

29
84

FACULTAD DE INGENIERIA **UNAM**

"ESTUDIOS GEOTECNICOS DEL NUEVO AEROPUERTO
INTERNACIONAL DE TAPACHULA CHIAPAS"

T E S I S
Que para obtener el titulo de
INGENIERO CIVIL
P r e s e n t a
ROBERTO HERNANDEZ PULIDO

México, D. F.

1982





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



VIVEPATRIA NACIONAL

A.F. N. M. A.

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-33

Al Pasante señor ROBERTO HERNANDEZ PULIDO,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Agustín Demeneghi Colina, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ESTUDIOS GEOTECNICOS DEL NUEVO AEROPUERTO
INTERNACIONAL DE TAPACHULA CHIAPAS"

1. Introducción
2. Características de proyecto
3. Geología
4. Proyecto de pavimentos
5. Estudio de cimentación
6. Conclusiones

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 26 de enero de 1979
EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ ESPINO

JJE/OBLH/ser

CONTENIDO

	Página
Capítulo 1. Introducción	1
Capítulo 2. Características del Proyecto	2
2.1 Localización.	
2.2 Descripción general de cada una de las estructuras.	
Capítulo 3. Geología	10
3.1 Descripción general del predio y clima.	
3.2 Geología.	
3.3 Geología de Chiapas.	
3.4 Geología de la región.	
3.5 Geología del sitio.	
Capítulo 4. Proyecto de Pavimentos	15
4.1 Estudios efectuados.	
4.2 Pavimentos.	
4.3 Diferencia de pavimentos entre carreteras y aeropuertos.	
4.4 Pavimentos flexibles y métodos de diseño.	
4.5 Pavimentos rígidos y métodos de diseño.	
4.6 Cálculo de pavimento.	
4.7 Bancos de materiales.	
Capítulo 5. Estudios de cimentación en zona de edificios	21
5.1 Estudios efectuados.	
5.2 Cimentación y tipos.	
5.3 Cimentaciones superficiales o poco profundas.	
5.4 Cimentaciones profundas.	
5.5 Consideraciones.	

	Página
Capítulo 6	
Conclusiones	128
Bibliografía:	129

1.- INTRODUCCION.

En el presente trabajo se exponen los estudios geotécnicos del Nuevo Aeropuerto Internacional de Tapachula Chiapas, como son el proyecto de pavimentos, tanto flexibles, como rígidos, de diferentes elementos que constituyen la zona de pistas, plataformas, así como vialidades interiores; en el otro punto geotécnico tenemos el estudio de cimentación de la zona de edificios.

El presente trabajo está constituido tanto de algunos aspectos de teoría como aspectos prácticos, con el objeto de complementar el aspecto práctico con el teórico.

Cada uno de los capítulos está constituido de la siguiente manera.

Capítulo 2.- En este capítulo se mencionan las características del proyecto, descripción general de cada una de las estructuras, zona de pistas, edificios, combustibles, iluminación y otras complementarias.

Capítulo 3.- En este capítulo se mencionan lo referente a la geología de Chiapas, de la región y del sitio.

Capítulo 4.- En este capítulo se menciona lo referente al proyecto de pavimentos; pavimentos flexibles y rígidos, así como métodos de diseño de pavimentos flexibles y rígidos.

Capítulo 5.- En este capítulo se menciona lo referente al estudio de cimentación en zona de edificios, así como estudios efectuados, tipos de cimentaciones y la cimentación utilizada en las estructuras del aeropuerto.

2.-CARACTERISTICAS DEL PROYECTO.

2.1.-LOCALIZACION.

La zona donde se ubica el nuevo Aeropuerto Internacional de la ciudad de Tapachula, Chiapas es aproximadamente a 10.5 kilometros al sur de la ciudad de Tapachula, entroncando el camino de acceso con la carretera Tapachula-Puerto Madero en el kilometro 18+424.54 con 339.15 metros de desviación derecha con origen en esta ciudad, Fig.(A).

2.2.-DESCRIPCION GENERAL DE CADA UNA DE LAS ESTRUCTURAS.

Zona de Pistas.

Pista 05-23 ; de 2000 metros de longitud por 45 metros de ancho de pavimento flexible.

Rodaje "A" ; de 487.31 metros de longitud por 23 metros de ancho de pavimento flexible.

Rodaje "B" ; de 487.31 metros de longitud por 23 metros de ancho de pavimento flexible.

Zona de Plataformas.

Comercial(de Operaciones) ; de 180 metros de longitud por 90 metros de ancho de pavimento rígido, con capacidad para 3 posiciones simultaneas de aviones del tipo Boeing 727 - 200 o similares.

Aviación General ; de 150 metros de longitud por 90 metros de ancho de pavimento flexible, con capacidad para 36 posiciones simultaneas de avionetas, o 32 avionetas y un DC-3 o 28 avionetas y dos DC-3.

Camino de Acceso : de 200 metros de longitud, de corona con un ancho de 12 metros y una superficie de rodamiento de 7.30 metros de ancho, de pavimento flexible.

Estacionamiento para Vehículos : de 152 metros de longitud por 79.30 metros de ancho (12,053.60 m²) con capacidad para 178 automóviles, de pavimento flexible.

Las partes anteriormente descritas están ligadas de la siguiente manera; La pista se une a las calles de rodaje y éstas a su vez se van a conectar con las plataformas, Comercial y Aviación General, Fig.(B).

Zona de Edificios.

Edificio Terminal : Edificio de estructura de concreto - hidráulico en dos niveles con área de 2,644 m², con servicios completos para vuelos nacionales e internacionales.

Torre de Control : Estructura de concreto hidráulico de 26.40 m. de altura a piso terminado de cabina.

Edificio Técnico : Edificio de estructura de concreto hidráulico de un nivel con área de 605 m².

Edificio para el Cuerpo de Rescate y Extinción de Incendios (C.R.E.I.) ; Estructura de concreto hidráulico de 499 m² distribuidos en un cuartel de dos niveles y garage para pipas.

De la zona de edificios, el Edificio Terminal es la obra más importante en esta zona.

Este inmueble se tiene que diseñar para cada una de las regiones en particular dependiendo de las características, tal es como los climatológicos, topográficos y del volumen de pasajeros que se estima utilizará el edificio, siendo este último motivo el principal. El inmueble comprende a las instalaciones de aduana, sala de espera de pasajeros, zona de migración, reclamo de equipajes, restaurante, bar, así como todo -

lo relativo a las compañías de aviación.

En importancia tenemos a la Torre de Control cuya misión es de vital importancia para el control del tránsito aéreo - dentro de las pistas y el aterrizar de las aeronaves.

Los edificios tanto el Técnico como el C.R.E.I. son tan importantes como los anteriores, ya que el edificio Técnico - tiene a su cargo todo lo relacionado al control del sistema - hidroneumático de cisterna, consolas de control de los sistemas de ayudas visuales así como demás accesorios para el mejor funcionamiento de pistas, edificios, etc.

El C.R.E.I. (Cuerpo de Rescate y Extinción de Incendios) como lo indica su nombre es también de importancia ya que su ayuda puede llegar a salvar vidas humanas, Fig.(C).

Por lo general estos tres últimos edificios son semejantes en todos los aeropuertos por lo general, ya que siguen - las mismas especificaciones, por lo que el edificio Terminal - es el que se toma más en cuenta para el tipo de carga que va a recibir el subsuelo y es el que por su misma construcción - sirve como base para considerar al tipo de cimentación que se necesita, como lo muestra la Fig.(D).

Zone de Combustible.

El almacenamiento y distribución de combustible; La zona de combustible por razones de seguridad y por su especificación, se localiza en una zona aislada y su dimensionamiento - es función directa de los consumos que se pretenden tener.

En base al tráfico que se piensa tener en el aeropuerto se tendrá una capacidad para almacenar 110,000 lts. de GAS-AVION y 80,000 lts. de TURBOSINA y suministrados mediante hidrantes en plataforma comercial y pipas tanque.

Iluminación y Ayudas Visuales.

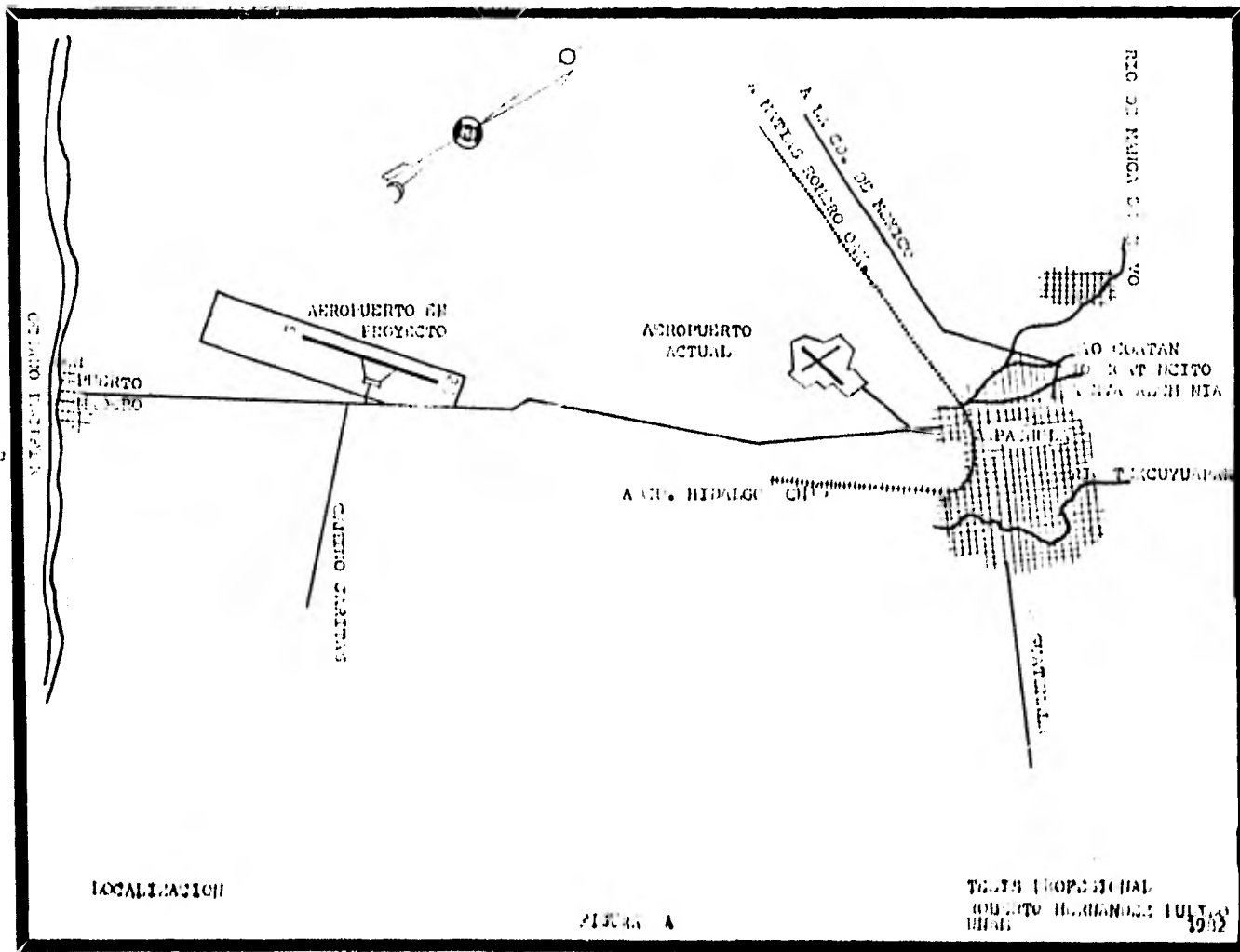
Iluminación de Plataformas : Es a base de tres postes de la siguiente manera; dos entre el edificio Terminal y la plataforma comercial y uno entre el edificio para el Cuerpo de Rescate y Extinción de Incendios y la plataforma de aviación general.

Ayudas Visuales : El aeropuerto contará con las siguientes; Sistema VASI(indicador de pendientes de aproximación en ambas cabeceras de la pista 05-23); Sistema de iluminación de pista, rodajes y plataformas, Cono de viento, Faro giratorio, y Proyector de techo.

Obras Complementarias:

Camino Perimetral : De 13,523 m. de longitud todos ellos a nivel de carpeta asfáltica.

Cercado Perimetral : De 21,200 m. de cercado perimetral a base de postes de concreto y 6 hilos de alambre de puer galvanizado.



LOCALIZACION

FIGURA A

TRABAJO PROPOSICIONAL
 GOBIERNO FEDERAL
 BOGOTÁ, COLOMBIA
 1953

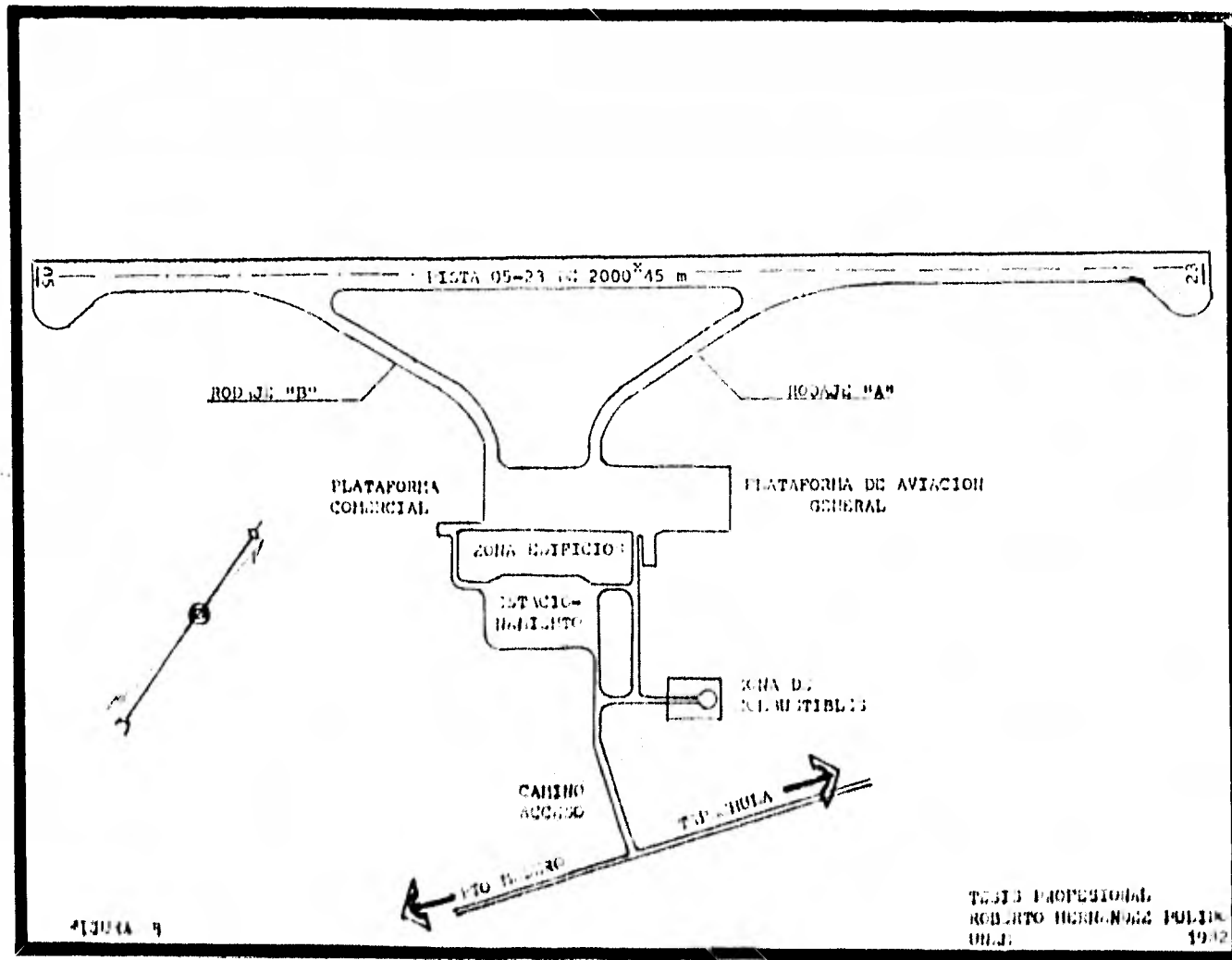
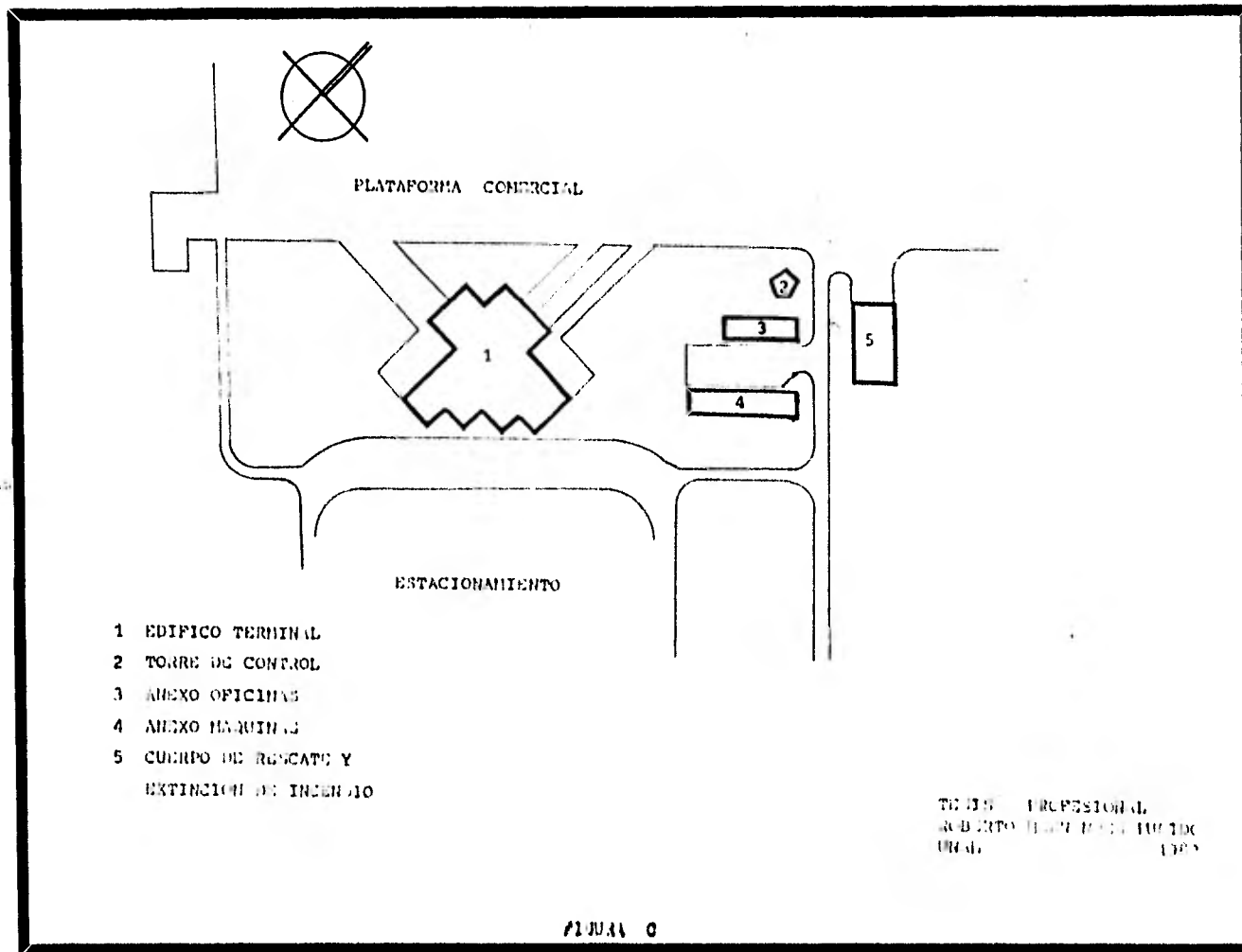
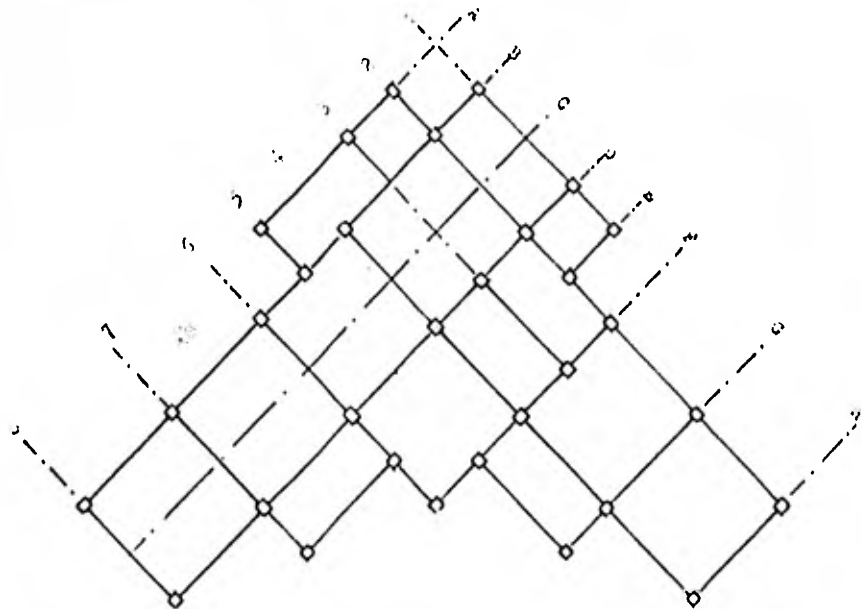


FIGURA 9

TRABAJO PROFESIONAL
 ROBERTO HERRERA POLI
 UDELV 1992





COLUMNA	CARGA	COLUMNA	CARGA	COLUMNA	CARGA
A-2	40.6 T	D-2	183.2 T	F-2	101.3 T
A-3	123.5 T	D-3	72.2 T	F-3	51.0 T
A-5	73.0 T	D-4	130.3 T	F-4	39.9 T
A-1	44.8 T	D-6	220.9 T	F-5	93.2 T
B-2	136.3 T	D-7	141.2 T	F-6	39.3 T
B-4	309.7 T	D-5	50.0 T	F-2	133.2 T
B-5	130.8 T	E-1	55.0 T	F-4	152.5 T
B-6	163.1 T	E-2	79.0 T	F-5	63.6 T
B-7	137.3 T	E-6	95.7 T	H-2	51.2 T
B-3	57.0 T	E-7	62.7 T	H-4	51.5 T
B-1	95.5 T				

FIGURA D

TESIS PROFESIONAL
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE PUEBLA
 1998

3.-GEOLOGIA.

3.1.-DESCRIPCION GENERAL DEL PREDIO Y CLIMA.

Topografía y drenaje superficial.- La zona se aloja en una llanura costera, sensiblemente plana y con una suave pendiente hacia el litoral.

El drenaje superficial está bien definido ya que existe en la zona varios arroyos de aguas permanentes y cauce establecido, además de una red de canales de riego.

Clima.- El clima de la región es ecuatorial, tipo amazónico, caluroso regular, con lluvias conveccionales muy abundantes durante casi todo el año, con una precipitación anual comprendida entre 2,000 y 3,000 mm. La temperatura media anual es de 25°C. La vegetación de la zona es abundante, de tipo sabana; actualmente la tierra está dedicada al cultivo, principalmente del algodón.

3.2.-GEOLOGIA.

Por lo general sentimos curiosidad acerca de nosotros mismos, nuestros semejantes y el mundo en que vivimos. Queremos comprender nuestro mundo, cómo se originó y cómo afecta a nuestros vives. Nuestros intereses se extienden a la tierra, a sus campos y mares, sus minerales, rocas y fósiles los cuales son los materiales básicos de la geología, la ciencia de la tierra.

Cuando la ciencia natural, llamada en un tiempo filosofía natural estaba en su infancia, el hombre estudiaba la - hasta extensión de los fenómenos naturales, sin embargo a medida que fue acumulando conocimientos, estableció muchas ramas separadas de fines más limitados.

Fuera del amplio campo de las ciencias físicas desarrolló, las matemáticas, la astrología, la física, la geología y la química.

Siendo la geología la ciencia de la tierra según los registros en las rocas, se basa en el hecho que las rocas cambian continuamente por medio de procesos, de erosión, diastrofismo y vulcanismo y de este modo registran una historia - descifrable de la tierra. Este estudio tiene muchas ramificaciones y su valor no es solo práctico y económico, si no también estético y cultural. Además de contribuir de modo importante a la agricultura y a la industria, la geología eleva - nuestra comprensión y apreciación del mundo en que vivimos.

La tarea del geólogo por vincular la relación de causa a efecto, con la historia de la tierra, ha sido ayudada por el avenimiento de la moderna geología experimental. Los modelos y las experiencias de laboratorio, han aumentado nuestros conocimientos sobre el modo de como modifican y alteran la tierra, las fuerzas geológicas.

Los experimentos de laboratorio pueden aclarar las fuerzas geológicas, y pueden proporcionar al geólogo, una base - más cuantitativa para la interpretación de los fenómenos geológicos. Más las experiencias de laboratorio no pueden substituir nunca el trabajo de observación del geólogo en campo.

2.3.-GEOLOGIA DE CHIAPAS.

El estado de Chiapas está formado por las sierras separa

das por una depresión que atraviesa en toda su extensión en dirección noroeste sureste.

I.-Sierras frontales.

Las sierras frontales del norte de Chiapas están constituidas, por rocas sedimentarias cuyo edad varía del cretácico al reciente y tiene un rumbo general del noroeste a sureste, sensiblemente paralelo a los pliegues, con los que casi siempre están estrechamente ligadas, correspondiendo las serranías a los afloramientos de calizas que forman las principales elevaciones.

En varios lugares la erosión ha actuado de una manera, formando las numerosas mesetas o los altos valles que se encuentran dentro de esta provincia.

Muchos de ellos están muy erosionados y algunos han sido cerrados por arenas volcánicas y cenizas, lo cual permitió la formación de lagunas.

II.-Depresión Central.

Esta parte del estado es una faja de terreno poco accidentado, que se extiende desde cerca del límite con el estado de Oaxaca hacia el sureste, llegando a la frontera con la República de Guatemala. En ella afloran clásticos cenozoicos suaves y poco resistentes a la erosión, hacia su parte media se elevan algunas montañas calizas, como la de San Cristóbal que divide la depresión central propiamente dicha del ciclinal de Simonjovel.

En general esta parte del estado tiene una altura de 600 metros sobre el nivel del mar.

III.-Sierra Cristalina.

La sierra cristalina, que ha sido denominada "Sierra Madre de Chiapas" es una cadena de montañas formadas principalmente por rocas graníticas o cristalinas, paralelas a la costa del Océano Pacífico y orientadas de noroeste a sureste, siendo una continuación del macizo montañoso de América Central, formado con un batolito del paleozoico inferior. En su extremo noroeste, las montañas se elevan bruscamente hasta alcanzar una altura de 900 metros, que va aumentando hacia el sureste hasta cerca de la frontera con la República de Guatemala donde alcanzan alturas de 2,900 metros sobre el nivel del mar.

La cresta de esta cordillera sirve de parteaguas a los ríos de las vertientes del Golfo de México y del Océano Pacífico. El flanco suroeste es de laderas muy abruptas que drena pequeñas corrientes, las cuales descienden impetuosamente a la planicie costera del Océano Pacífico.

El flanco norte desciende gradualmente hacia la cuenca del río Grijalva y en el más complicado drenaje, formado por grandes ríos, que descienden serpenteando por los valles y algunos han contribuido a la formación de cañones como el del Sumidero.

3.4.-GEOLOGIA DE LA REGION.

Las laderas surianas de la "Sierra Madre de Chiapas" son de una cierta uniformidad geológica, como lo es también la planicie costera que corresponde totalmente al cuaternario; toda ella consta de rocas intrusivas (dioritas y granitos) con excepción de las faldas del volcán Tacaná, que son de rocas extrusivas (andesitas y basaltos) y se extiende desde la frontera de la República de Guatemala hasta el municipio de Huixtla o sea casi toda la sección montañosa correspondiente al Soconusco.

La región del Tacana o parcial del Soconusco, esta constituida por rocas de arenisca de metamorfismo de contacto, siendo las margas, los mármoles, las arcillas de mica, los cuarzos, las calizas cristalizadas, las andesitas y las pómes considerandose que la base es de roca cristalina, siguiendole una capa de rocas sedimentarias, calizas y pizarras y en la superficie rocas volcánicas recientes. Esta capa volcánica va disminuyendo, del Tacana hacia la gineta y acaban dominando las rocas cristalinas y las calizas en la mayor extensión de la sierra.

En la planicie del Soconusco y con prolongación hasta Piñijapan, con varios los estratos de cenizas silicosas de origen volcánico que se observan en el suelo, alternando con capas de aluvi6n.

3.5.-GEOLOGIA DEL SITIO.

El subsuelo corresponde a formaciones del pleistoceno y reciente, constituidos por conglomerados o bien mezclas de grave, arena y limos o arcillas.

Superficialmente se encuentre un estrato de limo de 25 cm de espesor, de baja compresibilidad y de plasticidad baja a media (ML). En seguida se encuentre un estrato de arcilla, de alta plasticidad (CH), con un espesor promedio de 65 cm. Subyaciendo a este estrato se encontró un manto de arena fina, arcillosa (SC), cuyas características se consideraron satisfactorias para su empleo en la construcción de la capa subrasante. El nivel de aguas freáticas se localizo a profundidades de 1.1 a 2.0 m., sin embargo es oportuno hacer notar que el estudio fue realizado en una temporada entre el estiaje y la temporada de lluvias, pudiendo ser mayor o menor, según sea la época del año, que se lleve a cabo el estudio.

4.-PROYECTO DE PAVIMENTOS.

4.1.-ESTUDIOS EFECTUADOS.

I.-Exploración y muestreo.

Con objeto de determinar las características de los materiales que cubren el área en estudio, se efectuó una serie de pozos a cielo abierto hasta profundidades del orden de 2.5 m. con obtención de muestras alteradas.

El pozo a cielo abierto, es un método exploratorio consistente en excavar un pozo de dimensiones suficientes, para que un técnico pueda bajar directamente y examinar los diferentes estratos del suelo en estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referente 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 del agua bajo el nivel freático, naturalmente que el tipo de los suelos de los diferentes estratos atravesados, también influyen grandemente en los alcances del método. En sí la excavación se encarece mucho cuando sea necesario ademe, y haya excesivo traslapo a causa de la profundidad.

Debe cuidarse especialmente los criterios para distinguir la naturaleza del suelo "in situ", y la misma modificación por la excavación realizada. En efecto una arcilla dura puede

con el tiempo como suave y esponjosa, a causa del flujo de agua hacia la trinchera de excavación, análogamente una arena compacta puede presentarse como semifluida y suelta por el mismo motivo. Se recomienda que siempre que se haga un pozo a cielo abierto, se lleve un registro completo de las condiciones del suelo durante la excavación hecha por un técnico conocedor.

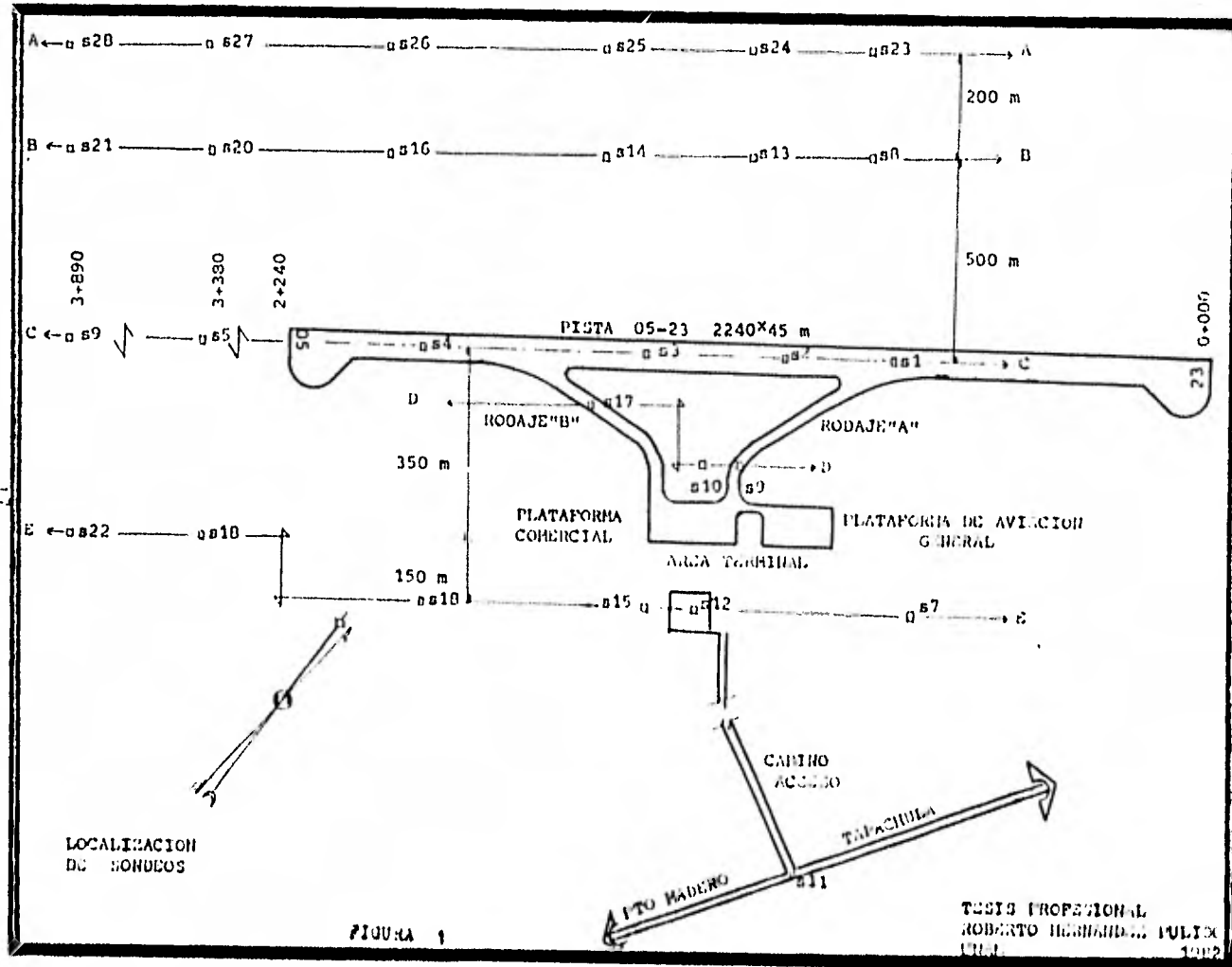
Si requiere ser adomado el pozo, se puede usar madera o acero. Por lo general, se adoma con tabloncillos horizontales, pero si es suelo friccionante situado bajo el nivel freático, deberán ser verticales y bien hincados.

En estos pozos, se puede obtener muestras alteradas o inalteradas, de los diferentes estratos que se hallan encontrado.

Las muestras alteradas, son porciones de suelo que se protegerán contra pérdida de humedad, introduciéndolas en frascos o bolsas emparafinadas.

Las muestras inalteradas, deberán tomarse con precaución generalmente labradas, en una oquedad que se practica para el efecto en una pared del pozo, la muestra debe protegerse contra pérdidas de humedad, envolviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizadas con arena y parafina.

Los sondeos se distribuyeron convenientemente, tanto en la zona correspondiente a los elementos de circulación, como en las áreas de posible ubicación de materiales apropiados para la construcción de terracerías. De esta manera, se efectuaron 10 sondeos en los ejes de la pista, calles de rodaje, plataformas y camino de acceso, además de 19 distribuidos en 3 ejes situados a 500 m. a ambos lados y a 750 m. a la derecha de la pista, fig.(1). La profundidad máxima de los sondeos tiene de 2.00 m. a 2.30 m.



II.-Pruebas de laboratorio.

El conocimiento de las cualidades naturales y de como se comportan los terrenos y las formas de aprovecharlas, para obtener productos de resistencia y estabilidad suficiente, es imprescindible para el proyecto de las pistas y demás elementos de un aeropuerto. Ellos nos debe conducir a cifras de costos más bajos de inversión. Los suelos están clasificados tendiendo a sus características geológicas y físicas, haciendo resaltar en las diferentes clasificaciones, y el modo de comportarse en relación de los fines para lo que están destinados.

A continuación se indican los diversos elementos que se consideran en la construcción de un aeropuerto, y que en su orden serán: Terracerías, Sub-base y Carpeta Asfáltica.

Terracerías: Es el conjunto de cortes y terraplenes ejecutados hasta la subrasante, o bien el material que queda en la "cama" una vez indicada en el proyecto. Queda comprendido, el material que forma la capa de mejoramiento o capa subrasante.

Las características y requisitos de un material que va a ser empleado en una terracería, deberá verificarse haciendo las pruebas que a continuación se citan.

- 1.- Peso Volumétrico Suelto.
- 2.- Composición Granulométrica.
- 3.- Peso Volumétrico Seco Máximo.
- 4.- Valor Relativo de Soporte.
- 5.- Límites de Atterberg.

1.- **Peso Volumétrico Suelto** ; Es el peso por unidad de volumen del suelo que ha sido secado en hornos y a una temperatura de 110°C , durante un periodo de 24 hrs., considerando -

los vacíos que quedan entre sus partículas cuando no han estado sujetas estas a un proceso especial de acomodo. Esta prueba da una idea general respecto a la calidad del suelo, siendo de utilidad también para conocer en forma aproximada la mayor o menor facilidad que presenta un suelo para compactarse.

Las principales aplicaciones de esta prueba, es la conversión de pesos de materiales a volúmenes. Al hacer el proporcionamiento de una mezcla de materiales, este se proyecta por peso y es necesario expresar, la relación en volumen, ya que es esta la forma práctica en que se trabaja en el campo.

2.- Composición Granulométrica : Representa, gráfica o numericamente el contenido de los diferentes tamaños de las partículas que componen el suelo. Esta es una prueba definitiva para juzgar la calidad de un material de acuerdo con el fin a que se le destina.

En términos generales, puede decirse que la mayor o menor estabilidad de un material, se alcanza cuando se reduce a un mínimo la cantidad de vacíos y para que esto pueda lograrse, se requiere una sucesión adecuada de tamaño, que permita que los huecos dejados por las partículas mayores sean ocupados por partículas de menor tamaño y que a la vez, en los huecos que dejan estas últimas se acomoden partículas más finas y así sucesivamente.

3.- Peso Volumétrico Seco Máximo : Esta prueba es conocida bajo el nombre de Prueba de Compactación de Proctor, se refiere a la determinación del peso por unidad de volumen, que ha sido compactado por un procedimiento definido para distinto contenido de humedad.

Los objetivos de esta prueba son los siguientes:

a).- Determinar el peso volumétrico máximo que puede alcanzar el material de que se trate, así como la humedad óptima a que deberá hacerse la compactación.

b).- Determinar el grado de compactación alcanzado por el material durante la construcción o en terracería ya construida, relacionando el peso volumétrico obtenido en el lugar con el peso volumétrico máximo Proctor.

La prueba de Proctor trata de reproducir, en el laboratorio el tipo de compactación que se obtiene en los rodillos pata de cabra, es decir, una compactación uniforme de la parte inferior hacia la superficie de la capa compactada.

En todos los suelos, al incrementar la humedad se proporciona un medio lubricante entre sus partículas, que permite un cierto acomodo de estas cuando se sujeta a esfuerzos de compactación. Si se sigue incrementando la humedad hasta la óptima, empleando el mismo esfuerzo de compactación, se llega a obtener el mejor acomodo de la partícula del suelo y por consecuencia el peso volumétrico seco.

4.- Valor Relativo de Soporte : La prueba estándar de Valor Relativo de Soporte, nos sirve para determinar la calidad del suelo y el destino que se le puede dar por ese concepto. Dicha prueba consiste en medir la resistencia a la penetración de un espécimen compacto a la humedad óptima de Porter, con una carga unitaria de 140.6 kg/cm^2 y después de haber sido saturado en agua hasta lograr su máxima expansión.

Los pasos necesarios para verificar la prueba son los siguientes:

a).- Obtención de la humedad óptima de Porter, por compactación de varios especímenes con la carga unitaria de 140.6 kg/cm^2 a diversas humedades.

b).- Saturación del espécimen compactado a humedad óptima hasta que se alcance su máxima expansión.

c).- Determinación de la expansión sufrida durante la saturación.

d).- Determinación de la resistencia a la penetración.

La carga registrada para la penetración de 2.54 cm (1"), se debe expresar como un porcentaje de la carga estándar de 1,360 kg y si la prueba estuvo bien ejecutada, el porcentaje así obtenido es el Valor Relativo de Soporte correspondiente a la muestra ensayada.

Con el resultado así obtenido en esta prueba se clasifica el suelo usando la siguiente tabla, que indica el empleo que puede darse al material, por lo que a Valor Relativo de Soporte se refiere:

V.S.R.	CLASIFICACION
0-5	Sub-rasante muy mala.
5-10	Sub-rasante mala.
10-20	Sub-rasante regular o buena.
20-30	Sub-rasante muy buena.
30-50	Sub-base buena.
50-80	Base buena.
80-100	Base muy buena.

5.- Límites de Atterberg : Esta prueba tiene por objeto determinar la plasticidad de la porción de material, que pasa por la malla # 40 y que forma parte del suelo.

La plasticidad es una propiedad de las arcillas, que les permite cambiar su forma sin agrietarse, cuando se le sujeta a una presión, reteniendo su nueva forma cuando desaparece el esfuerzo aplicado.

La plasticidad se considera que se debe a la presencia -

de una película gelatinosa, que rodea a los granos de arcilla. En algunos casos este material gelatinoso pierde su poder, al adquirir agua cuando ha sido secado totalmente, de aquí la necesidad de hacer las pruebas de Atterberg, Procurando esto en lo posible, el secado y tomar por cuarteo la porción de muestra con que se van a verificar dichas pruebas. Es necesario - también dejar el material con cierta humedad en término no menor de 24 hrs., a fin de permitir que ponga de manifiesto su plasticidad.

La porción de un suelo que pasa la malla # 40 presenta - una consistencia plástica para un contenido de humedad comprendido entre los límites, el límite plástico y el límite líquido y su amplitud es medido por el índice plástico.

El Límite Líquido : Se un suelo plástico, se define como el estado de dicho suelo para el cual se considera que existe una división entre las consistencias plásticas y semilíquidas.

El Límite Plástico : Es el estado en que se considera - que existe una división entre las consistencias plásticas y semisólidas de un suelo.

Los suelos de alto índice plástico, son afectados notablemente por la variación en su contenido de humedad, aumentando de volumen por los incrementos de humedad y contrayéndose cuando esta disminuye. Estos cambios volumétricos perjudican grandemente, la estabilidad de la pista, pues en el tiempo de estiaje cuando disminuye el contenido de humedad, las contracciones que sufre el material provoca la formación de grietas, que fácilmente permiten el paso del agua durante la temporada de lluvias, lo que disminuye considerablemente el valor soportante de los suelos, llegando frecuentemente a provocar fallas que trasciende hasta la carpeta.

III.- Estratigrafía y Propiedades : La estratigrafía de la zona se encuentra bastante uniforme y formada como se describe a continuación.

Superficialmente se encuentra un estrato de limo de 25 cm. de espesor de baja compresibilidad y de plasticidad baja a media (ML). en seguida se encuentra un estrato de arcilla de alta plasticidad (CH), con un espesor promedio de 65 cm. - Subsuyaciendo a este estrato se encontró un manto de arena fina arcillosa (SC), cuyas características se consideraron satisfactorias para su empleo en la construcción de la sub-rasante. El nivel de aguas freáticas se localizó a profundidades de 1.1 a 2.0 m., sin embargo estos estudios fueron realizados en una temporada entre el estiaje y la temporada de lluvias, asegurando los habitantes de la región que el nivel de agua freática puede encontrarse a profundidades mayores o menores según sea la época del año, fig.(2).

4.2.-PAVIMENTOS.

Un pavimento puede definirse como la capa o conjunto de capas de materiales apropiados, comprendidos entre el nivel superior de las terracerías y la superficie de rodamiento, cuyas principales funciones son la de proporcionar una superficie de rodamiento uniforme de color y textura apropiada, resistente a la acción del tránsito, a la del intemperismo y otros agentes perjudiciales, así como transmitir carga.

En otras palabras el pavimento, es la superestructura de la obra vial que hace posible el tránsito expedito de los vehículos, con comodidad, seguridad y economía previsto por el proyecto. La estructura o disposiciones de los elementos, así como las características de los materiales empleados en su construcción, ofrece una gran variedad de posibilidades, de -

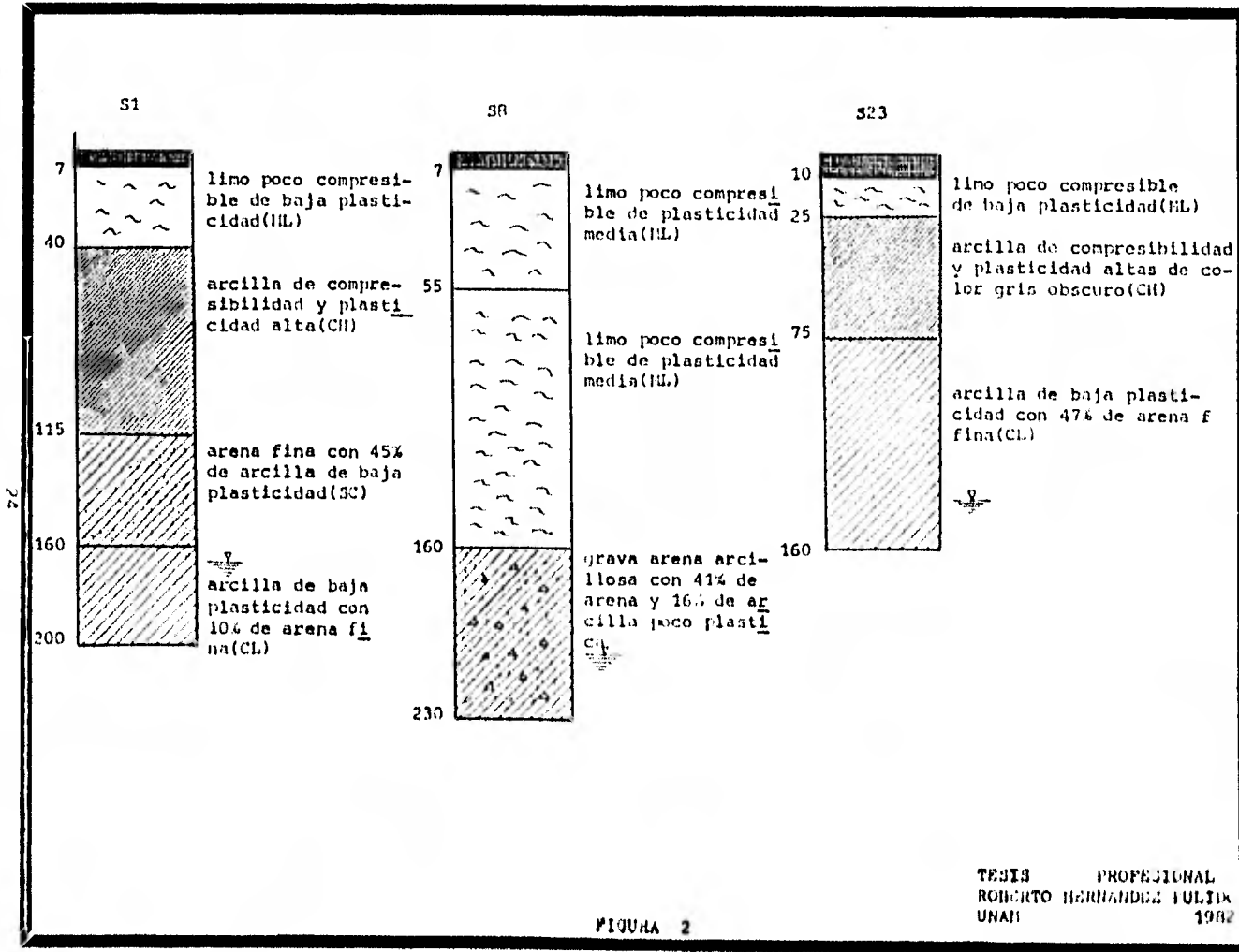


FIGURA 2

TESIS PROFESIONAL
 ROBERTO HERNANDEZ JULIAN
 UNAH 1982

tal suerte que pueden estar formados por una sola capa o más comunmente por varias y a su vez dichas capas pueden ser de materiales seleccionados, sometidos a diversos tratamientos. Su superficie de rodamiento propiamente dicha puede ser una carpeta asfáltica, una losa de concreto hidráulico o estar formada por acumulaciones de materiales pétreos compactados. De hecho la actual tecnología contempla una gama muy diversa de secciones estructurales diferentes y elegir la más apropiada para las condiciones específicas del caso que se trate, no es por cierto la tarea más sencilla a que se enfrenta el especialista.

De un modo bastante arbitrario y con fines fundamentalmente prácticos, los pavimentos se pueden clasificar en dos grupos:

- a).- Pavimento Flexible.
- b).- Pavimento Rígido.

a).- Pavimento Flexible ; Está constituido por tres capas de materiales, según se observa en la fig.(3), llamadas - capa Sub-base, capa Base y capa Superficial o Carpeta de Rodamiento.

Capa Sub-base ; La capa sub-base esta colocada directamente sobre el terreno natural compactado de forma adecuada, es usualmente compuesta de grava no procesada o de los materiales selectos de la excavación del sitio. Su función es semejante a la capa Base, (que se explicara en parrafos siguientes) aunque en mejor grado. Es decir se lo considera una preparación para recibir a la capa Base.

Capa Base ; Es la componente principal, estructuralmente

de un pavimento flexible. Tiene como función principal la distribución de las cargas de ruedas, en la cubriente o cimiento del pavimento. Esta función es complementada por la capa Sub-base.

La capa Base, debe tener suficiente espesor y adecuada estabilidad para :

- a).- Prevenir la falla de la Sub-base.
- b).- Soportar los esfuerzos producidos en ella misma.
- c).- Resistir las presiones verticales que tienden a producir consolidación de la capa Superficial.
- d).- Resistir los cambios de volúmenes causados por fluctuaciones de temperatura y humedad, en los materiales que la componen.

La estabilidad de la capa Base está determinada por la composición de la mezcla, las propiedades físicas y los materiales que la componen.

Los materiales son generalmente, piedra dura triturada o grava seleccionada mezclada en ciertos casos con aglutinantes que puede ser cemento común.

Capa Superficial o Carpeta de Rodamiento : Está constituida, por una mezcla de material bituminoso y agregados inertes, que deben tener ciertas características de sanidad, angulosidad y granulometría.

Sus funciones son las siguientes:

- a).- Impermeabilización de las capas inferiores.
- b).- Evitar las partículas sueltas que la constituyen y que puedan causar daños a los vehículos que la utilizan.
- c).- Transmitir los esfuerzos a las capas inferiores.
- d).- Evitar la erosión de las capas inferiores por los efectos del tráfico.

Para que las mezclas de los materiales cumplan satisfac-

toricamente estos requisitos, deberán producir una superficie continua, uniforme y relativamente lisa, con gran estabilidad y durabilidad.

b).- Pavimento Rígido : Esta pavimento consiste de una serie de losas de concreto, usualmente colocadas en un cimiento de material compactado, que es la capa Sub-base. Por lo general en este pavimento no hay necesidad de colocar una capa Base, ya que debido a la gran rigidez del concreto, que es mayor que la de la capa Superficial bituminosa en los pavimentos flexibles, las presiones en la cimentación son más bajas, de aquí que la calidad de la Sub-base no necesita ser alta, - fig.(4).

La diferencia entre los dos pavimentos, es fundamental - en la manera en que se distribuyen las cargas en la sub-rasante. El pavimento Rígido, por causa de su rigidez y alto módulo de elasticidad, tiende a distribuir la carga sobre un área mayor de suelo, así una mayor porción de capacidad estructural es proporcionada por la losa misma, por esto el principal factor considerado en el diseño de pavimentos rígidos, es la resistencia del concreto hco., ya que las variaciones pequeñas en la resistencia de la sub-rasante, tienen poca influencia en la capacidad estructural del pavimento.

En algunos casos, la Sub-base tiene otras funciones:

- a).- Control de uniformidad en el soporte de las losas,
- b).- Control de bombeo, el agua puede llegar a meterse - debajo de las losas y producir socavación por efecto de bombeo, quitándole soporte a la misma y dando lugar a que se presente la fractura. Si se tiene un asiento rígido y permeable, se disminuya este efecto y en ocasiones se elimina.
- c).- Control de esfuerzos de contracción y dilatación -

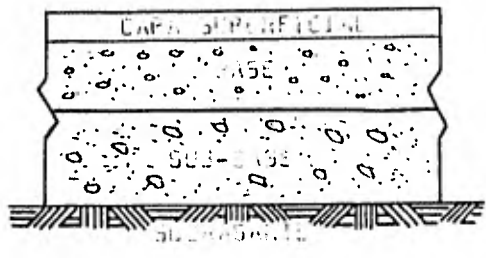


FIG. 3

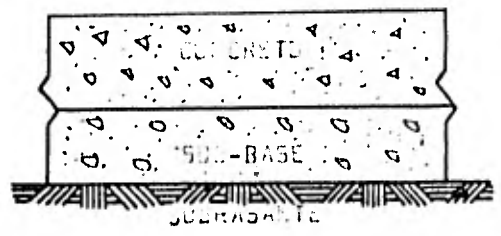


FIG. 4



(a) (b)

sección típica de pavimentos
(a) carreteras (b) pista

FIG. 5

con la sub-base, se controlan los cambios de volumen diferenciales entre losas de concreto y la sub-basante.

4.3.- DIFERENCIA DE PAVIMENTOS ENTRE CARRETERAS Y AEROPUERTOS.

a).- Canalización del tránsito de vehículos : En carreteras de cuatro carriles como máximo en ambos sentidos, por la legislación de la velocidad el tránsito pesado se canaliza hacia la derecha de las carreteras, esto con un mayor significado en las carreteras montañosas. Esta canalización provocaría que en el caso de una pavimentación diferencial, el mayor espesor se ubicaría en las orillas de la carretera, esta canalización plantea un tránsito en el sentido transversal, de manera que las cargas más grandes transitan en las orillas del pavimento.

En el caso de aeropuertos la situación es diferente, ya que por las características de operación de las pistas y calles de rodaje, estas son marcadas con pintura y en algunas ocasiones con sistemas luminosos, a lo largo del eje de la vía. Esta condición sugiere, que en el caso de aeropuertos la canalización del tránsito se efectúe en el centro de la pista y de las calles de rodaje, lo cual provoca que se diseñen pavimentos diferenciales, el mayor espesor del mismo se encuentra entre los 16 y 18 m. al centro de la pista, fig.(5).

b).- Intensidad de carga : Los camiones más pesados que transitan en una carretera, son del orden de 30 a 50 toneladas con vehículos del tipo semi-trailer, que incluyendo la rueda del tractor llegan a tener 10 llantas.

De lo anterior, a diferencia en los aeropuertos un avión con el mismo peso, como por ejemplo el 727, el 737 o el DC-9

tienen únicamente 4 llantas principales y 2 ruedas auxiliares.

De lo cual se deduce, que la intensidad de carga por rueda es mayor y muy superior en aeropuertos, que en carreteras, máxime si consideramos aviones tan pesados como el Boeing 747 cuyo peso máximo es de 330 toneladas y únicamente tiene 16 - ruedas principales y 2 auxiliares.

c).- Frecuencia del Tránsito : En carreteras la separación entre vehículo y vehículo subsecuente dependerá de la propia geometría de la carretera y de la velocidad de circulación.

Así a velocidad baja se puede tener un vehículo en lapsos menores de un segundo.

En aeropuertos por razones de control de tránsito aéreo, bajo condiciones visuales, la separación máxima entre un avión precedente y un subsecuente no puede ser inferior a la distancia, que hay entre el umbral de aproximación de la pista y el punto donde el avión precedente la desocupa, para el subsecuente dependerá del número de calles de rodaje de salida que la pista tenga, de la velocidad de salida y de las condiciones meteorológicas de operación.

d).- Pavimento diferencial en sentido longitudinal ; En carreteras a lo largo de las mismas, el pavimento está sujeto a las mismas acciones de las cargas ya que independientemente de la velocidad, el peso del vehículo no cambia y solamente para un vehículo en particular, se presentaría una reducción en el peso a lo largo de la trayectoria, por el consumo de combustible cuyo peso es despreciable con el del propio vehículo.

En aeropuertos la operación de los vehículos se debe considerar bajo otras bases, ya que analizando un despegue a me-

cida que aumenta la velocidad se empieza a generar sustentaciones en las alas, las cuales empiezan a liberar el peso del avión sobre el tren de aterrizaje y como consecuencia sobre el pavimento. Por lo anterior se puede deducir, que en aquellas pistas del aeropuerto que no son usadas como rodajes, es posible en el tramo central (longitudinal), reducir el espesor del pavimento ya que las cargas actuantes son menores que al inicio de la carrera. Por lo que se refiere al aterrizaje, los pesos no son críticos y no afectan al diseño de pavimentos.

e).- Condiciones de rugosidad de la superficie de rodamiento : En los trayectos largos y velocidades uniformes, los vehículos carreteros pueden entrar en resonancia si se tienen alteraciones de la rugosidad en forma uniforme, como por ejemplo; las juntas transversales en los pavimentos de concreto hidráulico. Esta resonancia que puede ser notoria, o no la percibe el organismo del conductor y el cerebro, dentro de una caja de resonancia que es el cráneo puede llegar a perder sensibilidad para efectos de reflejos.

En aeropuertos la situación, es totalmente diferente ya que un vehículo en particular, es capaz de responder para efectos de resonancia, a una cierta longitud de onda y a una frecuencia en particular de esa misma onda, dependiendo de la velocidad de la amplitud de la onda y de la resistencia de los amortiguadores. En el caso de los aviones modernos, en donde la base del tren de aterrizaje, llamando a esta distancia, la que existe entre la rueda de nariz y el eje transversal que pasa por el centro de gravedad de los trenes principales, medida a lo largo del fuselaje, si es muy grande el efecto de la rugosidad del pavimento puede tener dos efectos,

Uno el de vibración aleatoria por efectos de la rugosidad y otro de oscilación por efecto también de la rugosidad y lo del perfil de la pista.

f).- Condiciones de Operación : En cualquier vía terrestre, es relativamente fácil modificar la circulación de vehículos, alternando la velocidad de los mismos para efectuar reparaciones, atender accidentes o efectuar trabajos de mantenimiento rutinario.

En los aeropuertos no es posible considerar esta posibilidad, ya que la velocidad de desplazamiento de los aviones depende de su peso y de las necesidades que se tengan de generación de sustentación o frenamiento; por lo que no es simple realizar trabajos sobre una pavimentación de un aeropuerto que ya está en operación.

4.4.- PAVIMENTO FLEXIBLE.

a.- Teorías de Diseño :

Existen varias teorías de diseño para los pavimentos flexibles, basadas todas ellas en la teoría fundamental de Boussinesq. La teoría de Boussinesq, considera un material ideal perfectamente elástico y homogéneo que cumple con la ley de Hooke, es decir :

$$s = G \cdot c$$

En donde: s = Esfuerzo
 c = Deformación
 G = Módulo de elasticidad.

De otra forma está, el esfuerzo de un material homogéneo y elástico, es directamente proporcional a la deformación siendo

do el coeficiente de proporcionalidad, el módulo de elasticidad de dicho material.

De lo anterior, Boussinesq encontró el valor del esfuerzo vertical a cualquier profundidad, debido a una carga concentrada en la superficie :

$$\nabla_z = k \frac{P}{z^2}$$

en donde "k" es el coeficiente de proporcionalidad y vale :

$$k = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}$$

en la cual:

z = Profundidad

r = Distancia radial desde la carga puntual

Ademas de considerar el esfuerzo radial horizontal y encontrar la deformación elástica para una carga circular, llegamos despues de pasos matemáticos a la siguiente ecuación:

$$\Delta = \frac{p \cdot a}{E} \cdot f$$

en donde:

p = Carga unitaria sobre la placa circular

z = Profundidad

a = Radio de la placa

$$f = \frac{3}{2} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2\right]^{1/2}}$$

El caso que nos interesa es cuando $z = 0$, es decir en la superficie, entonces la ecuación anterior nos da $f = 1.5$ y la ecuación de Boussinesq nos queda:

$$\Delta = 1.5 \frac{p \cdot a}{E}$$

Como lo más común del pavimento flexible, es el que esté formado de 2 o más capas de materiales, con módulo de elasticidad diferente que decrecen con la profundidad, para con ello disminuir el asentamiento y el esfuerzo en la subrasante, la ecuación de Boussinesq, no es directamente aplicable. Burmeister encontró dos ecuaciones aplicables para dos capas diferentes, a saber:

$$\Delta = 1.5 \frac{p \cdot a}{E_2} F_2$$

Para carga aplicada a través de una placa circular flexible.

$$\Delta = 1.18 \frac{p \cdot a}{E_2} F_2$$

Para una carga aplicada a través de una placa circular rígida.

en donde:

p = Carga por unidad de área sobre la placa

a = radio de la placa

E_2 = módulo de elasticidad de la capa inferior

F_2 = factor adimensional dependiente de la relación de módulos de elasticidad, del pavimento y de la subrasante y de la relación $\frac{z}{a}$

b.- Métodos de Diseño :

b.1.- Método del cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (C.E.I.).

Este procedimiento, se basa en la realización y resultados de la prueba llamada California Bearing Ratio (C.B.R.), - conocida en México como prueba del Valor Relativo de Soporte (V.R.S.).

Consiste en encontrar la capacidad portante, de un suelo a través de una prueba de esfuerzo por penetración.

La prueba C.B.R. es una prueba de penetración, cuyo resultado es un índice que expresa la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. La prueba consiste en penetrar la muestra de suelo (compactada en laboratorio, inalterada, o prueba "in situ") por medio de un pistón de 3 pulg² (19.35 cm²) de área (aproximadamente 2 pulg (5 cm) de diámetro) a una velocidad de carga que provoque una penetración de 0.05 pulg/min (1.3 mm/min). El C.B.R. del suelo es su resistencia a la penetración del pistón de 0.1 pulg (2.54 mm) expresada como un porcentaje respecto a la resistencia de una grava triturada estandarizada. La grava triturada estándar tiene una resistencia de 1,000 lb/pulg² (70.37 kg/cm²), es decir requiere de una fuerza sobre el pistón de 3,000 lb (1,361 kg).

Sin embargo, si el C.B.R. calculado a partir de una penetración de 0.2 pulg (5.08 mm), es mayor, se utiliza este último para propósito de diseño.

Una de las ventajas del método C.B.R., es la sencillez con la que el diseño puede ser llevado a cabo, pero tiene la desventaja que como la prueba es empírica, el diseño está basado en correlaciones.

El método C.B.R. requiere además pruebas adicionales de laboratorio, como son las granulometrías y la determinación de los límites de Atterberg.

Al adoptar el Cuerpo de Ingenieros el método C.B.R., partió de las curvas de diseño para carreteras (en el estado de California) existentes en esa época; en la fig(6) se muestra dichas curvas; la curva B indica el espesor mínimo de pavimento requerido para tráfico ligero y la curva A el requerido para tráfico pesado, que era de 9,000 lb (4,092 kg) por rueda.

Debido a las diferencias de intensidad de las cargas y de canalización del tráfico, el cuerpo de ingenieros supuso que la carga de 9,000 lb (4,082 kg) por rueda de vehículo terrestre era equivalente a una carga de 12,000 lb (5,443 kg) por rueda de avión.

El método de extrapolación de las curvas para mayores cargas de rueda sencilla se muestra en la fig(7).

Los esfuerzos cortantes fueron calculados para varias cargas de rueda y graficados en función de la profundidad, como se indica en la fig(7). Se considera una presión de contacto de 60 lb/pulg² (422 kg/cm²) que era la presión de inflado de los aviones militares de la época; así mismo, se consideró que el área de contacto era circular.

La curva de la extrema derecha de la fig(7), corresponde a los esfuerzos cortantes calculados para una carga de rueda sencilla de 12,000 lb (5,443 kg); algunos valores de C.S.R. de la curva A de la fig(6), también se han indicado en función del espesor. Por ejemplo, en la fig(7) para una carga de 12,000 lb (5,443 kg), el esfuerzo cortante a una profundidad de 21 pulg (53.3 cm) es de 5 lb/pulg² (0.35 kg/cm²); de la curva A, fig(6), el C.S.R. para esta misma profundidad es 3%. Los espesores de base y carpeta correspondiente a los valores C.S.R. de 3, 5, 7 y 10 % están graficados en esta curva de esfuerzos.

A partir de lo anterior se supuso que un esfuerzo cortante de 5 lb/pulg² (0.35 kg/cm²) correspondía a un C.S.R. de 3%. Entonces, para extrapolar los valores C.S.R. a una carga por rueda de 25,000 lb (11,340 kg), un esfuerzo cortante de 5 lb/pulg² (0.35 kg/cm²) se presenta a la profundidad de 21 pulg (53.3 cm). Por lo tanto, una subbase que tenga un C.S.R. de 3% y que vaya a soportar una carga por rueda de 25,000 lb

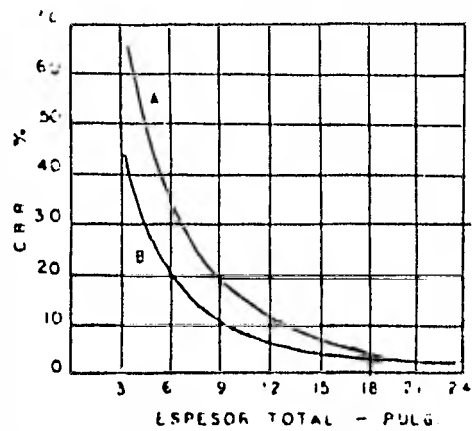


Fig. 6 .- Espesor total de base y carpeta en relación con los valores del C.B.R.

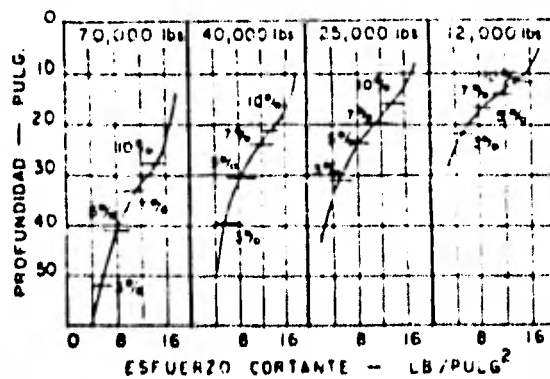


Fig. 7 .- Extrapolación de los espesores de pavimento de carreteras por medio de la teoría elástica.

.11, 240 kg), requiere un espesor de pavimento de 21 pulg. - - (78.7 cm). El mismo procedimiento se utilizó para las demás cargas por rueda mostradas en la fig(7).

Las profundidades que presentan espesores, fueron entonces graficadas relacionándolas con los valores de C.B.R. y obteniéndose las primeras curvas tentativas de diseño como la mostrada en la fig(8).

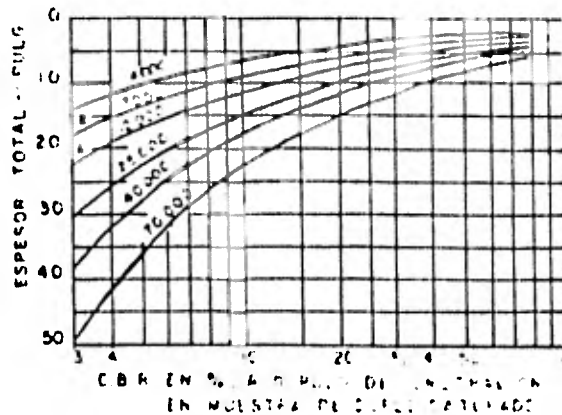


Fig. 8.- Curvas tentativas de diseño de pavimento flexible.

Desde el punto de vista teórico, las condiciones de cálculo tienen grandes limitaciones, una de las cuales es la suposición de la homogeneidad del suelo lo cual no es absolutamente cierto en la práctica.

En base a las observaciones del comportamiento de pavimentos, construidos durante las últimas dos décadas y en correlaciones del comportamiento con los valores de C.B.R., ocurridas por las diferentes capas de estos pavimentos, el Cuerpo de Ingenieros del ejército de los E.U.A., propone la siguiente expresión para determinar el espesor de un pavimento en aeropuertos.

$$e = 2.5 F \sqrt{\frac{P}{0.1 \text{ C.B.R.} - \frac{1}{4}}}$$

en donde:

e = el espesor total de material que debe colocarse sobre el suelo cuyo C.B.R. aparece en la expresión anterior.

$$F = 0.23 \log. C + 0.15$$

C = Volumen de tránsito en cubrimientos. Número de cubrimiento para el que se desea diseñar la pista. Un cubrimiento, es el número de pasadas de una rueda que es preciso efectuar, para cubrir por completo el tercio central de la pista con trayectorias paralelas contiguas.

P = Carga sencilla equivalente al sistema de llantas múltiples del avión en kg.

A = Área de contacto en cm^2 .

C.B.R. = V.R.S. (valor relativo de soporte de la capa subrasante, en décimos).

La ecuación anterior, solo es válida en pistas de aeropuertos y para valores de C.B.R. menores que 10 ó 17% lo cual por otra parte, cubre el intervalo de C.B.R., de subrasante más frecuente en la práctica; para estos valores la ecuación representa la forma y tendencia de las curvas de diseño, a las que se llegó por el métodos puramente empíricos. Para valores mayores del C.B.R., la fórmula anterior ya no representa a las curvas de diseño por lo que deberá recurrirse a estas últimas en cada caso particular, figuras (8a, 8b, 8c, 8d, 8e, 8f y 8g).

Ademas existe gráficos para carreteras, fig. (8h).

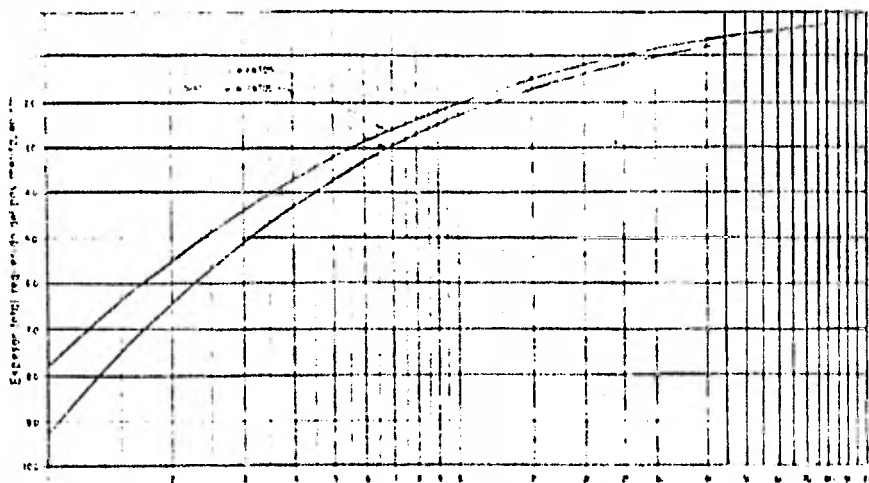


Fig. 8a. Curva de respuesta del pivote en Fig. 1 del A. 1. 1. 1. para el avión A. 1. 1.

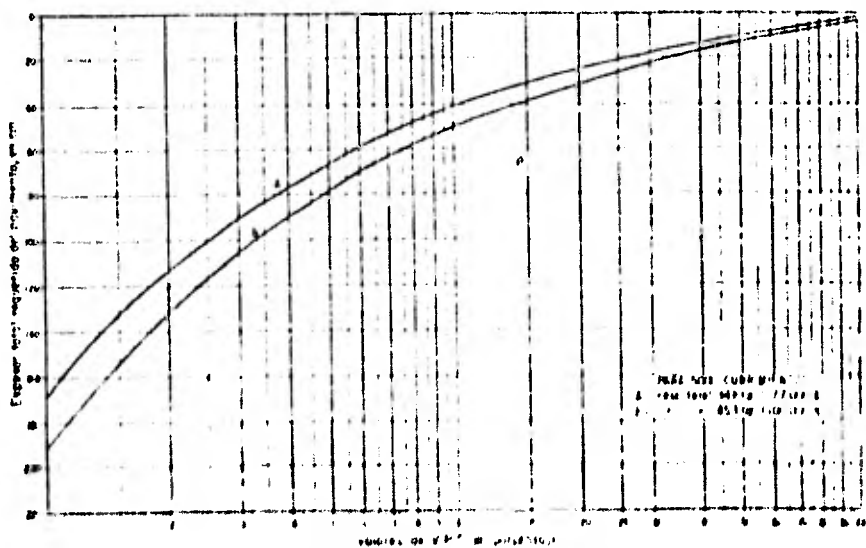


Fig. 8b. Curva de respuesta del pivote en Fig. 2 del A. 1. 1. 1. para el avión A. 1. 1.

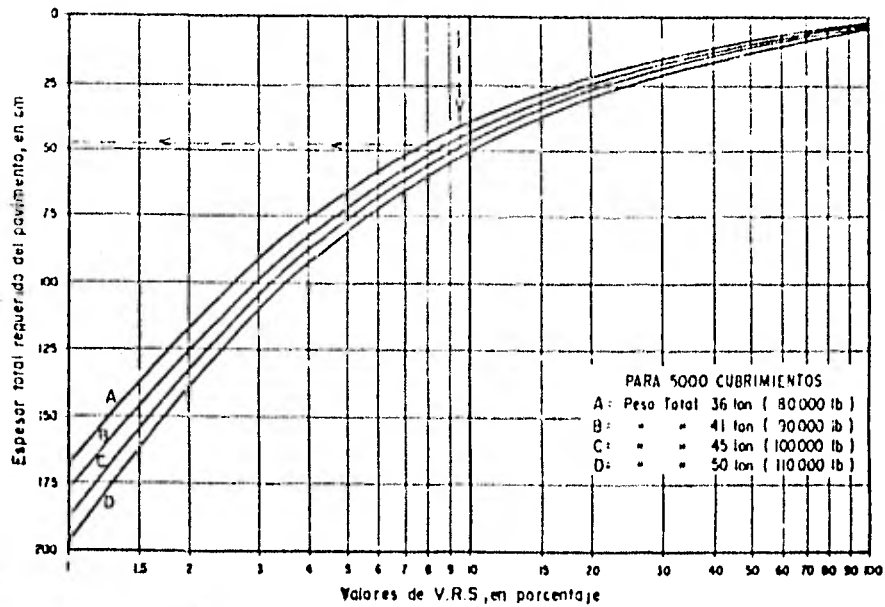


Fig. 8c.-Curvas de espesor del pavimento en función del V.R.S. para el avión C-9.

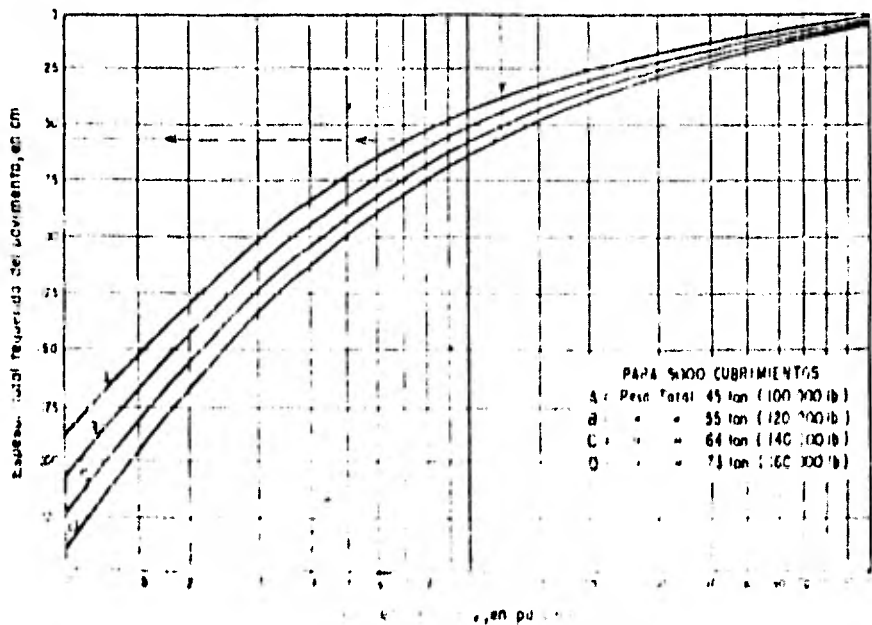


Fig. 8d.-Curvas de espesor del pavimento en función del V.R.S. para el avión Boeing 727.

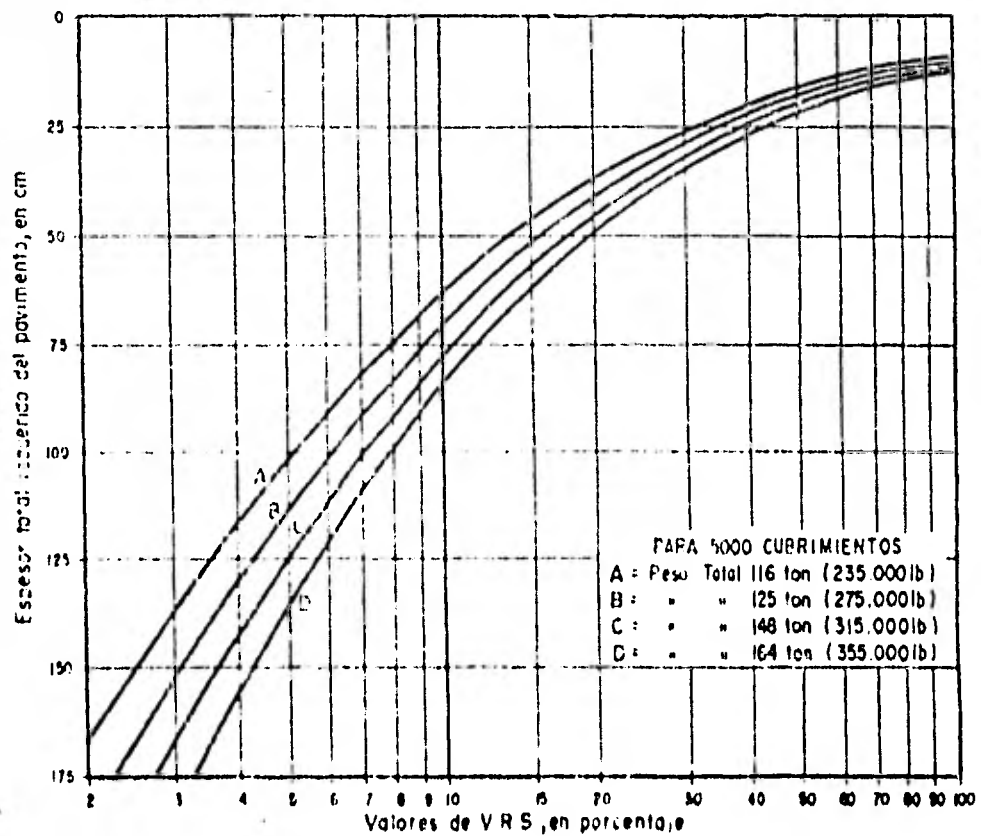


Fig. 8a.-Curvas de espesor del pavimento en función del V.R.S. para el avión Concorde (Supersónico)

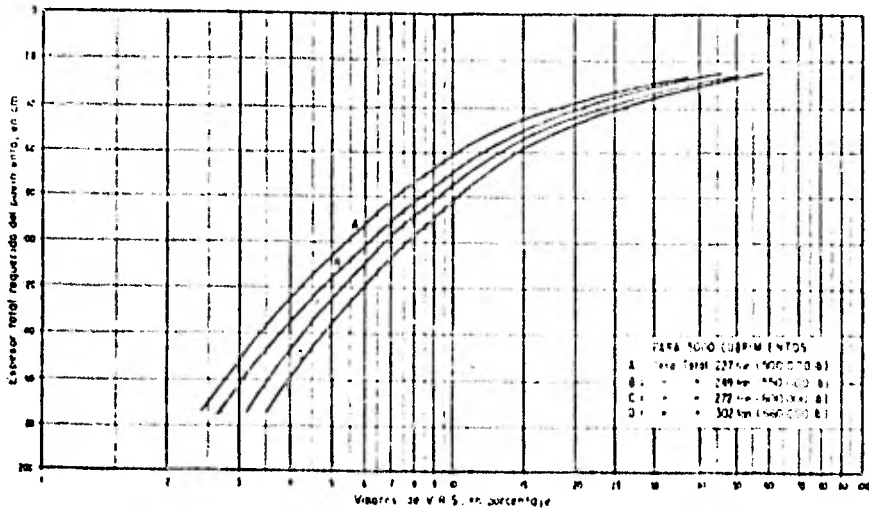


Fig. 8f.-Curvas de espesor de pavimento en función del V.R.S., para el avión Boeing 747.

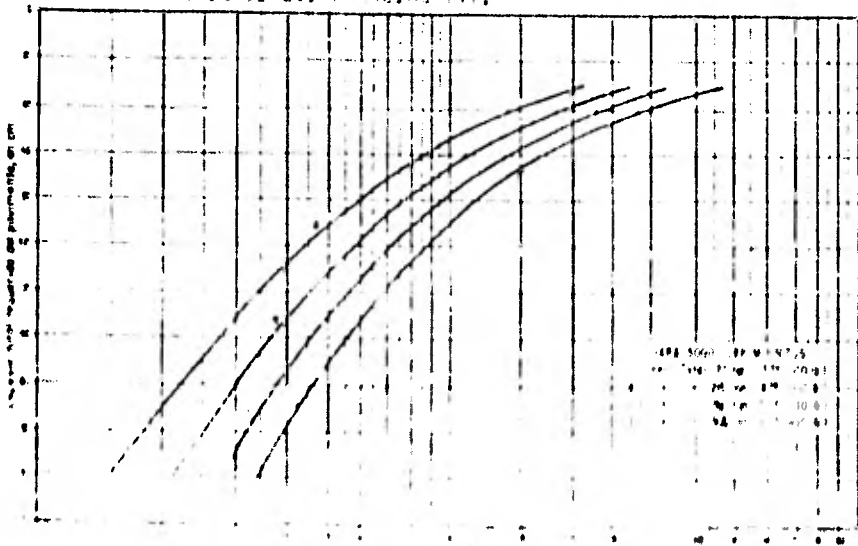


Fig. 8g.-Curvas del espesor de pavimento en función del V.R.S., para el avión Boeing 747.

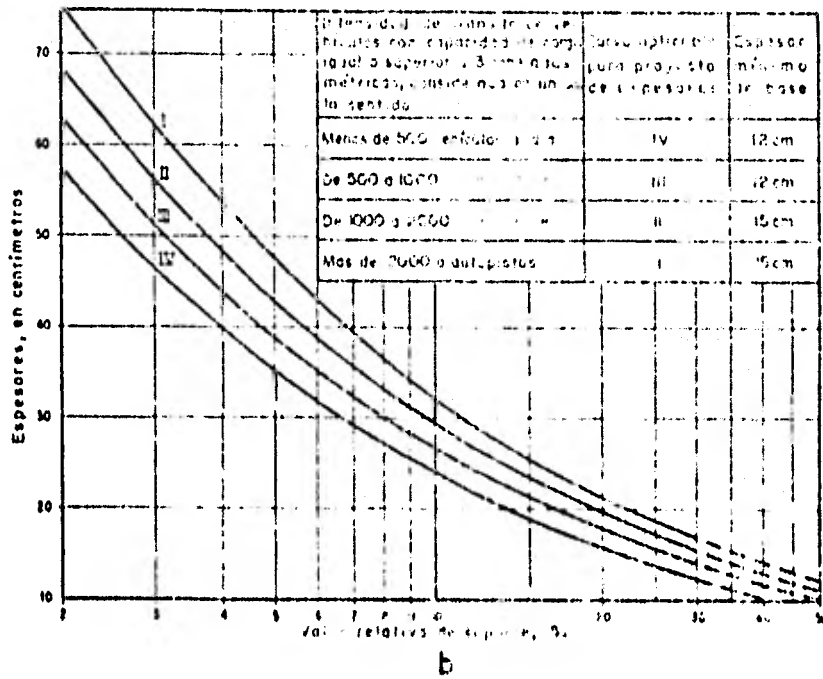


Fig. 20. Curvas para determinar el espesor mínimo en base que debe tener un pavimento a flexión, en función de la función de tráfico, para los espesores de la subbase y base.

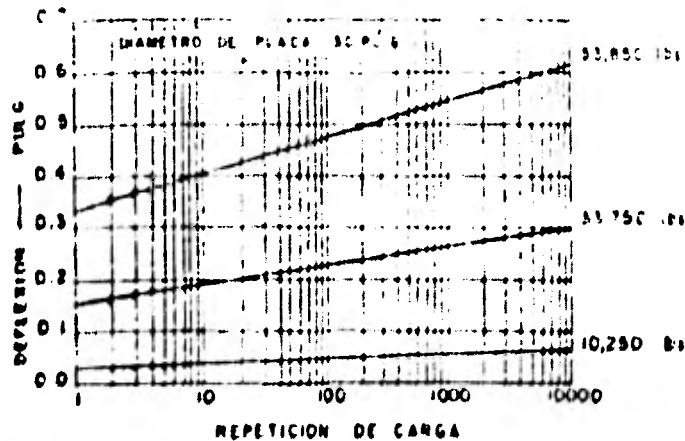
5.2.- Método canadiense para el diseño de pavimentos flexibles.

Este método fué estudiado y desarrollado por el Dr. Norman W. McLeod, ingeniero consultor del departamento de transporte.

Es básicamente un método empírico desarrollado a partir de una exhaustiva investigación de la capacidad de las pistas canadienses por medio de pruebas de placa. Estas pruebas consistían en la determinación de la capacidad de soporte de los materiales, basándose en la repetición de cargas y fueron hechas cargando placas de 12, 18, 24, 30, 36 y 42 pulg (30.5, 45.7, 61.0, 76.2, 91.5 y 107.0 cm), de diámetro. Estas se efectuaron tanto en la superficie de pavimentos como en la base y en la subrasante. Adicionalmente se efectuaron otras pruebas como la C.T.R., compresión triaxial, penetrómetro y viga Benkelman y se correlacionaron entre sí.

Los valores encontrados correspondían a la máximas cargas de rueda que las pistas de los aeropuertos canadienses, hubieran soportado durante en tránsito razonable, de aquí fue obtenida la gráfica de la fig(9).

Fig. 9



A partir de estas investigaciones el Sr. McLeod propone una fórmula, en la cual supone que la capacidad de soporte del suelo sigue una función lineal con el espesor del pavimento, expresada como sigue:

en la que:
$$T = k \log \frac{P}{S}$$

T = Espesor requerido del material granular (base), en - -
pulg.

S = Soporte del terreno en lb, para la misma área de con-
tacto, número de repeticiones y criterio de diseño -
por deflexiones.

K = Constante de la base; medida del valor de soporte de
la base por unidad de espesor y que depende del tama-
ño de la placa.

P = Capacidad de carga, lb, de la superficie del pavimen-
to aplicada mediante una placa (comumente de 30" de -
diámetro) a una deformación dada (comumente de 0.5"),
y a un número dado de repeticiones de carga (comunen-
te 10 repeticiones).

El valor de la constante de la base, k, varía según se -
muestra en la fig(9). Teóricamente el valor de la constante de
la base debe aumentar con la profundidad, sin embargo los va-
lores dados son satisfactorios para el rango de espesores nor-
malmente empleados. La relación entre el soporte de la subra-
sante empírica en 0.2 pulg de deflexión y el soporte a cual-
quier otra deflexión está dada en la fig(10).

Los requerimientos de espesores para varios cargos de rug
de sencilla y para varios valores de soporte de la subrasante
se basan en cálculos utilizando la ecuación de diseño y se -
muestran en la fig(10a y 10b).

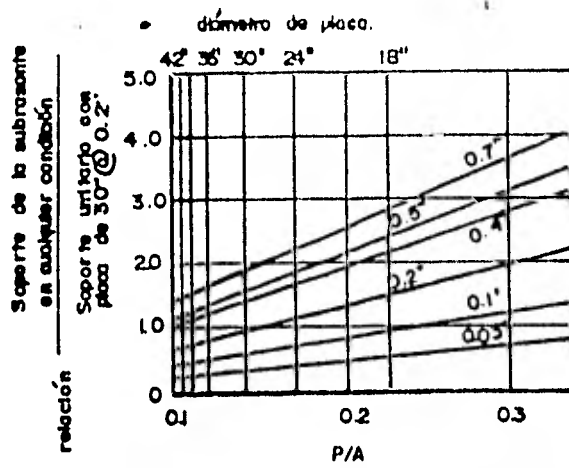


Fig. 10.-Relaciones de soporte de la subrasante.

Valor soporte de la subbase (libras) para de 30" de diámetro 0.5" de espesor - 10 repeticiones de carga.

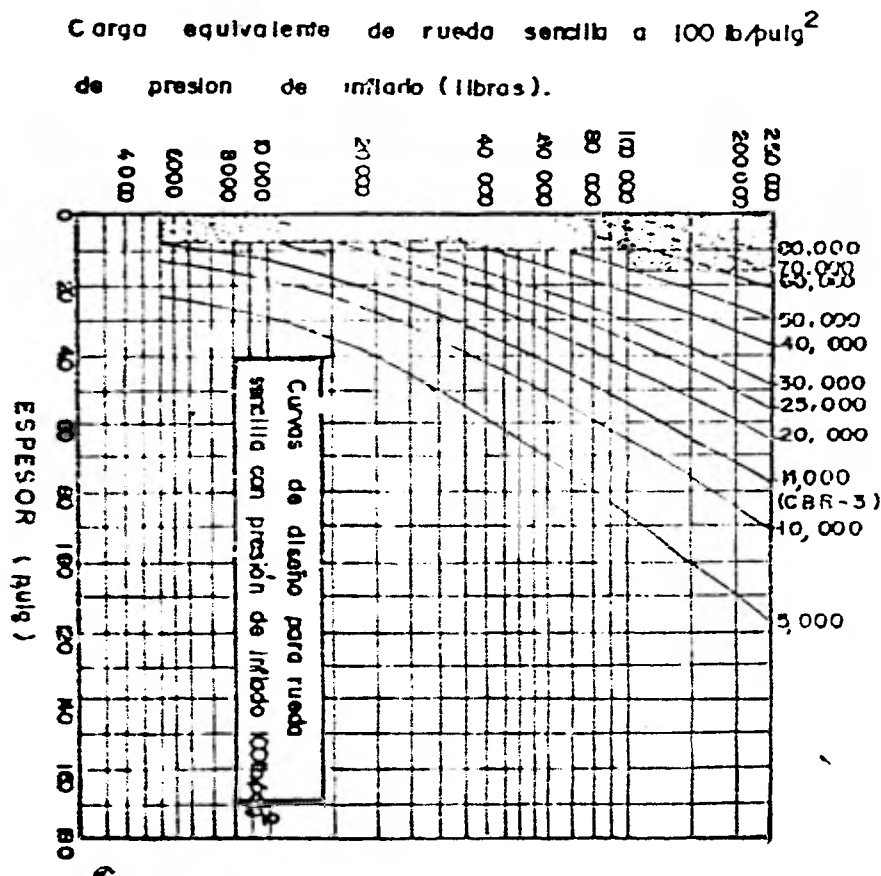


Fig. 10a.-Carga equivalente de rueda sencilla de pavimentos flexibles.

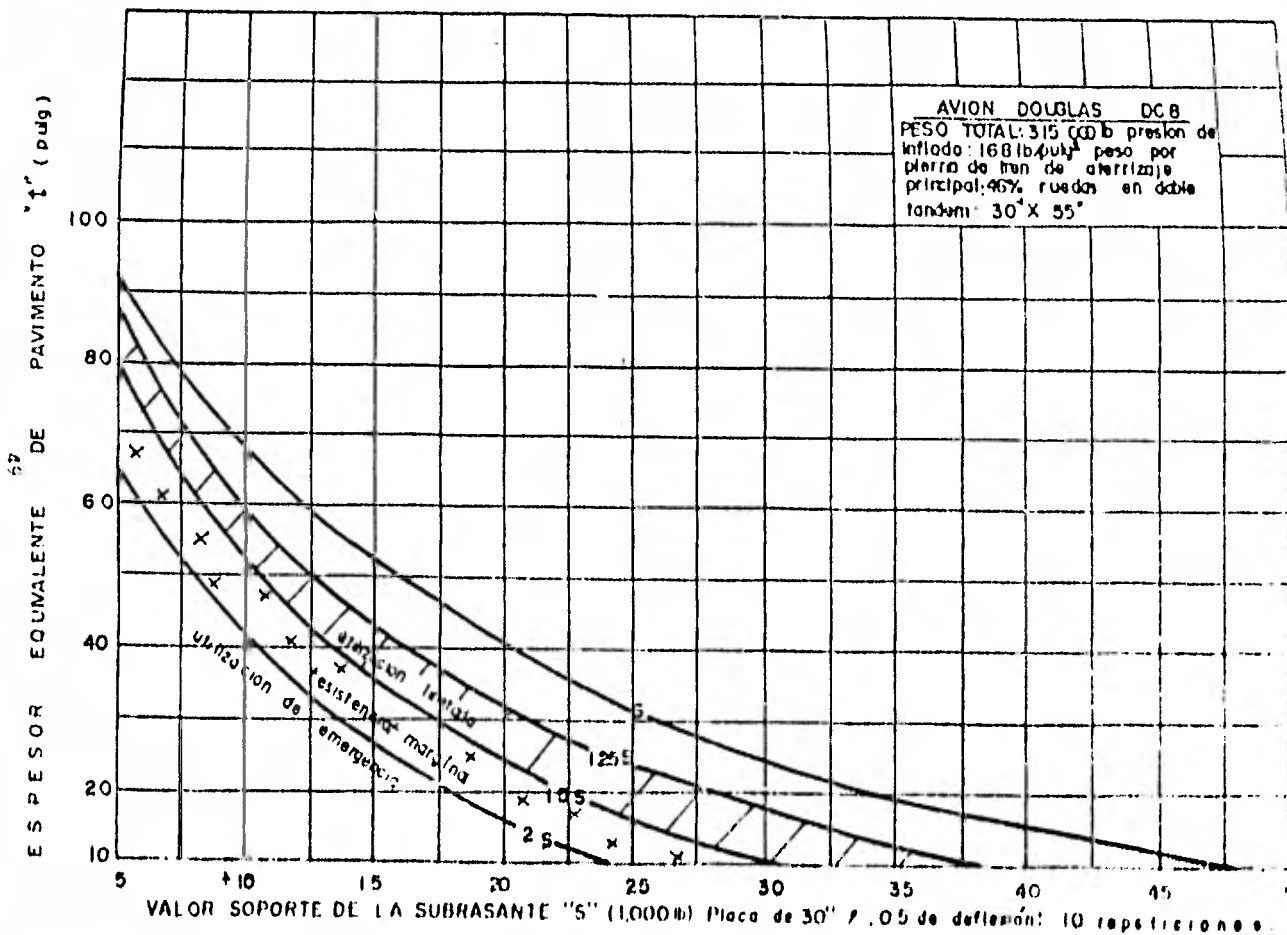


Fig. 10b Carta de diseño y evaluación de pavimentos flexibles.

(Derivada de "Transporte" de Canadá, 1969)

B.3.- Método de diseño de la Agencia Federal de Aviación (F.A.A.).

Este método está basado en la comparación de las condiciones locales del suelo, drenaje, carga, etc. con las condiciones actuales de los aeropuertos que están en servicio.

El método se basa en una clasificación de suelos especialmente desarrollada por la F.A.A. en función de las siguientes características.

El análisis mecánico del suelo y su granulometría.

- a).- Material retenido en la malla # 10 .
- b).- Material que pasa la malla # 10 y se retiene en la # 40 .
- c).- Material que pasa la malla # 40 y se retiene en la malla # 200 .
- d).- Material que pasa la malla # 200 .
- e).- La determinación del límite plástico que es definido, como el mínimo contenido de humedad con el cual el suelo mantiene propiedades plásticas.
- f).- La determinación del límite líquido, que se define como el contenido de agua con el cual el suelo pasa de estado plástico a estado líquido. El estado líquido lo definimos como el estado en el cual el suelo fluye ante una fuerza cortante.

De estos dos últimos incisos se puede obtener el que se encuentra en la tabla, que es el índice de plasticidad y que está definido como la diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico.

La clasificación del suelo mencionado solo requiere de un análisis de su granulometría y de la determinación del límite líquido y del índice plástico, sin embargo, la F.A.A. recomienda que para algunos suelos se efectúen pruebas adicionales.

los que permiten una mejor evaluación de su probable comportamiento.

Aunque el laboratorio de pruebas proporciona la determinación del tipo de suelo de la tabla de clasificación de la Agencia Federal de Aviación (F.A.A.), es importante hacer notar si existe o no buen drenaje, ya que de esto depende la calidad del suelo, así como la topografía del lugar la posición de las capas (estratos), el nivel del agua freática. Un drenaje pobre puede dar por resultado inestabilidad de la sub-rasante, mientras que bajo unas condiciones de buen drenaje, no existen acumulaciones que conducen a una baja calidad de la sub-rasante.

Las cargas de diseño en este método, están de acuerdo con el tipo de aviones en servicio. Por lo tanto, la carga representativa de diseño está dada en la siguiente tabla para cada tipo de aeropuerto.

TIPO DE AEROPUERTO	RUEDA SIMPLE EQUIV.(LBS)
Local	30,000
Trencal	60,000
Continental	75,000
Internacional	100,000

Mientras que los resultados de pruebas individuales indican ciertas propiedades físicas del suelo, el principal valor proviene del hecho que a través de la correlación de datos obtenidos es posible preparar una clasificación ingenieril de los suelos, relacionada con su comportamiento. Esta clasificación es la mostrada en la siguiente tabla en la cual está incluida la clasificación de la sub-rasante.

Esta tabla fue obtenida de la correlación de los datos -

obtenidos de diferentes ensayos en el terreno y en el laboratorio.

La Agencia Federal de Aviación apoyada en un método de diseño, ha construido gráficas para determinar el espesor de pavimento requerido, de acuerdo con la tabla antes mencionada una de estas gráficas es la que presento en la fig.(11). De forma semejante se han publicado gráficas de diseño para aviones con tren de aterrizaje de rueda sencilla y tren de aterrizaje con rueda doble.

FIGURA 11.-Clasificación de suelos y subrasantes, Método de la F.A.A.

GRUPO DE SUELO	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO				LÍMITE LIQUIDO	ÍNDICE PLÁSTICO	CLASIFICACIÓN DE SUBRASANTES			
		Material más fino que pasa la malla No 10 (num 2) en %					Buen drenaje		Drenaje pobre	
							Con heladas	Sin heladas	Sin heladas	Con heladas
Granular	E-1	0-45	40+	60-	15-	25-	6-	Fa o Rd	Fa o Ra	F1 o Rb
	E-2	0-45	15+	85-	25-	25-	6-	Fa o Ra	F1 o Ra	F2 o Rb
	E-3	0-45	-----	-----	25-	25-	6-	F1 o Ra	F2 o Rb	F3 o Rb
	E-4	0-45	-----	-----	35-	35-	10-	F1 o Ra	F2 o Rb	F4 o Rb
Partículas finas	E-5	0-55	-----	-----	45-	40-	15-		F3 o Rb	F5 o Rb
	E-6	0-55	-----	-----	45+	40-	10-		F4 o Rb	F6 o Rb
	E-7	0-55	-----	-----	45+	50-	10-30		F5 o Rb	F7 o Rb
	E-8	0-55	-----	-----	45+	60-	15-40		F6 o Rb	F8 o Rb
	E-9	0-55	-----	-----	4+	40+	30-		F7 o Rb	F9 o Rb
	E-10	0-55	-----	-----	45+	70-	20-50		F8 o Rb	F10 o Rb
	E-11	0-55	-----	-----	45+	80-	30+		F9 o Rb	F10 o Rb
	E-12	0-55	-----	-----	45+	80+	-----		F10 o Rb	F10 o Rb
U-13	Turba y otros suelos altamente orgánicos examen de campo						No deseable para subrasante			

(*) Si el porcentaje del material retenido en la malla No 10 (num 2,0) excede lo indicado, la clasificación puede ser elevada, proveer dicho material es sano y regularmente bien graduado.

b.4.- Método del Instituto del Asfalto.

El Instituto del Asfalto publicó en 1973, su nuevo método de diseño de pavimento flexible denominado "FULL DEPTH" o pavimento integral.

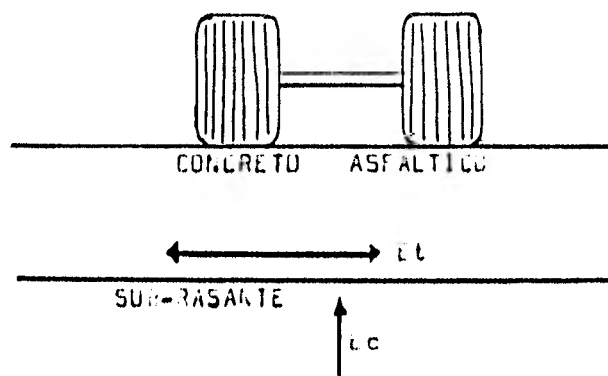
Este método utiliza el concepto de análisis de tráfico mezclado, en lugar de utilizar el concepto de avión crítico o de diseño. El avión estándar usado en este método es el DC-9-63, con peso máximo de 162,000 kgs. (358,000 lbs.).

El método se basa en la siguiente teoría: Considerar al pavimento como un sistema elástico multicapas y que cuando se le aplica una carga se produzcan dos tipos de esfuerzos críticos.

1.- Un esfuerzo horizontal por tensión, " E_t ", en la capa inferior de la parte de concreto asfáltico.

2.- Un esfuerzo vertical por compresión, " E_c ", en la parte superior de la sub-rasante.

CARGA DE RUEDA



Mayor temperatura \Rightarrow menor $|E_c| \Rightarrow$ Mayor E_c
 Menor temperatura \Rightarrow mayor $|E_c| \Rightarrow$ Mayor E_t
 E_c Módulo de elasticidad del concreto asfáltico.

Cada uno de los esfuerzos debe de ser examinado por separado en el procedimiento de diseño.

Para determinar el espesor del pavimento se requiere el módulo de elasticidad de la sub-rasante, la temperatura media anual y la mezcla de tráfico prevista.

El módulo de elasticidad de la sub-rasante, " Es ", puede ser determinado por tres pruebas:

1.- Por medición directa de la prueba de módulo de resistencia(o módulo elástico), " Mr ", que puede ser sustituido directamente en el diseño como " Es ". El módulo de resistencia se determina por medio de la aplicación de cargas repetidas en la prueba de compresión.

2.- Por aproximación a partir de la prueba C.B.R.

Es (lbs./pulg.²) = 1500 C.B.R.

Es (kgs./pulg.²) = 10,342 C.B.R.

3.- Por aproximación a partir de la prueba de la placa de 30" de diámetro, 0.5" de deflexión y 10 repeticiones de carga.

Se puede obtener también el valor de " Es ", en forma aproximada, a partir de la clasificación de suelos de la FAA.

Esencialmente el procedimiento de diseño consiste en determinar:

1.- El volumen de tráfico admisible " Na ", que es el número de repeticiones de esfuerzos equivalentes de BC-8-63-F, que es una capa de concreto asfáltico de espesor especificado puede soportar apoyada en una sub-rasante, con un determinado módulo de elasticidad y en determinadas condiciones ambientales del lugar.

2.- El tráfico previsto " Np ", que es el número de repeticiones de esfuerzos equivalentes de BC-8-63-F, basados en la proyecciones del tráfico de aviones que se espera ocurran

durante la vida del pavimento.

3.- El espesor de concreto asfáltico " Ta ", requerido para satisfacer el criterio de esfuerzos para los parámetros de proyectos establecidos.

4.5.- PAVIMENTOS RIGIDOS.

a.- Teoría de Diseño.

Como ya dijimos antes, un pavimento rígido consiste en una serie de losas de concreto relativamente delgadas colocadas sobre una sub-base.

Debido a que el módulo de elasticidad del concreto hidráulico es más grande que el de la sub-rasante o la capa sub-base, la mayor capacidad de carga la tiene la misma losa, por ello también puede ser considerada la deformación de la losa como efecto de viga.

Los esfuerzos que resultan en los pavimentos rígidos provienen de las siguientes causas:

I.- Deformaciones por cambios de temperatura; presentación de contracción y alabeo.

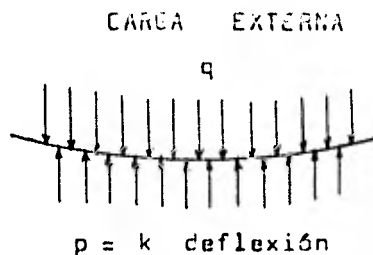
II.- Falta de continuidad en la sub-rasante o capa sub-base; presentación de esfuerzos cuando por las juntas hay infiltración de agua, se produce el bombeo y se pierde continuidad.

III.- Cargas externas aplicadas; en el caso de aeropuertos, cargas de rueda.

IV.- Deformaciones plásticas de la sub-rasante o capa sub-base; el cálculo de estos esfuerzos inducidos es extremadamente complejo y en algunos casos no pueden ser valuados, a menos que se hagan suposiciones que simplifiquen el problema.

V.- Cambios de volumen en el material de la sub-rasante o de la capa sub-base: se presentan cuando hay congelamiento del agua contenida en el suelo, y debido a la fricción de éste con la losa, se producen esfuerzos.

Para ilustrar los límites de las condiciones, consideraremos primero el simple caso de una viga apoyada en un suelo elástico.



Se supone que la presión de reacción, es proporcional a la deflexión, es decir:

$$p = ky$$

en donde:

p = Presión de reacción del suelo, en kg/cm^2 ó lb/pulg^2

y = Deflexión, en cm. ó pulg.

k = Constante de proporcionalidad, en $\text{kg/cm}^2 \times \text{cm.}$ ó $\text{lb/pulg}^2 \times \text{pulg.}$

El término k es llamado "módulo de reacción de la sub-rasante" y tiene unidades de kg/cm^2 por cm. de deflexión o sea kg/cm^3 y al suponerlo constante se implica la condición de la elasticidad de la sub-rasante. El valor numérico de k depende de la textura de la sub-rasante, densidad, mezcla, grado de compactación y otros factores que afectan la capacidad del suelo.

Rigidez Relativa de Losas: Una losa de concreto sujeta a una carga, se deforma con las características de un plato dependiendo de la posición, magnitud y área de acción de la carga.

ga. Como se dijo anteriormente la resistencia depende de la rigidez de la losa y de la rigidez del medio de soporte. Ahora bien la rigidez relativa de la losa y el medio de soporte, (sub-rasante) de acuerdo con Westergaard está definida por la siguiente ecuación que determina el "radio de rigidez relativa" y depende de las propiedades del concreto, y del espesor de la losa.

$$l = \sqrt[4]{\frac{E h^3}{12(1 - \mu^2)k}}$$

en donde:

l = Radio de rigidez relativa, en pulg.

E = Módulo de elasticidad del concreto, en lb/pulg²

h = Espesor de la losa, en pulg

μ = Relación de Poisson del pavimento.

k = Módulo de reacción de la sub-rasante, en lb/pulg²

El radio de rigidez relativa, aparece en muchas de las ecuaciones relacionadas con esfuerzos y deflexiones de los pavimentos de concreto. Algunos valores tabulares se exponen a continuación considerando que:

$$\mu = 0.15 \quad \text{y} \quad E = 5'000,000 \text{ lb/pulg}^2$$

Esfuerzos debido a alabeo: Si una losa de pavimento de concreto hidráulico, está sujeta a un gradiente de temperatura a través de su peralte, su superficie tiende a alabearse.

Los análisis matemáticos están basados en los trabajos hechos por Westergaard y posteriormente por Bracbery en donde se toman en cuenta los esfuerzos de alabeo.

Esfuerzos debido a fricción: Los esfuerzos en una losa de pavimento de concreto hidráulico, también pueden presentarse debido a la fricción como resultado de un cambio uniforme de temperatura en el cual la losa se expande o se contrae. Si se enfría uniformemente, se contrae y se agrieta, lo cual ocu

TABLA No. 1

Profundidad del pavimento "P"	500	100	150	200	250	300	350	400	500	1000
6"	26,34	28,96	27,00	26,04	24,9	23,54	22,64	21,91	20,71	17,42
6 1/2"	29,11	32,89	29,73	27,69	26,16	25,00	24,24	23,28	21,99	18,57
7"	41,35	34,78	31,47	29,23	27,05	26,42	25,42	24,54	23,25	19,55
7 1/2"	43,55	36,42	33,08	30,74	28,17	27,03	26,17	25,39	24,44	20,59
8"	45,71	38,47	34,73	32,30	30,07	28,20	28,16	27,17	26,76	21,67
8 1/2"	47,81	40,22	36,34	33,87	31,98	29,57	29,48	28,44	28,50	22,62
9"	49,93	41,94	37,94	35,30	33,33	31,36	30,33	29,47	29,77	23,61
9 1/2"	51,97	43,72	39,50	36,76	34,78	32,22	31,34	30,92		24,57
10"	54,05	45,47	41,06	38,21	36,13	34,52	33,22	32,13	30,39	25,55
10 1/2"	56,05	47,13	42,59	39,63	37,48	35,01	34,46	33,33	31,52	26,50
11"	58,04	48,81	44,19	41,04	38,87	37,08	35,68	34,51	32,64	27,44
11 1/2"	60,00	50,48	45,59	42,43	40,17	38,24	36,69	35,67	33,74	28,36
12"	61,95	52,15	47,07	43,81	41,43	39,59	38,09	36,84	34,81	29,23
12 1/2"	63,87	53,71	48,52	45,17	42,77	40,91	39,27	37,95	35,92	30,12
13"	65,78	55,27	49,95	46,51	44,00	42,23	40,44	39,11	37,00	31,12
13 1/2"	67,67	56,81	51,42	47,88	45,28	43,53	41,61	40,24	38,05	31,99
14"	69,54	58,34	52,85	49,19	46,55	44,82	42,76	41,35	39,11	32,88
14 1/2"	71,40	59,84	54,25	50,49	47,78	46,02	43,89	42,45	40,15	33,75
15"	73,24	61,32	55,65	51,79	48,98	47,20	45,02	43,51	41,13	34,62
15 1/2"	75,06	62,77	57,00	53,08	50,18	48,36	46,14	44,63	42,21	35,49
16"	76,87	64,24	58,41	54,36	51,41	49,11	47,25	45,71	43,22	36,34

Para valores de "P" entre 1000,000 y 2000,000 multiplicar el valor de "V" que se va en la tabla por 0,35
 Para valores de "P" entre 2000,000 y 3000,000 multiplicar el valor de "V" que se va en la tabla por 0,60
 Para valores de "P" entre 3000,000 y 4000,000 multiplicar el valor de "V" que se va en la tabla por 0,85

re generalmente cerca del centro. la expansión puede ocasionar rotura instantánea.

Esfuerzos debido a carga: Westergaard considera tres casos de carga concentrada:

- a.- Carga concentrada en una esquina de la losa.
- b.- Carga concentrada en el borde de la losa.
- c.- Carga concentrada en el interior de la losa.

Valorar estos esfuerzos substituyendo variables resulta sumamente laborioso. Una solución práctica puede darse utilizando las cartas de influencia desarrolladas por Pickett y Ray, para calcular los esfuerzos debido a carga. Estas cartas fueron desarrolladas haciendo dos consideraciones:

I.- Suponiendo que el terreno de soporte actúe como un líquido de alta densidad, o, Fig (11b).

II.- Suponiendo que el terreno de soporte se comporta como un sólido elástico.

Juntas.- Los esfuerzos debido a cambios de temperatura son totalmente independientes de los esfuerzos producto de las cargas, sin embargo, se presenta el caso crítico cuando los esfuerzos se suman.

Un procedimiento para controlar estas restricciones es construir dentro del pavimento, juntas transversales y longitudinales espaciadas convenientemente para disminuir los esfuerzos.

De acuerdo a como se desempeñan, las juntas se pueden dividir en:

- a.- Juntas de Contracción.
- b.- Juntas de Expansión.
- c.- Juntas de Construcción.
- d.- Juntas para evitar el Alabeo.
- e.- Juntas de Contracción; Estas juntas solo se constru-

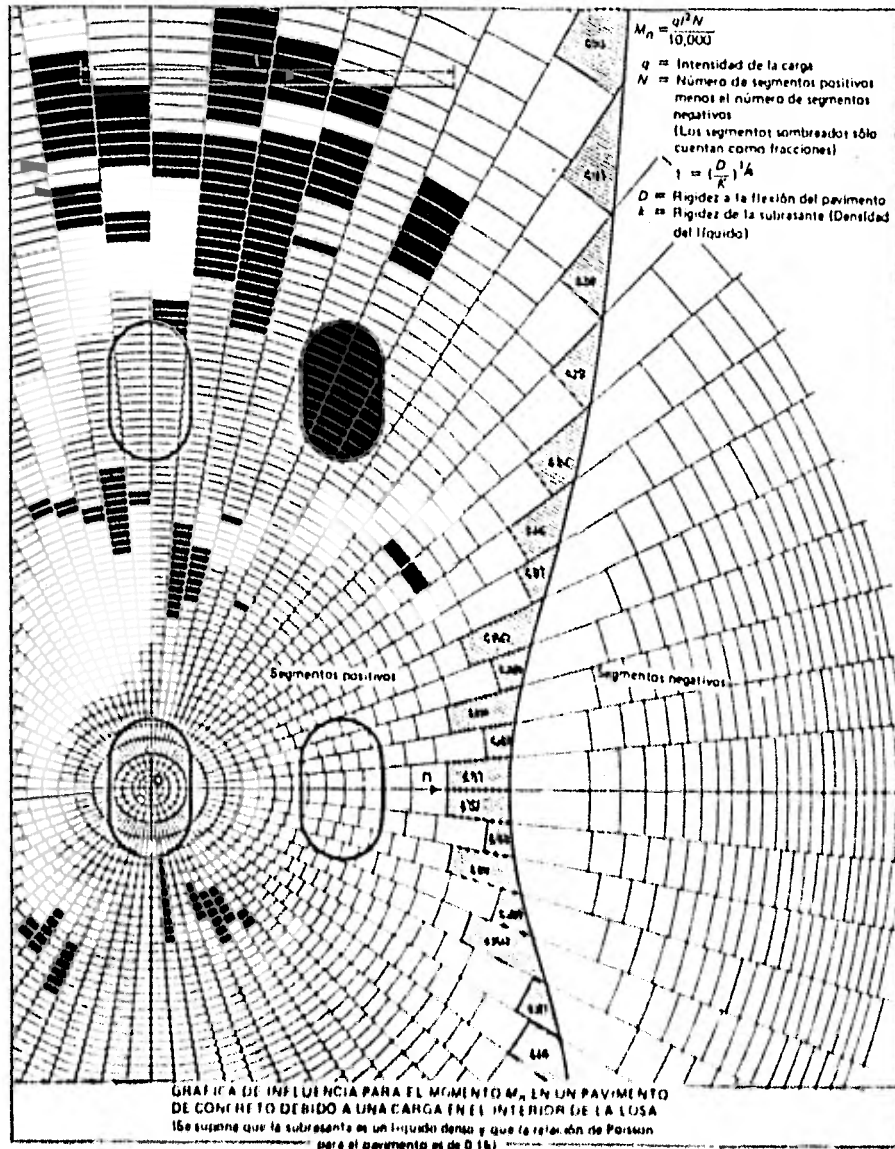


Fig. 11b Gráfica de influencia para momentos debidos a una carga en el interior de una losa de concreto

yen para que los esfuerzos de tensión en el concreto de losa disminuyan. A su vez estas pueden ser construidas de dos tipos: con barras de refuerzo o sin ellas.

En el primer caso, cuando este tipo de junta lleva barras de refuerzo, la mitad de ellas debe engrasarse para permitir el movimiento en la contracción, y deberán colocarse a la mitad del peralte de la losa. En el segundo caso son formadas durante el colado de las losas provocando una sección debil mediante una tira de cartón mecizo o madera que se preste para la junta.

Aunque varios tipos de juntas de contracción están en uso, el más usado generalmente en aeropuertos es el de tipo de junta ranurada. Este tipo de juntas es creado para reducir por medio de una ranura el área de la losa, estableciendo así un plano de falla. Fig(11a).

b.- Junta de Expansión: Por medio de estas juntas existe una abertura mucho mayor ($3/4$ pulg) que en los otros tipos de junta para dar lugar a la expansión de la losa. Esta abertura deberá estar a travez de todo el peralte, por lo cual no hay transmisión de carga, siendo necesario utilizar acero de refuerzo. El acero deberá ser barras, gruesas, lisas bien lubricadas y guardadas en un cacquillo ahogado en la losa adyacente. Fig(11a).

c.- Juntas de Construcción: Son las que debido a su construcción resultan del colado del día anterior, con el que se lleva a cabo en la jornada, la transmisión de carga se logra cuando a la junta un machibrado. Fig(11a).

d.- Juntas para evitar el alabeo: Son parecidas a las anteriores, pudiendo en ciertos casos ser innecesarias ya que el alabeo puede restringirse con el machibrado. Fig(11a). De acuerdo con su localización, las juntas pueden dividirse en:

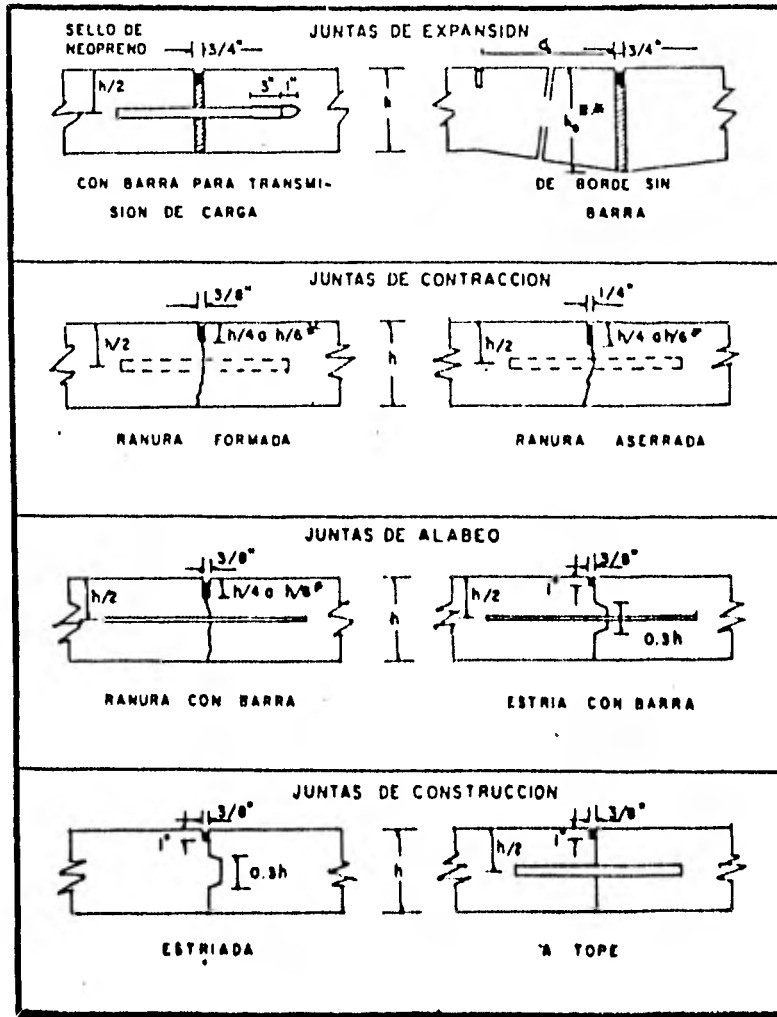


Fig. 11a.- Croquis de juntas típicas.

** $h_c = 1.25h$; a = lo más cerca posible, pero no menor de 3.00 m.
 * No menor de $1/2"$ ni menor que T.M.A.

Todos los bordes de las juntas deben estar terminados en curvatura con radio de $1/4"$.

I.- Juntas Longitudinales.

II.- Juntas Transversales.

Dimensionamiento de las Losas: En general no existe especificaciones absolutas para dimensionar las losas en pavimento de concreto de un aeropuerto, pero si recomendaciones dadas por diferentes organismos y basadas en experiencias. El dimensionamiento se apoya en una serie de factores tales como la temperatura ambiental, tipo de concreto espesor de la losa maquinaria disponible para el colado, etc. En seguida se presentan una serie de recomendaciones de varios organismos especializados:

AGENCIA FEDERAL DE AVIACION (F.A.A.)

Espesor de la losa	Concreto Simple		Concreto Armado	
	Long.	Transv.	Long.	Transv.
10" o menos	12.5' max.	15'-20'	12.5' max.	45'-75'
mayor de 10"	25.0' max.	20'-25'	25.0' max.	45'-75'
Juntas transversales de expansión a cada 1,500'				

CUERPO DE INGENIEROS DE LOS E.U.A.

Espesor de la losa	Espaciamiento de juntas Transversales	Observ.
8" o menos	12.5' - 15.0'	Estas separaciones deberan ser 25% más que para juntas longitudinales
8" a 10"	15.0' - 20.0'	
mayor de 10"	20.0' - 25.0'	

ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND (P.C.A.)

Agregado del concreto	Separación de juntas
Granito triturado	25.0'
Piedra caliza triturada	20.0'
Piedra basáltica triturada	20.0'
Grava calcárea	20.0'
Grava silicea	15.0'
Grava menor de 3/4"	15.0'
Escoria	15.0'

b.- Métodos de Diseño:

b.1.- Método de diseño de la Asociación de Cemento Portland(P.C.A.).

En el cálculo del espesor del pavimento, se hacen necesario considerar los siguientes factores:

I.- El tipo de aeronave y en consecuencia el tipo de - - tren de aterrizaje considerado para la transmisión de cargas. La frecuencia nos dará el número de repeticiones y así la vida del pavimento.

II.- Localización del pavimento por lo que respecta a su función es muy importante, pues de ella depende el factor de seguridad que se empleara:

El factor de seguridad para plataformas, calles de rodaje, pisos de hangares y cabeceras de pista es de: 1.7 a 2.0.

Para partes centrales de pista es de 1.25 a 1.5.

III.- Capacidad de soporte de concreto de la sub-rasante basado el diseño en las fórmulas de Westergaard.

IV.- Las características de concreto que intervienen en la capacidad de carga de la losa como son: El módulo de elasticidad o Young, la relación de Poisson y el esfuerzo de ruptura a la tensión por flexión. Todos estos puntos se toman en cuenta en las figuras 12,13,14,15 y 16.

b.2.- Método de la Administración Federal de Aviación - la F.A.A.

El método de diseño de la F.A.A. está basado en las cartas de esfuerzos preparados por el programa de computadora de la Asociación del Cemento Portland (P.C.A.).

El análisis del tráfico en este método es el mismo que - para pavimentos flexibles. Se calcula en el diseño el número

Fig. 17.- Gráfica de diseño para el pavimento rígido, para un DC-10.

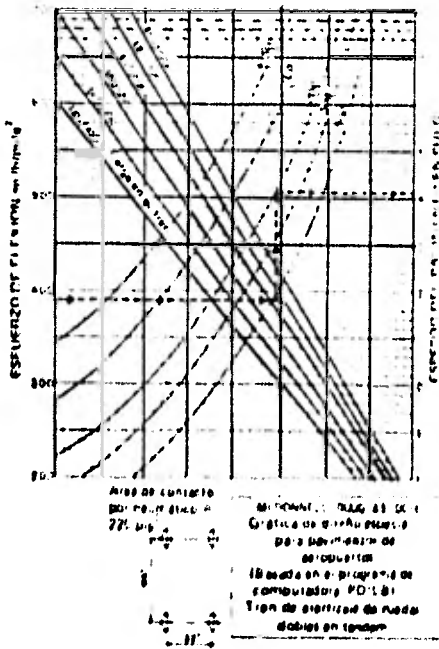
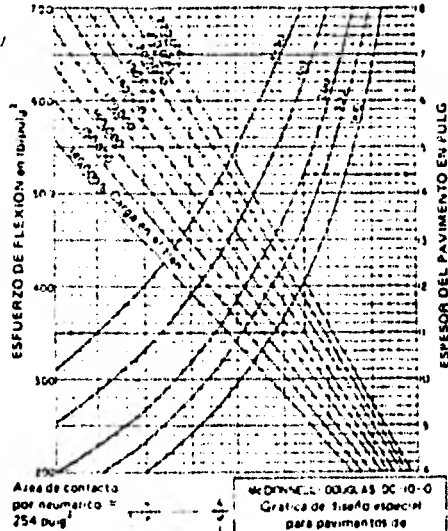


Fig. 18.- Gráfica de diseño para pavimento rígido, DC-8.

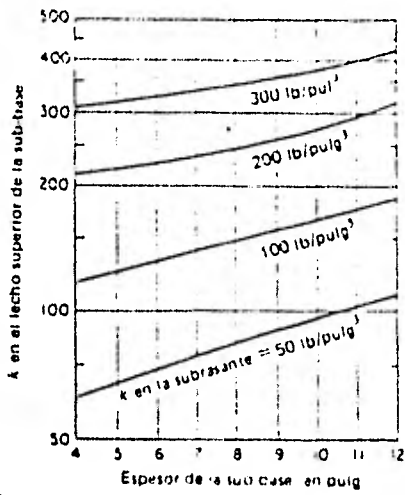


Fig. 14.- Efecto del espesor de las sub-base granular en el valor de "k".

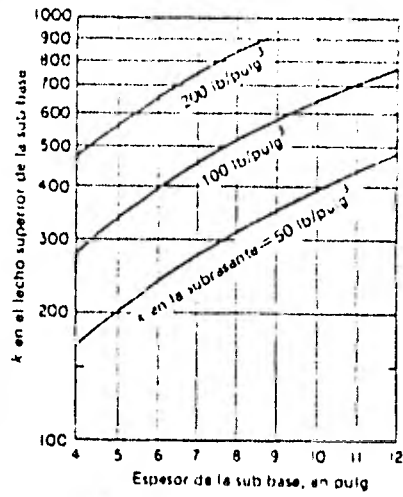


Fig. 15.- Efecto del espesor de la sub-base tratada con cemento en el valor de "k".

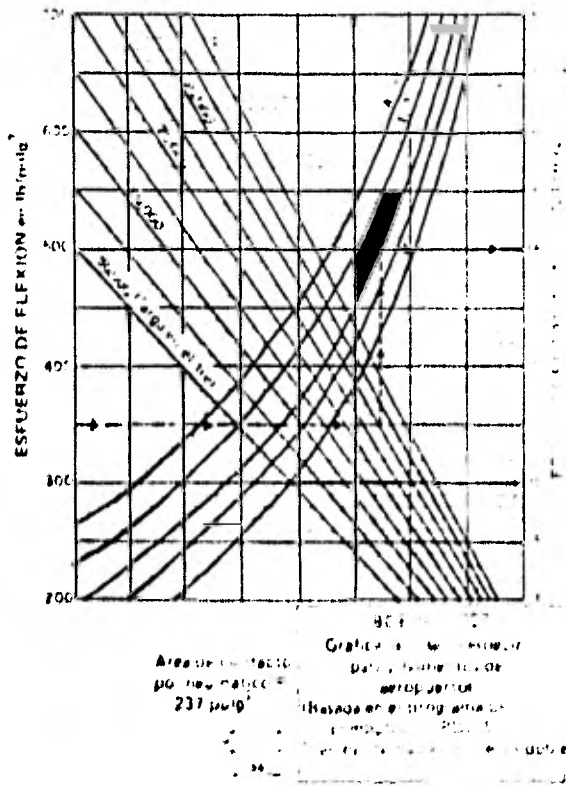


Fig. 16.- Gráfica de diseño para el pavimento rígido, Hoeying 777.

de salidas equivalentes del avión crítico utilizando la expresión:

$$\text{Log } R_1 = \text{Log } R_2 (w_1/w_2)^{1/2}$$

en donde:

R_1 = Número de repeticiones de avión de 157,000 kg.

R_2 = Número de repeticiones de un peso de avión específico diferente de 157,000 kg.

w_1 = 157,000 kg.

w_2 = Peso de un avión específico.

Para escoger el factor de seguridad se hace intervenir el volumen de tráfico, de acuerdo con la siguiente tabla.

Número de salidas equivalentes anuales	Factor de Seguridad
1,200 o menos	1.75
1,200 a 3,000	1.95
3,000 a 6,000	1.90
más de 6,000	2.00

b.3.- Método L.C.N. del Reino Unido:

El método de evaluación y diseño de pavimentos, L.C.N. - (número de clasificación de carga; Load Classification Number) fué desarrollado por el Ministerio del Aire, Dirección General de Obras, del Reino Unido. Actualmente está incorporado al Manual de Aeródromos de la Organización de Aviación Civil Internacional (OACI).

El método es aplicable tanto para pavimentos flexibles como para rígidos. En este método la capacidad soporte de un pavimento está expresada en términos de un número conocido como L.C.N. que depende de la geometría de la pierna del avión y de la presión de inflado de las llantas y de la composición y espesor del pavimento.

Posteriormente, el Reino Unido simplificó el método - -
L.C.N. de manera de clasificar las capacidades resistentes -
del pavimento por grupos originado el llamado L.C.G. (Grupo -
de Clasificación de Carga: Load Classification Group) que ac-
tualmente es utilizado por el Reino Unido, sin embargo el mé-
todo L.C.N. tuvo mucha aceptación en todo el mundo y sigue -
siendo utilizado por muchos países y organizaciones.

4.6.- C-LELLA DE PAVIMENTOS.

a.- Especificaciones para el cálculo de pavimentos:

1.- Variables de carga.

Las variables de carga se refieren, a los efectos producidos por el tránsito al circular los aviones por una aeropieta.

En una aeropieta, cuando el vehículo está en plataforma, el pavimento está sujeto al peso del avión. En el momento de encendido de los motores, debido a las vibraciones, se producen unas cargas dinámicas que se suman a las estáticas (peso del avión), incrementando sus efectos en el pavimento.

Por lo tanto el diseño de los pavimentos se realizará, considerando el total del peso del avión, que es el que nos proporciona las más desfavorables condiciones.

Por lo tanto tendremos que:

1.- En las plataformas, calles de rodaje y cabezales, las cargas son de mayores magnitudes, afectando en mayor escala el pavimento y por lo tanto el tipo y espesor del mismo.

2.- En las pistas de despegue y aterrizaje, como actúan los efectos aerodinámicos y de sustentación, el efecto es menor, siendo consecuentemente los espesores menores a los establecidos para los elementos señalados en el párrafo anterior.

II.- La presión de inflado.

La presión de inflado, es otro de las variables de carga que afectan tanto los esfuerzos como las deformaciones del pavimento, debido a que cuando se tienen presiones altas (en el caso de aeropistas hasta de 200 lb/pulg.^2 para aviones grandes) el área de contacto sobre la superficie es menor y por lo tanto la carga producida se concentra más sobre un punto determinado, ocasionando esto un incremento en los esfuerzos inducidos.

dos al pavimento.

Cuando la presión de inflado es baja, el área de contacto aumenta, distribuyéndose mejor la carga y por lo tanto disminuyen los esfuerzos inducidos.

III.- Vida Útil.

Es importante tomar en cuenta la vida útil o años de servicio que se destine al pavimento, debido a que el tránsito es función del desarrollo económico y social de un determinado lugar. Por lo que se debe contar necesariamente con un estudio de planeación de la zona o por donde, se proyecte construir un camino o como en nuestro caso del movimiento, que tendrá el Aeropuerto Internacional de Tapachula en su futuro.

b.- Criterio de cálculo:

El criterio adoptado por la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas para la elección del tipo de pavimentos para aeropistas es el siguiente:

TIPO DE AERONAVE	TIPO DE PAVIMENTO
Corto alcance	Flexible
Mediano alcance	Mixto
Largo alcance	Rígido

c.- Método de cálculo:

La Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, utilizó el método de C.B.S. o V.B.S., para el cálculo de pavimentos flexibles en sus espesores y para pavimentos rígidos se realizó de acuerdo a los procedimientos de la Portland Cement Association (P.C.A.).

Cálculo de pavimentos flexibles.

Para el cálculo de pavimentos flexibles en las espesuras de abajo, los pasos a continuación.

I.- Con el valor relativo de soporte del material de la capa sub-base y las características del avión crítico (de proyecto) que va a operar, se determina el espesor total de pavimento, utilizando la gráfica correspondiente al avión crítico.

II.- El espesor de la carpeta asfáltica, es determinado en función del avión que va a operar. Los espesores menores de 10 cm., ofrecen pocas probabilidades de duración.

III.- El espesor total del pavimento menos el espesor de la carpeta asfáltica da el espesor de la base y la sub-base.

La base hidráulica debe ser formada con material de alto valor de soporte, tamaño máximo de 38 mm., bien graduado en tamaño y compactado a 100% en todo el espesor.

La sub-base hidráulica debe ser formada con material de un valor soporte inferior a la base, de mismas características.

El método de diseño que se comenta, ha de ser manejado por quien posea amplia experiencia en el comportamiento de los pavimentos y un sólido sentido de los materiales.

En lo que se refiere a pavimentos rígidos, para su cálculo, se realiza de acuerdo a los procedimientos de la Portland Cement Association (P.C.A.), que sigue el criterio de Westergaard, con los siguientes pasos.

I.- Se determina el valor de "k", por medio de pruebas con placas de carga o correlacionando los datos de las pruebas efectuadas en el suelo de la sub-base, (k , módulo de reacción).

II.- Se hace una estimación cuidadosa de las condiciones de operación y carga presentes y futuras, eligiéndose un coeficiente

ficiente de seguridad conservador.

III.- Los esfuerzos de trabajo para un avión específico, se determinan dividiendo el módulo de ruptura de concreto, por el coeficiente de seguridad elegido.

IV.- Con la gráfica para diseño del avión específico, se determina el espesor del pavimento para el esfuerzo de trabajo determinado en el paso III. Procedase horizontalmente del valor del esfuerzo, a la carga en el tren de aterrizaje, y -- verticalmente a interceptar la curva de valor de "k", y luego horizontalmente para encontrar el espesor.

V.- Repítase el proceso para otras cargas críticas, eligiendo de nuevo, factores de seguridad adecuados a la categoría de operaciones previstas para estos aviones y elijase un espesor de diseño para la condición más crítica.

Las capas subyacentes de sub-base y capa sub-rasante, - se construyen de 20 y 50 cm., de espesor respectivamente, el cuerpo de terracerías y el terreno de cimentación reciben tratamientos semejantes a los de pavimentos flexibles.

d.- Datos del proyecto:

I.- Tipo de aeronave para el diseño de pavimento.

Boeing 727, con peso total de 60.5 ton., para la pista, - calles de rodaje y plataforma comercial (de operaciones).

DC-3, con peso total de 17 ton., para la plataforma de - aviación general.

II.- Valor relativo de sub-ras:

En las terracerías 5 %.

En la capa sub-rasante 12 %.

III.- Tránsito en el camino de acceso, (para diseño de pavimento), menor de 500 vehículos pesados, por carril por día.

IV.- Valores para pavimentos rígidos:

Módulo de reacción en la sub-resante k , $6 \text{ kg/cm}^2 = 700 \text{ lb/pulg}^2$.

Módulo de resistencia a la tensión por flexión del concreto a los 90 días de edad $R_R = 42.4 \text{ kg/cm}^2 = 700 \text{ lb/pulg}^2$.

Factor de seguridad del concreto F.S. = 1.6 .

e.- Proyecto:

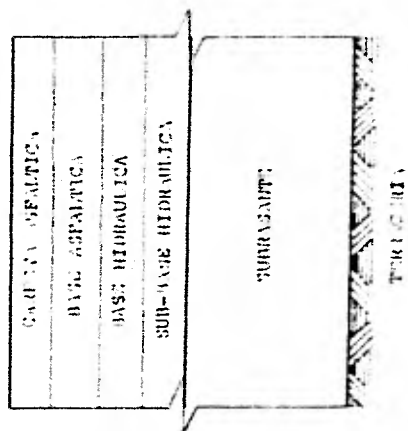
De acuerdo a los estudios geotécnicos y el criterio establecido por la S.A.H.U.P., se proyectaron los pavimentos para las diferentes zonas del aeropuerto, cuya zonificación, así como las diferentes secciones estructurales se pueden ver en el plano No 1.

Con los datos de proyecto, se calculara primero el pavimento flexible. Se utilizaron las gráficas del método C.T.R. utilizadas por la S.A.H.U.P., para el cálculo de espesores.

Se calculara el espesor total, a partir de el V.R.S. de la terracería, que es igual al 5 %, con este valor y entrando en la fig 8d, se obtiene un espesor de 100 cm., en el cual están la capa sub-resante, la base hidráulica, sub-base hidráulica, la base asfáltica y la carpeta asfáltica.

Con el valor de V.R.S. de 12 %, en la capa subresante y entrando en la misma gráfica de la fig 8d, se obtiene un espesor de 50 cm., fig(17).

De acuerdo a los espesores calculados, la pista consta, en las cabeceeras de la pista y a toda su longitud, de un pavimento de 45 m de ancho, con un espesor de 50 cm. Este espesor esta constituido por una carpeta asfáltica de 5 cm de espesor, apoyada sobre una base asfáltica de 10 cm de espesor, esta sobre una base hidráulica de 15 cm de espesor, compactada a 100 % y una sub-base hidráulica de 20 cm de espesor compactada a 100 %.



V.R.S. 12.7
 50 CH

V.R.S. 100
 5% CH

FIGURA 17

A su vez el pavimento, se apoya en una capa sub-resante de 25 cm de espesor, compactada a 100 %. Con el fin de proteger la faja de seguridad, contra el efecto de las turbinas de los aviones y el tránsito eventual por los lados de la pista, se cuenta de acotamientos de 4 m de ancho a cada lado.

Dicho acotamiento, está constituido por una carpeta asfáltica de 4 cm de espesor, apoyada sobre una base hidráulica de 11 cm de espesor, compactada al 100 %. La base a su vez se apoya en una capa sub-resante de 25 cm de espesor compactada a 100 %. Esta misma estructura se propuso para la plataforma comercial y las calles de rodaje en las áreas respectivas.

Las calles de rodaje, constara de los mismos espesores de pavimento que la pista, en los lados de la calle tendrá un acotamiento de 3 m de ancho a cada lado.

El pavimento de la plataforma de avionetas, está constituido por una carpeta de concreto asfáltico de 7 cm de espesor, colocada sobre una base hidráulica de 15 cm de espesor compactada a 100 % y una sub-base hidráulica de 22 cm de espesor compactada a 100 %. La sub-base a su vez se apoya sobre una capa sub-resante de 50 cm de espesor, compactada a 100 %.

El camino de acceso y el estacionamiento para vehículos, cuenta con un pavimento constituido por una carpeta asfáltica de 4 cm de espesor, colocada sobre una base hidráulica de 12 cm de espesor, compactada a 100 % y una sub-base hidráulica - hidráulica de 12 cm de espesor, compactada a 100 %, la sub-bg se se colocó a su vez sobre una capa sub-resante de 30 cm de espesor compactada a 95 %.

Lo que se refiere a pavimentos rígidos, para su proyecto de diseño se siguen los siguientes pasos:

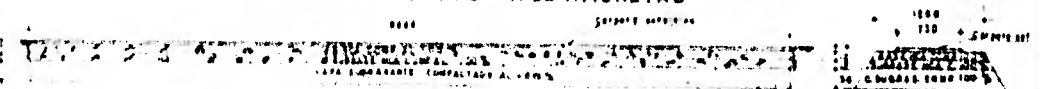
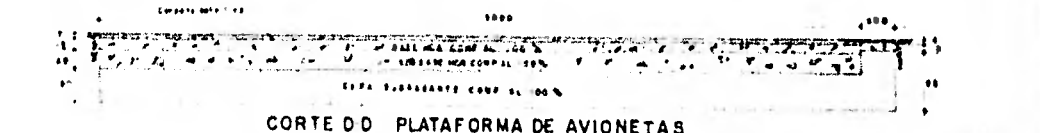
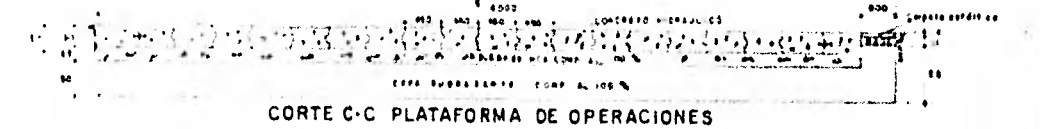
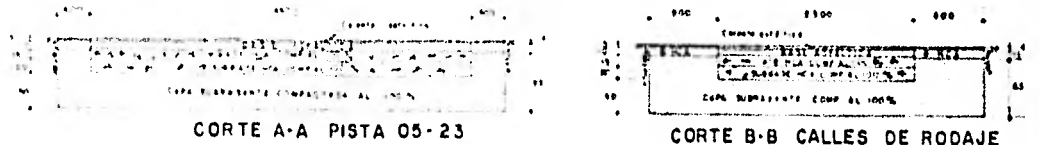
Con los datos del proyecto y las gráficas del P.E.S., se

calcule el espesor del pavimento rígido, con el valor de "k", H.3., y el factor de seguridad, utilizando las gráficas fig - 14 y 16, nos da un espesor de 17" 30 cm en las losas de concreto hidráulico.

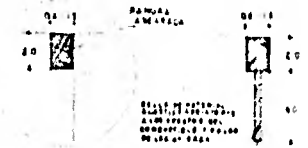
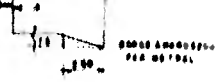
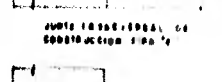
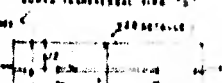
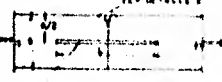
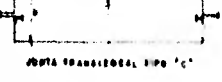
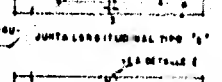
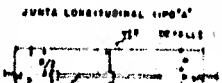
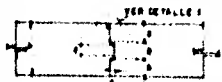
De acuerdo a los espesores calculados, tanto para pavimento flexible y rígido, la plataforma comercial cuenta con un pavimento rígido formado de losas de concreto hidráulico - de 20 cm de espesor (plano 10 1), apoyado sobre una sub-base hidráulica de 20 cm de espesor compactada a 100 %.

A su vez, el pavimento se apoya en una capa sub-resante de 50 cm de espesor compactada a 100 %.

SECCIONES ESTRUCTURALES



JUNTAS TIPO



SECCIONES	TIPO DE JUNTA	ESPESOR DE LA JUNTA	ESPESOR DE LA LOSA	ESPESOR DE LA SUBGRANADA
01	A	50	100	100
02	B	50	100	100
03	C	50	100	100
04	A	50	100	100
05	B	50	100	100
06	C	50	100	100
07	A	50	100	100
08	B	50	100	100
09	C	50	100	100

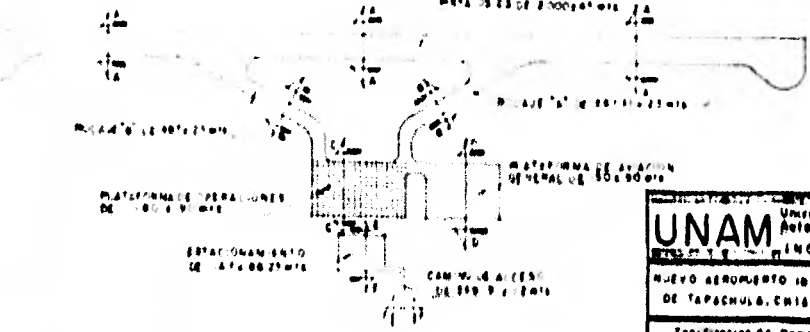
TABLA No 1

NOTAS:

1. Las juntas se colocaran en las posiciones indicadas en el plano.
2. Las juntas se colocaran en las posiciones indicadas en el plano, con la finalidad de evitar el pandeo de la losa.
3. El espesor de las juntas de los tipos A, B y C sera de 50 mm, y el de los tipos D, E y F sera de 100 mm.
4. En las juntas de los tipos A, B y C se colocara una capa de mortero de cemento de 20 mm de espesor.
5. En las juntas de los tipos D, E y F se colocara una capa de mortero de cemento de 40 mm de espesor.
6. Las juntas de los tipos A, B y C se colocaran en las posiciones indicadas en el plano, con la finalidad de evitar el pandeo de la losa.
7. Las juntas de los tipos D, E y F se colocaran en las posiciones indicadas en el plano, con la finalidad de evitar el pandeo de la losa.
8. En las juntas de los tipos A, B y C se colocara una capa de mortero de cemento de 20 mm de espesor.
9. En las juntas de los tipos D, E y F se colocara una capa de mortero de cemento de 40 mm de espesor.
10. En las juntas de los tipos A, B y C se colocara una capa de mortero de cemento de 20 mm de espesor.
11. En las juntas de los tipos D, E y F se colocara una capa de mortero de cemento de 40 mm de espesor.

SIMBOLOGIA

- JUNTA LONGITUDINAL
- JUNTA TRANSVERSAL
- CAMINO DE ACCESO
- ESTACIONAMIENTO
- PLATAFORMA DE OPERACIONES
- PISTA



ZONA DE PAVIMENTOS

UNAM Universidad Nacional Autónoma de México
 INSTITUTO DE INGENIERIA CIVIL
 NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE TAPACHULA, CHIAPAS
 ESTUDIOS DE PAVIMENTOS Y SERVICIOS ASOCIADOS
 TESIS PROFESIONAL
 Roberto Hernández Peltón
 TAPACHULA, CHIAPAS 1981

1
PLANO No

4.7.- BANCOS DE MATERIALES.

a.- Materiales usados en Pavimentos:

Los materiales que se emplean en la construcción de pavimentos es uno de los factores principales para que estas estructuras cumplan eficientemente con los servicios para los cuales fueron diseñados. Pero no debemos pensar que el buen funcionamiento de las estructuras depende únicamente de dichos materiales, es necesario considerar además otros factores, como son el empleo de ligantes asfálticos o hidráulicos, los procedimientos que se apliquen, etc.

Es necesario conocer los diversos aspectos que deben tomarse en cuenta para la localización y estudio de los bancos de materiales pétreos. A continuación se describen los tipos más comunes de estos, así como las condiciones que deben reunir.

Con objeto de llevar a cabo los trabajos preliminares para la localización de los bancos de materiales, es necesario contar con un plano de la región por explorar, de preferencia que este plano sea fotográfico y de ser posible fotointerpretado; en el caso de poder contar con esos datos se necesitará un plano en el que se tenga ubicados los ríos existentes, los accidentes topográficos importantes, las poblaciones con sus vías de acceso, la existencia de minas o canteras en explotación o que hayan sido explotadas, etc. Además, deberá recabarse con los habitantes de la región, información sobre la obtención de los materiales de construcción empleados en la zona por explorar y vaciarla en el plano en el cual, también se deberá señalar el desarrollo del camino por pavimentar o la ubicación de las obras que se trate.

Una vez que se cuenta con el plano se procederá a efec-

tuar la exploración de la región, para lo cual, es conveniente hacerse acompañar de una persona de la zona; los recorridos de exploración se podrán efectuar en helicóptero, vehículos automotores, lancha, caballo o a pie, según sea necesario durante los recorridos se corregirá y completará el plano si fuera necesario, señalando tiempo de recorrido, distancia, ubicación de ríos o arroyos no consignados, así como la localización de probables bancos indicando su posible empleo, desviación aproximada al camino u obra por pavimentar, tipo de material y volumen aproximado disponible.

Los materiales básicos que deben considerarse para seleccionar los bancos entre otros son los siguientes: calidad, facilidad de explotación, volumen disponible, tratamientos y costos.

b.- Diferentes tipos de Bancos de Materiales.

b.1.- Playones de ríos:

Estos bancos se forman por la sedimentación de los materiales que arrastran los ríos desde su nacimiento en las partes altas de las montañas hasta su desembocadura en los mares y lagos; a través de su recorrido se van depositando los materiales arrastrados, quedando los bolcos en las zonas de pendiente fuerte del cauce y por consiguiente donde las velocidades del agua son elevadas, en otras donde la pendiente del canal es menos fuerte y la velocidad es menor se depositan gravas, arenas y arcillas, hasta las desembocaduras o sus proximidades en donde se depositan materiales finos. La formación de playones en las márgenes de los ríos principalmente en las curvas del cauce, se debe a las diferentes velocidades que alcanza la corriente según la sección transversal -

del río.

Los playones de ríos en general presenta una buena graduación en el tamaño de los materiales que los constituyen, - sin embargo en ocasiones por proceso de lavado natural las - partículas finas como las arenas, los limos o pequeñas cantidades de arcillas, son arrastradas quedando materiales inertes y/o mal graduados, los que en ciertas etapas de la construcción de las obras no son muy adecuados; en otras ocasiones debido a las crecientes de los ríos, los playones son cubiertos con tirantes reducidos de agua con velocidades de - traslado bajas, originando que sedimenten limos y arcillas, - las cuales pueden dar origen a bancos con materiales de características plásticas que a veces no son deseables en la obra.

b.2.- Depósitos.

Los depósitos en general están formados por materiales - que llenaron alguna depresión del terreno natural, que llegaron ahí por medio de arrastre fluvial, glacial o por erupción de los volcanes, etc. En ocasiones se encuentran prácticamente descubiertos y en otras cubiertos por otros materiales - arrastrados. Los referidos depósitos pueden estar compuestos por fragmentos de rocas, gravas, arenas, limos, arcillas, cenizas volcánicas o fragmentos de origen piroclástico.

b.3.- Mantos de roca.

Los mantos de roca presentan una capa intemperizada que puede tener varios metros de espesor, o bien cubiertos por materiales de arrastre (despalme), aunque en ocasiones la roca - semana aflora debido a la erosión de la capa alterada o por fenómenos geológicos que dan lugar a que se descubran dichos - mantos, las rocas que construyen los referidos bancos pueden

ser de origen ígneo, sedimentario o metamórfico.

Entre las rocas ígneas más comunes están, el basalto, la riolita, la andesita, el granito, el gábro y las tobas.

Entre las sedimentarias están, las calizas las areniscas, los conglomerados, las brechas.

Entre las metamórficas, el mármol, la cuarcita, la pizarra y el gneis.

Las formas en que se presentan las rocas en los mantos pueden ser masas sólidas y duras en forma estratificada, en fragmentos y en alguna otra variante, caracterizada en ocasiones por el origen de la roca.

b.4.- Conglomerados.

Este tipo de banco de material es formación de origen sedimentario y están constituidos por gravas con o sin fragmento de roca y cantidades apreciables de arena, que generalmente han sido depositadas por corrientes fluviales, el cual ha sido cementado posteriormente con materiales acarreados. En estos bancos las gravas y fragmentos son de forma redondeada y su cementación puede ser fuerte, como en los conglomerados calizos; o baja dependiendo del tipo de los materiales cementantes.

Estos bancos se encuentran generalmente en las proximidades de corrientes fluviales o cauces antiguos.

b.5.- Aglomerados.

Los aglomerados son formaciones de mezclas heterogéneas poco o nada cementadas, de gravas, arenas, limos y arcillas, los cuales son de origen sedimentario, también hay materiales semejantes constituidos por fragmentos angulosos de origen ígneo, a los que se les llama aglomerados.

b.6.- Zona de pepena.

En algunas regiones del país, se presentan zonas de donde sobre la superficie del suelo se encuentran fragmentos duros de roca y cuyo origen geológico puede ser variado. Se considera que dichas zonas a las que se les ha llamado de pepena se formaron por la erosión de la roca, o por erupciones volcánicas, quedando sobre el terreno los corazones o fragmentos más duros, de un tamaño tal que puedan ser cargados a mano, aunque a veces se puede necesitar en algunos fragmentos grandes el empleo de explosivos. Se hace notar que estos fragmentos se pueden encontrar limpios o cubiertos con una capa más o menos gruesa de arcilla, probablemente resultante de la desintegración de la roca original.

c.- Materiales y su uso en los pavimentos.

Después de hacer hecho un pequeño estudio de los diferentes bancos de materiales y su forma de identificación, se presenta el uso de los materiales en los diferentes capas de los pavimentos, así como su importancia dentro de ellas.

c.1.- Materiales de uso probable en sub-base y base hidráulica.

Probablemente los materiales que más uso tienen en la sub-base y base hidráulica son las gravas-arenas procedentes de ríos, las cuales generalmente deben de ser sometidas a trituración parcial y cribado, y en la mayor parte de los casos es necesario mezclarlas con otro material que posea ciertas características, para complementar su granulometría, que mejoren su cementación, abaten su plasticidad, etc., estos materiales se prefieren a otros, debido a lo económico que resultan tanto en su extracción como en su tratamiento.

Otro de los materiales que frecuentemente se emplea son los conglomerados, y aunque su uso más común es en sub-base, también se emplea en base; en ambos casos después de su trituración parcial y cribado. Lo más usual es que se le agregue un material fino inerte, para reducir principalmente sus características plásticas. Los conglomerados también son de uso probable y para su empleo, en general se someten a trituración parcial y cribado, mejorándose sus características en caso de ser necesario, con algún otro material en la forma señalada para las gravas-arenas de río.

La arenisca es otro de los materiales que generalmente se emplea en sub-base, dicho material normalmente solo se somete a tratamientos de disgregado o trituración parcial; también se emplea como materiales de mejoramiento en los de base los cuales comunmente son materiales triturados total o parcialmente cribados.

Principalmente en las sub-bases se emplean algunos tipos de rocas alteradas, las que en la mayoría de las ocasiones se les da tratamiento de disgregado o trituración parcial, dependiendo este de su grado de alteración. En ocasiones se utiliza en un porcentaje reducido (15 a 30 %), como material de mejoramiento en las mismas sub-bases y/o bases. Cuando se encuentran muy alteradas se han usado en la construcción de la capa subrasante.

Los materiales sometidos a trituración total y cribado como las rocas procedentes de mantos, depósitos, papena, etc. se emplean principalmente en bases hidráulicas, pero en ocasiones, debido a la escasez de otros materiales más económicos como las gravas-arenas, los conglomerados, etc., se emplean también en sub-base; en ambos casos dichos materiales se usan sólo cuando cumplen con los requisitos especificados

como sucede con las calizas, pero en ocasiones es necesario - incorporarles al óo otro material, con ciertas características que complementen o mejoren las que tiene el material triturado como es el caso por ejemplo del basalto.

c.2.- Materiales de uso probable en mezclas asfálticas y tratamientos superficiales.

Los materiales que se emplean con más frecuencia en mezclas asfálticas son las gravas arenas, los conglomerados, los aglomerados, rocas de mantos, de depósitos o de pepena y algunos otros materiales que pueden considerarse como especiales.

En general, los materiales como las gravas arenas, los aglomerados y los conglomerados, para su empleo de mezclas asfálticas, es necesario someterlos a un tratamiento de trituración parcial y cribado, aunque con frecuencia, en el caso de los aglomerados y los conglomerados, es necesario el lavado; las rocas procedentes de mantos, depósitos o pepena, se someten a una trituración total y cribado siendo también necesarios en ciertos casos lavarlos, para eliminar las partículas arcillosas que se encuentran adheridas al pétreo, con objeto de mejorar algunas características físicas del material principal, como granulometría, plasticidad, etc., pues cualquiera de los materiales pétreos que se pretendan emplear en mezclas asfálticas, es necesario que cumplan con las normas de calidad establecidas establecidas en las especificaciones generales de construcción.

Para emplear en tratamientos superficiales, generalmente se utilizan gravas y rocas de mantos, de depósito y de pepena y solamente en casos muy especiales se llegan a emplear aglomerados o conglomerados cuando estos se presentan limpios de arcilla y con una fuerte proporción de fragmentos triturables

En ocasiones es necesario someter a lavado a los materiales antes señalados, para eliminar las partículas arcillosas o limo, el polvo, el cual en este caso es muy perjudicial, pues dificulta la adherencia del asfalto con el pétreo, como sucede frecuentemente con materiales procedentes de mantas de rocas caliza.

c.3.- Materiales de uso probable en pavimentos de concreto hidráulico.

Los materiales que tienen mayores probabilidades de emplearse en pavimentos de concreto hidráulico son las gravas-arenas procedentes de ríos, los cuales para su empleo generalmente se someten a tratamiento de cribado con el fin de eliminar los tamaños mayores al máximo que se necesita en la grava y separar ésta de la arena.

En ocasiones debido a las características propias de la región no hay gravas-arenas, contándose solamente con boleos que tienen cantidades inapreciables de grava y arena, o con arenas con cantidades insignificantes de grava por lo cual en estos casos, para la obtención de los agregados, se recurre a un tratamiento de trituración total o cribado, según sea el caso.

Las rocas sanas también pueden emplearse como materiales de pavimento de concreto hidráulico, sobre todo cuando hay escasez o no se cuenta con gravas arena, y en ocasiones es necesario llegar hasta la mollienda para producir el último material indicado.

Cuando no se cuenta con los materiales antes señalados, pueden emplearse los aglomerados y conglomerados; en estos casos, el tratamiento que generalmente se requiere para su empleo es el de trituración parcial y cribado, y también por lo

ción, es necesario el lavado.

Para la construcción de pavimentos de concreto hidráulico, en general, será más económico utilizar agregados pétreos procedentes de gravas arenas de río que los obtenidos por trituración de rocas, aglomerados y conglomerados, por lo que es recomendable su uso, cuando se dispone de ellos en la región.

d.- Bancos de materiales del aeropuerto internacional de Tapachula Chiapas.

Como los materiales son una parte importante en la ejecución de una obra, cualquiera que sea la función de esta es de suma importancia el saber y conocer de los bancos de materiales que disponemos, para el caso particular de esta obra se llevaron a cabo una serie de estudios de diferentes bancos existentes en la región, resultando los más adecuados los que a continuación se describen.

d.1.- Bancos para cuerpo de terraplén y capa sub-baseante

d.1.a.- Banco No 1 (Aeropuerto).

Estrato 1

Ubicación Entre la estación 0 400 y - -
1 600 a 600 m. derecha de la -
pista 05-23 con un ancho de -
400 m.

Despalme 10 cm.

Material Arcilla de alta plasticidad -
(Ch) cuyo espesor varia de 50
a 120 cm. con espesor promedio
de 75 cm.

Utilización Cuerpo del terraplén.

Volumen aproximado 300,000 m³

d.1.b.- Banco No 2 (Aeropuerto).

Estrato 2

Ubicación Misma que el anterior.

Material Arena fina, arcillosa (SC) bajo el estrato No 1 y con un espesor aprovechable de 1 m. - - aproximadamente.

Utilización Capa Sub-rasante.

Volumen aproximado 480,000 m³.

d.2.- Bancos para bases y sub-bases hidráulicas.

d.2.a.- Banco No 2 (El Pensamiento).

Ubicación Banco sin explotar, ubicado en el km. 5 900 de la carretera - Tapachula-Pto. Madero, con 900 m. desviación derecha.

Material Conglomerado de cebil a medianamente cementado.

Tratamiento Trituración a tamaño máximo de 1 1/2" y mezclado en una proporción de 90 % banco el Pensamiento con 20 % banco de arena fina del estrato 2 del Aeropuerto.

Distancia media de acarreo. 14 km.

Utilización Sub-base hidráulica de pavimento flexible.

Volumen aproximado 100,000 m³.

d.3.- Banco para base hidráulica, base y carpeta asfáltica

ca.

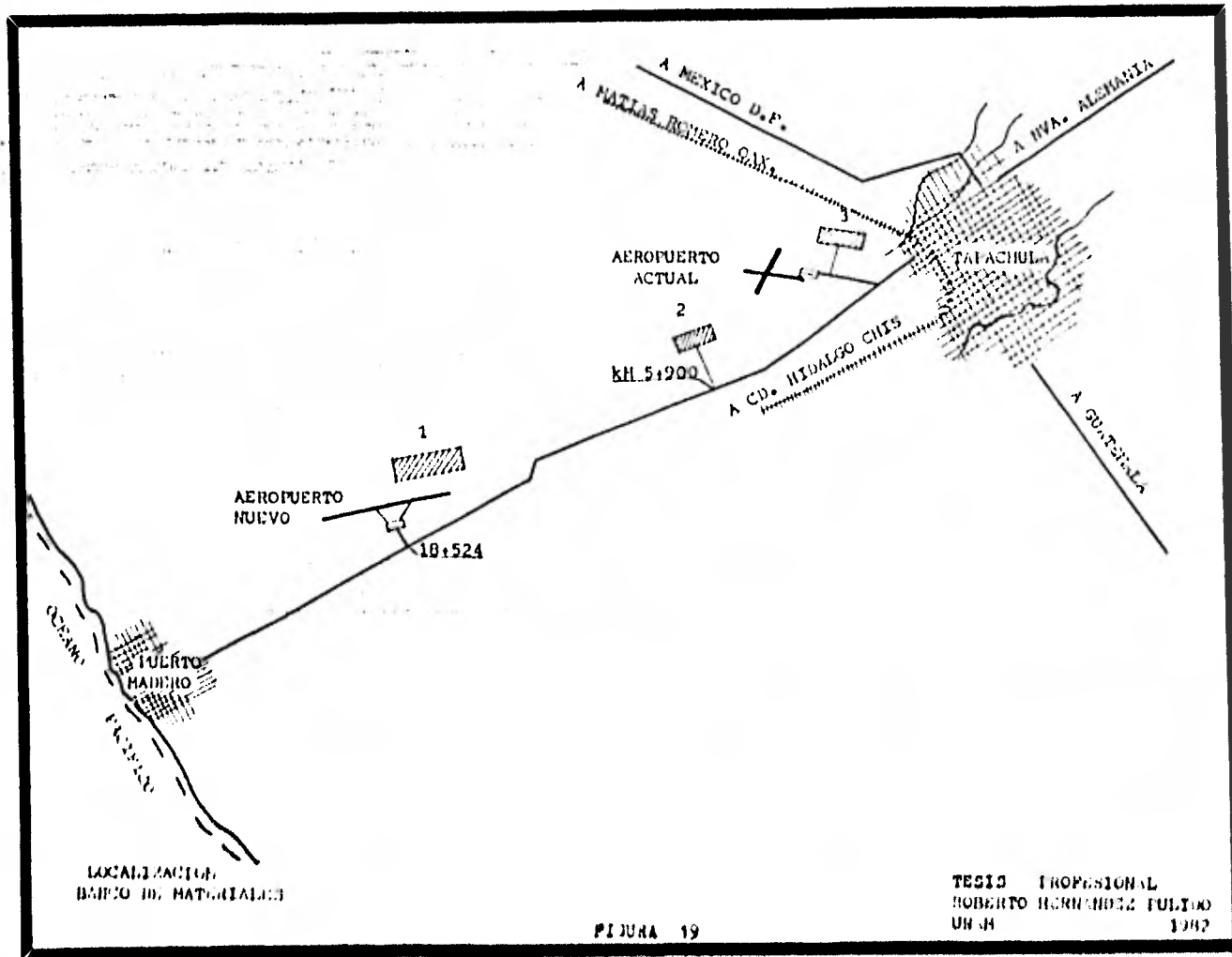
d.3.a.- Banco No 3 (San José Yucatan).

Ubicación	En el km. 4 000 a la derecha - de la carretera Tapachula-Pto. Hadero, a partir del entronque del camino de acceso al Aeropuerto actual.
Material	depositos aluviales con fragmentos medianos y chicos con un 30 % de grava y arena.
Tratamiento	Trituración parcial a tamaño - maximo de 3/4" a 2".
Volumen aproximado	Suficiente.
Distancia media de acarreo.	21 km.

De los bancos de materiales enunciados anteriormente, se utilizaron para el cuerpo del terraplen y capa sub-rasante el estrato 1 y 2 del banco Aeropuerto; referente a la Sub-basa y Base hidráulica, Base y Carpeta asfáltica así como el concreto hidráulico del pavimento rígido se usaron los materiales - del banco San José Yucatan.

Como se observara los estudios realizados de los diferentes bancos de materiales, es lo que de la pauta a elegir cual o cuales son los bancos que se pueden utilizar.

En la figura 1) se puede ver la localización de los bancos de materiales.



DENOMINACION	LOCALIZACION	VOLUMEN M ³	DIST. DE ADARME	CLASIFICACION	UTILIZACION	TRATAMIENTO
1 AEROPUERTO	Entre estaciones 0+400 y 1+600 - der. de la Pista 05-23 con un ancho cho de 400 m.	300000	0.5 Km	Arcilla de alta plas- ticidad cuyo espesor varia de 50 a 120 cm con espesor promedio de 65 cm	CUERPO DEL TERRAPLEN	
		400000		Arena fina arcillosa (%C) bajo estrato 1 y con un espesor de 1 m aprovechable	CAPA SUPERFICIA Y FINO PARA SUB-BASE Y BASE	
2 EL PENSAMIENTO	En el Km 5+900 de la carr. Top. Pto Madero y con dev. der. 400 m	32000	15 Km	Conglomerado de deb- bil a medianamente cementado	SUB-BASE HCA. DEL PAVIMENTO FLEXIBLE	Trituración par- cial a tamaño max. de 30,1 mm (1 1/2")
3 SAN JOSE YUCATÁN	A 4 Km a la der. de la carr. Top. Pto Madero a par- tir del entronque del camino al Aeropuerto Actual	SUFICIENTE	21 Km	Depositos aluviales con fragmentos me- dianos y chicos tam- bién con arena y grava	CARP. ASFALTICA BASE ASFALTICA BASE HCA. SUBBASE HCA. DEL PAV. RIGIDO AGREGADO METRICO PARA CIMENT. HCA. a) FINO b) GRUESO	Trituración par- cial a tamaño max. 19 mm (3/4") 25,4 mm (1") 30,1 mm (1 1/2") 30,1 mm (1 1/2") 6,3 mm (1/4") 50,8 mm (2")

5.- ESTUDIOS DE CIMENTACION EN ZONA DE EDIFICIOS.

5.1.- ESTUDIOS EFECTUADOS.

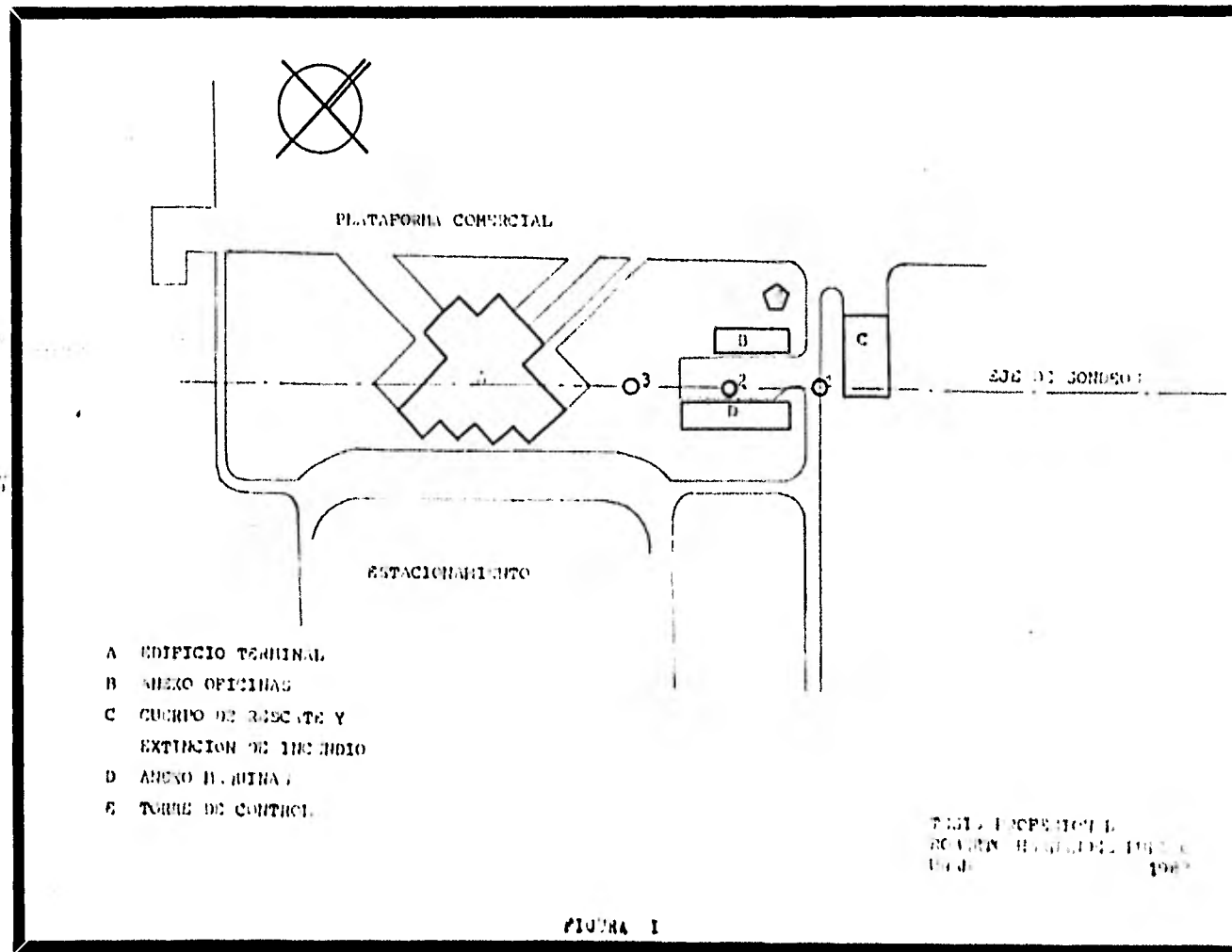
1.- Exploración y muestreo; Con el fin de investigar las características geotécnicas del subsuelo en estudio, se programó la ejecución de 3 sondeos, cuya ubicación se precisa en la fig(1). Dichos sondeos se llevaron a cabo por el procedimiento de percusión, obteniéndose muestras alteradas representativas a intervalos no mayores de un metro. Así mismo, se efectuó en forma prácticamente continua la prueba de penetración, según el procedimiento standarizado por Terzaghi.

Los sondeos por el método de penetración standar, es un método exploratorio de carácter preliminar, quizás el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona más útil información en torno al suelo y no solo en lo referente a descripción; y siendo probablemente también el más ampliamente usado para estos fines en México.

En suelos puramente friccionantes, la prueba consiste en conocer la capacidad de los mantos, que es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico.

En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, si bien tosca de la resistencia a la compresión simple. Además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador especial (muestreador o penetrómetro standar) de dimensiones establecidas, que está esquematizado en la - -



fig(II).

Es normal que el penetrómetro sea de media caña, para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior. El penetrómetro, se introduce al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 53 kg.(140 lbs), que cae desde 76 cm(30 pulg.), contando el número de golpes necesarios para lograr una penetración de 30 cm(1 pie). El martinete hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable, que pasa por la polea del trípode y dejado caer desde la altura requerida, contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación hecho al efecto. En cada avance de 30 cm., debe retirarse el penetrómetro, removiendo el suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

El fondo del pozo debe ser previamente limpiado de manera cuidadosa, usando postadora o cuchara del tipo de las mostradas en la fig(III). Una vez limpio el pozo, el muestrador se hace descender hasta tocar el fondo, y seguidamente a golpes se hace que el penetrómetro entre 15 cm dentro del suelo. Desde este momento, debe contarse los golpes necesarios para, lograr la penetración de los siguientes 30 cm. A continuación hagense penetrar el muestrador, toda su longitud. Al retirar el penetrómetro, el suelo que haya entrado en su interior, constituye la muestra que puede obtenerse con este procedimiento.

La utilidad e importancia mayor de la prueba de penetración estándar, radica en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo arena, que permiten relacionar aproximadamente la compactación, el ángulo de fricción interno μ , esto en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple " q_u ", en arcillas con el nú

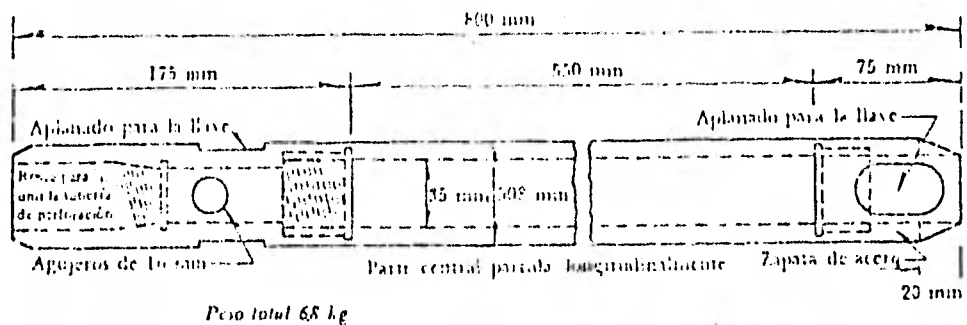


Fig. II Penetrómetro estándar.

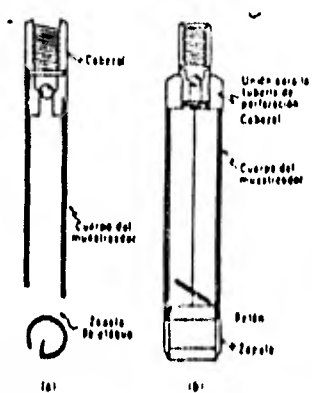


Fig. III Tipo de cucharas muestreadoras.

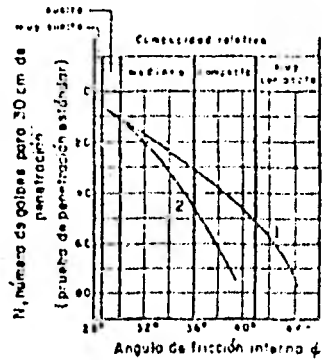
mero de golpes necesarios en ese suelo para que el penetrómetro standar logre entrar los 30 cm especificados, para obtener estas relaciones, basta realizar la prueba standar en estratos accesibles o de los que se pueden obtener muestras inalteradas confiables y a los que se les pueden determinar los valores de los conceptos señalados, por los métodos usuales de laboratorio; haciendo suficiente número de comparaciones, pueden obtenerse correlaciones estadísticas dignas de confianza. En la práctica esto se ha logrado en los suelos friccio-nantes, para los que existen tablas y graficas dignas de crédito y aplicables al trabajo práctico; en el caso de suelos - arcillosos plásticos las correlaciones de la prueba standar - son mucho menos dignas de crédito.

En la fig(IV), se presenta una correlación que ha sido - muy usada para arenas y suelos predominantemente friccio-nante.

En la gráfica, se observa que al aumentar el número de - golpes se tiene mayor compacidad relativa en la arena, y con-secuentemente mayor ángulo de fricción interna. También se ve que en arenas limpias medianas o gruesas, para el mismo núme-ro de golpes, se tiene un ϕ mayor que en arenas limpias finas o que en arenas limosas.

Las relaciones de la fig(IV), no toman en cuenta la in-fluencia de la presión vertical sobre el número de golpes, - que es importante, según han demostrado investigaciones más - recientes. En la fig(V), se presentan resultados experimenta-les que demuestran que a un número de golpes en la prueba de penetración standar, corresponden diferentes compacidades re-lativas, según sea la presión vertical actuante sobre la are-na, la cual a su vez es función de la profundidad a que haga la prueba.

Para pruebas en arcillas, Terzaghi y Peck dan la correla



1 Relación para arenas de grano grueso o redondeado de mediano o grueso
 2 Relación para arenas finas y para arenas limosas

Fig. IV Correlación entre el número de golpes para 30 cm. penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas.

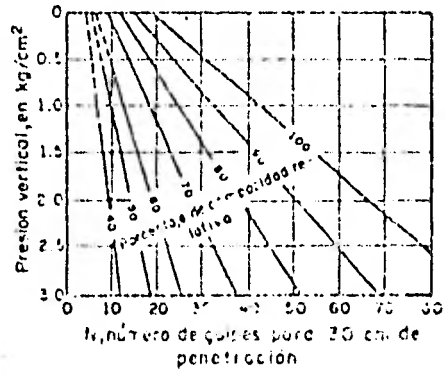


Fig V Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compacidad para arenas.

Consistencia	No. de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, q_c kg/cm ²
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0-2.0
Muy firme	15-30	2.0-4.0
Dura	> 30	> 4.0

TABLA I

ción que se presenta en la tabla 1.

Puede observarse en la tabla que prácticamente, el valor "Su" en kg/cm², se obtiene dividiendo entre 3 el número de golpes.

Sin embargo cabe mencionar, que las correlaciones de la tabla 1, solo deben usarse como norma toaca de criterio, pues los resultados prácticos, han demostrado que puede existir agrias dispersiones y por lo tanto las resistencias obtenidas, por este procedimiento no deben servir de base para proyecto.

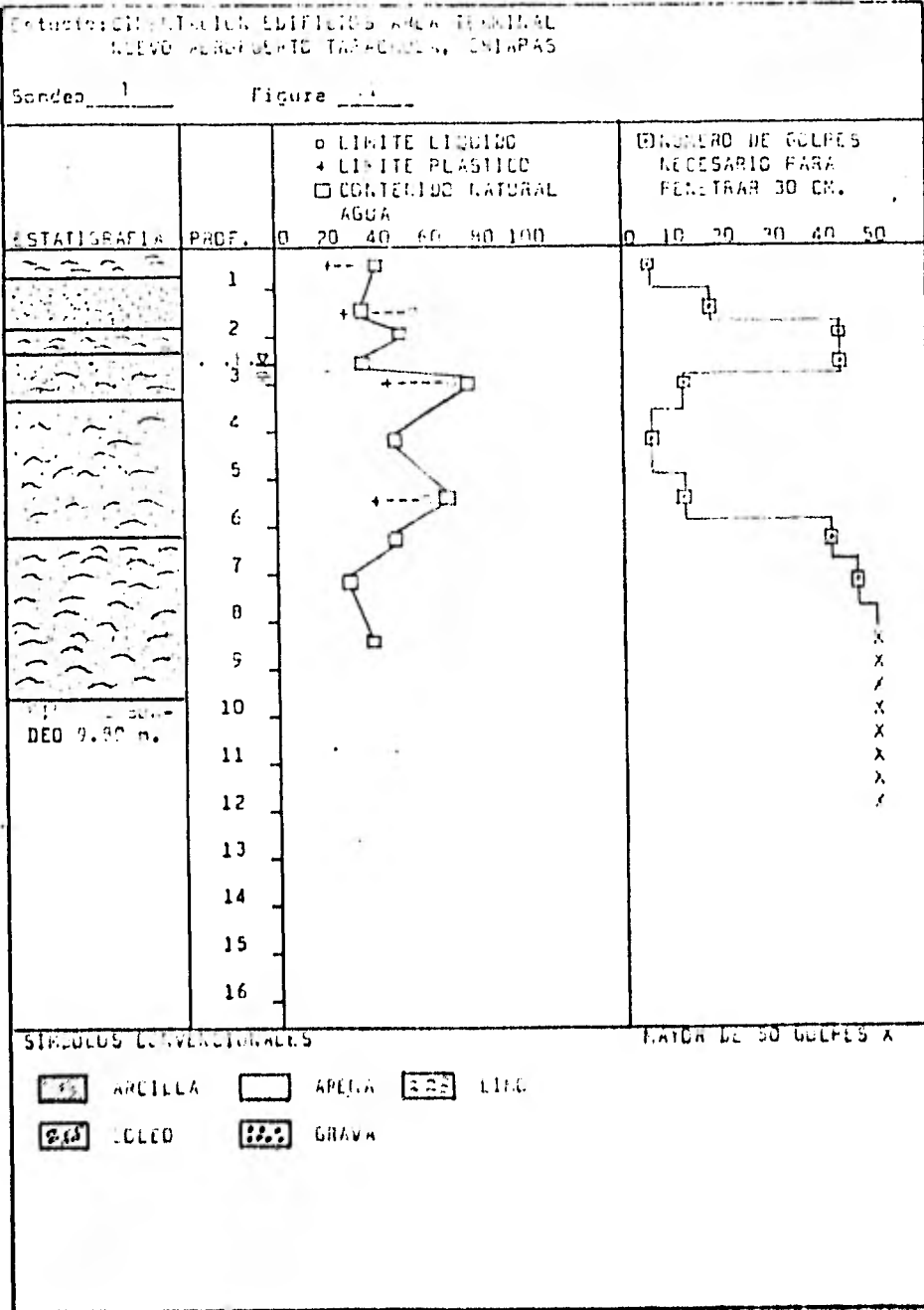
Por otra parte, se llevo a cabo durante la exploración la determinación del nivel freático, el cual resulta muy similar en los sondeos, en los tres sondeos fueron del orden de 2.5 m con respecto a la superficie del terreno.

II.- Pruebas de laboratorio; De acuerdo con las características de las muestras extraídas, los ensayos efectuados se concretaron a la determinación del contenido natural de agua, granulometría y límites de plasticidad, lo cual permitió identificar y clasificar los diversos tipos de suelos explorados.

Cada una de estas pruebas estan explicadas en el capítulo 4 inciso 1.1. Los resultados de dichos análisis se presentan en las fig(VI, VII, VIII).

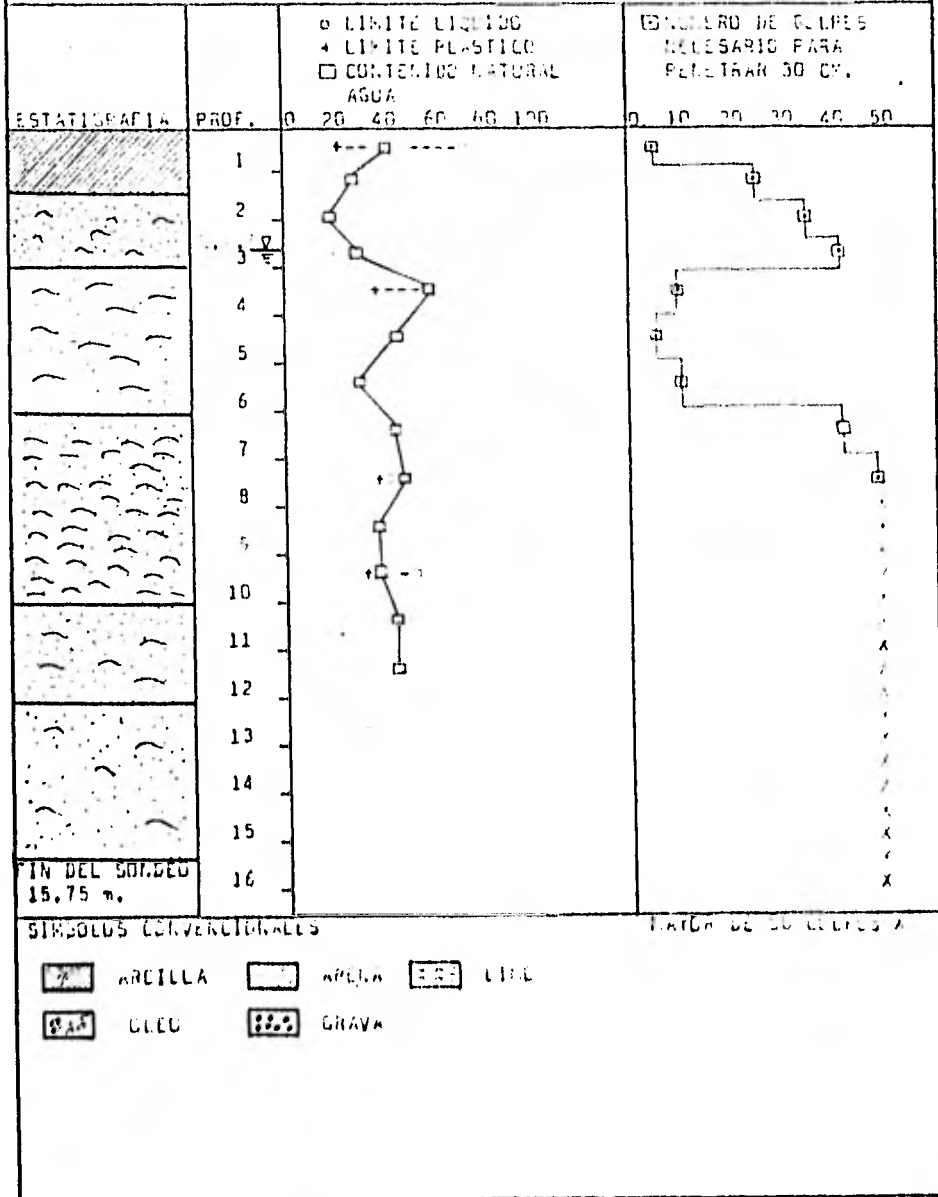
III.- Estratigrafía y propiedades; De acuerdo a los análisis realizados, la estratigráfica del subsuelo hasta la profundidad explorada, brevemente se puede resumir de la siguiente manera.

Superficialmente y hasta la profundidad de un metro aproximadamente se tiene un estrato formado por arcillas de alta compresibilidad (Ch) en el sondeo 2 fig(VII), y limos de baja



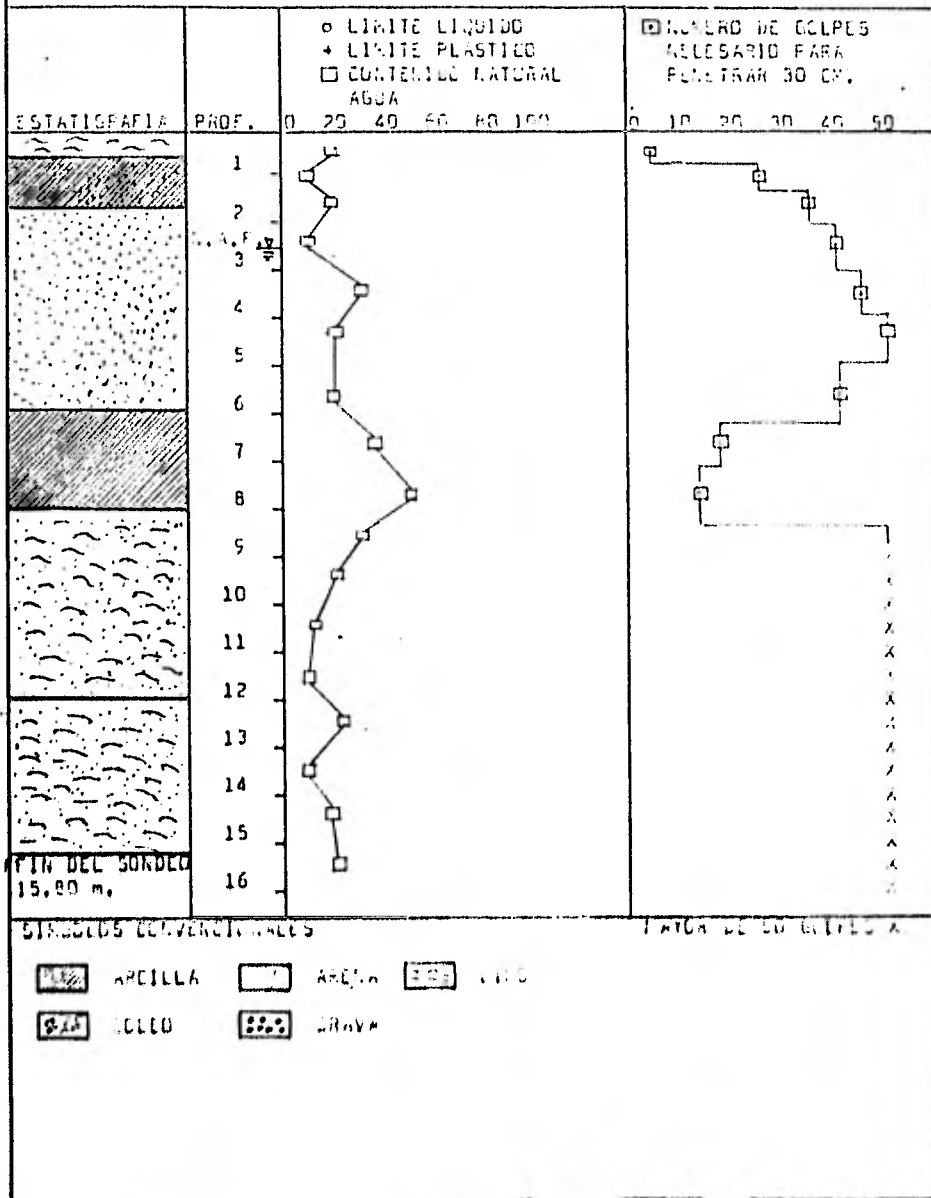
ESTADÍSTICA DE LOS EDIFICIOS CON EL TIPO
 DE FONDO ALTERNATIVO IMPERMEABLE, SINGAPORE

Sondeo _____ Figura _____



ESTADÍSTICA DE LOS EDIFICIOS EN LA ZONA DEL
 NUEVO PUERTO TABARUA, SUCRE

Sondeo 3 Figure VIII



compresibilidad (ML) en los sondeos 1 y 3 , figs(VI,VIII). La consistencia de estos materiales es blanda y su contenido natural de agua, de 35 % aproximadamente.

Bajo el estrato anterior y hasta una profundidad que varía entre profundidad de 1.5 y 2.0 m. se tiene un estrato - - constituido por arcillas y limos de baja compresibilidad (CL y ML) con porcentajes variables de arena fina. La consistencia de este material varía de firme en la parte superior a dura en la parte inferior del estrato, el contenido de humedad se encuentra cercano al límite plástico (75 % aproximadamente)

Subyaciendo al estrato anterior, se tiene un estrato - - constituido por arenas limosas y limos de baja compresibilidad (SH y ML), duro y compacto, con espesor variable, siendo este de 1 m aproximadamente en los sondeos 1 y 2 y de 4 m en el sondeo 3 figs (VI, VII y VIII) respectivamente.

A continuación se tiene un estrato constituido por arcillas de alta compresibilidad (CH), con espesor de 2 m en el - sondeo 3 fig (VIII) y de limos altamente compresibles (MH) de 3 m de espesor en los sondeos 1 y 2 figs (VI y VII). La consistencia de estos materiales es blanda, con un número de golpes promedio de los mínimos 5 . Se observa asimismo que el - contenido natural de agua es del mismo orden que al límite líquido, lo cual revela que se trata de depósitos normalmente consolidados.

Subyaciendo a los mantos anteriores y a partir de una - profundidad de 6 m en los sondeos 1 y 2 fig (VI y VII), y de 8 m en el sondeo 3 fig (VIII) y hasta la profundidad explorada que es del orden de 16 m se localiza un manto de arena limosa muy compacta cuya resistencia a la penetración standar - resulta superior a 50 golpes.

5.2.- CIMENTACIÓN Y TIPOS.

La cimentación es la parte de la construcción que soporta la estructura, aplicándose usualmente en forma restrictiva al miembro que transmite la carga de la superestructura a la tierra, pero en su más complejo sentido la cimentación incluye el suelo y la roca que están debajo.

Las cimentaciones pueden ser de dos tipos:

Cimentaciones Superficiales.

Cimentaciones Profundas.

Cada una de ellas se utilizan para los mismos fines, estableciendo la diferencia en que mientras la cimentación superficial, el ancho B es mayor o igual que la distancia vertical entre el terreno natural y la base del cimiento, en la otra puede exceder de esta limitación, no existiendo un límite preciso en la profundidad de desplante, que separe de una cimentación superficial o poco profunda, de una profunda.

Dentro de cada una de estas cimentaciones se pueden clasificar en varias.

Las cimentaciones superficiales o poco profundas se pueden clasificar en;

Zapatos aislados.

Zepatas corridas.

Losas de cimentación.

Las cimentaciones profundas se pueden clasificar en:
fig. (IX).

Elementos esbeltos como pilotes

Pilas.

Cilindros

Cajones de cimentación.

5.3.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES O POCO PROFUNDAS.

a.- Clasificación.

Las zapatas aisladas, son elementos estructurales generalmente, rectangulares o cuadradas y más raramente circulares, que se construyen bajo las columnas, con el objeto de transmitir la carga de estas al terreno en una área mayor, para lograr una presión apropiada. En su construcción generalmente son de concreto reforzado.

Las zapatas corridas, son elementos análogos a los anteriores en los que la longitud supera en mucho al ancho. Pueden soportar varias columnas o un muro, las cuales se construyen de concreto reforzado o de mampostería, en el caso de transmisión de cargas no muy grandes. La zapata corrida es una forma evolucionada de la zapata aislada, en el caso que el suelo ofrezca una resistencia baja, que obligue al empleo de mayores áreas de repartición o el caso en que deban transmitirse al suelo grandes cargas.

En caso muy particular que la resistencia del suelo sea de una resistencia muy baja, o en caso que las cargas a transmitir al estrato resistente sean muy altas, es necesario el empleo de las denominadas losas de cimentación, construidas de concreto reforzado pudiendo ser en su caso construidas en toda la superficie de desplante.

Como se nota existe una verdadera distinción de las tres siendo la práctica la norma para su distinción.

b.- Factores para considerar el tipo de cimentación.

Existen varios factores para considerar el tipo de cimentación:

Por lo general son tres factores principales para la correcta selección del tipo de cimentación.

I.- La que considere la superestructura, englobando su función, sus cargas transmitidas al suelo, materiales que la constituyen, etc.

II.- En lo que se refiere al suelo a sus propiedades mecánicas, especialmente a su resistencia y compresibilidad, e sus condiciones hidrológicas, etc.

III.- Un factor importante es el económico, debiendo equilibrar el costo de la cimentación con respecto a la importancia y aun más el costo de la superestructura.

5.4.- CIMENTACIONES O CIMIENTOS.

a.- Generalidades.

Tenemos que, cimentación profunda es aquella cuya profundidad de desplante es mayor que dos veces el ancho del cimiento, sin embargo no existe un límite preciso, en la profundidad de desplante, que separe a una cimentación profunda de una superficial.

Cuando por las características del suelo superficial no sea posible el uso de una cimentación superficial, es conveniente buscar terrenos de apoyo más consistentes a una profundidad mayor. Muchas veces estos no aparecen a niveles alcanzables económicamente, siendo preciso la utilización de apoyos a los terrenos blandos y poco resistentes de que se disponen, contando con elementos de cimentación que distribuyan la carga en un espesor grande de suelo. En estos y otras casos se hace indispensable utilizar una cimentación profunda.

b.- Clasificación.

Las cimentaciones profundas que con más frecuencia hoy -

505

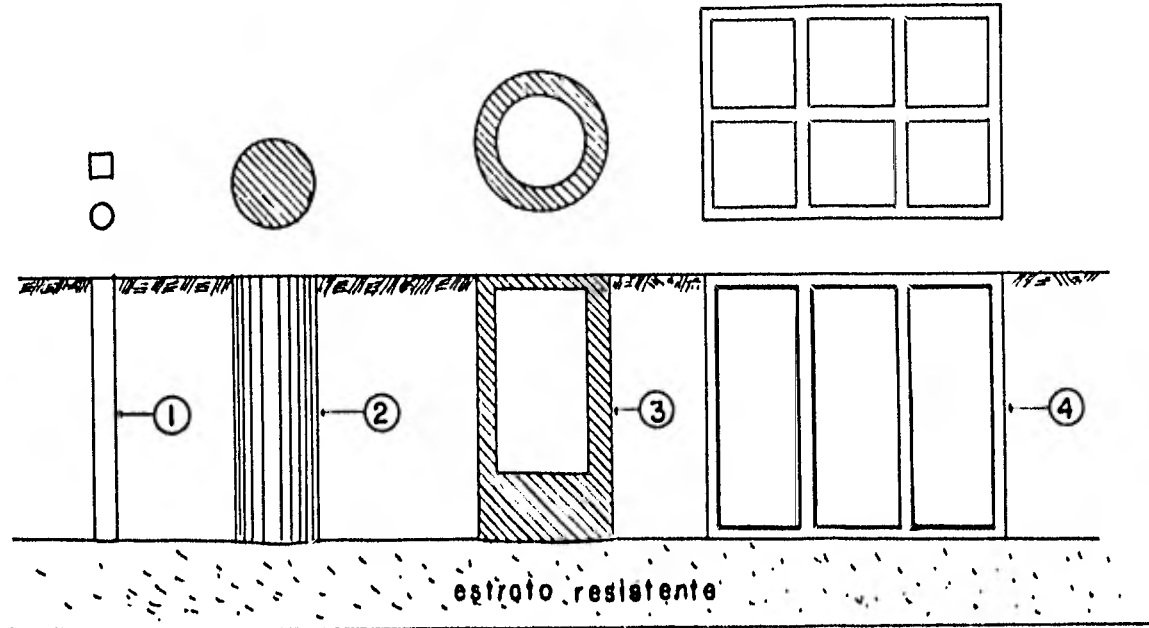


FIGURA IX

TIPOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

- | | |
|--------------------|-----------------------------|
| ① PILOTE | ② PILA |
| ③ CILINDRO (Corte) | ④ CAJON DE 6 CELDAS (Corte) |

se utilizan, se pueden distinguir entre sus elementos entre sí por la magnitud de su diámetro o lado, por su tipo de sección circular o recta.

Los pilotes son elementos esbeltos, con dimensiones -- transversales del orden comprendido entre 0.30 y 1.0 m. A pesar del amplio rango de dimensiones que se indica, la mayoría de los pilotes actualmente en uso, tienen diámetros que fluctúan entre 0.30 y 0.60 m. Estos pueden estar constituidos de diferentes materiales, como son madera, concreto y acero.

Para la utilización de los pilotes se requiere, que cumplan una función o varias de las que mencionaremos:

I.- Transmitir las cargas, de una estructura a través de un espesor de suelo blando, o a través de agua, hasta donde encuentre la resistencia de un suelo que garantice el apoyo adecuado. La forma de trabajo se asemeja a la de una columna de una estructura.

II.- Se utilizan la fricción lateral que origina entre suelo y pilote, transmitiendo la carga a un cierto espesor de suelo blando.

III.- Dando capacidad de carga por medio de compactar suelos granulares.

IV.- Proporcionar anclaje lateral a un tipo de estructuras, (como tablerestacado) o el poder soportar fuerzas laterales, que son aplicadas sobre ellas, (como en el caso de puentes), siendo este un caso de utilización de pilotes inclinados.

V.- Proporcionar anclaje a estructuras, sujetos a subpresiones, momentos de volcaduras o cualquier efecto que trate de levantar la estructura, entos pilotes trabajan a tensión,

VI.- Por medio de la cimentación profunda alcanzar niveles ya no sujetos a erosión, socavación u otro efecto nocivo.

VII.- Protección de estructuras marítimas, tales como - atracaderos muelles, etc., contra buques flotantes o embarcaciones que puedan golpearlos.

Tipos de pilotes

La clasificación de ellos atienden a diferentes causas.

a.- Respecto a su elaboración y tipo de material empleados.

- I.- De madera.
- II.- De acero.
- III.- De concreto simple.
- IV.- De concreto reforzado.
- V.- De concreto presforzado.
- VI.- Mixtos.

b.- Respecto al lugar de construcción.

I.- Prefabricados, cuando el pilote se fabrica en lugar - distinto al de su hincado.

II.- Fabricado en el lugar del hincado.

c.- Respecto a la sección transversal.

- I.- Maciza.
- II.- Hueca.

d.- Respecto a su apoyo.

I.- Pilotes de punta; Cuando la carga es transmitida en su mayoría, por un apoyo directo del extremo del pilote a un punto resistente.

II.- Pilotes de fricción; Cuando la carga es transmitida en su mayoría, al terreno por fricción en sus superficies laterales.

III.- Pilotes de apoyo mixto: Cuando parte de la carga del pilote, se transmite por fricción lateral y el resto por apoyo directo.

e.- Respecto a su dirección.

I.- Pilotes inclinados.

II.- Pilotes verticales.

Las pilas, son otro tipo de elementos de cimentación cuyo ancho sobre pasa 1.0 m pero sin exceder 2.0 m. Existen - - ciertas controversias en cuanto a su definición, ya que unos autores concideran una pila como unicamente una zapata, que - transmite cargas a terrenos más profundos, ya que trabajan - igual que esta, con la unica salvedad que la zapata tiene una relación profundidad-ancho igual a uno, mientras que la pila tiene una relación mayor o igual a cuatro, ya otros autores - denominan a la pila como un elemento intermedio de un puente, el cual sirve de apoyo.

Las pilas siendo de una dimensión mayor al pilote, es - prohibitivo su hincado a golpes y suelen ser preexcavadas, a mano o con maquinaria especial. Existen varios procedimientos

Pozo seco, este es uno de los procedimientos, consiste - en fabricar manualmente un pozo hasta la profundidad de des- plante, siendo adomado convenientemente y de tales dimen- - siones que un hombre pueda trabajar en su interior, como su - nombre lo indica este solo puede utilizarse en terrenos secos o en los que las filtraciones sean pequeñas.

Método Chicago, este es otro método, en este método no - se excava hasta una profundidad de desplante, si no que hasta una profundidad de 1 a 2 m, según la resistencia del material, la excavación se adema con largeros verticales de madera, que

se mantienen con cañiles de acero, se continúa después la excavación repitiendo las operaciones de ensado en cada tramo, al alcanzar el nivel de apoyo se hace una aplicación de la base, para mejorar el poder resistente del elemento, el hueco ya excavado se rellena de concreto.

Si al estar ejecutando la excavación, existen filtraciones excesivas se puede utilizar el método Crow, consistente en introducir en el terreno, secciones tubulares de acero, telescópicamente, excavando a mano el material que va quedando dentro de cada sección.

Siendo en la actualidad la excavación manual muy costosa, se han desarrollado máquinas capaces de construir pilas, que además no tienen limitaciones con respecto a excesivas filtraciones. Destacando la patente francesa o sea la máquina Benoto, que fabrica pilas del orden de un metro. La excavación se realiza hincando un tubo exterior resistente, del que se va extrayendo el material mediante el uso de una cuchara almeja. El tubo es introducido con un cable efecto, de combinación de presión y rotación alternado, con el que se asegura que este no se adhiere al suelo. Al término de la excavación se rellena con concreto, al mismo tiempo que se extrae la tubería de perforación.

Los cilindros, son otro tipo de cimentación profunda, y es un elemento cuya dimensión transversal es mayor de 3.0 m. Estos elementos son construidos huecos, por su ancho de sección y obteniéndose de esta modo un ahorro en material, solo con tapon de concreto en la punta.

Los cilindros en su construcción, consiste en colocar sobre el terreno, el elemento excavando en su interior ya sea mecánicamente o manual para retirar el material, el cilindro

desciendo a medida que se retira el material bajo el, hasta llegar al estrato de desplante. La penetración se facilita con una punta biselada o cuchilla de acero en la parte inferior. Cuando por su necesidad se es necesario la construcción de grande longitud, se hace su elaboración por tramos, colocándose cada sección, sobre la superficie monolíticamente unida a la parte que se haya hincado con anterioridad. Muchas veces para vencer la fricción lateral que hay entre el cilindro y el terreno, es necesario utilizar un lastre o chiflon - en otras ocasiones se aplica agua en la periferia del cilindro con el fin de lubricarlo y de esta forma disminuir la fricción lateral.

Los cajones de cimentación, es otro de los cimientos profundos, existiendo una sola diferencia con respecto a los cilindros, de que son de forma paralelepípedica.

Referente a los cajones de cimentación, puede decirse que las técnicas de fabricación pueden ser aplicadas también al manejo de cilindros.

Pueden distinguirse dos casos, que obligan a adoptar técnicas diferentes, esta depende de que exista agua o no en el lugar de desplante del cajón. Si en su caso no existiera nivel de agua, la construcción del cajón de una o varias celdas puede hacerse semejante a como nos referimos a los cilindros, o sea extrayendo el material de su interior y colando, sucesivamente en tramos el elemento a medida que va hundiéndose en el suelo.

Si encontramos nivel freático, existen dos técnicas distintas. En el primer caso se lleva flotando hasta el lugar de construcción, un molde de acero que constituirá la sección inferior del cajón, este reproduce la forma del cajón, de modo

que los futuros muros de las celdas de éste, aparecen como cámaras huecas entre dos laminas de acero en aquel. Ya colocado este se rellena de concreto para ir colando los muros de las celdas del cajón, sirviendo como contrapeso y haciendo que el molde de acero llegue al fondo se descañe. En este momento y posición, se lleva acabo la excavación del material, dentro de cada una de las celdas, con lo que el cajón es llevado a la profundidad que se quiera bajo el fondo del río, lago, etc. siendo el más alto que el tirante del agua en el lugar, si el cajón es demasiado grande, el molde podrá formarse por secciones, conforme se va hundiendo.

Para el segundo procedimiento, se tiene que colocar un tablaestacado de acero, que sobre pase el nivel del agua, encerrando la zona a construir. El espacio interior se rellena de arena, hasta que esto sobresalga del nivel del agua, conforma de isla. Lográndose el hincado del cajón como si no hubiera tirante de agua.

En el cajón neumático, el trabajo en seco se logra, -- creando por medio de aire a presión, una cámara de trabajo en su extremo inferior. Esta técnica es limitativa a la presión, que puedan soportar el personal que trabaja en la cámara, y -- excavar el terreno bajo el cajón hasta llevar a este a su destino. Oscilando profundidades de 10 a 20 m.

5.5.- CONSIDERACIONES.

a.- Generalidades.

Tomando en cuenta las características del sub-suelo, reveladas por los sondos y ensayos de laboratorio, se considera que el tipo de cimentación más adecuada será el de superficial, mediante el empleo de zapatas aisladas o corridas según su caso.

b.- Capacidad de carga.

La capacidad de carga permisible, está particularmente relacionada con la profundidad de desplante de los cimientos, debido a la presencia del manto débil, que se ubica entre los 3 y 6 m de profundidad aproximadamente de acuerdo a los sondeos, es tal y conveniente que el desplante se realice lo más superficial posible, con el fin de que los esfuerzos al nivel del manto blando, se minimicen pero al mismo tiempo, habrá que cuidarse que el desplante no se efectúe, en la arcilla superficial sujeta a cambios volumétricos estacionales. De lo anterior, se considera que una profundidad de desplante de 1.50 m tiende a conciliar ambos factores.

Aplicando la fórmula de capacidad de carga de Skempton, al nivel de desplante propuesto y considerando que el ancho de las zapatas no excederán sustancialmente de 2.00 m (salvo en la Torre de Control), la capacidad de carga permisible, con factor de seguridad de 3, resulta del orden de 15 ton/m² una vez tomada en cuenta la reducción que impone el manto limo arcilloso medianamente compactado, ubicado entre los 3 y 6 m. Para el caso particular, de la Torre de Control en el cual el ancho de la cimentación será de aproximadamente 7 m la capacidad de carga permisible deberá limitarse a 6 ton/m².

b.1.- Cálculo de la capacidad de carga.

Como se menciona anteriormente, el cálculo de capacidad de carga se lleva a cabo con la teoría de Skempton, ya que es una cimentación superficial y además suelo cohesivo. La expresión correspondiente es:

$$q_c = \frac{c \cdot N_c}{F.S.} + \gamma_f \cdot D_f$$

en donde;

Q_c = capacidad de carga admisible, en ton/m^2

c = resistencia al corte, en ton/m^2

K_c = factor de capacidad de carga, en función de $\frac{D_f}{B}$

D_f = profundidad de fondeo, en m

B = ancho de cimiento, en m

γ_f = peso volumétrico del suelo, en ton/m^3

F.S. = factor de seguridad

Capacidad de carga en el cimiento del Edificio Terminal:

Se obtienen todos los valores, para obtener la capacidad de carga del cimiento, considerando un factor de seguridad de 3.

Obtención de K_c

$$K_c = \frac{D_f}{B} = \frac{1.5}{2.0} = 0.75$$

para este valor de 0.75, en la tabla II se obtiene un valor de $N_c = 6.2$.

Obtención de " c ".

$$c = \frac{q_u}{2}$$

q_u = resistencia a la compresión simple del terreno de la tabla I.

Checando en los gráficos de prueba, se llega a la conclusión que se necesitarán 10 golpes de penetración para la capa de profundidad comprendida entre los 3 y 6 m, donde el estrato es una arcilla limosa poco compacta.

Con el número de golpes, se entra a la tabla I y se obtiene un valor de $q_u = 1.5 \text{ kg/cm}^2 = 15 \text{ ton/m}^2$.

$$c = \frac{15}{2} = 7.5 \text{ ton/m}^2$$

El γ_f del suelo es de 1.7 ton/m^3

Ya con estos datos, se puede calcular la capacidad de carga del Edificio Terminal.

$$q_c = \frac{1.5 \times 1.2}{3} + 1.5 \times 1.7 = 17.54 \text{ ton/m}^2$$

Este valor, es mayor que el de 15 ton/m² de proyecto y - por lo tanto, esta bien considerada esta capacidad de carga.

Capacidad del subsuelo de los edificios Anexos, C.R.E.I. y Torre de Control:

Se obtendrán todos los valores, para obtener la capacidad de carga del subsuelo, considerando un factor de seguridad de 3.

Obtención de Nc.

$$N_c = \frac{Bf}{B} = \frac{0.7}{1.2} = 0.58$$

para este valor de 0.58, en la tabla II se obtiene un Nc=5.9

Obtención de "c".

$$c = \frac{q_u}{2}$$

q_u = resistencia a la compresión simple del terreno de la tabla I.

Checando en los sondeos de prueba, se llega a la conclusión que se necesitaron 6 golpes de penetración para la capa de profundidad comprendida entre, 3 y 6 m, donde el estrato es una arcilla limosa poco compacta.

Con el número de golpes, se entra a la tabla I y se obtiene un valor de q_u = 0.75 kg/cm² = 7.5 ton/m².

$$c = \frac{7.5}{2} = 3.75 \text{ ton/m}^2$$

El γ_f del suelo es de 1.7 ton/m³.

Ya con todos estos datos, se puede calcular la capacidad de carga de los edificios.

$$q_c = \frac{3.75 \times 1.2}{3} + 1.7 \times 1.7 = 9.56 \text{ ton/m}^2$$

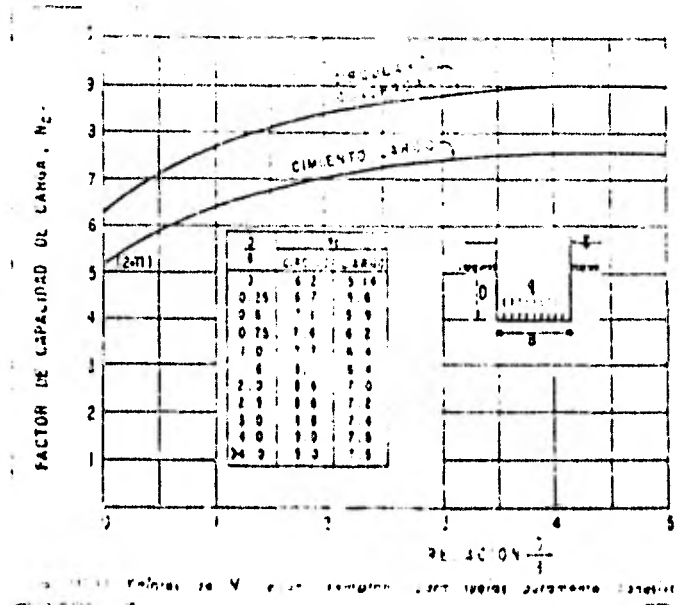


TABLA II

Este valor es mayor que el de 9 ton/m^2 , propuesto para en el proyecto y por lo tanto, esta bien considerada esta capacidad de carga.

c.- Asentamientos.

Por lo que se refiere a los posibles asentamientos que habrá de ocurrir, se efectuaron las estimaciones correspondientes, tomando en cuenta que el manto compresible se encuentra consolidado y que por lo tanto las correlaciones disponibles entre el índice de compresión y el límite líquido conducen a resultados razonablemente aproximados.

De esta manera se obtuvo que el asentamiento máximo bajo una zapata de 2 m de ancho, sometida a una presión de contacto de 15 ton/m^2 no excederá de 10 cm, valor que se juzga aceptable, si se toma en cuenta que buena parte del mismo ocurrirá durante la construcción. Para el caso de la Torre de control, los asentamientos resultarán similares ya que si bien los esfuerzos se mantienen prácticamente constantes con la profundidad, dentro del espesor compresible, debido al mayor ancho de la cimentación, este efecto se contrarresta por la reducción de la presión de contacto a un valor del orden de la mitad (9 ton/m^2), del permisible, en las zapatas de los edificios Anexos y C.R.E.I.

c.1.- Cálculo de asentamientos:

De acuerdo a los niveles de los estratos existentes en el subsuelo de el edificio Terminal, se llevo a cabo el cálculo de asentamientos probables del subsuelo.

Basándose en la estadigráfia, en las primeras capas y hasta una profundidad de 3 m, se encuentra un estrato de una arena compacta, ya que el número de golpes de penetración, es

superior a 20, dando como resultado que esta siena compactada, por esta deducción y de acuerdo a la tabla 17, que se puede comprobar, para una zapata de 2 m y 20 golpes nos da una presión de contacto del orden de 30 ton/m², que es superior a las 15 ton/m² consideradas, por el proyecto de la cimentación esto da como resultado que el valor de $\Delta h = 0$.

El estrato a tomar en cuenta es el ubicado entre el nivel de 3 a 6 m, es un estrato de limo arcilloso, de acuerdo al número de golpes comprendidos entre 5-10 para su penetración, si puede sufrir asentamiento probable, Fig. 11.

La capa de limo arcilloso se encuentra bajo el nivel freático, se puede hacer las siguiente consideración:

Para suelo saturado $\omega = 100\%$, de acuerdo a los sondeos $w = 40\%$ y $S_r = 7.60$.

Calculando e_0 .

$$e_0 = \frac{w \cdot S_r}{G_c}$$

Sustituyendo valores:

$$e_0 = \frac{40 \times 7.6}{100} = 3.04$$

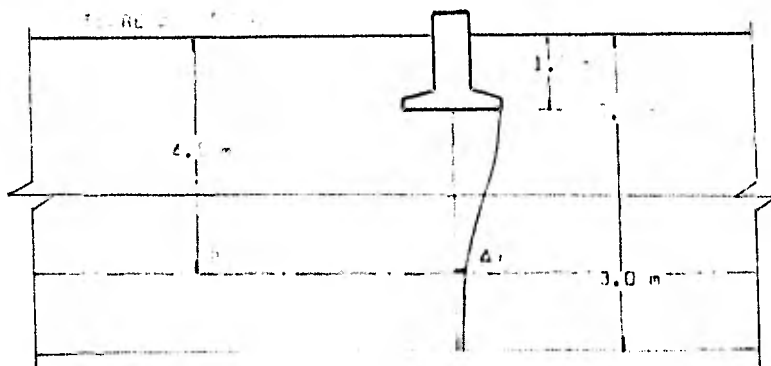
Calculemos ahora C_c .

$$C_c = 0.009(LL - 10)$$

De los sondeos $LL = 50\%$.

$$C_c = 0.009(50 - 10) = 0.36$$

Para poder obtener el e es necesario el cálculo de las presiones P_0 y P_f .



1987

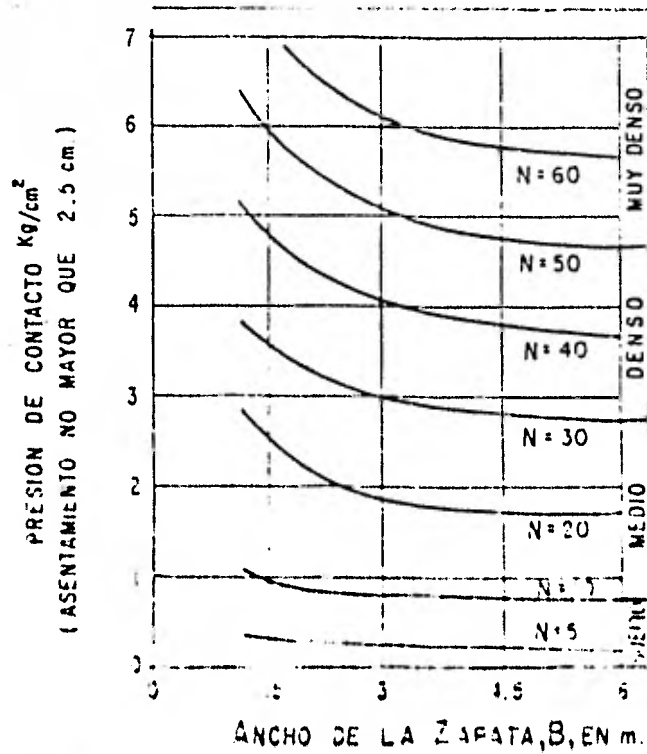
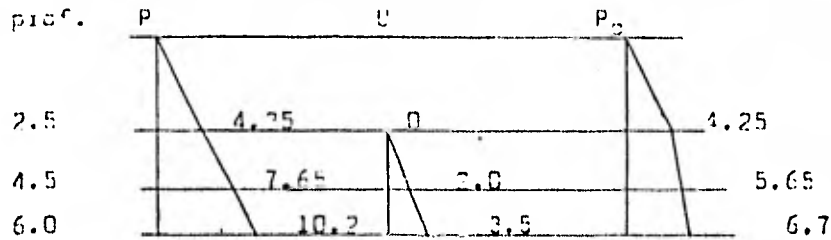


FIG. VIII.- Presión de contacto correspondiente a asentamientos de 2.5 cm (1") para zapatas en arena

TABLA IV

$$P_f = P_0 + \Delta P$$

Cálculo de P_0 .



El valor de $\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3$

El valor de P_0 , para una profundidad de 4.5 m es del orden de 5.65 ton/m^2 .

Cálculo del ΔP .

Utilizaremos, el método de Boussinesq, gráfica de R.E.Fa dum para área rectangular uniformemente cargada tabla V.

$$\sigma_z = w \cdot w_0$$

donde:

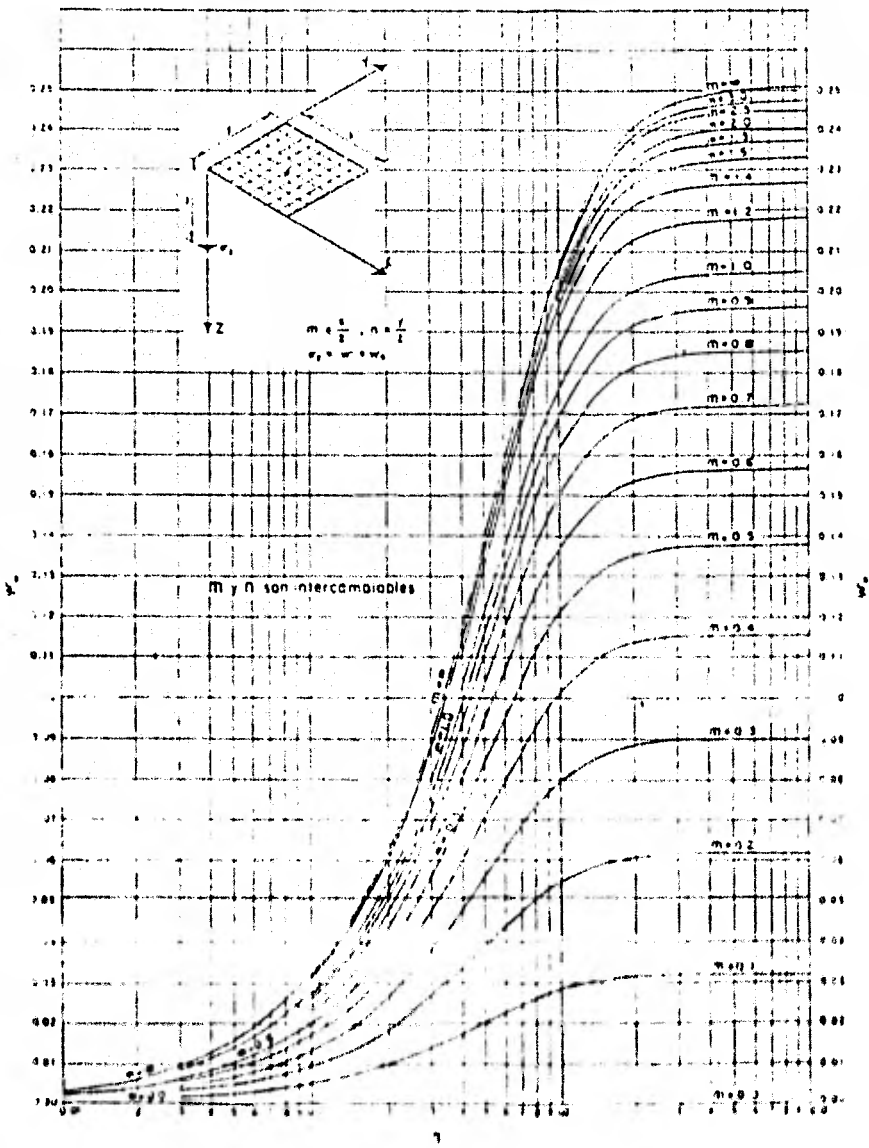
σ_z = es el esfuerzo a una profundidad "z", ton/m^2 .

w = carga transmitida al subsuelo, ton/m^2 .

w_0 = valor obtenido de la gráfica de Fadum, en función de m y n que pueden ser intercambiables.

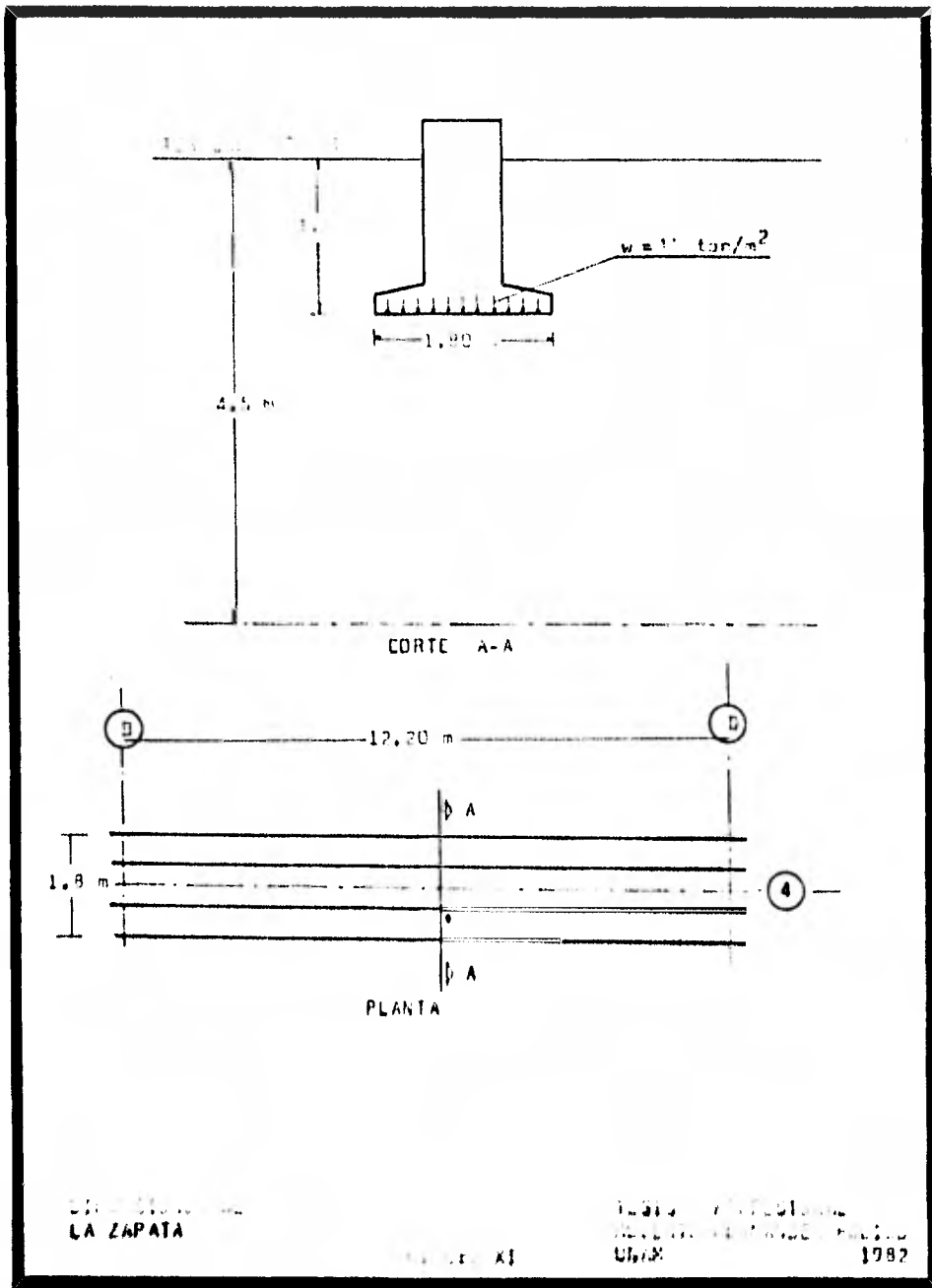
$$m = \frac{x}{z} \quad n = \frac{y}{z}$$

Para el edificio Terminal, calcularemos el asentamiento en la zapata ubicada en el eje 4, contraeje B y D, debido a que es la más cargada, fig D tema 2, esta zapata tiene las siguientes dimensiones, fig. (XI).

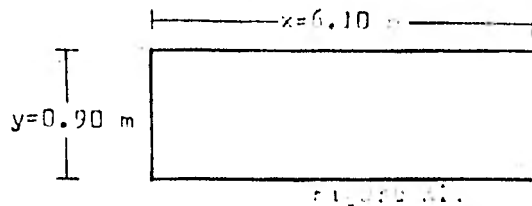


ANEXO I - d. MIRA ALTA. CARGA UNIFORMEMENTE CARROGA (CASO DE ROUSINHO).

TABLA V



De acuerdo a estos datos y usando la gráfica de F_{ad} , - consideremos la zapata dividida en 4 secciones iguales, para obtener el ΔP en el centro de la zapata: Fig. (XII).



Con nuestras dimensiones de la zapata, el ΔP a calcular se encuentra a una profundidad de 4.50 m.

$$z = z_{4.5} - z_{1.5}$$

$z_{4.5}$ = la profundidad a la mitad del estrato limo arcilla no, en m.

$z_{1.5}$ = la profundidad de desplante de zapata, en m.

$$z = 4.5 - 1.5 = 3.0$$

Conocido esto podemos pasar al cálculo de w_0 , que está en función de "m" y "n".

$$m = -\frac{x}{2} = -\frac{6.10}{2} = 3.05 \quad n = -\frac{y}{2} = -\frac{0.90}{2} = 0.45$$

Entrando a la gráfica de F_{ad} con estos valores nos da un valor de $w_0 = 0.09$.

$$\sigma_0 = w \cdot w_0 = 15 \cdot 0.09 = 1.35 \text{ ton/m}^2$$

Como es la cuarta parte de la zapata, el σ_0 debe de multiplicarse por 4.

$$\sigma'_3 = 1.35 \times 4 = 5.4 \text{ ton/m}^2$$

El valor de la presión de contacto al nivel del estrato limo arcilloso es del orden de 5.4 ton/m^2 .

Obtenido este valor y conociendo el de P_0 , se puede calcular el P_f .

$$P_f = P_0 + \Delta P$$

sustituyendo valores

$$P_f = 5.65 + 5.4 = 11.05 \text{ ton/m}^2$$

Cálculo del Δe .

En vista de que el número de golpes, en el estrato limo arcilloso varie entre 5 y 10 golpes se puede considerar su consistencia medianamente firme, por lo que para tomar en cuenta, esta condición podemos reducir el índice de compresibilidad a la mitad.

Ya con esta consideración,

$$C_c = \frac{0.26}{2} = 0.13$$

Se prosedera a la obtención de Δe .

$$\Delta e = C_c \left(\log \frac{P_f}{P_0} \right)$$

$$\Delta e = 0.13 \left(\log \frac{11.05}{5.65} \right) = 0.052$$

Con este valor de $\Delta e = 0.052$ podemos calcular nuestro asentamiento

Partiendo de la fórmula que permite calcular el asentamiento por consolidación de un estrato de espesor h , se calculará el asentamiento del estrato limo arcilloso. Dicha fórmula es:

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

sustituyendo valores en la ecuación.

$$\Delta H = \frac{0.057}{1 + 1.04} \cdot 3 = 0.0764 \text{ m}$$

Con este asentamiento obtenido, podemos decir que el valor $\Delta H = 10$ cm, considerada, está correcto ya que es mayor, - al ΔH obtenido en el cálculo.

Para el cálculo de los asentamientos, hubiera sido muy - importante hacer pruebas de consolidación para ver como se - comportaba el terreno.

Referente a los otros edificios, - debido a que el edificio Terminal es el que transmitirá al subsuelo la mayor carga se puede considerar que el asentamiento considerado $\Delta H = 8$ cm para los edificios Anexos, C.R.L.I. y Torre de control, están dentro de la tolerancia, sabiendo que su transmisión de cargas al subsuelo son inferiores.

d.- Recomendaciones.

Recomendaciones para el diseño de la cimentación de los diversos edificios.

Edificio Terminal;

1.- se recomienda cimentar por contacto directo mediante zapatas corridas con sus respectivas contra-tabas.

II.- La profundidad de desplante y capacidad de carga - permisibles serán de 1.50 m. y 15 ton/m², respectivamente. Dicha profundidad está referida a la superficie del terreno natural, sin embargo, si por razones económicas se considera - conveniente, la profundidad antes consignada podrá referirse a la rasante del terraplén siempre y cuando se efectúe un despalme de los 0.7 m., superiores del terreno natural, reemplazándolo por un material de calidad no inferior al utilizado - en la capa sub-rasante de las pistas y compactando a un grado mínimo del 95 %, en un ancho mínimo de ves y media del correspondiente al de la zapata.

III.- Dada la presencia de un manto blando, que se ubica entre las profundidades de 3 a 6 m., se recomienda vigilar, - que el ancho de las zapatas no exceda sensiblemente de 2.0 m., ya que de lo contrario habrá necesidad de reducir, la capacidad de carga permisible anteriormente propuesta.

IV.- En cuanto a los asentamientos previsibles, las estimaciones efectuadas al respecto, condujeron a valores del orden de 10 cm., para los totales y aproximadamente la mitad para los diferenciales, entre el centro y orilla del edificio.

Estos valores, aunque no son muy elevados, ponen de manifiesto la conveniencia de rigidizar dentro de lo posible la cimentación y ligar convenientemente las columnas.

Edificio Anexo a Torre de Control:

I.- Se considera, que la cimentación quedará adecuadamente resuelta, utilizando zapatas corridas, a lo largo de sus - 2 ejes longitudinales, adicionalmente se recomienda, colocar traveses de liga entre estas zapatas, tanto en sus extremos como a intervalos no mayores de unos 10 m.

II.- La profundidad de desplante y capacidad de carga -

permisible serán de 0.70 m. y 8 ton/m², respectivamente. Dicha profundidad está aproximadamente bajo el nivel de la superficie de terracerías.

III.- En cuanto a los asentamientos previsibles, se estiman que los totales no excederán de unos 5 cm. y los diferenciales de 2 cm.

Edificio del Cuerpo de Rescate y Extinción de Incendios:

En virtud de tratarse de un edificio semejante al Anexo a Torre, las respectivas recomendaciones para el proyecto de la cimentación serán en consecuencia esencialmente las mismas.

Torre de Control:

I.- Se recomienda cimentar esta estructura, por contacto directo mediante una losa corrida.

II.- La profundidad de desplante y capacidad de carga permisible serán de 1.90 m., y 8 ton/m², respectivamente. Dicha capacidad de carga será la que limite el área de la losa de cimentación.

6.- CONCLUSIONES.

A continuación se presentan las principales conclusiones al proyecto de pavimentos y al estudio de cimentación de los edificios.

Referente al proyecto de pavimentos, aún existiendo varios diseños de pavimentos el más recomendable y usado por la S.A.H.O.F., en pavimentos flexibles es el método del V.R.S. (Valor Relativo de Soporte), el cual ha sido complementado con una serie de gráficas para cada tipo de aeronave que se desea llegue a un aeropuerto, por el tipo de alcance que vaya a tener.

En pavimentos rígidos el más recomendable y usado por la S.A.H.O.F., es el método de la Asociación de Cemento Portland (P.C.A.), del cual existen al igual que del V.R.S., gráficas para ayuda del diseño de los pavimentos rígidos.

Referente a los estudios de cimentación, se llegó a determinar en los edificios el uso de zapatas corridas, dependiendo de las características del subsuelo.

En el Edificio Terminal se considera la profundidad de desplante de 1.2 m siendo zapatas corridas con sus respectivas contratrajes.

De los otros edificios se considera, tanto en el edificio Anexo a Torre de Control, como el del Cuerpo de Rescate y Extinción de Incendio (C.R.E.I.), se usan zapatas corridas con sus respectivas contratrajes, colocando adicionalmente trabes de liga y a una profundidad de desplante de 0.70 m.

Por último, la Torre de Control se recomienda cimenter por contacto directo, mediante una losa corrida con una profundidad de desplante de 1.20 m.

BIBLIOGRAFIA

Geología Principios y Procesos.

William H. Emmons, Ires Allison, Elington H. Stauffer, Leora
A. Thiel.

Editorial McGraw-Hill 1965

Elementos de Geología.

James H. Zumberge.

Editorial C.C.C.S.A. 1962

Geología de México.

Ing. Jesús Ruiz Elizondo.

J.N.A.M. Apuntes de la Facultad de Ingeniería.

Chiapas Económica.

Moises T. de la Peña.

1954

Principles of Pavement Design.

E.J. Yoder, M.W. Witzczak.

Editorial John Wiley and Sons, 1975

Mecánica de suelos, Tomos I y II.

Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez.

Editorial LIMUSA. 1970-79

La Ingeniería de suelos en las Vías Terrestres. Vol 1

Alfonso Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo.

Editorial LIMUSA. 1978

Diseño y Construcción de Pavimentos, Primera Parte.

Ings. Alfonso Rico R., Felipe Lora G., Carlos Fernández L.,
Miguel Quintana K. y Fernando Rodarte L.

Centro de Educación Continua.

División de Estudios Superiores.

Facultad de Ingeniería U.N.A.M.

Junio 1978

Diseño de Pavimentos de Concreto para Aeropuertos.

Portland Cement Association.

Editorial LIMUSA.

1977

Proyecto y Construcción de una nueva pista de aterrizaje pa-
ra el Aeropuerto de Guadalajara, Jalisco.

Andrés Gómez Rodríguez.

Tesis Profesional U.N.A.M.

1968

Mecánica de suelos en la ingeniería práctica.

Karl Terzaghi y Ralph E. Peck.

Editorial El Ateneo S.A.

1980

Serie de ejercicios de cimentaciones.

Marco Julio Gómez Panchame.

Facultad de Ingeniería U.N.A.M.

Serie de ejercicios de Mecánica de Suelos Teórica

Facultad de Ingeniería U.N.A.M.