura de 2 m. y talud similar al anterior, tiene un ancho de 50 m; la cuarta berma, se construirá hasta una altura de 8 m, con talud 2:1 y ancho de 20 m; finalmente, la corona del terraplén tendrá 40 m. de ancho, con taludes laterales de 2:1, hasta una altura final de 10 m. El ancho total de la sección resulta del orden de 330 m.

Esta sección tiene un factor de seguridad por capacidad de -- carga superior a 1.5 y el mínimo factor de seguridad al deslizamiento de F.S. = 1.13. Existen varias superficies de falla con factores de seguridad menores de 1.5, como se puede apreciar en la Figura 20, donde se indica el factor mínimo con el radio correspondiente para diferentes puntos de la malla analizada. A pesar de los bajos valores que tienen estos factores, la estabilidad es aceptable debido a que la resistencia al esfuerzo cortante considerada para los estratos de apoyo, corresponde a condiciones iniciales.

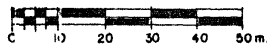
En realidad, estos valores se incrementarán durante la construcción



NOTAS:

- EL ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD SE EFECTUO CONSIDERANDO PROPIEDADES A CORTO PLAZO
- EL MATERIAL DEL TERRAPLEN ES UNA ARENA FINA, PRODUCTO DEL DRAGADO O DE LA NIVELACION DE LA ZONA DE DUNAS

ESCALA GRAFICA



U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
F.F.C. CHUFITES	
SECCION MARGEN IZQUIERDA	
TESIS PROFESIONAL	PETRONILO HERNANDEZ HERNANDEZ
FIG. No. 20	MEXICO D.F. 1984

ción por efecto de la consolidación inicial, aumentando con ello el momento resistente y por consiguiente el factor de seguridad.

Esta sección presenta las siguientes ventajas:

- Cuenta con una sobreelevación de 4 m. aproximadamente, lo que originará que el tiempo en el cual se desarrolla la consolidación de la sección definitiva de 6 m. de altura, sea mucho menor que el correspondiente a un terraplén -- construido directamente con esta altura.
- Debido a su gran dimensión, la base formará parte del relleno lateral que se creará para el establecimiento de las áreas industriales, disminuyendo así las perturbaciones que esta construcción pudiera generar sobre la vía de circulación.
- El material que forma la Sobrecarga será aprovechado para el relleno lateral.

Ahora bien con lo que respecta a la estabilidad del corte en la zona de dunas, la excavación se garantiza, con un Factor de Seguridad mínimo de 1.5, con un talud 2.5:1 (2.5 m. horizontales por 1.0 m. vertical).

Esto se debe a que en la zona de dunas, la línea del Ferrocarril Chufites se construirá a una elevación promedio de +4.0 S.N.B.M.

Esto origina cortes con alturas hasta del orden de 15 m. Para el

estudio de la estabilidad de esta zona se seleccionaron los sondeos 72 MC - AP 15 y 88 MC - TUM 1 efectuados en zonas cercanas.

El estrato superior sobre el cual se aloja la excavación, es en todos los casos una arena fina y media, poco arcillosa (SP-SC, SC), de compacidad media en los primeros 10 m. y densa hasta los 17 m.

Es necesario resaltar que la arena de dunas, al quedar al descubierto, es sumamente erosionable, tanto por la acción directa del agua como por el viento, siendo indispensable proteger los taludes inmediatamente después de la excavación, pudiendo reforestar con arbustos de la zona ó algún otro método eficaz contra la erosión.

B) DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS BLANDOS Y METODOS DE DISEÑO

Cuando la alternativa de localización ha quedado definida, previo un estudio de planeación y ésta se localiza sobre un suelo blando, procedemos a determinar sus propiedades para aplicarlas a los métodos de diseño.

Ahora bien, para saber las características que reúne un suelo - para llamarlo blando, es necesario, hacer una descripción general de éstos.

En general, todos los depósitos de suelos blandos y turbas susceptibles a causar serios y costosos problemas tienen tres condiciones en común: son zonas planas, tienen mal drenaje superficial y están formados por suelos muy finos u orgánicos.

Una de las características de este tipo de suelos es que son - muy deformables, debido a que su estructura interna acepta con facilidad la presencia del agua, la cual al no ser drenada, origina que su comportamiento mecánico sea inestable.

Un ejemplo entre éstos, son las arcillas de alta compresibilidad, que según la clasificación del SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), forma parte de los suelos de partículas finas, sin dejar fuera los de tipo orgánico ya que principalmente, estos son los que causan los mayores problemas, teniendo un ejemplo clásico en las turbas (Pt).

Hasta el momento, se han identificado los dos principales tipos de suelos, que centralizan esta tesis, y que son las arcillas y las turbas (Pt).

Las arcillas son suelos cuyo origen, es la descomposición química de cenizas volcánicas o de algunos tipos de rocas. Principalmente lo que rige el comportamiento de éste tipo de suelos, es - su tamaño, que al ser tan pequeño, existen ciertas fuerzas que obligan al suelo, a ser atraídos entre sus granos, con ligas como las del Hidrógeno o las de Van der Waals, es por eso que, existe una cierta cohesión y una mayor resistencia. en estado seco que en húmedo, ya que se cementan entre sí las partículas y al - aumentar la humedad del suelo dejan de actuar estas ligas y obligan con ello a ser las más inestables. Entre el grupo de arcillas que consideramos que tienen este comportamiento, son las Montmorilonitas, existiendo otros grupos, menos inestables, conocidos como las Illitas y las Caolinitas.

Las montmorilonitas, tienen un color que va del gris oscuro al

regro; estas arcillas presentan resistencia aún con esfuerzos - casi nulos, pudiendo con esto observar que el rango de resisten cia en estos suelos es muy amplia dependiendo entre otros factores, a su contenido de agua así como de su estructura.

La permeabilidad que presentan estos suelos, es muy baja, a tal grado, que en la actualidad este suelo se utiliza como material impermeable, como es el caso de algunos corazones a trincheras de algunas presas.

De su contenido de agua, se puede observar en la literatura espe cializada, que es uno de los parámetros que varía ampliamente - desde 100% hasta varios cientos por ciento, dependiendo entre - otros factores de su origen.

Respecto a la plasticidad en estos suelos, observamos que no exis te límite definido, ya que sus valores oscilan entre el 20% y el 350% reportados en la referencia del Dr. Nabor C. y el Dr. Marshal.

Refiriéndose a la resistencia al esfuerzo cortante, se ha observado que es pequeña. Con el fin de dar su dimensión, se recurrió a los valores reportados en la referencia anterior, encontrando resistencias en estado inalterado entre 0.0 y 1.0 Kg/cm², y en esta do remoldeado entre 0.0 y 0.5 Kg/cm², sin dejar de mencionar que estos suelos son muy sensibles, es decir, sensibilidad reportada para estos suelos se origina por la destrucción de su estructura original, existiendo valores reportados entre 4 y 8, llegando a rangos aún mayores, según la referencia del Dr. Karl Terzaghi.- Uno de los factores que podemos decir que rigen la resistencia es su contenido natural de agua, debido a que a medida que aumen

ta dicho contenido disminuye su resistencia por las causas observadas anteriormente.

Mencionando las turbas, podemos decir que estas se localizan -- principalmente en zonas pantanosas, presentando un color que va del café al café oscuro, con un olor muy peculiar, debido a que estos suelos tienen su origen de la descomposición de la materia orgánica, este olor es más pronunciado cuando el suelo se encuentra húmedo, disminuyendo cuando se expone al aire.

Este tipo de suelos, como se dijo en el inicio de este tema, son muy deformables, presentando características esponjosas, fundamentalmente cuando se encuentran en su estado inalterado, es decir, que al dejar de actuar los esfuerzos que lo deforman, tiende a recuperarse a su estado original.

El contenido de agua de este tipo de suelos, según lo mencionan los registros de la literatura especializada, es de los más altos, aunque hay que aclarar que a veces se les forma a éstos una corteza (costra superficial), en la cual los contenidos de agua disminuyen considerablemente y la resistencia aumenta más en esta zona que en el resto del estrato.

La estructura de estos suelos es una propiedad también importante, como lo prueba el hecho ya mencionado de que disminuye su resistencia al ser remoldeado, verificando esto por medio de una prueba muy utilizada "in situ" como es la de la veleta. Su relación de vacíos y su permeabilidad es muy alta, disminuyendo con la acción de las cargas a las que se ha sometido debido a la edificación de cualquier tipo de estructura. No hay que olvidar que la

permeabilidad en éstos suelos no cumple la condición de ser isótropa, debido a que su estructura está formada principalmente - por fibras, las cuales hacen que la permeabilidad en sentido horizontal, sea mayor que la vertical.

Las turbas poseen una plasticidad muy baja para depósitos intemperizados y casi nula para depósitos profundos según afirmaciones de Leo Casagrande.

Como es de esperarse la localización de este tipo de suelos en la carta de plasticidad se encuentran bajo la línea "A". En turbas amorfas y fibrosas, su límite líquido está entre 300% y 1000%, esto es según el Dr. Leo Casagrande.

Estos tipos de suelos reducen su permeabilidad al aumentar las - cargas que están soportando debido a la presencia de una estructura, podemos mencionar que en formaciones vírgenes, el coeficiente de permeabilidad suele estar entre 10^{-2} y 10^{-4} cm/seg, pudiéndose reducir hasta valores de 10^{-9} cm/seg, en turbas consolidadas.

La resistencia al esfuerzo cortante se puede obtener por medio - de las pruebas de compresión simple ó triaxiales, siempre y cuando el suelo al que se está analizando no sea demasiado orgánico para poder obtener muestras inalteradas por medio de muestreadores de pared delgada tipo Shelby o cualquier otro tipo de muestreadores que no altere la muestra, en caso contrario se podrán obtener usando la veleta.

A causa de la permeabilidad observada relativamente alta en las turbas, la consolidación primaria se produce en ella rápidamente, mientras que la secundaria, ocurre cuando cesó la primaria y ge

neralmente siguiendo una ley lineal cuando se dibuja el asentamiento contra tiempo en papel semilogarítmico; la consolidación secundaria puede ser mucho más importante en estos suelos, ya que no solo pueden durar meses, sino hasta varios años, debido a que la descomposición de la materia orgánica puede ocurrir durante la vida de la estructura, haciendo difícil acertar en la predicción del asentamiento así como su duración, utilizando los métodos convencionales que sigue la Mecánica de Suelos; como consecuencia de lo anterior no es recomendable utilizar la teoría de Terzaghi en suelos turbosos, las causas más importantes que no son tomadas en cuenta por esta teoría son las del drenaje horizontal que ocurre en estos suelos, la anisotropía que presenta en lo que se refiere a la permeabilidad y el escaso sentido que puede determinar el 100% de consolidación primaria en turbas, cuando la consolidación secundaria es más importante.

Hasta aquí, hemos conocido las características de estos suelos para poder hacer una identificación preliminar.

Lo que nos hace falta conocer es su comportamiento con el tiempo es decir, conocer las deformaciones que va a sufrir ese suelo bajo las condiciones de carga a las que se va a estar sujeto, debido a la edificación del terraplén, después de cierto tiempo de concluida la obra, por lo consiguiente es muy recomendable poner atención a este fenómeno.

Para seleccionar el método de diseño o tratamiento más conveniente primero debemos conocer el proceso de consolidación que siguen estos suelos.

La consolidación consiste en un proceso con el cual se provoca --

una disminución de volumen, que tiene lugar en un lapso, provocado por un aumento de las cargas del suelo, esto lo explica - Terzaghi en su modelo mecánico.

Se puede apreciar en estos suelos que se cumplen los dos procesos de consolidación: la primaria y la secundaria.

En las arcillas la secundaria, tiene en general poca importancia, ya que la consolidación primaria puede llevarse varias décadas, - razón por la cual los asentamientos se deberán fundamentalmente a esta última. Los asentamientos que ocurren en el proceso secundario son tan pequeños, que se pueden considerar despreciables.

En las turbas, la compresión primaria ocurre en forma casi secundaria con la aplicación de la carga, debido quizá, a su alta permeabilidad en estado inalterado. Como consecuencia a esto, la compresión secundaria es mucho más importante en este tipo de suelos, por esta razón al edificar cualquier estructura en estos suelos, se tendrá que ocupar con mayor atención a este último proceso, - ya que el asentamiento se deberá a este último casi en su totalidad.

Los métodos de diseño o de tratamiento dependen entre otras causas a los siguientes factores:

1) De las dimensiones del terraplén.- Un terraplén alto y estrecho se hunde por desplazamiento más fácilmente que uno bajo y ancho, por lo cual en el primer caso puede ser mucho más efectivo un procedimiento de construcción a base de desplazar el material de cimentación, no así para el segundo caso, que es imposible desplazar todo el material de la cimentación provocando -

con esto hundimientos mayores a causa de quedar algunos bulbos - atrapados de material de cimentación.

- 2) Características de la cimentación.- Influyen bastante en el tratamiento que se escoja dependiendo del perfil de resistencia y de su espesor.
- 3) Materiales de Construcción.- Los criterios del ingeniero se ven influenciados por la disponibilidad y costo de los materiales con que se edificará el terraplén.
- 4) Programa de Construcción.- Este factor influye mucho en el tratamiento que se elija. Esto puede reflejarse si nuestro programa nos indica que debemos terminar en un tiempo relativamente corto, por ejemplo, entre la actividad de la colocación de la terracería y la carpeta asfáltica casi inmediatamente, se provocarían en el futuro mayores costos de mantenimiento causados por no haber dejado asentar el terraplén.
- 5) Localización.- Las condiciones topográficas del lugar influyen preponderantemente en el método a utilizar. Por ejemplo, en una zona donde se encuentre muy cerca un poblado, se puede ver restringido el uso de explosivos por poner en peligro al poblado, o disponer de un derecho de vía estrecho, al uso de bermas o a la formación de ondas de lodo.

C) METODOS DE TRATAMIENTO PARA CIMENTAR TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS

- A) Remoción por:
 - 1) Excavación:
 - a).- Completa
 - b).- Parcial

2) Desplazamiento

- a).- Por el peso del terraplén, con o sin sobrecarga
- b).- Con explosivos.

B) Tratamiento del Terreno

1) Fundamentalmente por requerimientos de estabilidad

- a).- Construcción anticipada o por etapas
- b).- Uso de materiales ligeros
- c).- Bermas estabilizadoras
- d).- Drenaje interceptor

2) Fundamentalmente por requerimientos de asentamientos

- a).- Construcción por etapas
- b).- Sobrecargas
- c).- Compactación con equipos pesados

3) Por requerimientos de estabilidad y asentamientos

- a).- Construcción por etapas o con sobrecargas
- b).- Drenes verticales de arena
- c).- Combinación de cualesquiera de los métodos anteriores.

Ahora, trataré brevemente de explicar en que consiste cada método constructivo y cuando es recomendable utilizarlo.

La excavación, es conveniente utilizarla como método constructivo, cuando los depósitos de suelos blandos son poco profundos, y el material que se va a utilizar como relleno se encuentre en lugares costeables. Se puede considerar que una excavación es económica, cuando el material por remover, puede ser colocado en -

áreas adyacentes de la obra; así las dos actividades se pueden hacer en conjunto en una operación. Casi siempre, al efectuar la excavación suele quedar llena de agua, en estos casos se recomienda que el material sustituto sea granular. Por otro lado, las dimensiones de la excavación en lo posible deben ser de tal manera que eviten los hundimientos y aseguren la estabilidad de los taludes. Generalmente se acepta, para calcular el ancho, el trazar una línea a 45°, a partir de puntos que definen líneas paralelas al eje longitudinal del camino, pero situadas a 30 cm. de los bordes de carpeta del pavimento. Estas líneas deben llevarse hasta el fondo del suelo blando, de donde se prolonga en forma vertical hasta la superficie, según la referencia de Sinacori, lo cual definirá el área por excavar.

Excavación completa.- Esta es utilizada cuando el volumen por -remover es pequeño, así como cuando el terraplén es tan amplio que puede dejar huecos rellenos de material blando, y si el proyecto es de tal naturaleza que se desee la estabilización en un tiempo relativamente corto. Este método es recomendable para -profundidades que no excedan de 10 m.

Cuando nos damos cuenta que la resistencia cuenta con la pro-fundidad es recomendable utilizar la EXCAVACION PARCIAL. En éste caso es económico remover el material hasta la profundidad que consideremos poder asegurar la estabilidad y reducir la magnitud y el tiempo del asentamiento.

Existen casos, en los cuales el material que permanece a una pro-fundidad considerada como muy amplia, es desplazado por el peso del terraplén o con sobrecargas.

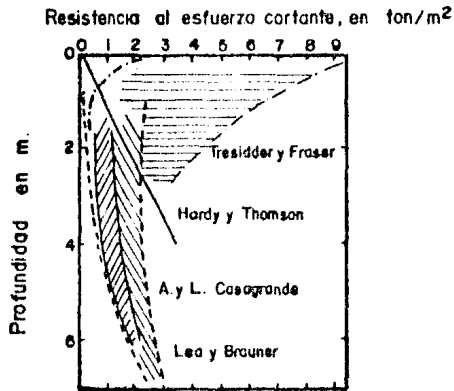
Utilizamos el DESPLAZAMIENTO, cuando el esfuerzo que el terraplén comunica al suelo de cimentación, excede la resistencia de este material, ocurrirá un desplazamiento de éste último en la dirección de menor resistencia. Este volumen depende del peso de la sobrecarga colocada, de la resistencia del material de cimentación, de la uniformidad del mismo y de la relación entre el espesor del estrato blando y la altura y ancho del terraplén.

El material al ser desplazado produce ondas de lodo laterales y al frente de la terracería, lo que impide desplazamientos posteriores. En el caso de las laterales, éste hecho es de gran beneficio, la onda frontal resulta no conveniente para proseguir con la obra, sin embargo, se puede eliminar mediante la utilización de una punta flecha al frente de ataque.

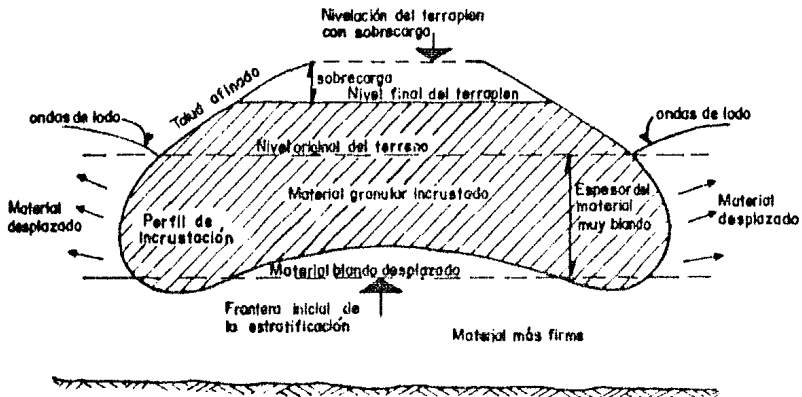
En algunas ocasiones el peso del terraplén no es lo suficiente grande como para vencer la resistencia del suelo de cimentación blando; en éstos casos se utilizan sobrecargas u otros métodos, hasta lograr el desplazamiento lateral del material blando. Este método de tratamiento no es muy recomendable en terraplenes muy anchos, por razones expresadas con anterioridad.

Utilizamos el DESPLAZAMIENTO NORMAL, provocado por el peso del terraplén, cuando el peso de la terracería proyectada es lo suficientemente grande para provocar el desplazamiento y cuando el material blando que pueda quedar atrapado sea de tales dimensiones que permita que los hundimientos sean uniformes durante el tiempo de la construcción.

Cuando convenga acelerar el proceso de desplazamientos o aumen



Resistencia al esfuerzo cortante vs. profundidad en turbas
(Mediciones con veleta en el lugar)



Colocación de un terraplen por desplazamiento de un suelo blando,
con uso de sobrecarga

U . N . A . M .

FACULTAD DE INGENIERIA

F.F.C.C. CHUFITES

**COLOCACION DE UN TERRAPLEN
POR DESPLAZAMIENTO**

**TESIS
PROFESIONAL**

**PETRONILO HERNANDEZ
HERNANDEZ**

FIG. No. 21

MEXICO D.F. 1984

tar su eficiencia, puede recurrirse a una sobrecarga. En general las SOBRECARGAS tienen dos efectos benéficos, al inducir un mayor desplazamiento y al causar que ocurra antes de los asentamientos por consolidación. En la Figura 21 se ilustra la situación final a que llega un terraplén construido por desplazamiento con sobrecarga.

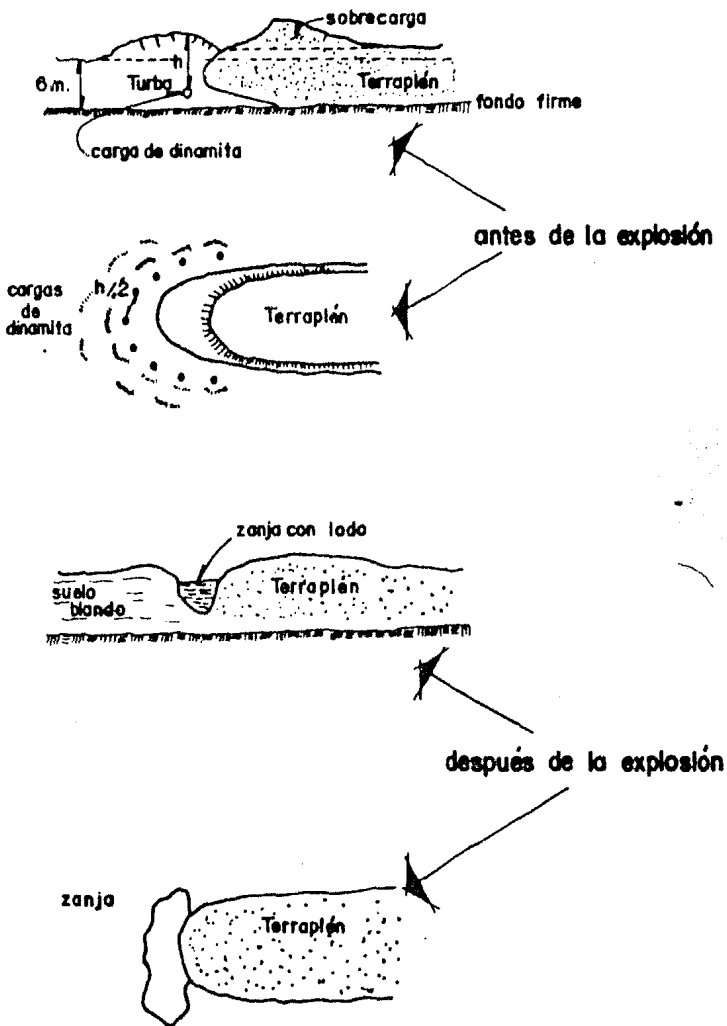
Otro de los procedimientos muy poco utilizados en áreas donde puede poner en peligro a las estructuras circunvecinas debido a las vibraciones que causan, son los EXPLOSIVOS.

Los métodos para desplazar suelos muy blandos con explosivos que han sido más utilizados son los siguientes:

- a) Barrenación en el frente de avance
- b) Barrenación bajo el cuerpo del terraplén
- c) Método de New Hampshire
- d) Método Alemán

El primero consiste en alterar y desplazar los depósitos muy blandos con explosivos provocados en barrenos situados en torno al extremo de avance del terraplén en construcción y a una distancia de 8 a 10 m. de éste (Figura 22). Las cargas de cada barreno deben ser lo suficientemente pequeñas como para dañar a la terracería adjunta, y sí permitir el desplazamiento total del suelo blando.

El método se puede considerar lento, y en ocasiones deja suelo blando atrapado que no puede ser desplazado sin esfuerzos y --



U . N . A . M .

FACULTAD DE INGENIERIA

F.F.C.C. CHUFITES

DESPLAZAMIENTO DE TURBAS POR
BARRENACION EN EL FRENTE DE AVANCE

TESIS
PROFESIONAL

PETRONILO HERNANDEZ
HERNANDEZ

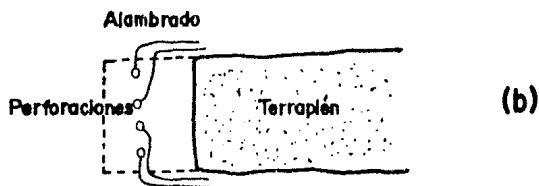
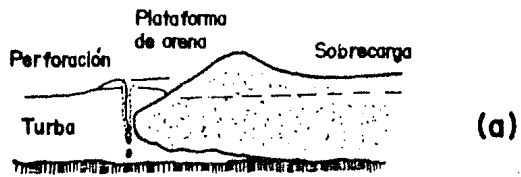
FIG. No. 22

MEXICO D.F. 1984

costos fuera del programa de costos. La práctica ALEMANA ha establecido una secuencia operacional para este método que se puede considerar como una variante de su forma tradicional y que consideran las siguientes etapas (Figura 23).

- 1).- Se forma una plataforma de arena adelante de la terracería, para permitir al grupo de operadores, trabajar sobre el terreno de cimentación. El espesor de la plataforma de arena varía entre 25 y 60 cm.
- 2).- Sobre la plataforma se inician las perforaciones de 25 cm. de diámetro, hasta el fondo firme. Dependiendo de las condiciones del terreno de cimentación, los barrenos irán espaciados entre 1.80 y 4.50 m.
- 3).- Las cargas de explosivos se colocan en el fondo de las perforaciones. Dependiendo de la profundidad se colocan de 8 a 40 Kg. en cada pozo perforado.
- 4).- Los alambres de las conexiones se colocan a ambos lados de la terracería para evitar daños.
- 5).- Se prolonga entonces el terraplén sobre los pozos de barrenación, hasta alcanzar la altura requerida más la sobrecarga que se desee colocar.
- 6).- Enseguida se produce la explosión.

Cuando en el terreno de cimentación localizamos la existencia de una costra superficial más resistente que en el resto del estrato del suelo blando, utilizamos el método de BARRENACION BA-



U . N . A . M .

FACULTAD DE INGENIERIA

F.F.C.C. CHUFITES

**METODO ALEMAN PARA BARRENACION
EN EL FRENTE DE AVANCE**

**TESIS
PROFESIONAL**

**PETRONILO HERNANDEZ
HERNANDEZ**

FIG. No. 23

MEXICO D. F. 1984

JO EL CUERPO DEL TERRAPLEN. Una vez limpiada la superficie del terreno, se coloca el terraplén y después se perfora éste con barrenos de 4 a 12 cm. de diámetro, perforados por cualquier procedimiento apropiado. Para espesores de turbas o suelo muy blando por desplazar, se recomienda la explosión por etapas, - afectando cada vez 4 ó 5 m. de espesor en turbas, en secciones de terraplén de 30 a 50 m. de longitud.

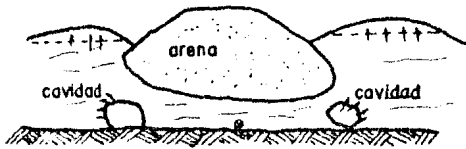
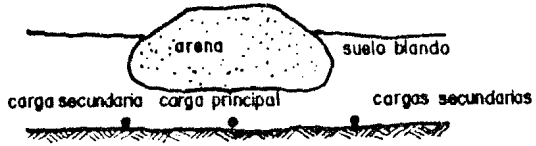
Es recomendable colocar aproximadamente unos 25 Kg. de explosivos por barreno. Es común en este método colocar la carga principal debajo del terraplén y las cargas secundarias a los lados, esto es, con el propósito de crear un espacio dentro del cual - se pueda mover el suelo blando desplazado, como es mostrado en la Figura 24.

Otro de los métodos desarrollados por el Departamento de Carreteras de New Hampshire, es un método más económico conocido como METODO DE NEW HAMPSHIRE, recomendable para espesor de 3 a 15m. El método lleva al terraplén construido a descansar sobre los estratos firmes subyacentes.

Para poner en marcha este método se colocan primeramente sus dos segmentos extremos del terraplén, si el espesor del suelo blando es menor de 3 m., se utiliza sólo sobrecarga para apoyar al terraplén en estratos firmes. Cuando el espesor del suelo es mayor - de 3 m. se unen los dos extremos del terraplén.

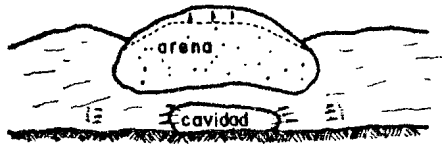
El material blando atrapado es desplazado por el siguiente procedimiento: se colocan los barrenos a ambos lados del terraplén, separados aproximadamente a cada 3 m. los barrenos son de aproximadamente 4 cm. de diámetro y colocados estratégicamente que

a). Terraplén con las cargas colocadas en su sitio

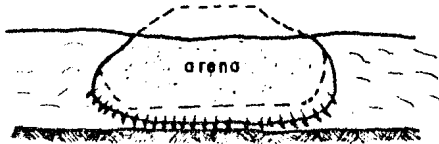


b). Detonación de las cargas secundarias produciendo cavidades

c). Detonación de la carga principal produciendo una cavidad bajo el terraplén



d). Posición final del terraplén



U . N . A . M .	
FACULTAD DE INGENIERIA	
F.F.C.C. CHUFITES	
BARRENACION BAJO EL CUERPO DEL TERRAPLEN	
TESIS PROFESIONAL	PETRONILO HERNANDEZ HERNANDEZ
FIG. No. 24	MEXICO D.F. 1984

queden debajo del relleno, con una cantidad de explosivos en Kg. del orden de la tercera parte del espesor del material blando - en metros.

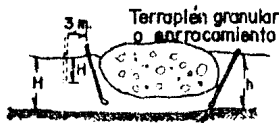
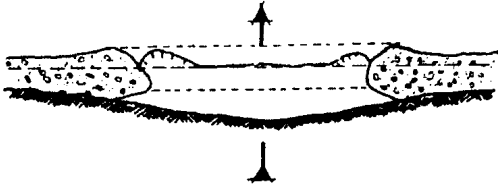
Si al colocar el terraplén se produjeran ondas de lodo importantes a sus lados, puede ponerse una segunda hilera de barrenos - aproximadamente a unos 3 m. de la anterior, esta segunda hilera debe hacerse explotar una fracción de segundo después que la primera, pues la experiencia ha mostrado que se logra la máxima - eficiencia cuando las hileras principales explotan encontrando - resistencia a ambos lados.

Se ha encontrado ventaja en este método cuando el cuerpo del terraplén se construye con material granular muy grueso o incluso con enrocamiento , pues el terraplén se asienta en la forma más homogénea que cuando está construido por materiales finos, incluyendo arenas, y además, los suelos más gruesos se arquean mejor sobre las pequeñas bolsas de material blando que de cualquier forma pudieran quedar atrapados.

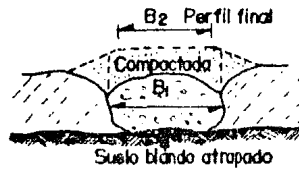
Otro de los métodos, es el llamado METODO ALEMAN.- Este consiste en lo siguiente: Una vez limpiada la capa vegetal, se construye el terraplén sobre el suelo blando en toda su longitud como se muestra en la Figura 25. A continuación se coloca bajo el terraplén una gran cantidad de cargas, las cuales se hacen explotar simultáneamente en toda la longitud y ancho del mismo. - Es tan grande el espacio dejado por la explosión bajo el terraplén, que baja todo el conjunto hasta la posición final.

En muchos casos el tratamiento de los suelos blandos por sustitución, ya sea por excavación o por desplazamiento, no lo puede-

a) Vista longitudinal



b) Sección A-A antes de la explosión



c) Sección A-A después de la explosión

METODO DE NEW HAMPSHIRE

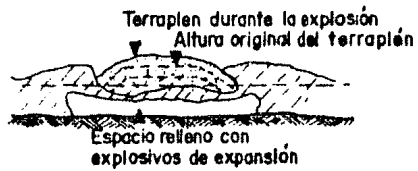
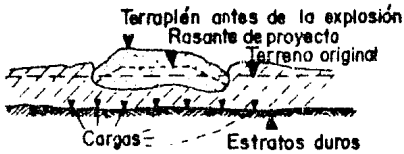


FIG. No. 25 METODO ALEMAN

mos llevar a cabo por motivos de ser incosteables o los volúmenes por mover son demasiados grandes.

En estos casos es muy importante tomar esto en cuenta desde que iniciamos la planeación, lo cual nos permitirá seleccionar otros métodos de tratamiento más convenientes.

Esto se lleva a cabo en la utilización de métodos de tratamiento en el lugar. Uno de los métodos de tratamiento que forma parte del grupo de los métodos de tratamiento en el lugar, es el de CONSTRUCCION POR ETAPAS, y es utilizado cuando nos encontramos que los asentamientos se producen rápidamente, el terreno de cimentación puede ganar suficiente resistencia durante una construcción por etapas, para que en ninguna de ellas se produzca la falla por capacidad de carga.

Para que se logre la eficiencia en el método, el material blando debe tener unas propiedades de consolidación y un espesor que le permite un asentamiento rápido bajo el peso de la terracería inicialmente colocada.

El uso de MATERIALES LIGEROS en la edificación de terraplenes sobre suelos es un método de tratamiento económico, siempre y cuando encontremos este tipo de materiales en las inmediaciones de la obra.

La función de este material es la de reducir el peso del terraplén como al igual los esfuerzos en el terreno de cimentación, con el consiguiente aumento en la estabilidad del terraplén.

Los pesos volumétricos de los materiales ligeros, varían entre

1.0 y 1.5 ton/m³ encontrándose entre estos límites al tezontle y escoria volcánica.

Con el fin de aumentar la estabilidad del terraplén, es recomendable usar las BERMAS ESTABILIZADORAS, construyéndolas en la mayoría de los casos en ambos lados del terraplén (Figura 26). El uso de este método está en función del ancho del derecho de la vía y a la disposición de los materiales en la zona, los cuales de no existir, pueden hacer que sea incosteable el tratamiento. Los ingenieros Juárez Badillo y Rico sugieren que el ancho de las bermas, se empiecen a tantear con la mitad de ancho de la base del terraplén y a una altura tal que el peso de la berma de un momento igual al requerido para alcanzar en el talud original el factor de seguridad deseado.

Otro de los métodos muy poco utilizados es el del DRENAJE INTERCEPTOR. Es muy recomendable cuando se tenga la necesidad de construir un terraplén en las faldas de una ladera. Debido a la ubicación del terraplén el escurrimiento natural del agua, se interrumpe por lo que este método es recomendable ya que permite -- evitar que se sature el material de la terracería con lo cual se disminuye la resistencia al esfuerzo cortante y se incrementa si el peligro de deslizamiento, los métodos más adecuados y comunes para la realización de éstos son el uso de zanjas de subdrenaje, trincheras y los pozos de drenaje por bombeo. Todos estos localizados entre la terracería y las faldas de la ladera.

En ocasiones el terreno de cimentación del terraplén es capaz de resistir las fallas por estabilidad, pero no así las de asentamientos, es por eso que existen otros métodos de tratamiento que tratan de solucionar este problema, dentro de estos métodos

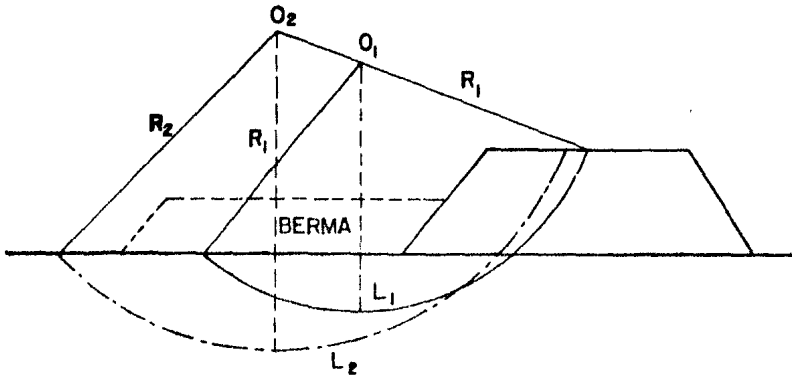


FIG. No. 26 EFECTOS DE UNA BERMA

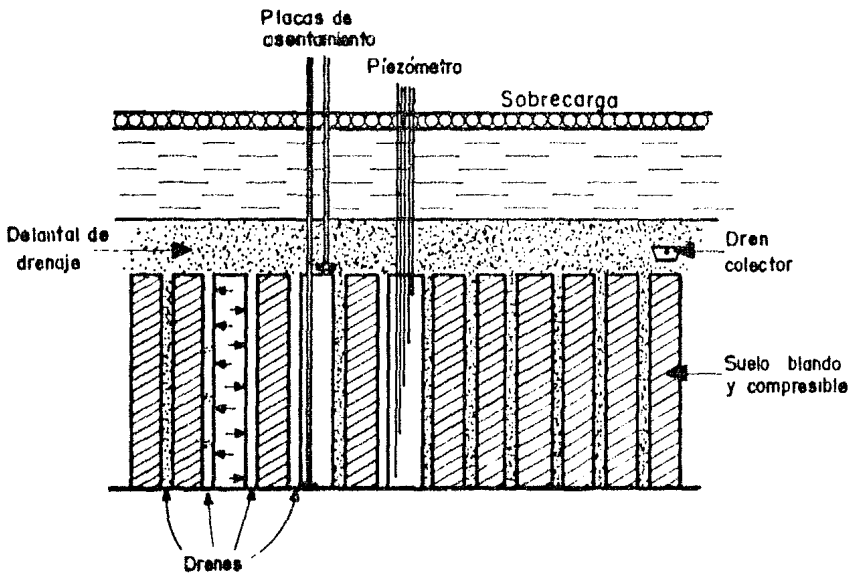


FIG. No. 27 PERFIL DE UNA ZONA TRATADA CON DRENES

se encuentra la CONSTRUCCION NORMAL. Este método es utilizado cuando los asentamientos que se van a generar debidos a la colocación de la terracería son insignificativos siempre y cuando sean uniformes éstos. Otra es la CONSTRUCCION EN DOS ETAPAS, siendo tan simple, como primero construir la terracería y después de un cierto tiempo en el cual se hayan disipado los movimientos se concluye la terracería con la carpeta asfáltica. Es recomendable este método sólo cuando el lapso entre estas dos etapas sea rápido.

Las sobrecargas, son recomendables cuando el programa exija la terminación de la obra en un período corto; como acelerantes. Las dimensiones de la sobrecarga dependen entre otros factores del volumen por desplazar, recomendándose que la altura de la sobrecarga sea tal al producirse el asentamiento, que quede a un nivel donde el proyecto se haya fijado la terminación de terraplén con lo cual se abaratarían los costos.

La compactación pesada, es recomendable cuando el estrato del material sea demasiado corto como para poderlo compactar a tal grado que en un futuro no se produzcan asentamientos. Esto sólo se logra si los depósitos contienen suelos granulares y el estrato no se encuentre sumergido, ya que de lo contrario se orillaría a provocar hundimientos diferenciales.

En general no siempre se va a encontrar presente uno de los requerimientos a solucionar, es por eso que para esto se debe aplicar métodos, los cuales ataquen a los dos problemas. Existen entre estos grupos, la utilización de los DRENES VERTICALES DE ARENA, los cuales actúan con el principio de disipar la pre

si3n hidr3ulica, provocando con esto una reducci3n del tiempo en el proceso de consolidaci3n y aumentar la resistencia del suelo al dejar de estar saturadas.

La instalaci3n de los drenes se hace por medio de un tubo con un regat3n en la punta, de tal manera que al ir sacando el tubo, se va llenando de arena la perforaci3n. Tambi3n se puede instalar por medio de un barreno helicoidal con un peque1o tubo en el centro, as3 una vez que se llegue a la profundidad deseada se saca el helicoides tray3ndose consigo el suelo blando y al mismo tiempo por el tubo se deposita el material granular. Es recomendable evitar en lo posible el remoldeo.

Otro factor que debe tomarse en cuenta, es la separaci3n, ya que entre m3s pr3ximos se encuentren, la consolidaci3n se produce m3s r3pido.

Dependiendo de la importancia del camino se podr3n utilizar instrumentos tales como placas, muertos de concreto y piez3metros, los cuales verifican el grado de consolidaci3n que se est3 produciendo (Figura 27).

La combinaci3n de cualesquiera de los m3todos anteriores, como su nombre lo indica, puede ser una mezcla de algunos de los m3todos comentados. Aunque es conveniente a1adir que la combinaci3n m3s utilizada es la de la construcci3n por etapas el emplear sobrecarga.

7) LOCALIZACION DE BANCOS DE MATERIALES

Uno de los costos m3s importantes en la construcci3n y mante-

nimiento de vías terrestres corresponde a los materiales, roca, grava, arena y otros suelos, por lo que su localización y selección se convierte en uno de los problemas básicos del ingeniero civil, en conexión estrecha con el geólogo.

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 perforadoras. En épocas más recientes, los estudios geofísicos, de gran potencialidad en estas cuestiones, han venido a sumarse a la técnica disponible, ahorrando mucho tiempo y esfuerzo humano y mucha exploración.

Un punto fundamental en la determinación de bancos de materiales es la valuación de las rocas o suelos contenidos, la que suele ser muy difícil de establecer en forma cuantitativa. 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 pueda tener lugar durante la vida útil de la obra. Estos mismos factores han de ser considerados cuando se trate de suelos, pero revisten mayor importancia en las rocas, pues los suelos seguramente han sufrido ya sus transformaciones físico-químicas importantes durante su proceso anterior de descomposición, que les dió existencia a partir de la roca madre; las rocas, sobre todo las sanas trituradas o rotas, no han estado antes sujetas a procesos intensos de meteorización y éstos pudieran tener consecuencias muy notables.

La posibilidad de deterioro de la roca con el tiempo es mucho más

difícil de establecer. Quizá la mejor orientación pueda tenerse observando lugares en que la roca haya estado expuesta durante - mucho tiempo. La valuación preliminar de los suelos se hace sobre todo con base en experiencia precedente; la clasificación en el Sistema Unificado ayuda en todos los casos, pues este sistema lleva aparejado al encasillamiento en un grupo determinado. La - valuación en detalle de los suelos constitutivos de un banco ha de hacerse con base en pruebas de laboratorio.

Un proyecto no puede considerarse completo o digno de autorización para su ejecución, sino contiene una lista completa y detallada de los bancos de materiales de los que han de salir los - suelos y rocas que forman la obra. En este caso, el concepto -- "bancos de materiales" ha de ser tomada en su sentido más general y puede referirse a los cortes de donde se construirá un terraplén o un balcón en un método de compensación longitudinal o transversal, a los materiales del terreno natural de donde se ex traerá un préstamo lateral o a un banco propiamente dicho.

Localizar un banco es más que descubrir un lugar en donde exista un volumen alcanzable y explotable de suelos o rocas que pueda - emplearse en la construcción de una determinada parte de una vía terrestre, satisfaciendo las especificaciones de calidad de la institución constructora y los requerimientos de volumen del caso.

Ha de garantizarse que los bancos elegidos son los mejores entre todos los disponibles en varios aspectos que se interrelacionan. En primer lugar, en lo que se refiere a la calidad de los materia les extraíbles, juzgada en relación estrecha con el uso a que se dedicarán. En segundo lugar, tienen que ser los más fácilmente -

accesibles y los que se puedan explotar por los procedimientos - más eficientes y menos costosos. En tercer lugar, tienen que ser los que produzcan las mínimas distancias de acarreo de los materiales a la obra, renglón éste cuya repercusión en los costos es de las más importantes. En cuarto lugar, tienen que ser los que conduzcan a los procedimientos constructivos más sencillos y económicos durante su tendido y colocación final en la obra, requiriendo los mínimos tratamientos. En quinto lugar, pero no el menos importante, los bancos deben de estar localizados de tal manera que su explotación no conduzca a problemas legales de difícil o lenta solución y que no perjudiquen a los habitantes de la región, produciendo injusticias sociales.

La búsqueda y localización de bancos de materiales puede hacerse principalmente por fotointerpretación o por reconocimientos terrestres directos; éstos últimos puede auxiliarse, a su vez, por la fotointerpretación o por métodos de prospección geofísica.

Comúnmente es necesario localizar bancos para material de terracerías, para capa subrasante, para sub-base y base de pavimento y para carpeta, en el caso de carreteras. En ferrocarril, habrán de localizarse bancos para terracería, capa subrasante, sub-balasto y balasto. En aeropistas las necesidades se enlistan igual que para carreteras. Los bancos para terracerías en general abundan y son fáciles de localizar, pues para ese fin sirven casi todos los materiales que sean económicamente explotables.

Los bancos de terracerías conviene fijarlos no demasiado espaciados, para no dar lugar a distancias de acarreo excesivas, la separación óptima está en función del costo del acarreo.

Las distancias que resultan no suelen exceder los 5 km. entre banco y banco.

En lo que se refiere a la capa subrasante, los materiales elegidos deberán tener homogeneidad en longitudes significativas, para evitar que las estructuras y espesores de las capas de pavimento suprayacentes varíen con demasiada frecuencia. Las distancias comunes entre bancos pueden extenderse en este caso hasta 10 km.

Los materiales para sub-base y base de pavimento, además del requisito anterior, suelen estar condicionados en forma importante por los tratamientos mecánicos que llegan a requerir para satisfacer las normas de calidad. 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 oteros 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 horizontales arenosos de formaciones estratificadas extensas, etc.

Los materiales para sub-base y base suelen encontrarse en llanuras y márgenes de ríos, en tientes y cantiles rocosos, cerros relativamente elevados y de pendiente abrupta, etc.

Los materiales para concreto asfáltico o hidráulicos se obtienen casi siempre por trituración, a partir de formaciones rocosas sanas.

A) EXPLORACION Y MUESTREO DE BANCOS

La exploración de una zona en la que se pretenda establecer un banco de materiales debe tener las siguientes metas:

- 1) Determinación de la naturaleza del depósito, incluyendo toda la información que sea dable obtener sobre su geología, historia de explotaciones previas, relaciones con escurrimientos de agua superficial, etc.
- 2) Profundidad, espesor, extensión y composición de los estratos de suelo o roca que se pretenden explotar.
- 3) Situación del agua subterránea, incluyendo posición y variaciones del nivel freático.
- 4) Obtención de toda la información posible sobre las propiedades de los suelos y las rocas, los usos que de ellos se hayan hecho, etc.

La investigación completa está formada por tres etapas:

- 1) Reconocimiento preliminar, que debe incluir la opinión de un geólogo. En esta etapa debe considerarse esencial el contar con el estudio geológico de la zona, por sencillo que sea.
- 2) La exploración preliminar, en la que por medio de procedimientos simples y expeditos, pueda obtenerse información sobre el espesor y composición del subsuelo, la profundidad del agua freática y demás datos que permitan, en principio, definir si la zona es prometedora para la implantación de un banco de -

las características del que se busca y si, por consiguiente, conviene continuar la investigación sobre ella.

- 3) La exploración definitiva, en la que por medio de sondeos y pruebas de laboratorio han de definirse detalladamente las características ingenieriles de los suelos y las rocas encontradas.

Las armas de la exploración para localización y valuación de bancos son la fotointerpretación, los sondeos y la prospección geofísica. El pozo a cielo abierto, la posteadora y los barrenos helicoidales, son los métodos más empleados en suelos. La diferencia entre el estudio preliminar y el definitivo suele radicar -- más bien en el número de sondeos, que en la investigación definitiva deben corroborar la información preliminar, definiendo claramente las distintas formaciones existentes y ubicar con la -- aproximación requerida el volumen de material que vaya a ser necesario. Cabe añadir que un buen estudio de fotointerpretación - puede cubrir con rapidez la etapa de reconocimiento preliminar, sin que, este método tenga rival en la detección de posibles bancos. Los métodos geofísicos, por su parte, son económicos y rápidos para ubicar los bancos en estudio y para distinguir las - diferentes formaciones que es común encontrar en ellos. De entre ellos, el geosísmico es el más usual.

Los bancos de suelo han de investigarse para conocer en el laboratorio las características que interesen para definir o autorizar su uso. No existe ninguna regla para fijar el número de sondeos que es necesario hacer en un caso dado. Algunas instituciones fijan un determinado número de sondeos por cada número de -

metros cúbicos de material por explotar. Naturalmente, la muestra que se extraiga dependerá de la utilización que pretenda hacerse del suelo.

En la tabla siguiente se presenta de un modo general el tipo de pruebas que se hace a los distintos materiales provenientes de los bancos, según el uso que de ellos pretenda realizarse.

I.- Terracerías

a) Clasificación: Límites de consistencia
Granulometría

b) Calidad: Peso volumétrico máximo
Valor Relativo de Soporte

II.- Capa Subrasante

a) Clasificación: Límites de consistencia
Granulometría

b) Calidad: Peso volumétrico máximo
Valor Relativo de Soporte
Expansión
Equivalente de Arena

c) Diseño: Determinación de Valor Relativo de Soporte
(Método: Cuerpo de Ingenieros USA)
Pruebas de Hveem
Pruebas Triaxiales de Texas

III.- Base y Sub-base

a) Clasificación: Límites de consistencia
Granulometría

- b) Calidad: Peso volumétrico máximo
 Valor Relativo de Soporte
 Equivalente de Arena
 Expansión
 Valor Cementante
- c) Diseño: Si se desea hacer un diseño estructural por capas, deberán realizarse las pruebas indicadas para la capa subrasante.

IV.- Carpeta Asfáltica

- a) Clasificación: Límites de consistencia
 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
 Pruebas de Hveem
 Contenido Óptimo de asfalto
 (determinado por el Método de C.K.E)

En general las pruebas están divididas en tres tipos: las de clasificación, las que tienen por objeto establecer la calidad de los materiales, que entre otras cosas, permitirán establecer si se cumplen las normas mínimas que establezca la institución constructora y, finalmente, las pruebas de diseño propiamente dicho.

PRUEBAS INDICE PARA MATERIALES ROCOSOS:

- a) Densidad de sólidos

- b) Peso Volumétrico Seco
- c) Contenido de agua
- d) Porosidad
- e) Índice de Alteración
- f) Permeabilidad al agua
- g) Permeabilidad al aire
- h) Alterabilidad
- i) Resistencia
- j) Deformabilidad

Los materiales procedentes de bancos que van a ser usados en terracerías no suelen sujetarse a ningún tipo de tratamiento especial y se utilizan tal como se obtienen. En los trabajos de pavimentación, por el contrario, es usual, como ya se mencionó, someter los materiales a diversos tratamientos que los adecúen a sus funciones. Los tratamientos más usuales son: Eliminación de desperdicios, Disgregación, Cribado, Trituración y por último Lavado.

En la búsqueda de materiales para pavimentación, una fuente indiscutible la constituyen las formaciones rocosas sanas donde quiera que aparezcan. Estos materiales deberán ser triturados totalmente y, en algunos casos, sujetos a tratamientos especiales para mejorar alguna de sus características, como por ejemplo, su afinidad con el asfalto. Durante la explotación de estos bancos deberá tenerse especial cuidado en evitar las zonas alteradas o la contaminación con arcilla, pudiendo llegarse en algunos casos al recurso del Lavado para eliminar estos materiales indeseables.

En la actualidad se han utilizado algunos tipos de materiales

especiales, en la técnica mexicana. Estos materiales especiales son: Conchuelo, Escoria de Fundación y Desperdicios de Minas.

Con lo que respecta a la localización de bancos de materiales para la construcción del Ferrocarril Chufites, ésta consistió en lo siguiente:

La citada línea tiene un desarrollo de 5 km. y estructuralmente estará constituida por terraplenes con alturas de 10 m., 7.50 y 12.50 m. de corona. Sin embargo, debido a las condiciones desfavorables del terreno de cimentación desde el punto de vista geotécnico así como al proyecto integral de las vías de comunicación del Distrito Industrial, será necesario construir simultáneamente terraplenes tanto para el ferrocarril en cuestión, como para otras obras, por lo que se necesitarán grandes volúmenes de materiales.

El objeto de este subtema es proporcionar la localización de -- los bancos estudiados, volumen y características de los materiales que los constituyen y en general, todos los datos de carácter geotécnico necesarios para su explotación y utilización durante la construcción.

1.- TRABAJOS REALIZADOS

a) Trabajos de Campo

Estos trabajos se dividieron en dos etapas principalmente: la primera correspondió con recorridos locales y generales de la región con objeto de localizar las zonas probables para la extracción de los materiales necesarios para la construcción

de las distintas capas que formarán la estructura de la ci
tada vía.

La segunda consistió en la exploración de las zonas localizadas, la cual se llevó a cabo mediante la ejecución de pozos a cielo abierto con profundidad promedio de 3 m. y en algunos bancos se complementó dicha exploración con sondeos alterados continuos (AC) de 8 m. de profundidad, ejecutados por el método de Penetración Estándar.

Durante la exploración se obtuvieron muestras integrales representativas de los materiales con objeto de definir en el laboratorio sus características físicas y de calidad. Simultáneamente con el muestreo, los suelos se clasificaron en -- forma preliminar de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), basándose, para los suelos finos en ensayos de Dilatancia, Tenacidad y Resistencia en estado seco.

Además en la mayoría de los bancos se valoraron los Pesos Volumétricos en el lugar, para determinar los coeficientes de variación volumétrica correspondientes.

DESCRIPCION DE LOS BANCOS DE MATERIALES ESTUDIADOS:

A continuación se describen las zonas de banco estudiadas, desta
cando su localización, métodos de exploración y mencionando algunas de las características geotécnicas principales de los mate
riales que las forman.

ZONA I

Esta zona se localiza en las inmediaciones de la línea ferrovía-

ria, prácticamente donde se desprenden los ramales oriente y poniente. Esta zona se encuentra localizada entre las rancharías de: Calzadas y los Chufites. Sobre esta zona pasa la carretera Minatitlán-El Cedro, precisamente la localización de esta zona con respecto a la línea, se hizo en función de esta carretera. Anteriormente se extrajeron materiales para la construcción del nuevo aeropuerto denominado "Caticas", así como de la carretera antes mencionada, por lo que ya cuenta con caminos de acceso en buenas condiciones.

Se estudió un área de 1 500 x 1 500 m. aproximadamente, observándose un espesor de materiales aprovechables del orden de 8 m. La exploración se llevó a cabo mediante canales verticales en las paredes de los frentes abiertos y pozos a cielo abierto con profundidad promedio de 3 m. Realizándose además un sondeo alterado continuo, ejecutado por el método de penetración estándar.

Los resultados de laboratorio indican que los materiales de esta zona están formados por arenas finas a gruesas con 25% de arcillas de baja plasticidad y aproximadamente 20% de gravas con tamaños máximo de 3"/4; dichos materiales tienen promedios de pesos volumétricos suelto y máximo de 1 400 y 2 020 kg/m³ respectivamente y valor relativo de soporte estándar mayor de 50%.

En general, de esta zona se extrajeron arenas arcillosas (SC), con cantidades promedios de gravas y finos de 15 y 20% respectivamente, estos últimos con límite líquido entre 20% y 30%, límite plástico entre 10% y 15%, valor cementante entre 14 y 20 kg/cm² y equivalente de arena entre 10% y 18%. Con los datos anteriores se concluye que el volumen aprovechable de esta zona anda alrededor de 60 000 m³ aproximadamente. Este material será utilizado tanto en terracerías como en subrasante y sub-balasto.

ZONA II

Esta zona se localiza en las inmediaciones del poblado Barrancas, a 1 500 m desv. izquierda del km. 7+760 de la carretera Minatitlán El Cedro. Esta área tiene 150 000 m² aproximadamente, anteriormente se explotó durante la construcción de la carretera antes citada. En el frente de ataque se observa una altura de 3 m. sin embargo, con la ejecución de un sondeo profundo se detectó un espesor superior a 12 m.

La exploración se llevó a cabo mediante canales verticales en las paredes de los frentes de ataque abiertos, y en la zona aún no explotada mediante pozos a cielo abierto con profundidad promedio de 3 m. realizándose además un sondeo del tipo alterado continuo (AC).

De acuerdo con la exploración y resultados de laboratorio, la estratigrafía en la zona es la siguiente: de 0.00 a 9 m. aproximadamente, predominan las arenas finas y gruesas arcillosas, compactas, colores café claro y rojizo con pequeñas capas intercaladas de arcilla de alta plasticidad cuyo espesor es de 50 cm. aproximadamente. A continuación y hasta la profundidad de 12 m. se detectaron arenas finas a gruesas con un promedio de 15% de arcillas de baja plasticidad, de compactas a muy compactas y gravas aisladas, color café claro.

Resumiendo lo anterior, los materiales que se expresan son principalmente mezclas de arenas finas y gruesas con arcillas cuyo límite líquido varía de 30% a 63.30% y plasticidad entre 15% y 25.66%.

En general los materiales del banco tienen propiedades de plasticidad

lumétricos suelto y máximo de 1 390 y 2 005 kg/cm³ respectivamente. Esta zona tiene un volumen aprovechable de 1'200 000 m³ y sería utilizado en lo que se refiere a terracerías.

ZONA III

Esta zona se localiza a 6 500 m. a la izquierda del km-0+100 de la carretera Chinameca-Chacalapa. Esta zona se encuentra en explotación, los materiales que constituyen este banco son principalmente arenas y gravas de alta plasticidad, por lo que para la utilización de estos materiales generalmente se requieren tratamientos de lavado. Aquí se producen diferentes tipos de material, en general, sobre pedido producen cualquier tipo de material.

La exploración consistió en la extracción de muestras de material, mediante canales verticales en los frentes de explotación, así como la recolección de materiales ya tratados en los sitios de almacenamiento.

De acuerdo con los resultados, los materiales que forman la zona se clasifican como arenas y gravas con tamaño máximo de 2", conteniendo un promedio de 20% de arcillas de alta plasticidad, cuyo límite líquido varía de 52% a 67%, límite plástico entre 21% y 27% y contracción lineal entre 11% y 17%. Por otra parte el valor relativo de soporte, varía de 36% a 82% y sus pesos volumétricos suelto y máximo son el promedio de 1 620 y 2 150 respectivamente. Esta zona cuenta con un volumen de 300 000 m³ aproximadamente, este volumen será utilizado tanto para terracería como para capa subrasante y sub-balasto.

ZONA IV

Esta zona está situada en la zona de dunas dentro del área - destinada al puerto industrial. Esta zona comprende desde el poblado de Barrillas hasta la Laguna del Ostión, aproximadamente. Para poder extraer el material, será necesario entrar por el camino a Barrillas, el cual está localizado en el --- km-20+000, desviación izquierda, de la carretera Minatitlán-El Cedro. La exploración que se efectuó, fué por medio de pozos a cielo abierto, con una profundidad promedio de 2 m. De acuerdo a las observaciones hechas en campo, se definió un espesor de material aprovechable superior a los 10 m.

Los materiales que constituyen esta zona son arenas finas medias y mal graduadas, con muy bajo contenido de finos (1% en promedio) y de compactación suelta a media.

Estos materiales presentan muy poca o nula cohesión, y pesos volumétricos suelto y máximo de 1 450 y 1 620 kg/m³ respectivamente. El volumen que se tiene en esta zona es mayor de -- 2'000 000 m³. Este material será usado tanto para terracerías en suelos blandos (plantilla de trabajo) como para el diseño de mezclas.

ZONA V Y VI

Estas zonas se localizan a 13 000 y 30 000 m. desviación derecha del km-19+000 de la Carretera Chinameca-Soteapan y están situadas en las faldas del Cerro denominado San Martín Pajapan, en las inmediaciones de las rancherías Tatahuicapan y San Juan Volador.

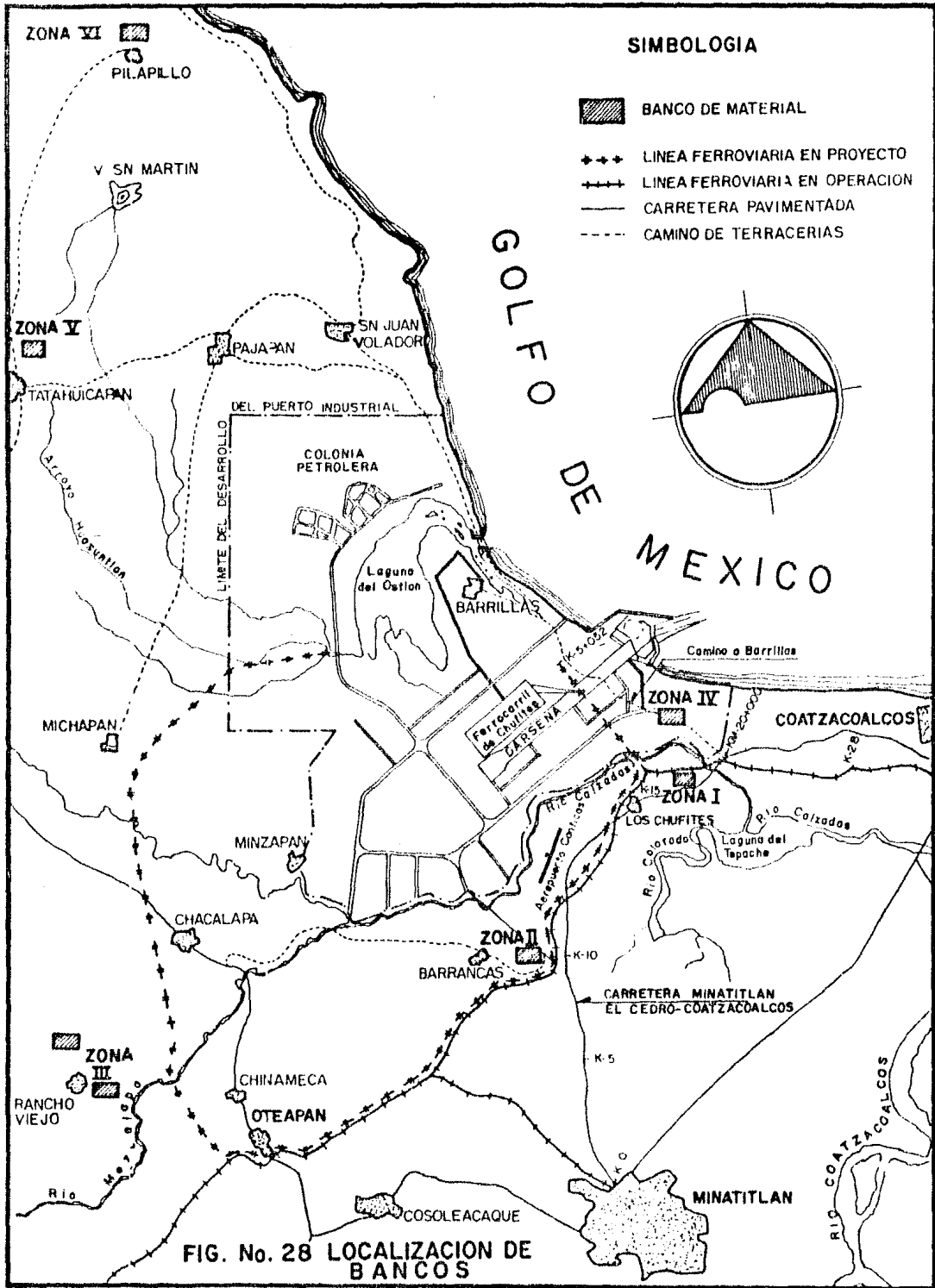


FIG. No. 28 LOCALIZACION DE BANCOS

Por lo que se refiere a la zona V (Tatahuicapan), ya se encuentra en explotación por parte de la Constructora Gral. del Norte, S.A., En la zona VI (Pilapillo), esta se encuentra en exploración, por lo tanto, únicamente se visitaron los bancos con objeto de obtener información en cuanto a los materiales que los forman: volúmenes, características físicas en el lugar, así como la recolección de muestras superficiales.

Los materiales que forman estas zonas son rocas ígneas extrusivas del tipo basáltico principalmente, las cuales se encuentran con diferentes grados de fracturamiento e intemperización. Aparentemente dichos materiales tienen la calidad necesaria para balasto, sin embargo, será necesario realizar los ensayos correspondientes en el laboratorio antes de decidir su utilización.

Cabe indicar que cada uno de los bancos cuenta con volumen de material muy superior al que se necesita para el balasto de la vía férrea en proyecto que es aproximadamente de ---- 40 000 m³.

En la Figura 28 se puede observar la localización de estas zonas (I, II, III, IV, V, VI).

8) USO DE LOS MATERIALES EN EL FERROCARRIL

Todos los materiales utilizados en la construcción de las terracerías son susceptibles de compactarse, con el hecho de incrementar su peso volumétrico seco, disminuyendo sus vacíos mediante un tratamiento de compactación estática o dinámica; sin embargo, el control que se puede llevar de una compactación de

penderá del tamaño máximo de los fragmentos de roca, ya que el equipo con que se controla es de dimensiones limitadas.

Basándose en lo anterior se denominan materiales "compactables" a aquellos en que se puede medir o controlar su compactación, como las arenas que se compactan eficientemente por métodos vibratorios, o a las arcillas en las cuales es más ventajoso usar carga estática. Materiales "no compactables" a aquellos a los que no se les puede medir su compactación mediante pruebas comunes de laboratorio, tratándose mediante "bandeado" como son los fragmentos de roca que se bandean con tractor, D-8.

Con el objeto de unificar criterios al respecto, se han elaborado las siguientes especificaciones:

Un material será susceptible de compactarse con equipo especial siempre y cuando después de tendido en la obra en una capa de espesor que permita el tamaño máximo del material de regarle agua en cantidad aproximada de 100 lt/m³, de material y de aplicarle en cada lugar tres pasadas con tractor D-8, -cumpla con el requisito de tener como máximo, el 20%, en volumen, retenido en la malla de 76 mm (3"), aceptándose que este retenido no contenga más de 5% en volumen de fragmentos mayores de 15 cm (6").

Esta determinación se hará en los 20 cm. superiores de la capa, mediante sondeos a cielo abierto, en volumen de 0.50 m³, aproximadamente y el valor que se aplique será el que resulte del promedio de 3 pruebas verificadas en distintos lugares de la capa, fijadas por la residencia de construcción o el laboratorio.

Los materiales que no sean susceptibles de compactarse, deberán ser tratados mediante bandeado lo cual consiste en tender en la obra, en una capa de espesor que permita el tamaño máximo del material, regarle 100 lt/m^3 , de material aproximadamente, y aplicarle en cada lugar, tres pasadas con un tractor D-8 o similar, y a la capa subyacente a la capa subrasante aplicarle además tres pasadas en cada lugar con un rodillo de rejillas de 6 ton. ó equipo vibratorio.

El ingeniero de suelos debe indicar si el material sobre el que se realiza el estudio geotécnico, deberá tratarse como compactable o bandeado, lo podrá determinar de dos formas: una es practicando un análisis granulométrico de material en cuentión, utilizando para ello, únicamente la malla de 76 mm. y determinar el volumen de material retenido.

La otra forma para determinar el volumen aproximado de fragmentos mayores de 15 cm., consiste en separar estos durante la excavación del sondeo a cielo abierto, para lo cual se le ordena al peón, hacer un sondeo de 0.60 m. de ancho por 1.60 m. de largo y 1.0 m. de profundidad (estas dimensiones las marca el ingeniero sobre el terreno natural), lo cual cubica un volumen aproximado de 1 m^3 , se le indica al peón que separe todos los fragmentos que midan más de una cuarta.

Terminando el sondeo, se cuenta el número de fragmentos y puesto que por especificación se acepta que sólo el 5% del 20% del material mayor de 76 mm. sea mayor de 150 m. equivalente al 1% como máximo de volumen del material analizado, lo que equivale a un volumen de 10 lt (0.010 m^3) en fragmentos mayores de 15 cm.

Como para fines prácticos podemos considerar un fragmento de -

15 cm. tiene un volumen aproximado de 0.001 m^3 bastarán 10 fragmentos para obtener el máximo permisible por especificaciones, para poder considerar que el material analizado es compactable ya que la excavación que se hizo es de 1 m^3 aproximadamente.

Cuando se observa que el número de fragmentos separados por el peón, es mayor de 10, puede considerarse que se trata de un material no compactable y especificar un tratamiento probable de bandeado.

Se especifica que a un material con más de 1% de fragmentos mayores de 15 cm. se eliminen estos mediante "pepena" para poderlo tratar como compactable.

Haciendo un análisis superficial de lo anterior se puede decir lo siguiente: Supongamos un caso general, de un camino con ancho de corona de 8 m., como los fragmentos por eliminar, son aquellos de tamaño mayor de 15 cm., prácticamente solo se rán visibles los que queden contenidos en la capa correspondiente a los 20 cm. superiores, lo que significa que durante la construcción sólo podrá tenderse el material en la obra, - en capas de espesor máximo de 20 cm.

Si el material contiene el 1% de fragmentos mayores de 15 cm. significa que se encontrará aproximadamente un fragmento por cada metro de superficie de carretera, ferrocarril o camino, o sea 8 fragmentos por metro lineal de carretera, ferrocarril o camino.

Para eliminarlos, se estima que un peón puede quitar entre -

500 y 600 fragmentos por turno, lo que significa que un turno, limpia de 63 a 75 m. de carretera, ferrocarril o camino por lo que entre 13 y 15 días se pueden eliminar los fragmentos de un kilómetro; si el peón gana 30 pesos diarios, el costo aproximado de limpieza mediante pepena, es entre 390 y 450 pesos, por kilómetro por cada 1% de fragmentos mayores de 15 cm. que contenga el material en cuestión, ó sea que para un contenido de 5% el costo será entre 1950 y 2250 pesos por kilómetro; ya que para un contenido mayor será necesario peinar el material con una motoconformadora lo que elevaría considerablemente el costo de limpieza.

Con base en lo anterior, sobre los materiales compactables y no compactables, se determina si serán o no empleados en la construcción de alguna de las partes siguientes de la terra-cería:

a) Cuerpo de terraplén

Podrá ser construido con material compactable (suelos), - dándole una compactación de 95% para carreteras Tipo A y 90% para carreteras Tipo B y C; o con material no compactable (fragmentos de roca), debiéndose bandear en capas - de espesor que permita el tamaño máximo de los fragmentos.

b) Capa subrasante

La capa subrasante es el elemento superior de la sub-estructura de una carretera o ferrocarril, la cual debe tener un espesor mínimo de 30 cm.; teniendo como función mejorar las terra-cerías, en cuanto a su resistencia para so

portar las cargas transmitidas por la super-estructura de la carretera ó ferrocarril.

El material que se use para construcción de la capa subrasante deberá cumplir lo especificado para material compactable, no contener fragmentos de roca, o sea que el tamaño máximo del material será de 7.6 cm. (3"). La compactación para carreteras Tipo A será del 100% y para Tipos B y C de 95%. El material únicamente podrá estar constituido por gravas (GW, GP y GM, GC), arenas (SW, SP y SM, SC), limos y arcillas inorgánicas de baja compresibilidad (ML y CL), con valor relativo de soporte saturado mayor de 5%, expansión menor de 5% y el equivalente de arena no menor de 10.

En lo que se refiere al tramo en estudio, debido a la alta compresibilidad de las arcillas (CH), hubo mucha dificultad para localizar los préstamos de materiales para construcción de cuerpo de terraplén, capa subrasante, sub-balasto y balasto, por lo cual fué necesario enviar varias muestras al laboratorio central, en varios préstamos, para efectuarles las pruebas correspondientes, y así determinar los adecuados.

9) RECOMENDACIONES PARA LA CIMENTACION DE OBRAS MENORES

a) Obras Menores de Drenaje

Cuando una obra vial, cruza una corriente de agua superficial, natural o artificial, será necesario proyectar obras de drenaje adecuadas para dar paso al agua sin que llegue a causar daños en los terraplenes y sin que se eleve la rasante innecesariamente con un costo mayor de las terracerías.

Estas obras de drenaje reciben el nombre de alcantarillas, - que se definen como estructuras de claro menor de 6 m, con colchón o sin él ó mayor de 6 m, con colchón que tiene por objeto permitir el paso del agua en forma tal, que el tránsito en una obra vial pueda ser permanente en todo tiempo, bajo condiciones normales ó anormales previstas. En base a lo anterior las obras mayores de 6 m, se les denomina puentes. Se ha hecho esta distinción debido a que las obras de mayor costo, es decir, los puentes requieren un estudio más detallado tanto para el proyecto de la cimentación como para el proyecto de estructura; en cambio para las obras pequeñas se ha encontrado muy conveniente, práctico y económico, elaborar proyectos tipo para diferentes claros, capacidades de carga del terreno de cimentación y tipos de obra.

Las obras menores de drenaje pueden ser las siguientes:

- 1) Losas
- 2) Bóvedas
- 3) Tubos
- 4) Cajones

El tipo de cimentación más adecuada para una obra menor es la superficial o poco profunda (en la que la profundidad de desplante no es mayor de 2 veces el ancho del cimiento); el estudio geotécnico de campo se encamina a determinar la capacidad de carga de proyecto a la profundidad de desplante necesaria, el tipo de material en el sitio del cruce y el tipo de arrastre de la corriente.

Para obras menores de 3 m de claro, se deberá dar la capacidad de carga a 0.50 y 1.00 m. de profundidad; si los claros -

son mayores de 3 m, las capacidades de carga se proporcionan a 0.75 y 1.50 m. de profundidad. Estas profundidades son las que se adaptan a los proyectos tipo vigentes. Haciendo observaciones sobre la necesidad de colocar dentellones para protección contra la erosión regresiva y tubificaciones en el terreno de cimentación, cajas desarenadoras, deflectores, delante, tales, zampear el cauce a cualquier tipo de obra de protección.

Para hacer este tipo de recomendaciones, se cuenta con el estudio geológico de la zona, el cual complementado con las observaciones sobre la morfología particular del sitio en estudio, proporciona un panorama general de la estratigrafía que puede encontrarse, así como los orígenes de los suelos o rocas que constituyen dicha estratigrafía. Una vez que se cuenta con lo anterior, se realizan sondeos a cielo abierto y con postcadora a profundidades que dependen del ancho de cimentación que se espera, una profundidad de dos veces el ancho la cimentación es muy conveniente, puesto que dentro de esa profundidad bajo la cimentación se distribuye la mayoría de los esfuerzos inducidos.

El material encontrado en los sondeos se clasifica dentro de la versión S.O.P. (hoy S.C.T) del S.U.C.S., ésta clasificación se hace en base a las pruebas manuales de campo recomendadas por este sistema. Una vez que se ha clasificado el material sin ninguna duda, se llevará material al laboratorio para efectuar las pruebas de clasificación (pruebas índice).

Se podrán estimar, tomando en cuenta las condiciones de drenaje de la zona, los valores de la cohesión (c) y ángulo de fric

ción interna (ϕ) del material con los cuales se podrá calcular la capacidad de carga para diferentes profundidades, por medio de las fórmulas de Terzaghi ó Skempton que son las más usadas. Así por ejemplo, para determinar la capacidad de carga de una arcilla, firme, poco húmeda, de alta plasticidad (CH), a una profundidad de 0.50 m.

- 1) Se estima el ángulo de fricción interna (ϕ), que en este caso será igual a cero, por ser un suelo puramente cohesivo y la cohesión igual a la mitad de la resistencia a la compresión simple de la arcilla (obtenida al correlacionar el número de golpes de la prueba de penetración estándar con la compacidad y la resistencia a la compresión simple del material), por ejemplo 8 ton/m².
- 2) Se aplicará la teoría de Skempton, que es la que da mejores resultados para arcillas de este tipo, considerando falla local y base rugosa:

$$Q_d = C N_c + \gamma D_f$$

Donde:

Q_d = Máxima capacidad de carga del suelo

C = Cohesión

N_c = Factor de capacidad de carga

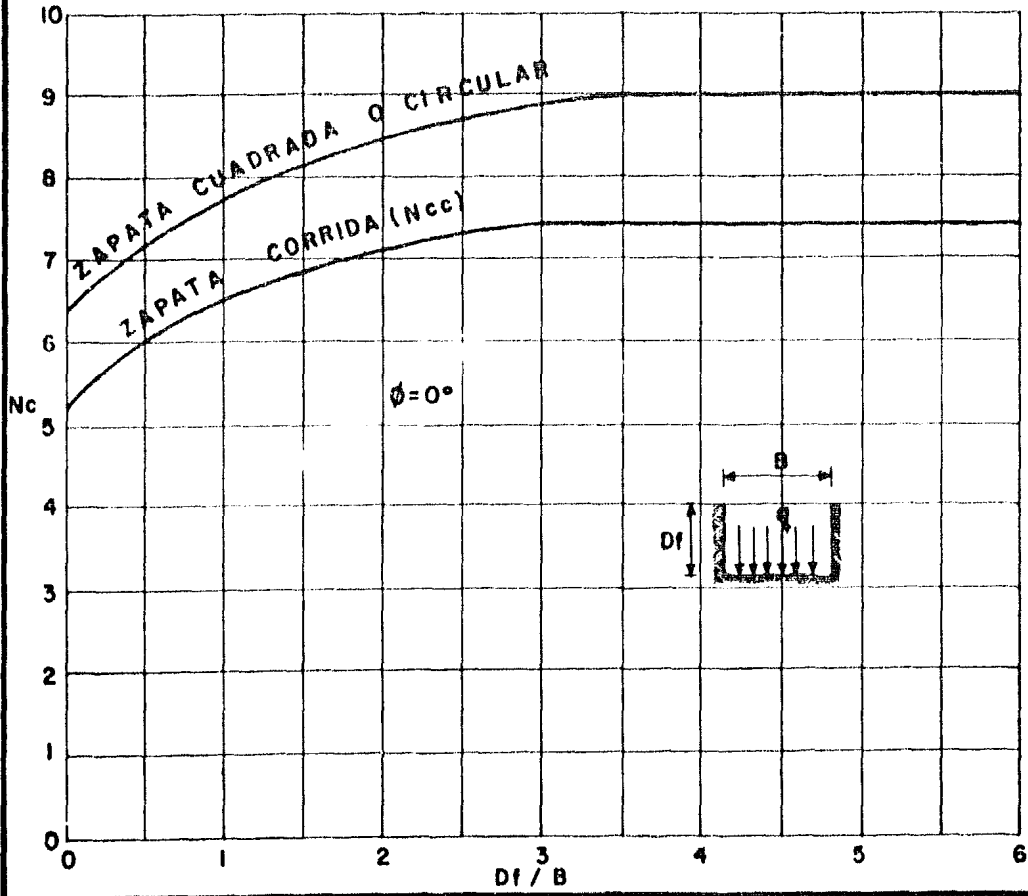
γ = Peso específico

D_f = Profundidad de desplante

- 3) Para obtener N_c entramos en la gráfica de Skempton con:

$$\frac{D_f}{B} = \frac{0.50}{1.00} = 0.50$$

CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS COHESIVOS



VALORES DE N_c DE SKEMPTON EN ARCILLAS

$$q_d = c N_c + \gamma D_f$$

Para zapata rectangular

$$N_{cr} = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) N_{cc}$$

B = ancho

L = longitud

En donde B = ancho del cimiento, por lo tanto:

$$N_c = 6$$

- 4) Sustituyendo valores en la fórmula, con peso específico - de la arcilla igual a 1.6 ton/m^3

$$Q_d = (8)(6) + (1.6)(0.5) = 48 + 0.8 = 48.8 \text{ ton/m}^2$$

Finalmente dándole un F.S de 3, tenemos:

$$Q_d = 16 \text{ ton/m}^2$$

Para suelos friccionantes puede usarse la teoría de Terzaghi, - así por ejemplo: para determinar la capacidad de carga de un - limo arenoso, poco húmedo, poco compacto (ML) a una profundi- dad de desplante (D_f) de 1.00 m., con un ángulo de fricción in- terna (ϕ) de 33° ancho de cimentación (B) de 1.50 m. y peso es- pecífico de 1.5 ton/m^3 .

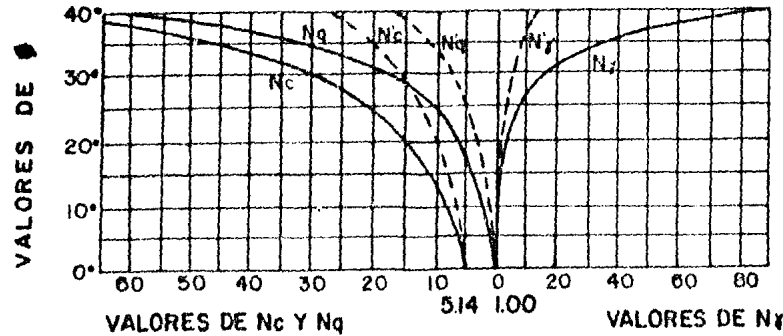
Aplicando la fórmula de Terzaghi para falla local y cimiento de base rugosa:

$$Q_d = 2/3 CN'_c + \gamma D_f N'_q + 1/2 \gamma BN'_\phi$$

En la gráfica de Terzaghi (adjunta), entramos con el ángulo de fricción interna del material, obtenemos los factores de capa- cidad de carga:

$$N'_c = 18; N'_q = 9; N'_\phi = 3.5$$

RELACION ENTRE ϕ Y LOS FACTORES N_c, N_q, N_γ



AREA CARGADA DE ANCHO B

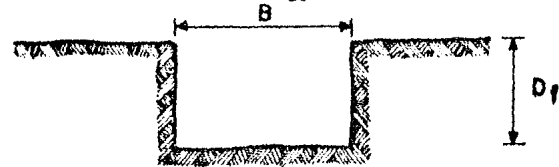
Carga por unidad de area de zapata:

$$\text{Falla general: } q_d = CN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$\text{Falla local: } q'_d = \frac{2}{3} CN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

ZAPATA CUADRADA, ANCHO B

$$\text{Carga por unidad de area: } q_{ds} = 12 CN_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$



Peso volumétrico del material = γ

Resistencia al esfuerzo cortante,

$$S = C + \sigma \tan \phi$$

Sustituyendo valores y tomando un factor de seguridad igual a 3:

$$Q'd = (2/3) (1) (18) + (1.5) (1) (9) + (1/2) (1.5) (1.5) (3.5)$$

$$Q'd = 12 + 13.5 + 3.94 = 29.44$$

$$Q'd = \frac{29.44}{3} + 9.81 = 10 \text{ ton/m}^2$$

Si el terreno de cimentación proporciona capacidades de carga menores de 5 ton/m^2 , se podrá sustituir el espesor necesario con material seleccionado para aumentar la capacidad de carga, debiéndose compactarse hasta un 95% mínimo.

En caso de cajones desplantados superficialmente en los casos en que la erosión sea de temer, conviene proyectar dentellones aguas arriba y aguas abajo para evitar la socavación de los materiales.

b) Obras Complementarias de Drenaje:

Este concepto agrupa las obras de drenaje y sub-drenaje destinadas a recoger, canalizar y eliminar al máximo posible las aguas susceptibles de perjudicar de cualquier modo a una carretera, ferrocarril o camino. Las aguas que fluyen superficialmente provocan erosiones en cortes y terraplenes, y las que se infiltran en el terreno tienden a brotar en los cortes practicados para alojar las carreteras, ferrocarriles o caminos, o en las coronas de los mismos, amenazando las estabilidad de esos cortes.

Desde el punto de vista geotécnico, para proyecto de terrace--

rías, las obras complementarias de drenaje serán las siguientes:

Bombeo, Cunetas, Contracunetas, Guarniciones, Bardillos, Lavaderos, Vados, Bajadas, Bermas, Bordos, Canales de Captación y de Encauzamiento.

Para cada una de estas obras se proporciona su ubicación, longitud aproximada y recomendaciones para construcción.

- 1.) El bombeo. - Se denomina bombeo a la pendiente transversal - que se da en las carreteras y en las aeropistas para permitir que el agua que directamente cae sobre ellas escurra hacia sus dos hombros. En los caminos normales de dos bandas de circulación y en secciones en tangente es común que el bombeo se disponga con un 2% de pendiente desde el eje del camino hasta el hombro correspondiente; en las secciones en curva, el bombeo se superpone con la sobreelevación necesaria. En las carreteras con pavimento rígido el bombeo puede ser un poco menor, del orden de 1.5%. En las aeropistas se dispone también el bombeo desde el eje hacia los hombros, - con pendiente de 1.5%. En México se ha llegado a aceptar 1.25%.

En las carreteras de más de dos bandas de circulación se -- pueden presentar dos casos: O se tiene un camellón central relativamente estrecho o se tiene uno muy amplio, generalmente sembrado de pasto. En el primer caso, es común que el bombeo tenga lugar del camellón hacia ambos hombros, pero en el segundo es común que se disponga un bombeo mixto.

Cuando se construyen terraplenes sobre suelos blandos, el -

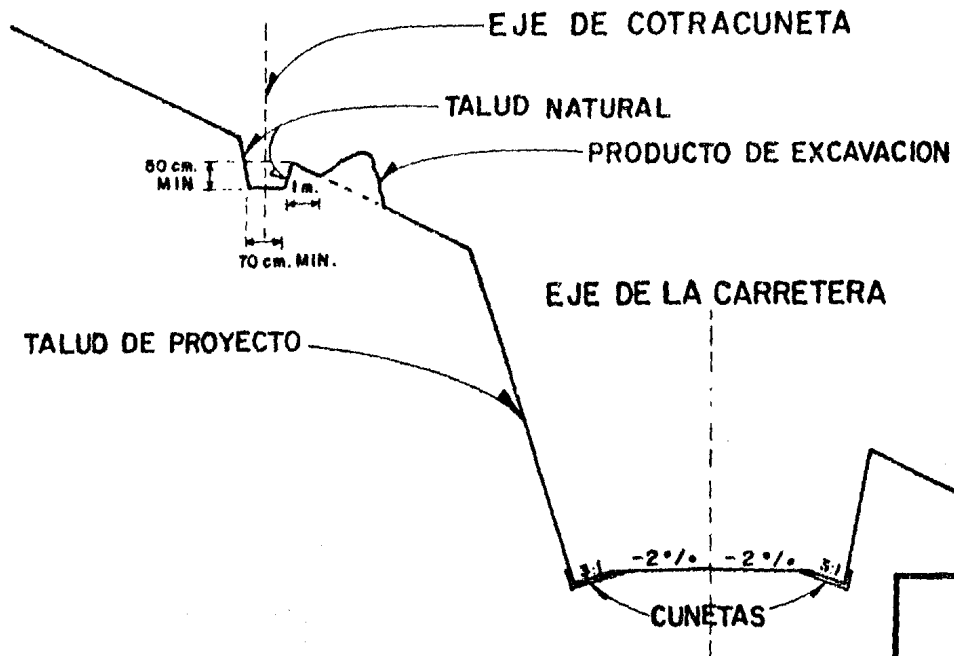
bombeo tiende a perderse con el tiempo, ya que produce mayor asentamiento en el centro de la sección que en sus - hombros; el cálculo de asentamientos permite conocer esa - diferencia en el valor de dicho asentamiento, a fin de hacer una previsión en el proyecto, exagerando el bombeo - inicial.

En caminos revestidos conviene que el bombeo no baje de 4% para dar muy rápida salida al agua transversalmente.

- 2) Cunetas.- Las cunetas son canales que se adosan a los lados de la corona de la vía terrestre, en el lado del corte en secciones de tal naturaleza; en cortes en balcón hay entonces cuneta en un solo lado y en cortes en cajón, en los dos. La cuneta se dispone en el extremo del acotamiento, en contacto inmediato con el corte.

El agua producto de las precipitaciones sobre la carretera, o bien la que no puede ser interceptada por las contracunetas, debe ser evacuada inmediatamente a fin de no permitir encharcamientos que propicien las infiltraciones sobre el material del pavimento y capa subrasante, pues cuando esto sucede, disminuye la resistencia al esfuerzo cortante con lo cual puede ocasionar la falla de la superestructura.

Esta agua recolectada por el bombeo de la superestructura y de la zona de cortes, es captada por canales paralelos - al eje del camino, que se proyectan en los bordes de la corona, al pie del talud del corte, llamados cunetas. Su sección transversal más usada es la tipo triangular por su - fácil construcción y reducido costo de conservación. (Figura 29)



U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
F.F.C.C. CHUQUITES	
CONTRACUNETAS Y CUNETAS	
TESIS PROFESIONAL	PETRONILO HERNANDEZ HERNANDEZ
FIG. No. 20	MEXICO D.F. 1984

Para que el agua que corra por las cunetas no llegue a erosionarlas, es necesario que su velocidad no sea muy alta, generalmente cuando pasa de 1.5 m/seg. hay necesidad de -- proteger o recubrir las cunetas que estén construidas en -- materiales erosionables o permeables; para evitar filtraciones hacia los materiales que formen la superestructura o el terreno de cimentación.

Los recubrimientos de protección más recomendables son: Zampeado, Mezcla Arena-Asfalto, Concreto Hidráulico, Mortero de Cemento y Secciones de cuneta precoladas de concreto hídráulico colocadas sobre una capa de mortero cemento.

La salida del agua de las cunetas se hace por medio de canales, tubos y se colocan lavaderos en donde el agua escurre sobre materiales erosionables.

- 3) Contracunetas. - Al abrir un corte en una ladera una parte del agua superficial se escurre sobre ella durante o después de una precipitación, será captada por el corte, dependiendo de la topografía, el volumen captado podrá ser - considerable, lo cual ocasiona problemas para desalojar el agua acumulada, además de que el escurrimiento sobre el talud del corte por lo general erosiona y propicia los derrumbes. Para evitar lo anterior es necesario captar y desalojar el agua antes de que escurra sobre el talud, lo cual se logra por medio de un canal denominado "Contracuneta" la - cual se abre paralelamente a cierta distancia de los "ceros" del corte, variable de 6 a 20 m.

La sección que se acostumbra, por facilidad de construcción, para las contracunetas es la trapezoidal en la cual el ancho

mínimo de la plantilla se proyecta de 70 cm. y la profundidad mínima de 50 cm. (Figura 29)

Si la contracuneta es profunda la superficie potencial de falla del talud se origina precisamente en su fondo. La velocidad del agua en las contracunetas no se debe alterar considerablemente, ya que su disminución origina depósitos y su aumento erosiones en el canal.

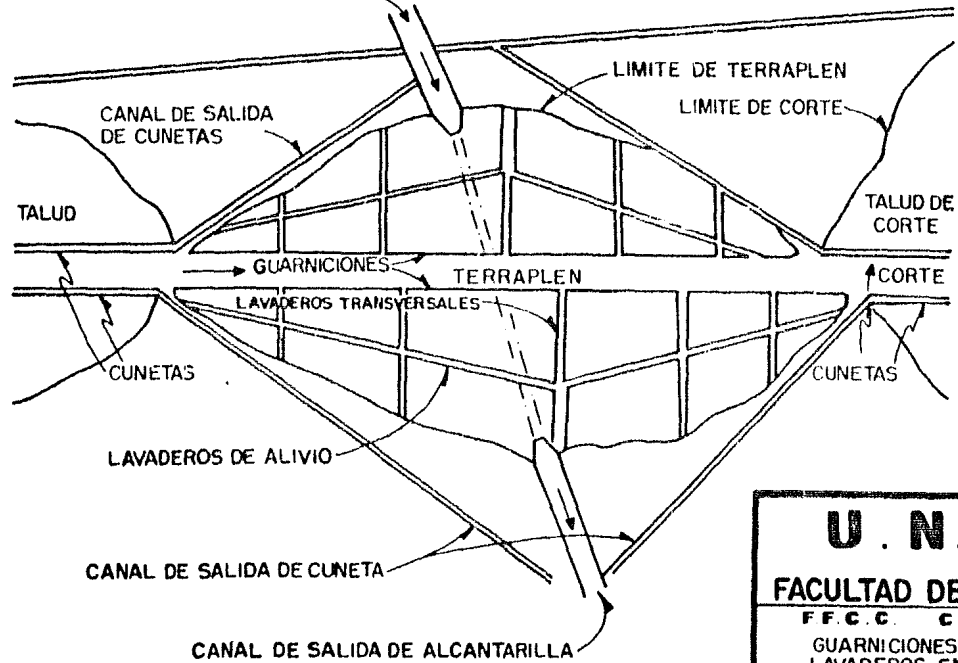
En caso de terrenos muy permeables o erosionables se hace necesario impermeabilizarlas, ya sea mediante suelo-cemento o zampeado, considerando siempre el aspecto económico.

Existen casos en que no es necesario construir contracunetas, como en cortes abiertos sobre roca sana donde el escurrecimiento sobre el talud no ocasiona ningún problema, y el agua acumulada podrá desalojarse mediante la cuneta, a la que deben darse dimensiones adecuadas.

- 4) Guarniciones laterales y lavaderos.- Si el agua que se desaloja en la superficie de un terraplén mediante el bombeo, si se deja escurrir sobre los taludes, puede llegar a erosionarlos considerablemente, sobre todo si los terraplenes son altos y están contruidos con materiales poco cohesivos, como son los limos arenosos (ML) o arenas limosas (SM). La erosión en este tipo de materiales provoca el arrastre de las partículas del material del talud lo cual a su vez produce cauces profundos y pequeños taludes inestables dentro del talud.

Para evitar que el agua escurra sobre los taludes, se cons-

CANAL DE ENTRADA DE ALCANTARILLA



U. N. A. M.

FACULTAD DE INGENIERIA

F.F.C.C. CHUFTITES

GUARNICIONES LATERALES Y
LAVADEROS EN TERRAPLENES
CON ALTURA MAYOR DE 10 M.

**TESIS
PROFESIONAL**

**PETRONILO HERNANDEZ
HERNANDEZ**

FIG. No. 30

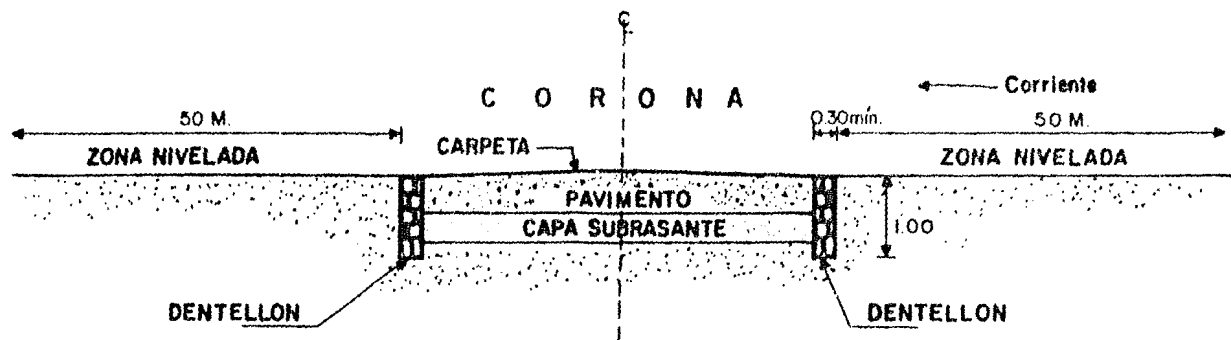
MEXICO D. F. 1984

truyen guarniciones laterales ó bordillos que son pequeños parapetos que se construyen en los bordes de la corona de los terraplenes, los cuales encauzan hacia lavaderos que eliminan el agua hacia alcantarillas ó canales.

Los bordillos generalmente se construyen de suelo-asfalto, suelo-cemento ó concreto hidráulico; y los lavaderos se construyen de suelo-asfalto, suelo-cemento ó concreto hidráulico; y los lavaderos se construyen de sección de medio tubo, de lámina de acero corrugado o de concreto.

En terraplenes con alturas superiores a los 10 m., debe considerarse la posibilidad de proyectar lavaderos longitudinales de alivio ó cunetas sobre el talud, que recojan el agua que cae directamente sobre éste y que descarguen en los lavaderos transversales que traen el agua acumulada sobre la superficie de la carretera (Figura 30). Para terraplenes con alturas no mayores de 4 m. y en zonas de baja precipitación, se puede contrarrestar el efecto de la erosión sembrando pasto u otro tipo de vegetación sobre los taludes, sin llegar a colocar bordillos.

- 5) Vados.- Cuando en carreteras de baja intensidad de tránsito, se cruza una corriente de tipo torrencial, se puede resolver el paso mediante un vado si con ello se satisfacen las condiciones de servicio requeridas; así mismo, si en una carretera de mayor intensidad de tránsito se tiene un cruce semejante, se puede recurrir al "vado" como solución temporal, pudiéndose efectuar los estudios hidrológicos durante algunos años y posteriormente construir la obra definitiva (Figura 31).



Tomando en cuenta las condiciones hidrológicas especiales de cada zona se construirán los vados, de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

- 1.- Ajustar la rasante proyectada lo más posible al perfil transversal del fondo del arroyo, evitando al máximo tanto excavaciones como terraplenes.
- 2.- Nivelar una zona del cauce 50m. aguas arriba y 50m. aguas abajo del cruce dándole un perfil similar a la rasante del vado
- 3.- Formar la superficie de rodamiento del vado mediante la construcción de un pavimento flexible o rígido similar al del resto de la carretera.
- 4.- Construir un dentellón aguas abajo y aguas arriba de 1.00m. de profundidad de acuerdo con el esquema adjunto

U . N . A . M .	
FACULTAD DE INGENIERIA	
FFCC. CHUFTES	
PROYECTO TIPO DE VADO	
TESIS PROFESIONAL	PETRONILO HERNANDEZ HERNANDEZ
FIG. No. 31	MEXICO D. F. 1984

- 6) Bajadas.- Se denomina así a estructuras de función análoga a los lavaderos, pero constituidas por un tubo apoyado en la superficie inclinada del terreno o enterrado en él. Muchos ingenieros consideran a las bajadas como lavaderos entubados. La tubería que se ha empleado con más éxito es la de lámina, provista de alguna junta capaz de absorber pequeños movimientos.

En lugares de escasa precipitación, o en donde la velocidad de escurrimiento no sea demasiado alta podrá utilizarse también el concreto hidráulico para hacer los tubos.

- 7) Bermas.- Se denominan bermas a masas generalmente del mismo material del propio talud o de uno similar que se adosan al mismo, para darle estabilidad al terraplén.

Las bermas o escalonamientos pueden cumplir también funciones de drenaje superficial, de control de aguas broncas y de conducción y eliminación. El efecto de la berma o del escalonamiento es disminuir la fuerza erosiva del agua que es curre superficialmente por los taludes de un terraplén o un corte o por el terreno natural. Las bermas construidas en los terraplenes con fines de drenaje suelen tener una relación peralte: huella en el orden de 1:1 a 1:1.5 y son verdaderos escalones; estos valores pueden aumentar a razón de 1:2 ó 1:3 en las que se construyen sobre el terreno natural, para control de las aguas que bajan por él amenazando la vía terrestre. Estos elementos pueden encauzar más eficientemente al agua colectada, si se les da una pendiente apropiada hacia lavaderos, bajadas o estructuras análogas.

- 8) Bordos.- En la actualidad existen bordos de tierra o de mampostería, los cuales se construyen para encauzar las aguas, sean en el terreno natural próximo a la vía terrestre, para que el agua llegue a gargantas, cauces naturales, etc., o sea en la entrada de las alcantarillas o puentes, con el fin de que el agua cruce apropiadamente por tales estructuras. El bordo de encauzamiento sobre el terreno natural, en primer lugar debe responder a una necesidad topográfica, generalmente conectada con la existencia de talwegs que, de no existir los bordos, vaciarían sus aguas de manera peligrosa para la vía terrestre; con el bordo, éstas se dirigen, hacia cualquier clase de cauce natural por el que puedan ser eliminadas sin ningún peligro.

Los bordos se construyen generalmente con material producto de excavación, esta excavación deberá desarrollarse en forma paralela al propio bordo y debe procurarse que no constituya un tajo profundo. Los bordos de tierra suelen construirse con taludes 2:1 ó 3:1, en alturas que rara vez rebasan 2 m. y con un ancho de corona en el orden de los 0.50 m.

Antes de construirse el bordo debe despalmarse el terreno, exclusivamente bajo él, repetando la vegetación vecina y guardando el material de despalme aguas arriba para después colocarlo, todo o en parte, sobre el talud del bordo, para fomentar su vegetación.

- 9) Canales de captación y de encauzamiento hacia alcantarillas
Este tipo de canales es necesario generalmente en zonas planas donde el sistema natural de drenaje no está bien definido y los cauces son de tipo divagante, encauzando las corrientes hacia obras de drenaje de la vía terrestre. Estos

canales deben proyectarse para drenar los préstamos de ma
teriales paralelos a la vía terrestre y así evitar los en
charcamientos que provoquen cambios de humedad en las te
rracerías.

En zonas de inundación, independientemente de las medidas que haya que tomar, en el proyecto de pavimentos, es muy conveniente proyectar la subrasante por lo menos 1m. sobre el NAME.

- c) Obras de Sub-drenaje.- El sub-drenaje en vías terrestres - tiene como fundamental objetivo mejorar las condiciones de estabilidad de los cortes y terracerías así como de los pa
vimentos.

La estabilidad de los cortes y terraplenes se ve fuertemente
influida por los flujos de agua existentes, presentándo
se condiciones más críticas en aquellas zonas en que haya una alta precipitación pluvial en condiciones geotécnicas desfavorables.

La forma en que se presenta el agua en cortes efectuados - para alojar una vía terrestre en terreno montañoso puede - mencionarse de la siguiente manera: si se supone en una la
dera un flujo de agua en suelo o roca fluyendo paralelamente
a ella, en el momento de efectuar un corte, el agua ten
derá a aflorar por las paredes del talud del corte; con la construcción del talud se ha creado una frontera de esfuerzos
exteriores nulos en la masa de suelo; se ha efectuado una "descarga" en el terreno natural; esta descarga produce disminución de los esfuerzos normales y aumento de los esfuerzos cortantes en el terreno localizado precisamente

atrás de la superficie del talud, la disminución de los esfuerzos normales produce disminución de la resistencia del medio. por lo que ambas variaciones provocan una disminución en la estabilidad del talud.

La condición crítica de un talud en un corte, no es en el momento que se abre, sino tiempo después de su construcción pudiéndose llegar a producir la falla del mismo, debido a las expansiones y contracciones de los suelos por acción del agua.

Cuando los cortes se practican en roca fracturada más o menos intemperizada, en cuyas juntas es común encontrar arcilla, es frecuente que la presencia del agua en dichas juntas propicie la expansión de la arcilla con su consecuente disminución de resistencia, produciéndose movimientos de la masa rocosa hacia el talud y terminando en muchos casos con la falla del mismo por deslizamiento. La estabilidad de estos taludes es especialmente crítica cuando están constituidos por roca estratificada en echado desfavorable.

Para el caso de terraplenes, supóngase ahora la misma ladera con flujo de agua en el suelo paralelamente a su superficie y que un terraplén es construido sobre dicha ladera; la colocación del terraplén va a modificar el estado de esfuerzos de la ladera en forma tal que va a aumentar los esfuerzos cortantes en el terreno natural de la ladera, así como los esfuerzos normales; pero por ser la pendiente del talud del terraplén de mayor magnitud que la del talud del terreno natural, el aumento en los esfuerzos cortantes no

se ve debidamente compensado por un aumento en la resistencia del sub-suelo por el incremento de los esfuerzos normales, o sea, la estabilidad del lugar en que el terraplén se coloca se ve disminuida y deberán tomarse las medidas necesarias para asegurarla.

En cuanto a la influencia del agua sobre los pavimentos, - un caso frecuente se presenta cuando la vía terrestre se encuentra alojada en un corte en cajón. En este caso el agua que fluía a través del subsuelo tiende a aflorar ya no solamente sobre el talud del corte ladera arriba, sino que tiende a aflorar por la cama del mismo, en la cual se alojarán las diferentes capas del pavimento. También puede llegar el agua al pavimento por ascensión capilar, dependiendo del material de las terracerías y de la elevación del N.A.F.

Los métodos de sub-drenaje, usados para controlar y reducir al mínimo los efectos perjudiciales de los flujos de agua, en terracerías y mejorar las condiciones de estabilidad de cortes y pavimentos, se agrupan en los siguientes tipos:

- 1) Remoción de materiales y construcción de una capa permeable
- 2) Trincheras estabilizadoras
- 3) Sub-drenes transversales de penetración
- 4) Pozos de alivio
- 5) Sub-drenes y capas permeables

Los tipos del (1), (2) y (4), se han empleado generalmente para mejorar las condiciones de estabilidad de los terra-

plenes; los tipos (3) y (5) se han usado para mejorar la estabilidad de los cortes, y el tipo (5) ha sido efectivo para mejorar las condiciones de estabilidad de los pavimentos.

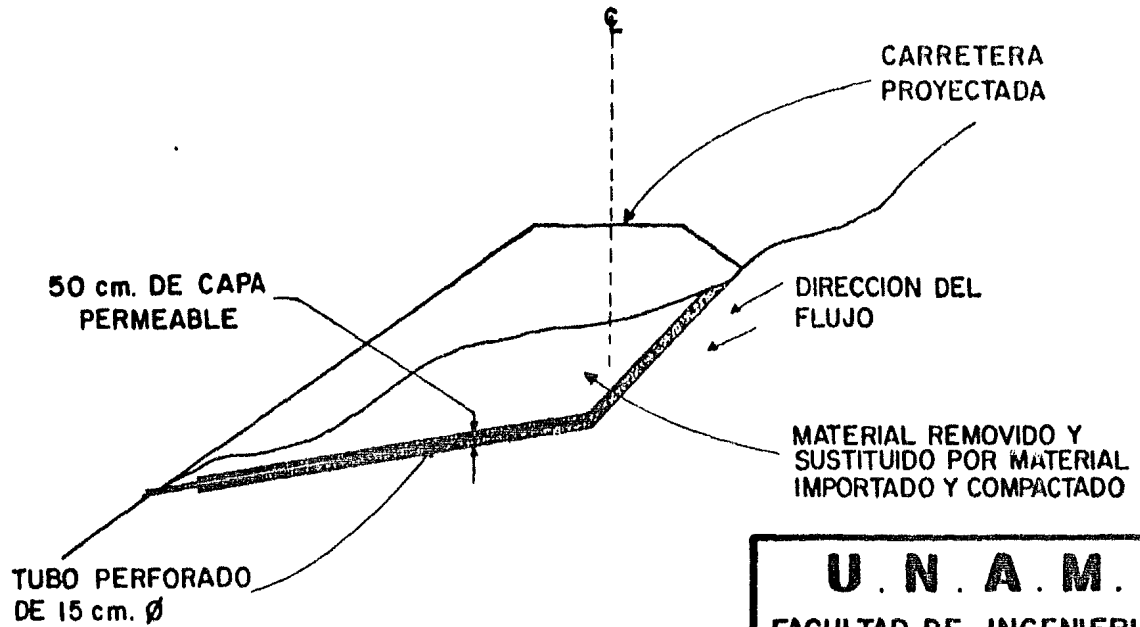
- 1) Remoción de materiales y construcción de una capa permeable
Este procedimiento consiste en remover el material saturado de mala calidad y sustituirlo por uno de mejor calidad compactándolo, previa la colocación de una capa permeable del orden de 0.50 m. de espesor, que será la que dé salida al agua fluyendo a través de una tubería perforada, la cual deberá estar conectada a un tubo de salida (Figura 32).

Este método está especialmente indicado para mejorar las condiciones de estabilidad del suelo de cimentación de terraplenes cuando el espesor del material de mala calidad no es muy grande, por ejemplo no mayor de 5 m. de espesor siempre y cuando esta capa de material esté subyugada por depósitos de material fino.

- 2) Trincheras estabilizadoras

Cuando el espesor del material inestable del terreno natural en que se va a apoyar el terraplén es muy superior a los 5 m. el procedimiento anterior resulta costoso de realizar y en estos casos es suficiente con mejorar las condiciones de estabilidad en el terreno natural en una zona de magnitud tal, que la estabilidad del terraplén se vea incrementada en la debida proporción.

Este procedimiento tiene como finalidad captar el flujo del agua en la zona baja del terraplén a construir, disminuyen



NOTA:
EN EL EXTREMO DE SALIDA EL TUBO NO DEBERA ESTAR PERFORADO

U . N . A . M .	
FACULTAD DE INGENIERIA	
F.F.C.C. CHUQUITES	
REMOCION DE MATERIAL BLANDO Y COLOCACION DE UNA CAPA PERMEABLE BAJO TERRAPLEN	
TESIS PROFESIONAL	PETRONILO HERNANDEZ HERNANDEZ
FIG. No. 32	MEXICO D.F. 1984

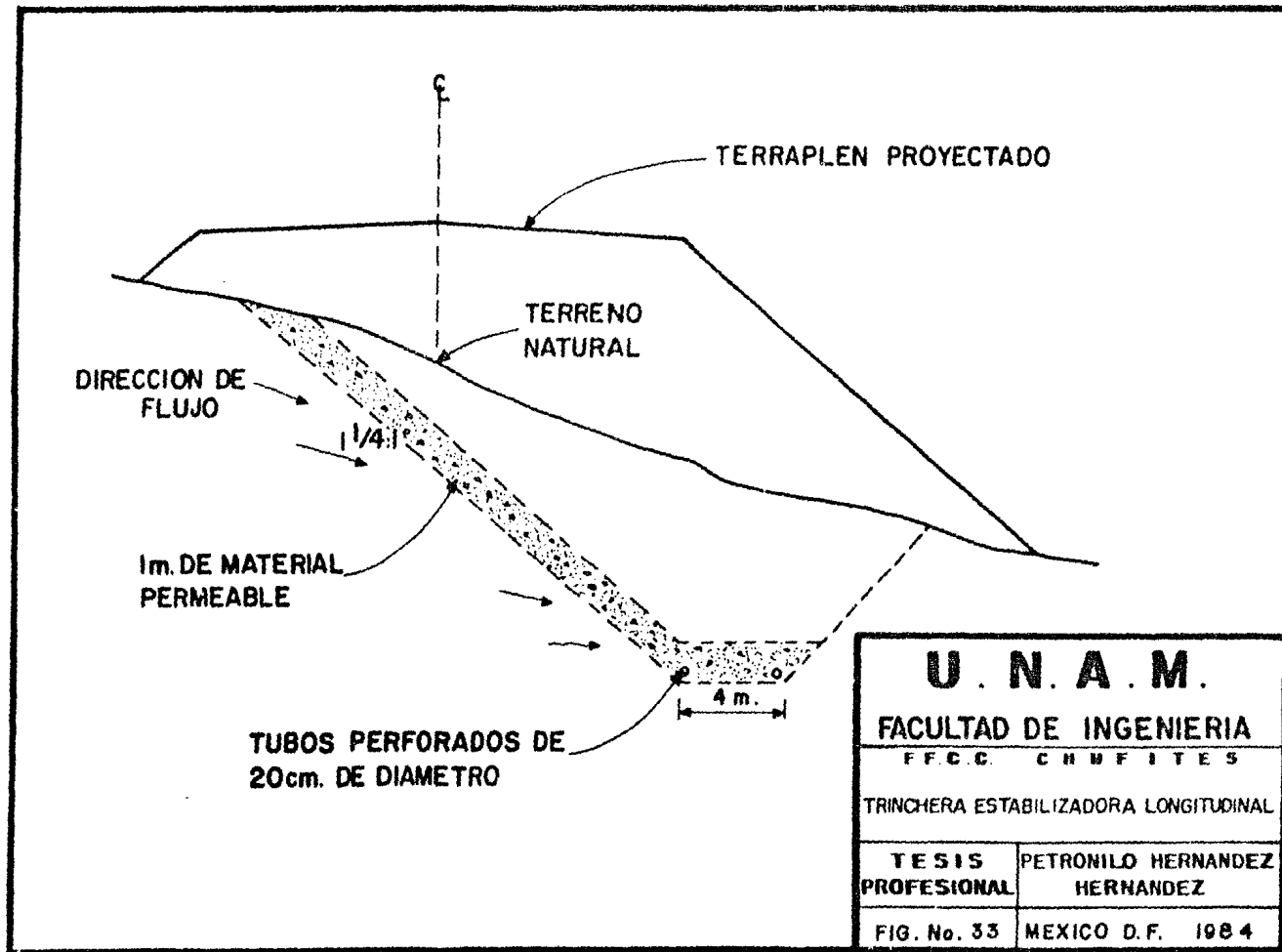
do en esta forma las fuerzas de filtración y las presiones del agua en la zona mencionada. El método consiste en excavar una trinchera, como se muestra en la Figura 33, y colocar capas permeables en el talud del terreno arriba y en la base de la trinchera, después de la cual vuelve a rellenarse la trinchera excavada usando el mismo material que fué excavado si es conveniente.

Estas trincheras dependiendo de la relación de sus dimensiones en el sentido longitudinal y transversal al camino, se clasifican como trincheras longitudinales o trincheras transversales.

Siempre llevan un sistema de tubería perforada que ayuda a dar rápido desfogue al agua que la capa permeable está captando. En una trinchera longitudinal, en la práctica suelen construirse desfuegos transversales con objeto de dar salida al agua. La tubería en dichos desfuegos transversales deberá ligar con la tubería perforada de la trinchera principal. Por lo general las trincheras en la práctica son de 3 a 15 m. de profundidad y los taludes con que deben construirse dependerán del terreno de que se trate, pues lo único que se requiere, es que dichos taludes sean estables durante la construcción de la misma. El ancho de la base de la trinchera debe ser el requerido para que las máquinas de excavación trabajen eficientemente; un ancho de 4 m. satisface este requisito.

3) Sub-drenes transversales de penetración

Los sub-drenes transversales de penetración están indicados -- tanto para mejorar las condiciones de estabilidad de los cortes, como la del suelo de cimentación de los terraplenes. Estos sub-



U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
F. C. C. C. H. M. F. I. T. E. S.	
TRINCHERA ESTABILIZADORA LONGITUDINAL	
TESIS PROFESIONAL	PETRONILO HERNANDEZ HERNANDEZ
FIG. No. 33	MEXICO D.F. 1984

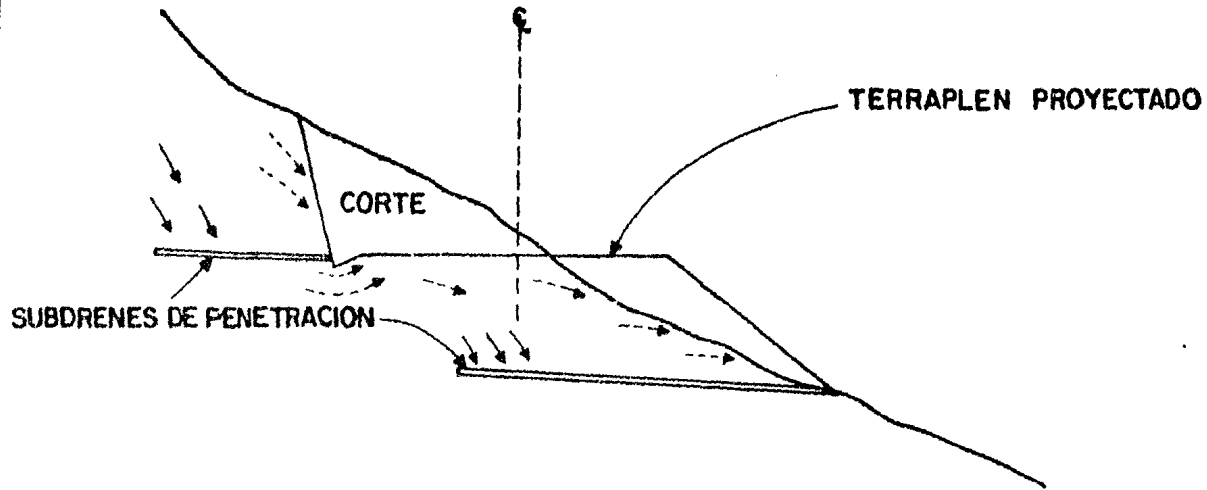
drenes se construyen hasta de longitud del orden de los 200 m. y sus inclinaciones pueden variar desde un 3% hasta un 20%. Se construyen efectuando primeramente con la máquina apropiada - perforaciones de 7.5 a 10 cm. de diámetro, en las que posteriormente son colocados tubos de acero perforado de 5 cm. de diámetro, a los cuales se les ha sometido previamente a un recubrimiento de asfalto; estos tubos en su extremo de salida deben estar conectados a un tubo colector de un diámetro de 20 cm. - que dé salida adecuada al agua colectada.



Los sub-drenes transversales de penetración tienen la ventaja de drenar el agua a profundidades mayores de las que pueden - llegar una trinchera estabilizadora, aunque por lo general se requiere un gran número de ellos para tener una buena eficiencia. Espaciamientos de 5 a 10 m. han sido usados. En la Figura 34 se ilustra en un esquema la posición de estos drenes con relación a la sección transversal de la obra vial.

4) Pozos de alivio

A los pozos de alivio, se les ha llamado así porque ayudan a abatir las presiones neutrales en el subsuelo. Estos pozos de alivio nunca deberán construirse solos, sino combinarse preferentemente con una galería filtrante construida a nivel del fondo de los pozos y dentro del terreno natural en que se apoye el terraplén.

Esta galería drenará el agua captada por los pozos y hará que sean totalmente eficientes para drenar y abatir las presiones neutrales en la zona deseada.



-  DIRECCION DEL FLUJO CON DRENES
-  DIRECCION DEL FLUJO SIN DRENES

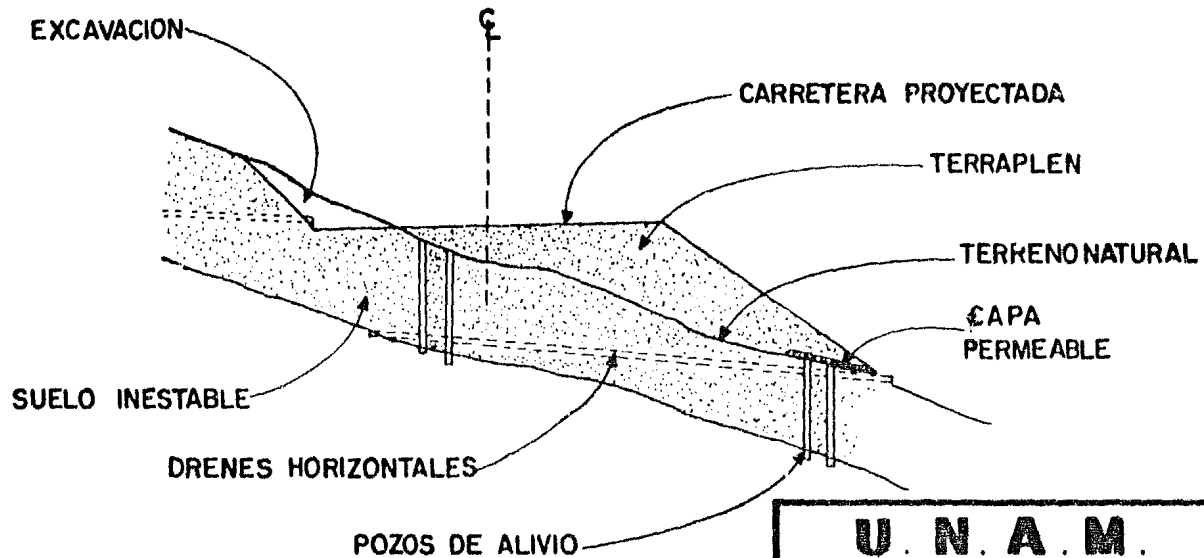
U . N . A . M .	
FACULTAD DE INGENIERIA	
F.F.C.C. CHUFTITES	
SUB-DRENES TRANSVERSALES DE PENETRACION	
TESIS PROFESIONAL	PETRONILO HERNANDEZ HERNANDEZ
FIG. No. 34	MEXICO D.F. 1984

Se ha usado también la combinación de los pozos de alivio - con sub-drenes transversales de penetración, aun cuando es difícil lograr una conexión física entre ambos; sin embargo no será necesario una conexión en su totalidad bastando atravesar con los drenes la zona en que se han construido los pozos.

Los pozos de alivio combinados con cualquiera de las alternativas anteriores están indicados para aquellos casos en que la construcción de una trinchera estabilizadora resulte anti-económica por su profundidad.

Estos pozos se construyen hasta una profundidad de unos 15 m. y el procedimiento es como sigue: Primero se ejecuta una perforación de 60 cm. aproximadamente de diámetro, lo cual por lo general, no requiere ademado, posteriormente se inserta un tubo perforado de 15 cm. de diámetro al centro de la perforación y se rellena el hueco entre el tubo y el suelo con material permeable. Como su finalidad es abatir las presiones hidrostáticas bajo el suelo de cimentación de los terraplenes, estos pozos suelen construirse en la parte en que empieza el terraplén del lado del terreno arriba; siguiéndose el mismo criterio para secciones en balcón. (Figura 35). Por lo general se construyen dos filas de pozos con separación de unos 3 m. entre pozos de la misma hilera adquiriendo una formación en tresbolillo.

Cuando se combinan los pozos de alivio con sub-drenes transversales de penetración, éstos últimos deberán construirse en la zona al pie del talud del terraplén del lado del terreno



U . N . A . M .

FACULTAD DE INGENIERIA

F.F.C.C. CHUQUITES

DRENES HORIZONTALES Y
POZOS DE ALIVIO

**TESIS
PROFESIONAL**

**PETRONILO HERNANDEZ
HERNANDEZ**

FIG. No. 35

MEXICO D.F. 1984

abajo, en tal forma que intercepten a los pozos de alivio en la parte inferior de los mismos; pudiendo estar los sub-drenes espaciados a cada 5 m.

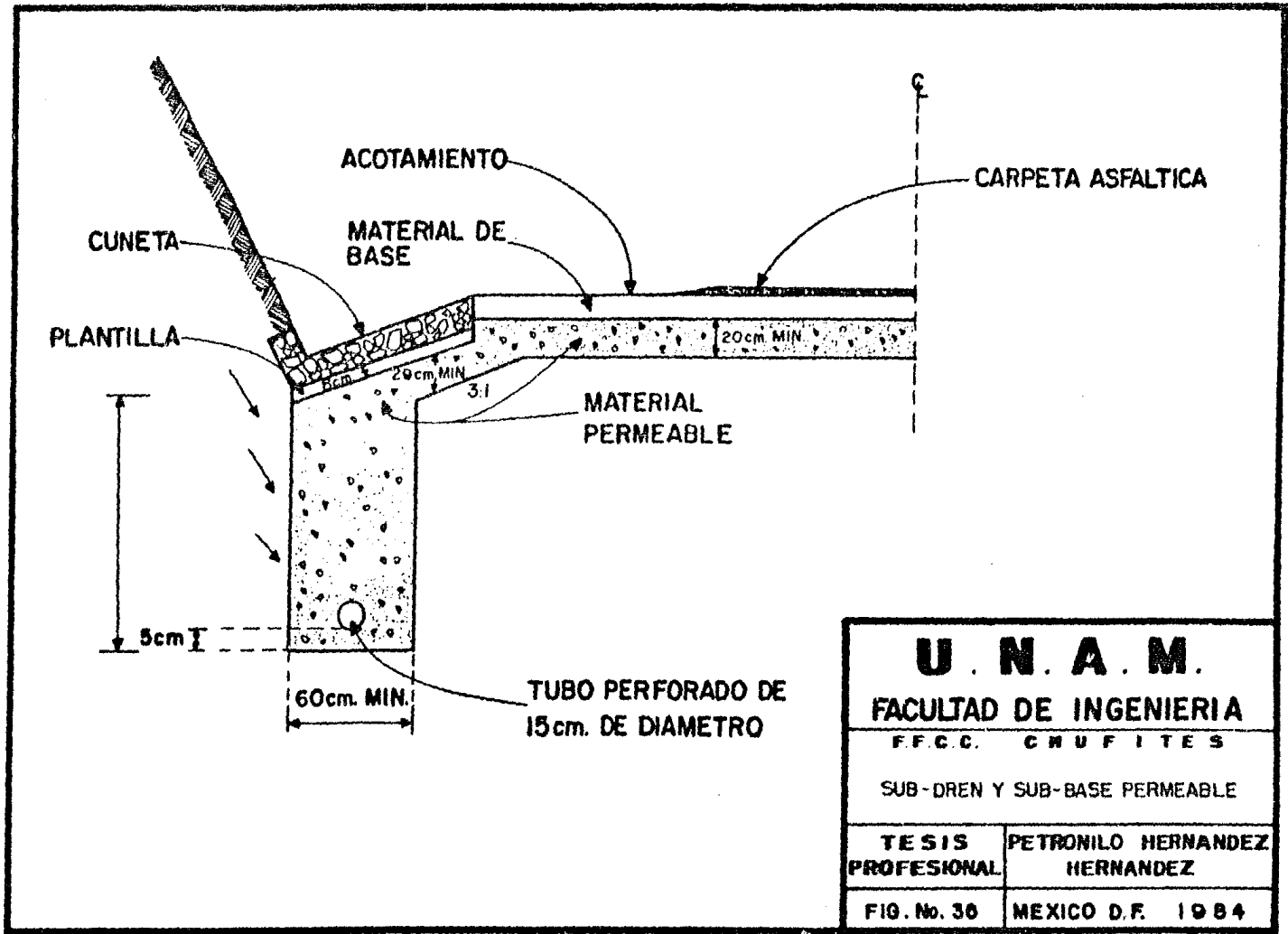
También los pozos de alivio pueden ser colocados al pie del talud del terraplén lado abajo del terreno natural, siendo conveniente ligar el extremo superior de estos pozos a una capa de material permeable de 50 cm. de espesor que dé salida al agua captada en caso de que dichos pozos lleguen a rebasar. En este caso los pozos prácticamente no cooperan a la salida del agua del subsuelo, pero sí al abatimiento del nivel de aguas fréaticas, aunque sea parcialmente a mejorar condiciones de estabilidad del suelo.

5) Sub-drenes y capas permeables.

Este tipo de sub-drenaje es particularmente efectivo para mejorar las condiciones de estabilidad de los pavimentos en carreteras cuando se tienen problemas de flujo, aunque también parcialmente cooperan a la estabilidad del corte situado del lado en donde está colocado el sub-dren.

El sub-dren consiste en una zanja de 60 cm. de ancho mínimo y una a 3 m. y a un más de profundidad; en esta zanja se coloca una cama de material permeable de 15 cm. de espesor sobre la que se coloca un tubo perforado generalmente de 15 cm. de diámetro, rellenándose el resto de la zanja con material permeable.

Esta capta el flujo lateral que tiende a fluir hacia la parte inferior del pavimento, pero cuando el flujo es grande y la vía terrestre es ancha, para lograr que el flujo de agua no llegue



U . N . A . M .	
FACULTAD DE INGENIERIA	
F.F.C.C. CHUFTITES	
SUB-DREN Y SUB-BASE PERMEABLE	
TESIS PROFESIONAL	PETRONILO HERNANDEZ HERNANDEZ
FIG. No. 30	MEXICO D.F. 1984

a las capas del pavimento, es necesario combinar estos sub-drenes longitudinales con sub-drenes transversales o bien con una verdadera capa permeable construida bajo el pavimento (Figura 36). Como generalmente el material de la capa permeable satisface las características requeridas para materiales de sub-base, en estos casos dicha capa suele funcionar como tal:

Esta capa drenante no requiere la inclusión de tubos perforados, pues se ha visto en la práctica que el agua que captan es efectivamente trasladada al sub-dren y evacuada del lugar por el tubo perforado de éste; la capa permeable se recomienda sea no menor de 20 cm. de espesor.

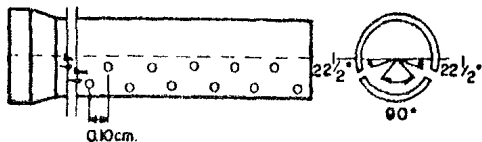
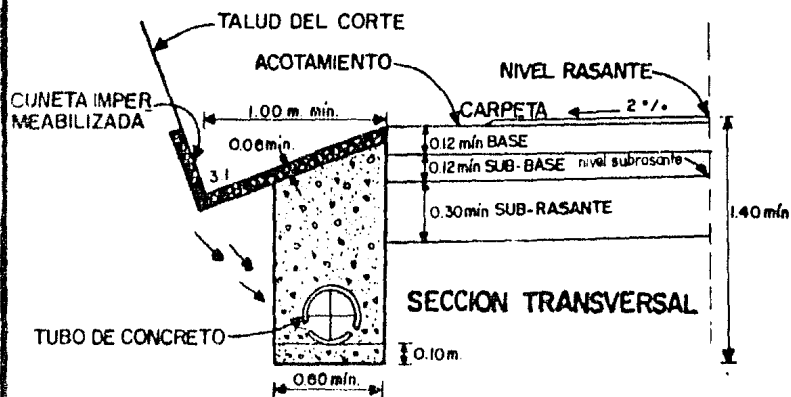
En cortes en cajón, cuando el flujo de agua en el terreno es -- excesivo, se pueden requerir dos sub-drenes longitudinales, uno a cada lado de la carretera, aparte de la capa permeable.

Es frecuente construir un sub-dren en la línea de transición de corte a terraplén, con el objeto de evitar que el agua fluyendo, por el corte, invada la zona del terraplén de la vía terrestre.

En la Figura 37 se ilustra un proyecto tipo de sub-dren empleado por la S.A.H.O.P. (hoy S.C.T), que cae dentro de los tipos antes mencionados.

El material permeable o filtrante debe llenar los siguientes dos requisitos principales:

- a) Ser apreciablemente más permeable que el suelo que lo rodea - para captar adecuadamente los flujos del agua.



DETALLE DEL TUBO DE CONCRETO

NOTAS:

- 1.- El material filtrante se colocará por capas de 20cm. de espesor aproximado, húmedo y apisonado ligeramente para lograr su acomodo
- 2.- Tubo de concreto de 15cm. de diámetro interior mínimo con perforaciones de 3/8" separadas 10cm. centro a centro en todos sentidos, según el esquema.
- 3.- Deberá preverse la colocación de registros en cada proyecto particular.
- 4.- Pendiente mínima 0.5 %
- 5.- Plantilla donde descansa el tubo perforado, que en todos los casos deberá formarse con el mismo material filtrante del sub dren, dándole un apisonado energético

FIG.No. 37 PROYECTO TIPO DE SUB-DREN (S.C.T.)

- b) Los huecos ó vacíos entre las partículas del material filtrante deben ser tales que sean imposible el arrastre de partículas de suelo ó proteger hacia los huecos del material filtrante, además la granulometría del material filtrante debe ser tal, que la fracción fina del mismo no se "lave" a través de la fracción gruesa del mismo material.

Usualmente las alcantarillas se construyen antes de iniciar la construcción de las terracerías de manera de no alterar, ni tan siquiera temporalmente, el drenaje superficial de la zona. Sin embargo, en el caso de alcantarillas bajo terraplenes en suelos blandos, es conveniente postergar la construcción de las alcantarillas para varios meses después de la construcción de los propios terraplenes, cuando los mayores hundimientos previstos hayan ocurrido.

Con lo que respecta a las obras de drenaje que encauzarán los excedentes pluviales en el Ferrocarril Chufites, éstas serán por medio de alcantarillas rígidas. Estas alcantarillas estarán formadas por un tubo de concreto reforzado.

Las alcantarillas están localizadas en los cadenamientos: 0+367 (Ramal Poniente), 0+428 (Ramal Oriente) y en el cadenamiento 4+200 (sobre el trazo de la doble vía).

Con lo que respecta a las dos primeras alcantarillas localizadas en el cadenamiento 0+367 y en el cadenamiento 0+428 (Ramales; Poniente y Oriente), éstas fueron diseñadas con carga viva Cooper E-72, (según Especificaciones AREA 1971) y colchón mínimo de relleno de 60 centímetros sobre el lomo del tubo, para ser construidas con tubería de concreto reforzado de 0.75 m. de diámetro normal en tangente, con una $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, fabricadas conforme a

las normas contenidas en el Capítulo XCVII Parte Octava de las Especificaciones S.C.T vigentes, con muros de cabeza de concreto simple o en masa (ciclópeo) de $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$.

Para el cálculo hidráulico se aplicaron las fórmulas de Manning ($V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$) y de Talbot ($D=0.483 DC^{1/2} A^{3/8}$) para una tormenta de diseño de 100 mm./hora. El área hidráulica de los tubos, se calculó con la expresión:

$a = 0.1832 C \sqrt{A^3}$; a = área hidráulica, C = coeficiente que depende del terreno y A = afea drenada.

Tomando en cuenta que el terreno natural en el sitio de las estructuras está constituido por arena fina y gruesa, con un 40% de arcilla de alta plasticidad y 5% de gravas, medianamente compactas color café rojizo (SC), se despalmará y saneará el área de desplante de las alcantarillas, a fin de obtener una superficie capaz de soportar una fatiga de trabajo de 0.50 kg/cm^2 como mínimo, modificando únicamente los espesores de los cimientos de los muros de cabeza si es necesario, en $\pm 20 \text{ cm.}$ a juicio de la dirección de obra, con el objeto de proporcionar adecuado apoyo a las estructuras.

Los volúmenes de excavaciones y rellenos dados en el cuadro de cantidades de obra son aproximados, sin incluir en ellos los que corresponden a los canales necesarios para encauzar los escurrimientos hacia las alcantarillas, dado que el número y la magnitud de las obras de encauzamiento quedan a juicio de la dirección de obra.

La alcantarilla del Ramal Oriente es de flujo a la derecha, así mismo la alcantarilla del Ramal Poniente es de flujo izquierda,

esto es con la finalidad de desalojar hacia las zonas bajas y - pantanosas, las aportaciones pluviales que se acumulen en el área confinada por los terraplenes entre los Ramales de la "Y" griega.

Con lo que respecta a la tercera alcantarilla, localizada en el - cadenamiento 4+200 (sobre el trazo de la doble vía), esta alcanta rilla es de tipo especial, ya que servira para captar y conducir hacia la zona baja fuera del corte, los escurrimientos de las cu- netas del cadenamiento 4+200 al cadenamiento 5+052 de ferrocarril y la calzada, con esviajamiento de $39^{\circ} 48' 20''$ a la izquierda de la normal. Al igual que las otras dos alcantarillas, esta alcanta rilla fué diseñada con carga viva Cooper E-72 y colchón mínimo de relleno de 60 centímetros sobre el lomo del tubo, para ser cons- truida con tubería de concreto reforzado de 0.90 m. de diámetro normal en tangente, con una $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, fabricadas conforme a las normas contenidas en el Capítulo XCVII Parte Octava de las Especificaciones S.C.T. vigentes, con muros de cabeza de concreto simple o en masa (ciclópeo) de $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$.

Para el cálculo hidráulico se aplicarán las fórmulas de Manning y de Talbot, para una tormenta de diseño de 100 mm/hora. En la - Figura 38 se puede observar la localización de las dos primeras alcantarillas.

C O N C E P T O	CANTIDADES DE OBRA			
	ALCANTARILLA 0+367 RAMAL ORIENTE		ALCANTARILLA 0+428 RAMAL PONIENTE.	
	UNIDAD	CANTIDAD	UNIDAD	CANTIDAD
TUBERIA DE CONCRETO DE 0.75 m. DE LONGITUD	M	25.00	M	48.75
TRAMOS DE TUBERIA DE 1.25 m. DE LONGITUD	TRAMO	20	TRAMO	39
CONCRETO SIMPLE DE $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ EN MUROS DE CABEZA	M ³	3.46	M ³	3.46
CIMBRAS PARA MUROS DE CABEZA POR SUPERFICIE DE CONTACTO	M ²	19	M ²	19
EXCAVACION CON CLASIFICACION 80-20-00	M ³	18	M ³	179
RELLENO DE PROTECCION COMPACTADO AL 90%	M ³	280	M ³	143

CANTIDADES DE OBRA		
ALCANTARILLA 4+200		
C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD
Tubería de concreto de 0.90 m de diámetro	M	61.25
Tramos de tubería de 1.25 m de longitud	PIEZA	49
Mampostería en cajas y muros de cabeza	M ³	79.1
Excavación con clasificación 100-00-00	M ³	272.1
Excavación con clasificación 80-20-00	M ³	90.6
Relleno de protección compactado al 90%	M ³	206.6

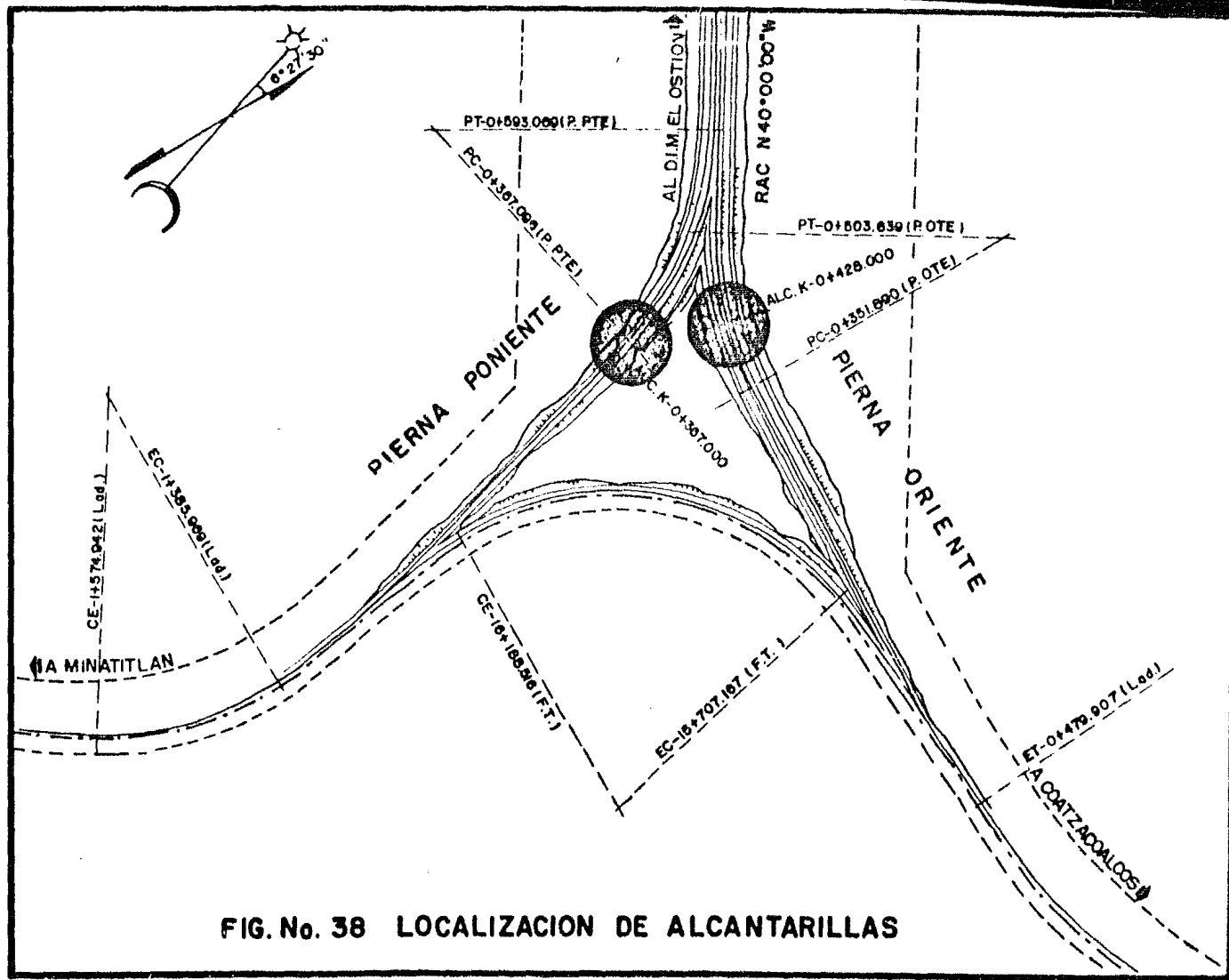


FIG. No. 38 LOCALIZACION DE ALCANTARILLAS

10) RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCION DE TERRACERIAS

Considerando la importancia de prever los problemas que pudieran aparecer en las etapas de proyecto, construcción y conservación de una vía terrestre, se dan algunas recomendaciones que tienden a evitar esos problemas en cuanto a las terracerías.

- 1) Recomendaciones en lo que respecta al tratamiento y destino de los materiales obtenidos de cortes o préstamos.
 - a) Se deberá indicar en todos los casos cual será el tratamiento y sitio donde se colocarán los materiales producto de préstamo o cortes, no debiéndose utilizar fragmentos de roca en la capa subrasante, es decir, que debe estar constituida exclusivamente por suelo y se deberá indicar el espesor del despalme para su cuantificación como material de desperdicio.
 - b) Cuando el tamaño de los fragmentos obtenidos en la exploración sea inapropiado para utilizarse en terraplenes de baja altura, se deberá indicar como desperdicio o solicitar se cambie la rasante para un movimiento más económico de terracerías.
 - c) Si el tamaño de los fragmentos excede en cualquier dimensión a 2 m., se deberán desperdiciar, o bien, reducir a tamaños menores de 0.75 m., para su posterior utilización en las partes bajas de los terraplenes.
 - d) Cuando el material producto de la explotación sea susceptible

de degradarse con posterioridad a la construcción, si se re quiere un tratamiento más enérgico, con objeto de llevarlo hasta el tamaño de suelos, o bien, si se debe de eliminar de las terracerías, se indicará.

2) Recomendaciones para Cortes:

- a) Se indicará dependiendo de la observación en el campo, de la naturaleza y estado de los materiales y de los análisis de - estabilidad que sean necesarios, los taludes más apropiados en cada corte que se estudie.
- b) Cuando la estratigrafía o el grado de alteración de la parte superior de la roca lo ameriten, recomendar taludes compuestos indicando la altura o punto donde debe cambiar el talud.
- c) Indicar cuando los materiales del corte son muy erosionables y producen "graneo" continuo que producen azolves en las cunetas, la construcción de banquetas a nivel de la rasante para la acumulación y posterior retiro del material que se desprenda. Esto sólo en casos de zonas con baja precipitación - pluvial y cortes de mediana altura.
- d) Indicar cuando los fragmentos de desprendimiento mencionados en el inciso anterior, son de cierta importancia y al - caer invaden la carretera, la construcción de muros secos al pie del talud.
- e) En los cortes en balcón, observar las secciones en el campo y gabinete y los materiales de la ladera, para recomendar, cuan

do sea conducente, la construcción de muros de retención - en indicar, la ubicación, profundidad de desplante y capacidad de carga del terreno de cimentación.

- f) La construcción de bermas, mismas que son recomendables, en cortes grandes y cuando el fracturamiento se va cerrando rápidamente con la profundidad, de tal manera que la berma separe la zona relativamente sana de la muy fracturada, o bien, en cortes que presenten estratos importantes de suelo que descansan sobre mantos de roca. La berma deberá ser de un ancho tal que permita la operación del equipo (4 m. mínimo) y con pendiente adecuada para proporcionar un buen drenaje.
- g) Cuando los materiales del corte sean muy erosionables, se procurará no desmontar entre los "ceros" y los límites del derecho de vía, cortando únicamente la vegetación que pudiera originar derrumbes. Las contracunetas deberán ser definitivas e impermeables (zampeados con mortero de cemento ó revestidas con suelo cemento).
- 3) Recomendaciones para terraplenes:
- a) En aquellos terraplenes que tengan 2 m. o menos de altura, se deberá despallar la capa de tierra vegetal y en los casos que proceda se deberá efectuar la limpieza, desmonte y desenraice del terreno natural, rellenando los huecos motivados por el desenraice, escarificando y compactando el terreno natural en el área de desplante del terraplén.
- b) Los terraplenes se deberán construir por capas sensiblemente

horizontales, a todo lo ancho de la sección y de espesor - uniforme, procurando, en el caso que haya frentes consecutivos de fragmentos de roca y suelo, que se distribuya el suelo de tal manera que llene los huecos de los fragmentos para disminuir el volumen de vacíos.

- c) En ningún caso se deberá colocar los materiales a volteo, aún cuando existan talwegs profundos y angostos, donde se formará una plantilla de 6 m. de ancho con equipo especial, si es necesario, bandeando o compactando los materiales. Una vez construida esta plantilla, se procederá a la terminación del terraplén con equipo convencional.

El construir terraplenes con material a volteo ocasionan la inestabilidad de los mismos debido a asentamientos continuos que no pueden ser controlados, deformándose así la superficie de rodamiento y facilitando el colapso de los mismos por la facilidad en que se satura un material con estas condiciones en donde disminuye su resistencia al esfuerzo cortante.

- d) En cortes donde el material sea susceptible de disgregarse, se formará la capa subrasante escarificando, disgregando y compactando hasta el grado especificado.
- e) Cuando los terraplenes se alojen en talwegs, con pendiente mayores del 40%, o cuando la capa superficial sea susceptible de comprimirse a deslizarse, conviene que se proyecten escalones de liga de 2.5 m. de plantilla.
- f) En terraplenes en balcón o en laderas con pendiente transver-

sal igual o mayor de 25%, se construirán escalones de liga dentro del área de desplante del terraplén. Estos escalones tendrán una plantilla de 2.5 m. cuando se excaven en material A ó B y de 1.50 m. cuando se excaven en material C.

- g) En terraplenes en balcón se deberán observar las secciones - en el campo y en gabinete, a fin de determinar la necesidad - de construir muros de retención y, en el caso de requerirse, indicar la profundidad de desplante y la capacidad de carga del terreno de cimentación en la posición o lugares posibles de ubicación.
- h) Los muros de retención deberán proyectarse con respaldos filtrantes de grava-arena y proveerlos de drenes frontales en la parte baja de los mismos.
- i) Cuando se proyecten terraplenes en zonas de suelos con baja capacidad de carga o muy compresibles, se deberá indicar la construcción previa de estos terraplenes con los recargues necesarios para absorber los hundimientos que se puedan presentar
- j) En zonas de llanuras, o bien, cuando exista la posibilidad de saturación de bases o terracerías por filtraciones en - laderas, se deberá indicar la presencia del N.A.F. y prever la colocación de sub-drenes con pozos de visita donde sean necesarios.
- k) Cuando sea necesario fijar préstamos cercanos a las terracerías (laterales) se dejará una berma o banqueta entre la línea de "ceros" del terraplén y la orilla del préstamo, con -

un ancho mínimo de 4 m. más vez y media la profundidad del préstamo. En zonas prácticamente horizontales se verá la posibilidad de que esta berma ó banqueta se deje de por lo menos 10 m. más vez y media la profundidad del préstamo, en materiales clasificados como MH_v, MH₂, CH₂ y CH₁.

1) En terraplenes construidos con materiales fáciles de erosionar, se deberá prever de protección mediante un revestimiento en la sub-rasante, bordillos provisionales en los hombros de la corona para encauzar el agua hacia lavaderos definitivos, procurando la forestación de los taludes.

4) Recomendaciones para préstamo:

Los materiales para la construcción de las terracerías podrán ser obtenidos de préstamos laterales paralelos al eje de la vía terrestre o préstamos de banco.

Los préstamos laterales o paralelos son utilizados cuando el suelo donde se aloja el trazo tiene características que le permiten ser usado en la construcción de los terraplenes, además de estar condicionado por la tonografía de la zona y las especificaciones que norman el criterio de diseño de la vía terrestre. El criterio general para aceptar la utilización de estos préstamos es de evitar acarreos largos, siempre y cuando no se ponga en peligro el funcionamiento de la vía terrestre, por un drenaje deficiente de las mismas que afecte la superficie de rodamiento del camino, sin embargo ocasionalmente se utilizan préstamos laterales conociendo que no es posible su drenaje, para caminos de poca importancia (tipo C y D) nor no justificarse un alto costo por concepto de acarreos largos.

Los préstamos de banco son utilizados cuando no existe material adecuado en la zona donde se construirán los terraplenes o cuando por las características topográficas de la zona no es posible drenar satisfactoriamente dichos préstamos. En estos casos, se localizan a una distancia del camino donde se garantice que la inundación de los mismos no afecte la estabilidad de las terracerías ni al pavimento de la carretera y al mismo tiempo no ocasione acarreos largos.

Se mencionan a continuación las recomendaciones pertinentes al respecto:

- a) Los préstamos se localizarán de acuerdo con las necesidades del proyecto, fijando en cada caso su ubicación con respecto al trazo.
- b) En zonas escarpadas y/o de cortes en material C, se deberán fijar los préstamos necesarios para la formación de la capa subrasante.
- c) En zonas con secuencia de corte y terraplén, deberá procurarse que los préstamos se tomen de los cortes abatiendo los taludes, lo que mejorará en algunos casos la estabilidad de los mismos.
- d) Se deberá indicar el espesor del material de despalme, si lo hay, y la probable profundidad de ataque económica y/o conveniente.
- e) Se deberá indicar, cuando sea conveniente, depositar el despalme de los "bancos" sobre los taludes de los terraplenes para aumentar su estabilidad y propiciar su forestación.

En cuanto a la recomendación para la construcción de terracerías en el Ferrocarril Chufites, subtema de la presente Tesis, se dirá lo siguiente:

En la zona de conglomerados consistirán en ampliaciones de los cortes y terraplenes sobre el cuerpo actual, para alojar el ladero de entronque, así como la formación de terraplenes y excavación de cortes correspondientes a los ramales Oriente y Poniente. En la zona pantanosa solo se construirán terraplenes con altura y sección variables de acuerdo con las características del subsuelo, sólo se excavarán cortes sobre arenas finas con alturas máximas de 15.00 m.

a) Desmote y despalme

En las áreas donde se alojarán el ladero y ramales de entronque se efectuará un desmote general en todo el derecho de vía y un despalme de 30 cm. en las áreas por ampliar o construir. El producto del despalme no deberá desperdiciarse procurando almacenarlo para posteriormente colocarlo en los taludes de los terraplenes para así minimizar los efectos de erosión.

En la zona pantanosa el desmote será mínimo y solo se eliminarán los árboles con troncos o tallos de diámetro tal que impida la colocación y correcta compactación de los materiales de relleno, dejando los arbustos y mangles con objeto de que ayuden a contener dichos materiales.

En la zona de dunas es muy importante que tanto el desmote como el despalme sólo se efectúe entre los cerros de la sección

de cortes, conservando la vegetación en el resto del derecho de vía para evitar al máximo los efectos de erosión por viento y lluvia.

b) Cortes.

Las ampliaciones laterales en el cuerpo actual necesarias para alojar el ladero de entronque así como los cortes correspondientes a los ramales Poniente y Oriente, se efectuarán con taludes 3/4:1 sobre materiales arcillosos cuyos coeficientes para presupuesto en base a su atacabilidad se estimaron en 80-20-00 (80 % material tipo A, 20% material tipo B y 0% material tipo C).

Cuando los materiales producto de los cortes se utilicen para formar terraplenes, los coeficientes de variación volumétrica que se utilizarán serán de 0.90, 0.86 y 0.81 para compactaciones al 90, 95 y 100% respectivamente.

En la zona de dunas los cortes serán de 1.50 m. a 15.00 m. y se efectuarán sobre arenas finas uniformes, pudiéndose realizar fácilmente con la cuchilla del tractor o bien utilizar escrepas; los coeficientes para presupuesto se estimaron en 100-00-00 para profundidades hasta de 5.00 m. donde se cortarán arenas uniformes de compactación suelta a media y de 80-20-00 para cortes mayores efectuados en arenas cuya compactación es densa a muy densa.

De acuerdo con los resultados de la penetración estándar, estas arenas presentan un ángulo de fricción interna de 32° resultando estables los cortes con taludes de 2.5:1 para un F.S. de 1.56.

Debido a que los materiales en los cortes son fácilmente erosionables por la lluvia y el viento en esta zona será necesario forestar los taludes a la mayor brevedad posible con vegetación del lugar o por algún otro método que garantice buena protección.

c) Terraplenes en suelos firmes.

Se construirán sólo en la zona de lomeríos arcillosos, ampliándose el cuerpo actual para alojar el ladero de entronque y construyendo además cuerpos nuevos de 7.50 m. de corona para alojar los ramales Poniente y Oriente.

Dichos terraplenes se formarán con materiales producto de los cortes de la zona de conglomerados (Zona I) ó algún otro material de mejor calidad previamente aprobado por la residencia. La inclinación de los taludes será de 2:1 y los materiales con que se construyan los terraplenes se compactarán al 90% de su P.V.S.M. obtenido en ensaye Próctor.

En las ampliaciones se presentarán principalmente dos casos durante la construcción: cuando los terraplenes actuales tengan altura menor a 60 cm. y cuando los terraplenes por ampliar tengan altura mayor a 60 cm; en este último caso será necesario ligar el cuerpo actual con el existente mediante "escalones" para garantizar su estabilidad.

d) Terraplenes en zonas pantanosas.

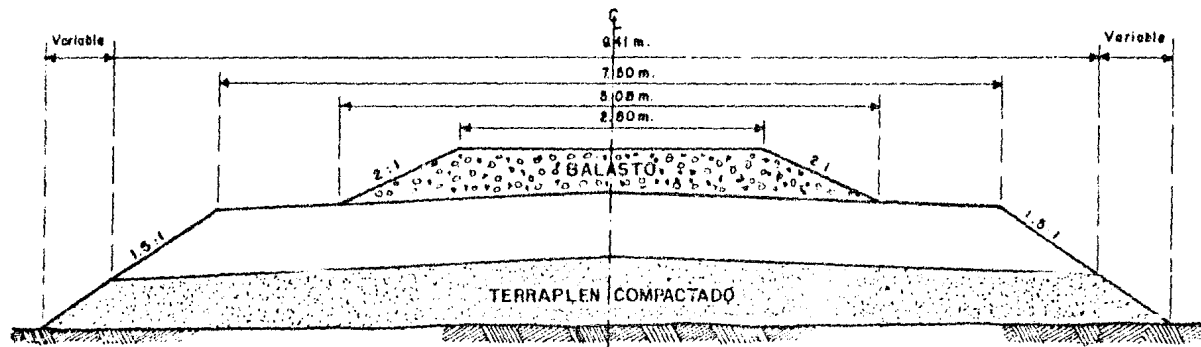
Como ya se mencionó la zona baja pantanosa correspondiente a

la llanura de inundación del río Calzadas está formado por - suelos blandos con características distintas, por lo que fué necesario diseñar terraplenes con secciones diferentes adecuados a cada caso particular.

Los procedimientos que aquí se recomiendan para la construcción de los terraplenes en la zona pantanosa correspondientes a la margen derecha como izquierda del río Calzadas, se describen a continuación:

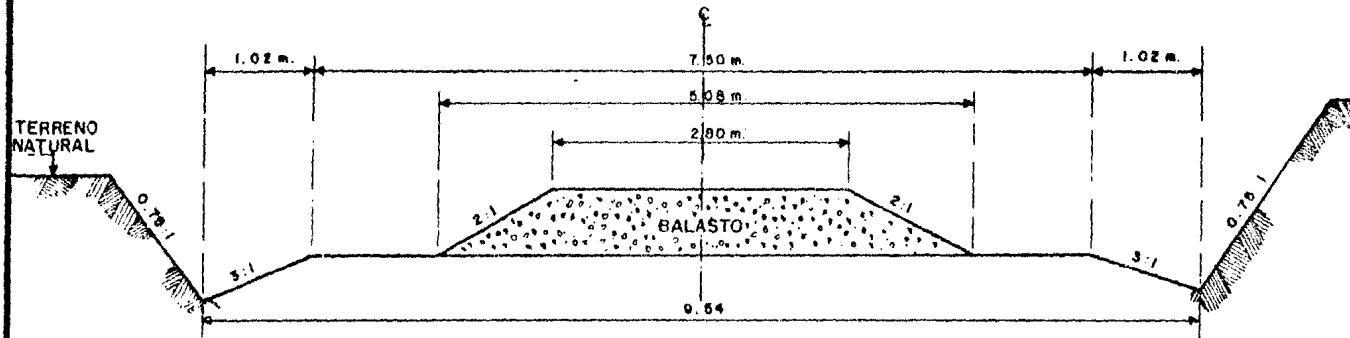
MARGEN DERECHA DEL RIO CALZADAS.- De acuerdo con los requerimientos del proyecto geométrico en esta zona se construirán - terraplenes con ancho de corona de 7.50 m. para alojar las - vías sencillas de los ramales de entronque y terraplenes con ancho de corona de 12.50 m. para alojar la doble vía.

Para la construcción de los terraplenes de precarga que se des planten en zona franca de pantano con una parte de su cuerpo bajo el agua, se procederá previamente a la eliminación manual de la materia vegetal a fin de eliminarla en lo posible del - área de trabajo, para iniciar la formación del terraplén depo sitando las primeras capas de material procedente de la Zona IV (dunas), formado por una arena fina, prácticamente limpia, con un peso volumétrico (después de compactada) estimado de 1.6 ton/m³, un ángulo de fricción interna de $\phi = 30^\circ$ y la cohesión nula. Este material se colocará a volteo y a fondo perdi do, emerger en estas condiciones del nivel de la superficie - líquida y continuar con la construcción del resto del terraplén compactándolo hasta alcanzar una densidad relativa de - 80%, a partir del espesor mínimo que permita el acceso del -- equipo mecánico necesario para compactar, proporcionando adi-



SECCION TIPO EN TERRAPLEN

KM-0+053 A KM-0+153	RAMAL ORIENTE
KM-0+028 A KM-0+184	RAMAL PONIENTE
KM-0+216 A KM-0+340	RAMAL PONIENTE



SECCION TIPO EN CORTE

KM-0+000 A KM-0+053	RAMAL ORIENTE
KM-0+000 A KM-0+028	RAMAL PONIENTE
KM-0+184 A KM-0+216	RAMAL PONIENTE

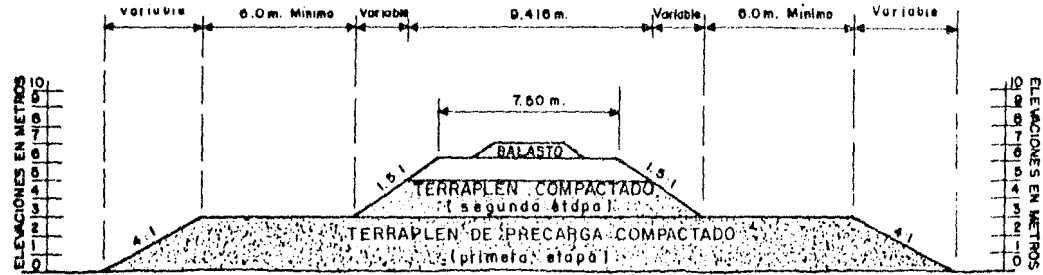
FIG. No. 39

cionalmente a la base un efecto inicial de consolidación y -- desplazando al mismo tiempo hacia los costados las capas superficiales del terreno natural más alteradas, mediante la aplicación de un sistema de avance con frente de ataque en "Punta de Flecha", hasta alcanzar la elevación 3.00 M.S.N.B.M.I. con corona del terraplén de primera etapa. Comprobada la compactación de los materiales en la primera etapa del terraplén se colocará una capa de grava arena con 40 cm. de espesor con ancho suficiente para apoyar la continuación de la segunda etapa del terraplén.

Para alcanzar el nivel de subrasante deseado, la segunda etapa del terraplén tendrá una altura variable, se formará con taludes 1.5:1 con anchos de corona de 7.5 m. en los tramos para una vía y de 12.50 m. en la sección de doble vía. Con esta segunda etapa se alcanzará la sección final que se muestra en la Figura 40 la cual resulta con berma de 2.50 m. de altura y un ancho mínimo de 6.0 m.

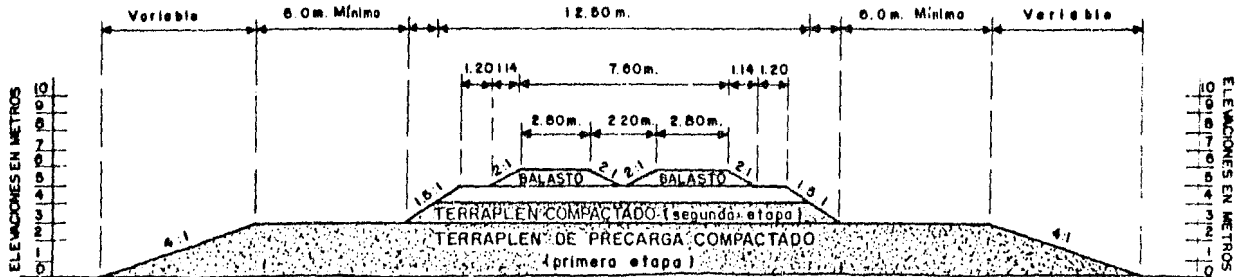
El material con que se recomienda construir la segunda etapa provendrá de la zona de conglomerados (Zona I) la cual está formada por arenas arcillosas (SC), con un peso volumétrico (después de compactado) estimado en 1.9 ton/m³, un ángulo de fricción interna $\phi = 33^\circ$ y una cohesión $c = 1 \text{ ton/m}^2$. Si se decide utilizar otro material similar o mejor, este deberá ser aprobado previamente por la residencia.

MARGEN IZQUIERDA DEL RIO CALZADAS.- Comprende del km 1+000 al km-4+200 aproximadamente. Aquí se construirá un terraplén con altura variable entre 5 y 6 m. Hasta el km-2+380, sobre dicho terraplén se alojará la línea ferroviaria con doble vía por lo



SECCION TIPO EN TERRAPLEN CON PRECARGA VIA SENCILLA

KM - 0 + 153 A KM - 0 + 460 RAMAL ORIENTE
 KM - 0 + 340 A KM - 0 + 460 RAMAL PONIENTE



SECCION TIPO EN TERRAPLEN CON PRECARGA VIA DOBLE

KM - 0 + 460 A KM - 0 + 920 RAMAL ORIENTE

FIG. No. 40

que solo será necesario un ancho de corona de 12,50 m; a partir del kilometraje citado, además de la línea ferroviaria, en dicho terraplén se alojará la calzada de acceso al Puerto Industrial y en este caso será necesario un ancho de corona de 40.0 m. para alojar las dos obras viales.

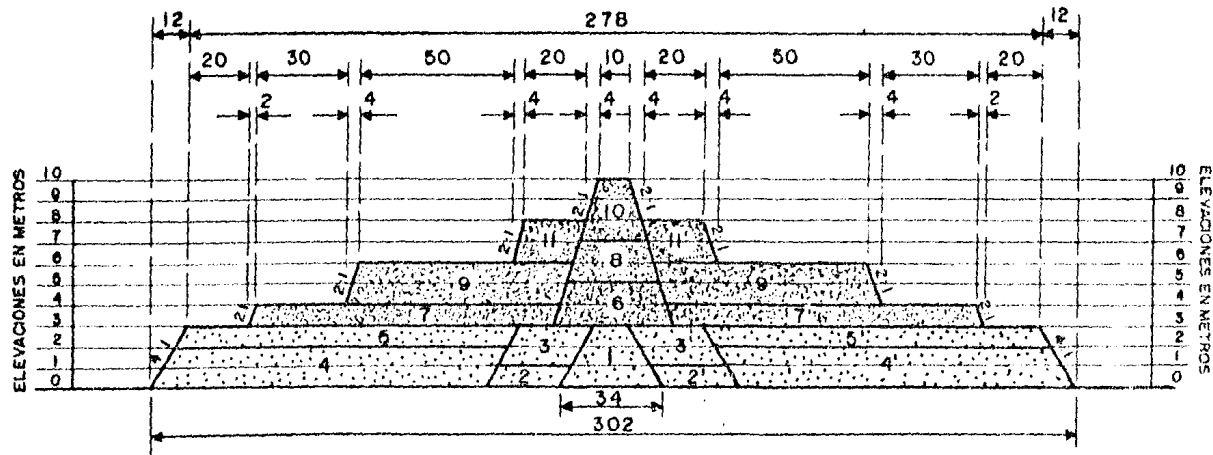
En esta margen, el terraplén se construirá con arenas producto del dragado de la dársena y con arenas producto de los cortes correspondientes a la nivelación del área de dunas. Dicho terraplén se apoyará sobre un potente estrato de arcilla de baja resistencia al esfuerzo cortante y de alta compresibilidad.

Las dos secciones tipo que aquí se presentan es el resultado de los análisis de estabilidad del terraplén y de capacidad de carga del terreno de cimentación que se analizaron.



En las Figuras 41 y 42 se muestra las diferentes fases y etapas de construcción del terraplén de precarga. La primera fase comprende al terraplén central hasta una altura de ± 3.50 m. y las franjas laterales que llegan a una altura de ± 3.0 m. La segunda fase de construcción comprende las etapas subsecuentes hasta alcanzar el terraplén de precarga a una altura de 10.00 m.

PRIMERA FASE

- 1.- La primera etapa del terraplén central tendrá un ancho de corona de ± 44 m. que se construirá en dos capas; la primera -- con un espesor de aproximadamente 1,0 a 1.5 m. hasta que el terraplén emerja ± 0.50 m. sobre el nivel del agua. La segunda con

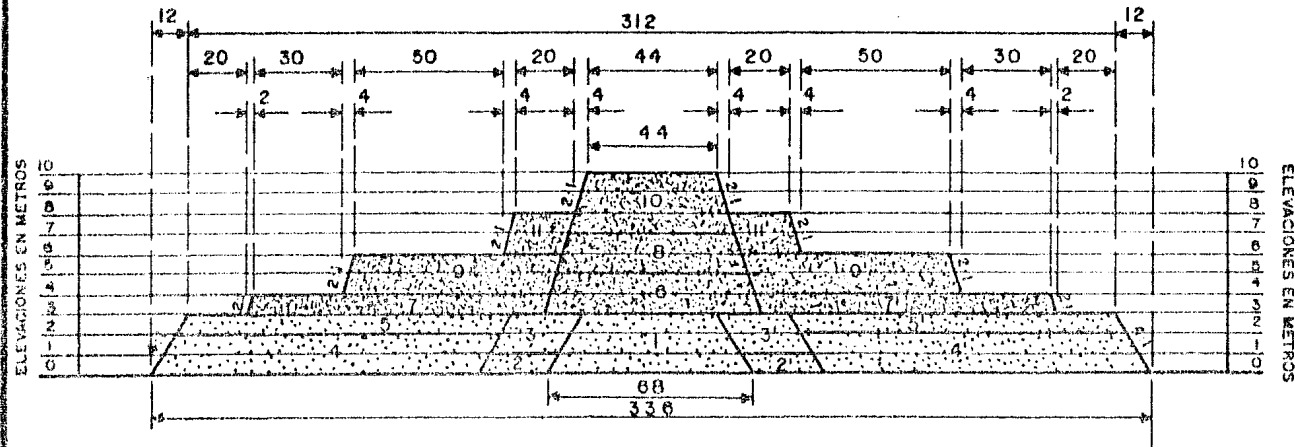


SIMBOLOGIA

-  MATERIAL DE DRAGADO
-  MATERIAL DE CORTES Y EXCAVACIONES

ESCALA HORIZONTAL 1:1250
 ESCALA VERTICAL 1:2000
 ACOTACIONES EN METROS
 ELEVACIONES EN METROS S.N.B.M.I.

U . N . A . M .	
FACULTAD DE INGENIERIA	
F.F.C.C. CHUFITES K-1+000 A K-2+380 TERRAPLENES DE PRECARGA ETAPAS DE CONSTRUCCION	
TESIS PROFESIONAL	PETRONILO HERNANDEZ HERNANDEZ
FIG. No. 41	MEXICO D. F. 1984



SIMBOLOGIA



MATERIAL DE DRAGADO



MATERIAL DE CORTÉS Y EXCAVACIONES

ESCALA HORIZONTAL 1:1250
 ESCALA VERTICAL 1:2000
 ACOTACIONES EN METROS
 ELEVACIONES EN METROS S.N.B.M.I.

U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
F.F.C.C. CHUFPITES	
K-2+380 A K-4+200 TERRAPLENES DE PRECARGA ETAPAS DE CONSTRUCCION	
TESIS	PETRONILO HERNANDEZ
PROFESIONAL	HERNANDEZ
FIG. No. 42	MEXICO D.F. 1984

un espesor de 2.0 m. colocando el material en capas de 40 cm. compactadas según se indica en el número (2).

- 2.- La primera etapa se construirá colocando el material a volteo desde el nivel del terreno natural hasta alcanzar el espesor especificado. A continuación se nivelará la superficie hasta dejar una superficie horizontal mediante el uso de motoconformadoras y/o Buldozer. A continuación se deberá dar al material el número de pasadas que arrojen el resultado del terraplén - de prueba para dar una densidad relativa del 85%. El equipo a usar será el utilizado en los terraplenes de prueba, a falta de esta información se le dará al material un mínimo de 6 pasadas con rodillo vibratorio Dinapac 15 P 6 similar hasta alcanzar la densidad relativa de 85% especificado.

La capa superior se colocará con espesores de 40 cm. compactados según la especificación anterior hasta alcanzar el espesor total de 2.0 m.

- 3.- En la siguiente etapa se construirán los terraplenes laterales 2 y 2' con material producto del dragado, maniobrando el extremo de las tuberías de tal manera, que se deposite el material en una franja paralela al terraplén central, descrito en el inciso (1), de un ancho aproximado de 25 m. y con un espesor de aproximadamente 1.00 a 1.50 m. hasta que el terraplén emerja \pm 50 cm. sobre el nivel del agua. Logrado lo anterior se emparejará esta franja en un ancho de 21 m. medidos a partir del talud del terraplén central y se le dará a esta superficie el tratamiento indicado en el inciso (2) (ver segunda etapa de construcción).

- 4.- A continuación se construirán los terraplenes laterales 3 y 3' de 2.0 m. de espesor con material producto del dragado y de un ancho aproximado de 25 m. Logrado lo anterior, se emparejará esta franja en un ancho de 21 m. medidos a partir del talud del terraplén central y se le dará a esta superficie el tratamiento indicado en el inciso (2) (ver segunda etapa de construcción).
5. Previa construcción del sistema de bordos, según se haga necesario se depositará producto de dragado para formar los volúmenes laterales 4 y 4' de un espesor de 2.00 m. en franjas de ± 105.00 m. de ancho. Al material así depositado se le dará una emparejada con motoconformadora y/o Bulldozer una vez que la humedad del material lo permita; aplicándole a continuación a partir del terraplén central, un mínimo de seis pasadas con rodillo Dinapac 15 P o similar hasta alcanzar la densidad relativa especificada (ver tercera etapa de construcción).
- 6.- Los volúmenes 5 y 5' se construirán con material de dragado depositado hidráulicamente, en caso de no obtenerse la densidad relativa especificada de 85% se aplicará al material un mínimo de 6 pasadas de rodillo vibratorio Dinapac 15 P o similar hasta alcanzar la densidad especificada.

SEGUNDA FASE

- 7.- A continuación se construirá el volumen 6 de 2.0 m. de espesor en capas de 40 cm. compactadas según lo indicado en el inciso (2). Este volumen se hará con material producto de "excavación de la "TUM".

8.- Los volúmenes 7 y 7', 8, 9 y 9' y 10, 11 y 11' se construirán con material de excavación en la secuencia y dimensiones indicadas en la Figura 42 y compactadas de acuerdo a lo indicado en el inciso (2).

e) Capa subrasante

Esta capa tendrá un espesor mínimo terminado de 30 cm. se construirá en dos capas de 15 cm. cada una y los materiales que lo formen se compactarán al 95% de su P.V.S.M. Esta capa deberá construirse únicamente en el área sobre la cual se colocará la vía férrea y se usarán preferentemente los materiales de los bancos de préstamo indicados en el subtema 7, alguna mezcla de éstos o bien algún otro material de mejor calidad previamente aprobado por la residencia; de cualquier forma en los materiales que se utilicen se recomienda que el límite líquido y la expansión sean menores de 35% y 2% respectivamente, así mismo el valor relativo de soporte estándar y el valor cementante sean mayores de 20% y 5 kg/cm².

En la zona arcillosa, donde se alojarán el ladero y los ramales de entronque, la subrasante se construirá con materiales de préstamo, para lo cual será necesario abrir una caja en la cama de los cortes para alojar dicha capa.

En la zona de dunas, una vez vaciados los cortes, la capa subrasante se formará únicamente afinando y perfilando la sección, dándole la pendiente transversal (bombeo) como se indica en el proyecto geométrico y recompactando el material en la cama de los cortes al 95% de su P.V.S.M. como mínimo

En la zona pantanosa, cuando los resultados de la instrumenta-

ción indiquen que la mayor parte de los asentamientos ha ocurrido y las características del subsuelo han mejorado, se procederá a recortar el material de la sobrecarga hasta alcanzar el nivel de subrasante especificado en el proyecto geométrico. A continuación se abrirá una caja con las dimensiones necesarias para alojar la subrasante, la cual se construirá con materiales de préstamo.

f) Sub-balastado y Balastado.

Las cláusulas e incisos a que se hace mención en los párrafos siguientes corresponden a las Especificaciones Generales de Construcción de la S.C.T. Partes IV, V, VIII en sus Ediciones Vigentes.

- 1) Terminada la subrasante se procederá a la construcción del sub-balasto el cual tendrá 30 cm. de espesor compacto. Esta capa se construirá con materiales de los bancos de préstamo, mezclas de éstos ó bien algún otro material de mejor calidad previamente aprobado por la residencia; en cualquier caso el material o mezcla de materiales que se usen en el sub-balasto deberán cumplir con las normas de calidad especificadas en el inciso 94-03.1 de la Parte Octava y la ejecución de los trabajos correspondientes se efectuarán como lo indica la cláusula 65-3 de la Parte Quinta.
- 2) Posteriormente se procederá al tendido de vía y colocación del balasto. Los materiales que formen este último deberán cumplir las normas de calidad especificadas en el inciso 94-03.2 de la Parte Octava y la ejecución de los trabajos se efectuará como se indica en la cláusula 66-3 de la Parte Quinta.

FERROCARRIL CHUFITES DIM EL OSTION, VER.

ETAPAS DE CONSTRUCCION

MARGEN IZQUIERDA DEL RIO CALZADAS

DEL KM-1+000 A KM-2+380

P R I M E R A F A S E				
V O L U M E N E S A P R O X I M A D O S				
ETAPAS	Material de Dragado	Material de cortes y excavaciones	Etapas anteriores	OBSERVACIONES
1	99 600 m ³			Area de la T.U.M.
2	72 400 m ³		99 600 m ³	Area de la T.U.M.
3	144 800 m ³		172 000 m ³	Area de la T.U.M.
4	663 900 m ³		316 800 m ³	Area de la T.U.M.
5	331 900 m ³		980 700 m ³	Area de la T.U.M.
S E G U N D A F A S E				
6		92 200 m ³	1 312 600 m ³	Zona de Dunas
7		271 300 m ³	1 404 800 m ³	Zona de Dunas
8		70 500 m ³	1 676 100 m ³	Zona de Dunas
9		379 800 m ³	1 746 600 m ³	Zona de Dunas
10		65 100 m ³	2 126 400 m ³	Zona de Dunas
11		108 500 m ³	2 191 500 m ³	Zona de Dunas

FERROCARRIL CHUFITES, DIM OSTION, VER.

ETAPAS DE CONSTRUCCION

MARGEN IZQUIERDA DEL RIO CALZADAS

DEL KM-2+380 A KM-4+180

P R I M E R A F A S E				
V O L U M E N E S A P R O X I M A D O S				
ETAPAS	Material de Dragado	Material de cortes y excavaciones	Etapas anteriores	OBSERVACIONES
1	275 200 m ³			Area de la T.U.M.
2	78 600 m ³		275 200 m ³	Area de la T.U.M.
3	157 200 m ³		353 800 m ³	Area de la T.U.M.
4	720 700 m ³		511 000 m ³	Area de la T.U.M.
5	360 300 m ³		1 231 700 m ³	Area de la T.U.M.
S E G U N D A F A S E				
6		227 500 m ³	1 592 000 m ³	Zona de Dunas
7		334 500 m ³	1 819 500 m ³	Zona de Dunas
8		200 700 m ³	2 154 000 m ³	Zona de Dunas
9		468 200 m ³	2 354 700 m ³	Zona de Dunas
10		250 900 m ³	2 822 900 m ³	Zona de Dunas
11		133 800 m ³	3 073 800 m ³	Zona de Dunas

CAPITULO V

CONCLUSIONES

De acuerdo con lo antes expuesto y tomando en cuenta las finalidades del estudio, se pueden derivar las siguientes conclusiones:

- 4.1 Con los resultados de la exploración geotécnica se ha definido la siguiente secuencia estratigráfica:

MARGEN DERECHA.- En esta zona comprendida entre el Km. 0+200 del ramal y el cruce del mismo río Calzadas --- (Km-0+965), aparece superficialmente y hasta una profundidad que varía entre 6 y 10 m, una arcilla de color café oscuro, de consistencia muy blanda, con una resistencia promedio al esfuerzo cortante de 1.6 ton/m^2 y de alta compresibilidad. Subyaciendo este estrato y hasta la máxima profundidad explorada que es de 40 m, aparece una arcilla arenosa y una arena arcillosa de compacidad media a densa. Para efectos del cálculo de la estabilidad del terraplén, este segundo estrato no presenta problemas.

MARGEN IZQUIERDA.- Esta área, comprendida entre el cruce del río Calzadas y el contacto con las dunas, las condiciones estratigráficas generales son las siguientes: Superficialmente y hasta profundidades no uniformes que varían de 11 m. en el Km-2+200 hasta 29 m. en el Km-2+760 se encuentra una arcilla de color gris oscuro, de consistencia muy baja con contenidos variables de materia orgá

nica. La resistencia al esfuerzo cortante varía de 0.8 ton/m² en la superficie a 2 ton/m² en los estratos más profundos. Su compresibilidad es alta.

Debido a esta variación estratigráfica, se propone la construcción de secciones diferentes de terraplén para garantizar su estabilidad. Estas secciones para cada cadenamiento, son las siguientes:

Del Km-0+000 (entronque con la línea Coatzacoalcos-Mina titlán) al Km-0+200, donde el trazo pasa sobre zonas altas, podrá construirse una sección de terraplén con los métodos convencionales, con una corona de 7.50 m. de ancho y talud 1.5:1.

A partir del Km-0+200 y hasta el cruce con el río Calzadas se construirá el terraplén por etapas hasta llegar a la sección final; con la primera etapa se alcanzará una altura de 2.50 m., con un ancho de corona promedio de 35m. Los asentamientos para esta sección se estima serán del orden de 50 cm. al centro del terraplén.

Esta sección deberá permanecer durante un periodo de tiempo mínimo de 6 meses, con el fin de incrementar la resistencia al esfuerzo cortante del estrato de apoyo y así proceder a la construcción de la segunda etapa, con un terraplén de 3.5 m. de altura promedio; la corona será de 12.50 m. de ancho y taludes de 1.5:1. Con esta segunda etapa, los asentamientos se incrementarán en 30 cm. y se calcula que 80% de los asentamientos totales generados por la sección final, ocurrirán 18 meses después de concluida su construcción. Con el fin de compensar los nive

les, se propone sobreelevar la cota de la subrasante en 20 cm.

En la margen izquierda, entre el Km-1+000 y la línea de contacto con las dunas, se construirá un terraplén de grandes dimensiones formado con bermas. Esta sección, con ancho del orden de 300 m, es estable en su conjunto y tiene la ventaja de disminuir las perturbaciones que se generarán con el relleno lateral proyectado a futuro y además, servirá de banco de préstamo para la obtención del material de relleno.

Entre el río Calzadas y el límite del Distrito Industrial (Km-1+400), no se requiere efectuar relleno para nivelación de predios, lo que implica que las ventajas de la sección anterior no son válidas aquí. En este caso, se recomienda estudiar el comportamiento de las diferentes secciones antes de definir con precisión la sección estable más económica.

En los terraplenes construidos en ambas márgenes, es necesario instalar secciones instrumentadas cuyas mediciones tendrán los siguientes objetivos:

- a) Controlar el proceso constructivo y con ello evitar - inducir esfuerzos excesivos en el estrato de apoyo, - con el fin de garantizar la estabilidad del terraplén.
- b) Confirmar los cálculos teóricos con los resultados de las mediciones para definir, en caso necesario, el tipo de tratamiento que deberá aplicarse al subsuelo para obtener una estructura estable en el tiempo requerido.

Con el fin de eliminar en lo posible la incertidumbre - del valor de la resistencia al esfuerzo cortante, se propone la ejecución de ensayos con cono eléctrico de alta sensibilidad y con veleta, efectuados "in situ".

- 4.2 Por lo que se refiere al empleo en rellenos de los materiales producto del dragado, considero que su utilización es del todo factible, salvo el caso muy particular de ciertas lentes constituidas por suelos altamente compresibles (CH), los cuales a mi juicio deberán ser desechados; afortunadamente este tipo de suelos sólo se detectó en un volumen muy reducido.

Por otra parte, deberá tomarse en cuenta que los rellenos hidráulicos una vez construidos, quedarán sujetos a un proceso lento de consolidación, particularmente cuando estos sean formados utilizando los suelos arcillosos; obviamente este tiempo se reducirá notablemente con el empleo de los depósitos arenosos, circunstancia que -- debidamente programada, permitirá atender prioridades de obra.

- 4.3 Por lo que respecta a las características de cimentación, puede señalarse con carácter muy preliminar, dado que - desconozco por el momento las estructuras por construir, que tratándose de cargas de importancia, las cimentaciones profundas o medianamente profundas tendrán una aplicación frecuente y favorable, dada la presencia de mantos resistentes a profundidades relativamente cómodas. En cambio se advierte que las cimentaciones someras tendrán que diseñarse con sumo cuidado, dadas las características com

presibles de ciertos depósitos y potencialmente licuables de otros, esto último aunado a la naturaleza sísmica de la zona, refuerza la preocupación con la que se deberá atender la solución de estos problemas.

4.4 Es incuestionable que, para poder integrar un expediente completo y detallado del subsuelo de la región, es necesario empezar por reunir toda la información dispersa existente, y analizarla, seleccionarla y ordenarla. A la vez, hay que modificar las rutinas actuales de estudio, para que el muestreo y las pruebas de campo, así como las pruebas de laboratorio y los análisis mismos, se encadenen en una secuencia lógica de estudios preliminares y estudios definitivos, dando a unos y otros su debido peso en función de la magnitud e importancia de la obra por realizar y de la economía y seguridad que pueden derivarse de un conocimiento del subsuelo - lo más completo posible. El primer paso para el logro de este objetivo debe ser el de definir un marco de referencia y una zonificación común capaz de englobar a todos los estudios existentes y los que se realicen de aquí en adelante en la región.

4.5 No es difícil imaginar la participación tan grande que tendrán la Mecánica de Suelos y la Ingeniería de Cimentaciones en el enorme esfuerzo constructivo. Participación que deberá ser mucho más extensa y mucho más intensa que la que se ha tenido en los veintitrés años que - llevan ya de aplicarse en esta región, ya que tendrá necesariamente que estar en razonable proporción al volumen e importancia de las obras por realizar, y, además,

para mantenerse a la par del progreso tecnológico que esas obras representan, habrá de incorporar métodos y procesos más específicos y más apropiados a las características del subsuelo local y a los problemas con él relacionados.

BIBLIOGRAFIA

1. La INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES
Alfonso Rico y Hermilo del Castillo.- Volumen I y II,
Editorial LIMUSA, México, D.F. 1976.
2. LA MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA
K Terzaghi y R. S. Peck. Trad. O. Moretto.- Editorial
ATENE0. 1955.
3. MECANICA DE SUELOS
Alfonso Rico Rodríguez y Eulalio Juárez Badillo.- Tomos
I y II, Editorial LIMUSA. México, D.F. 1980.
4. PEMEX, "ESPECIFICACIONES GENERALES PARA PROYECTO DE OBRAS",
NORMA 2.214.05, P.P. 61-62, (Primera Parte), P.P. 19-23 y
39-42 (Segunda Parte), México, D.F. 1976.
5. MENDOZA V.B.F., "LA IMPORTANCIA DE LOS ESTUDIOS DE MECANICA
DE SUELOS EN EL PROYECTO DEL PUERTO INDUSTRIAL EL OSTION, VER."
XI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo I, SMMS, AC,
Ver. 1982.
6. VIEITEZ, L., Soto, E. y Mosqueda A. "EL SUBSUELO Y LA INGENIE
RIA DE CIMENTACIONES EN LA REGION DE MINATITLAN-COATZACOALCOS
Y PAJARITOS, VER." V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos,
Tomo I, SMMS, AC, México, D.F. 1970.
7. Proyectos Marinos, S.C. "ADELMS (ESTAL), PROGRAMA PARA ANALI-
SIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES", Manual del Usuario, México,
D.F. 1979.