

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Mayo 2	9 a 9 15 a m.	Introducción	Ing Fernando Favela Lozoya
	9 15 a 10 30 am	Generalidades sobre Mecánica de Suelos	Ing. Alfonso Rico Rodríguez
	10 30 a 10 45 a m	Receso	
	10 45 a 12 15 h	Generalidades sobre Mecánica de Suelos	Ing. Alfonso Rico Rodríguez
	12 15 a 12 30 h	Receso	
	12 30 a 13 30 h	Estabilización de Suelos con Aditivos	Ing. Carlos Fernández Loaiza
	13 30 a 15 00 h	Comida	
	15 a 16 h	Estabilización de Suelos con Aditivos	Ing. Carlos Fernández Loaiza
	16 a 17 15 h	Selección del Tipo de Pavimento, Materiales para Pavimentos y Generalidades sobre Pavimentos	Ing. Felipe Loo Gómez
	17 15 a 17 30 h	Receso	
17 30 a 19 h	Selección del Tipo de Pavimento, Materiales para Pavimentos y Generalidades sobre Pavimentos	Ing Felipe Loo Gómez	

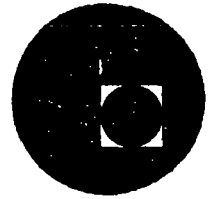
Fecha	Duración	Tema	Profesor
Mayo 3	9 a 14 h	Diseño de Pavimentos en Carreteras	Ing. Luis Miguel Aguirre Manchaca
	14 a 15 h	Comida	
	15 a 16 45 h	Diseño de Pavimentos en Carreteras	
	16 45 a 17 h	Receso	
	17 a 19 h	Taller de Diseño	
Mayo 4	9 a 10 30 a. m.	Diseño de Pavimentos en Aeropuertos	Ing. Francisco Fernando Rodarte Lazo
	10 30 a 10 45	Receso	
	10 45 a 12,15 h	Evaluación de Pavimentos	Ing. Francisco Fernando Rodarte Lazo
	12 15 a 12 30	Receso	
	12:30 a 13 30	Taller de Diseño de Pavimentos en Aeropuertos	Ing. Francisco Fernando Rodarte Lazo
	13 30 a 15 h	Comida	
	15 a 16 30	Criterios de Conservación	Ing. Miguel Quintero Nares
	16 30 a 16 45	Receso	
	16 45 a 17 45	Planeación de los Trabajos de Construcción	Ing. Carlos Manuel Chavarrí Maldonado
	17.45 a 18 h	Receso	
18 a 19 h	Importancia de las Terracerías	Ing. Miguel Quintero Nares	

Fecha	Duración	Tema	Profesor
Mayo 5	9 a 12 h	Materiales Pétreos	Ing. Pedro Luis Benítez Esparzá
	12 a 13 30 h	Bases y <u>S</u> ubbases	Ing. Alfredo Guerra Guajardo
	13 30 a 15 h	Comida	
	15 a 16 15 h	Factores que Afectan la Compactación	Ing. Federico Alcaraz Lozano
	16 15 a 16 30 h	Receso	
	16 30 a 17 45	Métodos de Compactación	Ing. Roberto Pasquel Luján
	17 45 a 18 h	Receso	
	18 a 19 h	Carpetas de Riegos	Ing. Federico Alcaraz Lozano
Mayo 6	9 a 10 30 a. m.	Carpetas de Mezclas	Ing. Emilio Gil Valdivia
	10 30 a 10 45 a. m.	Receso	
	10 45 a 12 15 h	Transporte, Colocación y Compactación de las Mezclas Asfálticas en Caliente. Procedimientos de Construcción y Criterios para la Elección del Equipo. Causas que Originan Defectos de Construcción y <u>M</u> étodos para Evitarlos y Corregirlos.	Ing. Roberto Pasquel Luján
	12 15 a 12 30 h	Receso	
	12 30 a 13 30 h	Procedimientos de Construcción de Pavimen <u>t</u> os Rígidos	
	13 30 a 15 00 h	Comida	
	15 a 17 h	Procedimientos de Construcción de Pavim <u>e</u> ntos Rígidos.	
	17 a 17 15 h	Receso	
	17 15 a 19	Control de Producción	Ing. Fernando Favela Lozoya

Fecha	Duración	Tema	Profesores
Mayo 7	8 a 11 a m.	Control de Calidad	Ing. Alfonso Rico Rodríguez
	11 a 14 h	Investigación (PANEL)	Ing. Alfonso Rico Rodríguez Ing. Santiago Corro Caballero Ing. Luis Miguel Aguirre Menchaca Ing. Miguel Quintana Torres Ing. Roberto Sosa Garrido Ing. Manuel Zárate Aquino Ing. Carlos Fernández Loaiza



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

GENERALIDADES SOBRE MECANICA DE SUELOS

TOMADAS DEL LIBRO "LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES". VOLUMEN I.
AUTORES: ALFONSO RICO Y HERMILO DEL CASTILLO
EDITORIAL: (LIMUSA).

ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ

MAYO DE 1977.

Breves nociones de mecánica de suelos

1.1 INTRODUCCION

Para los fines de este libro se entiende por "Vías terrestres" las carreteras, los ferrocarriles y las aeropistas que constituyen los elementos básicos de la infraestructura de una red nacional de transportes. Dentro de la denominación deben caber tanto la más moderna autopista como el más modesto camino rural, y lo mismo la pista que dé servicio a aviones de retroimpulso en un gran aeropuerto que la sencilla pista destinada al tráfico de pequeñas avionetas.

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

La construcción de las vías terrestres implica entonces el uso de los suelos, pero un uso selectivo, ju-

cioso y, en lo posible, "científico". Es sabido que la ingeniería moderna ha desarrollado ramas cuyos objetivos son precisamente el aprender a manejar de la mejor manera posible, ingenierilmente hablando, los suelos y las rocas con que se construyen las vías terrestres. Estas ramas son la Mecánica de Suelos y la Mecánica de Rocas estrechamente auxiliadas por la Geología aplicada. No es pues, de extrañar, dejando a un lado aspectos de planeación y trazo y algunos de índole económica y social, que el proyecto y la construcción de las vías terrestres sean a fin de cuentas una cuestión de aplicación juiciosa de normas de Mecánica de Suelos y de Mecánica de Rocas.

Hoy la Mecánica de Suelos y la de Rocas se han diversificado tanto, que constituyen dos ramas independientes, con metodología y objetivos propios, dentro del conjunto de las especialidades de la Ingeniería, aunque sus fronteras están estrechamente entrelazadas, tanto como lo están los suelos y las rocas cuya distinción a menudo es muy difícil, la Mecánica de Suelos y la de Rocas forman cada vez más dos campos separados que exigen a sus respectivos especialistas toda su dedicación personal.

El presente libro trata de las aplicaciones que tiene la Mecánica de Suelos en el proyecto y en la construcción de las Vías Terrestres, la Mecánica de Rocas sólo interviene, cuando se traslapan los métodos de ambas disciplinas y las soluciones sean comunes o bien, cuando la diferenciación entre ellas sea prácticamente imposible.

La aplicación de la Mecánica de Suelos a un campo cualquiera exige un conocimiento previo de tal disciplina, que a propósito se ha considerado fuera de los alcances de este libro. Afortunadamente existen muchos, algunos muy buenos, con los que el lector podrá suplir esta deficiencia. Sin embargo con fines de unificación de pensamiento y aun de nomenclatura, este primer capítulo está dedicado a la presentación de ideas básicas sobre Mecánica de Suelos, de las que después se hará intenso uso.

12 NATURALEZA Y ORIGEN DE LOS SUELOS

Los suelos son conjuntos de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de rocas preexistentes. El conjunto de partículas presenta dos propiedades esenciales que no pueden ser olvidadas por quienes pretenden comprender su comportamiento ingenieril.

a) El conjunto posee una organización definida y propiedades que varían "verticalmente". En general, en los valores de las propiedades, verticalmente ocurren cambios mucho más rápidos que horizontalmente.

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

Los suelos pueden ser residuales o transportados, según se les encuentre en el mismo lugar en que se han generado o en lugar diferente. El transporte por aire y agua y la sedimentación en esos dos medios constituyen el mecanismo usual que da lugar a un suelo transportado. Es evidente que la estructuración y la "distribución interna" de las propiedades tienen que ser completamente diferentes en un suelo residual que en un suelo transportado. En el primero, el ataque mecánico y la desintegración química tienden a producir un resultado final que en estructura y disposición recuerda, aunque sea lejanamente, a la roca madre. Los suelos transportados y depositados en aire o agua generan estructuras que están regidas únicamente por los mecanismos propios de la deposición y en nada por la disposición, características y condiciones minerales de la roca original.

Cabe aquí un comentario de carácter general que pocas veces se valora por completo en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos. En una medida sin duda mayor que lo deseable, la Mecánica de Suelos actual se refiere sobre todo a los suelos transportados. Empezó por el interés que plantearon diversos problemas de índole general e importante, sobre todo del tipo de cimentaciones en ciudades grandes y con subsuelos particularmente difíciles, se desarrolló por las ideas que fueron surgiendo de los laboratorios y de las experiencias de campo de quienes afrontaban tales problemas. En general, tales ciudades catalizadoras del interés por la Mecánica de Suelos existen en valles o planicies de costa, en los que, por razón natural, los suelos son transportados y no residuales, más propios de zonas onduladas o montañosas. Como consecuencia, se estudiaron sobre todo suelos transportados y se fueron conociendo sus propiedades, que a menudo se confundieron con las propiedades de los suelos en general, aun cuando lógicamente las de los suelos residuales hayan de ser diferentes. En

el transcurso del tiempo, toda la metodología de trabajo de la Mecánica de Suelos, incluyendo los métodos de prueba e investigación en el laboratorio, que han jugado tan importante papel en el desenvolvimiento de la disciplina, fue mostrando una inclinación hacia los suelos transportados que fue dejando a los residuales relativamente marginados del progreso de la especialidad. Y si es cierto que los suelos transportados abundan en la naturaleza, sobre todo en zonas apropiadas para la deposición, geológicamente hablando, también es cierto que los suelos residuales no lo son menos y que en estructuras como las carreteras o los ferrocarriles deben aparecer con particular frecuencia. En los últimos años, esto lo entendieron claramente muchos investigadores, cuyo interés se refleja cada vez más en las publicaciones de obras especializadas que ya, con relativa frecuencia, tratan de suelos residuales, pero los autores de este libro se preguntan si en el momento presente basta tener "interés" por los suelos residuales, interés que se refleje en su estudio con las ideas teóricas a que se ha llegado estudiando suelos transportados y con la metodología de laboratorio que se ha desarrollado para estos suelos. Parece lógico pensar que no sean esenciales las diferencias en comportamiento entre los suelos residuales y transportados, pero también parece lógico sentir que tales diferencias justifiquen algunos cambios en las actitudes mentales ante los suelos residuales y en las metodologías experimentales, incluyendo diseño de pruebas y equipos.

El ingeniero que aplica Mecánica de Suelos a Vías Terrestres debe tener presentes las ideas anteriores, por lo menos como un motivo para ejercer crítica sobre las conclusiones a que lo lleve la Mecánica de Suelos actual, especialmente si trata con suelos residuales. Esta labor crítica permitirá, por otra parte, ir descubriendo deficiencias, diferencias y nuevos enfoques. Algunos países son particularmente pródigos en suelos residuales ligados a problemas constructivos en obras de ingeniería. La Unión Sudafricana, el Brasil y algunas zonas de los Estados Unidos han expresado ya con frecuencia su preocupación por la escasez de conocimiento enfocado específicamente a suelos residuales. En México también abundan. Seguramente su existencia será más común en regiones de clima tropical en donde la actividad de la erosión y, sobre todo, el poder de las acciones químicas de aguas cargadas de agentes en solución producto de una intensa vida vegetal hacen que el efecto de descomposición y ataque "in situ" pueda ir siendo más rápido que la capacidad de transporte de los agentes naturales.

13 RELACIONES GRAVIMÉTRICAS Y VOLUMÉTRICAS DE LOS SUELOS

En los suelos se distinguen tres fases constituyentes: la sólida (partículas minerales), la líquida (generalmente agua) y la gaseosa (generalmente aire). Entre estas fases es preciso definir un conjunto de

relaciones que se refieren a sus pesos y volúmenes, las cuales sirven para establecer la necesaria nomenclatura y para contar con conceptos mensurables, a través de cuya variación pueden seguirse los procesos ingenieriles que afectan a los suelos.

En la Fig. 11 aparece un esquema de una muestra de suelo separada en sus tres fases y en ella se acotan los pesos y volúmenes cuyo uso es de interés

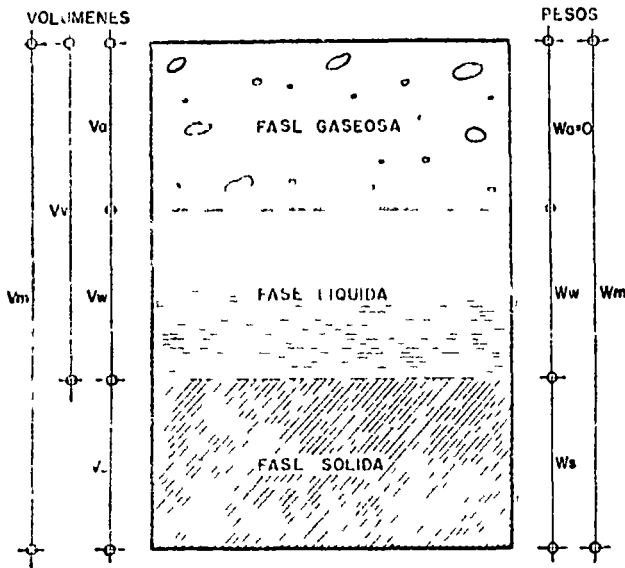


Figura 11 Esquema de una muestra de suelo en la que se acotan los pesos y volúmenes usados

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

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \quad (1-1)$$

llamado el peso volumétrico de la masa,

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (1-2)$$

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

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} \quad (1-3)$$

Nota que la expresión (1-3) puede ponerse

$$\begin{aligned} \gamma_d &= \frac{W_s}{V_m} = \frac{W_s}{\frac{W_m}{\gamma_m}} = \frac{\gamma_m W_s}{W_m} \\ &= \frac{\gamma_m}{1+w} \end{aligned} \quad (1-4)$$

La expresión (1-4) se usa en compactación de suelos

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

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \quad (1-5)$$

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

a) La relación de vacíos (*e*) es el cociente entre el volumen de vacíos y el de sólidos

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (1-6)$$

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

b) Se denomina grado de saturación a la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos de un suelo, matemáticamente

$$G_w (\%) = 100 \frac{V_w}{V_v} \quad (1-7)$$

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

c) Se conoce como contenido de agua o humedad de un suelo a la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida

$$w (\%) = 100 \frac{W_w}{W_s} \quad (1-8)$$

El contenido de agua varía teóricamente de 0 a infinito, pero en la práctica es difícil encontrar valores superiores a 1000%, que se han medido en arcillas procedentes del Sureste de México, la conocida arcilla del Valle de México suele tener contenidos de agua comprendidos entre 400% y 600%

Los conceptos anteriores sirven para establecer algunas relaciones útiles, que evitan la necesidad de medirlos todos en el laboratorio. Por ejemplo, en un

suelo totalmente saturado basta conocer dos conceptos independientes para, en función de ellos, poder establecer fórmulas para otros, en este caso, las fórmulas más usadas son

$$e = w S_s \quad (1-9)$$

$$\gamma_m = \frac{S_s + e}{1 + e} \gamma_w = \frac{S_s (1 + w)}{1 + S_s w} \gamma_w \quad (1-10)$$

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

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

$$e G_u = w S_s \quad (1-11)$$

$$\gamma_m = \frac{1 + w}{1 + e} \gamma_s \quad (1-12)$$

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

$$\gamma'_s = \gamma_s - 1 \quad (1-13)$$

y el peso volumétrico sumergido de los sólidos

$$\gamma'_m = \gamma_m - 1 \quad (1-14)$$

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

Para el peso volumétrico de la masa del suelo se obtienen las fórmulas (Ref 1)

$$\gamma'_m = \frac{S_s - 1}{1 + S_s w} \gamma_w \quad (1-15)$$

y

$$\gamma'_m = \frac{S_s - 1}{S_s} \gamma_d \quad (1-16)$$

14 CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURACION DE LAS PARTICULAS MINERALES

La forma de las partículas minerales de un suelo es de importancia primordial en su comportamiento mecánico. En los suelos gruesos la forma caracterís-

tica es la equidimensional, en la que las tres dimensiones de la partícula son comparables. Se origina por la acción de los agentes mecánicos desintegradores y solo por excepción corresponde a partículas que hayan sufrido algún ataque químico, puesto que los agentes mecánicos en general no actúan con preferencia por ninguna dirección en especial, es natural que su producto final tienda a la forma esférica. Sin embargo, existen a veces efectos que representan alguna acción que se ejerce preferentemente en una dirección determinada, ejemplo de lo anterior son las formas redondeadas características de gravas y arenas que han sufrido el ataque de olas o del mar.

En los granos gruesos de los suelos, las fuerzas de gravitación predominan notablemente sobre cualesquiera otras que pudieran ejercerse entre las partículas, por ello todas las partículas gruesas tienen un comportamiento similar.

En los suelos finos, producto en general del ataque químico de las aguas a las rocas o a otros suelos, la forma de los componentes tiende a ser aplastada, por lo que los minerales de arcilla adoptan en general la forma laminar, en que dos dimensiones son incomparablemente más grandes que la tercera, como excepción, algunos minerales de arcilla poseen forma acicular, en la que una dimensión es mucho más grande que las otras dos.

Como consecuencia de la forma de sus minerales y de su tamaño generalmente muy pequeño en los suelos muy finos ejercen acción importantísima fuerzas de tipo diferente a las gravitacionales, ello es debido a que en estos granos la relación entre el área de su superficie y su peso (superficie específica) alcanza valores de consideración, cobrando mucha significación las fuerzas electromagnéticas desarrolladas en la superficie de los compuestos minerales. La estructura interna de las arcillas puede concebirse en forma elemental según las ideas que se exponen a continuación. En las referencias 3 y 4 pueden encontrarse algunos estudios que permiten al lector ahondar un poco más en la cuestión fundamental de la fisicoquímica de las arcillas tema al que se concede cada día mayor importancia en la Mecánica de Suelos y que resulta de fundamental utilidad para explicar el comportamiento microscópico de las formaciones terreas que el ingeniero encuentra en su actividad diaria.

La superficie de cada partícula de suelo posee carga eléctrica negativa, por lo menos en sus partes planas (por el contrario, parece haber evidencia de concentraciones de carga positiva en las juntas). La intensidad de la carga depende de la estructuración y composición de la arcilla. Así, la partícula atrae a los iones positivos del agua que la rodea (H^+) y a cationes de diferentes elementos químicos existentes en la misma, tales como Na^+ , K^+ , Ca^{++} , Mg^{++} , Al^{+++} , Fe^{+++} , etc. Lo anterior conduce, en primer lugar, al hecho de que cada partícula individual de arcilla se ve rodeada de una capa de partículas

de agua orientadas en forma definida y ligadas a su estructura (agua adsorbida), cuando la partícula tiene cationes de otros elementos químicos, éstos unen a su vez a otras moléculas de agua orientadas por lo que el espesor de la película de agua adsorbida por el cristal de arcilla es función no solo de la naturaleza del mismo, sino también del tipo de los cationes usados.

Dada la superficie específica a veces enorme de los cristales de arcilla, las fuerzas eléctricas de superficie juegan un papel mucho más importante que la acción gravitacional.

Lo anterior se refleja, en primer lugar, en las formas estructurales que los suelos finos pueden adoptar cuando se depositan en un medio apropiado. Las estructuras sumamente abiertas, con gran predominio de vacíos de que después se hablará, sólo son concebibles si se toman en cuenta las ideas anteriores. Además, entre los cristales propiamente dichos del suelo fino, las capas de adsorción proporcionan un contacto *suu generis* que ayuda a entender y explicar propiedades macrofísicas familiares al ingeniero, tales como plasticidad o resistencia al esfuerzo cortante.

Las propiedades mecánicas de una arcilla pueden cambiar, por lo tanto, si se hacen variar los cationes contenidos en sus complejos de adsorción, de manera que variando éstos pueden tenerse propiedades mecánicas diferentes en la arcilla original. Por cierto estas ideas ofrecen posibilidades para el tratamiento físico-químico de muchos suelos a la escala ingenieril, desgraciadamente estos métodos no han sido suficientemente desarrollados en la práctica. En general, los cationes pueden disponerse según su efecto benéfico decreciente en la resistencia de las arcillas, de acuerdo con la lista $(NH_4)^+$, H^+ , K^+ , Li^{+++} , Al^{+++} , Mg^{++} , Ba^{++} , Ca^{++} , Na^+ , Li^+ .

En resumen, puede concluirse que es la forma de las partículas minerales que constituyen el suelo la que determina primordialmente la preponderancia de las fuerzas gravitacionales o de las electromagnéticas entre los cristales, de donde, a su vez, quedan determinadas la estructuración en general del suelo y la naturaleza del contacto entre las partículas individuales. En los suelos gruesos (forma equidimensional) se tiene área mínima cubriendo peso máximo de la partícula (recuérdese que se demuestra que la esfera es el área mínima que cubre un volumen dado), es, por tanto, natural que en estos suelos la actividad gravitacional sea claramente predominante. En suelos finos, las formas especiales de sus minerales tales que en las partículas haya un área muy grande coexistiendo con un peso relativamente muy pequeño, es sabido que la carga eléctrica neta del cristal se concentra en su superficie y depende de ella, por lo que es natural en estos cristales de los suelos finos que la actividad eléctrica de su superficie predomine por mucho sobre las fuerzas gravitacionales. Cuando las partículas son suficientemente pequeñas y los suelos se forman por deposición en un medio continuo, existen, como se verá más adelante,

otros efectos, tales como el movimiento Browniano, que contribuyen a minimizar el efecto natural de la gravedad terrestre.

Se denomina estructura de un suelo al arreglo o disposición que adopten sus partículas minerales. Lo obvio que la estructuración que tenga un suelo dado juega un papel fundamental en su comportamiento, especialmente en lo que se refiere a resistencia, compresibilidad y permeabilidad.

El problema de la estructuración de los suelos es netamente distinto en los suelos gruesos (de forma equidimensional) y en los finos (generalmente de forma laminar). En los primeros, la aglomeración de partículas se produce únicamente por acción gravitacional, los granos de arena o grava se disponen como las canchales dentro de una caja. El mecanismo de estructuración es fácil de concebir (no se olvide que el hombre vive en un mundo gravitacional, en que los mecanismos de tales fuerzas le resultan completamente familiares) y, dado el tamaño de los granos de que se habla, cualquier hipótesis de estructuración es inmediatamente verificable a simple vista.

Por el contrario, en los suelos finos, las fuerzas que definen la estructura son fundamentalmente de naturaleza electromagnética, mucho más difíciles de concebir y, además, existe la dificultad adicional de que cualquier hipótesis de estructuración que se haga no puede ser verificada a simple vista, dado el pequeño tamaño de los cristales, por lo que no es de extrañar que el problema de la estructuración de los suelos finos resulte difícil, controvertible y, en general, mucho más complicado que el de los suelos gruesos, los métodos de investigación de la estructura de los suelos finos, tales como el uso de microscopios electrónicos, difracción de ondas, etc., son todos de naturaleza indirecta y están sujetos a la interpretación del especialista, por lo que no resulta raro que existan muy variadas corrientes de pensamiento en torno a este problema.

La estructura típica de un suelo grueso (análoga a la de un agrupamiento de canchales en un cajón) recibe el nombre de estructura simple, y su comportamiento mecánico queda fundamentalmente definido por la compactación. Terzaghi ha propuesto el concepto de compactación relativa para medir tal compactación. La compactación relativa es determinada en el laboratorio (referencia 5)

$$C_r = 100 \frac{e_{m\acute{a}x} - e_{nat}}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \quad (1-17)$$

En donde

$e_{m\acute{a}x}$ = relación de vacíos correspondientes al estado más suelto, obtenida vertiendo al material dentro de un recipiente, sin ninguna compactación posterior

$e_{m\acute{i}n}$ = relación de vacíos correspondiente al estado más compacto del suelo, obtenida al someter la

muestra del suelo grueso a un proceso de varillado por capilar de un recipiente

e_{nt} = relación de vacíos del suelo en estado natural

C_r se expresa usualmente como porcentaje. Valores superiores al 50% suelen considerarse de un suelo compacto y este valor se menciona frecuentemente como límite de seguridad razonable en problemas prácticos, tales como cimentaciones en suelos gruesos, posibilidades de licuación de mantos de arena y limos no plásticos, etc

A parte de la compactación, se acepta que influye en el comportamiento mecánico de un suelo grueso la angulosidad de sus grumos (a misma compactación, la mayor angulosidad da más trabazón y, por lo tanto, mayor resistencia al esfuerzo cortante) y la orientación de sus partículas, lo que se admite que influye sobre todo en la permeabilidad

Existen varias hipótesis sobre estructuración de los suelos finos. Feizaghi presentó originalmente las conocidas con los nombres de panaloides y floculentas (referencia 6) que se muestran en las figuras 1-2 y 1-3

La estructura panaloides se considera típica de granos de 0.02 micras o algo menores que se depositan en agua o aire, las fuerzas gravitacionales ejercen un efecto débil pero las fuerzas eléctricas son de magnitud comparable

La estructura floculenta se consideró típica de partículas de tamaño mucho menor, que por sí solas ya no se sedimentarían por el efecto de impacto causado por las vibraciones moleculares del medio en que ocurre la sedimentación, estas partículas por sí solas se moverían al azar con un movimiento característico llamado Browniano. Se suponía que estas partículas podían unirse formando un grumo, con la estructura de un panalito, el cual adquiría peso suficiente para depositarse, obteniendo así una estructura de panales formados con panales. Como quiera que la capacidad de unión de las partículas individuales para formar los grumos más pesados, se

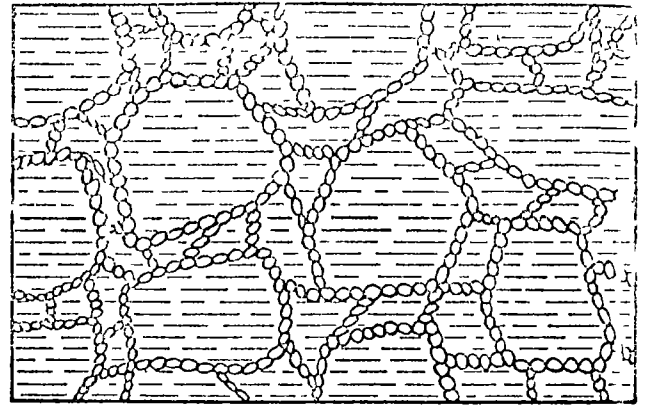


Figura 1-3 Esquema de estructura floculenta

incrementa mucho si existe un electrolito en el medio de depósito, se suponía que esta estructura sería muy típica de suelos muy finos depositados en el mar o en lagos de agua cargada de sales susceptibles de sufrir disociación electrolítica

En la referencia 7, A. Casagrande presentó otra hipótesis de estructuración de suelos predominantemente finos que aparece en la figura 1-4

En esta hipótesis de Casagrande se considera la posibilidad de que no todas las partículas del suelo tengan el mismo tamaño, pero la idea más interesante de ella es la introducción del concepto de esqueleto estructural, constituido por las partículas más gruesas (de limo en la figura) y por los panales y flóculos que existen entre ellas. La idea es que bajo el peso del suelo sobreyacente o de alguna carga actuante en la superficie se establece en el interior del suelo un mecanismo de transmisión, que funciona como un esqueleto del conjunto, dejando en los espacios entre las partículas gruesas y sus nexos gran cantidad de material fino poco o nada comprimido. Los nexos entre las partículas gruesas que forman parte del esqueleto habrán sufrido, por el contrario, un lento proceso de compresión y adaptación a la carga, que es lo que da al conjunto su resistencia. Si se acepta esta idea, es muy fácil comprender la diferencia de resistencia que existe entre una arcilla inalterada y una remoldeada, en que, por alguna razón, se ha roto el esqueleto y se transmite la carga a las masas de flóculos no precomprimidos

En épocas más modernas se han introducido como fundamentales los conceptos de floculación y dispersión (referencia 8)

Si el efecto neto de las fuerzas atractivas y repulsivas entre dos cristales de arcilla es de atracción, los dos partículas se unirán (posiblemente a una cara plana), se dice entonces que están floculadas. Si la acción neta es repulsiva, se separarían, dando lugar a una estructura dispersa. La alteración de la capa adsorbida de los cristales puede producir tendencia a la floculación o a la dispersión en una su-

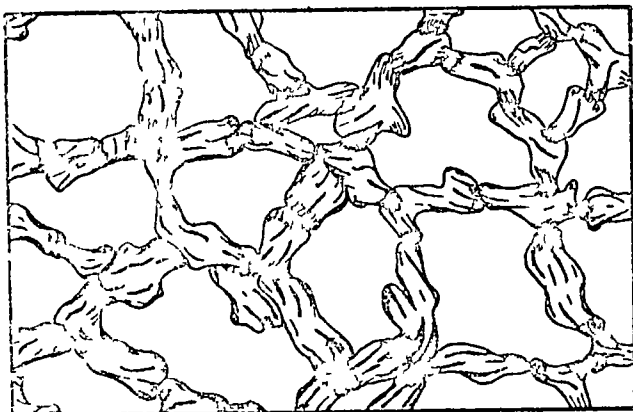
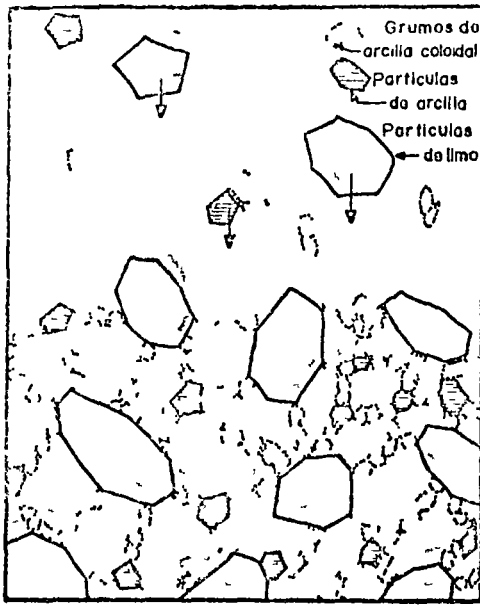
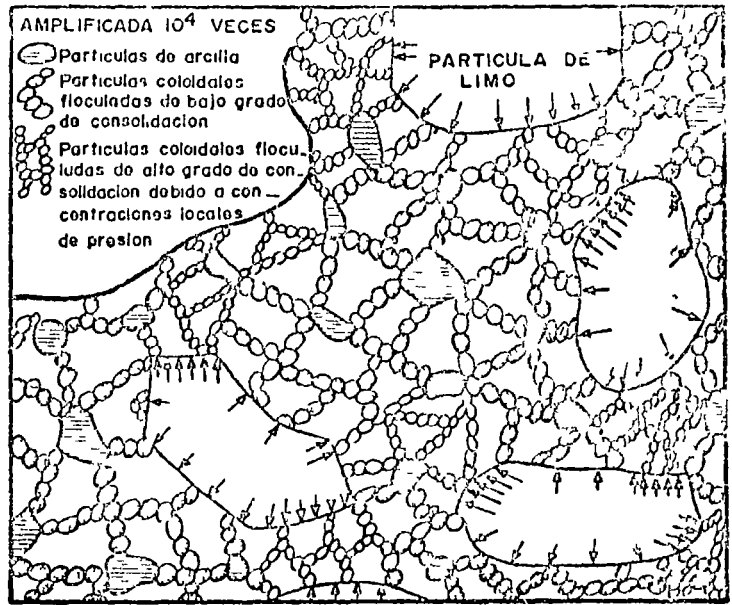


Figura 1-2 Estructura panaloides



(a)
En formación



(b)
Ya formada

Figura 14 Una estructura compuesta (según A. Casagrande)

tema de cristales de arcilla, la tendencia a la floculación aumenta principalmente cuando hay un electrolito en el agua que rodea a los cristales de arcilla o cuando se eleva la temperatura. Las figuras 15 y 16 muestran disposiciones típicas de estructuras flocculadas y dispersas, respectivamente.

Debe notarse que el conjunto de estructuras para los suelos finos someramente descrito en lo que ante-

cede no constituye una serie de posibilidades reales en la naturaleza, sino simplemente algunas hipótesis de estructuración de que hoy se habla. Muchos investigadores aceptan alguna de las explicaciones anteriores, pero no otras de manera que no existe pleno acuerdo al respecto.

También debe advertirse la posibilidad de que se conjuguen las formas anteriores, dando lugar a un variado número de combinaciones.

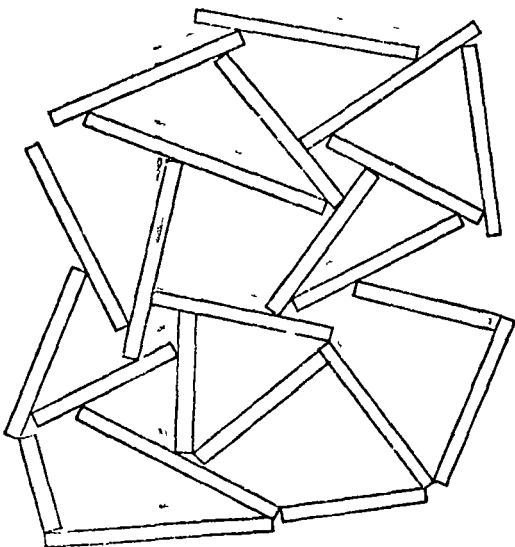


Figura 15 Estructura en "castillo de nubes"

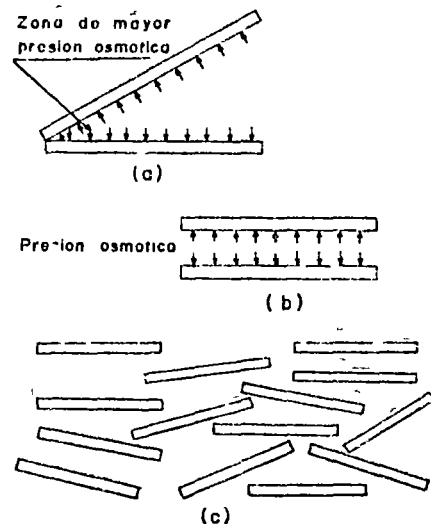


Figura 16 Estructura dispersa

5 GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS

Se denomina distribución granulométrica de un suelo a la división del mismo en diferentes fracciones seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes. Las partículas de cada fracción se caracterizan porque su tamaño se encuentra comprendido entre un valor máximo y un valor mínimo, en forma correlativa para las distintas fracciones, de tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la que le sigue consecutivamente. La separación en fracciones se hace sencillamente por mallas, cuando es posible el cribado, pero en suelos de grano muy pequeño, que forman grumos, deben adaptarse procedimientos bastante más complicados para separar las partículas individuales y ello da lugar a resultados mucho más confusos, en los que, como se verá, para lograr las fracciones constituyentes ha de recurrirse a hipótesis no muy satisfactorias, llegándose a resultados finales bastante dudosos.

En suelos gruesos (gravas, arenas y limos no plásticos), de estructura simple, la característica más importante para definir su resistencia es la compactación, la angulosidad de los granos y la orientación de las partículas juegan también un papel importante, aunque menor. Evidentemente, cualquier análisis por mallas no da ninguna información sobre estos aspectos. La compresibilidad de estos suelos, por otra parte, aunque también depende fundamentalmente de su estructura y compactación, se ve influida en bastante mayor grado por la granulometría, según ha puesto de manifiesto la investigación moderna, como se verá más adelante. Han resultado decepcionantes los esfuerzos realizados hasta el presente para establecer alguna correlación entre la curva granulométrica y la permeabilidad de los suelos (referencia 2).

Se ha dicho que los suelos gruesos con amplia gama de tamaños (bien graduados) se compactan mejor, para una misma energía de compactación, que los suelos muy uniformes (mal graduados). Esto sin duda es cierto, pues, sobre todo con vibrado, las partículas más chicas pueden acomodarse en los huecos entre las partículas más grandes, adquiriendo el conjunto una mayor compactación. Sin embargo, la relación entre granulometría y facilidad de compactación no ha podido pasar de una correlación cualitativa tan vaga como la que queda enunciada, por lo cual en estudios para compactación de suelos poco o ningún provecho puede obtenerse de la curva granulométrica de los suelos gruesos. Mucho más difíciles de establecer son las propiedades mecánicas de interés ingenieril de los suelos finos tradicionalmente llamados cohesivos (arcillas y limos plásticos). Dependen de un número mucho mayor de conceptos que las de los suelos gruesos y, so pena de caer en confusión, tal estudio no puede ser abordado en esta etapa de la presentación de conceptos de la mecánica de suelos. Baste decir (y el lector tendrá ocasión de comprobarlo más adelante) que ninguna de las circunstancias que definen las propiedades me-

cánicas de un suelo fino está descrita por la distribución granulométrica de dicho suelo. En mucho mayor medida es lo que sucede en suelos gruesos, el conocimiento de la distribución granulométrica resulta esencial en el caso de los suelos finos.

Demuéstrase una vez más la fuerza de la tradición y la costumbre, todavía es común en la actualidad que muchas especificaciones referentes al uso o rechazo de los materiales para la construcción de Vías Terrestres contengan preceptos granulométricos en mayor o menor grado. Esta situación ha de verse como indeseable pues, debe insistirse, no basta nunca el tamaño de las partículas de un suelo o no el que define su comportamiento mecánico, y una norma de aceptación o rechazo basada en tal criterio corre el riesgo de aceptar lo malo y rechazar lo que sería mejor. Por ejemplo, una arcilla caolínica relativamente inerte ante el agua y que para muchos usos resultaría perfectamente aprovechable, puede tener una distribución granulométrica analoga a una arcilla montmorilonítica, quizá con materia orgánica, sumamente activa, que constituye en casi todos los casos un suelo que debe rechazarse para su uso en la construcción de vías terrestres.

Una de las razones que han contribuido a la difusión de las técnicas granulométricas es que, en cierto sentido, la distribución granulométrica proporciona un criterio de clasificación. Los conocidos términos arcilla, limo, arena y grava tienen tal origen, y un suelo se clasificaba como arcilla o como arena según tuviera tal o cual tamaño máximo. La necesidad de un sistema de Clasificación de Suelos no es discutible, pero el ingeniero ha de buscar uno en que el criterio de clasificación le sea útil, es decir, en el que se clasifique a los suelos de acuerdo con sus propiedades ingenieriles fundamentales y no según el tamaño de sus partículas, que poco significa.

De todos modos, como en muchas cuestiones de aplicación de sus técnicas, el ingeniero actual en vías terrestres hace un uso todavía relativamente frecuente de las curvas granulométricas, se exponen a continuación algunos detalles sobre tales métodos.

Siempre que se cuente con suficiente número de puntos, la representación gráfica de la distribución granulométrica debe estimarse preferible a la numérica en tablas.

La gráfica de la distribución granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semilogarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica) resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escala. La forma de la curva da idea inmediata de la distribución granulométrica del suelo, un suelo constituido por partículas de un solo tamaño estará representado por una línea vertical (pues el 100% de

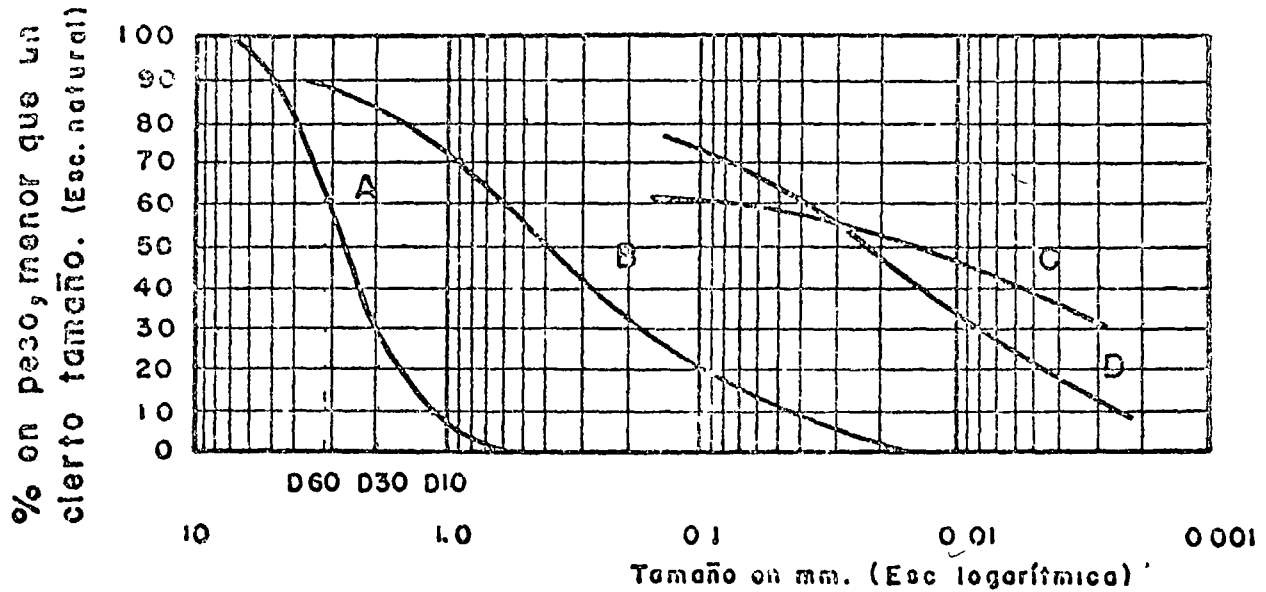


Figura 17 Curvas granulométricas de algunos suelos A) Arena muy uniforme de Ciudad Cuahuitlémoc, México B) Suelo bien graduado, Puebla, México C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro) D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro)

sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquiera mayor que el suelo posea), una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado)

En la Fig 1-7 se muestran algunas curvas granulométricas reales

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1-18)$$

en donde

D_{60} tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor

D_{10} llamado por Hazen diámetro efectivo, es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo

En realidad, la relación (1-18) es un coeficiente de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con $C_u < 5$ se consideran muy uniformes, aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u < 2$

Como dato complementario, necesario para definir la uniformidad, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (1-19)$$

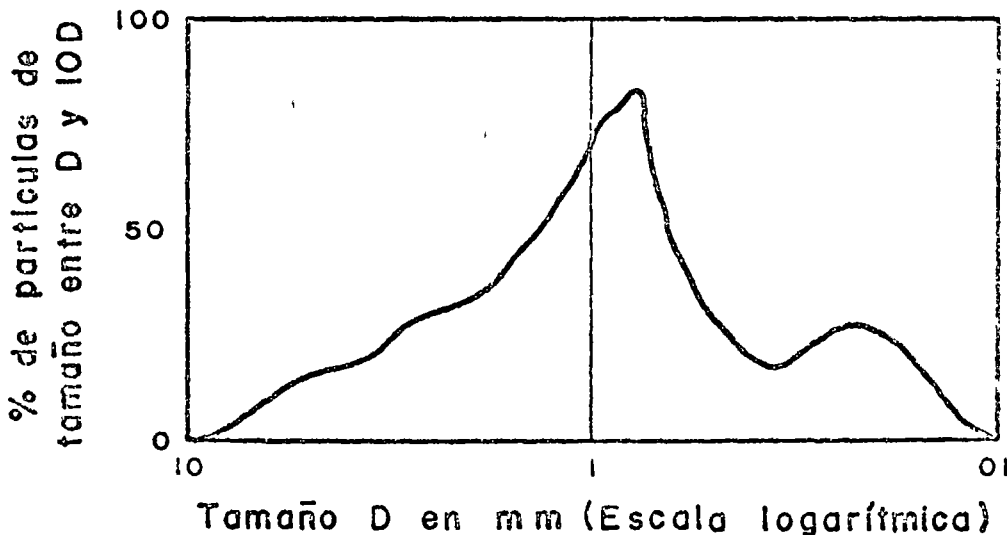


Figura 18 Histograma de un suelo

D_{10} se define indolentemente que los D_{10} y D_{60} anterior es. Esta relación tiene un valor entre 1 y 5, en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada uno intermedio.

A partir de las curvas granulométricas aumentadas discutidas, es posible encontrar la curva correspondiente a la función

$$y = \frac{d(p)}{d(\log D)}$$

p es el porcentaje, en peso, de las partículas menores que un cierto tamaño, y D el tamaño correspondiente, la curva anterior, que se dibuja en escala semilogarítmica, suele denominarse el histograma del suelo y representa la frecuencia con que en un suelo se presentan partículas entre ciertos tamaños. El área bajo el histograma es 100, por representar la totalidad de las partículas del suelo. En la Fig. 18 aparece un histograma de un suelo en el que predominan partículas de tamaño próximo a 0.1 mm.

Los valores más altos del histograma corresponden a zonas muy verticales de la curva acumulativa, actualmente vista, y los valores más bajos a zonas con tendencia a la horizontalidad. Actualmente el uso de histogramas no está muy extendido en los laboratorios.

También se han representado las curvas granulométricas en escala doblemente logarítmica, con la ventaja para algunos usos de que en este caso, en muchos suelos naturales la forma de las curvas se acerca notablemente a una línea recta.

Bajo el título de Análisis Mecánico quedan comprendidos todos los métodos para la separación de un suelo en diferentes fracciones, según sus tamaños. De tales métodos existen dos que merecen atención especial: el cribado por mallas y el análisis de una suspensión del suelo con hidrómetro (densímetro).

El primero se usa para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo, generalmente se llega así hasta el tamaño correspondiente a la malla N° 200 (0.074 mm). La muestra de suelo se hace pasar sucesivamente a través de un juego de tamices de aberturas descendentes, hasta la malla N° 200, los retenidos en cada malla se pesan y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño, el complemento a 100% de esa cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión. Así puede tenerse un punto de la curva acumulativa correspondiente a cada abertura. El método se dificulta cuando estas aberturas son pequeñas y, por ejemplo, el cribado a través de las mallas N° 100 (0.149 mm) y N° 200 (0.07 mm) puede requerir agua para facilitar el paso de la muestra (procedimiento de lavado).

Los tamaños menores del suelo exigen una investigación fundada en otros principios. El método del hidrómetro (densímetro) es, hoy, quizá, el de uso más extendido y el único que se vea con cierto grado de detalle. Como todos los de este grupo, el método se basa en el hecho de que la velocidad de sedimentación de partículas en un líquido es función de su tamaño. El método fue propuesto independientemente por Goldschmidt en Noruega (1926) y por Bouyoucos en los Estados Unidos de América (1927).

Debido a lo importante de los errores que afectaban a las pruebas originales, el método no satisfizo a muchos especialistas, por lo que, en épocas posteriores, el *Public Road Administration* de los Estados Unidos encomendó al doctor A. Casagrande la investigación de tales errores, para su eliminación o necesaria corrección. Como resultado de sus estudios, Casagrande propuso el hidrómetro aerodinámico, calibrado en pesos específicos relativos (en lugar de su primitiva calibración en gramos de un suelo estandarizado, por litro), y algunos cambios radicales en el procedimiento de la prueba, con el objeto de disminuir los errores principales, obtuvo también fórmulas para las correcciones necesarias en ciertos pasos, cuyos errores no pudieron disminuirse al cambiar el procedimiento.

La ley fundamental de que se hace uso en el procedimiento del hidrómetro es debida a Stokes, y proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido y el tamaño de esas partículas. Esta relación puede establecerse empíricamente, haciendo observaciones con microscopio, o bien con procedimientos teóricos. Siguiendo estos últimos, G. G. Stokes en 1850 obtuvo una relación aplicable a una esfera que caiga en un fluido homogéneo de extensión infinita. Aun con esa limitación importante (pues las partículas reales de suelo se apartan muchísimo de la forma esférica) la ley de Stokes es preferible a las observaciones empíricas. Aplicado esa ley se obtiene el diámetro equivalente de la partícula, que es el diámetro de una esfera, del mismo S_s que el suelo, que sedimenta con la misma velocidad que la partícula real, en partículas equidimensionales, este diámetro es aproximadamente igual al medio diámetro real, pero en partículas laminares el diámetro real puede ser hasta el cuádruple del equivalente, cabe notar que en partículas muy finas esta forma es la más frecuente. Esta es una razón más para que dos curvas granulométricas iguales, correspondientes a dos suelos diferentes, no indiquen necesariamente la similitud de ambos. Uno podría ser una arcilla muy franca con estructura flocculenta y el otro una harina de roca, de comportamiento similar al de una arena.

La ley de Stokes tiene la forma

$$v = \frac{2}{9} \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\eta} \left(\frac{D}{2} \right)^2 \quad (1-20)$$

ca la que

- v = velocidad de sedimentación de la esfera, en cm/seg
- γ_s = peso específico de la esfera, en g/cm³,
- γ_f = peso específico del fluido, en g/cm³ (varía con la temperatura),
- η = viscosidad del fluido, en g seg/cm² (varía con la temperatura),
- D = diametro de la esfera, en cm

De la fórmula anterior, si D se expresa en mm resulta

$$D = \sqrt{\frac{1,800 \eta v}{\gamma_s - \gamma_f}} \quad (1-21)$$

Aplicada a partículas de suelo real, que se sedimentan en agua, la ley de Stokes es válida solamente en tamaños menores de 0.2 mm, aproximadamente (en mayores tamaños, las turbulencias provocadas por el movimiento de la partícula alteran apreciablemente la ley de sedimentación), pero mayores que 0.2 micras, más o menos (abajo de este límite la partícula se afecta por el movimiento Browniano y no se sedimenta). Nótese que por el análisis de amueos puede llegarse a tamaños de 0.074 mm, que aun dentro del campo de aplicabilidad de la ley de Stokes este hecho atormentado permite obtener datos inintermitentemente.

El método del hidrómetro está, en su origen, afectado por las siguientes hipótesis:

- a) La ley de Stokes es aplicable a una suspensión del suelo.
- b) Al comienzo de la prueba la suspensión es uniforme y de concentración suficientemente baja para que las partículas no se interfieran al sedimentarse. (En general es apropiada una concentración de unos 50 g/litro).
- c) El área de la sección recta del bulbo del hidrómetro es despreciable en comparación a la de la probeta donde la sedimentación tiene lugar, de manera que dicho bulbo no interfiere en la sedimentación de las partículas en el instante de efectuarse una medición.

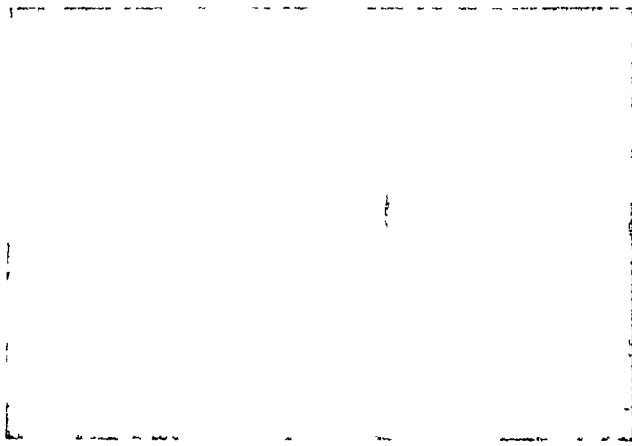
1.6 PLASTICIDAD

La plasticidad y el uso extenso que de ella hace el especialista en Mecánica de Suelos, constituyen una de las cuestiones más difíciles de comprender para el ingeniero ajeno a la especialidad. Y, sin embargo, el concepto que se halla debajo de la utilización de las ideas de plasticidad es ampliamente familiar en nuestra vida cotidiana. Es común que en la naturaleza existan magnitudes imposibles de medir con sí mismas o magnitudes cuya medición directa sea difícil o costosa, en tal caso, el intentar una medición indirecta constituye una técnica común a muchos campos de la actividad científica. Se trata de buscar una magnitud, diferente de la que se de-

sea medir, que sea fácilmente mediable y cuya correlación con la magnitud problema sea conocida y confiable, así, midiendo los cambios en la magnitud auxiliar y usando la correlación, podían conocerse los cambios en la magnitud problema durante el desarrollo de cualquier fenómeno que sea conveniente estudiar. Por ejemplo, la temperatura es muy difícil de medir directamente, pero se mide muy fácilmente en un termómetro clínico, midiendo en realidad una longitud (la de la columna de mercurio), el hecho es posible porque existe una correlación conocida entre el aumento de longitud (dilatación lineal) del mercurio y el aumento de su temperatura. Se recurre así a una medición indirecta fácil y barata de un concepto difícilmente mediable en sí mismo.

Lo mismo sucede con la plasticidad en Mecánica de Suelos. El ingeniero está realmente interesado en las propiedades fundamentales de los suelos, tales como resistencia, compresibilidad, permeabilidad, etcétera. Hoy estas propiedades pueden medirse, dentro de una aproximación que pudiera considerarse razonable, según atestiguan muchos obreros de ingeniería, pero tal medición resulta en la práctica larga y costosa para algunos fines. Por otra parte, los trabajos de Atterberg y A. Casagrande (Ref. 9) han permitido manejar una nueva magnitud en los suelos finos, muy sencillamente mediable en los laboratorios más elementales y trabajable con las muestras de suelo también más simples y baratas que se pueda imaginar. Esta magnitud es la Plasticidad; su utilidad radica en que ha sido posible establecer correlaciones entre sus valores y las propiedades fundamentales del suelo, estas correlaciones son suficientemente confiables, por lo menos, para trabajar en las etapas iniciales de un proyecto, cuando la identificación de los suelos y su clasificación son importantes. Al mismo tiempo, las correlaciones son demasiado poco precisas como para permitir fundar en ellas un trabajo cuantitativo de detalle, que corresponda a etapas avanzadas de un proyecto, es decir, generalmente el uso de las pruebas de plasticidad y el manejo de los valores correspondientes en los suelos que figuran en un proyecto dado no exime al ingeniero de la necesidad de realizar a fin de cuentas las indispensables pruebas de compresibilidad, resistencia al esfuerzo cortante, etc., pero le permite identificar y clasificar a los suelos ya en sus primeros contactos con ellos, dejando de trabajar a ciegas y recibiendo valiosísima orientación para programas de exploración y muestreos definitivos, de pruebas de laboratorio más elaboradas y costosas, etc. En suma, la plasticidad proporciona una orientación previa de información preliminar que ahorra tiempo y esfuerzo en todas las etapas subsiguientes del proyecto, y con frecuencia evita que se cometan graves errores.

Dentro de los límites del sentido que se da al término en la Mecánica de Suelos, Plasticidad puede definirse como la propiedad de un material por el que es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse. La anterior defini-



Copa de Casagrande

ción según se verá más adelante, circunscribe la propiedad a los suelos arcillosos bajo determinadas circunstancias.

Atterberg hizo ver que, en primer lugar, la plasticidad no es una propiedad general de todos los suelos, los suelos gruesos no la exhiben en ninguna circunstancia. En segundo lugar, hizo ver que en los suelos finos no es una propiedad permanente, sino circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Una arcilla o un limo susceptibles de ser plásticos pueden tener la consistencia de un ladrillo, cuando están muy secos, con un gran contenido de agua, pueden presentar las propiedades de un lodo semilíquido o, inclusive, las de una suspensión líquida. Entre ambos extremos existe un intervalo de contenido de agua en el que esos suelos se comportan plásticamente.

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

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

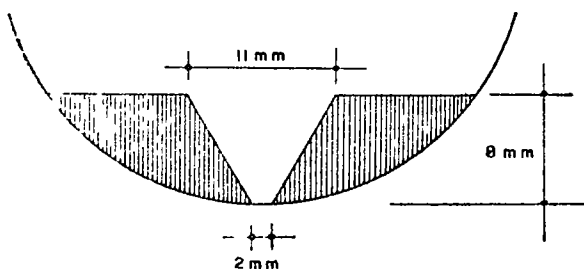


Fig. 1-15 Dimensiones de la copa de Casagrande

Los anteriores estados son fijos generales por las que pasa el suelo al que se secó, y no existen criterios estrictos para definir sus fronteras. El establecimiento de estas no se hizo en forma permanente convencional. Atterberg lo hizo originalmente estableciendo las primeras convenciones, Casagrande las refinó posteriormente y les dio su forma actual (Ref. 10). La frontera entre el estado semilíquido y el plástico se denomina Límite Líquido, que se define en términos de una cierta técnica de laboratorio consistente en colocar al suelo en una Copa de Casagrande, formar una ranura de dimensiones especificadas y ver si la ranura se cierra o no de determinada manera al darle al suelo 25 golpes en la Copa también de un modo estandarizado. El contenido de agua con el que se produce el cierre de la ranura precisamente en 25 golpes es el Límite Líquido, un contenido de agua mayor haría que la ranura se cerrara con menos golpes y el suelo se consideraría en estado semilíquido, por el contrario, un contenido de agua menor haría que la ranura se cerrara con más golpes y el suelo se consideraría, por lo menos, en estado plástico. En la mencionada referencia 10 se puede ver el detalle de esta prueba y de las demás que se mencionan en este apartado.

La frontera entre el estado plástico y el semisólido se denomina límite plástico. Este es también un determinado contenido de agua, propio de cada suelo, y referido a una prueba en que se hace rotar entre las palmas de las manos un cilindrito de suelo hasta que se agrieta y desmorona, el suelo está en el límite plástico si el desmoronamiento ocurre precisamente cuando el cilindrito tiene 3 mm de diámetro (Ref. 10). Actualmente se utiliza mucho como parámetro de plasticidad el llamado índice plástico:

$$I_p = LL - LP \quad (1-22)$$

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

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

que hacia el interior del suelo, pero ya a tensión casi constante (es decir, con curvatura constante en los meniscos). Según se explicará más adelante, el que esto ocurra prácticamente en forma instantánea en toda la superficie de la muestra indica que, estadísticamente hablando, todos los capilares de la masa de suelo son similares en diámetro.

Es natural que las atmósferas de adsorción de agua en torno a los cristales de mineral no se comporten como un líquido libre, sometido sólo a fuerzas gravitacionales. Por ejemplo, al comparar dos suelos, 1 y 2 (referencia 11), si el 1 tiene mayor tendencia a crear atmósferas de adsorción, debe esperarse que la humedad a la cual los dos suelos comienzan a comportarse como un líquido sea mayor en 1 que en 2. Lo que es lo mismo, el suelo 1 tendrá un límite líquido mayor que el 2, si sus cristales tienen mayores atmósferas de adsorción. Es lógico pensar que un razonamiento análogo pueda establecerse para el Límite Plástico y, por ello, para el Índice de Plasticidad. Por otra parte, los límites se han fijado de un modo totalmente arbitrario, por lo que es difícil imaginar que la magnitud de uno de ellos, tomado aisladamente, pueda relacionarse de un modo cuantitativo con los espesores de agua adsorbida.

A causa del gran incremento de superficie específica que esta ligada en general al tamaño decreciente de las partículas de un suelo, es de esperar que la intensidad del fenómeno de adsorción esté muy influida por la cantidad de arcilla que contenga el suelo. Skempton (referencia 12) ha definido una cantidad denominada Actividad de una arcilla

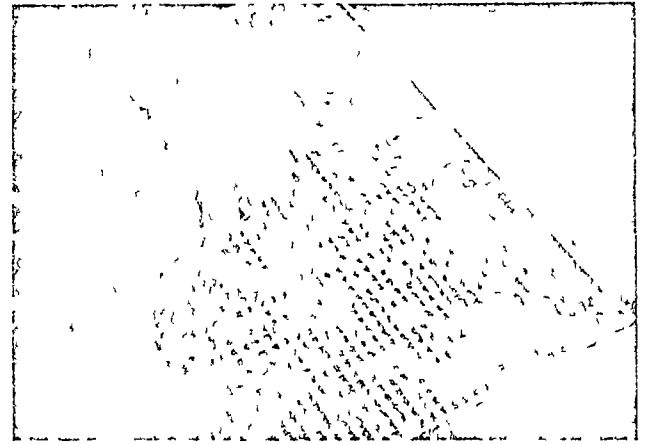
$$A = \frac{I_p}{\% \text{ de peso de suelo más fino que } 0.002 \text{ mm}} \quad (1-23)$$

La actividad puede valer 0.38 en arcillas caolínicas, 0.90 en arcillas ílíticas y alcanzar valores superiores a 7 en arcillas montmoriloníticas, lo cual da idea de las características de plasticidad de las arcillas, según su composición mineralógica.

Los límites de plasticidad han resultado ser útiles en cuestiones de clasificación e identificación de suelos, tal como se verá en el capítulo II de esta obra. También se usan en especificaciones para controlar el empleo de suelos. En cuestiones posteriores de este mismo capítulo se presentarán algunas correlaciones interesantes entre los Límites de Plasticidad y algunas propiedades fundamentales de los suelos.

17 EL MECANISMO DE LA CONTRACCIÓN DE LOS SUELOS FINOS POR SECADO

Es un hecho generalmente aceptado en la actualidad que cuando la superficie de un líquido está en contacto con un material diferente se producen esfuerzos en esa superficie, a causa de la atracción entre las moléculas vecinas de los dos elementos diferentes. Al mecanismo de vías terrestres le preocupa



Prueba del límite plástico

muy especialmente el contacto entre el agua y las partículas minerales de los suelos y entre el agua y el aire, generalmente los esfuerzos que corresponden a estos casos son de tensión. La atracción entre las moléculas vecinas de las sustancias distintas en contacto puede medirse por el coeficiente de tensión superficial, que resulta ser una propiedad característica de cada sustancia. En la referencia 13 se detallan un poco los conceptos físicos que permiten definir este coeficiente y entender los procesos del contacto entre el agua y los suelos, que tengan repercusión en la ingeniería de suelos aplicada a las vías terrestres. Probablemente la evidencia más conocida de los fenómenos de superficie es la capilaridad, propiedad por la cual el agua puede ascender y permanecer por arriba de la línea que representa la presión atmosférica, por el interior de un tubo capilar de vidrio o por un canalículo entre las partículas minerales de un suelo. En la referencia 13 se demuestra que la máxima altura capilar a que puede ascender el agua en tales condiciones resulta ser

$$h_{cr} = \frac{2Ts \cos \alpha}{r \gamma_w} \quad (1-24)$$

donde T_s es el coeficiente de tensión superficial del

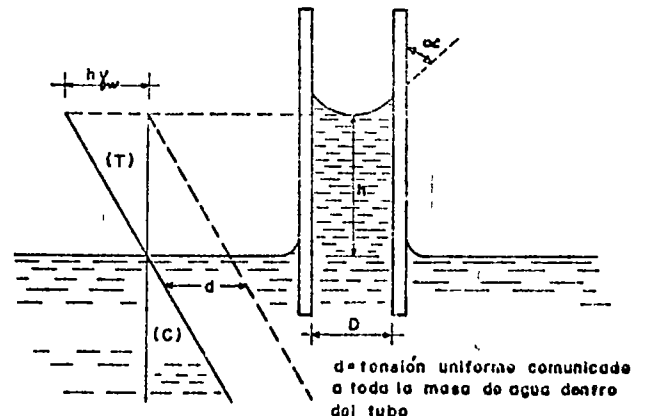
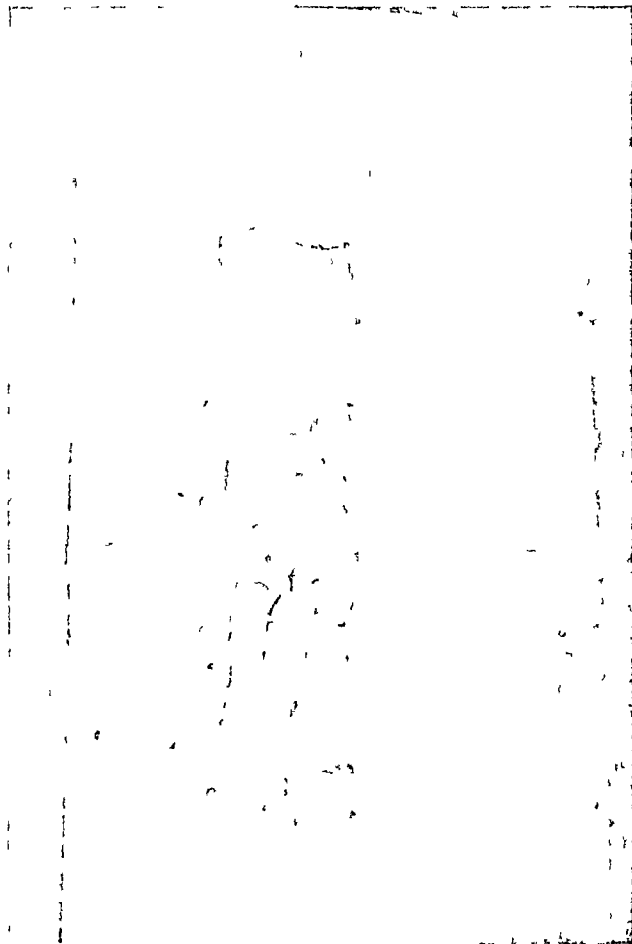


Figura 110 Distribución de esfuerzos en un tubo capilar vertical



Muestra de suelo fino secado por evaporación

agua ($0.071 \frac{g}{cm}$ a $20^{\circ}C$, pues también es función de la temperatura), α es el ángulo de contacto entre el agua y la pared del canalículo (Ref 13), y r es el radio de dicho conducto. En Mecánica de Suelos es razonable pensar que usualmente $\alpha = 0$, o sea que el menisco esférico que forma el agua es tangente a las paredes (menisco semiesférico), en tal caso, la expresión (1-24) puede escribirse simplemente

$$h_{cr} = \frac{0.3}{D} \quad (1-25)$$

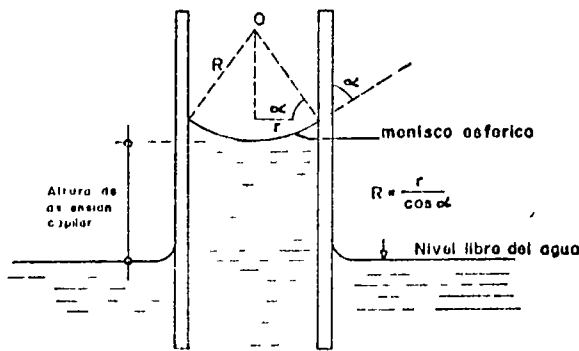


Figura 111 Relación entre el radio del menisco y el radio del conducto capilar

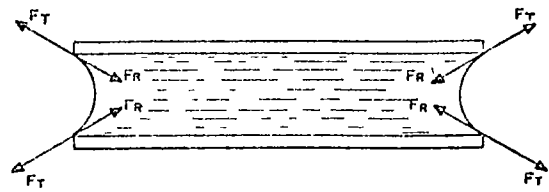


Figura 112 Esquema que ilustra la generación de presiones capilares en un tubo capilar

donde D es el diámetro del canalículo en cm y h esta en la misma dimensión. Se estima evidente la obtención de la expresión (1-25) a partir de la (1-24), considerando $\alpha = 0$

En la Fig 110 se muestra la distribución de esfuerzos en un canalículo de suelo, el cual se ha idealizado bajo la forma de un verdadero tubo capilar, tal como es común hacerlo en los análisis teóricos de estos temas

Bajo el nivel libre, la distribución sigue la conocida ley lineal, supuesto que el agua se encuentra en condición hidrostática. Arriba del nivel libre, el estado de esfuerzos está representado por la prolongación del diagrama hidrostático, de manera que en toda la columna de ascensión capilar se tendrían esfuerzos de tensión, considerando la presión atmosférica como origen de esfuerzos

En cualquier punto de la columna, el esfuerzo de tensión puede obtenerse multiplicando la distancia vertical del punto a la superficie libre por el peso específico del agua

$$u = h\gamma_w = \frac{2T_s \cos \alpha}{r} \quad (1-26)$$

de donde

$$u = \frac{2T_s}{R} \quad (1-27)$$

En la expresión anterior u es el esfuerzo de tensión en el agua en $\frac{g}{cm^2}$ y R el radio del menisco que forma el agua en el canalículo. Nótese que el radio del menisco y el radio del conducto capilar están relacionados según se muestra en la Fig 1-11, con cuya ayuda se podía comprender de inmediato el origen de la expresión (1-27)

La expresión (1-27) establece el hecho importante de que el esfuerzo de tensión a que está sometida el agua dentro del suelo, cuando trabaja a tal tipo de esfuerzo, es inversamente proporcional al radio del menisco que se desarrolla en los canalículos del propio suelo. Naturalmente éste depende, en primer lugar, del diámetro del propio canalículo, es evidente que el radio mínimo de menisco (el que corresponderá la tensión máxima) vale precisamente la mitad del diámetro del conducto capilar que quede entre las partículas minerales, lo que corresponde a un menisco semiesférico (menisco totalmente desarrollado). Nótese que de acuerdo con lo anterior el

agua podrá vencer esfuerzos de tensión muy importantes dentro del suelo, cuando las partículas minerales estén muy próximas, lo que sucede sobre todo en los suelos muy finos, de acuerdo con la regla de que los huecos entre las partículas gruesas son grandes, en tanto que entre las partículas muy finas (arcillas) son pequesísimos.

De lo anterior resulta evidente que se puede obtener un menisco totalmente desarrollado siempre que el conducto capilar sea lo suficientemente largo como para permitir que la columna de agua se eleve hasta la altura máxima de ascensión capilar. Si el tubo es más corto, la ascensión capilar queda restringida y se formará un menisco de un radio tal que se restablezca el equilibrio hidráulico, con un esfuerzo de tensión en el agua menor que el máximo posible, correspondiente a una columna de agua también menor que la máxima posible.

Si el conducto capilar se encuentra en posición horizontal, como es el caso del que aparece en la Fig. I-12, se forman gradualmente en sus extremos los meniscos, debido a la evaporación del agua. En cada extremo la curvatura del menisco aumentará hasta la máxima, que corresponde a la forma semiesférica, como ya se dijo, al mismo tiempo, el esfuerzo de tensión en el agua aumenta hasta su valor máximo correspondiente al diámetro del conducto capilar de que se trate. Si continúa la evaporación del agua, los meniscos se retraen hacia el interior del conducto, conservando su curvatura y manteniéndose, por lo tanto, invariable la tensión en el agua. Se ve pues, que en un conducto capilar horizontal el esfuerzo de tensión en el agua es el mismo en toda la longitud a diferencia del tubo vertical, en donde, como se indicó, los esfuerzos siguen una ley de variación triangular.

En el caso del conducto de la Fig. I-12, al formarse los meniscos aparecerán en toda su periferia fuerzas de tensión (F_T), causadas por las atracciones entre las moléculas del agua y las paredes. A estas fuerzas de tensión en el agua corresponderán, por reacción, las fuerzas de compresión (F_R) que se muestran, por efecto de estas fuerzas, el conducto capilar tenderá a cerrarse y a acortar su longitud. En toda la masa de agua entre los meniscos existen tensiones, por lo tanto, existen sobre las paredes del conducto como reacción, esfuerzos de compresión que tienden a cerrarlo. Como resultado del efecto anterior, una masa compresible, atravesada por tubos capilares sometidos a evaporación, se contraerá volumétricamente.

Con las consideraciones expuestas en los párrafos anteriores, siempre complementadas por la Ref. 13, es posible comprender el mecanismo de contracción de los suelos finos, así como las razones para el mismo.

Un suelo saturado exhibe primeramente una superficie brillante, debido a la presencia del agua que llena sus poros por completo. A medida que comienza la evaporación, en los extremos de los capilares se forman meniscos cóncavos, al continuar el

proceso de evaporación, irá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y aumentando, por lo tanto, el esfuerzo de tensión en el agua (expresión I-27) y, correspondientemente, los esfuerzos capilares de compresión actuantes sobre la estructura sólida del suelo que, por este efecto, se comprime. La evaporación seguirá disminuyendo el radio de curvatura de los meniscos y comprimiendo la estructura del suelo, hasta un punto en que la tensión capilar sea incapaz de producir mayor deformación, en tal momento comenzará la retracción de los meniscos hacia el interior de la masa de suelo. Macrofísicamente ese momento está señalado por el cambio de tono del suelo, de la apariencia húmeda a seca. Este momento corresponde al Límite de Contracción, pues aunque la evaporación continúe ya no disminuirá el volumen del suelo por haber llegado el agua a su tensión máxima, a la que corresponde la máxima compresión capilar sobre la estructura del suelo. Nótese que en el límite de contracción el suelo sigue saturado si estaba saturado al comienzo del proceso de la evaporación, pues aunque dicha evaporación le ha hecho perder agua, esta pérdida está exactamente compensada por la pérdida de volumen de vacíos causada por la compresión capilar, un gramo de agua evaporada corresponde a un cm^3 de contracción volumétrica.

I 8 PERMEABILIDAD

Generalmente el agua fluye a través de los suelos por gravedad. El régimen del flujo se dice que es laminar cuando las líneas de flujo permanecen sin juntarse entre sí, excepción hecha del efecto microscópico de mezcla molecular, cuando las líneas de flujo se entremezclan y dan lugar a turbulencias características se dice que el flujo es turbulento.

Para velocidades bajas, el flujo de agua a través de los suelos es laminar, pero al aumentar la velocidad más allá de un cierto límite, se hace turbulento. Si de un régimen turbulento se desea regresar al ré-

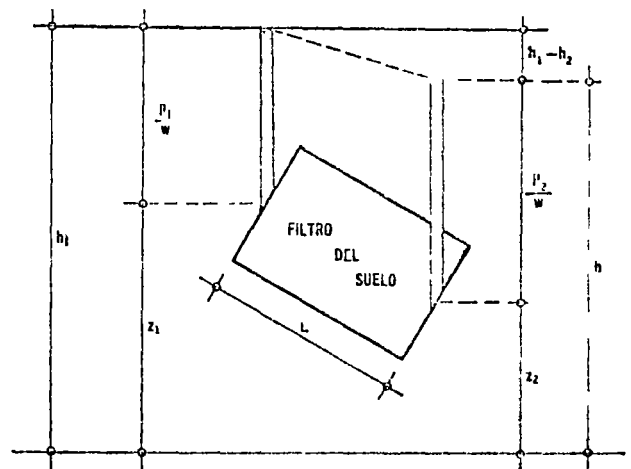


Figura I-13 Esquema del dispositivo experimental de Darcy

se a la laminar por disminución de velocidad, se observa que la transición ocurre a una velocidad mayor que aquella en la que se pasa de régimen laminar a turbulento; esto sugiere la existencia de un intervalo de velocidad en el cual el flujo puede ser circunstancialmente laminar o turbulento. Reynolds (Ref. 11) encontró que existe una cierta velocidad en el agua (y, de hecho en cada líquido) abajo de la cual, para un cierto diámetro de conducción y a una temperatura dada, el flujo siempre es laminar. Esta es la velocidad crítica. Simultáneamente existe una velocidad arriba de la cual el flujo siempre es turbulento; en el caso del agua esta segunda velocidad es del orden de 65 veces la velocidad crítica.

El fundamento de casi toda la teoría de flujo a través de los suelos radica en el trabajo experimental de Henry Darcy (Ref. 15), que se conoce hoy como ley de su nombre. Trabajando con un dispositivo de diseño personal, que se reproduce esquemáticamente en la Fig. I-13 Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas el gasto a través de la conducción queda expresado por

$$Q = kA \quad (1-28)$$

donde

- A es el área total de la sección transversal del filtro colocado en la conducción
- i es el gradiente hidráulico, medido por la expresión,

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L}$$

- k es una constante de proporcionalidad, a la que Darcy dio el nombre de coeficiente de permeabilidad

Por otra parte, la ecuación de continuidad del gasto establece que

$$Q = Av \quad (1-29)$$

donde v es la velocidad del flujo

Si la ecuación 1-29 se compara con la 1-28, resalta de inmediato que puede escribirse

$$v = ki \quad (1-30)$$

que es una manera común de escribir la ley de Darcy, aun cuando ella haya sido originalmente propuesta en la forma de la ecuación 1-28.

Avanzando la ecuación 1-30 puede establecerse una excelente definición para el coeficiente de permeabilidad, k , según la cual éste resulta ser la velocidad con que fluye el agua a través del suelo cuando está sometida a un gradiente hidráulico unitario. Naturalmente que las unidades de k son también las correspondientes a una velocidad, lo que se ve de inmediato en la misma ecuación 1-30, teniendo en cuenta que i carece de dimensiones. Es obvio

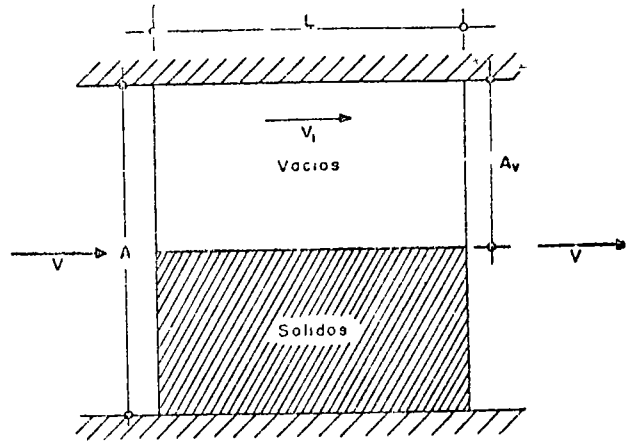


Figura 114 Esquema que ilustra la distinción entre la velocidad de descarga y la de filtración

que en el valor numérico de k se reflejan propiedades físicas del suelo y del fluido circulante.

En realidad, la velocidad v que se ha venido considerando en las ecuaciones 1-29 y 1-30 no representa ninguna velocidad real con que el agua fluya a través del filtro que llena la conducción mostrada en la Fig. I-13. Esta velocidad, llamada de descarga, está referida al área A , total de la conducción, que no es de la que realmente dispone el agua para fluir. Es posible tener una idea aproximada de lo que pudiera ser la verdadera velocidad del agua a través del suelo si se acepta que el flujo sólo es posible a través de los vacíos. Tomando en cuenta el esquema de la Fig. I-14, se ve que si se define una velocidad llamada de filtración (v_1) que corresponda a esta última consideración, debe tenerse, por continuidad del gasto,

$$A_v v_1 = Av$$

de donde

$$v_1 = \frac{A}{A_v} v$$

Pero si se considera una dimensión unitaria normal al plano del papel y se recurre a la definición de la relación de vacíos e , puede ponerse

$$e = \frac{A_v}{A - A_v}$$

de donde

$$\frac{1}{e} = \frac{A}{A_v} - 1$$

y

$$\frac{A}{A_v} = \frac{1+e}{e}$$

Con lo anterior, la relación entre la velocidad de filtración y la velocidad de descarga resulta ser

$$v_1 = \frac{1+e}{c} v \quad (1-31)$$

En rigor, la velocidad de filtración tampoco es una velocidad "real", puesto que el suelo no es como se muestra en el esquema de la Fig. 14, sino que el flujo ocurre a través de una serie de canaliculos irregulares y sinuosos entre las partículas del suelo. Tanto la velocidad de descarga como la velocidad de filtración son simplemente elementos de cálculo que permiten llegar a resultados correctos dentro de las consideraciones que han servido para las respectivas definiciones.

La ley de Darcy es, como se ha dicho, estrictamente experimental por lo que su validez no puede ni más allá de las condiciones específicas que hay en presencia el conjunto de experiencias que le dieron nacimiento, desde este punto de vista, es un hechoafortunado que Darcy haya experimentado flujos de agua a través de filtros de suelo, utilizando una gran variedad de tipos de suelo y de gradientes hidráulicos pues esto hace que sus resultados sean aplicables a los problemas prácticos de la Mecánica de Suelos. En la referencia 16 se presenta una justificación más adecuada que la simple intuición para la utilización de la ley de Darcy en Mecánica de Suelos y se discuten sus límites de validez con base en la relación conocida como el Numero de Reynolds, en la referencia 2 se da otro análisis de los límites de validez de la ley de Darcy, con base en un criterio diferente. La conclusión en ambos casos es que la ley de Darcy resulta aplicable al flujo de agua a través de suelos que son más finos que las arenas medias o gruesas, para casi cualquier gradiente hidráulico imaginable en un problema práctico.

En la mencionada referencia 2 se discuten y detallan los diferentes métodos para medir el coeficiente de permeabilidad del suelo.

La permeabilidad de los suelos es uno de los valores que admiten mayores variaciones, según el tipo de material de que se trate. Varía entre límites tan amplios como 10^0 o 100 cm/seg en gravas limpias, hasta 10^{-8} ó 10^{-9} cm/seg en arcillas homogéneas montmorilloníticas o bentoníticas, situadas abajo de la zona de intemperismo. La permeabilidad típica de las arenas limpias puede ser del orden de 10^{-2} - $10^{-3} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$, llegando a valores de $10^{-4} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ en arenas muy finas, los lodos y depósitos de morrena glacial pueden tener permeabilidades tan bajas como 10^{-5} - $10^{-6} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$. En general las arcillas tienen permeabilidades menores que $10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$. Con permeabilidades menores que $10^{-3} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$, un suelo debe considerarse inapropia-

do para usarse como dren, y con permeabilidad menor que $10^{-7} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ un suelo puede ser considerado prácticamente impermeable.

La permeabilidad de los suelos está influida por las siguientes características de los mismos:

- a) La relación de vacíos
- b) El tamaño de sus partículas
- c) La composición mineralógica y físico-química del suelo
- d) La estructura
- e) El grado de saturación
- f) La existencia de agujeros, fisuras, etc

También depende en forma importante de la temperatura del agua.

En la referencia 2 se discute de un modo bastante completo la relación entre el coeficiente de permeabilidad de un suelo fino y su relación de vacíos, y se llega a la conclusión de que el primero es directamente proporcional al cuadrado de la segunda.

No se ha podido establecer una relación confiable entre el coeficiente de permeabilidad y la curva granulométrica de un suelo. Para arenas finas, Allen Hazen obtuvo ya en 1892 su famosa relación

$$k = C D_{10}^2 \quad (1-32)$$

donde k está en $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ y D_{10} es el diámetro efectivo del suelo (el 10% en peso, del mismo, es de ese tamaño o menor), expresado en cm. A despecho de su popularidad la expresión (1-32) debe verse simplemente como una burda manera de establecer sólo el orden de magnitud del coeficiente de permeabilidad en arenas de tamaño mediano a grueso (con ellas trabajó Hazen para obtener su relación), y nunca como algo que substituya a las pruebas de laboratorio cuando se requiera una precisión razonable. El valor de la constante C varió entre 11 y 116 en las pruebas de Hazen, y un valor de 120 suele mencionarse como un promedio aceptable para el manejo de la fórmula. En la referencia 2 se mencionan algunas otras expresiones más complicadas, pero de efectividad aun más dudosa, para relacionar el coeficiente de permeabilidad con el tamaño de las partículas del suelo.

La composición mineralógica de las arcillas influye mucho en la permeabilidad de los suelos, a causa de las atmósferas de adsorción que se forman en torno a los cristales de mineral, adheridas muy fuertemente a éstos y que contribuyen a dificultar el flujo de agua.

La estructuración de los suelos también afecta su permeabilidad. En suelos muy finos, con minerales de forma laminar, el hecho de que exista una estructura floculada o dispersa es importante, pues en el segundo caso se tienen permeabilidades mucho mayores en la dirección paralela a las caras alineadas de

las partículas, produciéndose así una fuerte anisotropía en la distribución de permeabilidad dentro de la masa de suelo. Estos fenómenos se plantean muy frecuentemente en suelos compactados, en los que la estructura que se obtiene es flocculada o dispersa, según el procedimiento de compactación que se emplee.

Es evidente el efecto del grado de saturación y el de grietas y fisuras que pueda presentar el suelo y se estima que no es necesaria ulterior insistencia para imaginárselo cualitativamente, naturalmente que tales influencias son mucho más difíciles de definir en forma cuantitativa.

19 LOS CONCEPTOS DEL ESFUERZO LIECTIVO Y ESFUERZO NEUTRAL

El suelo es un compuesto de tres fases, sólida, líquida y gasea. No es posible imaginar tres sustancias de comportamiento mecánico más disímulo que un cristal mineral, con alta resistencia al esfuerzo cortante y muy rígido el agua, relativamente incompresible a presiones ingenieriles, pero con resistencia al esfuerzo cortante insignificante, y el aire, altamente compresible. Sin embargo, al hablar de resistencia de los suelos a los esfuerzos o de esfuerzos en suelos, hay que tener presente que los tres materiales actúan en ligazón estrecha, de manera que la respuesta del conjunto a cualquier carga o la transmisión de los esfuerzos de esa carga al interior del conjunto es una acumulación del comportamiento de los tres componentes. Si se dedica un momento de atención a esta situación, el ingeniero estará preparado a aceptar que los fenómenos de transmisión de esfuerzos y resistencia de los suelos siguen mecanismos tan complicados y cambiantes como los que efectivamente le revelará la práctica profesional.

Un mismo suelo podría presentar características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación completamente distintas según las circunstancias en que las cargas actúen e influyan de una u

otra manera en cada uno de los tres componentes. Se advierte de inmediato la gran influencia que el tiempo tendría en la respuesta de los suelos, pues son muy conocidos los cambios de comportamiento del agua y del aire, según que las cargas aplicadas actúan muy lentamente o muy rápidamente, con todas las gamas intermedias. Si por efecto de cargas exteriores el agua adquiere presiones elevadas, aprovechando la permeabilidad del conjunto tenderá a fluir hacia zonas de la masa en que prevalezca una menor presión, y este hecho se reflejará en la compresibilidad y en el estado de esfuerzos de las zonas cargadas. En definitiva, puede decirse que la interacción constante de las tres fases del suelo y su muy diferente respuesta a los esfuerzos, producirá en cada proceso de carga una compleja situación en la que los esfuerzos se repartirán de un cierto modo entre las tres fases, siendo esta situación variable con el tiempo y, desde luego, distinta en cada proceso de carga y distinta también, aun dentro del mismo proceso, si se produce cualquier cambio en el balance entre las tres fases.

Considérese una carga P uniformemente distribuida sobre una placa de área A , la cual se apoya sobre un conjunto de partículas minerales, de forma irregular y con vacíos entre ellas (Fig. 115a).

Es evidente que la distribución uniforme de la carga, que resulta admisible en la placa de área A , ya no resulta lógica en las partículas de suelo. La forma irregular y variable de las partículas hace imposible definir exactamente como se reparte la carga entre ellas y cuál pueda ser el esfuerzo en cada uno de sus puntos, pero es evidente que estos esfuerzos serían muy elevados en los puntos de contacto y mucho menores en puntos intermedios o aun en puntos interiores de las partículas. Como quiera que resulta imposible trabajar con los esfuerzos "verdaderos" que sufren los granos, en Mecánica de Suelos se ha acostumbrado definir un esfuerzo ficticio como el que representa al estado que se tenga bajo la placa, este esfuerzo ficticio resulta de relacionar la carga total actuante con el área total cubierta con la placa

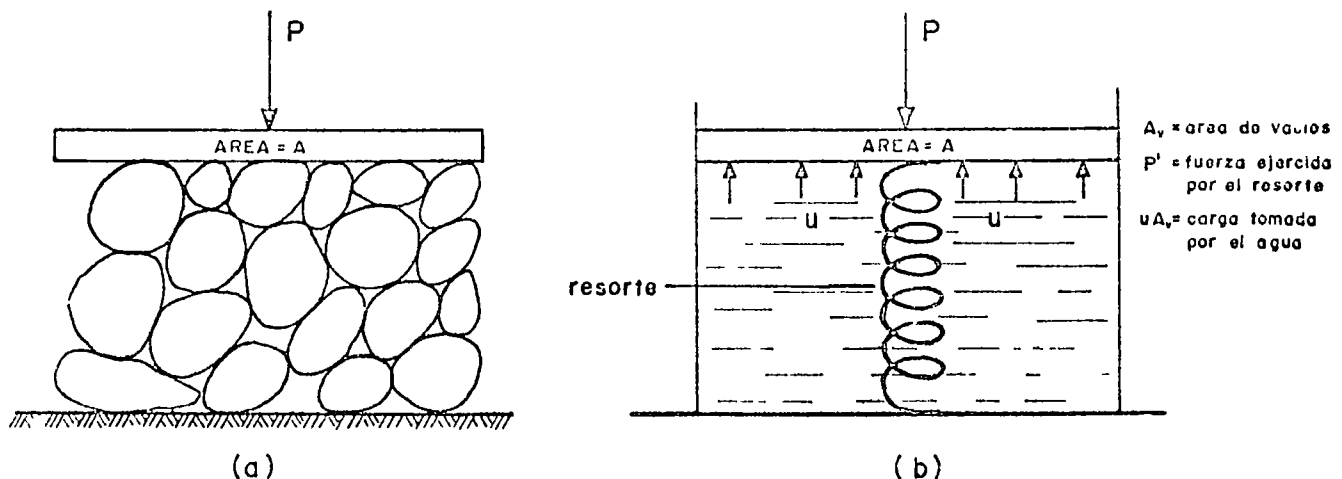


Figura 115 Distribución de los efectos de una carga exterior en una masa de suelo

$(\sigma = \frac{P}{A})$ Se le llama el esfuerzo total. Es, desde luego, menor que el esfuerzo medio en los sólidos bajo la placa y mucho menor que el "verdadero" esfuerzo actuante en los puntos de contacto entre las partículas.

Si la carga P se aplica a un suelo que tenga sus vacíos llenos de agua, la distribución de la carga en el conjunto será aún más compleja (Fig. 1-15 b). Si u es la presión del agua dentro de los vacíos y A_v es el área de los vacíos medida en un plano paralelo a la base de la placa, entonces $u A_v$ representará la parte de la carga P que soportará el agua de los vacíos del suelo; el resto de la carga P la soportará la estructura sólida del suelo y se transmitirá a través de los granos de la misma. En la Fig. 1-15 b se ha representado a la estructura sólida del suelo con un resorte. Evidentemente, debe tenerse

$$P = P' + u A_v$$

donde P' representa a la parte de carga que toma la estructura sólida del suelo o el resorte de la Fig. 1-15 b.

Si se dividen los dos miembros de la expresión anterior por A , área de la placa, se tendrá

$$\frac{P}{A} = \frac{P'}{A} + u \frac{A_v}{A}$$

o, empleando la notación de esfuerzos

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \frac{A_v}{A} \quad (1-33)$$

La ecuación (1-33) juega un papel fundamental en la Mecánica de Suelos Moderna y se denomina la ecuación del esfuerzo efectivo. En ella figuran el esfuerzo total, σ , ya definido y los esfuerzos $\bar{\sigma}$ y u , denominados esfuerzos efectivo y presión de poro, respectivamente. El primero representa la parte del esfuerzo total que es tomada por la fase sólida del suelo, transmitiéndose entre los granos de la misma. La segunda representa la presión a que está sometida el agua en los vacíos del suelo, a causa de la incapacidad del agua para tomar esfuerzos cortantes, la presión u se denomina frecuentemente presión neutral.

En la fórmula (1-33) aparece también la relación

$$N = \frac{A_v}{A} \quad (1-34)$$

denominada relación del esfuerzo neutral. Como que en los suelos el área de contacto entre los granos sobre un plano horizontal dado es muy pequeña en comparación con el área total cubierta por la placa de área A , se sigue que la relación N valdrá muy aproximadamente 1. Tomándola como tal (y esto se hace normalmente en la Mecánica de Suelos), la ecuación (1-33) puede escribirse sencillamente,

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \quad (1-35)$$

La ecuación (1-35) fue propuesta primeramente por Terzaghi y más que a ninguna otra idea debe atribuírsele el mérito de abrir el camino a la aparición de la Mecánica de Suelos Moderna y la posibilidad de estudiar la resistencia y la deformación de los suelos con base científica.

En el concreto o las rocas, en las que los granos de sólidos se interconectan por cristales, el valor de N es apreciablemente menor que 1, pudiendo llegar a valores del orden de 0.5 en mármoles, granitos y en el propio concreto.

Intuitivamente se ve que el concepto de esfuerzo efectivo, así definido, describe mejor el comportamiento de los suelos que los conceptos de esfuerzo total o de presión neutral. Se advierte que si el esfuerzo efectivo aumenta, las partículas sólidas del suelo se presionarán una contra otra, tratando de deslizarse relativamente o de encajarse, para llegar a estructuras más compactas, en cambio el mismo aumento con el esfuerzo total y en la presión de poro (con lo que el esfuerzo efectivo permanecerá igual según la ecuación (1-35)) no tendrá ningún efecto en el acomodo de las partículas.

1-10 RELACIONES ESFUERZO DEFORMACION

Probablemente una de las características ingenieriles más representativas de un material, desde el punto de vista de definir su comportamiento en relación con las necesidades y los usos del ingeniero, es el conjunto de datos de un proceso excitación-respuesta que constituye lo que usualmente se llama la relación o relaciones esfuerzo deformación.

En efecto, al tratar con un material de construcción, el ingeniero está fundamentalmente preocupado por dos aspectos básicos en torno a los que puede decirse que gira en todos los demás. Estos son, en primer lugar, la resistencia del material a los esfuerzos a los que se someta, problema que lleva aparejado el concepto de falla del material y que en forma breve se comentará más adelante. En segundo lugar preocupa la deformabilidad del material expresada en relación a los esfuerzos que se le apliquen, tanto en lo que se refiere a la intensidad o nivel de los esfuerzos, como a la manera en que se ejercen, incluyendo su velocidad de aplicación. Esta última gama de comportamiento es lo que el ingeniero describe en forma primaria por medio de una relación esfuerzo deformación. Si los suelos fueran homogéneos isotropos y linealmente elásticos, sería posible describir su comportamiento esfuerzo deformación haciendo uso del módulo de Young (E) y de la relación de Poisson, obtenidas de una prueba única y sencilla, tal como una simple prueba de extensión, en que se estirase una barra del material, midiendo las tensiones aplicadas y las deformaciones longitudinales y trans-

versales resultantes. Con las constantes elásticas sería posible en el material acil calcular la relación entre los esfuerzos y las deformaciones para otros tipos de prueba que representasen otras condiciones reales distintas de la tensión simple.

Los suelos no son materiales en que se cumplan las hipótesis anteriores. Independientemente de que en un caso particular pueda resultar útil usar valores de módulo de la elasticidad o de la relación de Poisson, debe tenerse muy presente que estos valores no son constantes de un suelo, sino cantidades que, en el mejor de los casos, describen aproximadamente el comportamiento de un suelo para un estado de esfuerzos dado y que cambian, quizá radicalmente, si cambia el estado de esfuerzos o si los esfuerzos se aplican de diferente manera. Por eso, cuando en relación con los suelos se mencionan las constantes elásticas anteriores debe tenerse en cuenta que no representan nada en sí mismas, fuera de la condición particular para la que se ha medido o calculado.

El monto de deformación causado en el suelo por los esfuerzos depende de su composición, de su relación de vacíos de la historia anterior de esfuerzos aplicados al suelo y de la manera como se le apliquen los nuevos esfuerzos. Para la gran mayoría de los problemas prácticos, el mejor método para conocer las características esfuerzo-deformación es medir directamente en una prueba de laboratorio o de campo las deformaciones que producen esfuerzos lo más similares posibles a los que actúan en la masa de suelo afectada por el problema real que se estudie.

Existe en la realidad ingenieril una enorme variedad de maneras de aplicar esfuerzos y de producir, por consiguiente, deformaciones al suelo. Tan gran variedad de circunstancias no puede representarse por una sola prueba de laboratorio, so pena de perder representatividad y evidentemente, no puede aspirarse a diseñar en cada caso la prueba más representativa a que sea dado llegar. Entre estas dos actitudes extremas, el ingeniero trata de llegar a una solución racional de su inquietud haciendo uso de varias pruebas de laboratorio, que representen diferentes condiciones entre las que queden comprendidas aquellas que son más familiares a la práctica ingenieril.

Las principales pruebas de laboratorio de que se hace uso para determinar características esfuerzo-deformación de los suelos, son las siguientes:

1. Prueba de compresión hidrostática o isotópa. Es útil para el estudio de deformaciones volumétricas únicamente, en ella se aplica a un espécimen de suelo un estado de esfuerzos hidrostáticos, es decir, esfuerzos de compresión iguales, actuando en todas direcciones. Esta prueba no es muy usual en la práctica ingenieril.

2. Prueba de compresión confinada o prueba de consolidación. Se ejecuta en un aparato denominado consolidómetro o edómetro (Ref. 17). Se aplican al suelo (u a espécimen cilíndrico de poca altura en comparación al área) esfuerzos normales verticales, en tanto se impide toda deformación lateral confi-

nándolo en el interior de un anillo de bronce. De esta manera la deformación axial define exactamente la deformación volumétrica. En esta prueba la relación entre el esfuerzo normal lateral y el normal vertical es el valor de K_0 , que con el nombre de coeficiente de esfuerzo o presión de tierra en reposo, juega un papel importante en la Mecánica de Suelos Aplicada. En las formas comunes de consolidómetro sólo se mide el esfuerzo normal vertical y la deformación axial (también vertical), pero en la referencia 18, por ejemplo, se describe un tipo de aparato que permite medir también los esfuerzos normales laterales.

La deformación vertical se mide por medio de extensómetros, en tanto que el esfuerzo normal vertical se conoce controlando las cargas que se aplican al aparato, las que se reparten homogéneamente sobre el área conocida del espécimen.

La prueba de consolidación fue originalmente desarrollada por Terzaghi.

3. Prueba triaxial. Es la más común y versátil de las pruebas que se realizan para conocer las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos. También es la prueba más útil de laboratorio para conocer su resistencia, por lo cual se detallará más adelante cuando se hable de esta característica fundamental de los suelos. Baste por el momento decir que en ella se mide la deformación axial de un espécimen cilíndrico de altura aproximadamente igual a 2 o 3 veces el diámetro de su base, mientras se aplican a tal espécimen un esfuerzo normal vertical conocido y esfuerzos laterales (presión confinante) iguales en todas las direcciones horizontales. El espécimen es primeramente sometido a la presión de confinamiento, dada usualmente por agua a presión dentro de la cámara triaxial, después se incrementa el esfuerzo vertical hasta que el espécimen falla (esfuerzo desviador).

La prueba de compresión simple es una variante de la prueba triaxial, en la que la presión confinante exterior es nula por lo que no requiere hacerse en la cámara triaxial. Es análoga a la prueba de compresión hecha en cilindros de concreto.

En la prueba triaxial puede conocerse el esfuerzo aplicado utilizando un vistago de carga con pesos conocidos (prueba con esfuerzo controlado) o bien puede medirse el esfuerzo empleando una balanza hidráulica y presionando el vistago sobre el espécimen a una velocidad conocida (prueba de deformación controlada). La deformación axial se mide utilizando extensómetros.

Actualmente existen otras muchas variantes en lo que se refiere a la manera de hacer fallar el espécimen. La que más se usa, además de la someramente descrita, es aquella en la que el esfuerzo vertical normal se mantiene constante y se aumenta la presión de confinamiento hasta que el espécimen falla deformándose hacia arriba, a esta variante se le denomina prueba triaxial de extensión y se utiliza para simular los esfuerzos de empuje lateral en una masa de suelo.

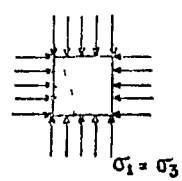
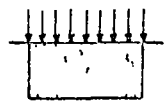
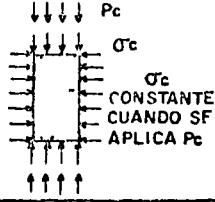
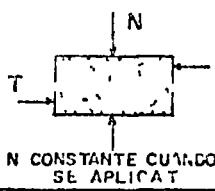
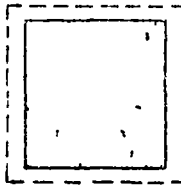
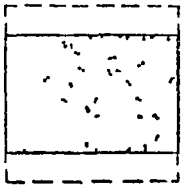
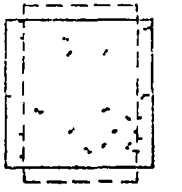

PRUEBA	COMPRESION ISOTROPA	COMPRESION CONFINADA (consolidómetro)	COMPRESION TRIAXIAL	PRUEBA DIRECTA
CONDICIONES BASICAS	 $\sigma_1 = \sigma_3$	 NO HAY MOVIMIENTO HORIZONTAL	 P_c σ_c CONSTANTE CUANDO SE APLICA P_c	 N CONSTANTE CUANDO SE APLICA T
TIPO DE DEFORMACION	VOLUMETRICA 	PRINCIPALMENTE VOLUMETRICA, PERO CON ALGO DE DISTORSION 	DISTORSION Y VOLUMETRICA 	PRINCIPALMENTE DISTORSION Y ALGO DE VOLUMETRICA 
USOS	PARA ESTUDIOS DE DEFORMACION VOLUMETRICA	PARA REPRODUCIR ALGUNAS CONDICIONES REALES DE CAMPO	PARA EL ESTUDIO DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS ES LA PRUEBA MAS COMUN	PARA EL ESTUDIO DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS

Figura I-16 Tipos comunes de pruebas esfuerzo-deformación (Ref 18)

4 La prueba directa de esfuerzo cortante En esta prueba, un espécimen de altura pequeña en comparación a su área transversal se coloca dentro de una caja con dos secciones, la inferior fija y la superior susceptible de ser movida horizontalmente Se da al espécimen carga vertical sobre la cara superior del dispositivo, para producir un esfuerzo normal vertical conocido La falla se produce aplicando una

fuerza rasante al marco superior móvil, de manera que se obliga la falla del espécimen en el plano que define la union entre las partes fija y móvil del dispositivo

En la Fig I-16 se muestran esquemáticamente las diferentes condiciones de esfuerzos, deformaciones y utilización de las pruebas que se han mencionado Esta figura esta inspirada en la referencia 18

En general, las curvas esfuerzo deformación que se obtienen de las pruebas someramente descritas más arriba corresponden a alguno de los dos arquetipos esquemáticamente presentados en la Fig 1-17

La curva llena de la parte a) de la figura es representativa de los materiales llamados de "falla frágil", cuyo comportamiento esfuerzo deformación se caracteriza porque después de llegar el esfuerzo a un máximo bien definido, hasta el cual se llega en forma aproximadamente lineal, desciende rápidamente al aumentar la deformación Los materiales con este tipo de falla resisten a los esfuerzos con pequeñas deformaciones, hasta llegar al esfuerzo máximo (resistencia máxima), a partir de cuyo límite su capacidad de resistencia desciende rápidamente, en tanto la deformación aumenta hasta la ruptura eventual, estos materiales son confiables en tanto no se alcanza su resistencia máxima, pero en tal punto surgen lo que para fines prácticos es un verdadero colapso

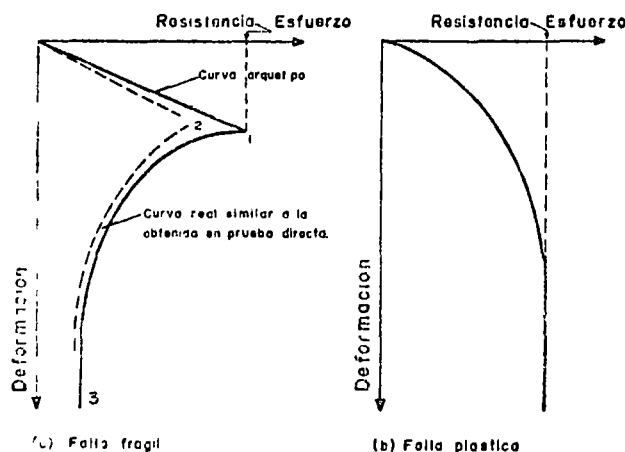


Figura I-17 Tipos de falla considerados en los suelos

En la parte *b*) de la Fig. I-17 se muestra la curva sujeción-deformación típica de los materiales de "falla plástica" en los que al llegar a un esfuerzo límite se produce la fluencia plástica del material bajo esfuerzo constante e igual al límite, en estos materiales la falla no está bien definida, pero lo interesante desde el punto de vista práctico es que un material de "falla plástica" moviliza su resistencia a medida que aumenta el esfuerzo que se le aplique, de manera que al llegar al esfuerzo máximo (resistencia máxima) el material ya no es capaz de movilizar mayor resistencia y, de hecho comienza a deformarse bajo esfuerzo constante (y no se ve que haya alguna resistencia exterior que impida tal deformación, como podría ser el hecho de que la masa de suelo que soporta alcance la resistencia límite esté rodeada por otras masas de suelo con menores esfuerzos actuantes, que al estar sometidas a menores deformaciones impiden la deformación de la masa en fluencia) hasta la eventual ruptura, generalmente precedida por una zona de "endurecimiento", en la cual el material sufre moviliza resistencias mayores que la de fluencia, al someterse a deformaciones próximas a la ruptura. Lo importante es, desde el punto de vista práctico, que un material de "falla plástica" continuará movilizando su resistencia máxima aunque se siga deformando bajo el esfuerzo límite, lo cual puede tener repercusiones muy importantes en el comportamiento estructural del material, que, por así decirlo, continuará resistiendo por completo tras lo que se podría considerar su falla, a diferencia de los materiales de "falla frágil", en los que sobreviene un verdadero colapso, acompañado de gran pérdida de resistencia, cuando sufre cualquier deformación adicional a la correspondiente al esfuerzo límite.

Es muy variable el intervalo de deformación que sea capaz de absorber un material de "falla plástica" en fluencia bajo esfuerzo límite antes de endurecerse y romperse. En las referencias 19 y 20 Lambe y Whitman presentan varias curvas esfuerzo-deformación reales, obtenidas en pruebas directas o triaxiales, en ellas puede observarse que existe una variedad amplia de formas, aun cuando en esencia todas ellas puedan identificarse con uno de los dos arquetipos mostrados en la Fig. I-17.

La relación esfuerzo-deformación de un material no es una característica constante, sino que varía con diversas circunstancias dentro del mismo material. En general, el comportamiento plástico corresponde a las arenas sueltas y a las arcillas blandas, con contenido de agua relativamente elevado, en tanto que el comportamiento frágil es propio de arenas compactas y arcillas duras. No existe un límite preciso de compactación a partir del cual todas las arenas pasen del comportamiento plástico al frágil, sino que hay diferencias en estos límites al analizar distintas arenas. Por ejemplo, Skempton y Bishop (Ref. 21) reportan el caso en que una arena con porosidad inicial de 37.5% exhibe un comportamiento frágil claro, el cual pasa a ser plástico, igualmente claro, cuando

la porosidad alcanza el valor de 45.6%. Por su parte, Lambe y Whitman (Ref. 19) presentan un caso en que una arena con relación de vacíos de 0.605 tenía comportamiento frágil, en tanto que con relación de vacíos de 0.834 su comportamiento era netamente plástico. Respecto a las arcillas pueden hacerse comentarios similares, si bien en este caso son más los factores que intervienen, según habrá ocasión de discutir más adelante.

III COMPRESIBILIDAD DE SUELOS GRANULARES

La compresibilidad de suelos granulares ha merecido relativamente menos atención que la que se ha otorgado a los suelos cohesivos, por lo menos hasta hace pocos años. De hecho, estaba en la mente de muchos ingenieros prácticos la idea de que los suelos granulares no presentaban problemas muy serios de deformación, éstos eran siempre muy pequeñas y ocurrían en forma casi instantánea, generalmente al aplicarse las primeras cargas durante el proceso de construcción.

Es posible que este panorama simplista sea aún hoy correcto si se aplican al suelo granular esfuerzos de nivel muy bajo. Un criterio como el anteriormente citado quizá pueda aun tenerlo un ingeniero que construya cimentaciones que transmitan al suelo granular cargas moderadas, sobre todo si, como es usual en estas técnicas, toma la decisión de mejorar la calidad del suelo cuando su compactación natural es baja.

Sin embargo, la ingeniería moderna ha impuesto otros usos a los suelos granulares. Como respaldos de las grandes presas que ahora se construyen o constituyendo los grandes terraplenes que las modernas características exigen, es cada vez más frecuente y lo será aun más en el futuro, que los suelos granulares, formados a veces por partículas muy gruesas (pedraplenes y empujados) u otros sometidos a niveles de esfuerzos hasta ahora completamente inusuales. En efecto, los empujados de más de 150 m en presas de tierra son ya bastante familiares, y en caminos y ferrocarriles es ya común construir pedraplenes de 50 a 60 m de altura. Tanto por razones de los materiales que se explotan normalmente en zonas de terreno quebrado, en las que lógicamente se dan estos grandes terraplenes, como por razones de natural preferencia por parte de los ingenieros, casi por lo general los terraplenes altos de las vías terrestres se construyen con suelos en que los fragmentos de roca, las gravas y las arenas forman la parte principal, la que define el comportamiento mecánico. El ingeniero de Vías Terrestres no es entonces ya ajeno a los problemas de comportamiento de materiales granulares bajo esfuerzos relativamente altos, en los que pueden presentarse problemas serios de compresibilidad. Las deformaciones experimentadas por un elemento de suelo granular son el resultado de las deformaciones propias de las partículas que lo com-

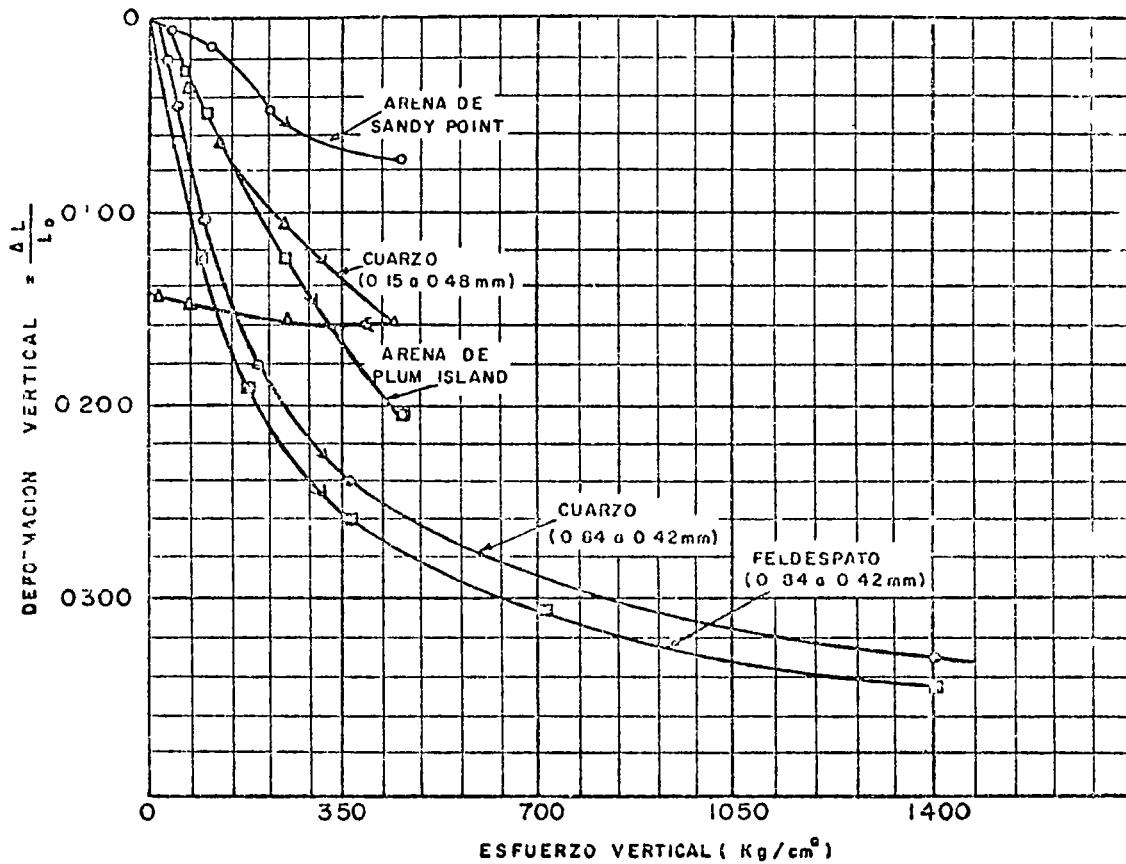


Figura I-18 Compresibilidad en pruebas de compresión confinada de varias arenas sujetas a muy altos niveles de esfuerzo (Ref 14)

ponen, mas el movimiento relativo entre ellas. Las deformaciones propias de las partículas pueden ser muy grandes, especialmente en sus contactos y consisten fundamentalmente en distorsiones y eventualmente en rupturas y desmenuzamientos, el movimiento relativo entre las partículas ocurre por deslizamiento o rodamiento. Con frecuencia los movimientos relativos son posibles por las distorsiones previas que sufren las partículas, y la importancia relativa de estas dos fuentes de deformación, respecto a la deformación total, puede cambiar a medida que ésta tiene lugar.

4. Compresibilidad en compresión isotrópica

Cuando una muestra de arena se somete a compresión isotrópica (ver párrafo I-10) pueden ocurrir grandes deformaciones volumétricas como consecuencia de colapsos estructurales locales, éstos producen rodamientos y deslizamientos de las partículas y como resultado se ejercen fuerzas tangenciales de considerable magnitud en los puntos de contacto entre ellas. Sin embargo, estas fuerzas se neutralizan prácticamente en cualquier plano que corte a un conjunto de puntos de contacto, de manera que el esfuerzo cortante en cualquier plano puede ser cero y, a pesar de ello, el movimiento ocurre de contacto muy grandes en los contactos individuales.

B Compresibilidad en compresión confinada

La compresibilidad de los suelos granulares y sus características esfuerzo deformación en compresión confinada (ver sección I-10) tienen gran importancia, puesto que esta condición representa una situación que probablemente es común en la práctica, por ejemplo cuando se somete al suelo a cargas verticales transmitidas por áreas grandes. Para este caso, Lambe y Whitman (Ref 19) presentan datos sobre el comportamiento de arenas de cuarzo (y el cuarzo es con mucho el elemento más común en casi todas las arenas reales) uniformes, medias y gruesas, inicialmente compactas. Pruebas en consolidómetro mostraron un punto de fluencia a partir de esfuerzos del orden de $110 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, mas allá del cual el comportamiento fue plástico, debido al fracturamiento de las partículas individuales, que permitió grandes movimientos relativos. A partir de estos niveles de esfuerzo la deformación compacta a la arena.

En la figura I-18 (Ref 19) se muestran resultados de pruebas de consolidación en varias arenas típicas, empleando altos niveles de esfuerzos. Se nota la gran compresibilidad que pueden exhibir los suelos granulares en estas condiciones, como consecuencia del deslizamiento de las partículas y del fracturamiento, que aunque puede comenzar a esfuerzo

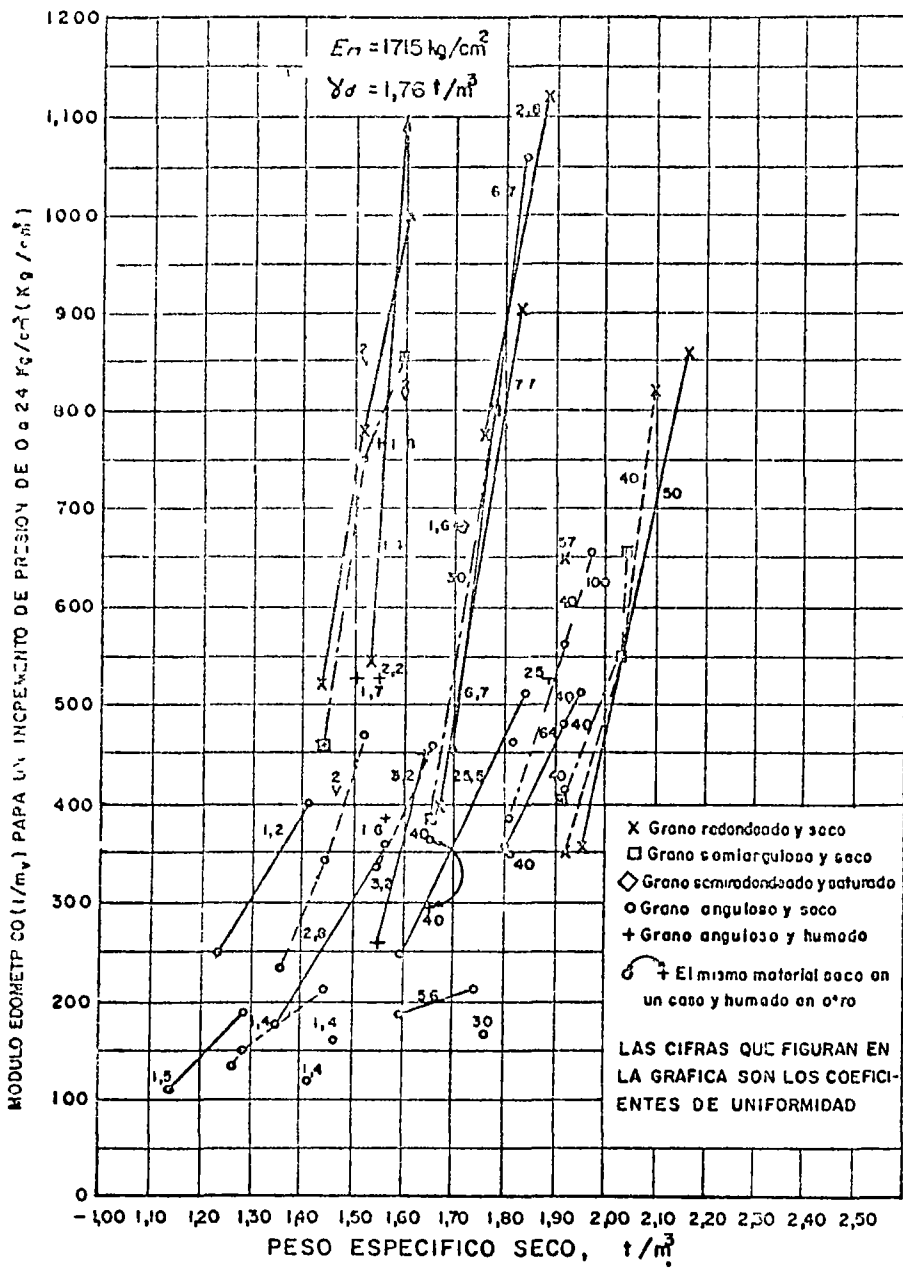


Figura I 19 Relación entre el módulo edométrico y el peso específico seco según diversos ensayos de laboratorio en materiales granulados (según Ref 22)

bajo, aumenta grandemente en altos niveles. Los esfuerzos críticos para los que se produce el comportamiento plástico de las arenas y, por consecuencia, sus grandes deformaciones, serán menores cuanto mayor sea el tamaño de las partículas, y éstas sean más angulosas, cuanto más suelto y uniforme sea el suelo y cuanto menor sea la resistencia de las partículas individuales.

Desde luego es cierto que los niveles de esfuerzo a que se refieren las investigaciones citadas por Lambe y Whitman (por mencionar un solo ejemplo de toda la evidencia experimental que ya va habiendo) son usualmente altos en relación a la práctica ingenieril. Estos datos se mencionan, más que nada, como norma de criterio.

Como ya se ha dicho, la deformación de suelos friccionalantes en compresión confinada va acompañada

de la producción de finos a causa de la ruptura de las partículas, ésta es grande cuando la granulometría es uniforme y mucho más pequeña si la curva granulométrica es tendida. La producción de finos también crece con la angulosidad de las partículas y con la presión efectiva, e igualmente es mayor cuanto más suelto es el material.

La Fig I 19 (Ref 22) presenta una relación entre las características de compresibilidad de varios materiales granulados, representadas por lo que los autores definen como módulo edométrico ($f_m = \frac{1}{m_v}$ donde m_v es el módulo de variación volumétrica, tal como se define en la referencia 17, en la forma acostumbrada en la literatura estadounidense) correlacionándolo con el peso específico seco correspondiente a diversos grados de compactación.

Los puntos unidos en la figura corresponden al mismo material con distintos grados de compactación puede observarse de inmediato cómo aumenta el módulo elástico al compactar el material. También se ve como un mismo material es más compresible cuando está húmedo que en estado seco. Los materiales de grano angular resultan ser más compresibles que los de grano redondeado, lo cual resulta lógico a la luz de ideas expuestas más arriba. En general los suelos con coeficiente de uniformidad bajo se sitúan a la izquierda de la figura, en tanto que los que lo tienen alto lo hacen a la derecha. Cuanto más redondeadas son las partículas y mayor es la variedad de tamaños, mayor es el peso específico que se alcanza con una misma energía de compactación.

C. Compresibilidad en compresión triaxial

Las características de compresibilidad de materiales granulares han sido estudiadas con un poco más de minuciosidad y en mayor variedad de casos y materiales en aparatos triaxiales, ya mencionados en el párrafo I-10, pero los que se tratarán con mayor detalle en párrafos siguientes de este capítulo.

En la referencia 19, Lambe y Whitman hacen un estudio general del comportamiento de las arenas en pruebas triaxiales. En el desarrollo de la prueba distinguen dos etapas de comportamiento en cuanto a deformación. La primera etapa corresponde al principio del proceso de carga y en ella se producen deformaciones muy pequeñas, acompañadas generalmente de una disminución en el volumen del espécimen, causado por una tendencia de las partículas a adoptar formas estructurales más compactas. Después viene la etapa de falla, en la cual puede presentarse el máximo de resistencia, si la arena exhibe una falla frágil. Ahora las deformaciones verticales sólo se pueden producir si se desarrollan en la masa movimientos laterales de las partículas que las permitan, y la consecuencia definitiva parece ser un aumento en el volumen del espécimen. Este es el efecto de dilatación, que fue primeramente observado e investigado por O. Reynolds, en 1885. Como se dijo, en esta segunda etapa queda incluido el punto de resistencia máxima, a partir del cual la arena exhibe una disminución de resistencia, al continuar el proceso de deformación. Esta disminución, más notable cuanto más compacto sea el estado inicial de la arena (materiales de falla frágil macadá), puede explicarse como una consecuencia del acomodo individual de las partículas. Si se imagina una masa de partículas individuales de arena sobre una superficie horizontal, los planos de contacto entre los granos no son horizontales sino inclinados, de manera que una pequeña fricción que no sólo será necesario vencer la fricción grano contra grano, sino que, además, se precisa obligar a las partículas a moverse unas sobre otras rodando y deslizándose sobre ellas.

La fricción produce la componente normal de resistencia que tradicionalmente se ha incluido en el ángulo de fricción interna, del que se hablará más adelante, pero el movimiento relativo entre las partículas, necesario para la falla, es una fuente adicional de resistencia y de deformación, que depende sobre todo del acomodo inicial de los granos. Si el acomodo inicial es compacto, será grande el monto de resistencia y de deformabilidad que representa la necesidad de mover los granos, pero a medida que éstos se mueven y van acomodando en su posición relativa más favorable al deslizamiento (los planos a través de sus puntos de contacto van siendo más horizontales en el ejemplo que se mencionó al principio de este análisis), va siendo menor la componente de resistencia debida al movimiento relativo, de manera que adelante de la resistencia máxima el material muestra un menor resistencia de compresión, según la deformación crece, naturalmente esta disminución de resistencia tiene un límite inferior, representado por aquel arreglo de los granos que permite el deslizamiento relativo de éstos sin movimiento de acomodo estructural. Si el estado inicial de los granos es suelto, el material tendrá una curva esfuerzo-deformación correspondiente a falla plástica y será prácticamente insignificante la componente de resistencia por acomodo.

Si los conceptos anteriores son correctos, la relación de vacíos inicial de la arena tendrá una influencia decisiva en su comportamiento esfuerzo-deformación, lo cual parece ser lo que efectivamente sucede, si se toma en cuenta que la falla frágil o plástica de una arena depende sobre todo de su compacidad inicial.

Una de las investigaciones más significativas sobre compresibilidad y resistencia de materiales granulares, es la desarrollada por Marsal y sus colaboradores para el proyecto de grandes presas, esta investigación, patrocinada por la Comisión Federal de Electricidad de México y realizada en parte, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, se encuentra básicamente contenida en las referencias 23, 24, 25, 26 y 27.

Marsal y sus colaboradores disponen de varias piezas de equipo de laboratorio que por su tamaño y características permiten realizar investigaciones muy representativas para definir el comportamiento de suelos de partículas gruesas en altos niveles de esfuerzo. Este equipo incluye una cámara triaxial de alta presión (hasta 25 kg/cm²), tipo de prueba especímenes de 113 cm de diámetro y 230 cm de altura (con tamaño máximo de partícula de 20 cm) un equipo de compactación a gran escala y otro que puede probar especímenes con tamaño máximo de 15 cm en condiciones de deformación plana y está con 22 kg/cm² de presión de confinamiento. Algunas de las conclusiones de los estudios sobre resistencia se mencionarán más adelante y en este párrafo sólo se presentan algunas conclusiones relativas a compresibilidad.

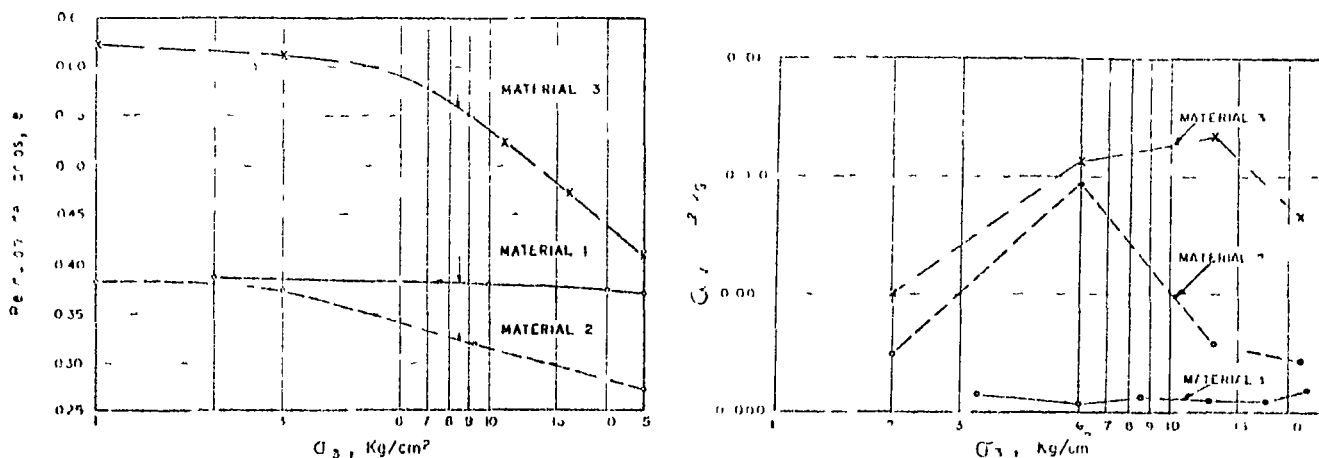


Figura 120 Datos de compresibilidad para tres materiales de enrocamiento

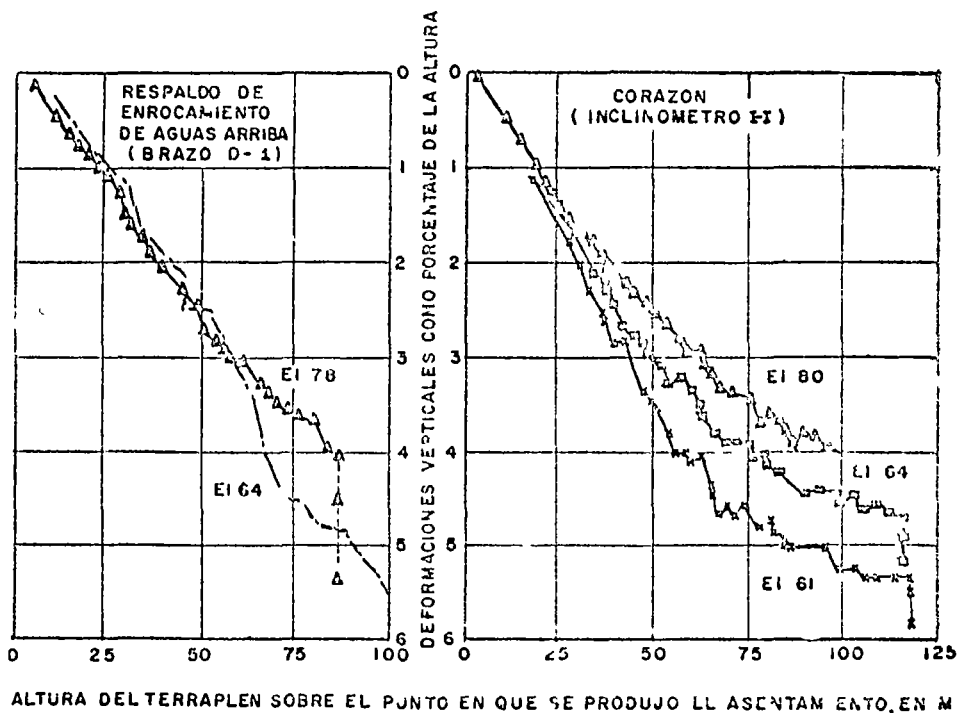
En la Fig 1-20 aparece los resultados obtenidos al medir la compresibilidad de tres materiales nombrados 1, 2 y 3 (Ref 21)

El material 1 está formado por fragmentos de basalto, producto de trituración. Los fragmentos eran sinuos con una resistencia a la compresión sin confinamiento superior a $1000 \frac{kg}{cm^2}$ y el peso volumétrico seco del espécimen fue de $211 \frac{T}{m^3}$. El material 2 fue un gneiss granítico, producto de explotación con explosivos, las partículas presentaban capas delgadas de cemento, su resistencia a la compresión sin confinamiento de $740 \frac{kg}{cm^2}$ y tenía un peso volumétrico seco de

$198 T/m^3$. El material 3 fue otro gneiss granítico con granulometría más uniforme que el 2 y con un peso volumétrico de $162 ton/m^3$, no se reporta su resistencia a la compresión sin confinamiento.

Puede verse en la Fig 1-20 que las curvas relación de viciosa presión de camueta presentan las características de las de los suelos preconsolidados (ver sección 1-12). En la misma figura se aprecian los valores del coeficiente de compresibilidad a_v para los tres materiales (ver la misma sección 1-12, adelante), es de notar que los valores del coeficiente de compresibilidad son suficientemente importantes como para justificar asentamientos grandes en terraplenes altos, dentro de la práctica actual de las vías terrestres.

Figura 122: Asentamiento en la presa de El Infiernillo (Ref 26)



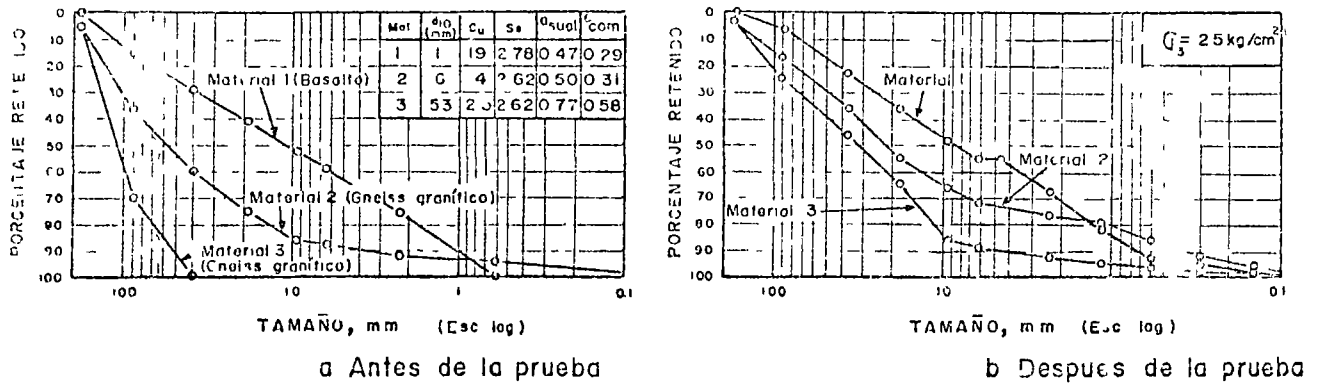


Figura 122 Curvas granulométricas de tres materiales de emrocamiento

Resultados como los anteriores están contra la actitud tradicional, aún más común en la tecnología de las vías terrestres de lo que fuera de desuso, de que los pedraplenos tienen un comportamiento "no ble", independientemente de sus dimensiones y de como se constriyan. De hecho, Masal y sus colaboradores (Ref 26) han encontrado para el caso de la Pista del Infernillo de 148 m de altura (Fig 121) que los respaldos de emrocamiento han sufrido asentamientos del mismo orden que los del corazón impermeable arcilloso, construido con materiales de los que tradicionalmente se consideran compresibles.

Un problema fundamental y estrechamente relacionado con la compresibilidad de los suelos granulares de grano grueso bajo cargas importantes y que ha sido puesto de manifiesto por la investigación moderna, es el que se refiere a la ruptura de las partículas y su contribución a la deformación total (Refs 24 y 25). El fenómeno produce cambios en la com-

posición granulométrica y en las propiedades mecánicas del material, muy especialmente en la compresibilidad. La Fig 1-22 muestra las curvas de composición granulométrica de los tres materiales de emrocamiento estudiados por Masal y sus colaboradores, a los cuales ya se ha hecho referencia un poco más arriba (Ref 24), antes y después de ser probados en la cámara triaxial giratoria, llegando a presiones de confinamiento de 25 kg/cm².

Es de notar muy especialmente la degradación sufrida por el material N° 3 (de granulometría muy uniforme), aunque el fenómeno es claramente perceptible en los tres materiales. Parece claro que a mayor uniformidad de la granulometría original se tiene mayor rotura de granos.

Masal propone como medida de la rotura de granos un número, representado por *B*, que se obtiene como sigue. Una vez que se dispone de la curva granulométrica del material antes y después de la prueba triaxial, es posible computar los porcentajes retenidos en ambos casos y obtener sus diferencias, se consideran positivas las diferencias en que el porcentaje de la granulometría original es mayor y negativas en caso contrario. Pues bien, la suma de las diferencias positivas es precisamente el valor de *B* buscado. Es evidente que la diferencia en cada porcentaje retenido representa la fragmentación que ha tenido lugar en esa fracción del suelo. En la Fig 1-25 (Ref 24) se relaciona el coeficiente *B* de rotura de granos con el valor de la presión de confinamiento utilizada en la cámara triaxial, en diferentes pruebas.

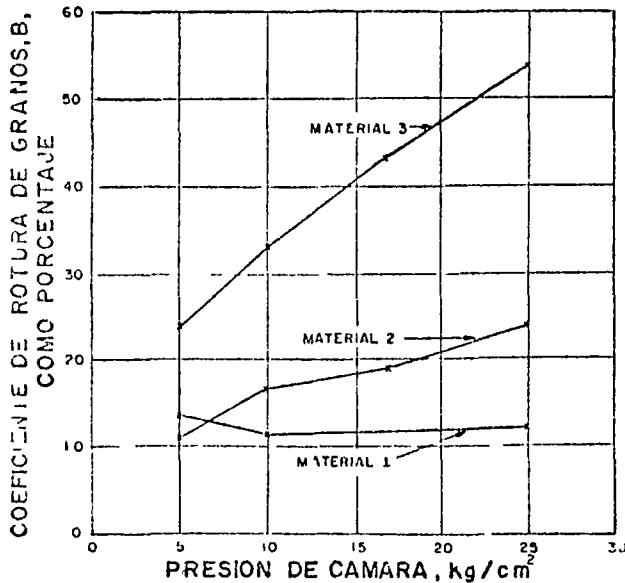


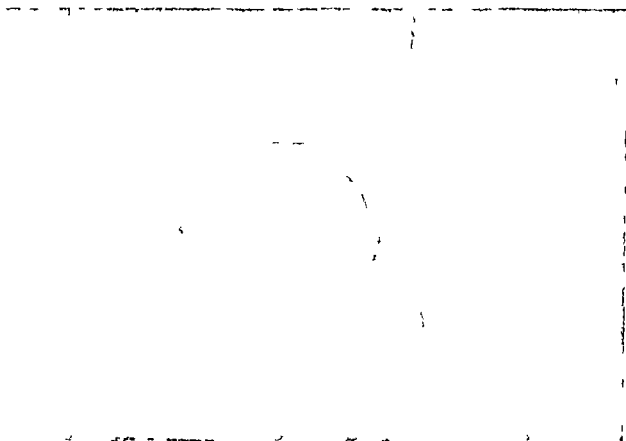
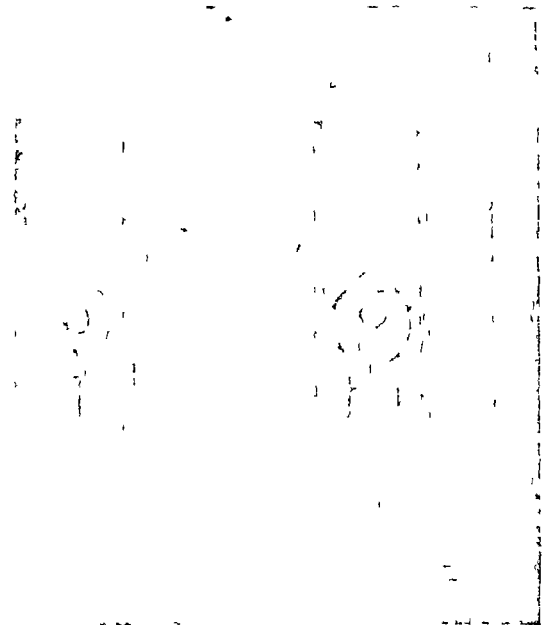
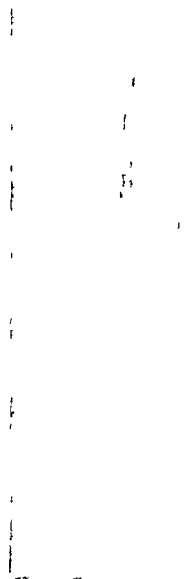
Figura 123 Rotura de granos en pruebas triaxiales

112 COMPRESIBILIDAD DE SUELOS COHESIVOS

A Consolidación

La deformación de los suelos cohesivos aun bajo cargas relativamente pequeñas, ha sido tradicionalmente reconocida por los técnicos como un problema de fundamental interés, por ser causa de graves deficiencias de comportamiento, sobre todo en cimentaciones de estructuras sobre arcillas blandas o limos.

Consolidómetros neumáticos tipo Geotec



Detalle del consolidómetro

masicos. De hecho, los más tempranos triunfos de la Mecánica de Suelos y mucho de su fama inicial se deben al éxito que tuvo en aquellos momentos en el desarrollo de teorías y técnicas para la predicción y control de asentamientos.

El proceso de deformación de las arcillas bajo carga llama la atención no sólo por los grandes asentamientos que pueden llegar a producirse, sino también porque éstos tienen lugar casi completamente en un lapso posterior al momento de aplicación de la carga propiamente dicha, como resultado, es probable que una estructura sufra grandes deformaciones unos días después de su erección.

Los procesos de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), producidos por la actuación de sollicitaciones sobre su masa y que ocurren en el transcurso de un tiempo considerablemente largo, se denominarán procesos de consolidación.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación permanece esencialmente igual la po-

sición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal, así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en la dirección vertical, esta es la consolidación unidimensional. Sucede en la realidad, por ejemplo, en estratos de greda en extensión en compresión con su espesor, comprimidos bajo cargas que ocupan áreas importantes. También sucede cuando un estrato grueso de arcilla contiene tal cantidad de capas delgadas de arena que la deformación lateral queda restringida a límites despreciables.

En estos casos y en otros similares las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproxi-

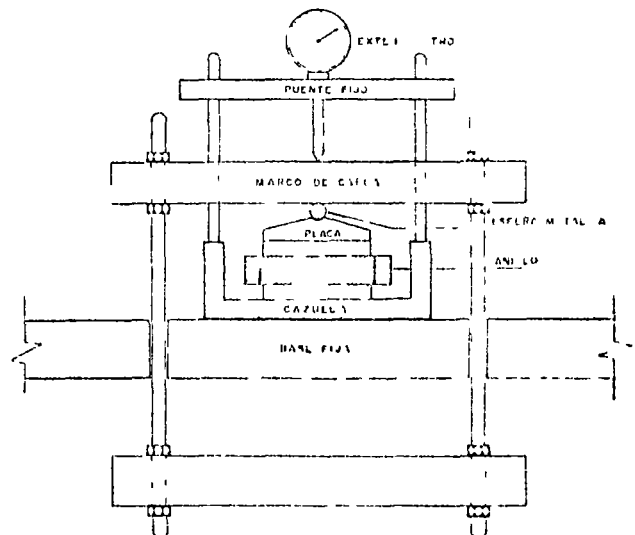
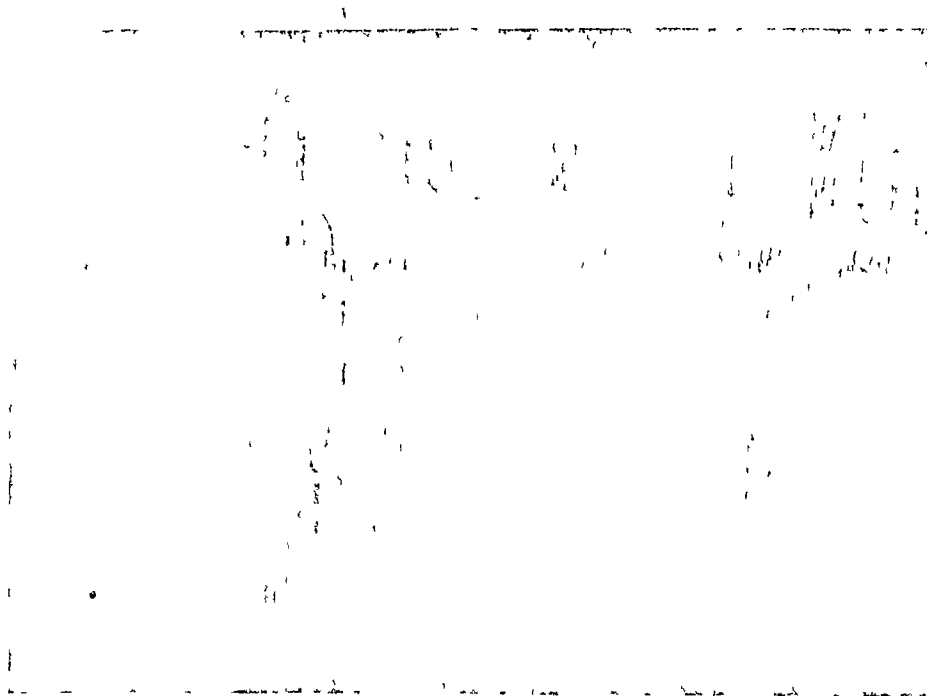


Figura 3-24 Detalle de la colocación de la muestra en el consolidómetro de tipo flotante



Buco de consolidómetro

ación razonable, realizando la prueba de compresión confinada o de consolidación unidimensional (punto 110) sobre especímenes representativos del suelo extraídos en forma tan alterada como sea posible. Se puede así calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debidos a las cargas aplicadas.

Desde luego es cierto que en las pruebas de laboratorio hechas con muestras pequeñas se produce la consolidación en tiempos muy cortos, en comparación con el tiempo en que el estrato real de arcilla se consolidará bajo la carga de la estructura. De hecho en la aplicación de las teorías a la práctica de la Mecánica de Suelos se supone que todas las constantes de consolidación son las mismas en el proceso rápido de laboratorio que en el mucho más lento que tiene lugar en la naturaleza. Si éste es el caso o no no se sabe en la actualidad. Es posible que lo anterior sea uno de los factores que influyan en el hecho observado de que los asentamientos predichos sean mayores que los reales.

Una prueba de consolidación unidimensional estandarizada se realiza sobre una muestra labrada con forma de cilindro de pequeña altura en comparación al diámetro de la sección recta. La muestra se coloca en el interior de un anillo, generalmente de bronce, que le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se pone entre dos piedras porosas, una en cada una de la muestra. Las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca en la cruzeta de un consolidómetro (Fig. 124). El consolidómetro mostrado en dicha figura es del tipo "de anillo flotante", hoy principalmente usado y así llamado porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo.

Por medio del marco de carga mostrado en la

Fig. 124 se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cruzeta fija, permite llevar un registro de las deformaciones en el suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un espacio de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica, y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Estas curvas se llaman de consolidación y se obtiene

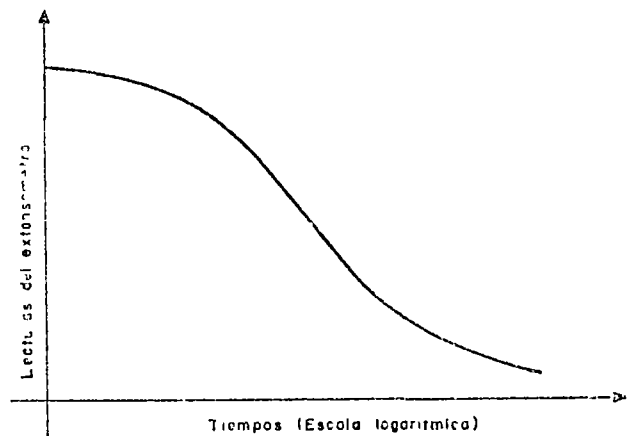


Figura 125 Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (fuera de escala)

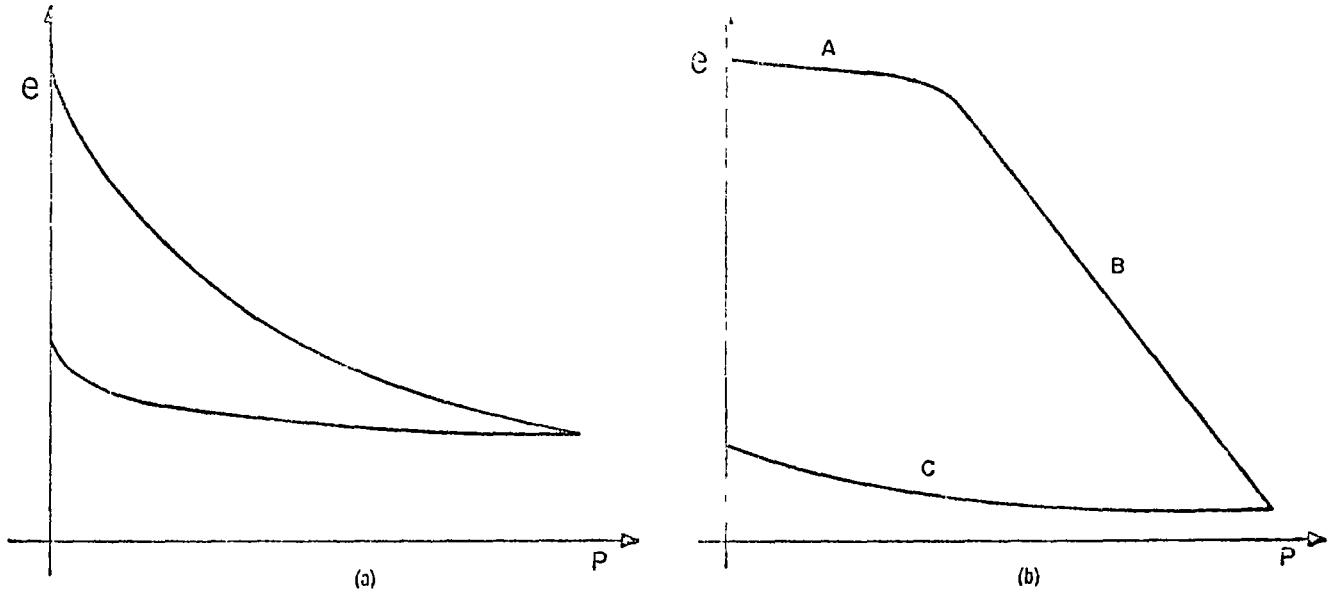


Figura 126 Forma típica de compresibilidad en suelos compresibles a) Representación aritmética b) Representación semi-logarítmica

una para cada incremento de carga aplicado. En la figura 1-25 se muestra la forma típica (fuera de escala) de una de estas curvas.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor evidentemente que el inicial y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del manómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. En suma, de toda la prueba una vez aplicados todos los incrementos de carga, se tienen valores para constituir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica, y en cuyas ordenadas se ponen los correspondientes de e en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y de ellas se obtiene una en cada prueba de consolidación completa. En la figura 1-26 se muestran, fuera de escala, las formas típicas de estas curvas.

Generalmente en una curva de compresibilidad se definen tres tramos diferentes. El A (Fig 1-26 b) es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo B. El B es por lo general un tramo muy aproximadamente recto y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga, el cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto es común en la prueba de consolidación someter al espécimen a una segunda etapa, ahora de descarga, en la que se le sujeta a cargas decrecientes, permaneciendo cada decrecimiento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamen-

te a cero, en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, si bien éste nunca llega de nuevo a su relación de vacíos inicial, el tramo C de la figura 1-26 b corresponde a esta segunda etapa con el espécimen llevado a carga final nula, como es usual.

El tramo A de la curva de compresibilidad suele

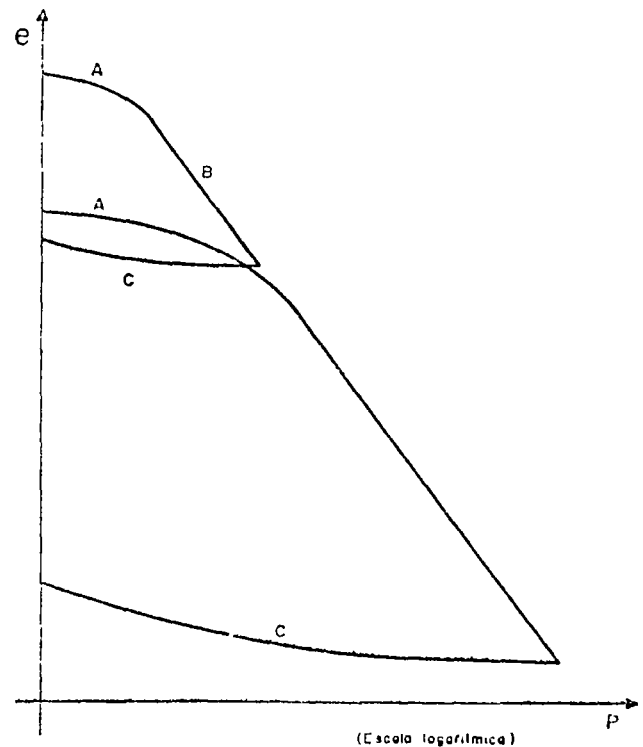


Figura 127 Curvas de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos

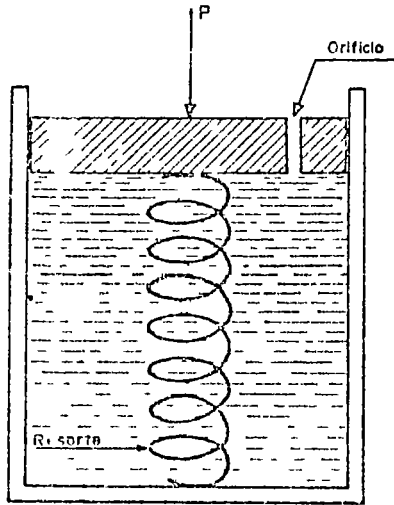


Figura 128 Esquema del modelo mecánico de Terzaghi para la comprensión de la consolidación de suelos finos

se llama "tramo de recomprensión", el B, "tramo virgen", y el C "tramo de descarga". La razón de estos nombres se comprende con lo que sigue.

Considerese un experimento en el cual una muestra de arcilla se somete a un ciclo de carga y completa descarga, correspondiente a una prueba de consoli-

dación unidimensional y, de inmediato, una vez descargada, se vuelve a cargar, a una presión mayor que la máxima alcanzada en el primer ciclo. Finalmente, la muestra vuelve a descargarse hasta retornar a la condición $p = 0$.

Haciendo caso omiso de algunos factores secundarios, la forma de las gráficas obtenidas en el laboratorio es la que aparece en la Fig. 12.

En la gráfica $A' B' C'$, correspondiente al segundo ciclo, son de notar los siguientes hechos. El tramo A' , de recomprensión, se extiende ahora hasta la máxima presión a que se haya cargado al suelo en el ciclo anterior, mientras que el nuevo tramo virgen, B' , rápidamente se define como la prolongación del tramo virgen correspondiente al primer ciclo. El tramo de descarga, C' resulta similar al tramo C, prácticamente obtenido.

De la posición relativa de los tramos A' , B' y C' , del segundo ciclo de carga y descarga respecto a los A, B y C del primer ciclo, puede concluirse que se produce un tramo de recomprensión, tal como el A' , cuando se está aplicando a la muestra de suelo presiones que ésta ya ha soportado en una época anterior, mientras que un tramo virgen, tal como el B' , resulta al aplicar a la muestra presiones nunca antes soportadas. Resultan así lógicos los nombres adoptados para los diferentes tramos.

Quando se someta una muestra de suelo natural

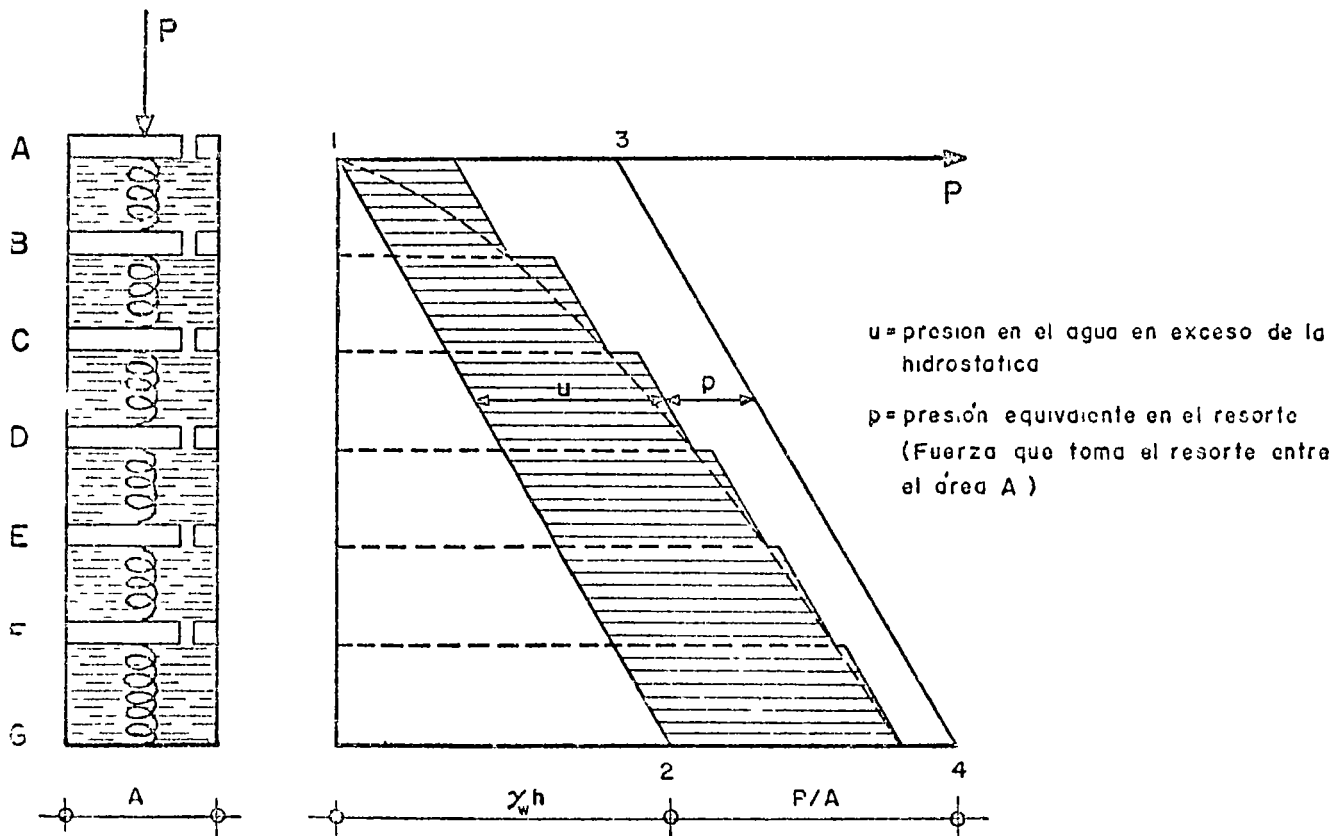


Figura 129 Esquema del modelo de Terzaghi comprendiendo varias cámaras

un solo ciclo de carga y descarga, como es usual en una prueba normal de consolidación unidimensional y se obtiene una gráfica del tipo que aparece en la Fig. 16b. Hay evidencia experimental suficiente para concluir que las presiones correspondientes al tramo *A* ya han sido aplicadas al suelo en otra época, mientras que las correspondientes al tramo *B*, son de magnitud mayor que las soportadas anteriormente.

A fin de obtener una concepción objetiva del proceso de consolidación unidimensional de suelos finos, se estudia en primer lugar un modelo mecánico propuesto por Terzaghi, que es una modificación de un modelo originalmente sugerido con otros fines por Lord Kelvin.

Considere un cilindro de metal de sección recta *A* provisto de un pistón sin fricción, con una pequeña perforación en el tal como aparece en la Fig. 128.

Al pistón lo soporta un resorte unido al fondo del cilindro y este está totalmente lleno de un fluido incompresible. Si se coloca sobre el pistón una carga *P* manteniendo el orificio cerrado, es evidente que el resorte no puede deformarse nada y, así, toda la carga *P* está soportada por el fluido.

Pero si se permite que el fluido salga por el orificio abriendo éste también es evidente que habrá una transferencia gradual de carga del fluido al resorte en efecto entre el interior y el exterior del cilindro en el orificio. Habrá en un principio una diferencia de presión igual a P/A , que genera el gradiente necesario para que el fluido salga por el orificio, permitiendo la deformación del resorte, que toma la carga de acuerdo con la ley de Hooke. La velocidad de transferencia depende del tamaño del orificio y de la viscosidad del fluido. Es claro que si se permite al resorte una deformación suficientemente grande se logrará que la totalidad de la carga *P* quede soportada por él, volviendo el fluido a sus condiciones anteriores a la aplicación de *P*.

Si en lugar de un cilindro con su resorte se considera ahora una serie de cilindros comunicados

como se muestra en la Fig. 129, la distribución inicial de presiones en el agua será lineal (línea 1' de la Fig. 129). No habrá en el fluido ninguna tendencia a moverse si se desprecia el peso propio de los pistones y resortes o si se considera que el dispositivo llegó al equilibrio en el comienzo del experimento. Si se aplica bruscamente una carga *P* al primer pistón, en el primer momento el fluido deberá soportarla totalmente, generándose en él una presión en exceso de la hidrostática, que se transmite con igual valor a cualquier profundidad. El nuevo diagrama de presiones en el fluido será ahora la línea 3'1 de la Fig. 129. No existe un ningún gradiente hidráulico que tienda a producir un movimiento del fluido, si se exceptúa el orificio superior, que está en las condiciones antes analizadas para el caso de una sola cámara. La diferencia de presiones en dicho orificio (t/A) crea un gradiente hidráulico que produce un flujo del fluido, hacia afuera de la primera cámara, tan pronto como se inicia ese flujo, la presión en el fluido de la primera cámara disminuye, transmitiéndose simultáneamente una parte de la carga al resorte. La reducción de la presión del fluido en la primera cámara causa, por diferencia con la segunda, un desnivel de presiones en el segundo orificio, por lo cual el fluido tenderá a pasar de la segunda a la primera cámara. Como consecuencia, disminuye también la presión del fluido en la segunda cámara, transmitiéndose así la tendencia al flujo a las cámaras interiores. El fin del proceso será, obviamente, el momento en que la presión en el fluido vuelva a la condición hidrostática, estando la carga *P* totalmente soportada por los resortes.

En cualquier instante (*t*) después de la aplicación de la carga (P), la distribución de presiones del fluido y los resortes, *u* y *p* respectivamente, es la que se indica con la línea quebrada que aparece en la ya citada Fig. 129. Nótese que en cada cámara la presión en el fluido sigue una ley lineal y que las discontinuidades en la presión, representadas por

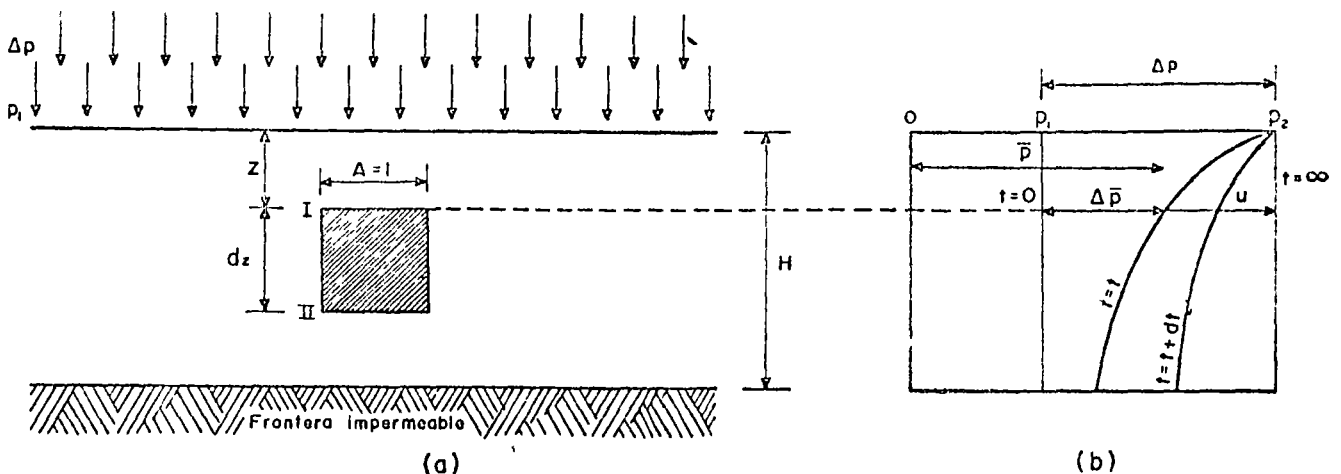


Figura 130 Estrato de suelo de extensión infinita sometido a un proceso de consolidación unidimensional

Los frentes horizontales se producen solamente en los orificios. Con el tiempo pasa, la línea quebrada desplaza continuamente hacia la izquierda.

Si el volumen de las camas se considera muy pequeño y el número de ellas muy grande, el modelo se reduce a la condición que prevalece en los suelos. La línea quebrada que representa la distribución de presión en un número pequeño de camas, se tiende a convertirse en una curva continua a medida que el número de camas aumenta (Curva de trazo discontinuo en la Fig. 129).

En el suelo, la estructuración de las partículas sólidas puede considerarse representada por los resacas del modelo, el agua intersticial libre por el fluido incompresible de las camas y los empujes de capilares por los orificios de los ambolos.

Considérese ahora un estrato de suelo de extensión infinita según un plano horizontal y de un espesor, H , tal que pueda considerarse despreciable la presión debida al peso propio del suelo y del agua del mismo, en compariacion a las presiones producidas por las cargas aplicadas (Fig. 130).

Se supondra que el agua solo puede escapar por la frontera superior del estrato al cual se considera confinado inferiormente por una frontera impermeable. El estrato ha estado sometido a una presión p_1 durante el tiempo suficiente para consolidarse totalmente bajo esta presión. Considérese que en las condiciones interiores se aplica al estrato un incremento de presión Δp . La presión total sobre el estrato sera $p_2 = p_1 + \Delta p$. Inmediatamente después de aplicar el incremento de carga, éste se soporta inicialmente por el agua intersticial, que adquirira por lo tanto una presión en exceso de la hidrostática (a lo largo de todo el espesor H), igual a Δp , como se muestra en la Fig. 130 b.

Al cabo de un tiempo t habra escapado cierta cantidad de agua por la superficie superior y, consecuentemente, parte del exceso de presión hidrostática se habra transferido a la estructura sólida del suelo ($\Delta \bar{p}$). La distribución de la presión entre la estructura del suelo y el agua intersticial ($\bar{p} = p_1 + \Delta \bar{p}$ y u , respectivamente) queda representada por la curva $t = t$ en la misma Fig. 130 b.

Es evidente que

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u \quad (1-36)$$

La ecuación anterior es válida en cualquier instante t y a cualquier profundidad, z . En un instante posterior $t + dt$, la nueva distribución de presiones aparece también en la Fig. 130 b. En esta figura se puede ver que tanto la presión $\Delta \bar{p}$, en la estructura del suelo como la u en el agua intersticial, son funciones de la profundidad, z , y el tiempo t . Puede escribirse

$$u = f(z, t) \quad (1-37)$$

Por lo tanto,

$$\Delta \bar{p} = \Delta p - u = \Delta p - f(z, t) \quad (1-38)$$

Esta ecuación expresa el progreso del fenómeno de la consolidación unidimensional, con flujo vertical.

La ecuación (1-37) tiene solución matemática bajo la forma de la ecuación diferencial (Ref. 17)

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1-39)$$

que se ha llamado ecuación diferencial del proceso de consolidación unidimensional con flujo de agua sólo vertical, pues se planteó y dedujo bajo tales hipótesis.

En ella:

k es el coeficiente de permeabilidad del suelo,
 e , es la relación de vacíos del suelo (antes de iniciarse el proceso de consolidación),

a_v es el coeficiente de compresibilidad del suelo

$$a_v = \frac{de}{d\bar{p}} = \frac{\Delta e}{\Delta \bar{p}} \quad (1-40)$$

Este coeficiente expresa el cambio de la relación de vacíos para un incremento dado de la presión efectiva, es la pendiente de la curva de compresibilidad (Fig. 126). A partir del coeficiente a_v se define

$$m_v = \frac{a_v}{1+e} \quad (1-41)$$

llamado coeficiente de variación volumétrica, que expresa la compresibilidad del suelo, relacionándola con el volumen inicial (Ref. 17).

Finalmente, la expresión

$$\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} = C_v \quad (1-42)$$

define el llamado coeficiente de consolidación del suelo.

Para llegar a una solución manejable, la ecuación (1-39) ha de resolverse para las condiciones iniciales y de frontera del problema particular de que se trata.

La solución que se menciona en lo que sigue considera que la presión $\Delta \bar{p}$ que produce la consolidación de un estrato de espesor H , es constante en todo el espesor (la solución es también aplicable a una repeticon triangular de la presión). Dicha solución es (Ref. 17)

$$u = \Delta \bar{p} \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ \frac{4}{(2n+1)\pi} \text{Sen} \left[\frac{(2n+1)\pi}{2} \frac{z}{H} \right] e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 C_v t}{4H^2}} \right\} \quad (1-43)$$

Donde

u es la presión que tiene el agua por arriba de la hidrostática en punto del estrato a la profundidad z y en el instante t del proceso de consolidación

z es la profundidad del punto dentro del estrato en que se calcula u

h es el espesor del estrato que se consolida

t es el instante del proceso de consolidación en que se mide u

e es el número base de los logaritmos neperianos

Naturalmente la ecuación (1-43) no es manejable para la solución de un problema práctico. Para transformarla en una expresión que si se pueda utilizar en un cálculo sencillo, es preciso definir los siguientes dos conceptos importantes

a) Grado de consolidación de un estrato sometido a un proceso de consolidación, en un instante in-

termedio del proceso, U , es la relación entre la consolidación que ha tenido lugar en ese tiempo y la total que haya de producirse. Se representa por U

En la Ref. 17 se demuestra que el grado de consolidación así definido resulta ser

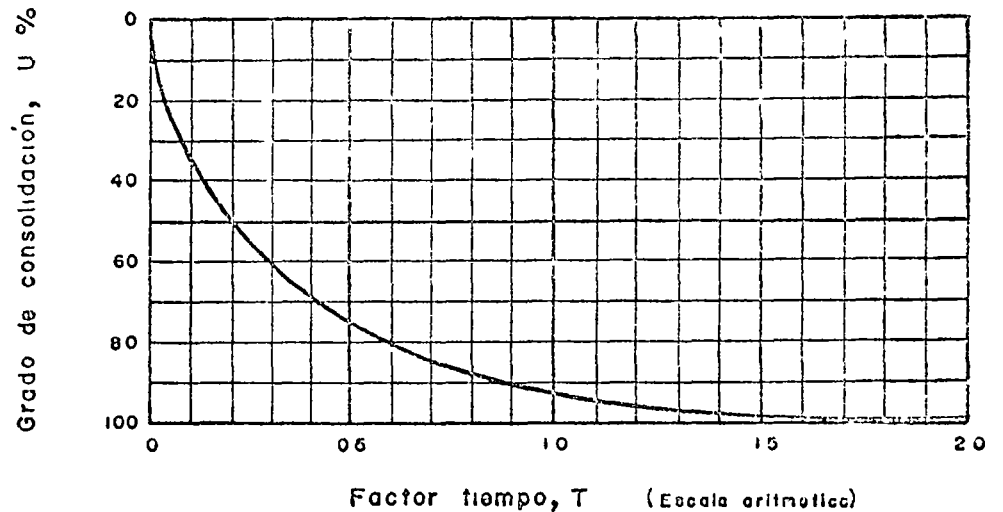
$$U(\%) = 100 \left[1 - \frac{\int_0^H u dz}{\Delta p \cdot 2H} \right] \quad (1-44)$$

donde u está dado por la expresión (1-43)

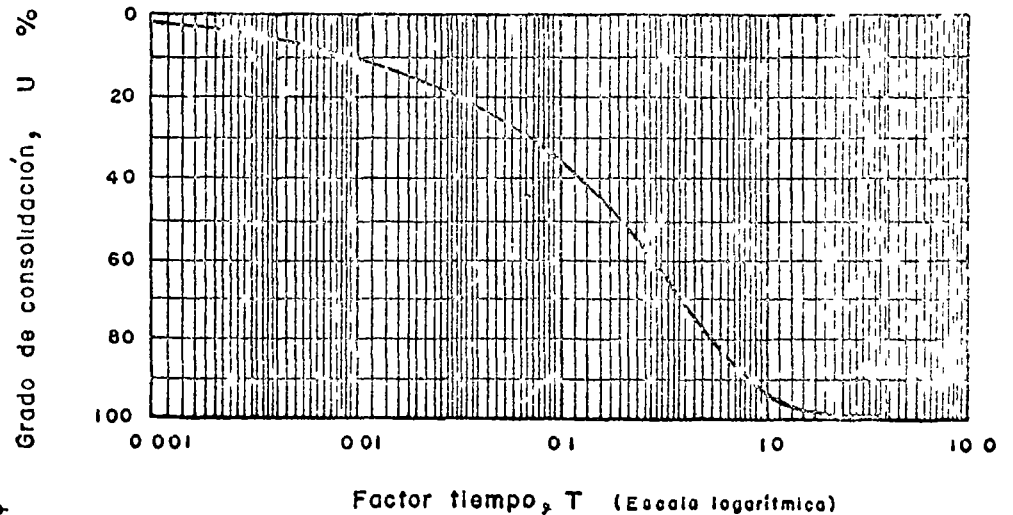
b) Factor tiempo, T , es la magnitud adimensional

$$T = \frac{C_v}{H^2} t \quad (1-45)$$

Con estas definiciones, substituyendo la expresión



(a)



(b)

Figura 131 Curvas teóricas de consolidación a) Trazado aritmético b) Trazado semi-logarítmico

(145) en la (113) y el resultado de tal operación en la (141) se tiene

$$U (\%) = 100 \left[1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} T} \right] \quad (146)$$

La expresión (146) establece la relación entre el grado de consolidación del estrato y el factor tiempo y es la expresión conclusiva de la Teoría de la Consolidación Unidimensional de Terzaghi.

A partir de la expresión (146) dando valores a T y calculando la correspondiente de U , resulta la relación mostrada en la tabla 11 y representada en la Fig. 131.

La Teoría de la Consolidación Unidimensional, que desemboca en la relación expresada en la ecuación (146) en la tabla 11 o en la Fig. 131, está obtenida bajo las siguientes hipótesis (Ref. 17)

a) El suelo se deforma en una sola dirección, por ejemplo la vertical.

b) El flujo del agua ocurre sólo en la dirección vertical.

c) Es válida la ley de Darcy.

d) El suelo está totalmente saturado.

e) El agua y las partículas minerales del suelo son incompresibles al ser consideradas individualmente.

f) La variación en espesor del estrato es lo suficientemente pequeña como para que un valor dado de la variable z pueda suponerse constante durante todo el proceso de consolidación.

g) Δp es constante en el estrato.

h) El coeficiente de consolidación, C_v , es constante durante todo el proceso de consolidación.

i) En el momento en que se hace una aplicación práctica de la Teoría de la Consolidación al cálculo de un asentamiento, obteniendo los parámetros de comportamiento del suelo (por ejemplo, el C_v) de una prueba de compresión no confinada efectuada en el laboratorio, se acepta que estos parámetros tienen en el fenómeno real los mismos valores que en la prueba, lo que equivale a aceptar la plena representatividad de la prueba y a despreciar todos los efectos de escala entre prueba y realidad.

El conjunto de las hipótesis anteriores señala el campo de aplicabilidad de la Teoría de Terzaghi. Ya se comentó que las hipótesis (a) y (b) son razonables en estratos de gran extensión y mucho menor espesor, pero naturalmente no se puede hablar de flujo vertical únicamente, si la masa de suelo en consolidación bajo carga tiene dimensiones del mismo orden en las tres direcciones del espacio, incidentalmente puede señalarse que en la Ref. 17 se estudia la extensión de la teoría de la Consolidación a casos de flujo bi y tridimensional.

TABLA 11

Relación entre U (%) - T	
U (%)	T
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.403
75	0.471
80	0.565
85	0.684
90	0.818
95	1.127
100	∞

La hipótesis (c) probablemente se cumpla bastante a lo que sucede en los suelos finos cohesivos.

Las hipótesis (d) y (e) seguramente no inducen errores muy graves en las aplicaciones de la teoría a suelos muy finos (arcillosos) situados bajo el nivel freático (como suele ser el caso de los suelos transportados y depositados en zonas lacustres fluviales o marinas), sin embargo, hay dudas sobre lo que puedan deformarse y romperse los cristales de suelo, bajo las altas presiones que en realidad actúan entre sus puntos de contacto.

La importancia de las hipótesis sólo puede juzgarse comparando las predicciones de la teoría que las contiene, con las observaciones reales, de hecho, en este caso particular, los resultados de la Teoría de la Consolidación ha demostrado muchas veces su excelencia para producir el comportamiento de la mayoría de las arcillas, dentro de la aproximación ingenieril.

En la Ref. 17 se presentan ligeras variantes de la teoría aquí expuesta para el caso de distribuciones de la presión exterior dentro del estrato diferente de la uniforme, que es la que se ha considerado.

Se vio que el factor tiempo se definía como

$$T = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{t}{H^2} \quad (1-47)$$

Esta ecuación puede escribirse

$$t = \frac{a_v \gamma_w H^2}{k(1+e)} T \quad (1-48)$$

De la expresión anterior pueden deducirse algunos hechos de significación

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{k_2}{k_1} \quad (150)$$

a) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para alcanzar un cierto grado de consolidación correspondiente a un factor tiempo dado, varía en forma directamente proporcional al cuadrado del espesor efectivo del estrato. En realidad, este punto merece una digresión y el espesor del estrato que gobierna la evolución de un proceso de consolidación unidimensional con flujo de agua vertical, es la trayectoria física real que el agua tiene que recorrer para abandonar el estrato. Si el estrato tiene una frontera impermeable, dicha trayectoria, llamada espesor efectivo, coincide con el espesor real del estrato (Fig. I-32a). Si el estrato está drenado por ambos lados (caso exterior e interior, la máxima trayectoria del agua que se da es el semiespesor real del estrato de suelo (sea que el espesor efectivo es la mitad del real (Fig. I-32b)). En las fórmulas de la Teoría de Consolidación unidimensional la H que figura es siempre el espesor efectivo en lo referente al tiempo de consolidación.

Si dos estratos del mismo material tienen diferentes espesores efectivos H_1 y H_2 , los periodos t_1 y t_2 necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, están relacionados como sigue

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2} \quad (149)$$

b) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo, t , necesario para que un suelo alcance un cierto grado de consolidación es inversamente proporcional al coeficiente de permeabilidad k . Por lo tanto, si dos estratos del mismo espesor efectivo tienen permeabilidades diferentes, k_1 y k_2 , respectivamente, los tiempos necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, se relacionan

c) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para que un suelo alcance un cierto grado de consolidación es directamente proporcional al coeficiente de compresibilidad a_v . Por lo tanto, si se consideran dos estratos del mismo espesor efectivo, pero de coeficientes de compresibilidad diferentes, a_{v1} y a_{v2} , los tiempos, t_1 y t_2 , necesarios para que cada estrato alcance el mismo grado de consolidación, están relacionados como sigue

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{a_{v1}}{a_{v2}} \quad (151)$$

Al hacer a una muestra de suelo una prueba de consolidación se obtienen curvas de consolidación para cada uno de los incrementos de carga aplicados. Ya se vio que estas curvas relacionan las lecturas realizadas en un micrómetro con los correspondientes tiempos.

Por otra parte, como resultado de una aplicación estricta de la Teoría de Terzaghi, se ha obtenido una curva teórica $U(\%) - T$, en donde T es el factor tiempo, que involucra a todas las variables que afectan el progreso del proceso de consolidación.

Desde luego T y t son directamente proporcionales para una muestra dada, en una cierta condición de carga.

Si se imagina además, que el suelo sigue rigurosamente los requerimientos de la teoría, el grado de consolidación y las lecturas micrométricas estarían también relacionadas por una ley lineal de proporcionalidad, puesto que, en tales condiciones, a un 50% de consolidación por ejemplo, está asociada la mitad de la deformación del suelo. Así pues, si un suelo sigue la Teoría de Terzaghi, la curva teórica $U(\%) - T$ y las curvas de consolidación de laboratorio deberían ser semejantes, difiriendo únicamente en el módulo de las escalas empleadas. Inciden

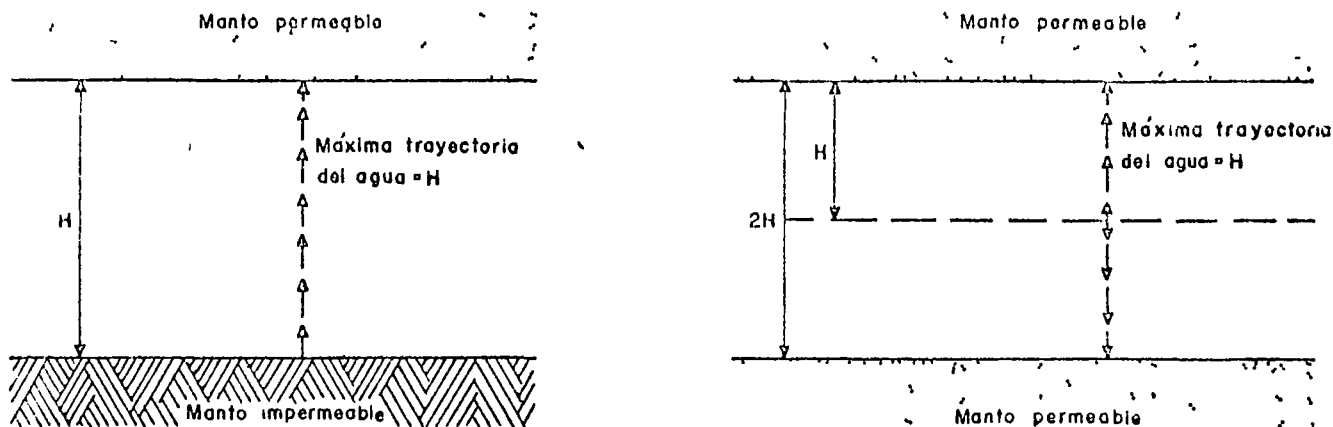


Figura I-32 Esquemas que ilustran el concepto de espesor efectivo que gobierna el tiempo de consolidación

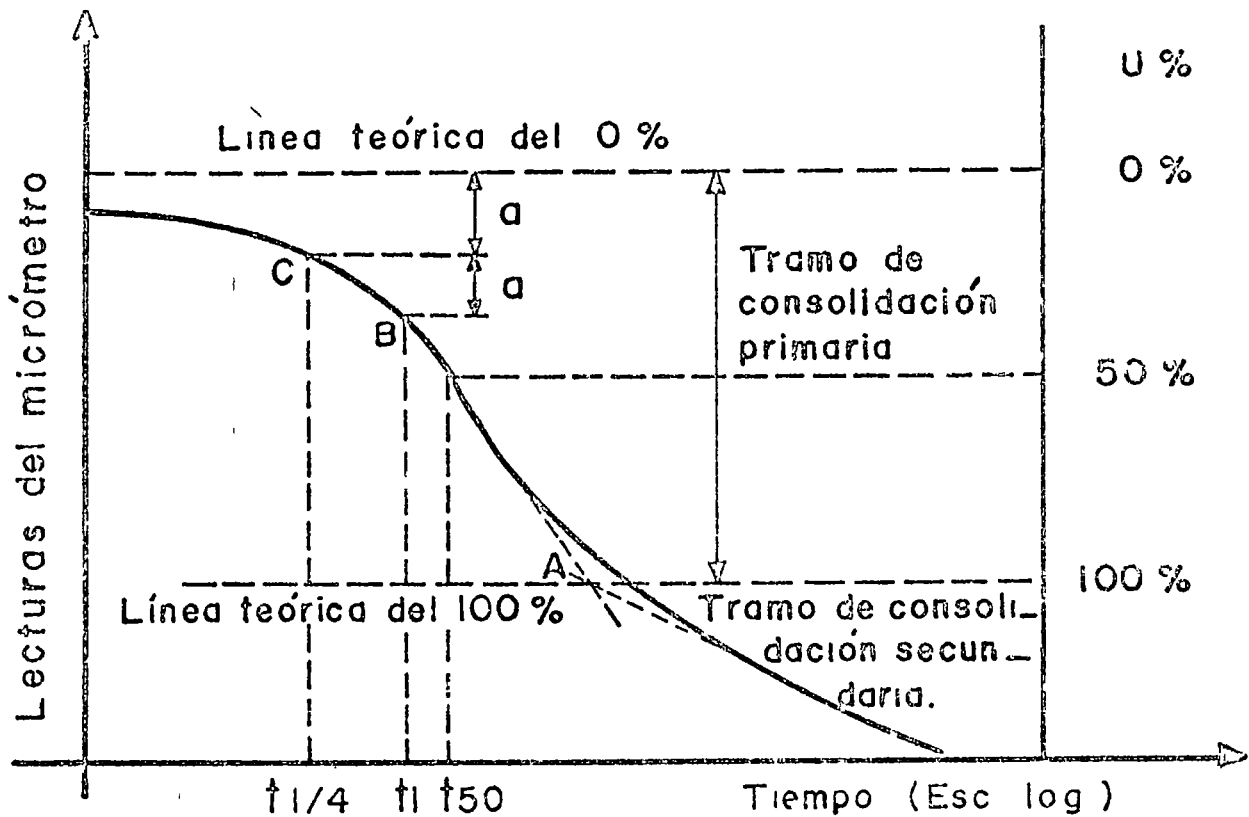


Figura I-33 Determinación de 0% y del 100% de consolidación primaria en una curva de consolidación

tilmente, lo que las curvas de consolidación se aparten de la forma teórica ofrece una medida simple para calificar lo que ese suelo se aparta de un comportamiento estrictamente apegado a la Teoría de Terzaghi

Por lo tanto, si el suelo se apega a la teoría será posible lograr que las dos curvas coincidan totalmente, a condición de modificar la escala de las curvas prácticas en la proporción conveniente

En realidad, ningún suelo sigue estrictamente la curva teórica, y para comparar una curva observada con la teórica, debe, en primer lugar, definirse en qué punto de la curva de consolidación se supondrá el 0% y el 100% de consolidación, para ajustar la escala U (%) con la de lecturas micrométricas

Si el suelo contiene algo de aire o si la muestra no se ajusta perfectamente al anillo, existirá una deformación rápida inmediatamente después de la aplicación del incremento de carga. Observando las lecturas del micrómetro no puede definirse si las primeras deformaciones se deben a esos ajustes rápidos o representan ya el inicio del fenómeno de consolidación. Afortunadamente, la curva de consolidación por la primera mitad del proceso es prácticamente una parábola y puede determinarse un 0% "teórico" por la aplicación de una propiedad simple de tales curvas

Más difícil es la determinación del punto teóricamente correspondiente al 100% de consolidación

primaria. De los varios métodos propuestos para ello, se menciona a continuación uno debido al doctor A. Casagrande que requiere el trazo de la curva de consolidación en forma semilogarítmica (Fig. I-33)

En el trazado semilogarítmico, la curva de consolidación presenta la ventaja de que en ella se define por un trazo recto generalmente muy preciso, la parte en donde la consolidación secundaria¹ ya se hace notable. Esto permite definir, por simple inspección, la zona en que la consolidación primaria se completa, prácticamente hablando, esta zona es la correspondiente a la transición entre la parte inclinada de amplia curvatura y el trazo recto final (véase la Fig. I-33). Implícitamente se ha observado (A. Casagrande) que un punto (A) obtenido como la intersección del trazo recto de consolidación secundaria y de la tangente a la parte curva en su punto de inflexión, representa tolerablemente la línea práctica divisoria entre la consolidación primaria y la secundaria, es decir, el 100% de consolidación primaria

Como el efecto secundario se presenta desde el principio de la prueba, realmente no es posible fijar un punto específico en el cual el efecto primario termine y aquél empiece. Por lo tanto, hasta cierto punto, la definición anterior del 100% de consolidación es arbitraria. En la primera parte del desarrollo

¹ Esta consolidación se define más adelante en este mismo párrafo

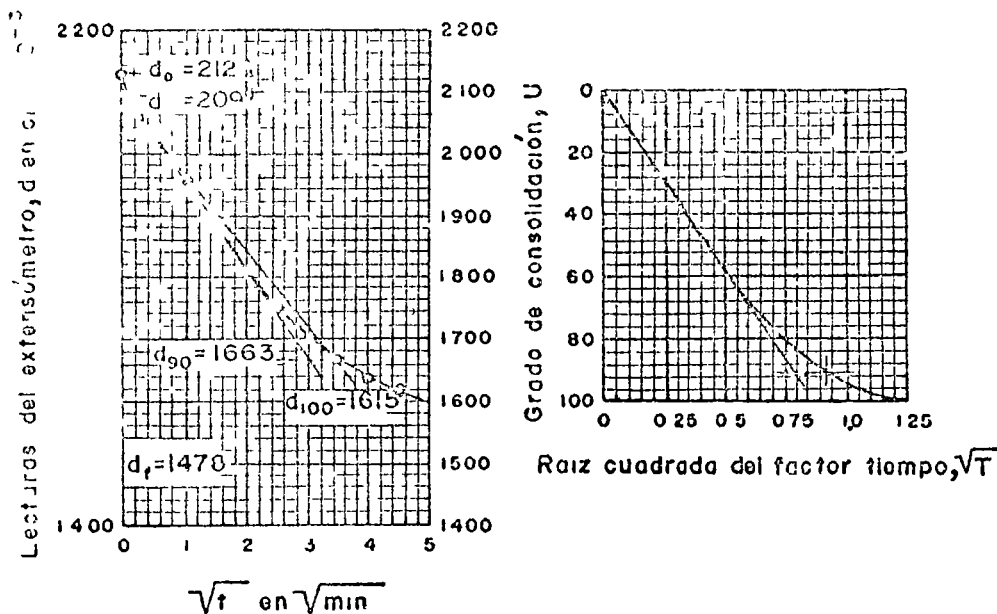


Figura 134 Metodo de Taylor para el cálculo de los valores de C_v

Ho de la curva de consolidación, el efecto secundario no es aun muy notorio y por esta razón se encuentra que la relación parabólica, ya mencionada, es correcta dentro de una aproximación razonable. La línea del 0% de consolidación puede ahora encontrarse como sigue (Fig 1-33)

Escójase un tiempo arbitrario, t_1 , tal que el punto correspondiente, B, en la curva observada esté situado, de un modo notorio, antes del 50% de consolidación. Obtengase el punto C, correspondiente a un tiempo $t_1/4$ y determinese la diferencia de ordenadas, a , de los dos puntos.

Puesto que entre esos dos puntos hay una relación de abscisas de 4 y puesto que se advierte que son puntos de una parábola, se sigue que su relación de ordenadas ha de ser de $\sqrt{4} = 2$. Es decir, el origen de la parábola está a una distancia a arriba de C. Es aconsejable repetir esta construcción simple varias veces, partiendo de puntos diferentes y situar el 0% de consolidación a una elevación promedio de las obtenidas.

En la Fig 1-33 puede verse en la parte derecha la escala U (%) trazada a partir de los límites encontrados. Es así evidente el modo de encontrar el tiempo necesario para que la muestra de suelo alcance, por ejemplo, el 50% de consolidación. (Este valor del tiempo, t_{50} , juega un papel de interés en cálculos que se detallarán posteriormente.)

Nótese que toda la construcción anterior depende, en principio, de que puede situarse la escala U (%) en las diferentes curvas de consolidación, o sea de poder determinar en éstas el 0 y el 100% de consolidación primaria. Esto, a su vez, depende de que la forma de la curva de consolidación se apege a la curva teórica, de modo que se definan los quiebres y las inflexiones necesarias. Desgraciadamente esto no siempre sucede en la práctica y muchas veces la forma de las curvas obtenidas en el labora-

torio es totalmente inapropiada para efectuar las debidas construcciones. D W Taylor ha desarrollado un método alternativo para el cálculo de los coeficientes de consolidación que da buen resultado en muchos casos en que falla el anteriormente descrito.

El método exige el trazado de la curva teórica en unos ejes en los que se usen como ordenadas los valores de U (%) y como abscisas los valores de \sqrt{T} (Figura 1-34 a).

La curva teórica resulta una recta hasta un punto cercano al 60% de consolidación, como debe suceder teniendo en cuenta que es aproximadamente parabólica en ese intervalo.

De la tabla de valores, ya obtenida U (%) - T , puede determinarse que la abscisa de la curva es 1.15 veces la correspondiente a la prolongación del tiempo recto, para una ordenada de 90% de consolidación. Esta característica se usa en la curva de consolidación obtenida en el laboratorio, para encontrar el 90% de consolidación. En la Fig 1-34 b se muestra una forma típica de curva real en representación de lecturas micrométricas $-\sqrt{t}$. Prolongando el tramo recto puede tenerse una línea trazada con suficiente precisión. A continuación trácese otra recta con sus abscisas 1.15 veces corridas hacia la derecha, respecto a la anterior. Esta segunda línea corta a la curva de consolidación de un punto al que corresponde el 90% de consolidación primaria. Nótese que la prolongación del tramo recto de la curva de laboratorio corta el origen de ordenadas en un punto que debe considerarse como el 0% de consolidación primaria y de este punto debe partir la segunda recta mencionada.

Usando esta construcción conviene calcular el C_v con la expresión

$$C_v = \frac{T_{90}}{t_{90}} H^2 = \frac{0.848 H^2}{t_{90}} \quad (1-52)$$

De las ideas expuestas y de la similitud de forma de las curvas obtenidas en los sucesivos ciclos de carga (Fig. 12) se deduce que en una zona cercana al quiebre o a la ascensión de la curva de recompresión al virgen, debe estar la máxima presión que el suelo ha soportado antes del desarrollo de ese ciclo de carga. Esta presión, que representa la máxima que el suelo ha soportado en su historia geológica, antes de la ejecución de la prueba a que se le esté sometiendo al obtener sus curvas de compresibilidad, se denomina su carga de preconsolidación y juega un importante papel en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Sin embargo, la transición del tramo de recompresión al virgen no es brusca sino gradual, y no se puede determinar a simple vista la presión con que comienza el segundo tramo mencionado. El doctor A. Casagrande ha desarrollado un procedimiento empírico para la determinación de la carga de preconsolidación (p_c), que ha demostrado ser de eficiencia suficiente para los fines prácticos. El método se ilustra en la Fig. 135.

Obtenida la curva de compresibilidad en una prueba de consolidación, determinese, en primer lugar, el punto de máxima curvatura (T) en la zona de transición entre el tramo de recompresión (II) y el virgen (I). Por T trácese una horizontal (h) y una tangente a la curva (t). Determinese la bisectriz (c) del ángulo formado por las rectas h y t . Prolonguese el tramo virgen hacia arriba, hasta interceptar a la bisectriz. Ese punto de intersección (C) tiene como abscisa, aproximadamente, la carga de preconsolidación (p_c) del suelo.

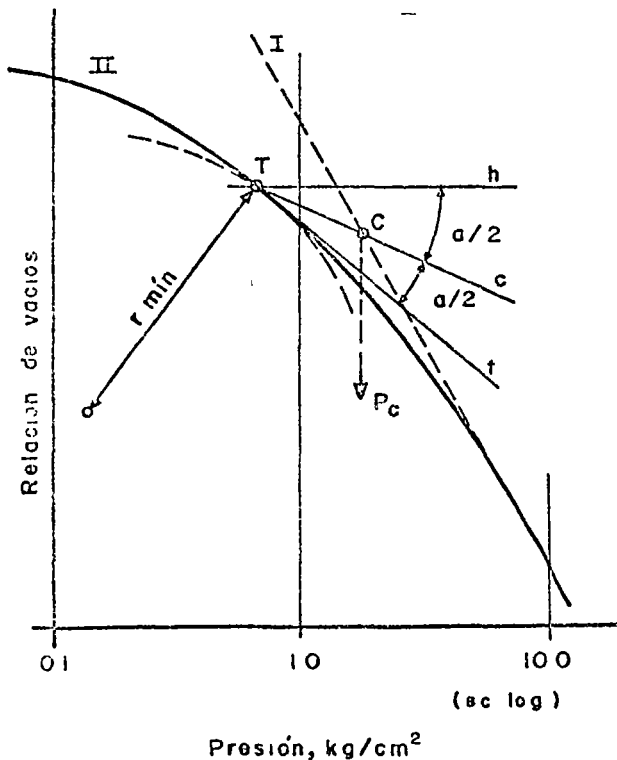


Fig. 135 Determinación de la carga de preconsolidación

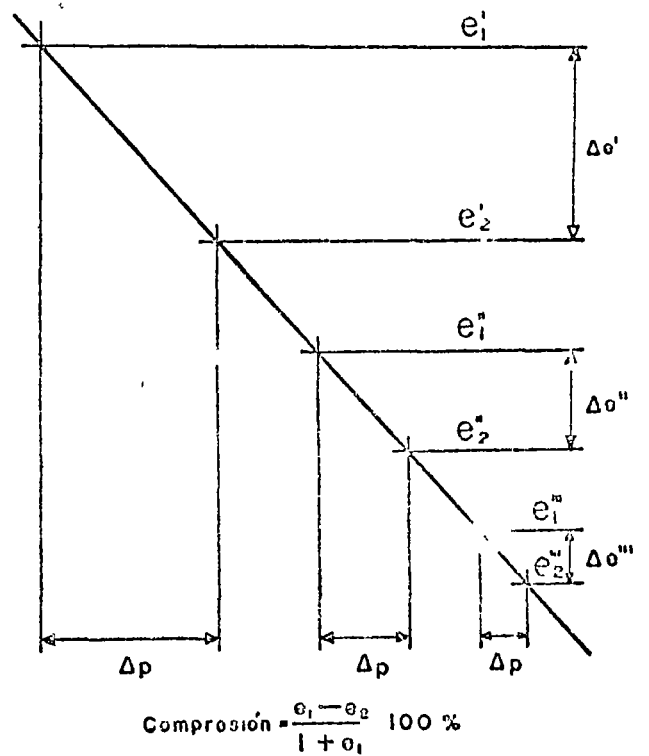


Figura 136 Esquema que muestra la disminución del incremento e mayor p_1 inicial

La aplicación práctica más importante del concepto carga de preconsolidación radica en el análisis de asentamientos. El conocimiento de tal carga puede ser también de importancia en investigaciones geológicas.

Es un hecho afortunado el que en trazado semi-logarítmico la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad no se vea afectada de un modo

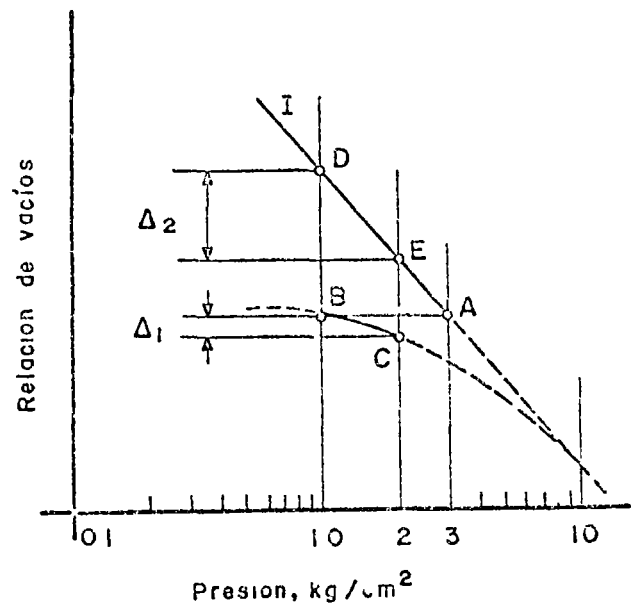


Figura 137 Influencia de la carga de preconsolidación en el cálculo de asentamientos

muy notable por las expansiones u otras deformaciones menores de la muestra. De ahí se sigue que si el suelo está inicialmente consolidado bajo una presión actual (p_1 , usualmente el peso propio del material sobreyacente), la consolidación adicional bajo un incremento de carga Δp cualquiera puede calcularse con la expresión sencilla

$$\Delta H = \frac{e_1 - e}{1 + e} H$$

en donde H es el espesor total del estrato de suelo. Puede verse en la Fig. I-36 que en el trazado semilogarítmico el monto del asentamiento total bajo un incremento de presión Δp es menor cuanto mayor es la presión efectiva inicial (p_1).

Si el máximo espesor de tierra sobreyacente que el suelo haya soportado a lo largo de su historia geológica se hubiese erosionado parcialmente, el asentamiento debido al incremento de carga resultará mucho menor, independientemente del hecho de que la curva de compresión vigen permanezca inalterada. Por ejemplo (Fig. I-37), si un estrato de arcilla ha soportado alguna vez un colchón que le haya comunicado una presión de 3 kg/cm², que después se haya reducido a 1 kg/cm² por erosión y posteriormente aumentado hasta 2 kg/cm² por la construcción de una estructura, la compresión bajo la estructura tendrá lugar siguiendo la ley entre B y C , de la curva de compresibilidad del suelo, esto produce Δ_1 . Por lo contrario, si el suelo sólo se hubiese consolidado bajo su carga actual 1 kg/cm², la ley seguida hubiese sido la que ocurre entre D y E , que conduce a la compresión Δ_2 , mucho mayor. Este ejemplo debe ser suficiente para comprender la importancia del concepto carga de preconsolidación, en el análisis de asentamientos.

B. Asentamientos y expansiones

La aplicación más útil de la Teoría de Consolidación unidimensional y de las ideas expuestas sobre compresibilidad de suelos cohesivos es el cálculo del

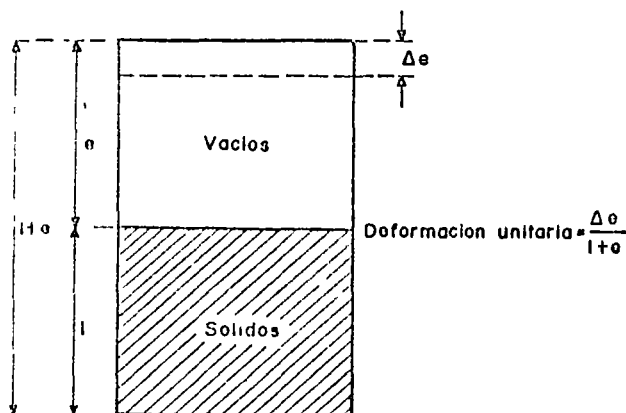


Figura I-38 Esquema que ilustra la obtención del asentamiento total de un estrato de suelo

asentamiento total que un estrato arcilloso sufrirá al recibir una sollecitación exterior y el análisis de la evolución de ese asentamiento con el tiempo, ambas cosas igualmente importantes para el ingeniero de vías terrestres. La magnitud del asentamiento total es de importancia obvia, basta decir que su cálculo podrá indicar, por ejemplo, cuánto se hundirá un terraplén cimentado sobre arcilla blanda o cuánto se hundirá el puente al que tal terraplén sirve de acceso, según se elija para éste uno u otro tipo de cimentación, de todos los que puedan usarse.

La evolución del asentamiento con el tiempo es el otro dato imprescindible del ingeniero que ha de preocuparse por hundimientos, es radicalmente diferente el efecto de un asentamiento de 30 cm (por mencionar una cifra) sobre una estructura rígida, tal como un puente, si se produce en forma relativamente rápida, o si ocurre en un lapso de varios años. En el ejemplo del puente y el terraplén de acceso antes mencionado, no bastaría al ingeniero conocer los asentamientos totales de ambas estructuras para comprender su interacción, necesitaría, además, conocer cómo ocurre el movimiento de ambas estructuras a lo largo del tiempo, sólo así podría llegarse a ideas claras en cuanto a elección del tipo de cimentación conveniente, previsión de nivelaciones o elevaciones de puentes del puente, etc., muchas veces el conocimiento de que una parte fundamental del asentamiento de un terraplén de acceso ocurre en un lapso breve, por ejemplo dentro del tiempo de construcción de un camino, permite llegar a soluciones más simples y seguras para establecer una buena interacción entre estructura de acceso y puente, tal como podría ser decidido que el terraplén de acceso se constituyese con suficiente anterioridad respecto al puente, eligiendo ya para éste un tipo de cimentación no susceptible de sufrir asentamientos.

El asentamiento total primario de un estrato de arcilla de espesor H , debido a un proceso de consolidación unidimensional con flujo vertical, inducido por una sobrecarga Δp , actuante en la superficie del mismo, puede determinarse a partir de los datos de una prueba de consolidación y del esquema de la Fig. I-38.

Si Δe representa la disminución de espesor de una muestra de suelo, cuyo espesor total era $dz = 1 + e_0$, siendo e_0 la relación de vacíos inicial, puede expresarse el cambio de altura del elemento por la expresión

$$\Delta dz = \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz \tag{1-53}$$

Integrando la ecuación (1-53) a todo el espesor real del estrato compresible H , se obtiene

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz \tag{1-54}$$

considerando a la frontera superior del estrato compresible como origen de z . La 1-54 es la ecuación

general para el cálculo del asentamiento total por consolidación primaria, supuesto un proceso unidimensional de consolidación.

La ecuación (1-54) sugiere un método simple de trabajo para evaluar los asentamientos en un caso práctico dado (Fig. 1-39).

Si se tienen pruebas de consolidación efectuadas sobre muestras múltiples representativas de un estrato comprensible a diferentes profundidades, se cuenta con una curva de compresibilidad para cada prueba, representativa del comportamiento del suelo a esa profundidad (parte a de la Fig. 1-39). Sobre esta gráfica podrá llevarse al valor de \bar{p}_0 , presión normal efectiva del suelo a esa profundidad, con tal valor podrá obtenerse el correspondiente e_0 , a continuación, podrá llevarse, a partir de \bar{p}_0 , el valor $\Delta\bar{p}$, que representa el nuevo esfuerzo efectivo que debe aceptarse la fase sólida del suelo cuando éste se haya consolidado totalmente bajo la nueva condición de cargas exteriores, representada por la estructura cuyo asentamiento se calcula. La ordenada del valor $\bar{p} = \bar{p}_0 + \Delta\bar{p}$ proporcionará la e final que teóricamente alcanzará el suelo a la profundidad de que se trata. Puede así determinarse $\Delta e = e' - e_0$ y, por lo tanto, $\Delta e / (1 + e_0)$.

En la parte b de la Fig. 1-39 se muestra la gráfica $\Delta e / (1 + e_0) = z$, que deberá utilizarse una vez determinados sus puntos por el procedimiento anterior aplicado a las distintas profundidades.

Basta ver la fórmula 1-51 para notar que el área entre 0 y H bajo la gráfica anterior, llamada curva de influencia de los asentamientos, proporciona directamente el valor de ΔH .

En algunos casos especiales los asentamientos pueden calcularse con métodos que son simplificación del anterior. Por ejemplo, en el caso de un estrato comprensible, homogéneo, de pequeño espesor, en que el coeficiente m_v pueda considerarse constante para el intervalo de presiones en que se trabaja, puede escribirse

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz = \int_0^H m_v \Delta\bar{p} dz = m_v \int_0^H \Delta\bar{p} dz \quad (1-55)$$

El integrando representa el área de incremento de presiones entre las profundidades 0 y H y puede calcularse gráficamente.

Si además $\Delta\bar{p}$ puede considerarse constante en el espesor tratado, la fórmula 1-55 se reduce simplemente a

$$\Delta H = m_v \Delta\bar{p} H \quad (1-56)$$

La ecuación 1-56 goza de una popularidad seguramente exagerada, dadas sus limitaciones, no siempre tenidas en cuenta por los que la usan.

El cálculo de la evolución de ΔH con el tiempo fundamental en muchos problemas de la ingeniería

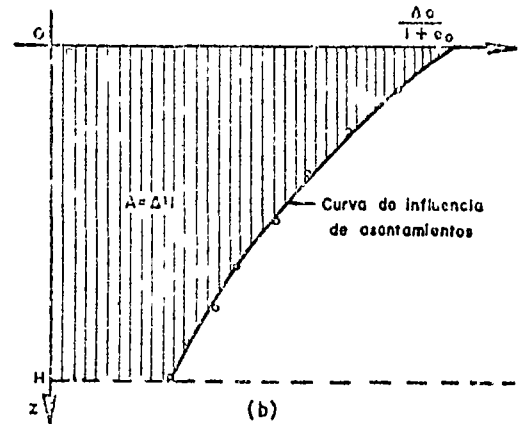
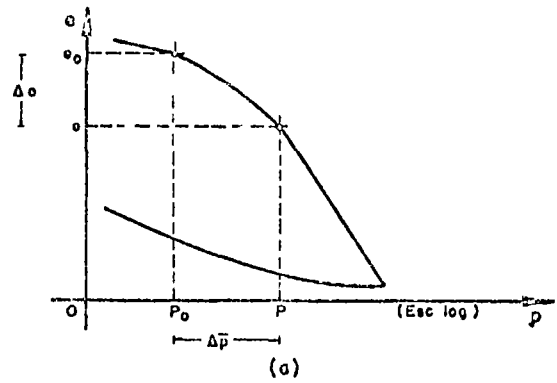


Figura 1-39 Métodos para la obtención de la curva de influencia de los asentamientos

práctica, requiere la determinación previa del Coeficiente de Consolidación del suelo (C_v), que interviene en la ecuación

$$T = C_v \frac{t}{H^2} \quad (1-45)$$

Esta ecuación puede aplicarse a la muestra de la prueba de consolidación, considerando los datos correspondientes al 50% de consolidación de dicha muestra. En efecto, $T_{50} = 0.197$, según se deduce de la curva de consolidación teórica, t_{50} puede encontrarse una vez establecida la escala $U(\%)$ en la curva de consolidación (ver Fig. 1-33), y H es el espesor efectivo del espécimen usado en el momento en que alcanzó el 50% de consolidación bajo el incremento de carga, si, como es usual, la muestra está drenada por ambas caras, deberá usarse el semiespesor del espécimen, calculado como un promedio de los semiespesores inicial y final de la muestra en ese incremento de carga.

Entonces,

$$C_v = \frac{T_{50}}{t_{50}} H^2 = \frac{H^2}{5t_{50}} \quad (1-57)$$

Nótese, sin embargo, que para cada incremento de carga aplicado en la prueba de consolidación se puede usar la ecuación (1-57). Así pues, se tiene un

valor de C_v para cada incremento de carga. Es así como se dibuja una gráfica de C_v contra la presión a la que se aplica en ese momento, obtenida como promedio aritmético de las presiones inicial y final. Para un strato real sujeto a una sobrecarga Δp , se toma como C_v el valor medio de los correspondientes a la zona de la curva cubierta por ese Δp .

Obtenido el C_v del suelo, la ecuación (1-15) puede aplicarse en la forma

$$t = \frac{H^2}{C_v} T \quad (1-58)$$

Ahora, H es el espesor efectivo del estrato de suelo calculado según las condiciones de drenaje en la forma ya expuesta, C_v es el coeficiente de consolidación del suelo también calculado, dentro del intervalo de presiones que representa la sobrecarga aplicada al estrato. Así, dando valores a T , por ejemplo los que figuran en la tabla (11), pueden tenerse y tabularse los valores del tiempo en que el estrato alcanza los grados de consolidación correspondientes a esos factores tiempo. Como el asentamiento va siendo proporcional al grado de consolidación, pueden en definitiva tabularse los valores del asentamiento que corresponden a distintos tiempos, según evoluciona el fenómeno de consolidación.

Esta última tabla obtenida puede dibujarse en escala aritmética o en trazo semilogarítmico, con el tiempo en escala logarítmica, como abscisa. Se tiene así una curva de asentamiento previsto y su evolución con el tiempo.

En muchos problemas prácticos, principalmente en lo que toca a aquellos casos en que el suelo es descargado, como por ejemplo en una excavación, es de interés poder determinar las expansiones que tienen lugar por la descarga efectuada. El problema es esencialmente parecido al del cálculo de asentamientos y, hasta cierto punto, con las ideas antes expuestas se podría desarrollar un procedimiento similar para llegar a la meta propuesta. Sin embargo, la expansión presenta algunas peculiaridades dignas de

señalarse y es conveniente discutir, con base en idealizaciones, algunos conceptos que no son evidentes, pero que pueden servir de base para analizar con buena criterio un caso real.

Considérese, primeramente, un suelo de superficie horizontal, aciloso y homogéneo, antes de ser descargado. Para facilidad de exposición se supone que el nivel freático coincide con la superficie del terreno. El estado de esfuerzos neutrales, efectivos y totales será el que se muestra con las líneas punteadas de la Fig. 1-10. Supónganse ahora que se efectúa una excavación instantánea de profundidad h y de extensión infinita. La presión total removida será $\gamma_m h$ y, consecuentemente, el diagrama de presiones totales se reduce en esa cantidad como el estado de esfuerzos efectivos en la masa del suelo no puede cambiar instantáneamente, el agua que satura al suelo toma la descarga, disminuyendo el diagrama de esfuerzos neutrales también en la magnitud $\gamma_m h$. Como quiera que la presión original del agua a la profundidad h era $\gamma_w h$, la nueva presión a esa profundidad, después de la excavación instantánea, será

$$\gamma_w h - \gamma_m h = \gamma'_m h$$

o sea que aparece en el agua una tensión igual a la presión efectiva a la profundidad h , que en este caso es el peso específico sumergido del suelo por dicha profundidad.

Debe notarse que, por ser la excavación de extensión infinita y por ser la nueva ley de presiones en el agua lineal y paralela a la original, esta nueva distribución de presión es hidrostática y, por lo tanto, de equilibrio, por lo que el agua no fluye en ninguna dirección, por ello, el anterior estado de presiones neutrales, efectivos y totales se mantendrá en el tiempo y corresponderá tanto al momento inicial de la excavación, como a cualquier tiempo subsiguiente. Las presiones efectivas, que se mantienen en el suelo, no permitirán, en este caso, ninguna expansión.

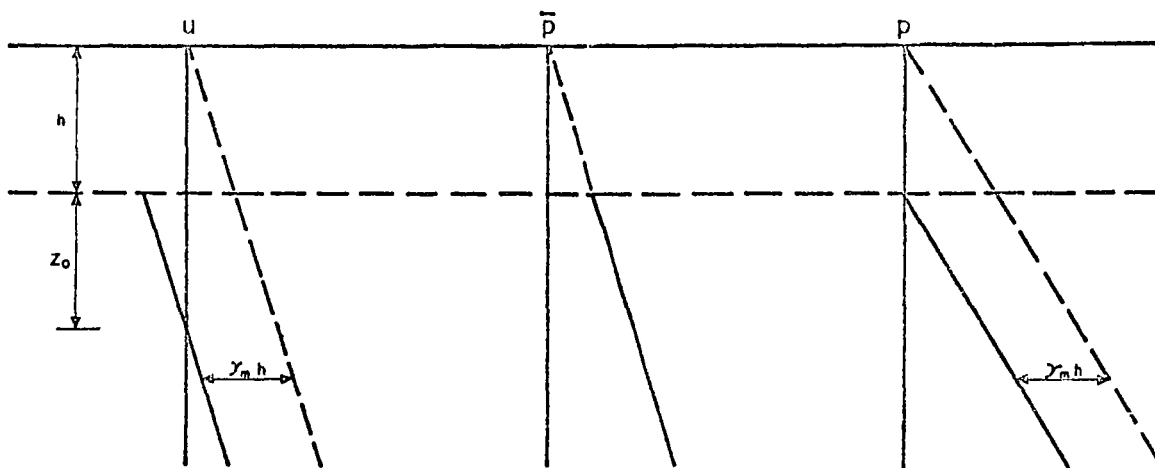


Figura 1-10 Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita

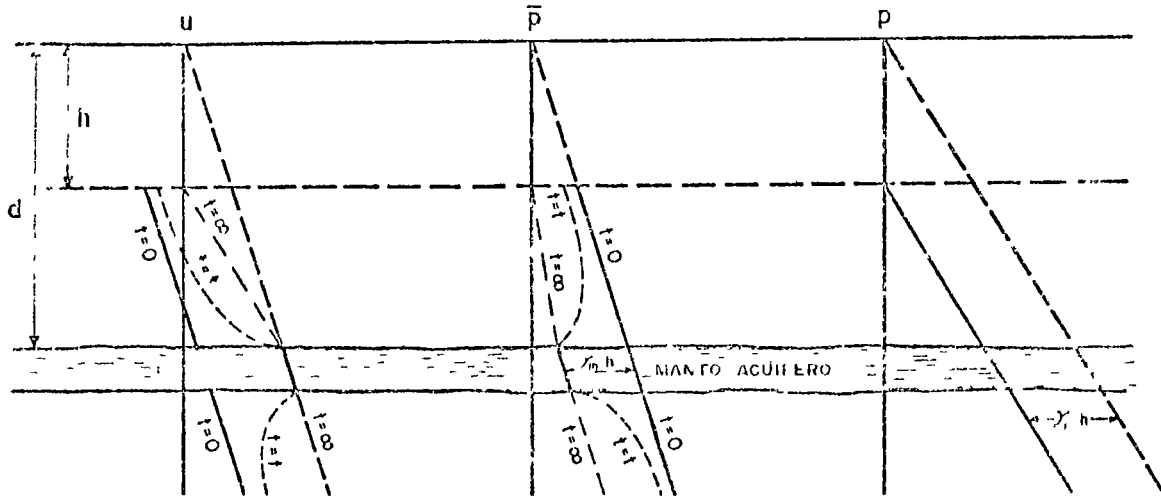


Fig. 141. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita con un manto acuífero

Al observar el diagrama de presiones en el agua del suelo de la excavación (líneas llenas de la Fig. 140) se nota que el nivel al cual la presión neutra es nula (nivel freático) corresponde a la profundidad

$$z_0 = \frac{\gamma'}{\gamma_u} h \quad (1-59)$$

Este abatimiento del nivel freático es, técnicamente inmediato a la remoción del material excavado. Así, basta con excavar el suelo a la profundidad h (a extensión infinita) para lograr que el nivel freático se abatirá al valor $h + z_0$, es decir la profundidad z_0 bajo el fondo de la excavación.

Supóngase ahora (Fig. 141) que en el subsuelo del caso anterior existe un manto arenoso acuífero, en el que se mantiene la presión del agua. Si se realiza una excavación instantánea y de extensión infinita a la profundidad h , los diagramas de presiones inmediatamente después de efectuarse la excavación serán idénticos a los del análisis anterior, excepto en la zona del acuífero, en donde la presión neutra no cambia, pero la presión efectiva se vea disminuida en la magnitud $\gamma_m h$. Si d es la profundidad a que se localiza el acuífero, la nueva presión efectiva en la frontera superior de éste, inmediatamente después de efectuarse la excavación ($t = 0$), será

$$\bar{p} = \gamma'_m d - \gamma_m h$$

El valor mínimo a que puede llegar la presión efectiva en la arena es, evidentemente, cero. En este caso límite se tendrá la máxima profundidad (h) a que puede llevarse la excavación, sin que la presión neutra en el acuífero (subpresión) levante el fondo, provocando una falla. Esta profundidad será

$$h_{crit} = \frac{\gamma'_m}{\gamma} d \quad (1-60)$$

En la Fig. 141 se ha supuesto $h < h_{crit}$ y en este caso, a partir del instante de la excavación ($t = 0$) se inicia un proceso de expansión tanto en el estrato arcilloso sobre el acuífero, como en la masa de arcilla subyacente, este proceso es producido por el flujo del agua que entra en la arcilla procedente del acuífero. Este proceso de expansión aumenta las presiones neutras en los estratos arcillosos, disminuyendo, correspondientemente, las presiones efectivas. En la Fig. 141 se han dibujado isócronas correspondientes a $t = t$, un instante intermedio del proceso, el estado final de las presiones en el estrato superior de arcilla dependerá de las condiciones de frontera en el fondo de la excavación si se supone que toda el agua que aflora en el fondo de la excavación se drena conforme brota, el estado final estará dado por las líneas $t = \infty$. En el estrato inferior, por ser semi-infinito, el proceso de expansión continuará indefinidamente, si bien a velocidad de decreciente y el estado final de presiones es el de las líneas $t = \infty$, tal como se muestra en aquella zona en la misma Fig. 141. El proceso de expansión realizado es solo unidimensional y el flujo del agua es vertical. Por lo tanto, son aplicables, en principio, los datos obtenidos del estudio de descarga de una prueba de consolidación. En un caso como el analizado antes, el hundimiento del fondo de la excavación en un tiempo t tiene dos componentes: el hundimiento ocurrido en el estrato de arcilla de espesor h que subyace al acuífero y el que corresponde a la masa semi-infinita situada debajo. En primer lugar se discutirá el proceso de expansión del estrato límite.

Antes de efectuar la descarga, un elemento de suelo a la profundidad z está sometido a una presión efectiva $\bar{p}_1 = \gamma'_m z$ y pasará, al final de la expansión, a una presión \bar{p}_2 , que puede determinarse como antes se discutió. Si a una muestra representativa del suelo a esa profundidad z se le hace una prueba de consolidación, llegando a una carga máxima de \bar{p}_1 y

descargándola después a partir de ese valor hasta p_c como mínimo en el curso de descarga de la curva $e - \sigma$. La compresibilidad así obtenida podrá determinarse la variación Δe correspondiente al suelo en la descarga efectuada. Procediendo en forma análoga para otras profundidades se podrá dibujar la curva $[\Delta e / (1 + e_0)] - \sigma$ de influencia de los burfamientos, la cual cubre un área que, a la escala correspondiente, mide el burfamiento total del estrato finito. El burfamiento en el tiempo t podrá determinarse estudiando la evolución de la expansión con el tiempo en la misma forma en que previamente se estudió la del asentamiento primario.

Los conceptos a_v , m_v y C_v de la Teoría Unidimensional de la Consolidación tienen sus correspondientes conceptos análogos a_{vs} , m_{vs} y C_{vs} para la descarga, que pueden usarse en los mismos casos y en forma análoga a la discutida.

En cuanto a la masa seminfinita colocada bajo el acuífero, su burfamiento total será, teóricamente, infinito, por lo que sólo tiene sentido práctico calcular el burfamiento para un tiempo finito t .

Nótese que el punto clave para que la expansión pueda tener lugar está en el hecho de que el acuífero mantenga su presión neutral, si por algún método utilizable esta presión se abate al valor $\gamma_m h$, (Fig. I-11) el proceso de expansión no podrá tener lugar. Esto se puede realizar en la práctica por medio de pozos en que se bombee la cantidad adecuada de agua del acuífero, así se logrará convertir este caso en otro, análogo al primeramente tratado en esta sección, en que no existía ningún acuífero.

Si en el caso ahora analizado el acuífero fuese un sistema hidrológicamente cerrado, es decir, que careciese de una fuente de agua (por ejemplo, el caso de una lente arenosa de extensión finita), la presión neutral en el estrato arenoso bajaría instantáneamente al nivel del agua y el proceso de expansión no se verificaría (en realidad por ser el agua incompresible teóricamente, bastaría que salga cualquier cantidad de agua, por poca que sea, para aliviar la presión neutral en el estrato de arena), este caso se vuelve así similar al primero tratado en esta sección,

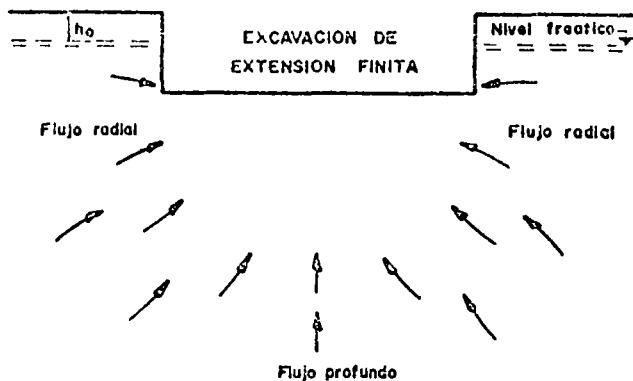


Fig. I-42 Esquema del flujo de agua hacia una excavación de extensión finita

en el que se crea una masa de suelo acuífero homogéneo.

En las obras reales no se tienen, naturalmente, excavaciones de extensión infinita. Las ideas anteriores sin embargo constituyen la base del criterio para discutir las excavaciones finitas, más o menos idealizadas. En la Fig. I-42 se muestra el caso de una excavación finita realizada en un medio arcilloso homogéneo, el nivel freático se considera a una profundidad h_0 a partir de la superficie. En este caso, el efecto de la excavación no será uniforme en todo el punto en lo que a disminución de presiones totales se refiere, sino que esta disminución habrá de ser estimada en los diferentes puntos usando la Teoría de Boussinesq, por ejemplo. En una primera aproximación podría afirmarse que lo que disminuye la presión neutral en cada punto de la masa sería lo que disminuya la presión total (recuérdese el punto de los dos casos de excavación infinita arriba tratados), por ello, la presión neutral disminuirá más en las zonas cercanas de la excavación y en los niveles próximos al fondo, y estas disminuciones serán cada vez menores según se alcancen los bordes de la excavación (o fuera de ella) y según se profundice en la masa de arcilla homogénea. Esto da origen a un flujo de agua del exterior hacia el centro y de las zonas profundas hacia el fondo de la excavación (Fig. I-42).

Por lo tanto, la masa de suelo bajo la excavación se expandirá más en el centro del fondo de ésta, y la expansión irá disminuyendo hacia la periferia. Según ya se dijo, en depósitos naturales de arcilla por lo general la permeabilidad es mayor en la dirección horizontal que en la vertical, por lo que el flujo radial hacia la excavación influye más en la expansión que el vertical, proveniente de zonas profundas. Ha de hacerse notar en forma muy predominante que el simple hecho de efectuar la excavación en la masa arcillosa disminuyó las presiones neutrales bajo ella y si se llama nivel freático al lugar geométrico de los puntos en que la presión neutral es nula (con origen de presión en la atmosférica), este nivel se habrá abatido por sí mismo aun más abajo que el fondo de la excavación al efectuarse ésta.

Si bajo el fondo de la excavación hay estratos permeables de gran extensión que funcionen como abastecimientos de agua, éstos harán que el proceso de expansión sea mucho más rápido (revisense las ideas correspondientes al segundo caso de excavación infinita discutido). Para reducir a un mínimo la velocidad de expansión en el fondo de una excavación se ha recurrido en la práctica a lo que resulta obvio tras haber discutido los casos de excavación de extensión infinita, en primer lugar se han usado tablas y cados más o menos profundos en los bordes de la excavación, lo cual impide el flujo radial y permite sólo el vertical, mucho más lento, en segundo lugar se ha recurrido al uso de pozos de bombeo y otros métodos (electrólisis, por ejemplo) para abatir las presiones neutrales en puntos específicos y en las zonas próximas a ellos, a fin de constituir una verda-

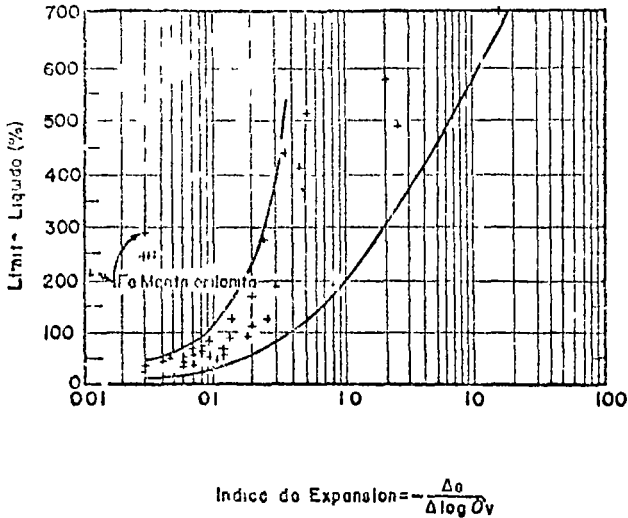


Figura I-13 Relación entre el índice de expansión y el límite líquido en suelos finos (Ref 28)

de la pantalla de depresión en torno a la excavación que intercepte el flujo horizontal. Como quiera que estas excavaciones normalmente son provisionales y se construyen para existir durante un tiempo relativamente breve se logra así que en ese tiempo la expansión no alcance valores de consideración.

El hecho de que en suelos permeables, como las arenas y las gravas, se tenga que recurrir literalmente a abatir el nivel freático para poder efectuar una excavación en seco, ha hecho pensar frecuentemente que esto debe lograrse también en arcillas, sin tomar en cuenta que en estos materiales, el nivel freático baja por sí mismo cuando se excava.

Las excavaciones reales no son instantáneas, sino que se efectúan en un espacio de tiempo. Esto no invalida los razonamientos anteriores, lo que sucede es que los abatimientos de presión neutral ocurren a lo largo de la descarga se efectúa.

Una idea de la expansión de los suelos puede obtenerse calculando su índice de expansión, definido por la expresión

$$C_e = -\frac{\Delta e}{\Delta (\log \bar{p})} \quad (161)$$

relacionado con la prueba de consolidación hecha en un oedometro (consolidómetro). Así definido, el índice de expansión es una medida de la pendiente que resulta la curva de compresibilidad en el intervalo de descarga, durante el cual el suelo se expande. Pueden obtenerse series de curvas de expansión en el consolidómetro si se cargan una serie de especímenes a diferentes presiones verticales efectivas y se descargan después de consolidados bajo tales presiones. Esas curvas tienden a ser paralelas en la representación usual de la curva de compresibilidad, de manera que el coeficiente de expansión resulta variar muy poco con la presión efectiva bajo la cual el suelo se haya consolidado antes de expanderse. En la figura I-13

(Ref 28) se muestra la variación del índice de expansión con el límite líquido de la arcilla, se ve que C_e aumenta al aumentar el límite líquido, si bien la dispersión de la relación es lo suficientemente grande como para que ésta no se le pueda dar más que un carácter cualitativo.

Los índices de expansión pueden tener valores tan altos como 25 para la montmorilonita sódica, con límite líquido de 500% pero en suelos naturales sus valores son mucho más bajos (por ejemplo 0.09 para la arcilla azul de Boston, en el período de descarga de 1 a 0.1 kg/cm²).

C Consolidación secundaria

La consolidación consta en realidad de dos fenómenos superpuestos y mezclados. El primero es el que se ha descrito con algún detalle en páginas anteriores de este apartado y consiste en la transmisión de la carga exterior, originalmente tomada por el agua de los poros, a la estructura sólida del suelo, esta transmisión va acompañada de una disminución de volumen y de la correspondiente pérdida de agua intersticial que se drena a través de las fronteras permeables del estubo. Esta es la consolidación primaria. Pero es evidente que el proceso de disminución volumétrica al ir acompañado de un aumento de presión efectiva exige la aparición de otra fuente de deformación debida ahora a efectos asociados de reajuste de partículas minerales, para adaptarse a la nueva estructura más cerrada. Este proceso recibe el nombre de consolidación secundaria y no es tomado en cuenta para nada en la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi.

En las etapas iniciales de la consolidación primaria, casi toda la carga exterior es tomada por el agua intersticial y ha ocurrido poca deformación volumétrica en la estructura sólida, es entonces natural que se noten poco los efectos de deformación por reajuste, consistentes quizá en pequeños deslizamientos relativos gruesos y vuelcos de unas partículas respecto a otras por ello la consolidación secundaria será poco perceptible en las etapas tempranas de la consolidación primaria. Por el contrario, en las etapas finales del proceso primario de consolidación mucha de la presión exterior ha sido ya transmitida a las partículas minerales en forma de presión efectiva y ha tenido ya lugar gran parte de la deformación volumétrica que ha de producirse por esta razón, sea más o menos relevante la componente de deformación por reajuste relativo de las partículas minerales para adaptarse a la nueva estructura más cerrada. La consolidación secundaria se hará más y más importante, relativamente hablando, a medida que el proceso primario avance de hecho, en las últimas etapas del proceso primario la consolidación secundaria puede ser de capital importancia y también puede darse el caso de que el suelo continúe sometido al proceso secundario mucho tiempo después de que el proceso primario haya terminado, por lo menos para todo fin práctico.

No existe hasta este momento una teoría que permita calcular la deformación que un suelo pueda sufrir por consolidación secundaria en el sentido y con la contribución con que la teoría de Terzaghi puede permitir la validación del asentamiento primario. Se ha hecho muy importantes investigaciones de laboratorio y algunos intentos para llegar a un modelo matemático de comportamiento. Las referencias 29 y 30 pueden mencionarse entre las muchas disponibles.

Existe evidencia experimental que permite concluir que el proceso de consolidación secundaria queda representado por una recta en una gráfica de deformación de una muestra en el consolidómetro, contra tiempo de prueba en escala logarítmica (curva de consolidación). Este hecho explica la diferencia de forma entre la curva de consolidación teórica (Fig. 131) y la obtenida típicamente en el laboratorio (Fig. 125) que adopta la forma recta en las etapas finales del proceso primario, cuando la consolidación secundaria se hace predominante.

La consolidación secundaria es más importante dondequiera que la primaria sea más corta, tal como sucede en los especímenes de laboratorio, en los suelos orgánicos, en los estratos delgados o en estratos con gran abundancia de lentes de arena que proporcionan drenaje. Muy especialmente la consolidación secundaria es importante en depósitos de turba en que la consolidación primaria puede ocurrir en forma casi simultánea con la aplicación de la carga. Por lo tanto, en el caso de un terraplén construido sobre un depósito de turba en el que interese conocer el progreso del asentamiento ocurrido una vez terminada la estructura, se necesita prestar atención especial a la consolidación secundaria, pues a ella se debe la casi totalidad del asentamiento que se produce a lo largo del tiempo.

III INTRODUCCION AL PROBLEMA DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS

A Generalidades y teoría de falla

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

Esto es debido a varias razones. En primer lugar, la resistencia de los suelos a ciertos tipos de esfuerzos diferentes del cortante, como los de tensión, por ejemplo, es tan baja que generalmente no tiene gran importancia para el ingeniero. Por lo común las estructuras en que el ingeniero hace intervenir al suelo son de tal naturaleza que en ellas el esfuerzo cortante es el esfuerzo actuante básico y de la resistencia a él depende primordialmente el que la estructura no falle. Naturalmente que en estas estructuras ocurre con frecuencia que esos otros esfuerzos diferentes del cortante intervienen a veces más de lo que

el ingeniero desea, por ejemplo, los esfuerzos de tensión, por mencionar el mismo esfuerzo ya citado, juegan a veces papel no despreciable en el diseño de obras de tierra y de hecho hoy se siente en ocasiones que se ha ido demasiado lejos en el olvido de la tensión como un esfuerzo digno de ser investigado en relación con los suelos. Pero el hecho esencial permanece: el ingeniero hace trabajar el suelo sobre todo al esfuerzo cortante, por lo que es lógico que sea la resistencia a este esfuerzo la que interese también de preferencia.

En segundo lugar, ocurre que la resistencia de los suelos a otros tipos de esfuerzos como los de compresión (pura, naturalmente), es tan alta, que tampoco la resistencia es de interés práctico, pues los suelos sometidos a compresión en cualquier caso real, fallarían por esfuerzo cortante antes de agotar su resistencia a la compresión propiamente dicha.

En tercer lugar, es posible que el interés casi exclusivo de los ingenieros de suelos por la resistencia al esfuerzo cortante este muy fomentado por el hecho de que la Teoría de Falla más universalmente usada en la Mecánica de Suelos sea una teoría de esfuerzo cortante. Para comprender esta afirmación es preciso definir lo que se entiende por una Teoría de Falla y todavía, yendo más al origen de los conceptos, reflexionar sobre lo que ha de entenderse por falla una de las palabras de uso más común por los ingenieros, pero en rigor de las de más confuso significado.

En términos generales, no existe aún una definición universalmente aceptada del concepto de falla: puede esta palabra significar el principio del comportamiento inelástico de un material o el momento de la ruptura del mismo por sólo citar dos interpretaciones muy comunes. Muchas veces el concepto falla está incluso ligado a factores económicos y aun estéticos o de preferencia personal, a un grado tal que es común que varie radicalmente de unos especialistas a otros, de unos campos de la ingeniería a otros o de un país a su vecino de acuerdo con sus respectivos recursos o nivel de riqueza, piénsese, por ejemplo, en tratar de definir lo que haya de entenderse por falla de un pavimento.

Es cierto que, a despecho de estas complejidades, no suele ser muy difícil en cada caso particular y dentro de las condiciones socioeconómicas del mismo, que un grupo de especialistas involucrados llegue a una definición razonable de falla para ese caso, y es cierto también que esto es particularmente posible cuando se trata de definir el comportamiento de un material en una prueba concreta de laboratorio o en una estructura concreta que haya de erigirse. Por ello no es utópico pensar que en un caso dado pueda existir entre los especialistas responsables un criterio unificado sobre lo que ha de entenderse por falla en ese caso.

Pero aun en tan favorables circunstancias surgirá la pregunta de si el conjunto de normas de proyecto o protección adoptadas garantiza el que una cierta

estructura no falla. Y esta pregunta lleva a la necesidad de responder a otra: ¿cuál es la causa de la falla de un material? pues es claro que si no se define por qué falla a los materiales, no podrá decirse si un material concreto falla o no, en una situación determinada.

La respuesta a esta fundamental pregunta es una teoría de falla (Refs. 31 y 32).

En la Mecánica de Suelos actual, la teoría de falla más utilizada es la que podría considerarse una combinación de dos teorías clásicas algo diferentes. La primera, establecida en 1773 por Coulomb (Ref. 33), dice que un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un elemento plano a través de un suelo alcanza el valor

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (1.62)$$

donde

- τ_f = esfuerzo cortante actuante, final o de falla
- c = cohesión del suelo supuesta constante por Coulomb. Resulta ser la resistencia del suelo bajo presión normal exterior nula.
- σ = esfuerzo normal actuante en el plano de falla.
- ϕ = ángulo de fricción interna del suelo, también supuesta constante por Coulomb.

La otra teoría de falla es debida a Mohr (Ref. 34) y establece que, en general, la falla por deslizamiento ocurre a lo largo de la superficie particular en la que la relación del esfuerzo tangencial o cortante al normal (oblicuidad) alcanza un cierto valor máximo. Dicho valor máximo fue postulado por Mohr como una función tanto del acomodo y forma de las partículas del suelo, como del coeficiente de fricción entre ellas. Matemáticamente la condición de falla puede establecerse

$$\tau_f = \sigma \tan \phi \quad (1.63)$$

Originalmente Mohr estableció su teoría pensando sobre todo en suelos granulares, en tanto que Coulomb propuso la ecuación 1.62 como criterio de falla para suelos cohesivos que comprenden a los suelos granulares como un caso particular en el que la resistencia al esfuerzo cortante es cero para un esfuerzo normal actuante nulo, esto equivale a particularizar la ecuación 1.62 del caso $c = 0$. En rigor la diferencia esencial entre la teoría de Mohr y la de Coulomb estriba en que para el primero el valor c o ϕ no debe ser necesariamente constante. En tanto que en una representación con esfuerzos normales en el eje de abscisas y tangenciales en el eje de ordenadas, la ecuación 1.62 quedará representada por una línea recta, la 1.63 quedará representada por una línea curva, que sólo como caso particular podrá ser recta.

En la Mecánica de Suelos actual suele utilizarse como criterio de falla la que se acostumbra llamar el cri-

terio de Mohr-Coulomb, en el cual se emplea la ecuación 1.62 como representación matemática, pero abandonando la idea original de Coulomb de que c y ϕ son constantes del suelo, y considerándolas variables en el sentido que se verá posteriormente. Se advierte pues que la teoría de falla más usada aun en la actual Mecánica de Suelos atribuye la falla de éstos al esfuerzo cortante actuante, resulta entonces lógico que, en tal marco de ideas, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos resulte el parámetro fundamental a definir en conexión con los problemas de resistencia y falla.

La teoría de falla de Mohr-Coulomb permite, en general, llegar a resultados bastante satisfactorios en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos a los problemas prácticos, pero indudablemente no es una teoría perfecta en el sentido de que no permite predecir todas las fallas observadas ni explica toda la evidencia experimental disponible. Quizá la explicación de esas deficiencias estriba en que esta teoría posee una deficiencia básica: se acepta que la falla de un material se produce como consecuencia del estado de esfuerzos que actúe en su interior. En efecto, es sabido que dicho estado de esfuerzos puede describirse a final de cuentas por tres parámetros independientes por ejemplo los tres esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 , en general un estado de esfuerzos no puede describirse por completo con menos de tres parámetros independientes. Pues bien, la teoría de Mohr-Coulomb relaciona la falla con el esfuerzo cortante actuante, el cual se relaciona con la diferencia de los esfuerzos principales máximo y mínimo [$\tau_f = f(\sigma_1 - \sigma_3)$] pero no toma en cuenta el esfuerzo principal intermedio σ_2 . De esta manera la teoría de falla no puede aspirar a cubrir en forma completa todos los casos de falla reales, por no tomar en cuenta en su totalidad las causas de la falla.

La experimentación actual parece indicar que el valor del esfuerzo σ_2 en la falla influye en cierta medida en los parámetros de resistencia c y ϕ que puedan obtenerse en el laboratorio si bien probablemente esta influencia es moderada. También se acepta que la falla de los materiales reales está influida por como varíe σ_2 a lo largo del proceso de carga que conduce a la falla. Se considera fuera del alcance de este libro una discusión más a fondo de estos temas, la cual puede encontrarse en obras más especializadas, como por ejemplo las Refs. 32, 35 y 36.

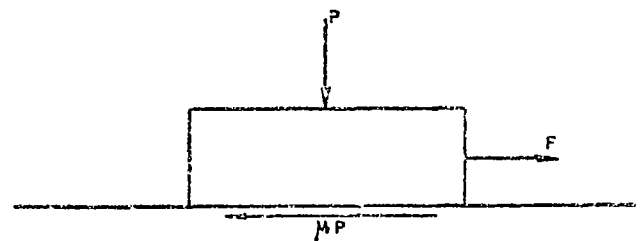


Figura 1-44 Concepto mecánico de la fricción

B. Formuliza de la resistencia al esfuerzo cortante en suelos granulares y cohesivos

Conviene ahora analizar someramente los factores que depende la resistencia al esfuerzo cortante en los suelos friccionantes y de los cohesivos.

En general se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se debe por lo menos en parte a la fricción que se desarrolla entre sus granos, cuando hay tendencia al deslizamiento relativo a unos respecto a otros. Se utiliza el concepto de fricción en el sentido familiar en mecánica (Fig. 1-44).

La fuerza necesaria para iniciar el deslizamiento de un cuerpo de la figura es $F = \mu P$, donde μ recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies en contacto.

Análogamente entre las partículas del suelo se desarrollan resistencias friccionales de manera que si se considera una superficie potencial de deslizamiento y $\bar{\sigma}$ es la presión normal que actúa en dicha superficie, el esfuerzo cortante necesario para producir el deslizamiento τ_f puede relacionarse con $\bar{\sigma}$ por una expresión del tipo

$$\tau_f = \bar{\sigma} \tan \phi \tag{1-64}$$

Resulta obvio que la resistencia friccionante (s) debe estar regida por el esfuerzo normal efectivo. En la expresión anterior $\tan \phi$ juega el papel del coeficiente de fricción y sirve a la vez, para definir el denominado ángulo de fricción interna del suelo.

La expresión 1-64 fue primeramente propuesta por Coulomb en un sentido un tanto más estricto que el que es posible otorgarle hoy, pues para Coulomb ϕ era una constante absoluta propia del suelo de que se trataba en tanto que en épocas posteriores fue preciso considerar ciertas posibilidades de variación en el ángulo de fricción interna. Análogamente, como ya se dijo, Coulomb estableció históricamente el concepto de cohesión, al observar que algunos materiales (las arcillas) presentaban resistencia bajo presión normal exterior nula. De esta manera postuló como ley de resistencia posible para tales materiales la expresión

$$s = \tau_f = c \tag{1-65}$$

en que c es la cohesión del suelo (que por cierto Coulomb también consideró constante, en tanto que hoy se trata como variable). Estos materiales fueron llamados "puramente cohesivos" y en ellos se consideraba $\phi = 0$.

Al considerar el caso más general, Coulomb atribuyó la resistencia de los suelos a ambas causas, según una expresión que resume a las dos anteriores, para un suelo que tenga "cohesión y fricción"

$$s = \tau_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi \tag{1-66}$$

Actualmente se considera que la fricción es la parte fundamental de resistencia en los suelos gra-

nulares, si bien no la única, como ya se dijo (sección 1-11). Según esto la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares depende fundamentalmente de la presión normal entre sus granos y del valor del ángulo de fricción interna ϕ . Este, a su vez, depende de la compacidad del material y de la forma de los granos que desarrollaran mayor fricción cuanto más vivas o menos redondeadas sean sus aristas.

En la Ref. 37 se menciona un estudio acerca de la influencia del agua sobre el ángulo de fricción desarrollado entre partículas de cuarzo de forma equidimensional. Según tal estudio, el que haya o no agua entre las partículas carece de importancia y no ejerce mayor efecto en el ángulo de fricción entre ellas. Por el contrario la presencia de otros contaminantes, tales como delgadas partículas de materia orgánica o partículas muy finas liminales, sí reduce substancialmente el coeficiente de fricción entre los granos.

Si los suelos granulares tuvieran un comportamiento puramente friccionante tal como fue postulado por Coulomb (ecuación 1-64), una representación de su ley de resistencia en unos ejes $\tau - \sigma$ (tal como se obtiene de una prueba triaxial según se veía) sería una línea recta pasando por el origen y el ángulo ϕ sería constante como precisamente estableció Coulomb. Sin embargo esto no sucede y lo normal es que la representación $\tau - \sigma$ de la ley de resistencia muestre una línea curva (si bien generalmente no muy alejada de la recta) esto es debido al efecto sobre la resistencia del acomodo de los granos del suelo que han de deformarse y rodar unos sobre otros para que la falla llegue a producirse (sección 1-11). El efecto del acomodo disminuye cuando aumenta el esfuerzo de confinamiento puesto que las partículas se alisan en sus puntos de contacto y salientes, por aplastamiento y ruptura, esto hace que la muestra de suelo granular se comporte como un sólido fallará más fácilmente, por efecto de acomodo. Por ello en una representación $\tau - \sigma$ según o va siendo mayor, se va teniendo menor ϕ , y la ley de resistencia se va haciendo más horizontal.

La curvatura parece ser más marcada cuanto mayor sea el tamaño de las partículas (ver Ref. 23, en la que se menciona el caso de empujamientos). Este hecho parece estar relacionado con la ruptura de granos, especialmente al considerar que algunas arcas de tamaño relativamente pequeño, pero de grano débil y quebradizo (por ejemplo arenas conciferas) también muestran envolventes de resistencia muy curvas. La curvatura también parece ser mayor en deformación plana que en compresión triaxial.

En resumen, los suelos granulares se consideran materiales friccionantes, pero con desviaciones del comportamiento puramente friccional por efectos de acomodo entre sus granos. Esto se traduce en resistencia a la distorsión de los granos, a la ruptura en sus contactos y al rodamiento y deslizamiento de

nos sobre otros. Si el esfuerzo cortante es lo suficientemente alto, el efecto estadístico de superación de la fricción por los efectos del acomodo, es un movimiento continuo o disociación de la masa, que es la falla por esfuerzo cortante. El fenómeno no es físicamente afectado por el agua contenida en los poros del suelo granular. En rigor, el concepto de ángulo de fricción interna involucra tanto al coeficiente de fricción grano-grano, como a todos los efectos de acomodo. Es notable lo poco que influye el coeficiente de fricción grano-grano, que es bastante variable en la naturaleza en el ángulo de fricción interna (Ref. 38), hecho explicable si se piensa que las partículas siempre se mueven de la manera que les resulta más fácil. Si el coeficiente de fricción es bajo, se desliza, y si es alto, rueda.

Los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante son algo diferentes en los suelos finos de forma laminar a los que, por costumbre, se denominan suelos cohesivos. Se analizará primeramente el caso de suelos cohesivos saturados, por ser quizá el más sencillo y mejor estudiado.

Como los suelos granulares, los cohesivos son acumulaciones discretas de partículas que deben deslizarse unas sobre otras o rodar para que llegue a producirse una falla por esfuerzo cortante. Sin embargo, hay ahora algunas diferencias de significación. Primero, cuando se aplica la carga exterior a una acilla saturada se acepta que es tomada primero por el agua, en forma de presión neutral u . Esto es una consecuencia de la compresibilidad que ahora tiene la estructura sólida del suelo en comparación con el agua. Segundo, la permeabilidad del suelo es ahora tan baja, que la presión neutral producida necesita tiempo para disiparse en el supuesto de que existan las apropiadas condiciones de drenaje para hacer posible tal disipación. Tercero, existen ahora fuerzas muy significativas entre las partículas del suelo debido a efectos eléctricos de atracción y repulsión.

Hay evidencia abundante en el sentido de que el mecanismo de la resistencia de los suelos finos cohesivos es fundamentalmente también un efecto de fricción, pero ahora los simples hechos de la fricción mecánica pueden estar disfrazados por muchos efectos secundarios, que complican extraordinariamente el cuadro general. Por ejemplo, con seguridad las láminas de arcilla, aunque estén muy próximas en cada su área, no están en ningún punto en contacto real, se cree que los contaminantes que pueda haber entre las superficies enfrentadas, incluyendo el agua adsorbida, no son removidos por presiones normales que tienden a juntar las superficies que sean menores de 5 000 kg/cm² o aun más, así, es lógico pensar que esos contaminantes participarán en la transmisión de los esfuerzos normales y cortantes. Quizá el efecto friccionante cristal con cristal sea más similar al caso de los suelos friccionantes, en el caso de contacto borde-cara-plano entre dos láminas, el cual, por cierto, se considera debe ocurrir muy frecuentemente.

Es un hecho experimental universalmente aceptado que el agua intersticial influye en la resistencia

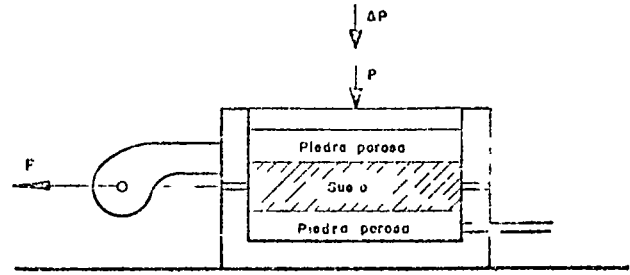


Figura 145 Esquema para ilustrar la influencia de diversos factores sobre la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo 'cohesivo'

al esfuerzo cortante de las acillas, de manera que ésta disminuye si aquella aumenta. Una explicación posible (Ref. 37) está en que, en la acilla muy seca, los iones de superficie de sus cristales no están completamente hidratados, lo que permite acomodos más próximos y fuertes nexos entre los cristales, cuando llega el agua, los iones se hidratan y los nexos entre los cristales se debilitan substancialmente.

Pasando a un punto de vista ingenieril, los factores que influyen principalmente en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos" saturados y cuya influencia debe sopesarse cuidadosamente en cada caso particular son los siguientes: historia previa de consolidación del suelo, condiciones de drenaje del mismo, velocidad de aplicación de las cargas y que se le someta y sensibilidad de su estructura.

Para visualizar en forma sencilla el mecanismo a través del cual cada uno de los factores ejerce su influencia, se considera a continuación el caso de una acilla totalmente saturada a la que se somete a una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.

Supóngase que la muestra ha sido previamente consolidada bajo una presión normal $\bar{\sigma}_1$, proporcionada por una carga P , cualquiera. Supóngase también que la muestra nunca soportó a través de su historia geológica un esfuerzo mayor que dicho $\bar{\sigma}_1$, en otras palabras, la muestra está normalmente consolidada. En estas condiciones, debe tenerse en el agua $u = 0$.

Si ahora se incrementa rápidamente la presión normal en un valor $\Delta\sigma_1$, aplicado un incremento de carga ΔP , actuará sobre la muestra una presión total $\sigma_1 = \bar{\sigma}_1 + \Delta\sigma_1$. Este incremento de carga puede producir muy diversos efectos sobre la resistencia al esfuerzo cortante de la muestra dependiendo del tiempo que se deje actuar antes de aplicar la fuerza F que la hará fallar, del drenaje de la muestra y de la velocidad con que F sea aplicada. En efecto, supóngase que la muestra tiene muy buen drenaje, estando expedita la salida de agua de sus piedras porosas hacia el exterior, en el primer instante $\Delta\sigma_1$ será tomado por el agua de la muestra, pero si transcurriera el tiempo suficiente se producirá la consolidación de la arcilla bajo la nueva condición de esfuerzos y $\Delta\sigma_1$ llegará a ser también esfuerzo efectivo. Si ahora la muestra se lleva a la falla aplicando F en incrementos

tos pequeños y permitiendo que entre cada uno de las curvas el tiempo suficiente para que se disipe cualquier presión neutral que se origine en la zona vecina a la superficie de falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por la expresión

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1) \tan \phi = \sigma \tan \phi$$

Pues, en todo momento, σ_1 y $\Delta\sigma_1$ son efectivos y no existen presiones neutras en el agua.

Por otra parte, si T se aplicase rápidamente, en las zonas vecinas a la superficie de falla aparecerían presiones neutras causadas por la tendencia al cambio de volumen bajo la deformación tangencial. En arcillas normalmente consolidadas esta tendencia es siempre hacia una disminución, por lo que los esfuerzos que aparecen en el agua son presiones, que disminuyen los esfuerzos efectivos. Si u representa a éstas presiones neutras en el momento de la falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u) \tan \phi = (\sigma_e - u) \tan \phi$$

La resistencia al esfuerzo cortante ha variado simplemente porque cambió la velocidad de aplicación de T .

El valor de u depende grandemente de la sensibilidad de la estructura del suelo bajo la deformación que está teniendo lugar en la prueba; una estructura sensible se degrada tendiendo a disminuir más su volumen por lo que u se hace mayor que en el caso de una arcilla muy poco sensible a la deformación.

Si por el contrario la prueba se efectúa estando impedida la salida del agua de las piedras porosas hacia el exterior, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ nunca podrá llegar a ser efectivo pues la arcilla no puede materialmente consolidarse por lo tanto el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ no dejará de ser neutral ($\Delta\sigma_1 = u_1$). Al aplicar T un poco se disminuyen las presiones neutras que pueden generar la deformación tangencial y ello aunque T se aplique lentamente (se supone que la salida del agua está totalmente impedida, cosa muy difícil por no decir imposible de lograr en un aparato de corte directo). Suponiendo que la presión neutral originada por la deformación tangencial sea también u (en realidad es un poco menor), la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla será ahora, teniendo presente que $\Delta\sigma_1 = u_1$

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u_1 - u) \tan \phi = (\sigma_1 - u) \tan \phi$$

de nuevo diferente a las dos anteriores, nada más que a causa de un cambio en la condición de drenaje de la muestra.

Esta misma resistencia se podría haber obtenido si $\Delta\sigma_1$ y T fuesen aplicadas rápidamente, una tras otra, aun con drenaje libre, pues en tal caso no se daría tiempo a que se disipase ninguna presión neutral en los poros del suelo.

Todos los razonamientos anteriores pueden considerarse aplicables a un suelo normalmente consoli-

dado en la muestra de arcilla, si el suelo es preconsolidado pueden desarrollarse razonamientos análogos. En efecto, considérese la misma muestra anterior, pero fuertemente consolidada por una presión σ_1 , de gran magnitud. Si ahora se descarga rápidamente la muestra, quitando la fuerza P que producía la σ_1 , la arcilla tenderá a expandirse, como la muestra no puede tomar instantáneamente el agua necesaria para ello, aun en el supuesto de que existiese en el exterior disponible, el agua intersticial quedará sometida a un estado de tensión tal que proporcione a las partículas minerales una presión suficiente para mantener el mismo volumen, obviamente, esta presión debe ser la misma que actuaba antes sobre la arcilla desde el exterior, es decir

$$u_2 = -\sigma_1$$

Si inmediatamente después de retirar la carga P , la muestra se lleva a la falla, aplicando T rápidamente, la deformación tangencial en el plano de falla ocasionará, según se dijo, una perturbación de la estructura sólida y la presión del agua intersticial u , consecuencia de ello, disminuye la tensión u_2 existente, de acuerdo con lo dicho en el párrafo anterior. En este caso la resistencia al esfuerzo cortante podría escribirse, teniendo en cuenta que la presión total es nula, por haber retirado P y que $u_2 = -\sigma_1$ como

$$s = (0 - u_2 - u) \tan \phi = (\sigma_1 - u) \tan \phi$$

Esta es la resistencia que se interpreta históricamente como "cohesión" de las arcillas, por ocurrir a esfuerzo exterior nulo y que, según se ve en realidad es también fricción consecuencia de la preconsolidación (historia previa de consolidación) adquirida por la arcilla a causa de la acción de σ_1 . Si no existe ninguna fuente de agua exterior de donde absorber no importa el tiempo que se deje transcurrir de la remoción de la carga P hasta la falla de la muestra por aplicación rápida de T . La resistencia permanecerá la misma. Debe observarse que si las facilidades de drenaje son nulas, es decir si no existiera posibilidad para la muestra de ganar o perder agua cualquier que sea el decremento o incremento de presión exterior, toda esa presión adicional la tomará el agua, y al aplicar la fuerza T rápidamente el material tenderá exactamente la misma resistencia debida a la preconsolidación bajo σ_1 , es decir, el material se comportaría como puramente cohesivo. Por otra parte, si el suelo tiene facilidad para absorber agua y se deja transcurrir el tiempo para que esto suceda, después de haber removido P , la muestra se expandirá y gradualmente irá disipándose la tensión en el agua y por lo tanto el esfuerzo efectivo, hasta que finalmente, el esfuerzo efectivo sea prácticamente nulo y, por ende, la resistencia del material se habrá reducido prácticamente a cero.

Claro es que todos los razonamientos anteriores pueden aplicarse a estratos de arcilla depositados en

La intuición cuya resistencia aumenta o disminuye conforme se disipan con el tiempo las compresiones o tensiones originadas en el agua por las napas.

De lo anterior se desprende la idea de que es en definitiva la fricción el único concepto de que hay que echar mano en última instancia, para explicar la resistencia al esfuerzo cortante de todo tipo de suelos. Sin embargo, esta imagen puede quizá de simplista, pues en el caso de partículas de arcilla de forma laminar en los contactos arista contra cara plana quizá se desarrollen nexos de unión suficientemente fuertes como para que haya de hablarse de una "verdadera cohesión". Empero, se considera que estos análisis quedan fuera del objetivo de este libro y que la fricción puede proporcionar un mecanismo de resistencia suficientemente claro para las aplicaciones de la Mecánica de Suelos a las vías terrestres a condición de tomar cuidadosamente en cuenta las consideraciones que se han comentado en los anteriores párrafos. En la referencia 39 podrá ampliarse considerablemente las ideas ahora apenas insinuadas.

Para terminar estas ideas sobre los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos es preciso establecer el concepto de resistencia residual, que ocupa un lugar importante en los problemas de estabilidad de suelos ligados a las vías terrestres. Si se observa la Fig. I-17a se ve que en los materiales de falla frágil la curva esfuerzo-deformación llega a una condición en que el suelo presenta grandes deformaciones para esfuerzo prácticamente constante, este efecto, en mayor o menor medida, se observa en todos los suelos (arcillas o arcillas) que presenten una resistencia máxima siendo más acusado en tanto la muestra esté más preconsolidada o la arcilla más compacta, a pesar de ser perceptible en arcillas normalmente consolidadas y en arcillas relativamente sueltas. Esta resistencia denominada última o residual, fue estudiada para arcillas por Skempton (Ref. 40). En el caso de las arenas esta resistencia ocurre con una relación de vacíos independiente de la inicial, que se tenía antes del proceso de deformación por cortante, y la deformación tiene lugar a volumen constante. La influencia del acomodo de las partículas es mínima, aunque hay evidencia de que aun juega un cierto papel, a pesar de las grandes deformaciones que han tenido lugar. En las arcillas, la resistencia residual es independiente de la historia previa de esfuerzos, como lo demuestra el hecho de que tiene igual valor para suelos naturales y remoldeados. La caída de resistencia tras la máxima, se debe tanto a una ruptura progresiva de los nexos entre las partículas, como a su reorientación en ángulos en que las partículas se disponen con sus caras paralelas.

Los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos parcialmente saturados (tan importantes para el ingeniero de las vías terrestres por el amplio uso que hace de los suelos compactados, que generalmente caen dentro de la anterior condición), envuelven los mismos conceptos que

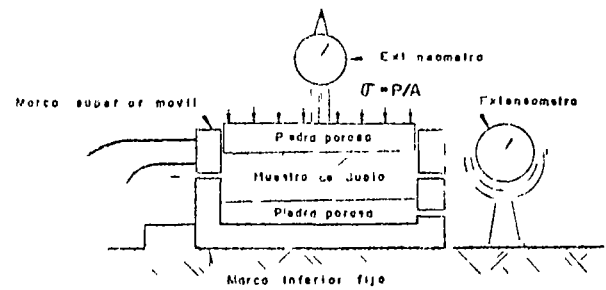


Figura I-16 Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo

los de los suelos saturados. Sin embargo, al haber aire y agua en los vacíos del suelo, los mecanismos de generación de las presiones neutras son mucho más complicados e involucran fenómenos de tensión capilar y presión de gases, que a su vez dependen del grado de saturación y del tamaño de los vacíos. Al nivel del conocimiento actual es prácticamente imposible determinar los esfuerzos efectivos que realmente actúan entre los granos del suelo.

C Pruebas para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

En la sección I-10 de este capítulo ya se presentaron someramente las principales pruebas de laboratorio hoy utilizadas para medir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. Se trata ahora de extender ligeramente este tema, complementándolo con una descripción general de los aparatos que se emplean, pues no se cree posible llegar a una comprensión justa de las conclusiones que se establecieron en los dos párrafos siguientes sin cumplir tal prerequisite.

El aparato de corte directo responde a la idea más intuitiva para medir la resistencia de los suelos. En la Fig. I-16 aparece un esquema del dispositivo.

El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo.

Dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee, y se substituyen simplemente por placas de confinamiento, al probar muestras secas.

La parte móvil viene un aditamento al cual es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que, por la construcción del aparato, resulta bien definido. Sobre la cara superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla, σ , graduable a voluntad. La deformación se mide con extensómetro, tanto en dirección horizontal como vertical.

De acuerdo a como se fijan las condiciones de drenaje de la muestra, se tienen tres tipos de pruebas:

— Sin drenaje, en que no se permite el drenaje de la muestra ni en la etapa de aplicación del

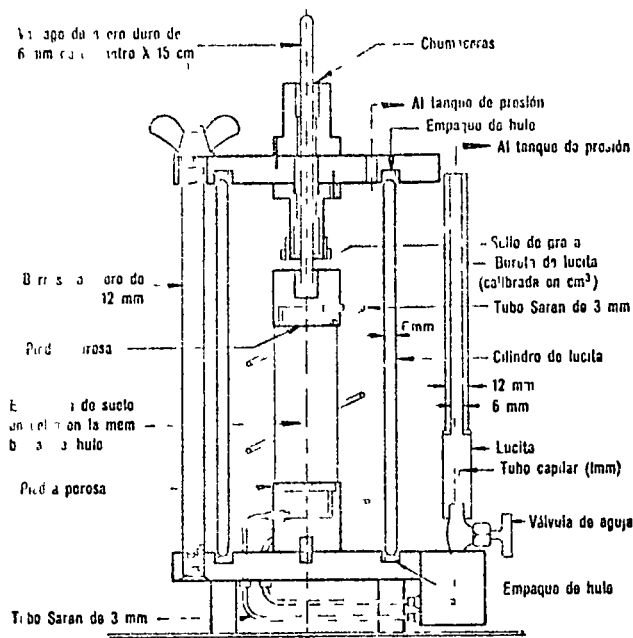


Figura I-47 Cámara de compresión triaxial

esfuerzo normal, ni en la aplicación del esfuerzo cortante.

- Con consolidación sin drenaje en la que se permite a la muestra consolidarse durante la etapa de aplicación del esfuerzo normal vertical, hasta disipan toda presión intersticial, pero no se permite drenaje adicional durante la etapa de aplicación del esfuerzo cortante.
- Con drenaje en la que se permite consolidación de la muestra en las dos etapas de la prueba de manera que se disipan las presiones neutras tanto al aplicar el esfuerzo normal, como durante la aplicación del esfuerzo cortante.

Las pruebas más comunes para determinar la resistencia de los suelos son, como ya se dijo, las triaxiales.

Las pruebas de compresión triaxial son más refinadas que las de corte directo y en la actualidad, con mucho, las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sometidos a presiones laterales de un líquido, por lo general agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas (Fig. I-47). En las bases de la muestra se colocan

placas porosas, cuya comunicación con una cámara exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo Saran). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara o con cables pulidos a través de la base inferior.

La presión lateral que se ejerce con el agua que llena la cámara es sólo normal por ser hidrostática, y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen (σ_1). En las bases de éste obra naturalmente también esta misma presión σ_1 , pero además en esas secciones actúa el efecto de la carga transmitida por el vástago desde el exterior, que ejerce una presión p sobre el espécimen, esta presión suele llamarse en Mecánica de Suelos "esfuerzo desviador", en total, en dirección axial actúa una presión σ_1 , que también es principal y que vale

$$\sigma_1 = \sigma_3 + p$$

En un instante dado el estado de esfuerzos se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr, con σ_1 y σ_3 como esfuerzos principales mayor y menor respectivamente. Debe observarse que en una cámara triaxial el suelo está sometido a un estado de esfuerzos tridimensional que apuradamente debería tratarse con la solución general de Mohr que da lugar al círculo de tres círculos diferentes pero como en la prueba dos de los esfuerzos principales son iguales el menor y el intermedio en realidad los tres círculos devienen a uno solo y el tratamiento resulta simplificado pudiéndose emplear las construcciones correspondientes al estado de esfuerzos planos.

Ya se vio que la resistencia al esfuerzo cortante, sobre todo en suelos "cohesivos", es variable y depende de diversos factores circunstanciales. Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo está sometido en la obra de que se trata, será necesario tomar en cuenta cada uno de los factores, tratando de reproducir las condiciones reales de este caso particular. En tal virtud no es posible pensar en una prueba única que refleje todas las posibilidades de la naturaleza. Podría pensarse que, en cada caso, debería montarse una prueba especial que lo representara fielmente, sin embargo, es obvio que esto no es práctico, dado el funcionamiento de un laboratorio común. Lo que se ha hecho es reproducir aquellas circunstancias más típicas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas. Estas pruebas se refieren a comportamientos y circunstancias extremas, sus resultados han de adaptarse al caso real generalmente intermedio, interpretándolos con un criterio sano y teniendo siempre presente las normas de la experiencia.

Los tipos de prueba de compresión triaxial que más comúnmente se realizan hoy en los laboratorios de Mecánica de Suelos son los que se describen brevemente a continuación.

Prueba lenta (símbolo L) Con drenaje

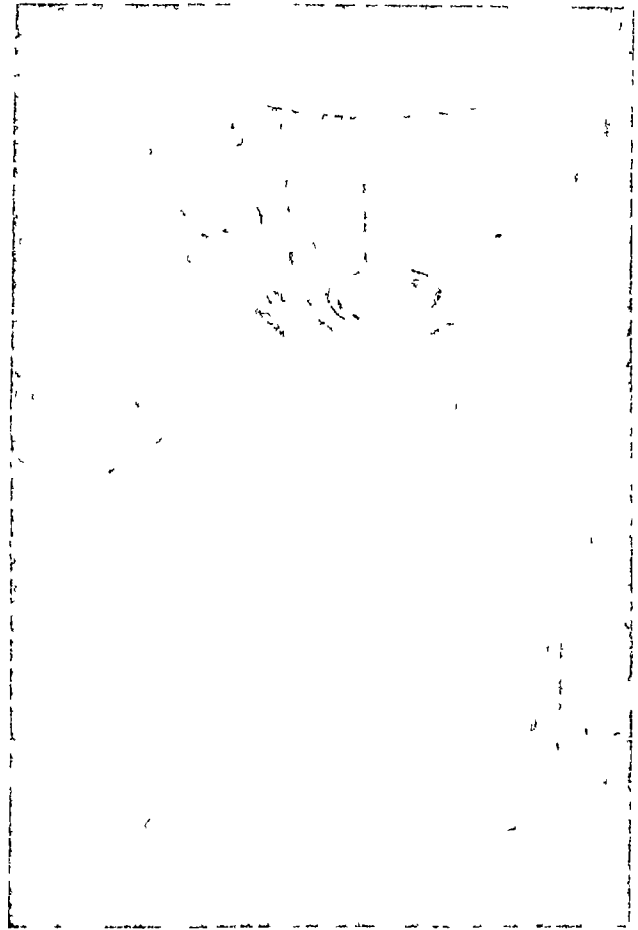
La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se somete al suelo a una presión hidrostática (σ_1), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bujía y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya reestablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo, es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. A continuación la muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Prueba rápida-consolidada (símbolo R_c) Con consolidación Sin drenaje

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la presión hidrostática σ_3 , como en la primera etapa de la prueba lenta. Así el esfuerzo σ_3 llega a ser efectivo ($\bar{\sigma}$), actuando sobre la fase sólida del suelo. En segunda, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permite cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional de aplicación de la carga axial durante el periodo de falla. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bujía, una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial, sin embargo, parece no existir duda de que esta velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

En la segunda etapa de una prueba rápida-consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral, ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que la gobiernan. De hecho no hay en principio ninguna razón para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral, si la muestra estuviese inicialmente confinada, como en el caso de una prueba de consolidación, si ocurriera esa distribución simple del esfuerzo desviador, pero en una prueba triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura puede tomar esfuerzos cortantes desde un principio.

Prueba rápida (símbolo R) Sin drenaje



Labrado de una muestra para pruebas

En este tipo de prueba no se permite consolidación de la muestra en ninguna etapa. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bujía permanece siempre cerrada, impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace falla al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución, en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

Prueba de compresión simple (símbolo C_s)

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Al principio de la prueba los esfuerzos exteriores son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debidos a tensiones capilares en el agua intersticial.

Las pruebas triaxiales a que se ha hecho referencia, en las que el esfuerzo desviador se aplica por compresión del vástago, deben verse como las tradicionales históricamente hablando y como las de realización todavía más frecuente, pero en épocas más recientes se han desarrollado otras modalidades de prueba triaxial. En una de ellas, ya bastante usada,



Veleta de laboratorio

el esfuerzo transmitido por el vástago es de tensión, disminuyendo así la presión axial actuante sobre la muestra durante la prueba, en otra, se varía la presión lateral, modificando la presión de cimiento dada con el agua, pero manteniendo la presión axial constante, para lo cual será preciso realizar los ajustes correspondientes en la transmisión producida por el vástago. Finalmente, sobre todo en trabajos de investigación, se están efectuando pruebas en las que se hace variar tanto el esfuerzo axial como el lateral.

Actualmente las pruebas triaxiales se clasifican en dos grandes grupos, de acuerdo con lo anterior de compresión y de extensión. En las primeras, la dimensión axial disminuye y en las segundas, aumenta.

Tanto las pruebas de compresión como de extensión pueden tener diversas modalidades de laboratorio. En efecto, la dimensión axial del espécimen se puede hacer, por ejemplo, disminuir, aumentando el esfuerzo axial, por aumento en la carga transmitida por el vástago o manteniendo constante el esfuerzo axial, pero haciendo disminuir el lateral dado por el agua o, finalmente, aumentando la presión axial y disminuyendo simultáneamente la lateral. La más común de las pruebas de este último tipo es aquella en que cada incremento de presión axial sobre la muestra es el doble del decremento de presión late-

ral, de modo que el promedio aritmético de los esfuerzos principales se mantenga constante.

Análogamente existen las variantes correspondientes para las pruebas de extensión.

En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 , en una prueba de extensión, por el contrario, la presión axial siempre será el esfuerzo principal menor, σ_3 .

Se han desarrollado asimismo equipos triaxiales para aplicación de tres esfuerzos principales diferentes (Ref. 41). Existen además aparatos de deformación plana (Ref. 42 y 43) en los cuales se hacen variar las deformaciones axialmente y en un sentido lateral, permaneciendo fija la dimensión del espécimen en el otro sentido lateral.

Para la medición de las propiedades dinámicas de los suelos se ha desarrollado la prueba triaxial pulsante, en la cual se aplica σ_3 como en la prueba estándar, pero la σ_1 de manera cíclica.

La prueba de corte anular (Ref. 44) se realiza utilizando un aparato prácticamente idéntico al de la prueba directa con la diferencia de que el esfuerzo cortante se produce aplicando una torsión alrededor de un eje vertical y normal a la muestra, al no cambiar el área de la muestra, la prueba es muy apropiada para la determinación de la resistencia residual de los suelos.

En los aparatos de corte simple el espécimen se deforma también de un modo análogo a como se hace en un aparato de corte directo, pero de tal manera que en la deformación todas las secciones horizontales de la muestra permanecen invariantes, existen principalmente dos, que se describen detalladamente en las referencias 45 y 46. Se admite que los aparatos de corte simple son más apropiados que los de corte directo para el estudio de las deformaciones de los suelos, por abarcar la zona deformada prácticamente a todo el espécimen, en lugar de una estrecha franja del mismo, lo que produce incertidumbres en el análisis de las deformaciones (Ref. 47). Los aparatos de corte simple a que se ha hecho referencia, producen estados de deformación plana, condición que se ha querido ver como representativa de la situación prevalente en muchos problemas reales.

La prueba de la veleta es una contribución relativamente moderna al estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. La prueba presenta, en principio, una ventaja considerable. La de realizarse directamente sobre los suelos *in situ*, es decir, no sobre muestras extraídas con mayor o menor grado de alterabilidad, sino sobre los materiales en el lugar en que se depositaron en la naturaleza. Sin embargo, la alteración de los suelos sometidos a la prueba directa es nula, pues la veleta ha de hundirse en el estrato en el cual van a realizarse las determinaciones y esta operación ejerce siempre influencia negativa. La prueba guarda cierta similitud, desde un punto de vista interpretativo de sus resultados, con la prueba directa de resistencia ya mencionada, tanto veces y está afectada por algunas de sus limitaciones.

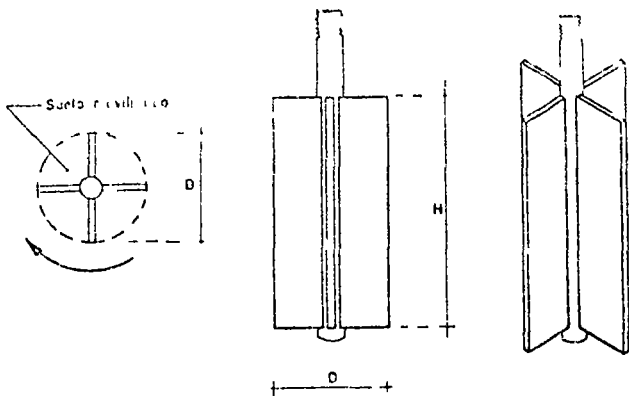


Figura I-18 Aparato de veleta para determinaciones de resistencia al esfuerzo cortante

El aparato consta de un vástago, desmontable en piezas, a cuyo extremo inferior está ligada la veleta propiamente dicha, por lo general de cuatro aspas fijadas a un eje, que es prolongación del vástago (Fig. I-18). Para efectuar la prueba, una vez hundida la veleta a la profundidad deseada, se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior, en donde existe un mecanismo apropiado que permite medirlo. Por lo general la operación de hundido se facilita perforando un pozo hasta una profundidad ligeramente menor al nivel en que la prueba haya de realizarse, la parte superior de la veleta ha de quedar suficientemente abajo del fondo del pozo. Al ir aplicando el momento, la veleta tiende a girar formando de rebufo un cilindro de suelo.

Entiendo s a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el momento máximo soportado por éste será medido por los momentos resistentes generados, tanto en las bases del cilindro, como en su área lateral. El momento resistente que se desarrolla en el área lateral será

$$M_{R_L} = \pi D H s \frac{D}{2} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s$$

y despreciando el efecto del vástago, el momento generado en cada base valdrá

$$M_{R_B} = \frac{\pi D^2}{4} s \frac{2}{3} \frac{D}{2} = \frac{1}{12} \pi D^3 s$$

Nótese que, en la base, se toma el brazo de palanca de la fuerza resistente como $2/3 \cdot D/2$, lo que equivale a considerar elementos resistentes en forma de sector circular.

El momento resistente total, en el instante de falla inminente, será igual al momento aplicado ($M_{\text{máx}}$)

$$M_{\text{máx}} = M_{R_L} + 2M_{R_B} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s + \frac{1}{6} \pi D^3 s$$

y

$$M_{\text{máx}} = \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right) s \quad (1-67)$$

De donde

$$s = \frac{M_{\text{máx}}}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} = \frac{M_{\text{máx}}}{C} \quad (1-68)$$

Obsérvese que el valor de C es una constante del aparato calculable de una vez por todas.

Es frecuente que $H = 2D$, con lo que

$$C = \frac{7}{6} \pi D^3 \quad (1-69)$$

Facilmente se nota que el tipo de falla que produce la veleta es progresiva, con deformaciones máximas en el extremo de las aspas, y mínimas en los planos bisectores de dichas aspas, por lo que puede concluirse que la veleta solo es aplicable a materiales de falla plástica, del tipo de arcillas blandas.

En las arenas, aun en las sueltas, la veleta al ser introducida modifica la compactación de los mantos y, sobre todo, el estado de esfuerzos general de la masa, por todo lo cual los resultados que pudieran obtenerse son de interpretación difícil.

En las arcillas finamente estratificadas, en que capas delgadas de arcilla alternan con otras de arena fina que proporcionan fácil drenaje, los esfuerzos debidos a la rotación inducen consolidación en la arcilla, efecto que se hace notorio durante la prueba por el pequeño espesor de la estratificación, por ello se obtienen resistencias más altas que las reales.

Una veleta apropiada para medir resistencias altas ha sido operada por Musal (Ref. 18). En la misma referencia 18 se mencionan algunos equipos de prueba recientemente en desarrollo y uso para medida de la resistencia de los suelos en el lugar.

III RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS GRANULARES

Segun ya se vio en el párrafo anterior los factores que afectan a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares pueden considerarse dentro de dos clases. La primera agrupa a los que afectan a la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo dado, de los cuales los más importantes son la compactación (a menudo referida a la relación de vacíos inicial o a la compactación relativa inicial) y el esfuerzo de confinamiento (en la naturaleza o en la cámara triaxial), pero entre los que la velocidad de rotación de la carga juega también un papel. La segunda clase de factores agrupa a aquéllos que hacen que la resistencia de un suelo granular sea diferente de la de otro suelo granular que tenga el mismo esfuerzo confinante y la misma compactación.

Entre estos factores destacan el tamaño, la forma, la textura y la distribución granulométrica de las partículas, y su grado de sanidad y dureza, definiendo estas últimas condiciones el fenómeno de ruptura de granos, que afecta la resistencia de manera fundamental.

A continuación se utilizan algunas conclusiones que pueden considerarse de interés y que se desprenden de los resultados de pruebas de laboratorio y experiencias de campo en relación a la resistencia al esfuerzo constante que pueden desarrollar los suelos granulares.

En primer lugar existe considerable acuerdo en que, en lo que a las aplicaciones prácticas se refiere, resulta lícito expresar la resistencia al esfuerzo constante de los suelos granulares por medio de una ecuación análoga a la 1-64, según la cual

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-64)$$

en la que s representa la resistencia del suelo o, lo que es lo mismo, el máximo esfuerzo constante que este soporta sin falla ($\tau_{máx}$).

En la figura 1-19 se muestran las envolventes de falla, obtenidas en pruebas triaxiales convencionales, realizadas a niveles de esfuerzos relativamente bajos por tres arenas, una suelta, otra compacta y una cementada. Se marcan los puntos correspondientes a cada prueba, que indican la combinación particular de esfuerzo normal y esfuerzo constante máximo con que se produjo la falla en el punto. En el caso de la arena suelta, se observa que se define una envolvente de falla que es prácticamente una línea recta que pasa por el origen, lo que es lo mismo, el material satisface una ley del tipo de la ecuación 1-64 y el ángulo de fricción interna de la arena (ϕ) puede obtenerse precisamente del conjunto de pruebas.

En el caso de la arena compacta, los puntos resultantes definen en realidad una línea curva, no muy diferente de una recta que pase por el origen, con el ángulo de inclinación ϕ_c . Para fines prácticos es razonable asimilar la curva a una recta que cumpla con las condiciones de la ley (1-64) y en tal caso podría calcularse de las pruebas el ángulo ϕ_c (estado compacto), necesario para poder aplicar la ecuación (1-64) a los problemas de campo.

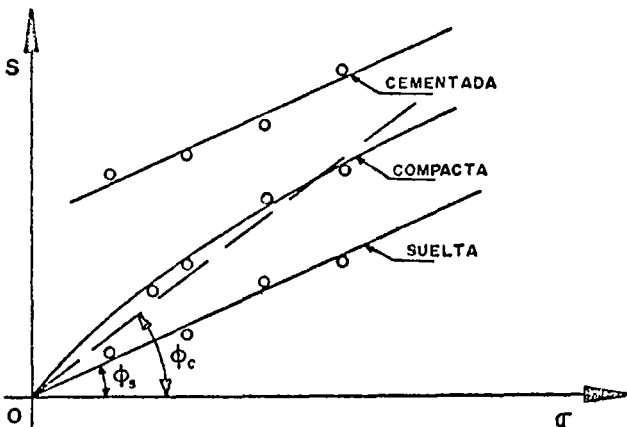


Figura 1-19 Líneas de resistencia para una arena en estado suelto, compacto y cementado

En el caso de las arenas cementadas podría tenerse una ley como las anteriores, según sean sueltas o compactas, la diferencia estaría en la resistencia que exhibiría la arena bajo presión normal exterior nula, por efecto de la cementación (ordenada en el origen), lo que hace que la resistencia en estas pruebas quede mejor expresada por una ley del tipo (1-66), pudiéndose calcular c y ϕ de las pruebas triaxiales efectuadas y teniendo en cuenta que c representa un efecto de cementación antes que cualquier clase de cohesión.

Las ideas anteriores permiten obtener expresiones manejables para la resistencia al esfuerzo constante de las arenas, en forma aproximada y apropiada para niveles de esfuerzos relativamente bajos. Cuando estos aumentan, el anterior panorama simplista se complica, según se discutirá más adelante.

Es evidente que es el efectivo el esfuerzo que debe tomarse en cuenta en la aplicación de las anteriores leyes de resistencia en arenas. Si la arena está saturada, podría aparecer por carga exterior o por flujo presiones en el agua, u . En tal caso, si, como es frecuente en la práctica, la presión normal con que haya de entrase en la fórmula 1-64 se calcula como esfuerzo total, es decir a partir del peso específico del suelo saturado, γ_m , que involucra el peso del suelo y del agua contenida, debería escribirse la ecuación 1-64 en cualquiera de las dos formas

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi = (\sigma - u) \tan \phi \quad (1-70)$$

donde $\bar{\sigma}$ representa el esfuerzo efectivo y σ el total, según se han definido anteriormente. La experiencia de laboratorio ha demostrado que el valor de ϕ cambia relativamente poco entre la arena seca y la arena saturada, el verdadero cambio en la resistencia de la arena está en la aparición de la presión neutral intersticial u , que si es importante puede reducir la resistencia en forma substancial. Si la arena estuviera "seca", a la profundidad z dentro de la masa se tendría, para fines de resistencia, una presión normal

$$\bar{\sigma} = \sigma = \gamma_s z$$

Si el nivel freático sube hasta la superficie de la arena, el valor γ_s aumenta al valor γ_m , que es mayor, pero si se desarrollan en el agua presiones neutrales de valor u , el esfuerzo disponible para la resistencia será

$$\bar{\sigma} = (\sigma - u) = \gamma_m z - u$$

Si u es suficientemente grande la resistencia puede reducirse a un valor despreciable. Puede verse entonces claramente la influencia del agua y de las presiones que pueda desarrollar en los problemas de estabilidad de tierras. Las fluctuaciones en el nivel freático o el flujo de agua a través de los suelos son causas comunes del desarrollo de presión neutral.

Si la presión neutral aumenta lo suficiente, la diferencia $\sigma - u$ puede llegar a ser cero, y la arena ha-

ha perdido toda su resistencia, pasando a comportarse como un fluido pesado. Esta condición está ligada no sólo a la causa que provoque u , como podría ser el flujo de agua, sino a características de la propia arena, en arenas finas y uniformes o en limos sin cohesión, la permeabilidad es relativamente baja y cualquier presión neutral que se desarrolle tendrá dificultades para disiparse, siendo estos suelos los que presentan más riesgo de disminuir o anular su resistencia por este concepto. Las arenas gruesas y las gravas pueden llegar a la condición de resistencia nula sólo si el flujo es suficientemente grande.

Cuando las arenas se deforman bajo esfuerzo constante, su volumen cambia, si la arena está saturada, tal cambio debe ir acompañado de una nueva distribución del agua en los vacíos. Si la permeabilidad del suelo es alta o los cambios anteriores ocurren muy lentamente, sólo aparecerían presiones neutrales muy pequeñas sin mayor influencia en la resistencia, pero si los cambios son muy rápidos o la permeabilidad es relativamente baja se podrá llegar por efecto acumulativo a grandes presiones neutrales, quedando la resistencia muy afectada.

Los suelos compactos se expanden al deformarse, según ya se dijo, lo cual tiende a producir tensiones neutrales, con valor límite igual a la máxima tensión capilar del suelo; este efecto produce un aumento temporal en la resistencia del suelo.

En las arenas sueltas, la deformación bajo esfuerzo constante produce disminución de volumen y el agua genera presión neutral. El valor límite de u es ahora la presión de confinamiento del suelo (σ_3) y el mínimo esfuerzo efectivo $\bar{\sigma}$ que puede llegarse es

$$\bar{\sigma} = \sigma_3 - u$$

Cuando la arena se deforma por esfuerzo constante, las presiones neutrales se desarrollan al principio sólo en la zona de deformación, depende de la permeabilidad y de las condiciones de movimiento interno del agua, el que la presión neutral se mantenga o se propague por la masa de arena. Este debilitamiento del suelo más allá de la zona inicialmente deformada transmite las condiciones de falla y contribuye a generar más presiones neutrales en el agua, de manera que puede tender a producirse un verdadero mecanismo de falla progresiva. A estos fenómenos están ligados muchos deslizamientos de tierra importantes.

Cargas relativamente pequeñas pueden generar condiciones de falla por desarrollo de presión neutral, en condiciones apropiadas, cuando la carga actúa repetidamente en forma más o menos cíclica. Cada aplicación de carga produce un incremento en la presión neutral, si las condiciones de granulometría y permeabilidad no permiten que ésta se disipe antes de la siguiente aplicación, se tendrían las condiciones propias para el desarrollo de una falla. Este es el caso que puede llegar a presentarse bajo una cimentación de una máquina que transmita vibraciones, también es el caso de explosiones y temblores de tierra durante o después de los cuales puede

de presentarse el efecto de resistencia nula con diversas consecuencias (licuación).

La tensión capilar puede introducir diferencias en la resistencia al esfuerzo constante de la arena, respecto al estado seco. En las arenas finas pueden desarrollarse meniscos entre los granos y generarse altos esfuerzos de tensión capilar en el agua, a los que corresponden fuertes compresiones entre los granos, lo que equivale a un aumento de la presión efectiva y, por lo tanto, de la resistencia. Este es el efecto de cohesión aparente debida a la capilaridad, responsable de que muchos tipos de arena parcialmente saturada se mantengan prácticamente con talud vertical. Naturalmente este no es un efecto permanente, y si el ingeniero confía en él, se enfrentará a una falla casi segura cuando la arena pierda el agua por evaporación o cuando se sature por cualquier razón.

Como ya se dijo, la ley de resistencia al esfuerzo constante de los suelos granulares puede aproximarse a una línea recta (ecuación 1-61) de un modo bastante razonable en la práctica, siempre y cuando los esfuerzos normales actuantes en el plano de falla y en el instante de la falla se mantengan a bajo nivel. No hay una frontera específica para definir alto o bajo nivel de esfuerzo, en el Ref. 49 Lamb y Whitman mencionan experimentos, en que ese límite se definió entre valores que quizá pueden situarse entre 5 y 10 kg/cm², dependiendo mucho, como quedó establecido, de la compacidad del suelo granular. Cuando el nivel de esfuerzo normal en la superficie de falla se cambia con la compacidad de manera que se tienen envolventes de resistencia más curvas (a un grado que la aproximación a la recta se haga con una falta de precisión que se considere inaceptable), puede procederse de alguna de las tres maneras siguientes. En primer lugar puede trabajarse con la envolvente curva obtenida en las pruebas, lo que seguramente complica cualquier cálculo que haya de hacerse con base en tal envolvente. En segundo lugar, puede aproximarse a una línea recta solamente la parte de la envolvente curva comprendida entre los valores extremos de la presión normal en el plano de falla que se considere actúan en el problema específico que se está analizando, esto lleva seguramente a la obtención de una ley de resistencia del tipo de la ecuación 1-66 pues la prolongación de la aproximación recta puede cortar al eje τ por arriba del origen, naturalmente que el valor de c así obtenido tiene poco que ver con el concepto de cohesión ya discutido y no debe verse más que como un parámetro de cálculo. En tercer lugar puede trabajarse con la ecuación 1-61, pero considerando en ella a ϕ variable y dependiente de la presión de confinamiento en la falla [$\phi = f(\sigma_3)$], si bien este método se considera poco cómodo para los cálculos prácticos.

Abandonando el examen del panorama general que hasta ahora se ha tratado, se concluye este breve análisis sobre la resistencia al esfuerzo constante de los suelos fraccionados, tal como se considera que puede encontrarse por experimentación de laboratorio.

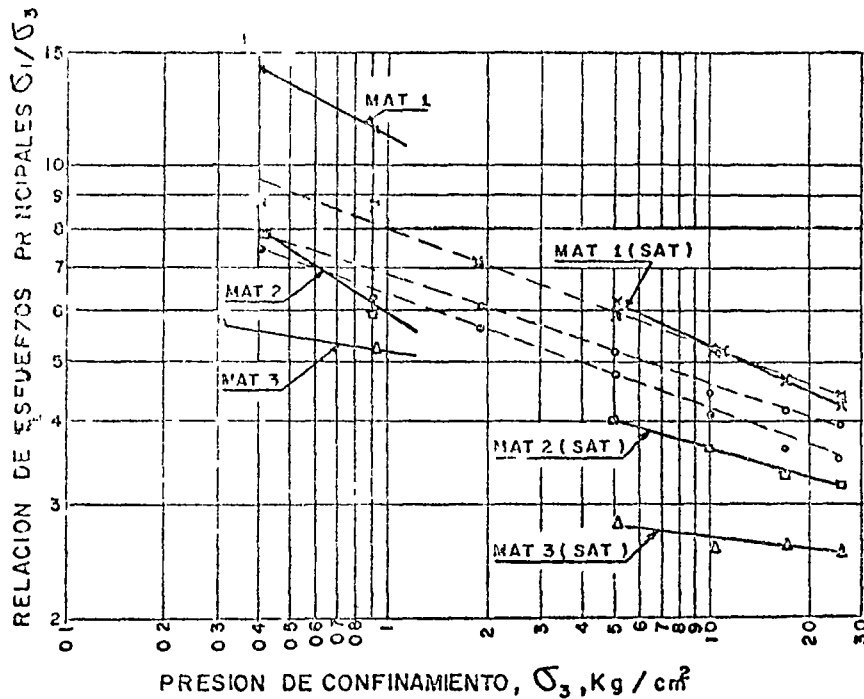


Figura 150 Relación entre el cociente σ_1/σ_3 en la falla y σ_3 para tres materiales granulares (según Ref 21)

no haciendo algunas consideraciones sobre la influencia en los resultados de las pruebas de algunos de los factores que influyen en dicha resistencia, los cuales han sido mencionados al principio de este y en párrafos precedentes.

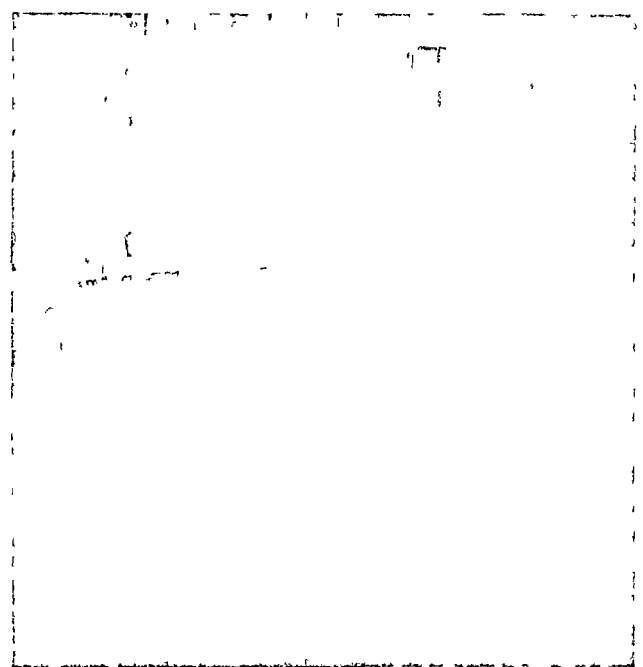
Se considerará en primer lugar el efecto del esfuerzo confinante σ_3 utilizado en la prueba. Ya se ha dicho que dicho esfuerzo es fundamental para definir la resistencia adicional que muestra el suelo granular por efecto de acomodado, cuando el esfuerzo confinante aumenta la componente de resistencia por efecto de acomodado disminuye, a causa de que las partículas se alisan en los puntos de contacto e incluso se rompen. Esta tendencia se muestra claramente en la Fig 150, presentada por Marsal en la Ref 21.

La figura presenta resultados para los tres materiales de empujamiento ya mencionados en el párrafo 111. Aparecen dos series de pruebas, a la izquierda, con presiones de confinamiento relativamente bajas (hasta 1 kg/cm^2), las hechas en el aparato triaxial con muestras de 113 cm de diámetro y 250 cm de altura, y a la derecha, las realizadas en el aparato triaxial gigante, con presiones de confinamiento hasta de 25 kg/cm^2 . En ambos casos es notable la tendencia señalada de disminución del efecto de acomodado con el aumento de σ_3 .

Las pruebas de la izquierda se hicieron sobre especímenes secos, en tanto que las de la derecha sobre especímenes saturados, el cambio de inclinación y tendencia de las líneas obtenidas indica el efecto de la saturación sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares (para ver esto, téngase en cuenta que la escala en que se ha dibujado σ_3 es logarítmica). La relación de vacíos o la compacidad inicial influye decisivamente en la resistencia al esfuerzo cortante, siendo ésta ma-

yor a menor relación de vacíos o mayor compacidad relativa inicial. La Fig 1-51 (Ref 49) ilustra esta tendencia para una arena particular. En la figura se muestra también el valor de ϕ_0 , ángulo de fricción del material partícula-partícula en el sentido mecánico del término, el cual es naturalmente independiente de la compacidad inicial.

La relación de vacíos inicial de un suelo dado parece, en cambio, no tener influencia en el valor



Cámara triaxial empleada para estudiar suelos granulares, gruesos y graves

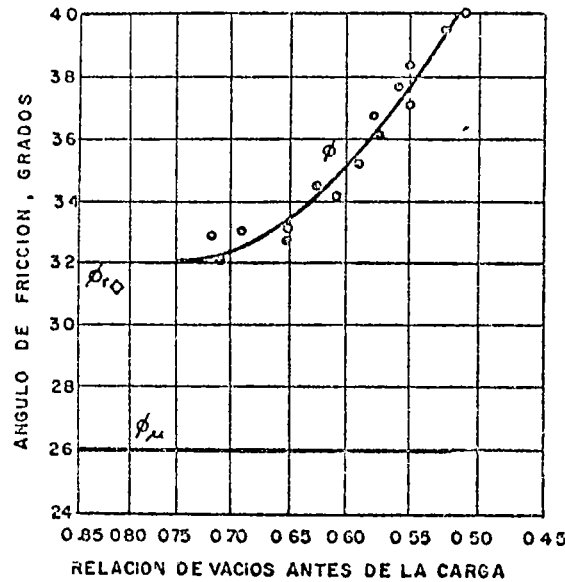


Figura I 51 Ángulo de fricción interna en función de la relación de vacíos inicial de una arena mediana y fina (según Ref. 49)

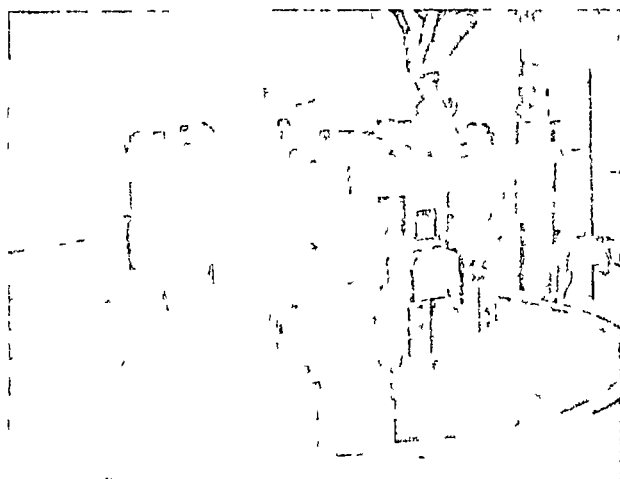
del ángulo de fricción correspondiente a la resistencia residual o última de dicho suelo, así como también en la relación de vacíos con que se llegue a ese estado residual en el cual el suelo se deforma a volumen constante y con esfuerzo desviador también constante. Este ángulo de resistencia residual es mayor que ϕ_n y aparece señalado en la Fig. I-51 para la arena particular que en ella se trata.

En la Fig. I 52 (Ref. 49) se muestra la relación entre el ángulo de fricción interna, ϕ y la relación de vacíos inicial en varios suelos granulares.

Puesto que los valores de ϕ_{ps} que definen el efecto de fricción partícula contra partícula únicamente, varían relativamente poco entre partículas de diferentes tamaños de los distintos minerales que com-

ponen los suelos granulares reales, se sigue que las diferencias grandes que se observan en ϕ para una relación de vacíos inicial dada, han de deberse al efecto de acomodado de los granos.

La composición granulométrica del suelo granular afecta su ángulo de fricción interna de dos maneras. En primer lugar afecta la relación de vacíos que se alcanza con una energía de compactación dada, si se compacta el suelo, como es tan frecuente,



Contenedor empleado para el estudio de gravas y fragmentos de roca (vista interior)

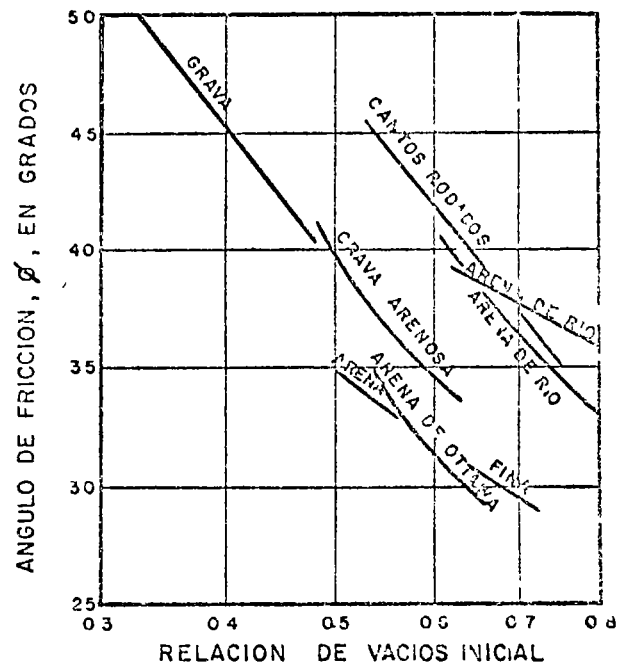


Figura I 52 Valores del ángulo ϕ vs relación de vacíos inicial en varios suelos granulares (según Ref. 49)

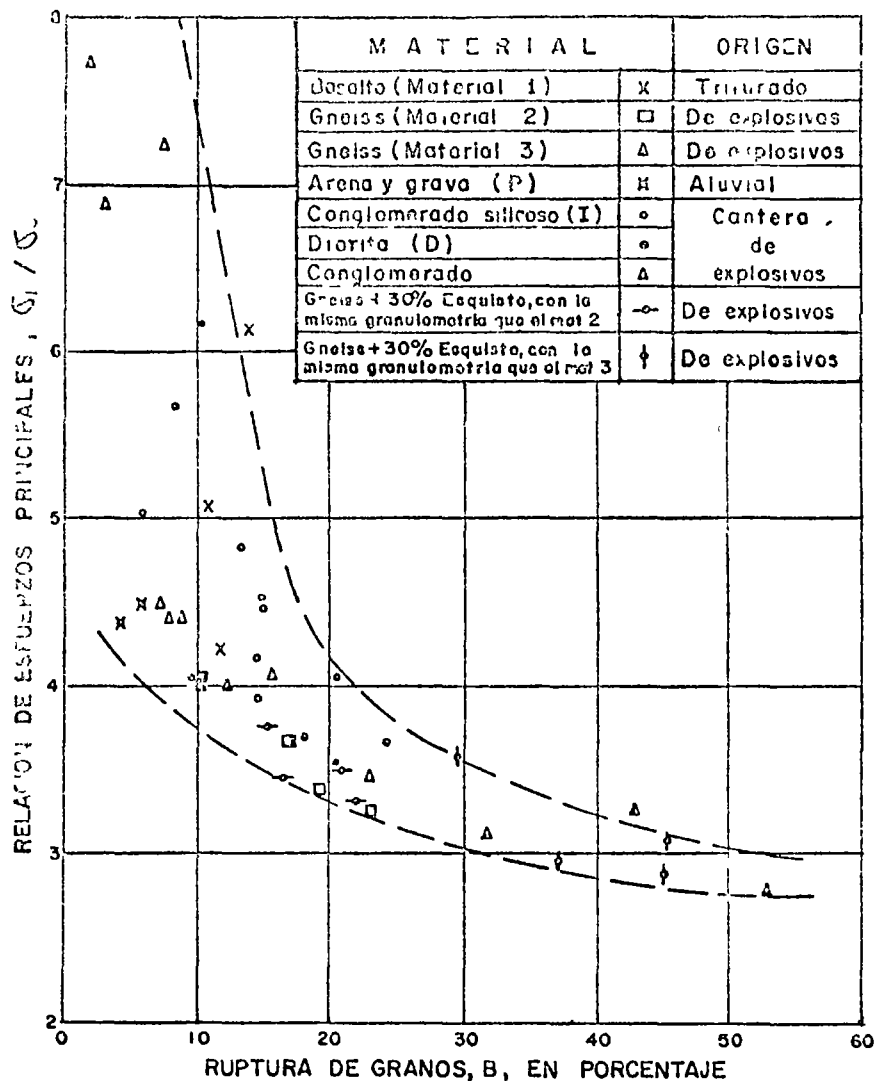


Figura I-53 Correlación de la razón σ_1/σ_3 en la falla y la ruptura de los granos (según Ref 24)

y segundo, afecta, según se ve en la Fig I-52, al valor de ϕ que se alcanza con una relación de vacíos inicial dada. Para un problema práctico específico (por ejemplo, la construcción de un terraplén), el efecto de la composición granulométrica del suelo puede estudiarse haciendo series de pruebas triaxiales y determinando ϕ para varias granulometrías, compactando siempre la arena con la misma energía.

El procedimiento más común para determinar ϕ en el lugar es por medio de correlaciones con resultados de pruebas de penetración, razón por la cual el estudio de tales correlaciones es tan importante. Más adelante se insistirá sobre este importante aspecto.

Finalmente, puede convenientemente puntualizarse algo sobre la influencia ya tratada del fenómeno de la ruptura de granos en la resistencia al esfuerzo constante de los suelos granulares. A medida que el coeficiente B de ruptura aumenta, puede notarse una disminución de la resistencia en todos los materiales investigados por Marsal (Ref 24). Al respecto son de interés los datos contenidos en la Fig I-53. En esa figura puede verse también cómo al aumentar la

presión confinante, σ_3 , aumenta la ruptura de los granos.

Entre los fenómenos que afectan la ruptura, Marsal menciona la presión de confinamiento, la distribución granulométrica, el tamaño medio y la forma de las partículas, la relación de vacíos y, desde luego, la naturaleza y similitud de los granos.

La razón por la que la ruptura ocurre en mayor grado al aumentar el esfuerzo de confinamiento, σ_3 , se cree que radica en las altas fuerzas que actúan en los puntos de contacto entre las partículas, estas aumentan con el tamaño medio y con el coeficiente de uniformidad. Marsal (Ref 50) ha comparado estas fuerzas intergranulares para una arena típica y un empujamiento, ambos bajo una presión de confinamiento de 1 kg/cm², y llegó a la conclusión de que son alrededor de dos millones de veces mayores en el empujamiento que en la arena común, lo cual explica muchas de las diferencias de comportamiento encontradas entre esos materiales en la práctica, este hecho señalado por Marsal no debe ser olvidado por ingenieros que trabajen con empujamientos, sea en lo relativo a resistencia o a compresibilidad.

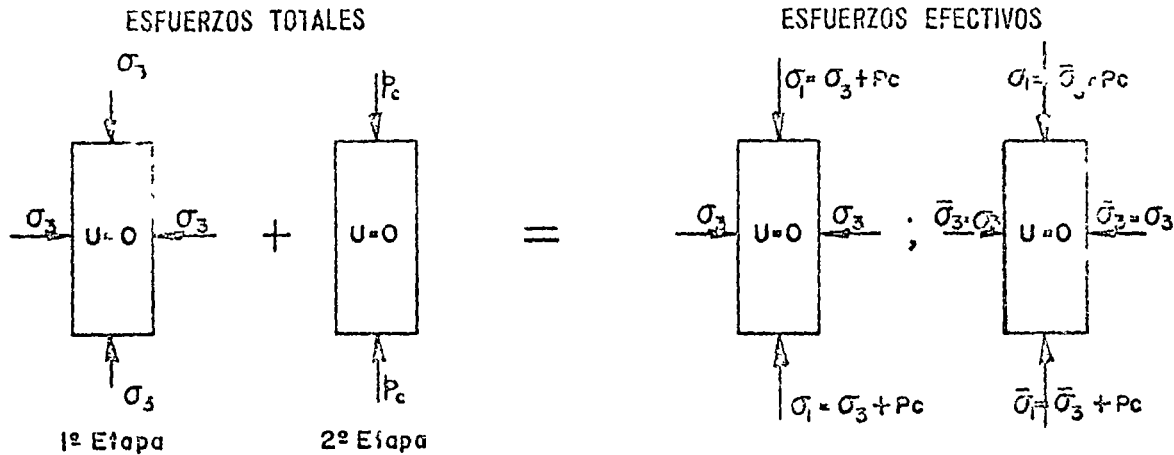


Figura I-54 Distribución de esfuerzos totales y efectivo en prueba de compresión uniaxial lenta

I-15 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS COHESIVOS

A Suelos saturados

Se analizan a continuación las conclusiones básicas que permiten llegar los resultados de las diferentes pruebas triaxiales en suelos saturados. Como ya se ha indicado en el párrafo I-13, cada prueba triaxial representa unas circunstancias específicas de trabajo, en lo referente a condiciones de consolidación y drenaje principalmente, antes que una división caprichosa o basada en la simple metodología de trabajo. A continuación se analizan los resultados de cada una de las pruebas por separado, con referencia al tipo más tradicional de prueba de compresión.

1. Prueba lenta—Condición drenada Como que de dicho, los esfuerzos actuantes sobre el espécimen en esta prueba son efectivos en toda etapa significativa de ella, esto se logra permitiendo el drenaje libre de la muestra y, por lo tanto, la completa consolidación del suelo bajo los distintos estados de esfuerzos a que se le somete. En la primera etapa, el espécimen queda sometido a presión de agua (σ_1) actuante en todas direcciones, y en la segunda etapa se le lleva a la falla con incrementos de carga axial p (esfuerzo desviador). En la figura I-54 (Ref. 47) se muestra esquemáticamente la distribución de esfuerzos totales y efectivos en la prueba.

En esta prueba no hay cambios en los esfuerzos neutrales y cualquier aumento en el esfuerzo total produce el correspondiente aumento en el esfuerzo efectivo. Durante ella el suelo se consolida, disminuyendo su relación de vacíos y su contenido de agua. Aunque el mecanismo de esta consolidación es esencialmente el mismo respecto al tipo de compresibilidad de suelos cohesivos, la curva de compresibilidad es ahora diferente, por ser distinto el campo de esfuerzos actuantes. El efecto del anillo de confinamiento que se tiene en la prueba de consolidación uniaxial impone la condición de que las deformaciones en las dos direcciones horizontales son nu-

las ($\epsilon_2 = \epsilon_1 = 0$) y de que los esfuerzos principales en tales direcciones son iguales entre sí e iguales a una fracción, K , del esfuerzo normal principal vertical, σ_1 ($\sigma_2 = \sigma_3 = K\sigma_1$). Así, si se hicieran sucesivas pruebas de consolidación convencional para cargas verticales crecientes, se obtendrían los círculos de Mohr que se muestran en la figura I-55 (Ref. 51).

Se denomina trayectoria de los esfuerzos actuantes sobre un cierto plano particular al lugar geométrico de un punto de los sucesivos círculos de Mohr, obtenidos al hacer un conjunto de pruebas, que representa a la combinación de esfuerzos normales y cortantes actuantes en cada prueba sobre dicho plano. En la Fig. I-55 se dibujó la trayectoria de esfuerzos para tres pruebas sucesivas de consolidación uniaxial escogiendo como plano de interés aquel en que se presenta el esfuerzo cortante máximo (línea 1-2-3). Puede verse que la trayectoria de esfuerzo es una recta.

En la prueba lenta, las cosas son diferentes a la prueba de consolidación uniaxial convencional, en el sentido siguiente. La consolidación del espécimen durante la primera etapa suele ser isotópica ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Después de la consolidación en la primera etapa, se aumenta el esfuerzo desviador,

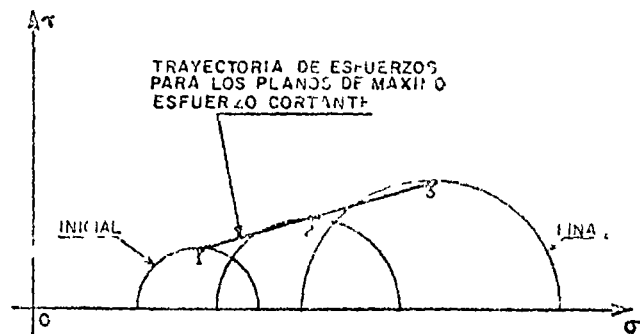


Figura I-55 Círculos de Mohr y trayectoria de esfuerzo, en la prueba de consolidación uniaxial

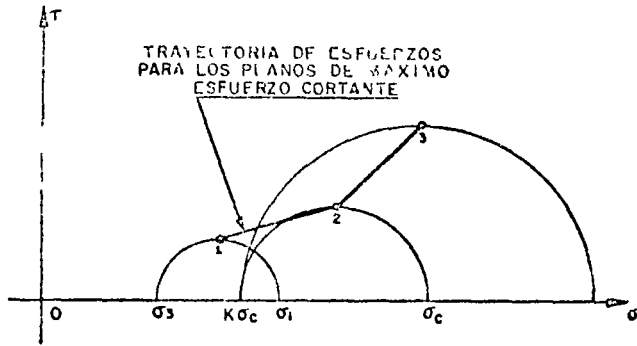


Figura I-56 Trayectoria de esfuerzos en una prueba drenada

manteniendo constante el esfuerzo lateral, σ_3 , dado por el agua. En la Fig. I-56 (Ref. 51) se muestra una trayectoria típica de esfuerzo en el plano de corte máximo (para tener datos comparables a los de la Fig. I-55).

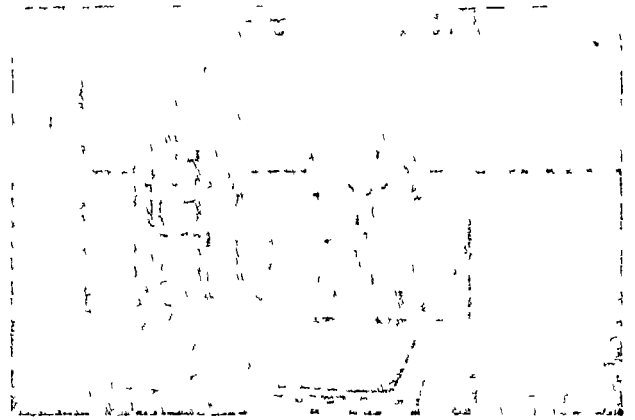
Las pruebas de la Fig. I-56 se hicieron aplicando al espécimen un esfuerzo σ_1 con agua y un esfuerzo normal σ_3 , mayor que σ_1 , lo que equivale a producir en la primera etapa una consolidación anisótropa ($\sigma_1 > \sigma_3 = \sigma_1$) lo cual también es práctica común en los laboratorios. A continuación se aplicó al espécimen un esfuerzo desviador σ_d , igual a la carga de preconsolidación del suelo, variando la presión de la cámara a un valor $\lambda\sigma_c$ y permitiendo la consolidación del espécimen bajo esos esfuerzos, así se obtuvo el estado de esfuerzos efectivos representado por el círculo 2. En seguida y ya sin variar el esfuerzo de cámara $\sigma_3 = K\sigma_c$, se pasó a la segunda etapa de la prueba, aplicando al suelo un esfuerzo vertical, por el vástago, σ , para obtener el círculo 3.

La trayectoria de esfuerzos para el plano de corte máximo es ahora 1-2-3, diferente de la mostrada en la Fig. I-55 para el caso de la prueba de consolidación, lo cual es lógico si se piensa que en aquel caso existe un rígido confinamiento lateral, que no se tiene en el caso de la prueba triaxial.

Cada día se hace un uso más extenso de los resultados de la consolidación triaxial, que suelen expresarse en gráficos esfuerzo vertical-deformación vertical (o asentamiento).

En general, existe la tendencia a pensar que los resultados de la consolidación triaxial pueden ser más apropiados para describir el asentamiento de estratos gruesos de arcillas o limos plásticos, pero todavía está muy extendido el uso de la consolidación convencional para definir la compresibilidad de todo tipo de suelos cohesionados.

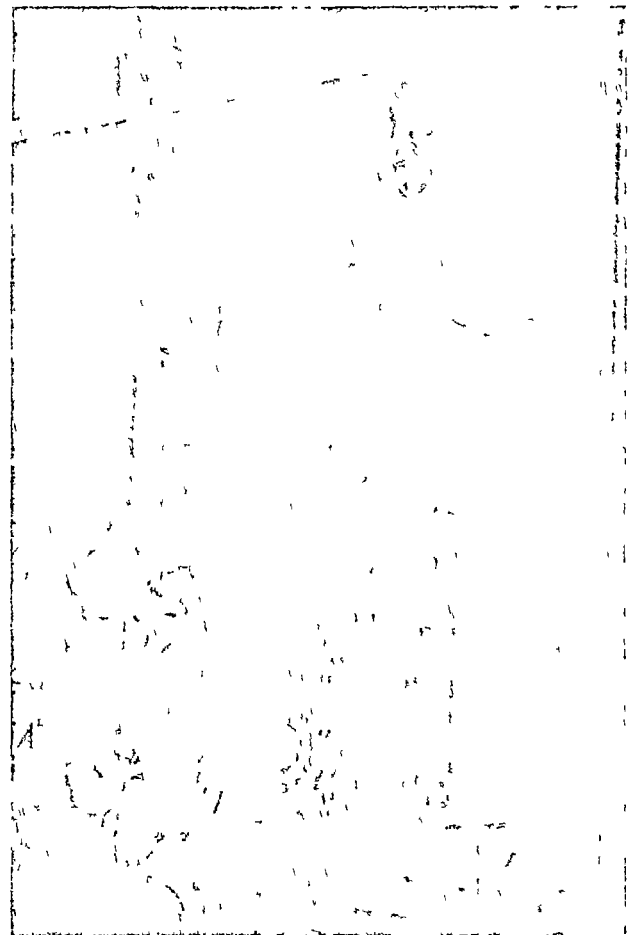
Como un resultado de la consolidación triaxial, durante una prueba lenta (drenada) se reducen en la muestra tanto el espaciamiento entre las partículas, como el contenido de agua, por tal motivo se hacen más fuertes los nexos entre las partículas, en forma proporcional al esfuerzo confinante y, por ello, la resistencia aumenta proporcionalmente al esfuerzo confinante efectivo, a esta situación corresponde una envolvente de resistencia, obtenida en una secuencia de



Cámaras triaxiales

varias pruebas, con esfuerzos crecientes, que sea una línea recta que pase por el origen (Fig. I-57).

El ángulo ϕ se denomina ángulo de resistencia o de fricción interna del suelo cohesionado y suele variar entre 20° y 30° . Los valores más altos suelen estar asociados a arcillas con valores de índice de plasticidad entre 5 y 10 y los más bajos a índices mayores de 50 ó 100, lo que verifica el efecto de la repulsión



Banco con cámara triaxial y aparato medidor de presión de poro

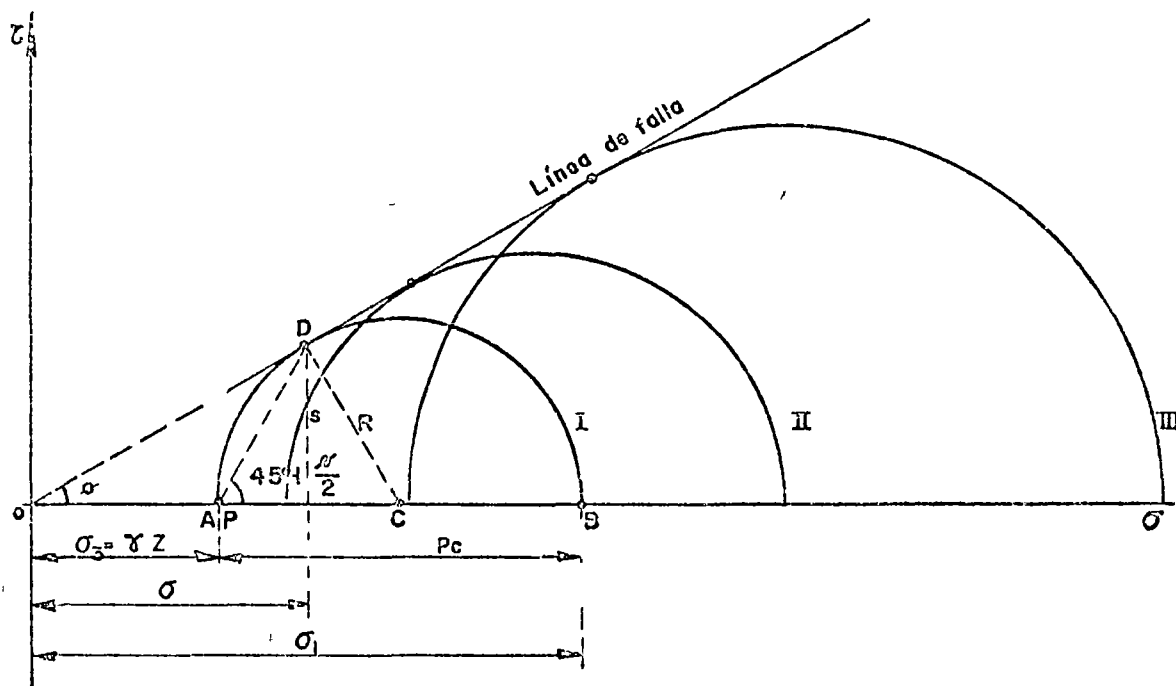


Figura 157 Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba lenta

entre partículas y del agua adsorbida sobre los nexos entre los cristales pues a altos índices de plasticidad se tienen las condiciones más desfavorables en tales conceptos

Cuando una arcilla se carga en la cámara triaxial con esfuerzos menores que su carga de preconsolidación ($\sigma_1 < \sigma_c$), aun cuando pueda haber tendencia a la expansión con absorción de agua, sus partículas no vuelven a su espaciamiento original y la relación de vacíos no alcanza tampoco el valor original, anterior a la consolidación bajo σ_c . Por lo anterior, las fuerzas atractivas entre las partículas no se reducen tanto como podrían hacerlo y, en consecuencia, la resistencia a esfuerzos menores que la carga de preconsolidación ya no es proporcional al esfuerzo efectivo de confinamiento, sino algo mayor, esto hace que la envolvente de resistencia (Fig 157) se aparte de la recta y se desarrolle sobre ella para valores del esfuerzo aplicado menores que σ_c . Naturalmente que ese tramo no recto de la envolvente representa el comportamiento en cuanto a resistencia en prueba drenada. De esta manera, la resistencia de una arcilla en prueba drenada puede representarse por la expresión

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (1-64)$$

para valores de la carga arriba de la carga de preconsolidación (condición de suelo normalmente consolidado), y por la expresión

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi_A \quad (1-66)$$

para valores de la carga menores que la carga de preconsolidación (condición de suelo preconsolidado)

do) Naturalmente que en este último caso c y ϕ_A habrán de obtenerse iniciando una aproximación a una línea recta en la envolvente curva, por lo que no puede considerarse que signifiquen más que parámetros de cálculo sin un significado teórico preciso.

La resistencia drenada de un suelo cohesivo tal como se obtiene en una prueba lenta representa la resistencia que el suelo desarrolla cuando queda sometido a cambios de esfuerzos de manera que el suelo llegue a consolidarse por completo bajo los nuevos, esto implica las condiciones de drenaje apropiadas y el transcurso del tiempo suficiente. Representa la resistencia que se alcanzaría en un caso real a largo plazo en condiciones ordinarias en que no existe un impedimento especial a la consolidación del suelo bajo los esfuerzos que se le apliquen. La resistencia drenada también debe usarse en la resolución de los problemas prácticos que se hacen con el método de los esfuerzos efectivos, el cual se describe con detalle más adelante y en el que se determinan las condiciones de falla a partir de los esfuerzos totales y de la presión neutral, es particularmente útil en los problemas en que ocurren cambios complicados en las condiciones de carga y en los movimientos del agua en el subsuelo.

2. Prueba rápida consolidada. Condición con consolidación y sin drenaje

En esta prueba se establece más rápidamente que en la lenta la distinción entre la primera etapa, con consolidación bajo los esfuerzos aplicados usualmente en condición hidrostática ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma$), pero a veces en alguna condición anisotrópica, y la segunda etapa, de falla, en la que se carga al espécimen con un esfuerzo desviado aplicado sin permitir

tear y por lo tanto, con consolidación adicional. A medida que se aplica el esfuerzo desviador se va desahogando más y más el agua en el agua intersticial, por lo que durante toda la segunda etapa de la prueba los esfuerzos efectivos ya no serán iguales a los totales sino que se van disminuyendo vertical y lateralmente por el valor de dicha presión neutral.

En la figura 158 se muestra la distribución de los esfuerzos totales y efectivos en esta prueba.

El esfuerzo principal total σ_1 por en la falla es $\sigma_1 = \sigma_3 + p'_c$ y el total menor es σ_3 . Es fundamental para la comprensión de la prueba, el valor que denomina presión neutral, u que se desarrolla en la etapa de carga axial. En arcillas normalmente consolidadas el valor de u depende sobre todo de la sensibilidad de la estructura es decir de la facilidad con que ésta se degrada con la deformación bajo corte. Si el suelo se comporta de un modo perfectamente elástico se tendría

$$u = \frac{p'_c}{3}$$

según se hace ver en la Ref. 47. En realidad existen en el suelo efectos plásticos que a partir su comportamiento de manera elástica, las pérdidas de estructura hacen que dicha estructura transmita al agua lo que ella dejó de tomar como presión efectiva. En suelos de sensibilidad baja y media se han medido en la falla presiones neutrales comprendidas

entre $\frac{p'_c}{2}$ y p'_c al finalizar la etapa de carga de una prueba rápida consolidada, en tanto que en suelos altamente sensibles se puede llegar a $1.5 p'_c$. A primera vista pudiera parecer paradójico obtener $u > p'_c$, es decir, que en la segunda etapa de la prueba el agua desarrolle en la falla presiones mayores que el esfuerzo vertical total aplicado, pero la paradoja se desvanece al tomar en cuenta la desintegración parcial de la estructura sólida por la deformación que

tiene lugar en arcillas muy sensibles y que afecta incluso su capacidad de resistir las presiones hidraúlicas en la cámara, correspondientes a la primera etapa de la prueba (que son efectivas en la segunda), así, el agua no sólo ha de tomar todo el esfuerzo desviador, sino que se ve obligada a cooperar para resistir la presión hidrostática.

Una ecuación general para representar la presión neutral es:

$$\Delta u = A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (1-71)$$

En esta relación A es un coeficiente de presión de poro que describe el efecto del cambio de la diferencia entre los esfuerzos principales (Refs. 47, 52 y 53). Para muchas arcillas situadas no consolidadas A vale aproximadamente 1. Para arcillas fuertemente sobreconsolidadas o mezclas compactas de arena y arcilla, el aumento de esfuerzo cortante descrito por la diferencia $\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$, produce un aumento de volumen similar al que ocurre en las arenas compactas cuando se deforman en corte. Para tales suelos $A < 0$. En las arcillas ligeramente sobreconsolidadas A varía de 0.25 a 0.75. En las arcillas sensibles, como se vio, A podría tener valores mayores que 1. En cada caso, el valor correcto de A habrá de ser determinado en pruebas en que se mida la presión neutral en el instante de la falla incipiente.

Si se hacen varias pruebas rápidas consolidadas con esfuerzos crecientes a varios especímenes de un mismo suelo, será posible dibujar círculos de Mohr en un diagrama $\tau - \sigma$ y obtener la envolvente de resistencia del suelo. Esto puede hacerse ahora de dos maneras una inmediata, a partir de los esfuerzos totales, que el operador conoce en todo momento de la prueba y en la falla en particular, y otra a partir de los esfuerzos efectivos, para tazar la cual será preciso conocer la presión neutral, cuando menos en el instante de la falla incipiente. Esto puede hacerse hoy con bastante facilidad, pues u se puede estimar por métodos técnicos (Ref. 47), o en pruebas en que

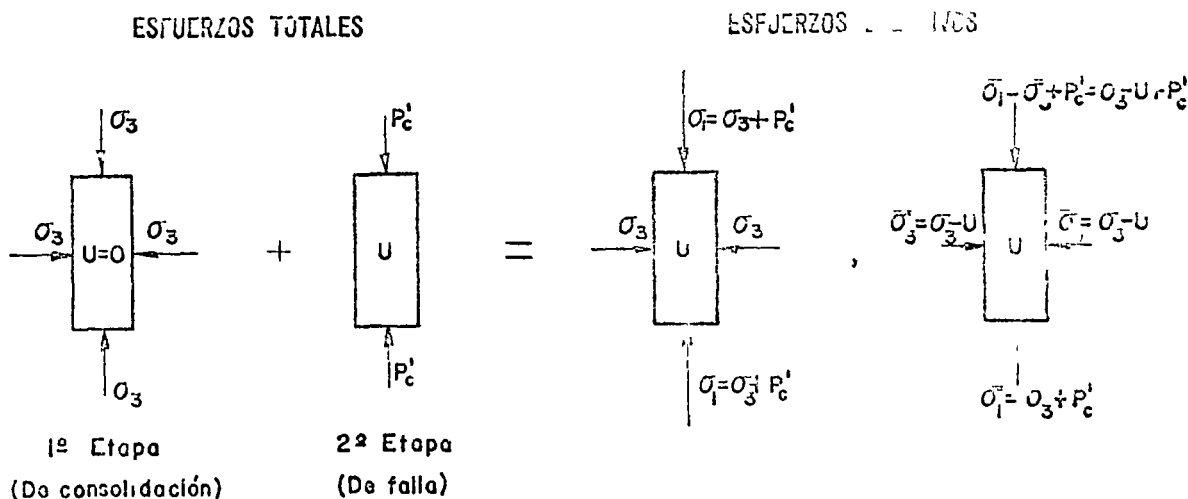


Figura 158 Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida consolidada

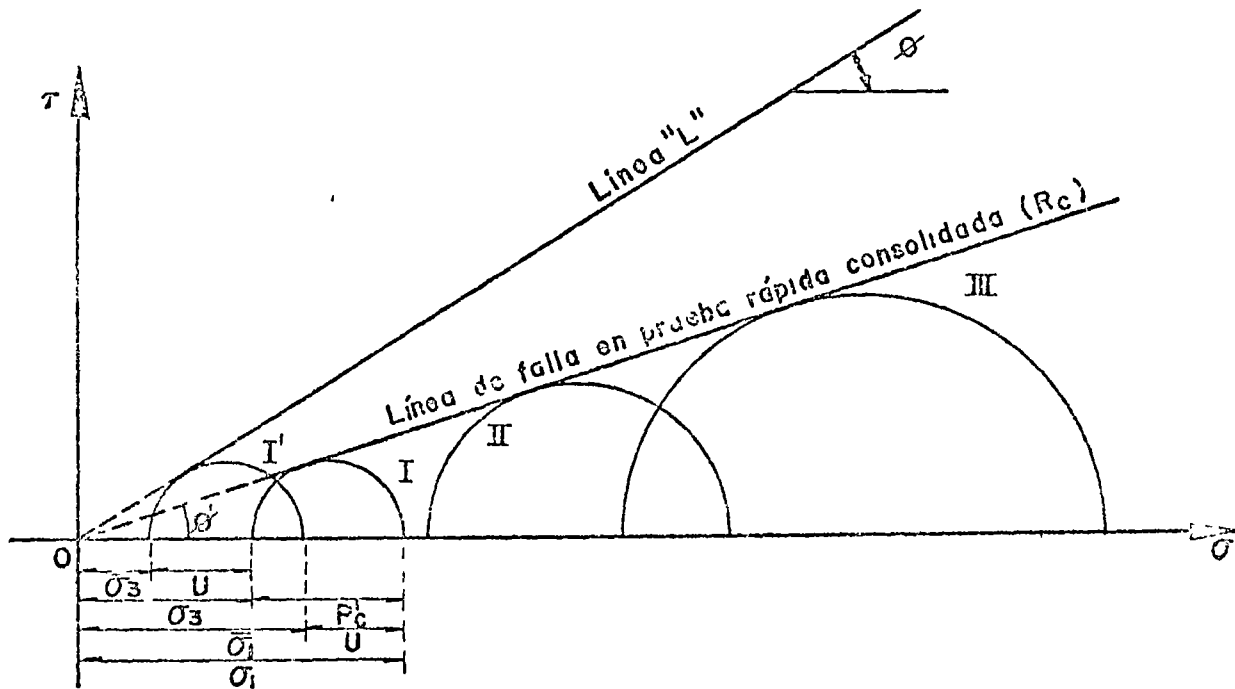


Figura I-59 Línea de falla en prueba rápida consolidada, en suelos saturados y normalmente consolidados

se mide la presión neutra directamente en la cámara triaxial (Ref 52). La Fig I-59 muestra las envolventes obtenidas en ambos casos. Razonando igual que en el caso de la prueba drenada, puede comprenderse la razón por la que las envolventes son rectas por arriba de la carga de preconsolidación, σ_c , abajo de la cual, el suelo exhibe una resistencia algo mayor que la correspondiente a la envolvente recta.

Al efectuar pruebas con medición de presión neutra, puede concluirse que es bastante correcto suponer que los círculos de esfuerzos efectivos son tangentes a la línea de falla obtenida en pruebas drenadas.

Si para el trabajo se adopta el criterio de los esfuerzos totales, la ley de resistencia del suelo arriba de la carga de preconsolidación puede ponerse como

$$s = \sigma \tan \phi_u \quad (I-63)$$

y ϕ_u recibe el nombre de ángulo aparente o de resistencia no drenada del suelo, es en rigor sólo un parámetro de cálculo, cuyo verdadero significado técnico es, por lo menos, muy difícil de establecer.

En términos de esfuerzos efectivos, la resistencia para el intervalo normalmente consolidado puede establecerse en la prueba rápida consolidada por la expresión

$$s = (\sigma - u) \tan \phi = \bar{\sigma} \tan \phi \quad (I-64)$$

también del tipo de la ecuación (I-64), usando el ángulo de resistencia, ϕ , obtenido de la envolvente de esfuerzos efectivos, tal como se obtendría con pruebas lentas.

El ángulo ϕ_u suele ser del orden de $\phi/2$. La prueba rápida consolidada representa las condiciones de un suelo que primeramente se consolida

bajo el peso de una estructura y que después queda sometido a un rápido incremento de esfuerzos por la construcción de una estructura que pueda añadirse o por la acción de una carga viva accidental. Suele emplearse para representar las condiciones de cimentaciones de terraplenes en que la construcción dura más que el tiempo requerido por el suelo para alcanzar una consolidación significativa.

3 Prueba rápida—Condición no drenada

En esta prueba tanto el esfuerzo de confinamiento, dado con la presión del agua en la cámara, como el esfuerzo desviador, se aplican de manera que no se permite ninguna consolidación del espécimen, esto se logra cerrando la válvula de salida de la cámara hacia la bujeta y/o aplicando los esfuerzos con rapidez suficiente. La relación de vacíos de la muestra y su contenido de agua permanecen en principio invariables y se desarrollan presiones neutrales en el interior del espécimen.

Si la muestra proviene de la profundidad z y γ es su peso específico, representa un suelo que estaba consolidado a la presión γz . Si se somete la muestra a esta presión dentro de la cámara en la primera etapa de la prueba, teóricamente la estructura sólida del suelo toma toda la carga y el agua de la muestra pasa a un estado de presión nula a pesar de la tensión que hubiera desarrollado al ser extraído el espécimen de su lugar natural. Por otra parte si la presión que se ejerce con el agua es más grande que la que el suelo tenía en la naturaleza, todo el exceso lo tomará en teoría el agua contenida en la muestra, sin que se modifique el grado de consolidación del espécimen ni la magnitud de los esfuerzos efectivos, y ello sin que cambie la relación de vacíos,

ESFUERZOS TOTALES

ESFUERZOS EFECTIVOS

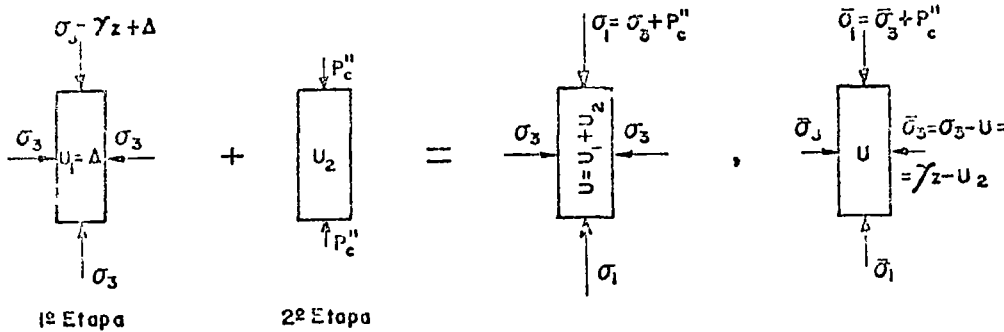


Figura 160 Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida

el experimento entre las partículas o la resistencia del suelo, sea cual sea el valor de la presión aplicada en la cénima. Consecuentemente, al no variar los esfuerzos efectivos la resistencia mostrada por el suelo (p_c'') es constante, cualquiera que sea la presión del agua en la etapa inicial, esto se traduce en el hecho de que todos los círculos de Mohr correspondientes a esfuerzos totales sean iguales, siendo una línea horizontal la envolvente de resistencia correspondiente a dichos esfuerzos totales. En la Fig. 160 se muestra la distribución de esfuerzos en el interior del espécimen durante la prueba rápida.

En la primera etapa se supone que la presión hidrostática en la cámara es la γz que el suelo tenía en la naturaleza más un cierto valor arbitrario, Δ . Consecuentemente, se desarrollará en el agua de la muestra una presión neutral $u_1 = \Delta$. En la segunda etapa se aplica el esfuerzo desviador, p_c'' , con el varillaje de la cámara, y al final de ella se habrá desarrollado en el agua una presión neutral adicional, u_2 .

Al sumar las dos etapas se tiene una presión neutral total $u = u_1 + u_2$. Los esfuerzos efectivos serán los totales menos dicho valor de u .

$$\bar{\sigma}_1 = \sigma_1 - u = \sigma_1 - (u_1 + u_2) = (\gamma z + \Delta) - (\Delta + u_2) = \gamma z - u$$

$$\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - u = \gamma z - u_2 + p_c''$$

Es de importancia hacer notar que, como se dijo, el valor de los esfuerzos efectivos resulta ser independiente de Δ , de manera que todos los círculos de esfuerzos totales, obtenidos mediante una serie de pruebas con esfuerzos totales crecientes, tienen un solo y mismo círculo de esfuerzos efectivos correspondientes, por lo que todos los círculos de esfuerzos totales deben ser iguales entre sí y la envolvente de resistencia de esfuerzos totales debe ser una línea horizontal, tal como ya se había establecido. En la Fig. 161 se muestra tal envolvente de resistencia, relacionándola con las correspondientes a prueba lenta y rápida consolidada.

Puede verse que la ordenada al origen de la línea de falla se asemeja mucho a la resistencia del esfuerzo cortante del suelo en su condición original, consolidado bajo la carga de suelo suprayacente. Esta ordenada en el origen se denomina la cohesión del

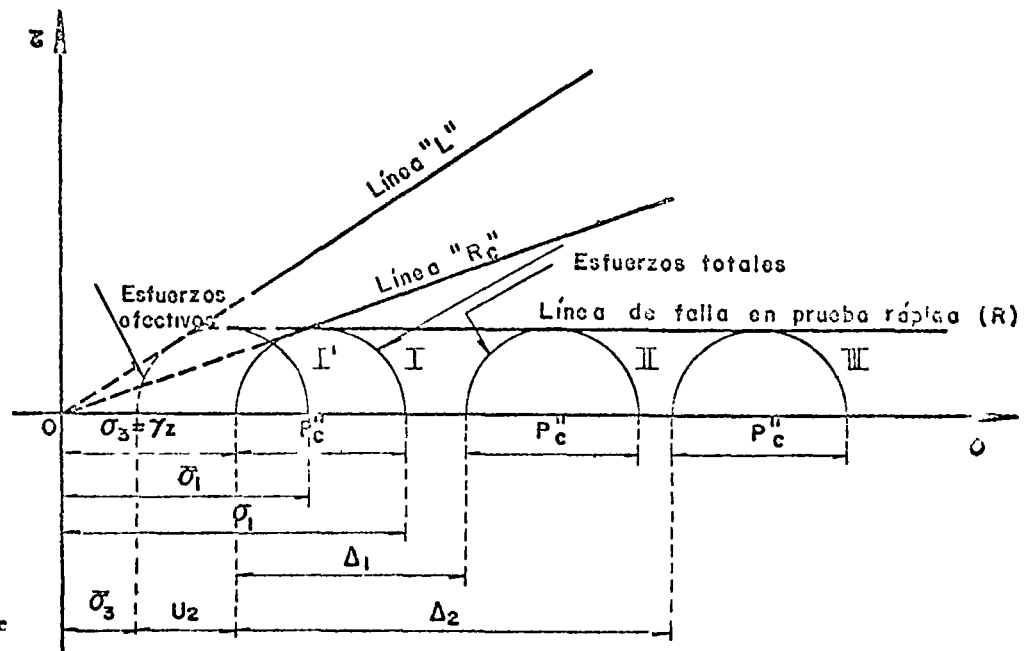


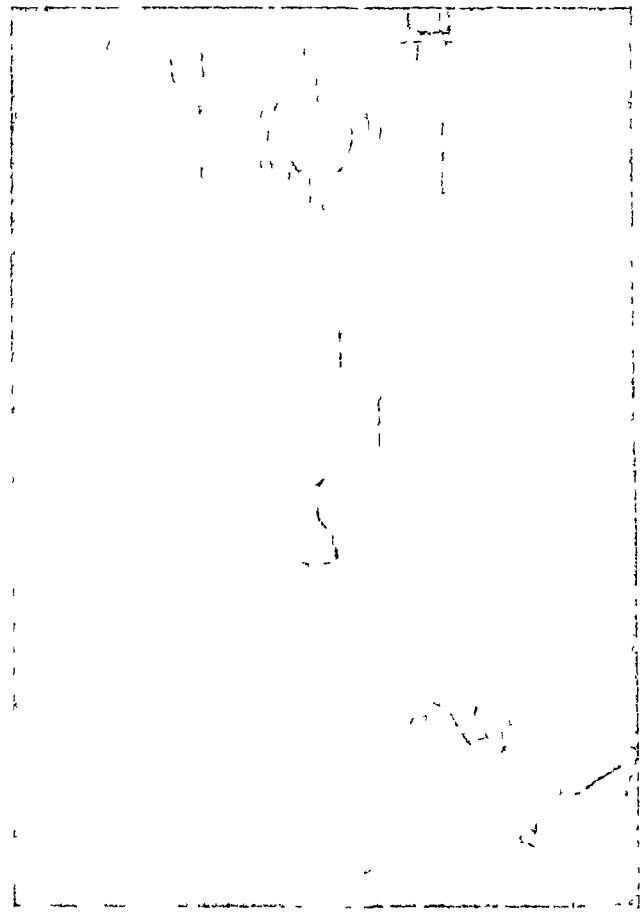
Figura 161 Línea de falla en prueba triaxial rápida

suelo, llamándose suelo puramente cohesivo al que en un problema dado le sea aplicable un envolvente de resistencia horizontal. Cuando le sean aplicables las condiciones de la prueba rápida (sin drenaje y sin consolidación) la resistencia de dicho suelo será simplemente

$$s = c \tag{165}$$

y el ángulo de fricción aparente resultará ser cero en este caso. Este ángulo tampoco es más que un parámetro de cálculo, que se usa cuando se trabaja con el método de los esfuerzos totales en un problema práctico en que las condiciones de la prueba rápida sean representativas de aquella a que realmente es sometido el suelo. Sin embargo, en la prueba real el ángulo de falla de la muestra no es de 15°, como lo sería si el ángulo de fricción aparente fuese el realmente representativo de la resistencia friccional de la muestra (éste es naturalmente ϕ , ligado a los esfuerzos efectivos actuantes, que puede medirse en una prueba lenta o en una rápida consolidada con determinación de la presión neutral)

La resistencia no drenada representará la resistencia que tiene un suelo natural. Puesto que la mayoría de las construcciones se llevan a efecto con mucha rapidez en comparación a los tiempos que necesita la muestra para consolidarse, la resistencia sin drenaje debe usarse en la mayoría de los problemas de diseño. Aun en aquellos casos en que la construcción es tan lenta que durante ella ocurren aumentos significativos de la resistencia por consolidación, se usará la resistencia no drenada para obtener datos de proyecto, por representar un valor mínimo y, por ende, conservador. Cuando se piense en la utilización de la resistencia no drenada para obtención de valores de proyecto, han de vigilarse aquellos casos en los que los esfuerzos finales aplicados al suelo puedan ser menores que la carga inicial que este soportaba, tal es frecuentemente la situación en excavaciones y en problemas de estabilidad de taludes. En dichos casos, para condiciones de proyecto a corto plazo, cuando el suelo no tiene tiempo suficiente para expandirse, pueden ser aplicables las condicio-

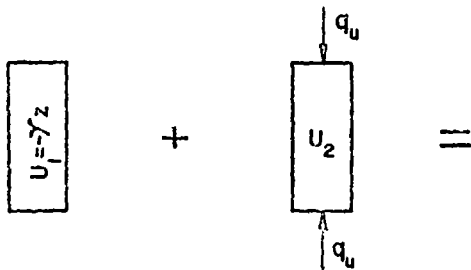


Prueba de compresión simple

nes de resistencia sin drenaje, pero a largo plazo el suelo se debilita y el uso de la prueba rápida puede quedar fuera de la seguridad.

La resistencia no drenada depende del esfuerzo inicial a que estaba sometido el suelo en su lugar natural de su carga de preconsolidación y de la envolvente de falla de Mohr correspondiente a condiciones con drenaje. En suelos compresibles, la presión que soportaba el suelo en su lugar natural se

ESFUERZOS TOTALES



1ª Etapa

2ª Etapa

ESFUERZOS EFECTIVOS

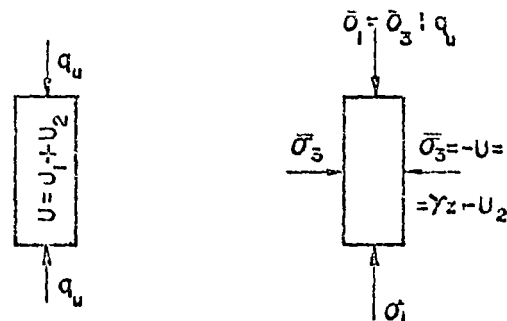


Figura 162 Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple

relaciona con la relación de vacíos por la curva de compresibilidad. Como resultado de lo anterior, la resistencia no drenada de una muestra saturada aumenta cuando disminuyen la relación de vacíos y/o el contenido de agua. En suelos normalmente consolidados, una gráfica de relación de vacíos o el contenido de agua contra la resistencia no drenada es aproximadamente una línea recta.

1. Prueba de compresión simple

Según ya se dijo, esta prueba se realiza aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática. Prácticamente sólo existe la etapa de carga que conduce el suelo a la falla, sin embargo en vista de simplificación, podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra sin esfuerzos exteriores. En esta primera etapa (Fig. I-62) los esfuerzos totales son nulos y el agua alcanza la tensión de preconsolidación (γz) que el suelo tuviera en la naturaleza; esta tensión del agua equilibra a la estructura sólida los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa es llevada a la falla con la aplicación del esfuerzo axial (q_u), que mide su resistencia en este tipo de prueba, originando a la vez una presión neutral adicional u_2 . Los esfuerzos efectivos que aparecen al final de la prueba, en el instante de la falla, se muestran en la misma Fig. I-62 y valen:

$$\bar{\sigma}_3 = 0 - u = -(u_1 + u_2) = -(-\gamma z + u_2) = \gamma z - u_2$$

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 + q_u = \gamma z - u_2 + q_u$$

Notese que el esfuerzo principal menor efectivo es técnicamente el mismo que se tuvo en la prueba triaxial rápida.

Por ello, lógicamente debe esperarse que el esfuerzo desviador máximo necesario para hacer fallar

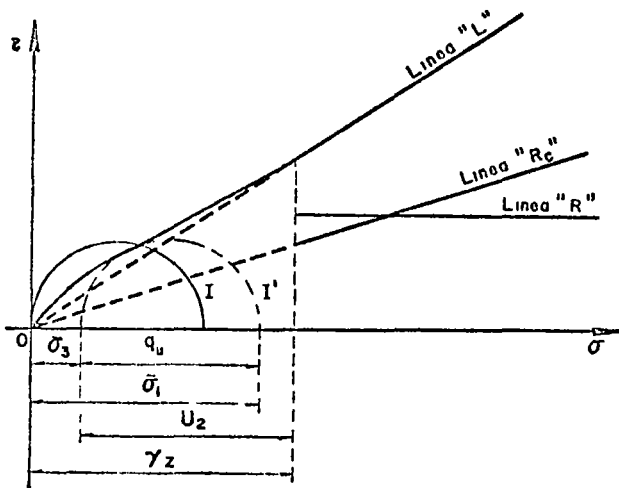


Figura I-63 Cálculos de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple

la muestra en la prueba aquí tratada (q_u), denotando resistencia del suelo a la compresión simple, sea el mismo p_c'' de prueba rápida. Sin embargo, la prueba de compresión simple no es una triaxial rápida; el método de prueba es fundamentalmente distinto y en ningún caso es lícito usar los datos de esta prueba para completar envolventes obtenidas con pruebas rápidas. Es muy normal que q_u resulte un poco menor que p_c'' pero en aplicaciones prácticas sencillas puede considerarse como igual.

En la Fig. I-63 aparecen los círculos de esfuerzos totales (I) y efectivos (I') correspondientes al instante de falla inminente en este tipo de prueba y su posición relativa a la línea de resistencia en pruebas triaxiales. Debe notarse que la figura se dibuja con la suposición de que la carga de preconsolidación del suelo es γz .

La resistencia del suelo a la compresión simple se ha usado como medida de la sensibilidad de la estructura de un suelo a la deformación comparando en un mismo suelo el valor de q_u en los estados inalterado y remoldado. La pérdida de resistencia entre ambos estados se toma como la medida indicada. Se define así la sensibilidad de un suelo como:

$$s_s = \frac{q_u \text{ (inalterado)}}{q_u \text{ (remoldado)}} \quad (1-72)$$

B. Suelos no saturados

Básicamente, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no saturados envuelve los mismos conceptos que la de los suelos saturados pero existen entre ambos casos algunas diferencias muy significativas. En los suelos no saturados los poros contienen agua sólo parcialmente y en ellos existe aire en una proporción acorde con el grado de saturación; la gran diferencia de comportamiento mecánico entre ambos fluidos impone características de comportamiento muy complejas al conjunto. Desde luego dentro de la actual manera de concebir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos sigue siendo cierto que es el esfuerzo efectivo el que controla la componente friccional de dicha resistencia. Los esfuerzos cortantes son tomados sólo por las partículas sólidas del suelo no saturado (esqueleto), excepto a niveles de deformación muy altos, en cambio el esfuerzo normal total en cualquier plano se descompone en general en dos partes, una correspondiente al esfuerzo efectivo transmitido en el esqueleto mineral y otra neutralizada por la presión del fluido en los poros del suelo. Pero ahora la presión neutral es una combinación muy complicada de presión y tensión capilar en el agua y de presión en el aire, que depende del grado de saturación y del tamaño de los poros del suelo.

Si hay un solo fluido en los poros, sea aire o agua, el esfuerzo normal efectivo medido por la ecuación ya establecida es:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

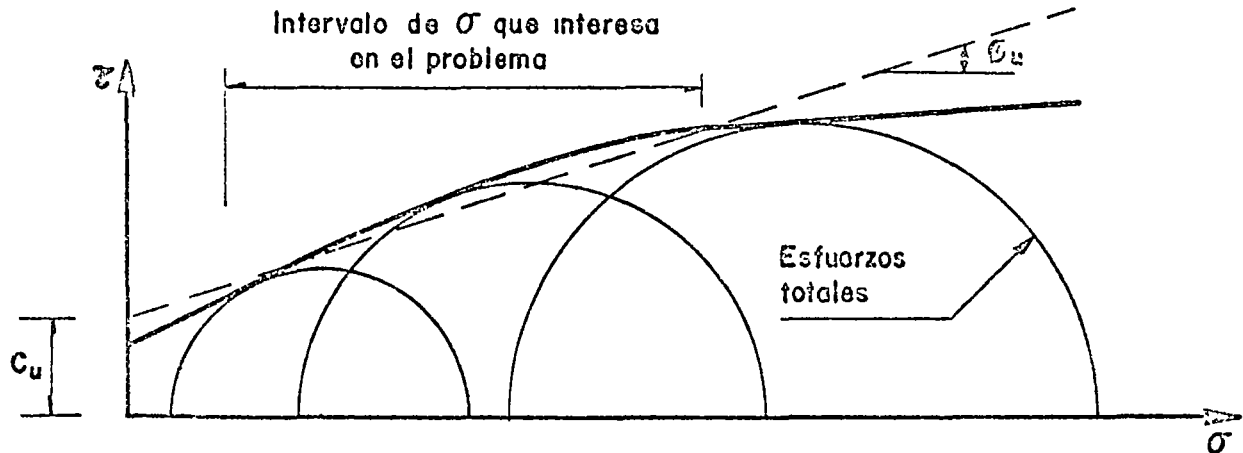


Figura 164 Prueba triaxial sin drenaje en un suelo parcialmente saturado

donde $\bar{\sigma}$ es el esfuerzo efectivo, σ el total y u la presión neutral. En los suelos parcialmente saturados suele haber dos fluidos en los poros, los cuales pueden estar en equilibrio a presiones que difieren considerablemente en uno y otro a causa de la tensión superficial. Bishop (Ref. 54) ha propuesto para representar al esfuerzo efectivo en este caso una expresión del tipo

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_a + X(u_a - u_w) \quad (1-73)$$

donde u_a representa la presión en la fase gaseosa (gas o vapor) y u_w la presión en la fase líquida. El parámetro X vale uno para suelos saturados y cero para suelos secos, sus valores intermedios dependen sobre todo del grado de saturación, pero están influidos también por otros factores tales como la estructura del suelo, los ciclos de humedecimiento y secado a que éste esté expuesto y los cambios de esfuerzos que se tengan para un valor particular del grado de saturación. En la mencionada referencia 54 se muestran determinaciones de X para algunos suelos particulares, desde luego X crece al crecer el grado de saturación.

Los valores de u_a y u_w que se tienen cuando se somete al suelo a un cambio de esfuerzo $\Delta\sigma$ han sido estudiados por Bishop y Liden (Ref. 55) y por Skempton (Ref. 56). Según estos autores, al aplicar a un suelo parcialmente saturado un incremento hidrostático de esfuerzo, $\Delta\sigma_3$, se produce un aumento tanto en la presión del agua, como en la del aire, de acuerdo con las relaciones

$$\begin{aligned} \Delta u_a &= B_a \Delta\sigma_3 \\ \Delta u_w &= B_w \Delta\sigma_3 \end{aligned} \quad (1-74)$$

Las expresiones anteriores sirven para definir los coeficientes de presión neutral B_a y B_w . En la Ref. 56 se dan valores típicos de B_w para suelos parcialmente saturados, con variaciones de 0.10 a 0.89, indicando en cada caso qué parte del esfuerzo aplicado es tomado por el agua.

Cabe un enfoque similar para expresar el aumento de la presión en el agua y en el aire al aplicar un incremento al esfuerzo desviador que se ejerce sobre una muestra de suelo, ahora

$$\begin{aligned} \Delta u_a &= A_a (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \\ \Delta u_w &= A_w (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \end{aligned} \quad (1-75)$$

Valores típicos de A_w en la literatura han sido reportados por Bishop y Henkel (Ref. 57) quedando comprendidos entre -0.28 y +0.27 para muestras de suelos compactados parcialmente saturados.

En pruebas triaxiales sin drenaje en suelos parcialmente saturados, la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con la presión normal exterior, pues la compresión del aire permite el desarrollo de esfuerzo efectivo, sin embargo, el aumento de resistencia se hace cada vez menor, por el efecto de disolución del aire en el agua de los poros, que se hace más fácil según aumenta la presión en el propio aire. Cuando los niveles de esfuerzo son suficientemente altos, la baja compresibilidad del conjunto agua-aire disuelto y la disminución del volumen de vacíos por deformación se concitan para producir en el espécimen un comportamiento similar al de los suelos saturados, con un ángulo ϕ en la envolvente de falla que tiende a ser cero. La envolvente de esfuerzos totales no es pues una recta, sino una curva que tiende a la horizontal. Los parámetros de resistencia c y ϕ solo pueden definirse si se aproxima a una recta a aquel tramo de la curva que comprende el intervalo de esfuerzos normales que rijen en el problema particular de que se trate. Si se ha de resolver un problema con el criterio de esfuerzos totales, y ese es el caso más común en suelos no saturados, es de la mayor importancia reproducir en la prueba de laboratorio condiciones lo más representativas que sea posible de las de campo. En la Fig. 1-64 se muestra una envolvente típica de suelos no saturados en pruebas triaxiales sin drenaje.

No es posible realizar pruebas con drenaje en suelos parcialmente saturados, con el mismo sentido

e interpretación que las pruebas lentas normales (es decir pruebas en que la presión neutral sea nula en todo el cuerpo significativa) pues ello implicaría determinar las tensiones capilares y para lograr tal fin es preciso saturar la muestra. Si se desea trabajar con esfuerzos efectivos para obtener la envolvente correspondiente lo que se hace es saturar la muestra y suponer que tal proceso no produce cambios significativos en el valor de ϕ . Este criterio resulta conservador en los análisis prácticos, pues la resistencia suele disminuir con la saturación.

En suelos no saturados es común la prueba con drenaje pero a humedad constante, en que se mantiene a la muestra sin cambios de humedad y se controla la presión del aire en lo que sea preciso para lograr tal fin. En este tipo de pruebas basta medir la presión neutral en el agua de los víos para conocer la presión intersticial.

Las envolventes de resistencia de los suelos no saturados en prueba rápida (sin drenaje) se acercan más y más a la forma correspondiente a los suelos saturados a medida que el grado de saturación aumenta, como es lógico que suceda. En la Ref. 47 pueden verse resultados de laboratorio en correspondencia con la afirmación anterior.

Un caso de fundamental importancia de suelos no saturados por cierto de gran interés para el ingeniero especialista en vías terrestres, es el correspondiente a suelos compactados. Existe ya bastante información en torno a este tema, pero no será tratada en este lugar, sino en el capítulo correspondiente a suelos compactados, en páginas subsecuentes de esta obra.

C. Aplicación de los resultados de las pruebas triaxiales a los problemas prácticos

En la práctica, cuando el ingeniero necesita conocer las características esfuerzo-deformación y resistencia de un suelo dado, con vistas a la obtención de datos para el diseño de una obra particular, recurre por lo general a las pruebas de compresión triaxial. De inmediato surge entonces la pregunta de cuál o cuáles de estas pruebas ha de realizar para el problema en cuestión y qué interpretación ha de dar a los resultados obtenidos.

El criterio para la elección de las pruebas resulta obvio después de analizar las varias disponibles, en cada caso debiera hacerse aquella prueba o pruebas que mejor refleje o reflejen en el laboratorio las con-

diciones a que el suelo va a estar expuesto en la obra de que se trata.

La condición previa indispensable que el ingeniero analice con buen criterio las diferentes etapas por las que el suelo atraviesa durante la vida de la obra, y ello desde el primer instante de su construcción, solo así podrá juzgar correctamente las condiciones críticas para las que el diseño ha de ser efectuado, debe tenerse muy en cuenta que no es de ningún modo raro que esas condiciones críticas se presenten, en lo que se refiere a la masa del suelo afectada, luego tiempo después de erigida la estructura en estudio. Se comprende que también es indispensable al ingeniero, con vistas a norma su criterio, un conocimiento amplio y meditado del perfil de suelo en estudio, de sus propiedades básicas y de las condiciones de drenaje que se presentan en el transcurso del tiempo. Las condiciones de preconsolidación deben ser especialmente investigadas, pues ellas tendrían gran influencia en el comportamiento general.

En el momento presente existen dos criterios para la determinación práctica de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos:

1) El criterio de los esfuerzos efectivos

En este criterio se define una zona que es este tipo de esfuerzos el que realmente define al esfuerzo cortante del suelo. Conocido el esfuerzo efectivo que actúa entre las partículas del suelo en un cierto punto de la masa, bastará multiplicar este valor por la tangente del ángulo de fricción interna obtenido en prueba lenta (línea L), para obtener la verdadera resistencia al esfuerzo cortante de que dispone el suelo en tal punto. Este criterio presenta pocas dificultades de índole teórica para su comprensión, es el que lógicamente se desprende de todo lo que se ha venido estudiando en el cuerpo de este capítulo, en relación con la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. En la figura 1-65 está someramente descrito el criterio de los esfuerzos efectivos para anticipar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos a partir de los resultados de las pruebas triaxiales.

El primer requisito para la aplicación del método consiste en conocer la envolvente de resistencia del suelo obtenida en relación a los esfuerzos efectivos, tal como por ejemplo resulta de una serie de pruebas lentas, trazando los círculos de falla de cada uno y dibujando a partir de ellos la línea L tangente a todos. (En general, la línea L quedará definida teóricamente con un círculo trazado en el intervalo normalmente consolidado, pero dadas las imprecisiones inherentes al trabajo de laboratorio, es recomendable obtener, por lo menos, dos o tres círculos de falla y trazar como línea L la recta que más se aproxime a la tangente común.) En la presa de la figura se desea calcular la resistencia del suelo en el elemento mostrado para fines de estudio de la estabilidad del talud de aguas arriba. En la misma figura aparece la línea I que se supone ya obtenida. En lo que sigue se considera que el material que constituye la presa es saturado y normalmente consolidado.

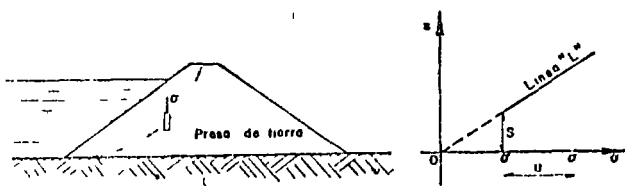


Figura 1-65. Obtención de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo trabajando con esfuerzos efectivos.

do, persiguiendo así fines didácticos. Si σ es la presión total sobre el elemento y u la presión neutra en el mismo en el instante de la falla, el esfuerzo efectivo, que obra en la estructura del suelo, será $\bar{\sigma} = \sigma - u$ y la resistencia del elemento será simplemente la ordenada de la línea T correspondiente a tal $\bar{\sigma}$.

El criterio anterior, aparentemente tan sencillo, tiene serios inconvenientes prácticos aun en el momento presente. Entre éstos hay que mencionar los que emanan de la necesidad de obtener la línea T en el laboratorio para considerar posteriormente otros que surgen aun después de obtenida la línea, en etapas posteriores de la aplicación práctica del método.

Para obtener la línea L en el laboratorio podrían hacerse pruebas lentas y aparentemente con ello se daría una solución simple y satisfactoria al problema. La realidad sin embargo no es tan halagüeña, las pruebas lentas son las más largas en duración y, por lo tanto las más costosas, por lo que una solución basada exclusivamente en su realización no puede considerarse desprovista de dificultades prácticas. Independientemente de esta razón económica y de tiempo de ejecución, las pruebas lentas presentan dificultades inherentes a su propia naturaleza, de las que se discutirán únicamente dos en lo que sigue. En primer lugar, se tiene en el laboratorio un problema no del todo resuelto en lo relativo a la membrana impermeable que aísla los especímenes en las cámaras triaxiales, membranas muy delgadas cuya rigidez no influye en el estado de esfuerzos del espécimen, al cabo del tiempo dejan pasar y cuando están en juego presiones relativamente elevadas, como sucede en las pruebas lentas, pequeñas cantidades de agua que bastan para introducir errores de consideración en los resultados. membranas suficientemente gruesas como para garantizar una completa impermeabilidad, por su mayor rigidez influyen de un modo significativo en los resultados de las pruebas triaxiales. Este efecto es notable en las pruebas lentas, aunque es despreciable en otras pruebas triaxiales, pues en las primeras el agua puede estar sometida a presiones muy grandes y los tiempos de exposición de la membrana a la propia agua son también mucho mayores. Una segunda dificultad práctica en la realización de las pruebas lentas de laboratorio, que puede conducir a errores importantes en sus resultados, emana del hecho de que, en la prueba lenta, el espécimen sufre deformaciones notablemente más grandes que en otras pruebas triaxiales, bajo presiones de vistago también mayores, estas deformaciones tienden a hacer que el espécimen disminuya en longitud y, por así decirlo, que aumente en diámetro, con la consecuencia de que se establece una restricción por fricción entre las bridas del espécimen, en las que el suelo tiende a desplazarse lateralmente y las piedras porosas que naturalmente permanecen fijas en relación a la tendencia anterior, esta restricción por fricción produce esfuerzos cortantes en las bases del espécimen que entonces dejan de ser planos principales,

de manera que las presiones por el vistago tampoco son ya esfuerzos principales, con el consiguiente error en la interpretación de la prueba, ya medio de la teoría de Mohr, que así los considera.

Se ve pues que la obtención de la línea L por medio de pruebas lentas, que además son dilatorias y costosas, pudiera no ofrecer una garantía suficiente en todos los casos particulares.

En el momento presente puede mencionarse la obtención de la línea L en el laboratorio con base en pruebas triaxiales diferentes de la lenta, por ejemplo rápidas consolidadas. Para ello se dispone de abundancia de equipos que permiten medir la presión de poro que se desarrolla en el espécimen en el instante de la falla, con lo cual, conocido el esfuerzo deviator total, es fácil obtener el esfuerzo efectivo actuante en dicho momento. Sin embargo en la actualidad los medidores de la presión de poro son costosos y de manejo relativamente delicado, por lo que no es todavía común verlos en acción en muchos laboratorios de Mecánica de Suelos, especialmente en los de pie de obra.

Finalmente, existen medios técnicos para estimar la presión de poro en el instante de la falla en un espécimen sometido a una prueba rápida consolidada. Hay métodos debidos a Skempton, Henkel y Juárez-Badillo para cubrir tal fin (Ref. 17). La conclusión, puede decirse que ya empieza a haber métodos confiables para la obtención de la línea L , sea en el laboratorio o con ayuda de métodos que no pueden considerarse aún de uso popular, esto permite esperar que en un futuro cercano el método de los esfuerzos efectivos pueda aplicarse con mayor facilidad que en la actualidad, por lo menos en lo que a este primer requisito se refiere.

Una vez obtenida la línea L queda en pie un importante problema para la aplicación del método de los esfuerzos efectivos a los problemas prácticos. En efecto, considérese la situación indicada en la figura 165. Una vez obtenida la línea L , para realizar un análisis sería preciso conocer el estado de esfuerzos efectivos en todos los puntos de interés dentro de la masa del suelo en estudio, en el caso concreto de la Fig. 165, en los puntos de la superficie de deslizamiento supuesta. Este es un problema no resuelto hasta hoy, pues se comprende que si no ha podido dilucidarse del todo el estado de esfuerzos efectivos en el interior de un espécimen dentro de una cámara triaxial sometida a un control de prueba, menos podría detallarse tal estado de esfuerzos en las grandes masas de suelo que involucra en algunas obras reales así pues, aun disponiendo de la línea L en la práctica se tendría la dificultad adicional de no conocer los esfuerzos efectivos que actúan en los diferentes puntos de la masa de suelo que interesa estudiar. Algunas instituciones dedicadas a la construcción de presas de tierra superan esta dificultad y describen sus obras de acuerdo con el método de esfuerzos efectivos, a base de una predicción de los esfuerzos efectivos que se desarrollan en la obra durante la

construcción Colombiana piezométrica, para medir la presión de poro mientras la construcción avanza, pueden determinar si sus predicciones van resultando correctas o si han de hacerse modificaciones al diseño a la luz de las mediciones efectuadas. Este método es práctico únicamente para instituciones que poseen suficiente experiencia en el campo, respaldada por amplios archivos en los que figuran presiones construidas similares a la que se encuentra en ataque.

A pesar de todas las dificultades reseñadas, cuya importancia no debe subestimarse, especialmente en obras de menor alcance y posibilidades que la presión de tierra, no es exagerado afirmar que los futuros progresos de la Mecánica de Suelos han de ser el más ampliamente usado, por ser el más racional y el que hace un uso más adecuado de las ideas básicas que rigen en el campo de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

2) El criterio de los esfuerzos totales

En este segundo modo de trabajar se utilizan directamente los esfuerzos totales usados en las pruebas triaxiales, es decir, se hace uso de las envolventes L o R según el problema específico que se tenga. Puesto que cada una de las pruebas da valores de resistencia muy diferentes para el mismo suelo, por varias las circunstancias en que se hace la prueba, se sigue que ésta sólo será representativa si sus propias circunstancias de trabajo duplican de un modo suficientemente aproximado las circunstancias a que está sometido el suelo en el prototipo, en consecuencia es en este segundo método donde el ingeniero tiene que ser más cuidadoso y experimentado en la elección del tipo de prueba o pruebas que vaya a efectuar.

No existe una regla fija única que permita establecer que pruebas deberían hacerse en cada caso y son el criterio y la experiencia del proyectista los que han de dilucidar tan fundamental problema. Para ayudar al lector a formar su propio criterio a este respecto, en lo que sigue se hacen algunos comentarios de carácter general.

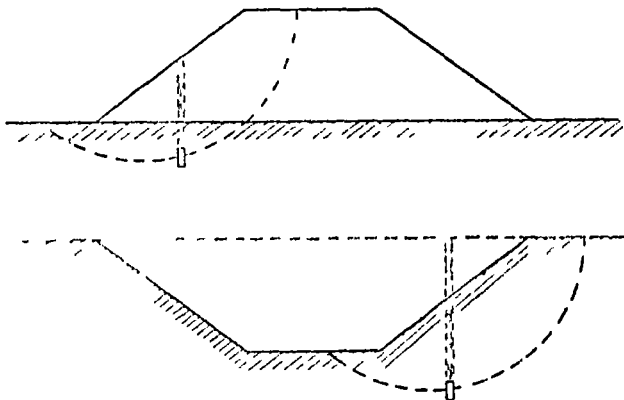


Figura I-66 Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso

Es obvio que esta estructura ha de diseñarse fundamentalmente para las que hayan de resultar las etapas críticas de su vida. En estructuras edificadas sobre suelo o con suelo es muy común que las etapas más críticas ocurran en los momentos iniciales de su vida o a muy largo plazo. Constituye un interesante norma de criterio utilizar, en primer lugar, dichos momentos de la vida de la estructura, con lo que en muchos casos de la práctica se conseguirá definir de un modo claro la etapa crítica para la que ha de efectuarse el proyecto y atendiendo a la cual habrá de realizarse, correspondientemente, las investigaciones de laboratorio.

Considérese, por ejemplo un edificio que vaya a ser construido sobre un terreno arcilloso firme. Según progresa el proceso de consolidación inducido por el edificio, la resistencia del suelo aumenta. La condición crítica corresponderá entonces a las etapas iniciales de la vida de la obra. Por ser la arcilla muy impermeable, los procesos de consolidación serán lentos y, comparativamente, el tiempo de construcción de la estructura despreciable. Por ello, el momento crítico será cuando la carga del edificio se complete. En este caso es obvio que una prueba en que el esfuerzo desviador se aplique rápidamente representa las condiciones de campo, la prueba rápida satisface esta condición.

Por el contrario, si el edificio fuese a ser construido sobre una arcilla igual a la anterior, pero con abundantes intercalaciones de arena que proporcionen drenaje rápido y eficiente, puede pensarse que el suelo se consolida al unisono con el progreso de la construcción de la estructura, por lo cual la prueba lenta sería ahora la adecuada para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante. Si la estructura que se desea construir es un terraplén (Fig. I-66), por ejemplo para un camino o un bordo de protección, y se requiere investigar las condiciones del terreno que lo ha de soportar, debe tenerse en cuenta que el peso del terraplén induce un proceso de consolidación en el suelo, si éste es arcilloso y, por tanto, su resistencia al esfuerzo cortante tenderá a aumentar con el tiempo. Si el terraplén se construye rápidamente y el terreno arcilloso tiene drenaje deficiente, el instante más crítico será el inicio de la vida de la obra, antes de que se produzca la consolidación del suelo y, por ello, lo que se dijo para el caso análogo del edificio conservará su validez. Si el suelo se consolida tan aprisa como avanza la construcción de la obra, la prueba lenta será la correcta para la obtención de los datos de proyecto.

En estos casos varía radicalmente si en el mismo suelo se desea hacer una excavación por ejemplo para la cimentación de una estructura. En este caso, sobre todo si las condiciones del suelo facilitan el fenómeno, se inducen expansiones en la masa del suelo por la descarga efectuada y, por ello, la resistencia al esfuerzo cortante tenderá a disminuir con el tiempo. Ahora la condición crítica del suelo está en los momentos finales del proceso de expansión,

que corresponden a etapas avanzadas de la vida de la obra. La prueba lenta o la rápida consolidada se usan obviamente las recomendables para la representación de esta situación.

Una vez seleccionado el tipo o tipos de pruebas triaxiales de las que han de obtenerse los datos de resistencia del suelo para proyecto, lo que se hace hoy en día en la mayoría de los laboratorios es realizar varias pruebas de tipo escogido, obteniendo el círculo de Mohr de falla en cada una y trazando la recta (en el triaxial normalmente consolidado) envolvente de esos círculos. En el triaxial preconsolidado las envolventes se trazan a mano siguiendo las formas ya discutidas en este capítulo y siendo tangentes a los círculos. Una vez obtenida así la envolvente aproximada del suelo en ese tipo de prueba, es costumbre seleccionar dentro de ella el tramo que corresponde al intervalo de presiones en el que se va a mantener el suelo en la obra particular de que se trata y trazar, de ser factible, una recta que represente con suficiente precisión a la envolvente en el tramo. Esta recta sobre todo en suelos preconsolidados o no saturados, según se verá, no pasa por el origen de coordenadas, y su ecuación matemática será de la forma

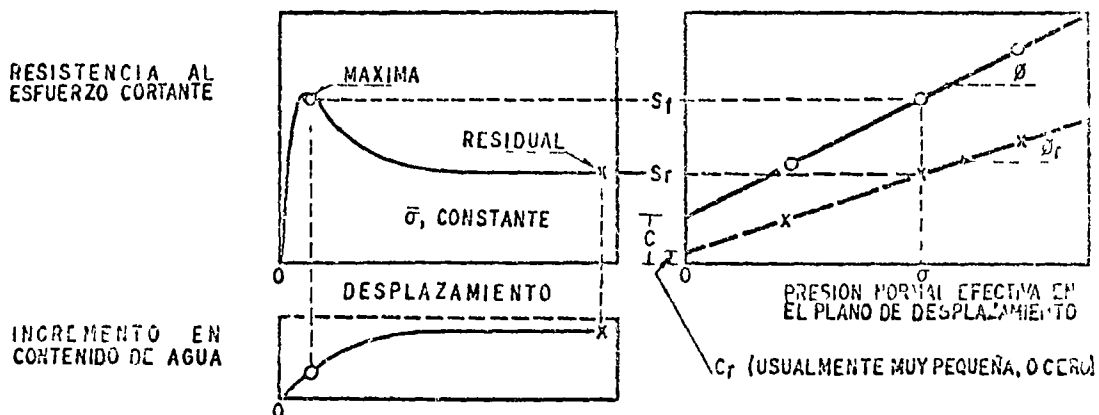
$$\tau = a + \sigma \tan \alpha \quad (1-76)$$

con τ y α como parámetros definidores de la resistencia del suelo en la prueba particular efectuada y dentro del intervalo de presiones considerado (a es la ordenada en el origen y α el ángulo de inclinación respecto a la horizontal de la recta en cuestión). Nótese que la ecuación 1-76 es de la misma forma que la Ley clásica de Coulomb. Sin embargo, resulta ya inútil discutir las diferencias esenciales de concepto e interpretación entre ambas, a y α ya no tienen un sentido físico característico como propiedades inherentes al suelo, sino que solamente son elementos de cálculo. Por la fuerza de la tradición histórica y la simple costumbre, algunos autores han llamado a " a " la "cohesión aparente del suelo" en las condiciones de su obtención y a " α " el "ángulo de fricción aparente". Incluso es usual en las obras sobre la mate-

ria seguir usando los símbolos c y ϕ para los parámetros de resistencia, pero naturalmente son cuerdos a la interpretación moderna. En este sentido han de ser también interpretados los símbolos c y ϕ cuando aparezcan en las páginas subsiguientes de esta obra. Como quiera que las pruebas triaxiales actualmente usadas representan circunstancias extremas para el suelo en estudio, algunos especialistas en estas materias, cuando se enfrentan a un caso en el gobernado por circunstancias intermedias entre las adoptadas para las pruebas, prefieren dibujar sus propias envolventes simplemente interpolando entre las dos representativas de comportamientos extremos. Este proceder ha de estar siempre respaldado por amplia experiencia, pero en ese caso conduce a la obtención de datos más realistas que ninguna prueba por separado.

D Resistencia máxima y residual de las arcillas

Considérese una arcilla preconsolidada sometida a una prueba de corte simple o prueba directa en la cual se permite en todo momento drenaje libre (características correspondientes a una prueba lenta), supóngase también que se trata de una prueba de deformación controlada, con velocidad suficientemente lenta para que se disipen las presiones de poro y en la que se midan los esfuerzos necesarios para producir las deformaciones que se provocan. Conforme el desplazamiento aumenta y la muestra de arcilla preconsolidada se deforma angularmente, aumenta la carga tangencial y, por tanto, el esfuerzo cortante, pero para una presión normal efectiva dada y aplicada a la muestra existe un límite definido para el esfuerzo cortante que la muestra puede resistir, a este límite, que hasta ahora se ha venido manejando en este capítulo con el nombre de resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla, se le llamará ahora resistencia máxima. Si la prueba continúa provocando mayores desplazamientos angulares, disminuye la fuerza tangencial aplicada (y el esfuerzo cortante actuante). En la práctica, la prueba se suspende una vez que la resistencia máxima ha quedado bien definida, sin embargo, si la prueba continúa,



117 Resistencia máxima y residual y característica de resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla preconsolidada

se observa que, según el desplazamiento crece la resistencia de la arcilla disminuye, pero esta disminución también tiene un límite, el cual, una vez alcanzado se conserva aun cuando el desplazamiento aumenta a valores grandes, del orden de varios centímetros en el caso de la prueba, y existe evidencia de campo de que en la arcilla esta resistencia se conserva por desplazamientos del orden de metros. Si de esta manera se realizan diferentes pruebas, usando en cada una distinta presión normal efectiva se obtendrán resultados similares a los antes descritos aunque naturalmente sean distintos en cada caso los valores límites de la resistencia exhibida por la arcilla. A esta resistencia final, más allá de la máxima, se le llama resistencia residual (Ref. 40). En la parte (a) de la figura 167 se muestra la relación esfuerzo con desplazamiento, tal como es usual obtenerla en una prueba como la descrita. Allí puede verse también el cambio en contenido de agua sufrido por el espécimen durante la prueba.

En la parte (b) de la misma figura se han trazado las envolventes de falla obtenidas llevando los resultados de diferentes pruebas a un plano de esfuerzos normales efectivos sobre el plano de falla contra las resistencias máximas y residuales obtenidas en esas pruebas. Puede observarse que dichas envolventes resultan prácticamente líneas rectas, pudiéndose por ello escribir para la resistencia máxima

$$s_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi \quad (166)$$

y para la resistencia residual

$$s_r = c_r + \bar{\sigma} \tan \phi_r \quad (177)$$

Los resultados de las pruebas que se han realizado han demostrado que invariablemente c_r es muy pequeña, pudiendo por ello despreciarse. Por tanto, para el uso de la resistencia residual puede escribirse

$$s_r = \bar{\sigma} \tan \phi_r \quad (178)$$

También se ha observado que ϕ_r es menor que el ángulo ϕ . En algunas arcillas esta diferencia es de sólo 1 ó 2 grados pero se han registrado arcillas en que esa diferencia ha llegado a ser de 10° .

Las razones para explicar las diferencias anteriores, siguiendo a Skempton (Ref. 40), podrían ser las siguientes: primeramente se ha constituido que en arcillas fuertemente preconsolidadas hay expansiones cuando se deforman bajo esfuerzo constante, sobre todo después de sobrepasar su resistencia máxima, por tanto, una parte de la disminución de resistencia puede achacarse al incremento de contenido de agua que se produce como consecuencia. En segundo lugar actúa el desarrollo de franjas delgadas dentro de la masa general de la arcilla, en las que las partículas de forma laminar se orientan en la dirección del desplazamiento, y es razonable suponer que la resistencia de un conjunto de tales partículas orientadas al azar sea mayor que cuando se encuentran paralelamente acomodadas.

Independientemente de las razones que puedan aducirse para explicar la disminución de resistencia de las arcillas cuando se sobrepasa su resistencia máxima hay evidencia de tal disminución, especialmente cuando las arcillas son preconsolidadas. Entonces, si por cualquier razón se sobrepasa la resistencia máxima en un punto cualquiera de la masa de arcilla, la resistencia en dicho punto descenderá, esto conduce a una redistribución de esfuerzos como consecuencia de la cual se sobrecargan las zonas vecinas, con lo que es posible que la resistencia máxima se sobrepase en otros puntos próximos. Así se concibe la iniciación de una falla progresiva y, en el límite, la resistencia a lo largo de toda una superficie de falla decrecerá al valor de la resistencia residual. Sin embargo, son muy grandes los desplazamientos necesarios para que la resistencia residual llegue a desarrollarse, que esta condición sólo debe considerarse para fines de proyecto o cálculo, en general, cuando la arcilla haya sufrido deslizamiento sobre una superficie de falla existente de antiguo o cuando exista en ella un estado de cese o casi cese de esfuerzos.

Skempton señala también que la presencia de gran número de pequeñas fisuras, grietas y otros accidentes similares en la masa de arcilla, constituye otro caso en que la resistencia residual debe considerarse como la de proyecto para un análisis más realista.

No existe una prueba estándar para determinar en los laboratorios la resistencia residual de las arcillas, pero el propio Skempton describe en la referencia que se comenta, una realizada para un caso concreto en la que se usó un aparato de resistencia al esfuerzo constante directo. Tras producir al espécimen un desplazamiento del orden de un centímetro en un cierto sentido se regresó la parte deslizante a su posición original, produciendo de nuevo el mismo desplazamiento y continuando así la prueba hasta que la resistencia de la arcilla llegó a un valor final constante que se consideró la resistencia residual. El inconveniente de la prueba fue que los seis días que duró, pues se realizó permitiendo en todo momento la disipación de presiones de poro. El propio Skempton comenta que esta técnica no es perfecta, y sugiere que una mejor prueba sería aquella que produjese un desplazamiento continuo en un solo sentido, sin regresar, indica también que los aparatos de resistencia al corte múltiples podrían resultar apropiados. Otros autores han sugerido la conveniencia de usar pruebas de torsión.

La disminución de resistencia del valor de la resistencia máxima al valor de la resistencia residual no sólo ocurre en las arcillas preconsolidadas sino también en las arcillas normalmente consolidadas, aunque en este último caso la diferencia entre ambas resistencias es de menor cuantía. En el caso de las arcillas normalmente consolidadas la disminución en el ángulo de fricción interna se atribuye principalmente al efecto de orientación de las partículas,

cuando el desplazamiento ha sido importante a lo largo de una superficie de falla. Los resultados hasta ahora disponibles parecen indicar que la resistencia residual de una arcilla, bajo un cierto esfuerzo normal efectivo es la misma, independientemente de si la arcilla es preconsolidada o normalmente consolidada, en otros palabras, que ϕ_r es constante para una cierta arcilla, independientemente de su historia de consolidación. Sin embargo, se ha visto que ϕ_r depende de la naturaleza de las partículas minerales. El valor de ϕ_r tiende a disminuir cuando aumenta el porcentaje de partículas menores que dos micras. Skempton reporta valores de ϕ_r del orden de 10%, cuando el porcentaje en peso de partículas menores que dos micras está comprendido entre 60% y 80%.

Lo importante desde el punto de vista práctico es definir con qué resistencia se revisa la estabilidad de un talud dado, por esta razón la estructura de tierra a la cual Skempton ha aplicado principalmente sus ideas sobre la resistencia residual. Para ello define el concepto Factor Residual R , por medio de la expresión

$$R = \frac{s_f - \bar{s}}{s_f - s_r} \quad (1-79)$$

donde

s_f = resistencia máxima de la arcilla

s_r = resistencia residual de la misma

\bar{s} = esfuerzo constante promedio actuante en la superficie de falla bajo estudio

Skempton analizó la estabilidad de diversos taludes fallados y para ellos encontró el esfuerzo normal efectivo promedio y la resistencia al esfuerzo constante promedio en la superficie de la falla. Como se trata de fallas reales, \bar{s} puede simplemente obtenerse de la consideración de que el factor de seguridad sea igual a la unidad. Posteriormente comparó esta \bar{s} con las resistencias máxima y residual de la arcilla, correspondientes al esfuerzo normal efectivo que existía en la superficie de falla, en esta forma pudo calcular el factor residual para cada caso analizado. Si para un caso dado la resistencia con que falló el talud es la máxima, se tiene $R = 0$ y si aquella es igual a la residual, R sea igual a 1.

Otra interpretación alternativa para el factor residual se obtiene escribiendo la expresión 1-79 como

$$\bar{s} = R s_r + (1 - R) s_f \quad (1-80)$$

En esta expresión puede interpretarse a R como un número que indica la parte de la superficie de falla total a lo largo de la cual la resistencia se ha reducido a su valor residual.

El objetivo de Skempton fue relacionar en lo posible el valor de R con el tipo de arcilla que forma el talud. Si la resistencia puede llegar a la resistencia residual, recomienda el uso de esta última en los análisis prácticos.

En arcilla sin fisuras y grietas, encuentra que es muy pequeña y despreciable la disminución de re-

sistencia en la falla respecto a la máxima, por lo que en estos casos se podría usar en general dicha resistencia máxima considerando también a los terraplenes de arcilla compactada pueden calcularse considerando la resistencia máxima. Finalmente, si ha ocurrido una falla, cualquier movimiento posterior sobre la superficie de falla formada ocurrirá actuando la resistencia residual, independientemente de la arcilla que se tenga.

REFERENCIAS

- 1 Juárez Bidillo F y Rico, A. *Mecánica de Suelos, Tomo I Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap III Ediciones de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1969 (2ª Edición)
- 2 Juárez Bidillo L y Rico, A. *Mecánica de Suelos, Tomo I Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap IX Ediciones de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1969 (2ª Edición)
- 3 Juárez Bidillo, L y Rico, A. *Mecánica de Suelos, Tomo I Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap VII Ediciones de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México 1969 (2ª Edición)
- 4 Lambe, I W y Whitman, R V. *Mecánica de Suelos* (Trad J A Jiménez Salas y J M Rodríguez), Cap 1 Limusa Wiley, S A, México, 1972
- 5 Juárez Bidillo, L y Rico, A. *Mecánica de Suelos, Tomo I Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap IV Ediciones de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1969 (2ª Edición)
- 6 Terzaghi, Karl. Modern conceptions concerning Foundation Engineering, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Contributions to Soil Mechanics, 1925-1910 Edición 1959
- 7 Casagrande, A. The Structure of Clay and its Importance in Foundation Engineering, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Contributions to Soil Mechanics, 1925-1910 Edición 1959
- 8 Lambe, I W y Whitman, R V. *Mecánica de Suelos* (Trad J A Jiménez Salas y J M Rodríguez), Cap 5 Limusa Wiley México, 1972
- 9 Casagrande, A. Classification and Identification of Soils, *Trans. ASCE*, Vol 113, pags 901-915
- 10 Juárez Bidillo, L y Rico, A. *Mecánica de Suelos, Tomo I Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap VI Ediciones de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1969 (2ª Edición)
- 11 Lambe, I W y Whitman, R V. *Mecánica de Suelos* (Trad de J A Jiménez Salas y J M Rodríguez), Cap 3 Limusa Wiley S A, México 1972
- 12 Skempton A W. The Colloidal Activity of Clays. *Memoria del Tercer Congreso Internacional de la Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones* Vol I Zurich 1963
- 13 Juárez Bidillo L y Rico A. *Mecánica de Suelos, Tomo I Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap VIII Ediciones de la Facultad de Ingeniería UNAM México 1969 (2ª Edición)
- 14 Reynolds O. An Experimental Investigation of the Circumstances, which determine whether the motion of water shall be Direct or Sinuous and the Law of Resistance in Parallel Channels, *Phil Transactions, Royal Society*, Vol 171 Londres, 1885
- 15 Darcy, H. *Les Fontaines publiques de la Ville de Dijon*, Paris, 1856

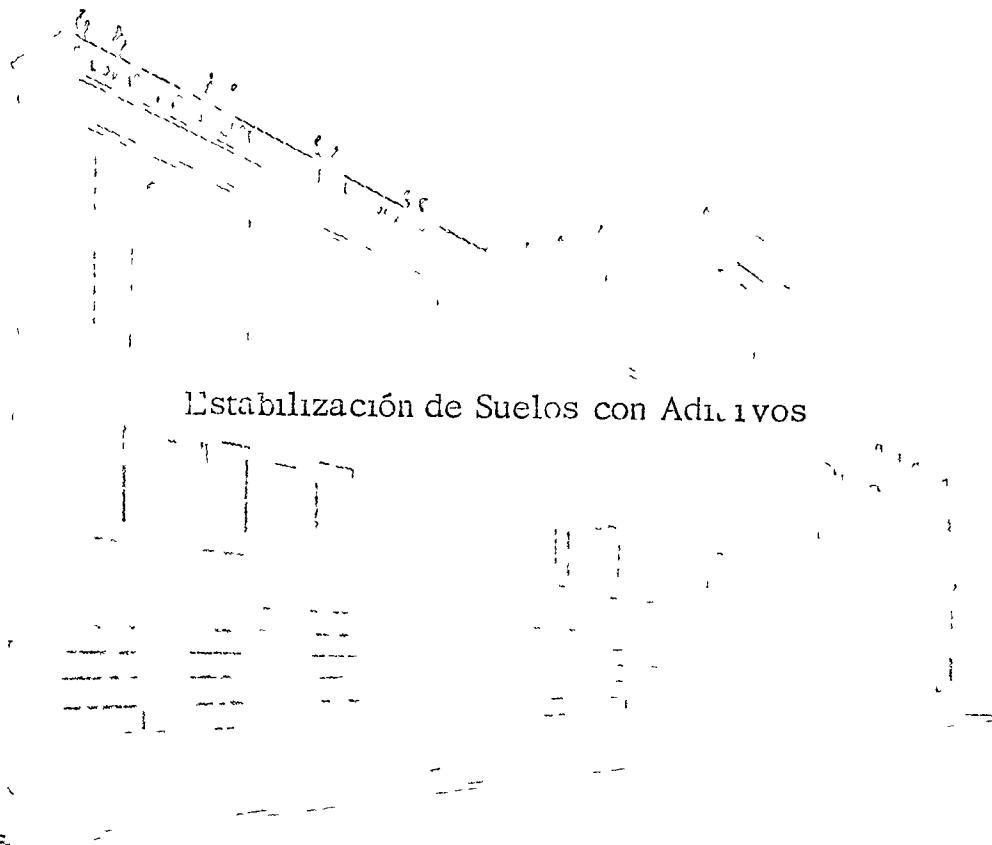
- 16 Juárez Badillo E y Rico, A *Mecánica de Suelos* Tomo III *Flujo de Agua en Suelos*, Cap 1 Ediciones de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1969
- 17 Juárez Badillo, E y Rico, A *Mecánica de Suelos*, Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap 1 Ediciones de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1969 (2ª Edición)
- 18 Limbe, T W y Whitman, R V *Mecánica de Suelos*, (Trad J A Jiménez Salís y J M Rodríguez) Cap 9 Interscience, S A, México, 1972
- 19 Limbe, I W y Whitman, R V *Mecánica de Suelos*, (Trad J A Jiménez Salís y J M Rodríguez) Cap 10 Interscience, S A, México, 1972
- 20 Limbe, I W y Whitman, R V *Mecánica de Suelos*, (Trad J A Jiménez Salís y J M Rodríguez) Cap 20 Interscience, S A, México, 1972
- 21 Skempton A W y Bishop, A W Soils Cap X de la publicación *Building Materials when Plasticity and Elasticity*, North Holland Publ Co, Amsterdam, 1954
- 22 Jiménez Salís, J A y de Justo Alpiñes, J L *Geotecnia y Cimientos*, Tomo I *Propiedades de los Suelos y de las Rocas*, Cap 6 Ed Rueda Madrid, 1971
- 23 Musal, R J Moreno, L, Nuñez, A, Cuellar, R y Moreno, R *Investigación sobre el comportamiento de suelos granulares y muestras de ensamblado*, Comisión Federal de Electricidad, México, 1965
- 24 Musal, R J Large scale testing of Rockfill Materials, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Marzo, 1967
- 25 Contributions and Discussions on Mechanical Properties of Rockfill and Crcl Materials, Sesión Especial No 13 Organizado Raul J Musal VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones México, Agosto de 1969
- 26 Musal, R J y Ramirez de Arellano, L Performance of Li Infiermillo Dam, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division* ASCE, Julio, 1967
- 27 Musal, R J Ramirez de Arellano, L y Nuñez, A Plane strain of Rockfill Materials, III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Caracas, 1967
- 28 Limbe, T W y Whitman, R V *Mecánica de Suelos*, (Trad J A Jiménez Salís y J M Rodríguez) Cap 22 Interscience, S A, México, 1972
- 29 Leonards, G A y Gault, P A Study of the One Dimensional Consolidation Test, V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Paris, 1961
- 30 Boden, I Primary and Secondary Consolidation of Clay and Peat, *Geotechnique* 18, 1969
- 31 Juárez Badillo E y Rico A *Mecánica de Suelos* Tomo I *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap 1 Ediciones de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1969 (2ª Edición)
- 32 Scott R I *Principles of Soil Mechanics*, Cap 7 y 8 Addison Wesley, Publ Co, Inc, 1963
- 33 Colombi Ch A *Essai sur l'application des règles des mixtures et minimes a quelques problèmes de statique relatifs a l'architecture*, *Memoria a la Real Academia Francesa*, 5, 7, Paris, 1776
- 34 Mohr, O *Abhandlungen aus dem Gebiete der Technischen Mechanik*, W Ernst Berlin, 2ª edición, 1914
- 35 Newmark, N M Failure hypotheses for Soils, *ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, Colorado, 1960
- 36 Scott, R I y Hoi Yam Ko Soil Permeation and Strength Characteristics, Report sobre el Estado del Arte Vol III VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, México, 1969
- 37 Limbe, I W y Whitman, R V *Mecánica de Suelos*, (Trad J A Jiménez Salís y J M Rodríguez) Cap 6 Interscience, S A, México, 1972
- 38 Skinner, A *A note on the influence of interparticle friction on the shearing strength of a Ringed Assembly of Spherical Particles*, *Geotechnique*, 19, 1969
- 39 Scott R I y Schoustra, J J *Soil Mechanics and Foundation Engineering* Cap 5, McGraw Hill Book, Co, 1968
- 40 Skempton A W Long Term Stability of Clay Slopes, IV Rankine Lecture, *Geotechnique*, Vol XIV 1961
- 41 Humbly, I C A new Triaxial Apparatus, *Geotechnique*, 19, 1969
- 42 Bishop, A W The Strength of Soils as Engineering Materials VI Conferencia Ruckwe, *Geotechnique*, Vol 16, No 2, 1966
- 43 Coussforth, D H Some experiments on the Influence of strain conditions on the strength of Sand, *Geotechnique*, Vol 16 1964
- 44 Hvoslev, M J y Knudsen R A Torsion Shear Apparatus and Testing Procedures *Boletín No 25*, Waterways Experiment Station Vicksburg Miss, 1952
- 45 Roscoe, K H Discussion contenida en el volumen 5 (págs 105-107) de las *Memorias del V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, Paris, 1961
- 46 Bjerrum, L y Landva A Direct Simple Shear Tests on a Norwegian quick clay, *Geotechnique*, Vol 16, 1966
- 47 Juárez Badillo, E y Rico, A *Mecánica de Suelos Fundamentos de la Mecánica de Suelos*, Cap XII Ediciones de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1969 (2ª Edición)
- 48 Wilson, S D y Squire, R Earth and Rockfill Dams, Reporte sobre el Estado del Arte, Vol 171, VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, México, 1969
- 49 Limbe, I W y Whitman, R V *Mecánica de Suelos*, Cap 11 Interscience, S A México, 1972
- 50 Musal, R J y Ramirez de Arellano, L Field measurements in Rockfill Dams, II Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Vol 2, Sao Paulo, Brasil, 1963
- 51 Sowers, G B y Sowers G I *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, Cap 3 Interscience, S A México, 1972
- 52 Limbe, T W y Whitman, R V *Mecánica de Suelos* Cap 6 Interscience, S A México, 1972
- 53 Skempton A W The Pore Pressure Coefficient A and B, *Geotechnique*, Vol IV, 1954
- 54 Bishop, A W, Alpa, I, Bight C L y Dornin, B Factors controlling the Strength of Partially Saturated cohesive Soil, *Research Conference on Soil Strength of Cohesive Soils* ASCE, Boulder, Colorado 1959
- 55 Bishop, A W y Eldin, G Undrained triaxial tests on saturated sands and their significance in the General Theory of Shear Strength, *Geotechnique*, Vol II, No 1, 1950
- 56 Bishop, A W y Henkel, D J *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, Landon Arnold, Ltd, London, 1957



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS



Ing Carlos Fernández Loaiza

1. CLASIFICACION DE SUELOS CON FINES DE ESTABILIZACION.

1.- Generalidades.

Debido a su gran heterogeneidad y variabilidad intrínseca, el suelo - presenta problemas muy serios que ordinariamente no se encuentran en otros materiales de construcción. Con el objeto de minimizar estos problemas y - este es una economía adecuada en el diseño y utilización de los suelos es - necesario tener un conocimiento teórico - práctico de los - principales tipos de suelos naturales y sus propiedades. Generalmente se - ha entendido a los suelos como gravas, arenas y arcillas ó limos. Los prime - ros intentos de clasificación se basaban precisamente en dicha clasificación; - pero en la actualidad no resultan adecuados en trabajos muy especializados - como lo es la estabilización de suelos, ya que es de suma importancia el - prever la forma en que el suelo responderá a la estabilización.

Los suelos provienen de la intemperización de las rocas in situ, o - bien por su depósito una vez que han sido transportados por el agua o viento.

Desde hace mucho tiempo los agricultores han reconocido una gran varie - dad de suelos. Se han así mismo desarrollado clasificaciones "genéticas" - de los suelos, es decir, clasificaciones en donde se toma en cuenta a la - roca que dió origen al suelo. Sin embargo, los propósitos ingenieriles de - carreteras tienen un uso muy marginal de este tipo de clasificaciones. - Uno de los sistemas de clasificación más ampliamente utilizado es el pro - puesto por Casagrande, posteriormente modificado y designado como Sistema - Unificado de Clasificación de Suelos, el cual se muestra en - Esta clasificación se basa en primer término en la identificación de un - suelo como grava, arena, limo, arcilla ó suelo orgánico y en segundo térmi - no en la determinación del porcentaje de finos y su plasticidad. Este sis - tema de resultado muy útil pero debe tenerse en cuenta que en este método - no se toma en consideración a los efectos de algunos factores regionales - que pueden afectar al suelo como son: la vegetación, clima, historia geológica

ca, tipo de minerales, permeabilidad, etc. factores que tienen una importancia preponderante en la estabilización de suelos, por lo cual muchas veces puede ser preferible establecer, para este fin, la propia clasificación regional con base en pruebas adecuadas de laboratorio.

Hay en el mundo sistemas para clasificar a los suelos con fines diferentes, uno de los cuales se basa en el tamaño, forma y arreglo de las partículas y conocido como sistema Northcote en donde se divide al suelo en los grupos fundamentales siguientes:

DESCRIPCION	SÍMBOLO
-Suelos con perfil de textura Uniforme	U
-Suelos con perfil de textura gradual	C
-Suelos con perfil de textura doble	D
-Suelos orgánicos	O

Posteriormente se subdivide a estos suelos en subgrupos de acuerdo con algunas características visibles tales como el color, presencia de concreciones, rellenos en las grietas o fisuras, etc., así como algunas características no detectables a simple vista es o lo es la alcalinidad o acidez. Por ejemplo: si se tiene un suelo con textura doble (es decir, un suelo en el que se distinguen 2 horizontes con tamaño, forma y arreglo de las partículas, diferentes y de color amarillo, entonces a este suelo se le designaría como Dy ("D" de doble y "y" de yellow). Si además este suelo posee otras características, entonces el suelo se representaría con el símbolo anterior, más algunos números convencionales. El sistema Northcote que se muestra en la Figura 11 resulta reconocible para el uso general, con la salvedad de que la clasificación se efectúa precisamente de acuerdo con las directrices indicadas en Figura 11

2.- Métodos sencillos en el reconocimiento de suelos.

El reconocimiento visual y manual o bien mediante clasificaciones sencillas de los pedregos para la determinación de la composición y de su mineralogía en un suelo, el aspecto más importante es la identificación del tipo de minerales que contiene el suelo, pues de ellos depende en forma directa la estabilidad volumétrica, la cohesión y en especial la capacidad de estabilización. La determinación del tipo de mineral, cuando de esto se trata, es una herramienta de mayor utilidad que por ejemplo la plasticidad estimada a través de límites de consistencia. Los tipos de minerales se pueden determinar mediante el empleo de varios métodos, como: difracción de rayos X, espectrometría con rayos infrarrojos y análisis químicos. Sin embargo, en la mayoría de los casos y para fines prácticos puede inferirse el tipo de minerales mediante observaciones sencillas, como más adelante se muestra.

De los tipos de minerales que se han encontrado en los tipos de arcillas contenidos en un suelo, basta para fines prácticos con fines agrícolas, el reconocimiento de la existencia de menos de diez de ellos. Estas características principales se muestran en la tabla II.

3.- Métodos sencillos para la identificación de los minerales de un suelo.

Se puede reconocer con cierto grado de aproximación a la mayoría de los grupos minerales con base en observaciones y pruebas sencillas de campo. Uno de los métodos más importantes es el método de ensayos que se describirá más adelante. Los siguientes métodos de observación visual proveen una información preliminar y básica de los suelos en el campo, la confiabilidad de ciertos grupos de laboratorio y sirven también como una guía para el reconocimiento general así como la elección de las pruebas más adecuadas para el análisis. El más importante de los métodos para la identificación de un suelo se lleva a cabo como se indica a continuación. Se debe

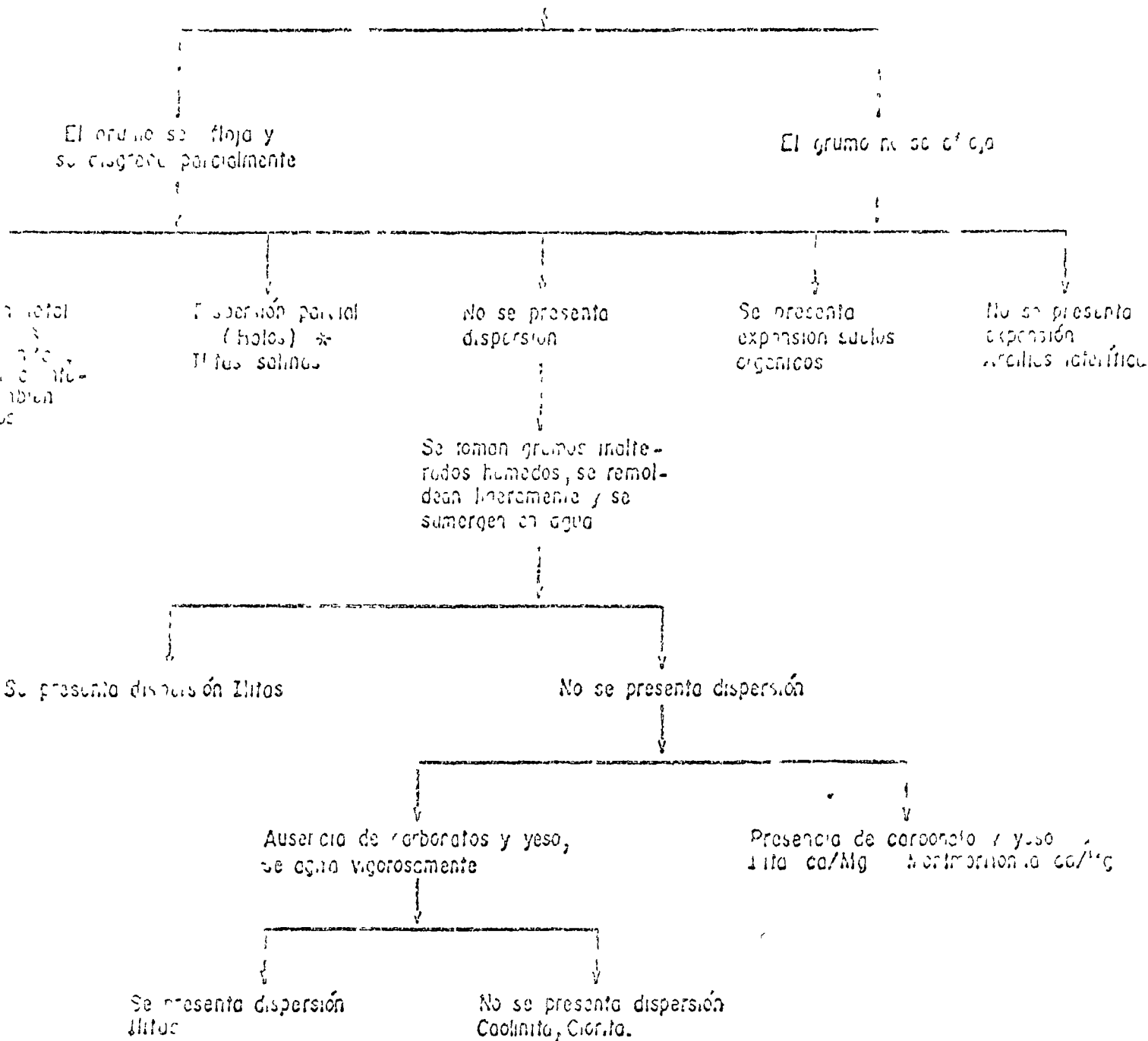
obtener el máximo de información en un tiempo mínimo y costo reducido, antes de aplicar métodos de prueba más sofisticados.

a) Observaciones generales del lugar y del perfil de suelos. Para llevar a cabo esto es necesario excavar, de preferencia, pozos a cielo abierto o bien extraer muestras alteradas. Se podría también aprovechar la existencia de cortes en la región o bien la extracción de muestras alteradas estructuralmente. Deberá tomarse nota de los colores del suelo y del agua en los encaramientos cercanos. De acuerdo con las observaciones hechas podría inferirse lo indicado en las tablas núms. B2 y B3, respecto a los minerales en las arcillas.

b) Determinación de la textura del suelo. La textura del suelo se deberá estimar con la ayuda de agua de lluvia o destilada. Con un poco de experiencia se pueden estimar las relativas proporciones de arenas, limos o arcillas existentes en una muestra. Una textura arenosa en el suelo compactado con agua, indicaría la presencia de arena, una textura grasosa, la presencia de arcilla y la ausencia de ambas indicaría limos. Si se permite que el suelo se seque en los cueros, el suelo arenoso no se adherirá a ellos, el limo se adherirá fácilmente y la arcilla se adherirá fuertemente a ellos.

De ser posible se rola el suelo hasta que se formen rollitos con un diámetro parecido al de un lápiz; la facilidad con que se pueda hacer esto indicará la facilidad con que el suelo en cuestión pueda ser compactado con la humedad natural. Como una alternativa se podría formar una pelota en la mano, si ésta conserva dicha forma y no se adhiere a la mano se tendría que el suelo sería fácilmente compactable con la humedad natural con la cual se formó la pelota. En la tabla B4 se presentan características referentes a la textura y en la tabla B5 referentes a la plasticidad del suelo.

Inmersión en agua pura, del gramo secado al aire



La dispersión se detecta mediante la formación de halos sencillos si está alrededor de cada grano, fácilmente visibles contra un fondo oscuro, bien trasera pronunciado sean los halos, más alta será la dispersión.

* Si no se reconoce fácilmente la presencia de carbonatos, esta se puede verificar mediante la efervescencia del suelo al colocar una gota de ácido en él. (El ácido de una batería puede ser suficiente).

** El color del suelo en líquido que permanece claro durante unos minutos de 10 minutos será un signo de la ausencia de dispersión.

Una vez se haya terminado de lavar y secar, se debe lavar en agua de lluvia o -
 adecuada, y posteriormente lavar con el indicado por Emaco, an-
 tes de lavar de nuevo, en el primer lavado se debe usar "jabón del Graco". --
 Después de lavado se debe pasar a la limpieza de la alfombra de hilo de -
 lana o lana sintética, depreferencia con el indicados anteriormente en el -
 manual. El lavado se debe realizar en un lugar donde se pueda limpiar de sucio -
 y se debe usar un cepillo de pelo duro (de tipo "Flagol"), con el fin de
 lavar la alfombra, dando un lavado a fondo. Después de lavar, se debe
 lavar con agua limpia y se debe lavar en agua caliente, sobre el escalón, un -
 lado de la alfombra y después del otro. Se debe lavar el complemento del juego -
 después de la alfombra, de preferencia en un lugar donde se pueda lavar de sucio
 y se debe lavar en agua de lluvia. Después de lavar se debe observar el tiempo
 de lavado y se debe lavar la alfombra lavando de todas los lados de los datos e in-
 dicio en, datos como los siguientes:

- Tipo alfombra de preferencia.
- Color. Cuando se pretenda lavar, uno de las coloraciones.
- Inclusiones. Indicar si se trata de carbonatos, hierro, sulfatos, sulfuros, etc.
- Tipo alfombra de preferencia.
- Tipo alfombra en agua.
- Tipo alfombra de lavado con el sistema Washcoat.
- Color, el tipo de rocas o f. colores en la alfombra.
- Tipo alfombra de lavado. Coloración, tinte, etc.
- Tipo alfombra de lavado.
- Tipo alfombra de lavado.
- Tipo alfombra de lavado.
- Tipo alfombra de lavado.

-- Observación del deterioramiento de los alfombras. Propiedades de los alfombras

El objetivo es el reconocimiento de los alfombras descrito anteriormente.

TABLA 86. PROPIEDADES INGENIERILES DE LOS COMPONENTES DE UN SUELO.

Componentes	ARENA	LIMO	MICA	CARBONATO	SULFATO	CAOLIN	ILICA	MONMORILONITA.	CLORITA	ALUFANO	MATERIA ORGANICA
Propiedades											
Permeabilidad											
Seco			≡	≡	≡					≡	+ +
Húmedo	+ +	+	+	≡	≡					+ +	+ +
Estabilidad volumétrica	+ +	+ +	+ +	+ +	+ +	+				≡	+
Plasticidad X Conesión.						≡	+	+ +	≡	+ +	≡
Resistencia											
Seco	+	+	+	+	+	≡	+	+ +	≡	≡	
Húmedo	+ +		≡	+	≡		≡				
Compactación con la humedad óptima.	+	≡		+ +	+		≡		≡	+ +	
Estabilidad al Intemperismo.	+ +	+		+ +		+	≡	+	≡		
Abrasividad	+ +	≡			≡						
OBSERVACIONES ESPECIALES.	PROBLEMAS CUANDO EL MATERIAL ES UNIFORME.		LA BIOTITA CAUSA MAS PROBLEMAS QUE LA MUSCOVITA.	SOLUBLE EN ACIDOS.	ATACA A LOS CEMENTOS PORTLAND.		TOCAR EN CUENTA LA SALINIDAD.*	TOCAR EN CUENTA LA SALINIDAD.*	TOCAR EN CUENTA LA SALINIDAD.*		

≡ = moderado
 + = Alto
 ++ = Muy alto

| = bajo
 | | = muy bajo

* Los efectos de la salinidad en el suelo pueden ser críticos para ciertas estructuras ingenieriles y deberán evaluarse por separado de acuerdo con la inspección preliminar del suelo.

es el de permitir decisiones lógicas respecto al tipo de estabilización más adecuado así como las pruebas a efectuar. De esta manera se pueden lograr economías considerables sin riesgos para el proyectista de la estabilización.

Para que el reconocimiento de los suelos sea más efectivo debe de complementarse con el conocimiento de las propiedades del suelo y de sus componentes. Con este fin, en la tabla ⁸² se indican las propiedades ingenieriles de los diferentes componentes de un suelo. Debe tenerse en cuenta que las tablas, como la presentada, son generales y que pueden presentarse excepciones. El uso adecuado de dichas tablas debe ser solo con el fin de tener una estimación preliminar de la naturaleza del suelo en cuestión. Para trabajos de poca importancia la exactitud de esta estimación preliminar puede ser suficiente si se presentan todos los signos de diagnóstico; si se presentan algunos conflictos en las indicaciones deberán efectuarse pruebas detalladas de laboratorio. En trabajos importantes, la estimación preliminar se puede utilizar para formular decisiones correspondientes al probable tipo de estabilizante más adecuado así como a la elección de los procedimientos de prueba correspondientes.

Las propiedades de suelos heterogéneos pueden inferirse, como una primera aproximación, de las de los suelos componentes dominantes y subdominantes.

5.- Físico-química de las arcillas (Pág. 78 a pag. 92)

5.- Respuesta de los suelos a la estabilización.

Posteriormente se indicarán en detalle las aplicaciones específicas de los diferentes procedimientos de estabilización, sin embargo, se considera adecuado resumir las respuestas generales a los diferentes tipos de suelos cuando se utilizan diferentes tipos de estabilizantes, de tal manera que -

teniendo el reconocimiento preliminar de los suelos pueda también llevarse a cabo la elección preliminar del método de estabilización más adecuado.

En el método como norma general, el utilizar cementos Fort' no para las arenas y cal para las arcillas. Esta norma tiene bastante validez pero no se debe considerar muchos otros procedimientos de estabilización que pueden resultar más efectivos y económicos. En la tabla B7, se presentan las técnicas de estabilización usualmente aplicadas junto con las razones de su utilización. Esta tabla cubre solamente los 4 métodos de estabilización más comunes en la práctica, es decir, la estabilización mecánica, adición de cemento, adición de cal y adición de productos asfálticos. Posteriormente se describirán otros métodos especiales pero de aplicación más restringida ya sea por razones económicas o de orden práctico.

6.- Importancia del medio ambiente.

Hasta aquí, no ha sido necesario examinar ciertas propiedades del suelo y de las condiciones ambientales que son de gran importancia en el correcto uso ingenieril del suelo y en particular de los suelos estabilizados. Probablemente el factor más importante de éstos es el diferente grado de saturación que puede tener un suelo.

El hecho de que un suelo se encuentre sin saturar o saturado, tiene importantes implicaciones en el uso ingenieril de un suelo, a saber:

- Compactación de suelos saturados. El suelo no lleno es difícil de compactar más. Los problemas de poro no se disipan fácilmente, se tiene baja labajabilidad y condiciones de transmitabilidad pobres. Estos nos problemas se pueden resolver mediante la adición de cal.
- Compactación de suelos no saturados. Las arcillas de plasticidad alta a media, especialmente las salinas, presentan graves problemas

para la mejor sujeción de la humedad óptima y además tienden a secarse en forma no uniforme.

- Estabilización de suelos saturados. Los asfaltos y las emulsiones y fabricados pueden no penetrar o no romper y la adición de cemento Portland manifestará resistencias menores que en el caso de estabilizar un suelo más seco.
- Estabilización de suelos no saturados. Los productos estabilizantes pueden requerir agua para que se produzca su reacción (la cal y el cemento presentarán una reacción pobre a menos que se agregue agua). Una vez que se reaccione agua, la distribución uniforme en la masa de suelo será tan importante como la del mismo estabilizante.

Ahora bien, la posibilidad de que en un suelo varíe el grado de saturación puede resultar relevante la determinación de la succión en el suelo. La succión en un suelo se puede definir como el decremento de la presión en el agua que se encuentra sobre el nivel fíctico. Si se tiene un material poroso, el agua puede retenerse en éste debido a las fuerzas de tensión superficial y de adsorción; en suelos granulares tales como la arena y en algunos otros como el yeso, el agua se retiene debido solo a fuerzas de tensión superficial. En los suelos arcillosos que contienen partículas cuyas superficies están cargadas negativamente, existen fuerzas de adsorción en adición a las de tensión superficial y éstas son afectadas por el contenido de sal en la arcilla, de esta forma se tiene que en este tipo de materiales la succión consta de dos partes, una que depende de la contribución debida a la concentración de sales en el agua del suelo y que se indica como "succión soluta" y otra correspondiente a la contribución debida a la presencia del agua en la matriz del suelo y que se indica como "succión matriz". A la succión total a veces se la define también -

como potencial capilar.

La succión en un material poroso que se encuentra en equilibrio con el agua libre en el suelo. Al secar a este material aparecen las fuerzas de succión y pueden alcanzar valores hasta de varios miles de atmósferas. Debido a que el rango en la succión es tan amplio, ha sido costumbre común utilizar una escala logarítmica para designarlo y se define a la succión en términos del logaritmo de la presión negativa en el agua expresada en c. s. de agua y se lo designa como P_f . Al extraer agua de un material poroso tal como un suelo, el radio de curvatura de los meniscos decrece por lo cual las fuerzas de tensión aumentan y como consecuencia la succión se incrementa. Sin embargo, la relación entre la succión y el contenido de agua no es única, sino que depende de factores tales como: tipo de suelo, textura, peso volúmico, temperatura, presión barométrica, presión actuante sobre el suelo, historia geológica (variaciones del secado y humedecimiento), etc.

Ahora bien, no son raros en la naturaleza los suelos con succión soluta alta por lo que dichos suelos pueden sentirse húmedos aún cuando la succión total sea alta. Tales suelos son eminentemente adecuados para la estabilización a base de cal o cemento Portland, debido a que la alta succión soluta se debe en gran parte al cloruro de sodio que no afecta en forma adversa a cualquiera de los estabilizantes mencionados.

Otro tópico que no ha sido muy discutido es la permeabilidad de los suelos teniendo en cuenta a los minerales constituyentes, o bien a la flocculación. Pues por ejemplo, si tenemos un suelo con potencial doble en donde la capa superior está constituido por un suelo limoso o arcilloso, la capa inferior por una arcilla plástica, deberá de tomarse en cuenta la probabilidad de tener niveles freáticos colgados en la capa superior y considerar sus efectos en la capa inferior. Como un corolario de lo anterior se puede decir que en tiempos de sequía el suelo de la capa inferior retendrá un

contiene considerable cantidad de materia orgánica que puede servir para ciertos fines de construcción.

Finalmente, un aspecto importante, su relación con la presencia de yeso en el suelo, e yesos ocultos son potencialmente deletéreos en las etapas limaciares con cemento Portland. Se ha encontrado que en algunos suelos, al estar presentes ellos como grado de relación con la "acumulación pluvial"; la saturación y con el grado de la zona. En lugares donde las precipitaciones son altas la capa con la más cantidad de yeso es la superior, y disminuye la capa de cantidad a medida que la región es más árida.

ESTUDIO DEL TIPO DE PERSONA

- 1.- COLOR. 2 r
- 2.- COLOR: Gris oscuro a negro
- 3.- TEXTURA: Arcilloso
- 4.- CONSISTENCIA: Muy dura en estado seco a muy firme húmeda
- 5.- POROSIDAD: 95%
- 6.- ACERCA DEL AGUA: Litoso y profundo con separaciones entre grietas del orden de 5 a 6 cm.
- 7.- CRUO EN AGUA: El gramo no se aflojó al introducirlo en agua, ni se presentó dispersión. Se revolvió y se volvió a introducir en agua y tampoco se presentó dispersión.
- 8.- ALTO-RELIEVO: Formaciones basálticas
- 9.- DISEÑO: Pobre
- 10.- AGUAS SUPERFICIALES: Turbias, amarillo - café
- 11.- MANEJO DEL AGUA: Zanjas y tubificaciones
- 12.- OBSERVACIONES: Contiene carbonato

ENTRETIENDE: MONTORIO

ANEXO N° 37. RECOMENDACIONES DE ESTABILIZACIÓN DE LOS
PRINCIPALES TIPOS DE SUELOS.

TIPO DE SUELO	ESTABILIZACIÓN RECOMENDADA	OBJETIVOS
SUELOS DE COQUE	Estabilización con Ho- cánicas.	Los demás métodos son ineficaces.
SUELOS DE ARENAS	Mezcla con cal y grasas.	Para estabilización mecánica.
	Cemento Portland	Incrementar el peso volu- mico y la cohesión.
	Asfálticos	Incrementar la cohesión.
Lilas	Ninguno que dé <u>bu-</u> <u>nos</u> resultados.	_____
Alófanos	Cal	Acción puzolánica y incre- mento en el peso volu- mico.
Caolín	Arena	Para estabilización mecánica.
	Cemento	Para resistencias tempranas.
	Cal	Trabajabilidad y resisten- cia tardía.
Limas	Cemento	Igual que el caolín.
	Cal	Igual que el caolín.
Montmorillonita	Cal	Trabajabilidad y resisten- cia. Reducción de expansiones y contracciones.

TABLA B1. PRINCIPALES TIPOS DE MINERALES

GRUPO	MINERALES	TAMANO PROMEDIO	CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES
Arcilla muy fina	Cuarzo	$> 1 \mu$	Abrasiva, sin cohesión
Arcilla	Muscovita, biotita	$> 1 \mu$	Sin cohesión, se intercalan fácilmente, unifican fácilmente compactables.
Carbóneto	Calcita, dolomita	Variable	Se pulveriza fácilmente
Sulfato	Yeso	$> 1 \mu$	Ataca al cemento
Alófanos	Alumino-silicatos amorfos, atapulgita, alúmina y sílica hidratadas.	Variable	Alta relación de vacío, alta plasticidad, carecen de propiedades al secarse al aire.
Caolín	Caolinita y nalcoysita.	$\approx 1 \mu$	No expansiva, baja plasticidad, baja cohesión.
Esfita	Esfita y micas parcialmente degradadas	$\approx 0.1 \mu$	Expansiva, plasticidad media, baja permeabilidad.
Montmorilonita	Montmorilonita y bentonita	$\leq 0.01 \mu$	Muy expansiva, alta plasticidad, permeabilidad extremadamente baja.
Clorita	Clorita, Verniculita	$\approx 0.1 \mu$	Alta relación de vacío, permeabilidad al cemento baja.
Materia orgánica	Acido húmico y humatos	Variable	Alta permeabilidad, alta plasticidad, alta cohesión, alta capacidad de absorción de agua por oxidación.

OBSERVACIONES	COMPOSICIÓN MINERALÓGICA DEL LIMITE
Formación de coloraciones amarillentas por oxidación.	Montmorillonitas, illitas, y salinidad de suelos.
Formación de limos	Caliza, yeso y/o suelo rico en hierro, suelos altamente ácidos, arenas.
Formación de limos por tonos azules.	Caolinitas no salinas
Formación de limos o tubificaciones en el suelo natural.	Illita, kaolinita, usualmente montmorillonitas.
Formación de limos o tubificaciones en el suelo natural	Caolinitas
Desprendimientos de suelos	Caolinitas y cloritas
Microrelieves superficiales	Montmorillonitas
Formaciones rocosas graníticas	Caolinitas, micas
Formaciones rocosas basálticas topográficas con drenaje pobre	Montmorillonitas
Formaciones rocosas basálticas, topográficas con buen drenaje.	Caolinitas
Formaciones rocosas de areniscas	Caolinitas
Formaciones rocosas de lutitas y pizarras	Montmorillonitas ó illitas, usualmente con salinidad de suelos.

TABLA B2. INTERRELACIONES DE LA OBSERVACION VISUAL

Formaciones rocosas calizas

Montmorillonita: alcalina y cloritas
con propiedades muy variables.

Formaciones recientes de piroclásticos

Alófanos

Tabla 20. Características de las facies del
Perfil N° 100000.

Arredos porosos o granulares con co- lor amarillo claro, naranja y blanco.	Silicatos
Arredos porosos o granulares, con co- lor rojo de ladrillo, naranja y gris.	Lom crilonitas
Arredos porosos oscuros y negros	Lom crilonitas
Arredos porosos café rojizo	Lom con algo de montmorillonita
Arredos porosos claros o blancos	Lomitas y bentonitas
Estructuras pequeñas de alta refracción (riscos)	Suelos micáceos
Estructuras pequeñas, fácilmente desagregables.	Suelos ricos en yeso o zeolitas
Nódulos suaves, disseminados, solubles en agua	Carbonatos
Nódulos duros, café rojizo	Picro, lateritas
Agrupamiento intenso, con grietas — angostas, anchuras y con espaciamientos de 5 a 10 cm.	Limas ricas en calcio y montmorillonitas.
Igual al anterior pero con espaciamientos en las grietas hasta de 30 cm o más.	Limas
Suelo, desagregables de textura abierta con evidentes apreciaciones de arcilla	Suelos usualmente asociados con carbonatos, alófanos, o caolín, con lomas montmorillonita y rara vez limas.

TABLA B3. INFERENCIAS DE LA OBSERVACION DEL
PERFIL DE SUELOS.

Suelos disgregables de textura abierta con cantidades apreciables de arcilla, de color negro.

Suelos orgánicos, turba

Suelos disgregables de textura abierta con bajo contenido de arcilla.

Carbonatos, limos y arenas

Suelos que presentan una apariencia ~~resaca~~ resaca en la superficie expuesta al intemperismo

Montmorilonitas con salinidad de suelos.

Horizontes de suelos blancuzcos, de espesores relativamente pequeños y cercanos de la superficie (hasta a 60 cm de la superficie).

Arriba del horizonte blancuzco se trata con limos finos, y abajo arcilla dispersa.

TABLA 2. PROPIEDADES MECANICAS DE LA ARENILLA

TIPO DE ARENILLA

COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL

Suelos altamente arenosos

Muchas propiedades ingenieriles, pero la resistencia está es uniforme, generalmente se requerirá estabilización - si se trata de arenas limpias se puede requerir la adición de productos cementantes.

Suelos arenosos con arcilla

Buenas propiedades ingenieriles en estado seco, pero puede perder toda su resistencia al humedecerse. No existe un tratamiento económico, excepto la compactación mediante la saturación.

Suelos altamente limosos, sin arcilla o con cantidades muy pequeñas de ella

Polvoso y sin cohesión en estado seco. Capacidad de carga baja o nula. Suelos se encuentran mareados. No existen tratamientos económicos. Se recomienda evitar su uso.

Suelos altamente arcillosos, agrietados.

Causan muchos problemas debido a cambios volumétricos por variaciones en humedad. Constituidos por horizontales o alitas. Se pueden estabilizar con cemento.

Suelos altamente arcillosos, no agrietados o de textura solista.

Algunos suelos presentan propiedades ingenieriles razonablemente buenas.

Suelos arcillosos, la arcilla se suaviza rápidamente con la adición de agua.

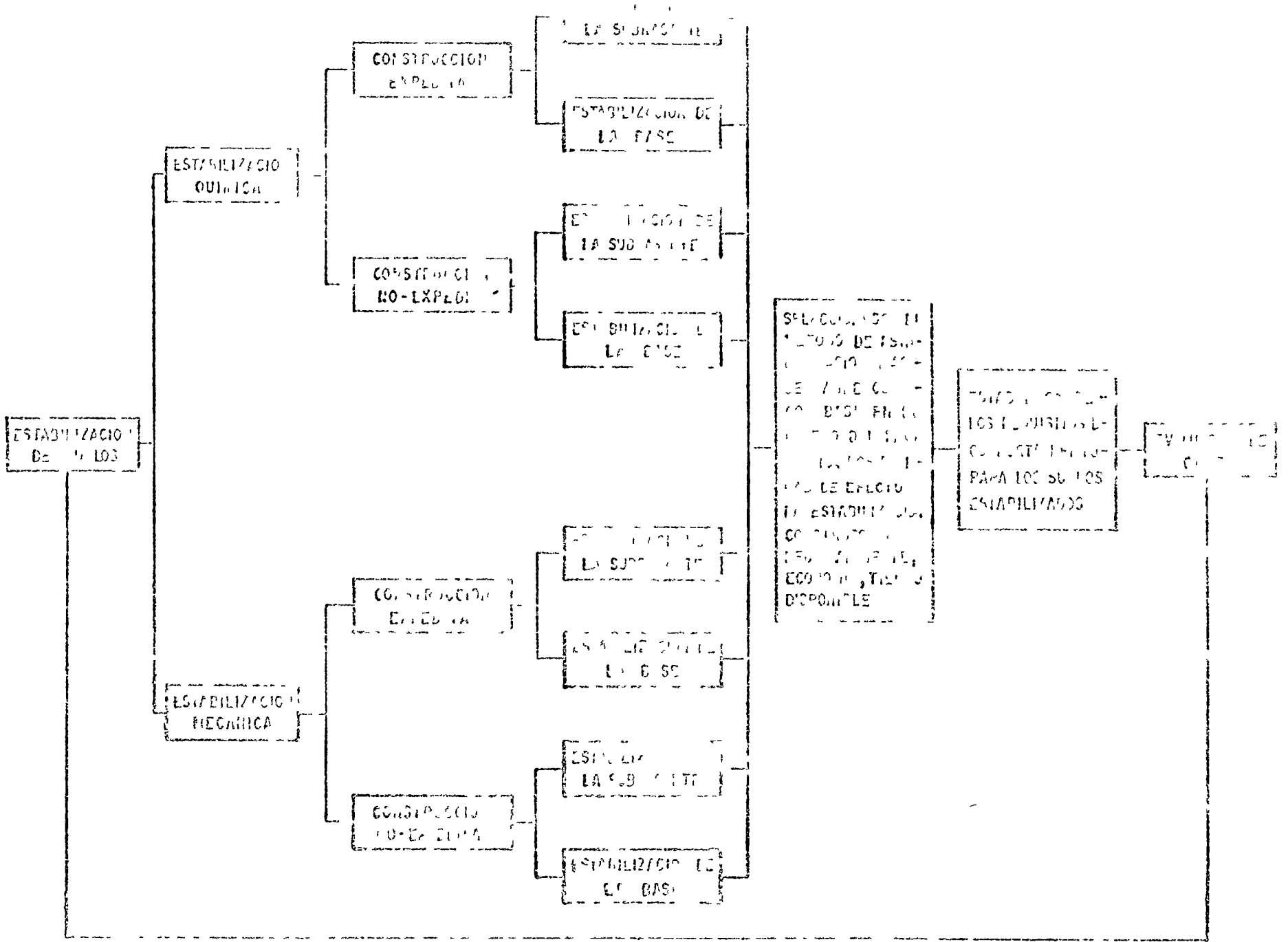
Arcillas sólidas, calizas se rompen al humedecerse al estar húmedas.

Suelos arcillosos: la arcilla se suaviza lentamente con la adición de agua

Porciones ricas en arcilla tienen mala calidad de rodamiento y muy pegajosa al estar húmedas.

TABLA B5. INFERENCIAS CON BASE EN PRUEBAS MANUALES DE CONSISTENCIA.

PRUEBA DE ROLLO	PRUEBA DE LA PELOTA	CARACTERÍSTICAS DE CON- SISTENCIA
Se forman los rollos sin agrietarse	Se mantiene unida la masa	El suelo se encuentra aproximadamente en su humedad óptima para la compactación
Se hacen los rollos sin agrietarse o fluye la arcilla.	Se adhiere a las manos	Humedad superior a la óptima.
Se agrieta y no se puede formar el rollo	No presenta cohesión	Humedad inferior a la óptima. En arcillas ricas se tienen problemas para distribuir el rollo a rápida y uniforme la humedad por lo que debe tomarse cuidados especiales.



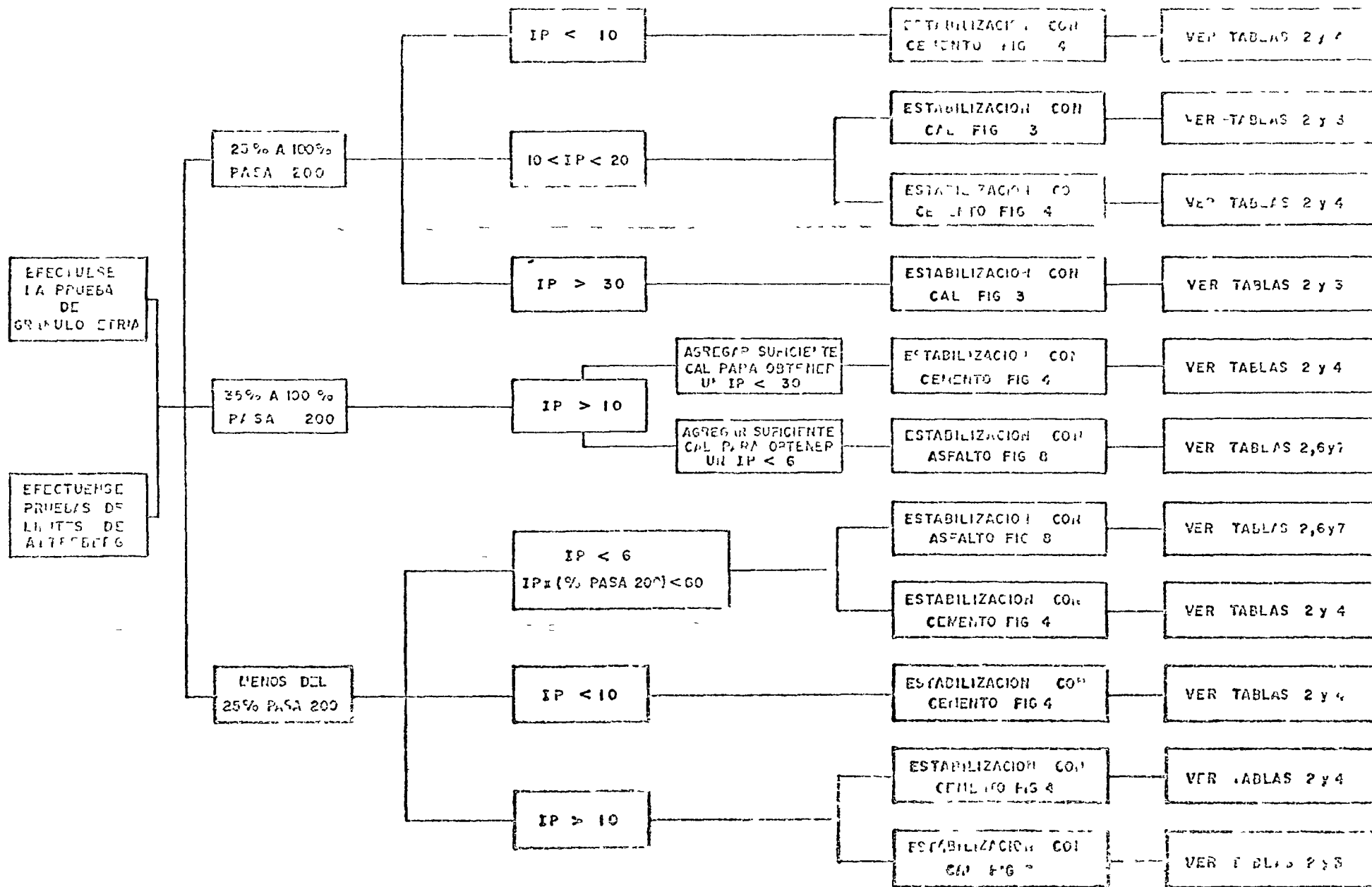


FIG. 2. Selección de la mezcla estabilizadora para la construcción No Exponida de Bases (Federal Road USA)

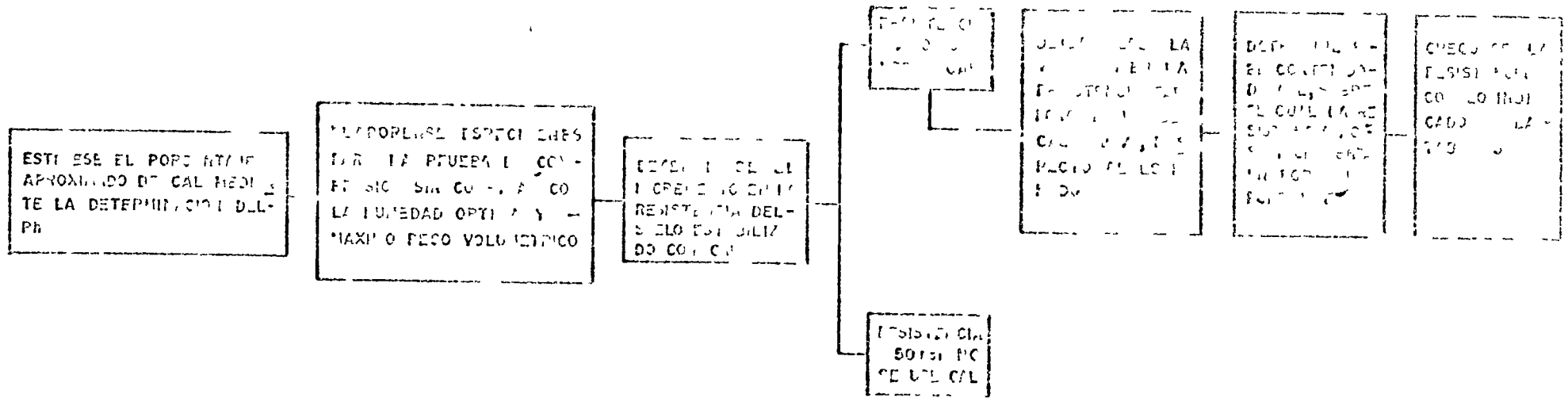


FIG 3 Subsistema para la estabilización de la cable case (Fuente: Autor: U.S.A.).

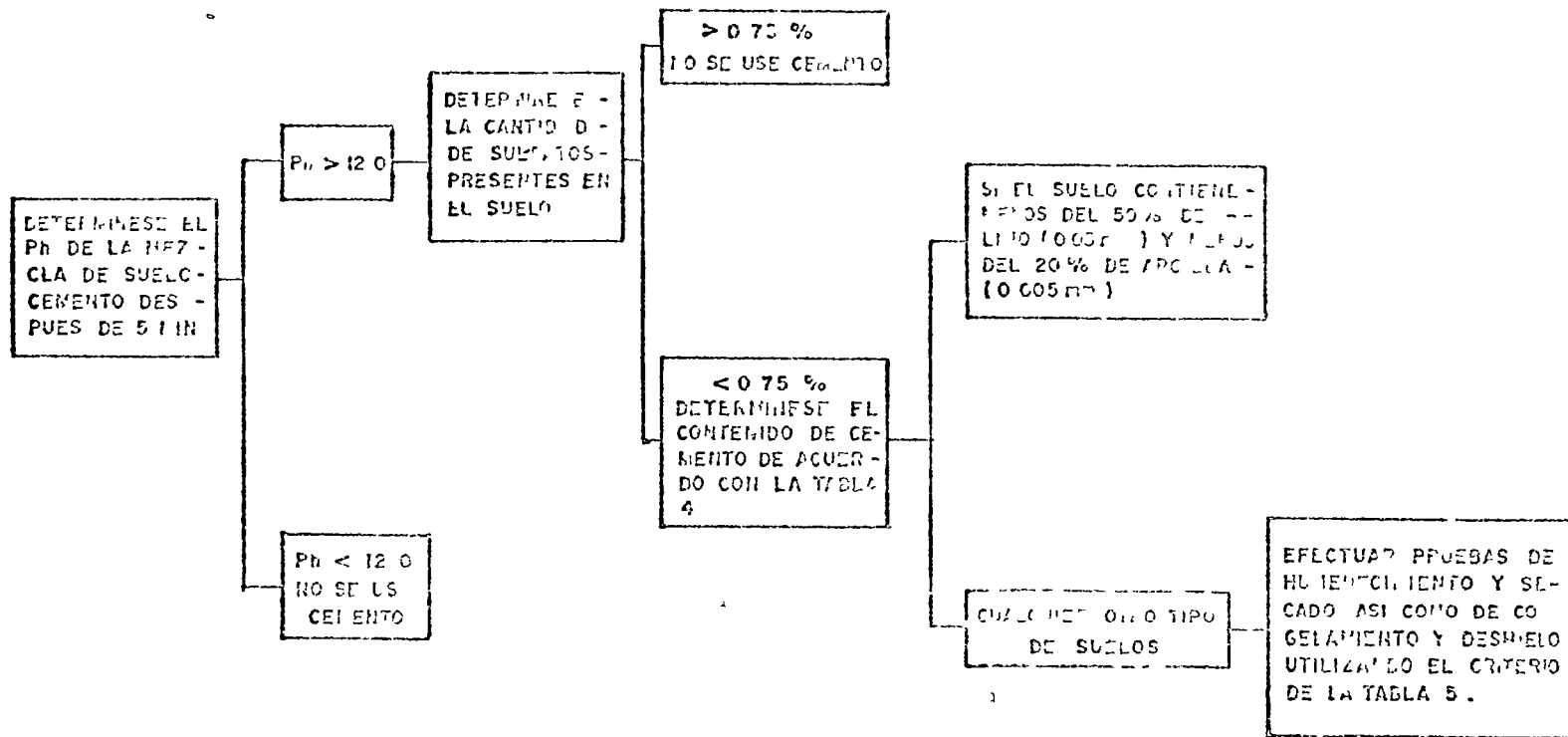
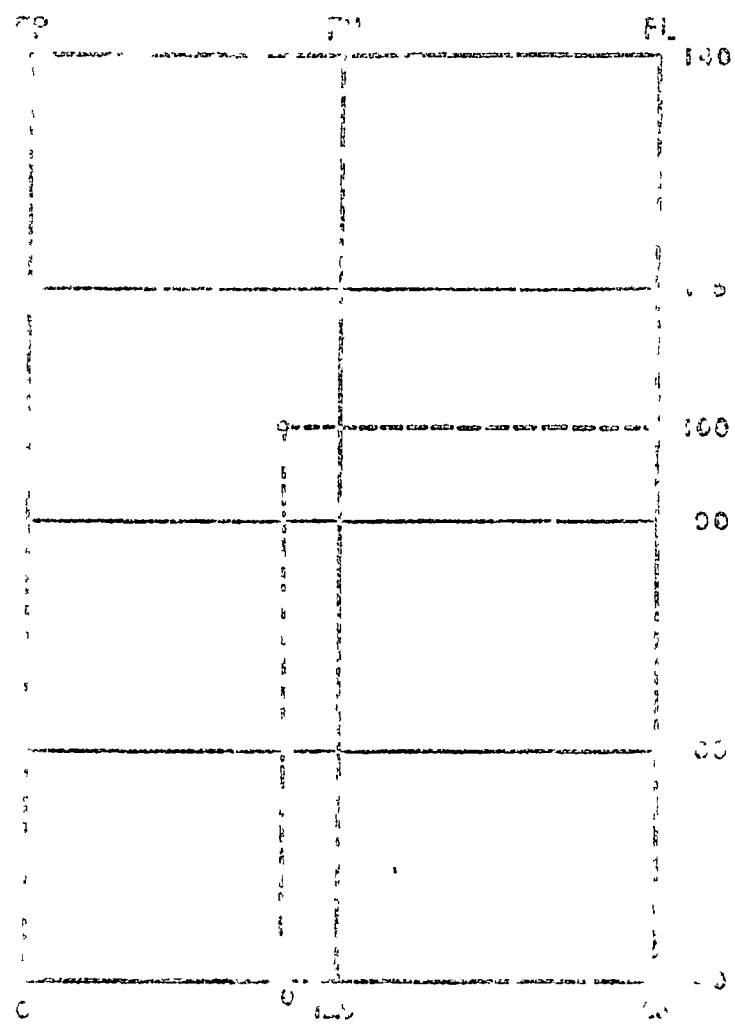


FIG. 4 Subrutina para la estabilización con cemento de la capa base (Fuerza Activa U.S.A.).

Grado de Asistencia robada	
Asistencia robada	Dinero robado
5	1000
4	800
3	600
2	400
1	200

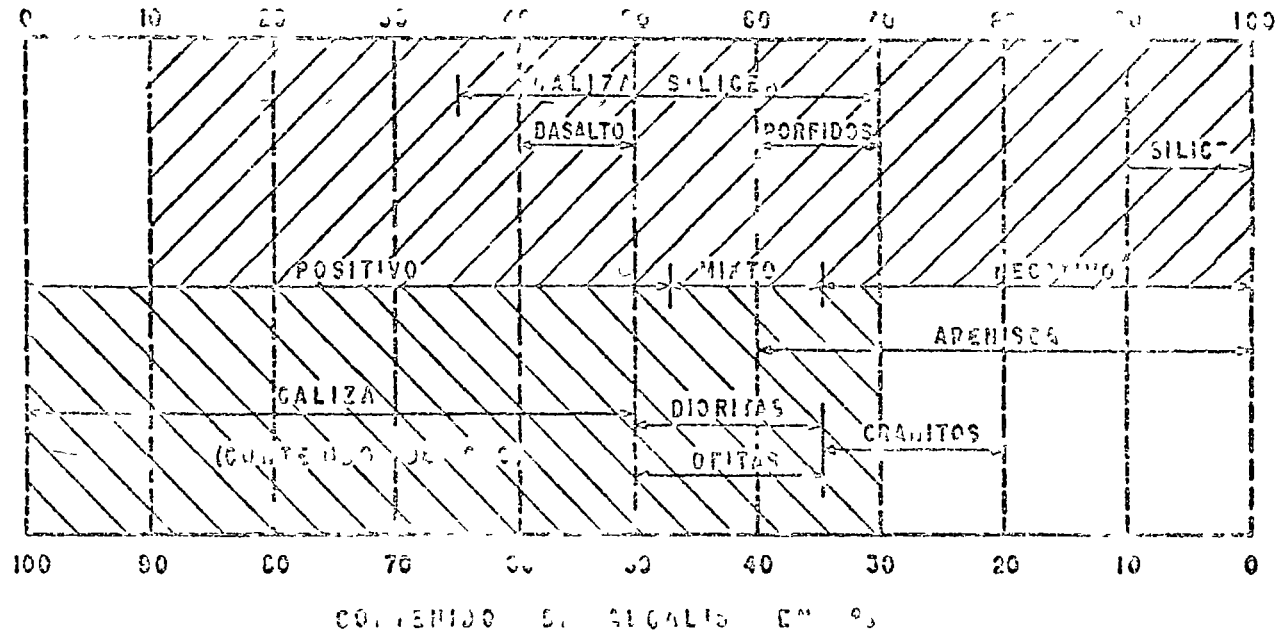


Porcentaje de asistencia robada

El robo de dinero es de 400

Figura 5 Selección del tipo de asistencia robada para la estabilización.

CONTENIDO DE SILICE (SiO₂) EN %



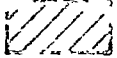
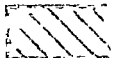
-  Emulsion Calcica
-  Emulsion Alcalina

Figura 6. Clasificación de los agregados.

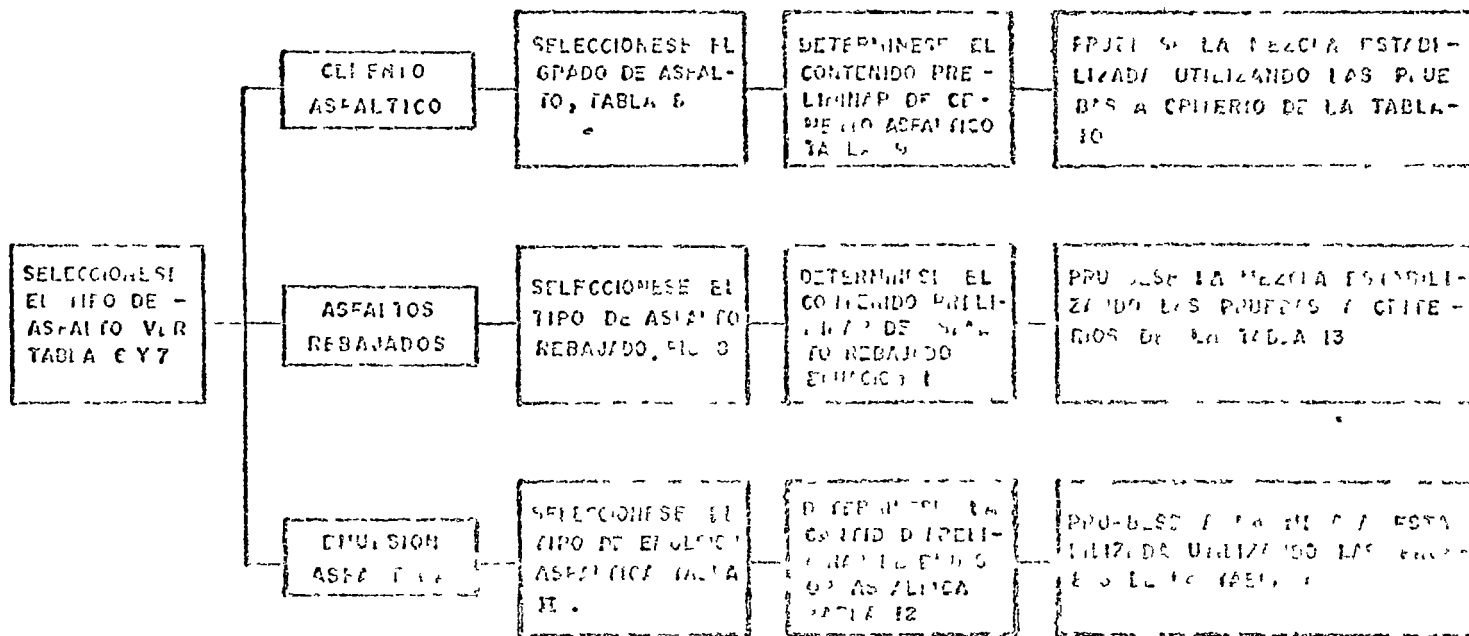


FIG. 8 Subrutina para la estabilización con productos asfálticos de la capa base (Fluores Aeron U.S.A.).

TABLA 1

CRITERIOS PARA LA ESTABILIZACIÓN CON PRODUCTOS ASFÁLTICOS.

AUTOR	% QUE PASA 200	I.P.	I.P.x(QUE PASA 200)
Intertorn	8 a 50	18	---
American Road Builders	0 a 35	10	---
Herrin	0 a 30	10	---
Asphalt Institute	3 a 15	6	60
Chevron Asphalt Co.	0 a 25	No plástico	72
Douglas Oil Company	0 a 30	7	---

TABLA 2

PRECAUCIONES RESPECTO A LA CONSTRUCCIÓN Y EL MEDIO AMBIENTE

ESTABILIZACIÓN	FACTOR	PRECAUCIONES
Cal	Medio Ambiente	Si la temperatura del suelo es menor de -40°F y no se espera que se incremente dentro de un mes, las reacciones químicas no ocurrirán rápidamente, y por consiguiente, la ganancia en resistencia será mínima. Deberá programarse a la mezcla de suelo-cal para soportar ciclos de congelamiento y deshielo.
	Construcción	No deberá permitirse el paso de vehículos pesados sobre el suelo estabilizado antes de 10 a 14 días a partir de la construcción del suelo cal.
Cemento	Medio Ambiente	Si la temperatura del suelo es menor de -40°F y no se espera que se incremente en un mes, las reacciones químicas no ocurrirán rápidamente, y por consiguiente, la ganancia en resistencia será mínima. Deberá programarse a la mezcla para que la ganancia en durabilidad garantizada tolerará los ciclos esperados de congelamiento y deshielo. Evítase la construcción en períodos de lluvia intensa.
	Construcción	No deberá permitirse el paso de vehículos pesados sobre la mezcla de suelo estabilizado antes de 7 a 10 días a partir de la construcción del suelo cemento.
Promoceros asfálticos	Medio Ambiente	Cuando se utilicen cementos asfálticos, la construcción deberá llevarse a cabo solo cuando se pueda lograr la compactación adecuada. Si se colocan estas capas cuando la temperatura deberá ser en el promedio, superior a +60°F.

Construcción

Quando se utilizan rebajados y emulsio--
nes, las temperaturas en el medio y en
la superficie a cubrir deberán ser supe--
rioras a la de congelamiento.

Los productos asfálticos deberán cubrir
perfectamente a las partículas antes de
la compactación.

Con los cementos asfálticos se deben em--
plear plantas centrales. Deben preferir--
se tiempos calurosos para la construc--
ción de todo tipo de estabilizaciones as--
fálticas.

TABLA 3

REQUISITOS TENTATIVOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION PARA MEZCLAS DE SULLO CAL

USO ANTICIPADO	RESISTENCIA RESIDUAL NECESARIA (psi) (b)	8 DIAS SATURACION	REQUISITOS DE RESISTENCIA PARA VARIAS CONDICIONES ANTICIPADAS DE SERVICIO (a)		
			CICLOS DE CONGELAMIENTO Y DESHIELO (c)	(psi)	
			3 CICLOS	7 CICLOS	10 CICLOS
SUBBASE NTL	20	50	50	90	120
SUBBASE Pav. Rig.	20	50	50	90 50 (a)	120
Pav. Flex. (e) 10" (Base + Carp)	30	60	60	100 60 (a)	130
8" (Base+Carp)	40	70	70	110 75 (a)	140
5" (Base+Carp)	60	90	90	130 100 (a)	160
BASE	100 (f)	130	130	170 150 (a)	200

- (a) Resistencia requerida después del curado de campo (después de la construcción) para proveer la resistencia residual adecuada.
- (b) Resistencia mínima esperada después del primer ciclo de invierno.
- (c) Número de ciclos de congelamiento y deshielo esperados durante el primer invierno, en servicio.
- (d) Las pérdidas de resistencia por el congelamiento y deshielo, basadas en 10 ciclos, excepto para los valores a 7 ciclos basados en ecuaciones de regresión establecidas.
- (e) Espesor total de pavimento que sobreyace a la subbase; los requisitos se basan en las distribuciones de Boussinesq; se aplica a los pavimentos rígidos si se utilizan materiales cementados como base.
- (f) Debería considerarse a la resistencia a la flexión en el diseño de espesores.

CANTIDADES DE CEMENTO PARA VARIOS SUELOS

CLASIFICACION AEREO	CLASIFICACION SUCS (a)	RANGO USUAL EN EL CONTENIDO DE CEMENTO (b)		CONTENIDO DE CEMENTO, ESTIMADO PARA LA PRUEBA DE PENETRACION (c)	CONTENIDO DE CEMENTO PARA LAS PRUEBAS DE COMPRESION Y CONCOCCION Y CONCOCCION DESHIELO (% EN PESO)
		%EN VOL	%EN PESO	SO VOL - HUI. (% EN PESO)	
A-1-a	GM, GP, SP, SW, SS, SH	5 a 7	3 a 5	5	3 a 5 a 7
A-1-b	GM, GP, SP, SS, SH	7 a 9	5 a 8	6	4 a 6 a 8
A - 2	GM, GC, SM, SC	7 a 10	5 a 9	7	5 a 7 a 9
A - 3	SP	8 a 12	7 a 11	9	7 a 9 a 11
A - 4	CL, ML	8 a 12	7 a 12	10	8 a 10 a 12
A - 5	ML, LH, CH	8 a 12	8 a 10	10	8 a 10 a 12
A - 6	CL, CH	10 a 14	9 a 15	12	10 a 12 a 14
A - 7	OH, LH, CH	10 a 14	10 a 16	13	11 a 13 a 15

(a) Con base en las recomendaciones de la FUERZA AEREA U.S.A.

(b) Para la mayoría de los suelos del Horizonte A el contenido de cemento debería incrementarse en 4% si el suelo es de gris a gris oscuro y 6% si es negro.

TABLA 5

CRITERIO DEL PCA. PARA MEZCLAS DE SUELO CEMENTO
USADAS EN CAPAS DE BASE

CLASIFICACION ASTM	CLASIFICACION SUCS (a)	PERDIDA EN PESO DURANTE 12 CICLOS CONSECUTIVOS DE HUMEDDECIMIENTO Y SECADO O DE CONGELAMIENTO Y DES- HIELO. (PORCENTAJE)
A - 1	GW, GP, GM, SW SP, SH	≤ 14
A-2-4, A-2-5	GM, GC, SM, SC	≤ 14
A - 3	SP	≤ 14
A-2-6, A-2-7	GM, GC, SM, SC	≤ 10
A - 4	CL, ML	≤ 10
A - 5	ML, MH, OH	≤ 10
A - 6	CL, CH	≤ 7
A - 7	CH, MH, OH	≤ 7

(a) Basado en la correlación presentada por la FUERZA AEREA U.S.A.

SELECCIÓN DEL TIPO Y DENSIDAD DEL AGUJO CON FINES DE ESTABILIZACIÓN

PROPIEDAD	ARENA-ASFALTO	SUELO-ASFALTO	ASFALTO CO GRAVA ESTABILIZADA O GRAVA- ARENA-ASFALTO.
Caliente	Cementos Asfálticos 60 a 70 clima calien- te. 85 a 100 120 a 150 clima frío		Cementos asfálticos 45 a 50 clima calien- te 60 a 70 75 a 100 clima frío
Fría	Asfaltos Rebajados (Ver figura 5)	Asfaltos Rebajados (Ver figura 5)	Asfaltos Rebajados (Ver figura 5)
Emulsiones	Emulsiones (Ver tabla 11) (Ver figura 6 y 7) para seleccionar el tipo de Emulsión)	Emulsiones (Ver tabla 11) (Ver figura 6 y 7) para seleccionar el tipo de Emulsión)	Emulsiones (Ver tabla 11) (Ver figura 6 y 7) para seleccionar el tipo de Emulsión)

Tabla 7

PROPIEDADES GEOTECNICAS DE LOS MATERIALES ADECUADOS PARA LA ESTABILIZACIÓN CON ASFALTO.

PROPIEDAD	ARENA-ASFALTO	SUELO-ASFALTO	GRAVA-ARENA-ASFALTO
Permeabilidad (que pasa)			
1 1/2"			100
1.0"	100		
3/4"			60 a 100
5/8"	50 a 100	50 a 100	35 a 100
3/8"	40 a 100		
1/4"		35 a 100	13 a 50
1/8"			8 a 35
1/200	5 a 12	3 a 20	0 a 12
Índice líquido		Buena	
		Regular	0 a 20 y 20 a 30
		Mala	> 30
		Buena	< 20
		Regular	20 a 30
Índice plástico		Buena	
		Regular	30 a 40
		Mala	> 40
		Buena	< 5
		Regular	5 a 9
Índice plástico	10	Mala	9 a 12
		Inadecuado	> 12
			< 10

TABLA 12
 CONTENIDOS DE EMULSION ASFALTICA .

PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA N° 200	% DE EMULSION ASFALTICA CUANDO EL PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA N° 10 ES:					
	50 o menos	60	70	80	90	100
0	6.0	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2
2	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5
4	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7
6	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9
8	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2
10	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2	8.4
12	7.5	7.7	7.9	8.2	8.4	8.6
14	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2	8.4
16	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2
18	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9
20	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7
22	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5
24	6.0	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2
25	6.2	6.4	6.6	6.9	7.1	7.3

TABLA 15

CRITERIO DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS CON EL METODO
DE MARSHALL PARA ASFALTOS LIQUIDOS.

PRUEBA DE MARSHALL

CRITERIO CON BASE EN LA TEMPERATURA
DE PRUEBA DE 77°F

	MINIMO	MAXIMO
Estabilidad (lbs)	750	1000
Flujo (0.01 pulgs)	7	16
Vacíos en la mezcla, (%)	3	5

LOCACION 1

$p = 0.02 (a) + 0.07 (b) + 0.15 (c) + 0.20 (d)$; en donde:

p = porcentaje de producto asfáltico con respecto al peso seco del agregado.

a = porcentaje del agregado retenido en la malla nº 50

b = porcentaje del agregado retenido en la malla nº 100 y pasa la 50.

c = porcentaje del agregado retenido en la malla nº 200 y pasa la 100.

d = porcentaje del agregado que pasa la malla nº 200.

TABLA 11

SELECCION DEL TIPO DE EMULSION ASFALTICA PARA ESTABILIZACIONES

PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA Nº200	CONTENIDO DE AGUA EN EL SULLO HUMEDO (5% o más)	CONTENIDO DE AGUA EN EL SULLO SECO (0 a 5%)
0 a 5	SS-1h (o SS-KH)	SM-K (o SS-1h) (a)
5 a 15	SS-1, SS-1h (o SS-K, SS-KH)	SM-K (o SS-1h, SS-1) (a)
15 a 25	SS-1, (o SS-K)	SM-K

NOTA: Determinarse en las figuras 6 y 7 si se utiliza una emulsión aniónica o catiónica.

(a) Deberá humedecerse previamente al suelo con agua antes de utilizar estos tipos de emulsiones asfálticas.

MÉTODO DE LA CURVA PARA LA DETERMINACION DEL
CONTENIDO CILINDRO
ASFALTO

CATEGORIA	TIPO DE MEZCLA	PUNTO DE LA CURVA		CRITERIO	
		p=100psi(a)	p=200psi(a)	p=100psi(a)	p=200psi(a)
Estabilidad	Carpeta de Concreto asfáltico	Máx. de la curva	Máx. de la curva	500 lbs o mayor	1800 lbs o mayor
	Base negra	Máx. de la curva (b)	Máx. de la curva (c)	500 lbs. o mayor	1800 lbs o mayor
	Arena-Asfalto	Máx. de la curva	-----	500 lbs o mayor	
Peso Unitario	Carpeta de Concreto asfáltico	Máx. de la curva	Máx. de la curva	No se usa	No se usa
	Base negra	No se usa	No se usa	No se usa	No se usa
	Arena Asfalto	Máx. de la curva	-----	No se usa	No se usa
Flujo	Carpeta de Concreto asfáltico	No se usa	No se usa	20 o menos	16 o menos
	Base negra	No se usa	No se usa	20 o menos	16 o menos
	Arena-Asfalto	No se usa	No se usa	20 o menos	16 o menos
Vaciados en la mezcla total.	Carpeta de Concreto asfáltico	4 (3)	4 (3)	3a5 (2a4)	3a5 (2a4)
	Base negra	5 (4)	6 (5)	4a6 (3a5)	5a7 (4a6)
	Arena-asfalto	6 (5)	- (-)	5a7 (4a6)	- (-)
Vaciados con agregado	Carpeta de Concreto asfáltico	80 (85)	75 (80)	75a85(80a90)	70a80(75a85)
	Base negra	70 (75)	60(b)(b)	65a75(70a80)	60 a 70 (65 a 70)
	Arena-asfalto	70 (75)	---(---)	65a75(70a80)	---(---)

Los datos en paréntesis se deberán usar para el peso específico relativo (absorción de agua mayor de 2.5%).

En el caso de la inclusión de contenidos de asfalto para estos puntos que fuera de especificaciones el contenido de asfalto debería ajustarse para que los vacíos en la mezcla total queden dentro de especificaciones.

TABLA 8

DETERMINACION DEL GRADO DE CEMENTO ASFALTICO PARA LA LOCALIZACION DE BASES.

INDICE DE TEMPERATURA DEL PAVIMENTO (a)	GRADO DEL ASFALTO (PENETRACION EN 0.1 mm)
negativo	100 a 120
0 a 40	85 a 100
40 a 100	60 a 90
100 o más	40 a 50

(a) La suma para el período de un año, de los incrementos superiores a 75°F de los promedios mensuales de las temperaturas máximas diarias. Cuando se cuenta con 10 o más años de registro debería utilizarse el promedio de las temperaturas máximas diarias durante el período de registro. Cuando el registro correspondiera a menos de 10 años, debería utilizarse los datos del año más caluroso. Cuando en ningún mes se excede a 75°F, resulta el índice negativo. Los índices negativos se evalúan, simplemente substrayendo de 75°F, el mayor promedio mensual.

TABLA 9

SELECCION DE CONTENIDOS DE ASFALTO PREENTRABES PARA LA CONSTRUCCION DE CAPAS DE BASE

NORMA DEL AGREGADO Y TEXTURA SUPERFICIAL.	PORCENTAJE DE ASFALTO CON RESPECTO AL PESO SECO DEL AGREGADO
Recomendado y liso	4
Mayor y rugoso	6
Intermedio	5

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS

ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE MENCHACA

MAYO DE 1977.

Mécanica de Suelos en la tecnología de pavimentos:

Por lo que se refiere a las aportaciones de la mecánica de suelos a las prácticas de diseño y construcción de los pavimentos, es indiscutible que éstas han sido y vienen siendo muy amplias y de gran tendencia.

Como todos sabemos, el pavimento constituye la estructura de una obra vial que, en última instancia, hace posible el rodamiento de los vehículos de una manera confortable y segura. Se trata, en consecuencia, de un elemento estructural que recubre o reviste a la terracería, con el fin de lograr que la superficie final o acabado, presente una serie de cualidades necesarias al apropiado rodamiento de los vehículos, durante un lapso o vida útil razonable, en el cual se ve expuesto no solo a la acción destructiva del tránsito, sino también a la de los diversos fenómenos de intemperie.

Puesto que los materiales que utiliza el ingeniero para la construcción de las terracerías u "capas de tierra" suelen ser, como norma general, los que proporciona en forma más inmediata la superficie de la corteza terrestre, es obvio que su calidad no pueda ser la requerida para satisfacer-

en las del tránsito a que hemos hecho mención por lo mismo, la necesidad de construir las capas (las terracerías), una o varias capas con materiales cuidadosamente seleccionados, a cuyo conjunto se le designa como pavimento, resulta igualmente obvia.

No hay duda entonces, de que el pavimento constituye tan solo una parte de la obra vial, a la cual por su ubicación, le corresponde estar en contacto directo con el tránsito y por lo mismo, servir de elemento de transmisión de los esfuerzos producidos por éste, hacia la capa superior de las terracerías. Por su parte, éstas últimas proporcionan, a su vez, el apoyo o cimentación del mismo, con análogos requerimientos en cuanto a la estabilidad o deformabilidad, que son comunes en la cimentación de cualquier otro tipo de estructura.

Podemos decir, en consecuencia, que los problemas que se plantean al diseñar un pavimento, no que sean circunscritos a la capa o conjunto de capas que forman su estructura, sino que abarcan, con igual importancia, a las capas inferiores que constituyen propiamente su cimentación, siendo en este particular aspecto en donde, por principio de cuentas, la Mecánica de Suelos proporciona una importantísima aportación.

Concretamente, es la regla y no la excepción que en la práctica los materiales que forman las terracerías y mantos subyacentes, dispongan de las características o propiedades mecánicas apropiadas para satisfacer adecuadamente los requisitos de esfuerzo y deformación que les son necesarios para atender a las sollicitaciones impuestas, tanto por la acción del tránsito, como por el peso propio y los agentes de intemperie, sin embargo, las excepciones a la regla, no por ser relativamente de poca frecuencia, disminuyen su importancia, es decir cuando ello ocurre, adquiere una gran relevancia su estudio. Citemos como casos típicos, todas aquellas regiones en donde la obra vial cruza zonas caracterizadas por sedimentos fluviales o lacustres, preponderantemente arcillosos, de consistencia blanda o muy blanda, tal como ocurre en una amplia región del sureste de nuestro país, en diversas zonas sujetas a frecuentes inundaciones por el desbordamiento de ríos y arroyos, o inclusive al propio Valle de México, por mencionar los casos más familiares. Por cierto, a-

propósito de este último y para señalar a modo de ejemplo, es pertinente comentar que durante mucho tiempo tuvo conocimiento del comportamiento mecánico de las arcillas del Valle y de sus características geotécnicas, desoñadas por la mecánica de Suelos, y fueron aplicados estos conocimientos al diseño de

los pavimentos en los aeropuertos de la Fuerza Armada Internacional y Militar de San Lucía, el cual, en su momento fue por demás deficiente y su construcción extraordinariamente costosa. En la actualidad creemos que gracias a la contribución proporcionada por la Mecánica de Suelos se han logrado condiciones altamente satisfactorias.

Otro ejemplo interesante al respecto, lo encontramos en el campo de los pavimentos de carreteras. El propio Terzaghi, en uno de sus artículos publicados al principio de los años cuarenta, refiere el hecho de que en los EUA una carretera de tipo de carretera dotada con pavimento de concreto rígido, se encontraba en estado ruinoso o necesitaba ser reconstruida para su aprovechamiento normal, mediante la aplicación de capas de terracerías; la razón fundamental de esto se debía al desconocimiento, por parte de los diseñadores, de los fenómenos de interacción entre la losa y el suelo de apoyo, bajo la acción no sólo de las cargas, sino también de los diversos efectos de expansión y contracción por ejemplo, de expansión y contracciones diferenciales por variación en el contenido de agua del suelo, efectos producidos por la acción de las heladas, etc.

Como ustedes saben, hacia finales de los años 20 y principios de los 30, Westergaard realizó una serie de trabajos sobre los esfuerzos producidos en una losa de concreto, bajo la acción tanto del tránsito como de los cambios de temperatura. Una conclusión muy importante que se derivó de su teoría, la cual por cierto, dentro de ciertos límites sigue siendo válida, fue que los esfuerzos de tensión producidos en la losa de un pavimento, eran prácticamente independientes de las características del suelo que sirve de apoyo a la losa. Esta conclusión, aunque desde el punto de vista de las hipótesis de Westergaard es correcta, su influencia por aquella época resultó restringida al descuidarse los factores antes mencionados, siendo inclusive usual, apoyar el concreto directamente sobre la subrasante, cuyo material, a su vez, podía corresponder a cualquier tipo de suelo por inconveniente que pudiera aparecer. Es innegable que en el esclarecimiento de esta anómala actitud mucho contribuyó la Mecánica de Suelos.

Pasando más concretamente a la estructura misma de un pavimento, podemos decir que las técnicas utilizadas para su diseño se derivan en buena parte, de los conceptos y desarrollos establecidos dentro de la Mecánica de Suelos, lo que equivale a hablar de una Mecánica de Suelos aplicada al diseño de pavimentos, tal como puede decirse de la Mecánica de Suelos aplicada a otros campos de la Ingeniería Civil, como el de las cimentaciones, las presas, los muros de retención, etc.

No es el momento, ni habría tiempo para hacer de hacer una descripción exhaustiva de todos los conceptos desarrollados por la Mecánica de Suelos, y que la tecnología de los pavimentos ha asimilado y utilizado en su beneficio. Sin embargo, el enunciado de algunos de ellos en un breve comentario, podría ser elocuente y, por lo tanto, a propósito del tema que se me ha encomendado para comentar ante ustedes.

1. Procedimientos para la determinación de las propiedades ingenieriles de los suelos y sus técnicas de ensaye.

De hecho, la generalidad de los materiales que se emplean en la construcción de un pavimento, salvo obviamente, los aglutinantes o cementantes, se alinean dentro de la definición ingenieril de suelo, y por lo mismo, es lógico que su estudio quede comprendido dentro de la Mecánica de Suelos no sólo por lo que se refiere a la determinación de sus propiedades índice, granulometría, plasticidad, etc., sino al estudio concreto de su comportamiento: resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad, y cambios volumétricos en general.

2. Teorías de capacidad de carga en cimientos superficiales.

Ciertamente el considerar a un pavimento como una especie de cimiento superficial, no deja de ser una analogía un tanto simplista del problema. Sin embargo, la aceptación de este concepto, analizado a la luz de las teorías de capacidad de carga, ha permitido reconocer la influencia de una serie de factores que afectan el comportamiento de un pavimento, cuando menos desde un punto de vista cualitativo pero de gran utilidad. Por ejemplo, la importancia de emplear materiales predominantemente friccionantes en las capas inferiores de un pavimento flexible, y la necesidad de hacer intervenir una componente de resistencia cohesiva en las superiores; la influencia de la magnitud del área de contacto de las llantas en la capacidad de carga del pavimento, así como la importancia de las presiones de confinamiento en las inmediaciones a las orillas del mismo.

Por otra parte, el conocimiento acumulado por la Mecánica de Suelos en cuanto a los factores que afectan la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, particularmente en lo que se refiere a la forma de las partículas, la granulometría, la compactación, etc., ha sido grandemente utilizada de una manera normativa en los criterios de selección y utilización de los materiales de pavimentación.

3. Otro aspecto importante, en donde los conocimientos adquiridos por la Mecánica de Suelos encuentran una amplia aplicación en el diseño de los pavimentos, lo encontramos a propósito de la compactación de los suelos, en el estudio de los diferentes factores que la afectan y su influencia en el comportamiento de los mismos.

4. Finalmente, podríamos decir que, incorporando a las aportaciones más o menos concretas a que se ha hecho referencia con anterioridad, a la Mecánica de Suelos, como una disciplina científica, sustentada en una labor que se ha distinguido por su fecunda fuente de investigación creadora, es innegable que ha ejercido y ejerce, una influencia definitiva en la evolución y logros alcanzados por la tecnología de los pavimentos, la cual se percibe incluso, en la actitud y mentalidad de los técnicos e investigadores que encaran el importante y complejo problema de los pavimentos.

Ing. Luis M. Aguirre Menchaca

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

EVALUACION DE PAVIMENTOS

ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE MENCHACA

MAYO DE 1977.

1.4 Evaluación de Pavimentos.

Con anterioridad a la ejecución del Tramo de Prueba AASHO, se prestaba poca atención a la evaluación de un pavimento; simplemente el pavimento era bueno o requería una reparación.

El conocimiento de las condiciones en que se encuentra un pavimento, es un aspecto que en la actualidad interesa sobremanera a los ingenieros y personal encargados de su diseño y conservación.

El conocimiento en forma especial, a los usuarios. Frecuentemente o inconscientemente, el usuario califica las condiciones en que se encuentra un pavimento cada vez que conduce un automóvil o durante el aterrizaje o despegue en una operación de aterrizaje o despegue.

Con varias las razones que motivan el estudio y conocer las condiciones en que se encuentra un pavimento, pudiendo señalarse entre otras, las siguientes:

1. Al ingeniero que ha realizado el proyecto de un pavimento, le ayuda a determinar el grado de éxito alcanzado por su proyecto, al cumplir con los criterios de diseño y, en su caso, le ayuda a comprender las causas de su fracaso.
2. Sirve para efectuar la planeación de un programa óptimo de mantenimiento y establecer la necesidad de realizar trabajos de conservación más importantes, reconstrucción y de reubicación del camino.
3. Permite realizar un pronóstico de la vida útil del pavimento.
4. Ayuda a determinar la capacidad del pavimento para soportar un volumen de tránsito, permitiendo así mismo, efectuar la actualización del pavimento, acorde con las futuras necesidades del tránsito.
5. Sirve para determinar el refuerzo que un pavimento deteriorado requiere para funcionar adecuadamente.
6. Constituye una base para el establecimiento de nuevos conceptos, importantes en el diseño de pavimentos.

Los estudios efectuados para la evaluación de un pavimento pueden clasificarse en dos grupos:

1. Estudios del comportamiento funcional, desde el punto de vista de su operación y servicio.
2. Evaluación mecanicista, desde el punto de vista de su capacidad estructural.

Los primeros proporcionan un juicio para valorar el grado en que un pavimento es adecuado para su transitabilidad. Los segundos permiten efectuar la evaluación estructural del pavimento, proporcionando la información suficiente para poder diseñar el refuerzo que en su caso llegara a requerir.

Estudios de Comportamiento-Servicio.

Comprenden estudios de evaluación de las condiciones superficiales que guarda un pavimento, estableciendo una apreciación de su capacidad para prestar servicio desde el punto de vista de su transitabilidad. La evaluación de esta cualidad

es un problema complejo en el que intervienen tres sistemas interrelacionados entre sí: el usuario, el vehículo y la rugosidad del pavimento, entendiéndose por esto último, como las irregularidades en la superficie de un pavimento que influyen en la calidad del rodamiento.

Los estudios a realizar son los siguientes:

1. La apreciación subjetiva de la transitabilidad del pavimento, efectuada mientras se conduce un vehículo a una velocidad normal.
2. La medición de la rugosidad del pavimento.
3. Valoración de los deterioros superficiales, mostrando la ubicación y extensión de los aspectos observados.

Los ingenieros de la prueba AASHO desarrollaron un método para la apreciación del estado superficial del pavimento, basado en el Concepto de Servicio Actual, de acuerdo con el cual, para un tramo específico de pavimento, el Servicio Actual es la capacidad que tiene, según la opinión del usuario, para proporcionar un tránsito suave y cómodo en condiciones normales de operación.

El método requiere que un grupo de cinco personas, como mínimo, efectúe un recorrido por el pavimento, previamente dividido en secciones. Basándose exclusivamente en las condiciones superficiales del pavimento y en el hecho de que este deberá prestar servicio a un volumen de tránsito mezclado bajo cualquier condición de tiempo, las personas que integran el grupo, deberán emitir una calificación del pavimento, variable entre cero para muy malo y 5 para muy bueno.

Las bases en que se apoya este método son las siguientes:

1. Las carreteras se construyen para conveniencia y comodidad del usuario.
2. La opinión del usuario en torno a la forma en que se da servicio una carretera, es enteramente subjetiva.
3. Las características que pueden medirse en una carretera, analizadas y manejadas convenientemente, pueden relacionarse con la opinión subjetiva del usuario.
4. El servicio dado por una carretera puede expresarse por el promedio de la evaluación efectuada por los usuarios de la misma.
5. El comportamiento de un pavimento puede establecerse a partir de las observaciones periódicas del servicio desde el momento de su construcción hasta el momento que se desee.

De los resultados de la prueba AASHO se obtuvo que la rugosidad de un pavimento o su perfil, se encuentran estrechamente relacionados con la apreciación de su servicio y que el comportamiento del pavimento evaluado en esta forma, se encuentra correlacionado con ciertos factores de diseño.

Para la medición de la rugosidad o bien, de las deformaciones de la superficie del pavimento se han diseñado dispositivos que permiten la evaluación superficial en forma rápida y mecánica. Los valores obtenidos en esta forma han sido correlacionados con las calificaciones obtenidas en la forma antes descrita, obteniéndose un valor numérico llamado Índice de Servicio Actual.

Entre estos dispositivos se pueden señalar los rugómetros desarrollados por la Oficina de Carreteras Públicas, y Departamento de Carreteras de California, fotografía (1); el perfilómetro CHLOE, fotografía (2) desarrollado en la Prueba AASHO y el perfilógrafo del Departamento de Carreteras de California, fotografía (3).

El primero determina un índice de rugosidad, en pulgadas por milla. Con el segundo se obtiene una medida del perfil del pavimento, expresada en términos del cambio del ángulo de dos líneas de referencia y el último proporciona un índice de perfil, expresado en pulgadas por milla.

El perfilógrafo transversal es otro dispositivo que permite obtener información sobre las deformaciones del pavimento en una sección transversal, fotografía (4).

Se llevan a cabo investigaciones del verdadero perfil del pavimento, en correlación con estudios de la sensibilidad del usuario para obtener ecuaciones de índice de servicio. También se investiga en aspectos de requisitos de operación y seguridad de las aeronaves. La Dirección General de Aeropuertos de la S.O.P. realiza estudios de este tipo en los aeropuertos del país.

Evaluación Mecanicista.

1. Examen de las condiciones que exhibe un pavimento.

Este aspecto es tan antiguo como la utilización misma de los caminos y constituye en sí la primera forma de investigación, que permitió la acumulación de la experiencia, a través de la observación del comportamiento del pavimento bajo diferentes situaciones. El examen y análisis de las condiciones que exhibe un pavimento proporciona la información necesaria para valorar el papel que desempeña cada elemento que lo constituye, en el comportamiento integral del pavimento, constituyendo una de las herramientas básicas en el conocimiento de la ingeniería de los pavimentos.

Los pavimentos fracasan a menudo debido a una combinación de varias razones, en ocasiones difíciles de determinar, siendo por lo tanto necesario que las inspecciones del estado del pavimento se realicen por personal experimentado, para conocer la causa o causas del fracaso. Al respecto es indispensable conocer los tipos y causas de falla en los pavimentos.

Las inspecciones se realizan con mayor detalle que el requerido para la calificación de un tramo, e incluyen un registro de la ubicación, magnitud y tipo de los deterioros observados, así como tipo y condiciones de los trabajos de mantenimiento.

Para el efecto, existen varias formas usadas para reportar la información recabada en el campo, incluyendo en la actualidad el empleo de tarjetas perforadas, en las que pueden anotarse los datos de construcción. Se está haciendo uso además de fotografías y películas, éstas últimas tomadas desde un camión en movimiento.

2. Pruebas no destructivas.

Es muy deseable poder efectuar una evaluación de la capacidad estructural de los elementos constituyentes de un pavimento, sin alterarlos o destruirlos. De esta manera, las mediciones se realizan en la superficie del pavimento y los resultados se relacionan a las propiedades estructurales de los materiales de las capas inferiores.

Generalmente se mide la respuesta de la estructura del pavimento a la aplicación de una fuerza o energía externa, y puesto que no se altera la estructura del pavimento, las pruebas pueden repetirse varias veces en el mismo sitio.

Se clasifican las pruebas de este tipo en tres categorías principales.

1. Mediciones de respuestas bajo cargas estáticas o móviles, aplicadas a baja velocidad.

2. Mediciones de respuestas a la aplicación de cargas repetidas.

3. Mediciones de respuestas de una masa a una fuente controlada de energía nuclear.

La respuesta a la aplicación de una carga sencilla es obtenida midiendo la deflexión producida en la superficie del pavimento. El dispositivo generalmente usado es la Viga Benkelman, medidor portátil desarrollado en el Tramo de Prueba AASHO, que determina deflexiones de milésimos de pulgada-fotografía 5. Los resultados de un estudio efectuado en California indican que cuando las deflexiones de la superficie de un pavimento flexible exceden de un cierto valor, ese pavimento generalmente muestra signos de deterioro. La comparación de las deflexiones medidas con un valor de deflexión crítica proporciona un medio de programar el mantenimiento de los pavimentos flexibles. Por otra parte, los estudios realizados en el Tramo de Prueba AASHO indicaron que en el caso de pavimentos flexibles, existe una relación entre las deflexiones producidas y su comportamiento, por lo que este método puede utilizarse como un medio de evaluar el comportamiento de un pavimento. Puede señalarse que la Viga Benkelman es un instrumento sencillo de operar, pero existen variables como la temperatura del pavimento y el radio de curvatura de la deflexión producida, que requieren ser tomadas muy en cuenta en la interpretación de los resultados. En pavimentos de aeropuertos se ha usado este método utilizando la aeronave de diseño para aplicar la carga, figura 6.

Varias agencias emplean las pruebas de placa para obtener deflexiones en el pavimento bajo la acción de cargas estáticas y repetidas. La Portland Cement Association ha desarrollado, por ejemplo, un método para determinar el valor del módulo de reacción de la subrasante en pavimentos rígidos, aplicando una carga al pavimento y midiendo las deformaciones unitarias y deflexiones ocasionadas por la misma.

Pruebas de este tipo han sido desarrolladas para su aplicación en la evaluación de pavimentos de aeropistas, citándose entre ellas, las desarrolladas por el Departamento del Transporte de Cana-

la que permite obtener el Valor Soporte de la Subrasante. Esta agencia ha establecido una correlación de este método con los resultados obtenidos con Viga Benkelman. Asimismo, puede citarse el Método de Número de Clasificación por Cargas (LCN), aplicado a la evaluación de pavimentos rígidos y flexibles de Aeropuertos (Fotografías 7 y 8 Camión Lastreado con 110 ton y placa de 18" ϕ).

Instalando dispositivos especiales dentro de la estructura del pavimento ha sido posible medir las deflexiones producidas al paso de cargas repetidas en movimiento. Los citados dispositivos deben instalarse permanentemente en el pavimento, no estando aún aclarada la influencia, en los resultados obtenidos de un dispositivo que es diferente al medio que lo rodea.

En el tramo de prueba AASHO se realizaron mediciones de vibraciones producidas a pavimentos flexibles, al aplicar en la superficie una fuerza vertical alternante y midiendo posteriormente las deflexiones y la velocidad de propagación de las ondas. Las primeras proporcionan un valor de la rigidez elástica de la estructura total del pavimento, en tanto que la segunda puede proporcionar idea de la rigidez de las varias capas que lo integran. El Cuerpo de Ingenieros de E.U.A. ha empleado un equipo vibratorio para determinar el módulo de elasticidad del suelo bajo un pavimento, siguiendo el método desarrollado por la Compañía Snell en Holanda. A partir del valor del módulo obtenido y aplicando la teoría de la elasticidad puede determinarse la resistencia del pavimento.

En Texas se realizó un estudio utilizando un sistema de cargas dinámicas y midiendo las deflexiones en la superficie mediante geófonos aplicados a la misma. Estas deflexiones fueron comparadas con las correspondientes a la Viga Benkelman, obteniéndose como resultado, la indicación de que puede establecerse una correlación entre ambos métodos. El equipo empleado es de tipo móvil y el tiempo requerido para la ejecución de las pruebas es bastante corto, lo que constituyen factores favorables para su aplicación. En la fotografía 9 se presenta este equipo conocido comercialmente como Dynaflect, que la S.O.P. está empleando para estudios de evaluación de pavimentos.

En la época actual se han empleado pruebas nucleares para medir la densidad y humedad en los materiales de pavimentación y se ha extendido su uso a la determinación del contenido de asfalto y densidad de mezclas. En Wisconsin se han iniciado experimentos para adaptar el uso de estos dispositivos a la evaluación de los pavimentos, midiendo por ejemplo las variaciones de la densidad en el transcurso del tiempo.

Los métodos descritos proporcionan buena información sobre la capacidad estructural de los pavimentos y del suelo de cimentación, sin embargo ninguno de ellos puede considerarse que proporciona una evaluación precisa de la resistencia de las

capas inferiores. Existe actualmente la tendencia a emplear métodos electrónicos y nucleares, que permitan obtener mayor precisión en la determinación de la capacidad estructural de los elementos que constituyen el pavimento.

3. Pruebas destructivas.

Es necesario en ocasiones, observar directamente la estructura de un pavimento con el objeto de determinar dónde y porqué ocurrió una falla. En tales situaciones se requiere excavar una cala o una trinchera en el pavimento, destruyendo su estructura.

Las técnicas empleadas dependen del tipo de información requerida, llegando a requerir la obtención de muestras inalteradas de las diferentes capas.

La observación de las paredes del corte puede revelar el mecanismo de falla y las causas que se cutadas en las muestras obtenidas proporcionarán información sobre la capacidad estructural del pavimento. La fotografía 10 ilustra una cala en el pavimento y la fotografía 11 una trinchera que permite apreciar las condiciones del pavimento.

Adicionalmente se requiere evaluar todas las variables que afectan el comportamiento del pavimento, antes de establecer una conclusión.

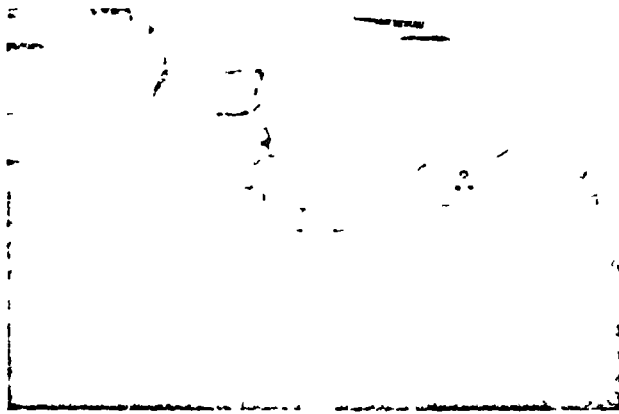
Actualmente se llevan a cabo estudios de evaluación tanto del tipo de comportamiento funcional, como mecanicista. Los métodos de investigación mediante sistemas destructivos se emplean en casos muy especiales.

Investigación.- Algunos de los tópicos actualmente en investigación en este campo son los siguientes:

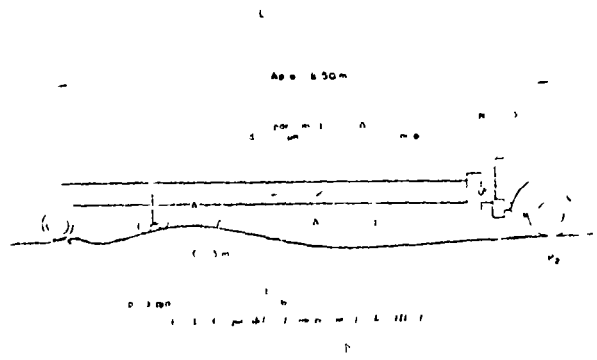
1. Desarrollar métodos de evaluación más rápidos y confiables.
2. Establecer técnicas de control de acabados superficiales durante la construcción.
3. Mejorar el concepto de índice de servicio.
4. Aumentar el conocimiento acerca de las propiedades mecánicas de los pavimentos y de sus componentes por métodos no destructivos.

Cabe mencionar que los métodos de evaluación antes descritos, aunque en gran parte han sido desarrollados por técnicas extranjeras, constituyen en la actualidad métodos cada vez más familiares a los ingenieros de nuestro País, observándose una franca tendencia a utilizarlos cada vez más en el estudio de nuestras carreteras y aeropistas.

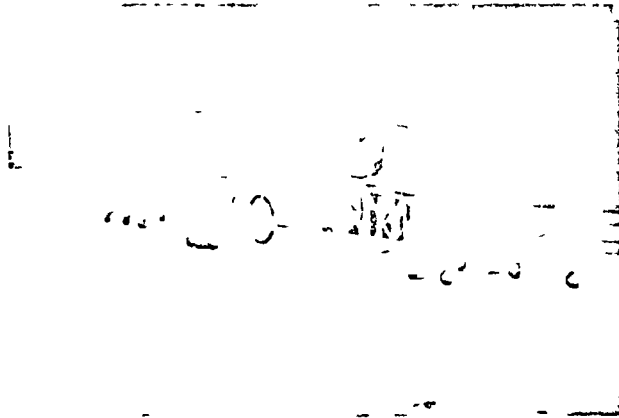
Ing. Manuel Zárate Aquino.



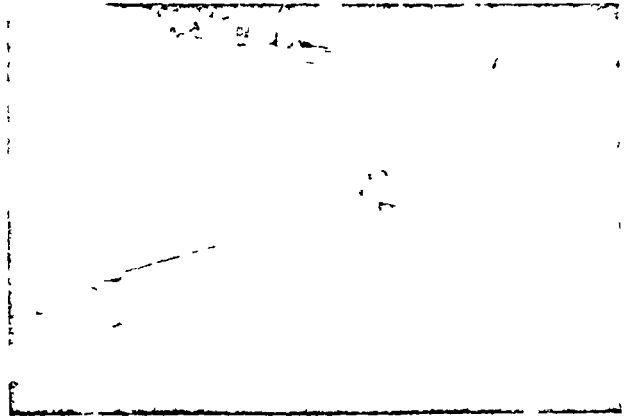
FOTOGRAFIA Nº 1



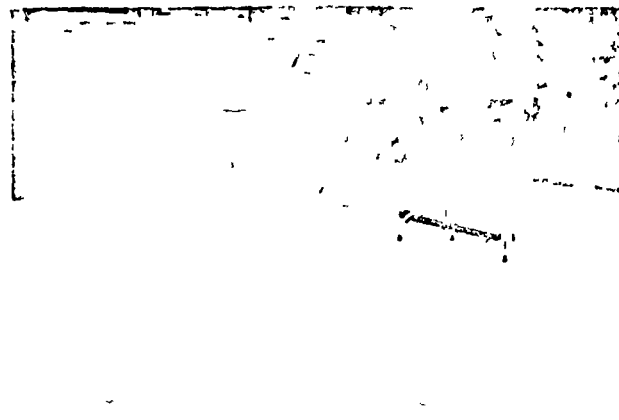
FOTOGRAFIA Nº 2



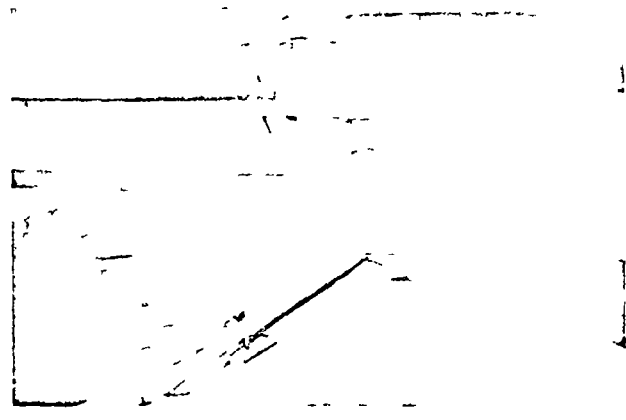
FOTOGRAFIA Nº 3



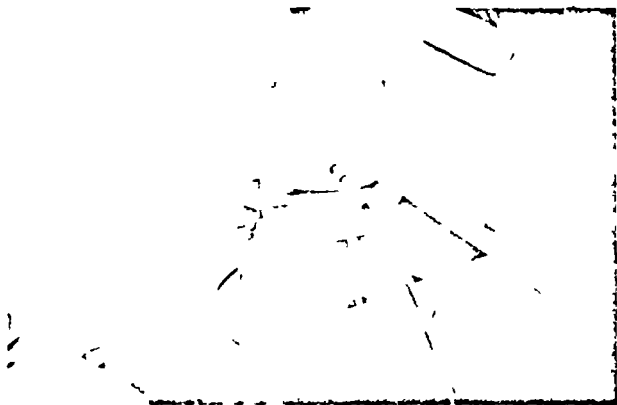
FOTOGRAFIA Nº 4



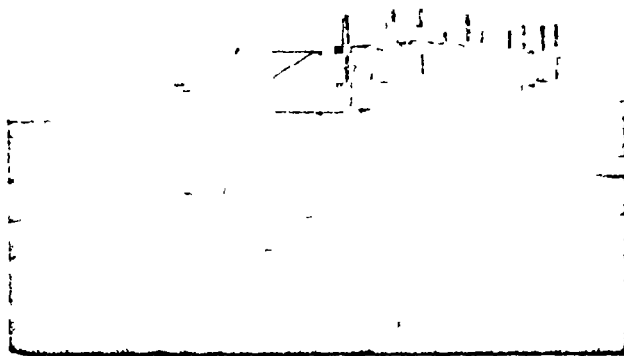
FOTOGRAFIA Nº 5



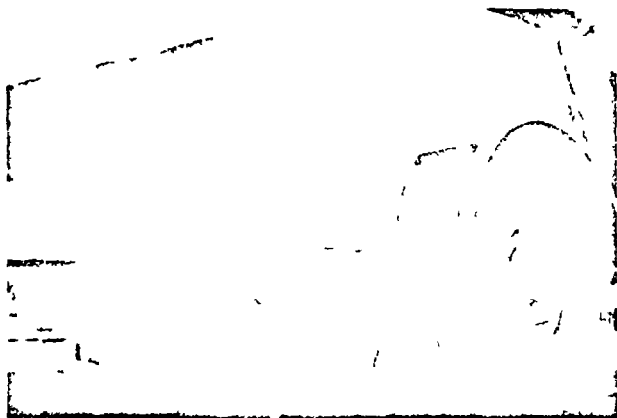
FOTOGRAFIA Nº 6



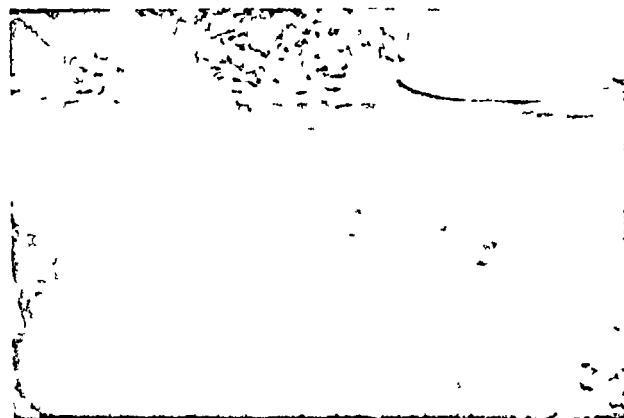
FOTOGRAFIA Nº 7



FOTOGRAFIA Nº 8



FOTOGRAFIA Nº 9



FOTOGRAFIA Nº 10



FOTOGRAFIA Nº 11



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS



Ing. Luis M. Aguirre Mencluca

Mayo 1977

2.- QUE DEBEMOS HACER:

ESTUDIOS ESPECIFICOS.

EXPLORACION Y MUESTREO A LO LARGO DE LA RUTA

ENSAYES DE LABORATORIO

ANALISIS DE TRANSITO

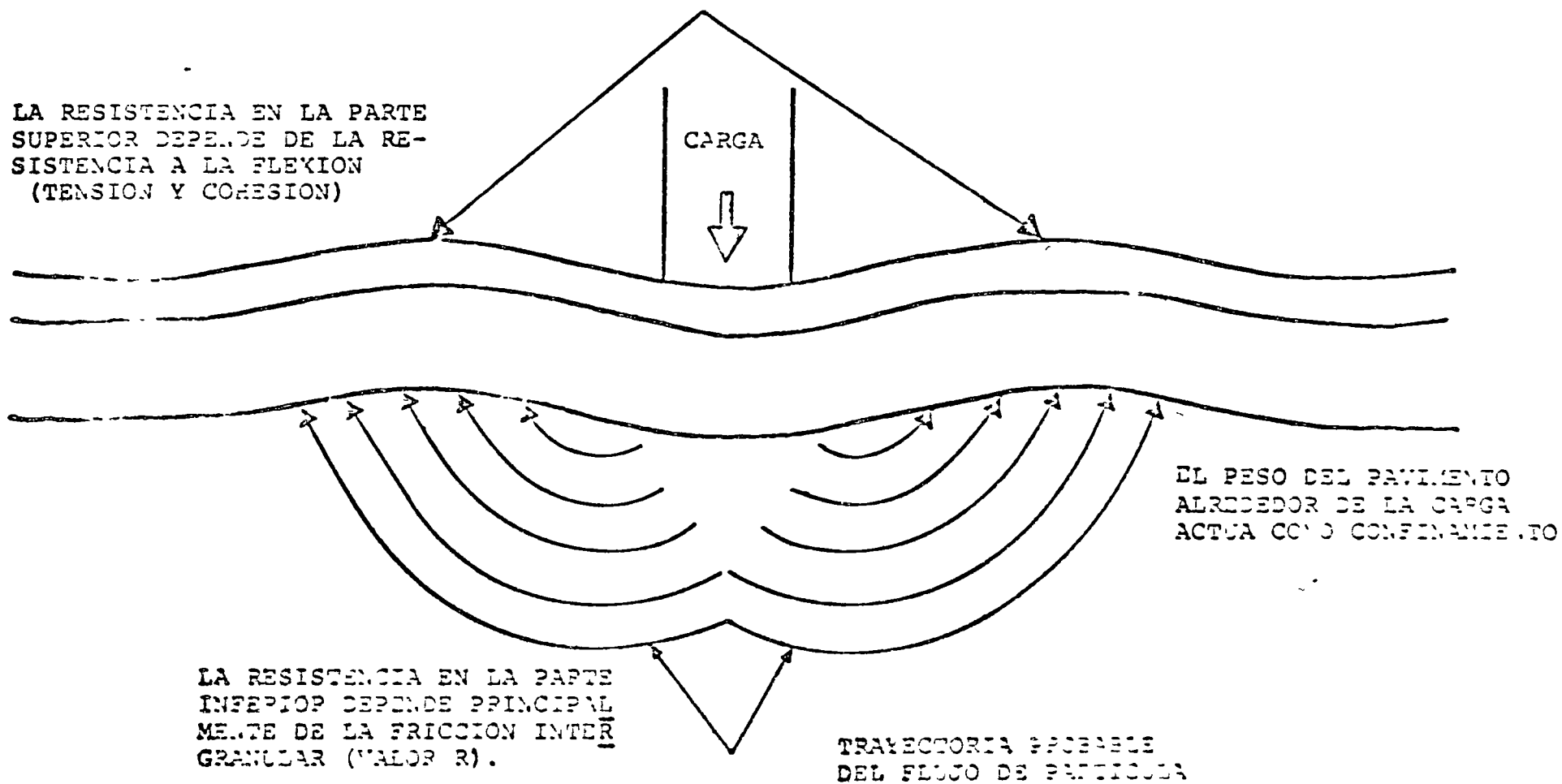
CLIMA Y FACTORES AMBIENTALES

RECURSOS Y POTENCIALIDAD DE MATERIALES

3.- QUE DEBEMOS TENER.

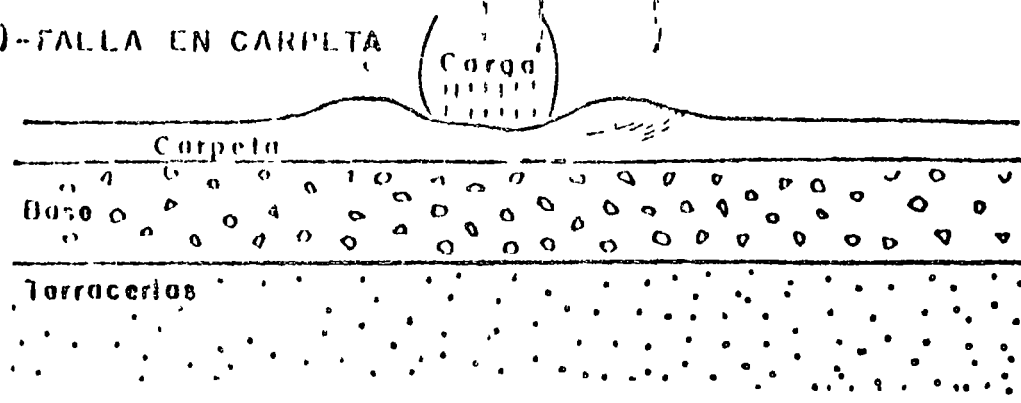
- BUEN CONOCIMIENTO DE LOS DIFERENTES FACTORES QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO DE UN PAVIMENTO.
- CIERTO DOMINIO DE VARIOS DE LOS PRINCIPALES METODOS DESARROLLADOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LAS DIFERENTES CAPAS
- FAMILIARIDAD CON LAS NORMAS QUE REGULAN LA CALIDAD Y COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES.
- EXPERIENCIA Y BUEN JUICIO.

ESQUEMA DEL FENOMENO DE FLUJO PLASTICO EN EL
SUELO QUE SOPORTA AL PAVIMENTO.

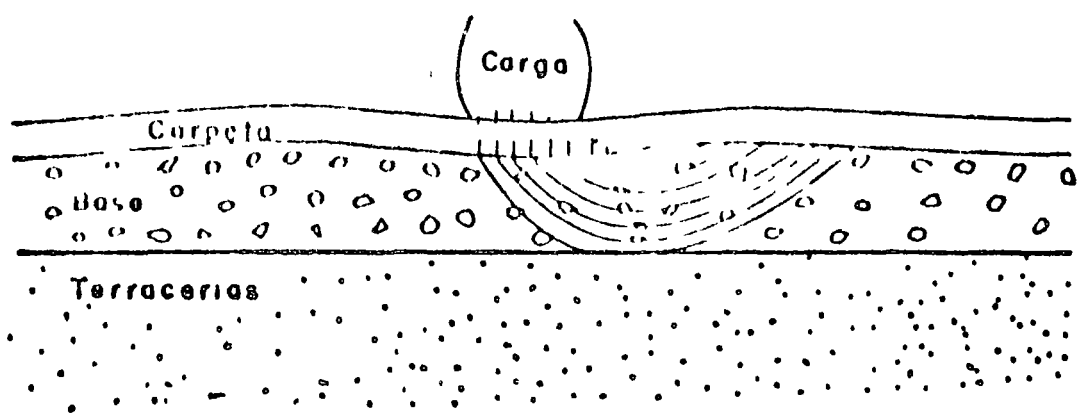


TIPOS DE FALLA

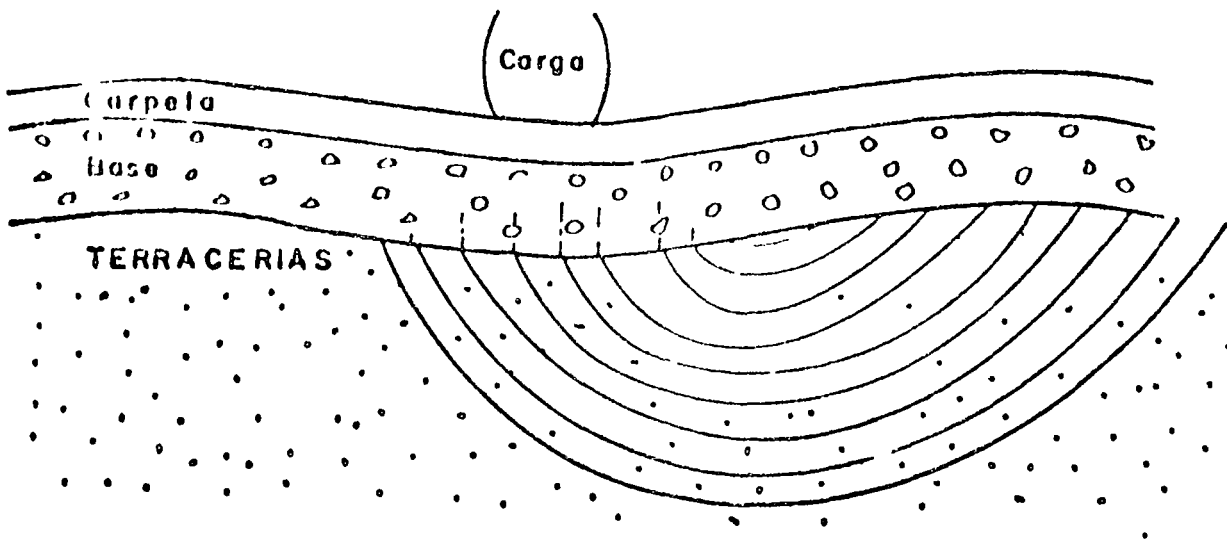
a) - FALLA EN CARPETA

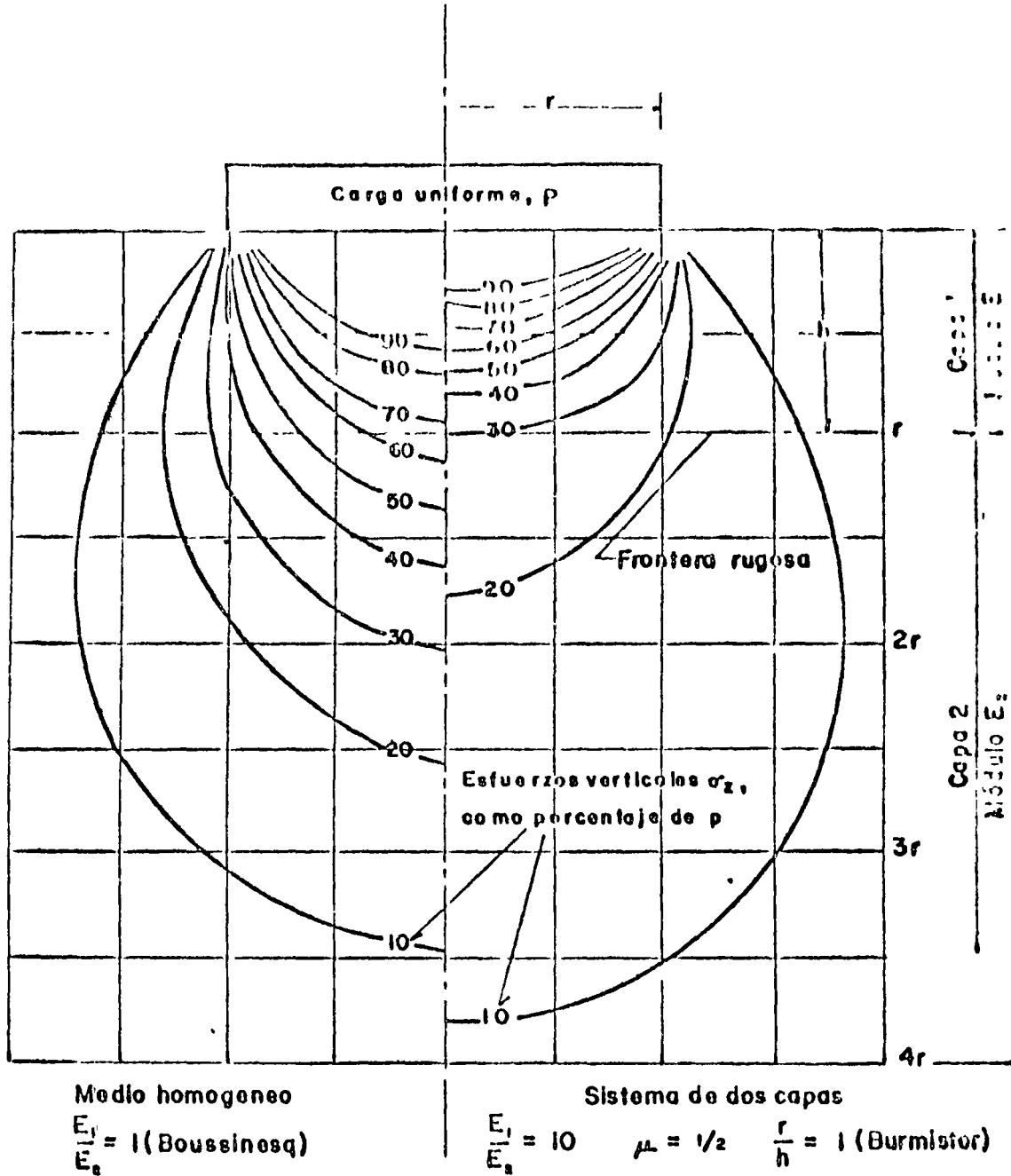


b) - FALLA EN LA BASE



c) FALLA GENERAL DEL TERRENO DE CIMENTACION





**COMPARACION DE LA DISTRIBUCION DE ESFUERZOS
VERTICALES EN UN MEDIO HOMOGENEO Y EN UN SISTEMA DE 2 CAPAS**

6.- MÉTODOS DE DISEÑO

~~1.~~ 1.- MÉTODOS QUE PARTEN DE CONSIDERACIONES TEÓRICAS Y SEMITEÓRICAS, UTILIZANDO VALORES DE CORRELACION. PRUEBAS TRIAXIALES.

- KANSAS (E)

- TEXAS (c y ϕ)

- HVEEM (R, función de $\frac{P_h}{P_v}$)

~~2.~~ 2.- PROCEDIMIENTOS EMPÍRICOS BASADOS EN UNA PRUEBA ARBITRARIA, TAL COMO LA DE CBR.

- CUERPO DE INGENIEROS

- ROAD RESEARCH LABORATORY

- WYOMING, KENTUCKY

- SOP

~~3.~~ 3.- MÉTODOS BASADOS EN PRUEBAS DE CLASIFICACION DE SULLOS. INDICE DE GRUPO.

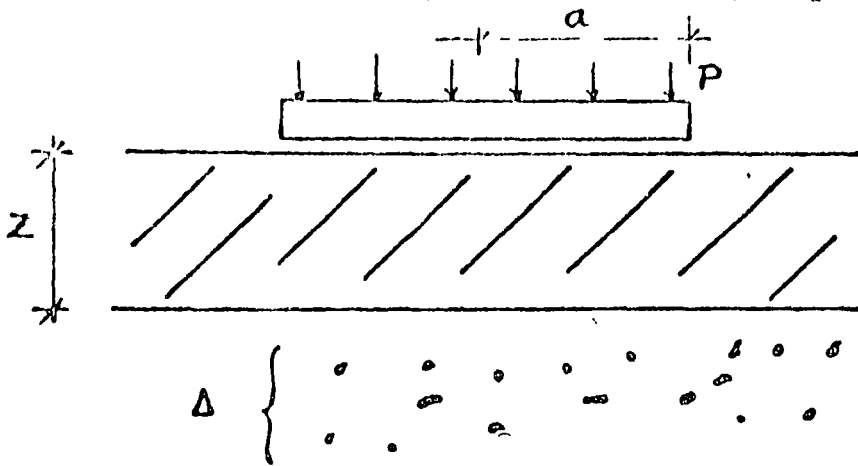
~~4.~~ 4.- MÉTODOS CON BASE EN CRITERIOS OBTENIDOS DEL TRAMO DE PRUEBA AASHO:

- SHOOK - FINN

- BUREAU OF PUBLIC WORKS

- INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM.

METODO DE KANSAS.



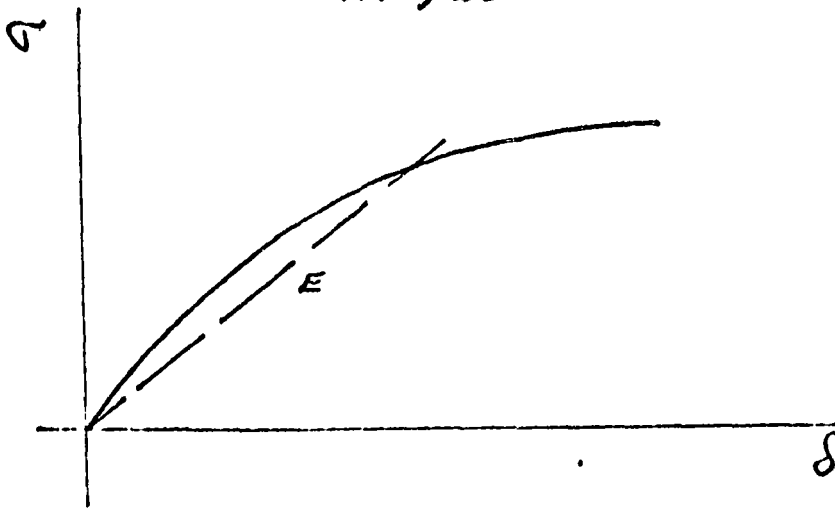
$$\Delta = \frac{Pa}{E} F ; F = \frac{3}{2} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}}}$$

$$T = z = \sqrt{\left(\frac{3P}{2\pi E \Delta}\right)^2 - a^2}$$

$$T = \left[\sqrt{\left(\frac{3Pmn}{2\pi E \Delta}\right)^2 - a^2} \right] \left[\sqrt[3]{\frac{E}{E_p}} \right]$$

m : factor de tránsito.

n : factor de saturación.



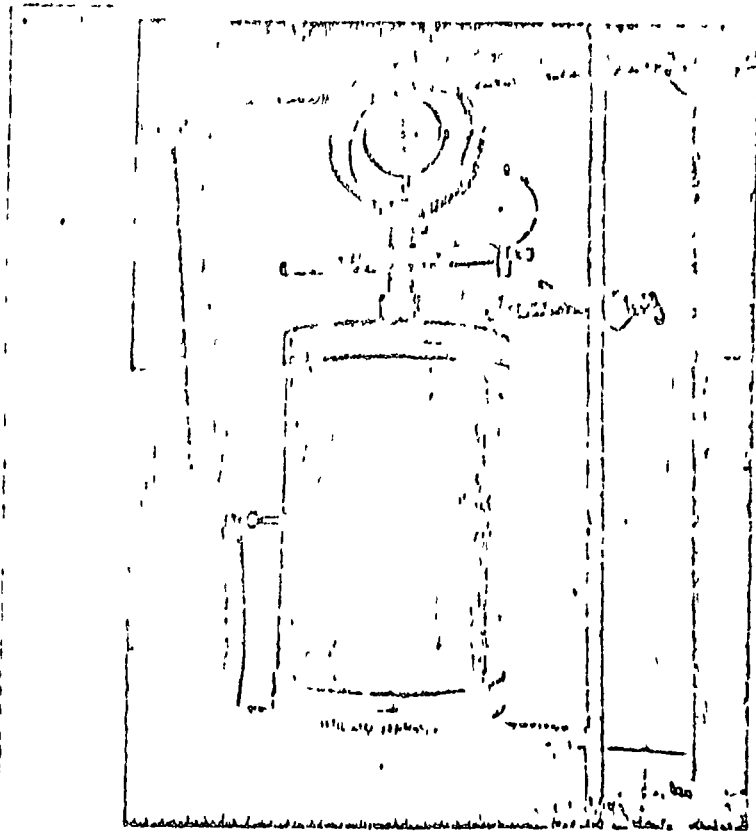


Figure 0 6. Texas triaxial cell.

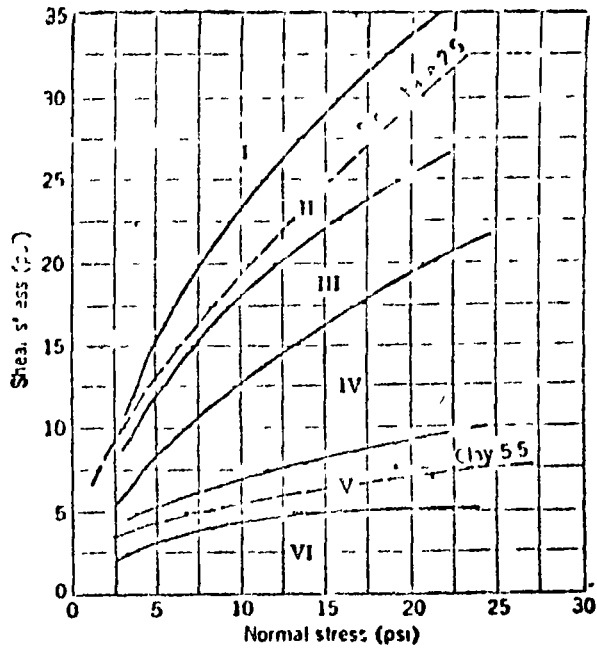
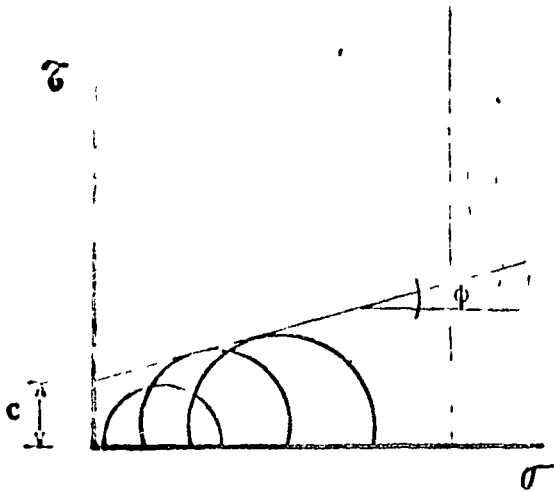


Figure 13 5. Texas classification chart. (From McDowell, Highway Research Board, Research Report 10 Bz)

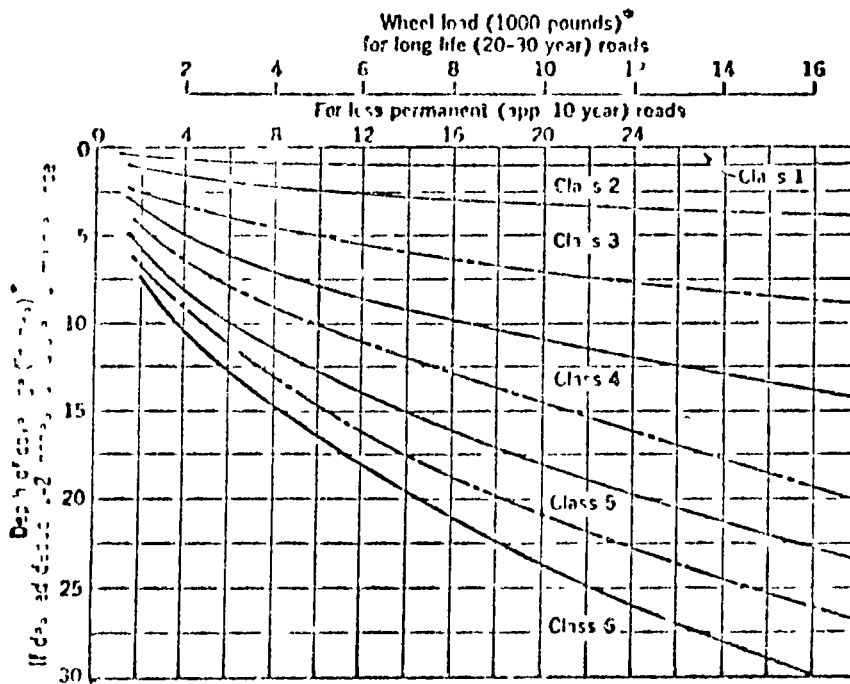
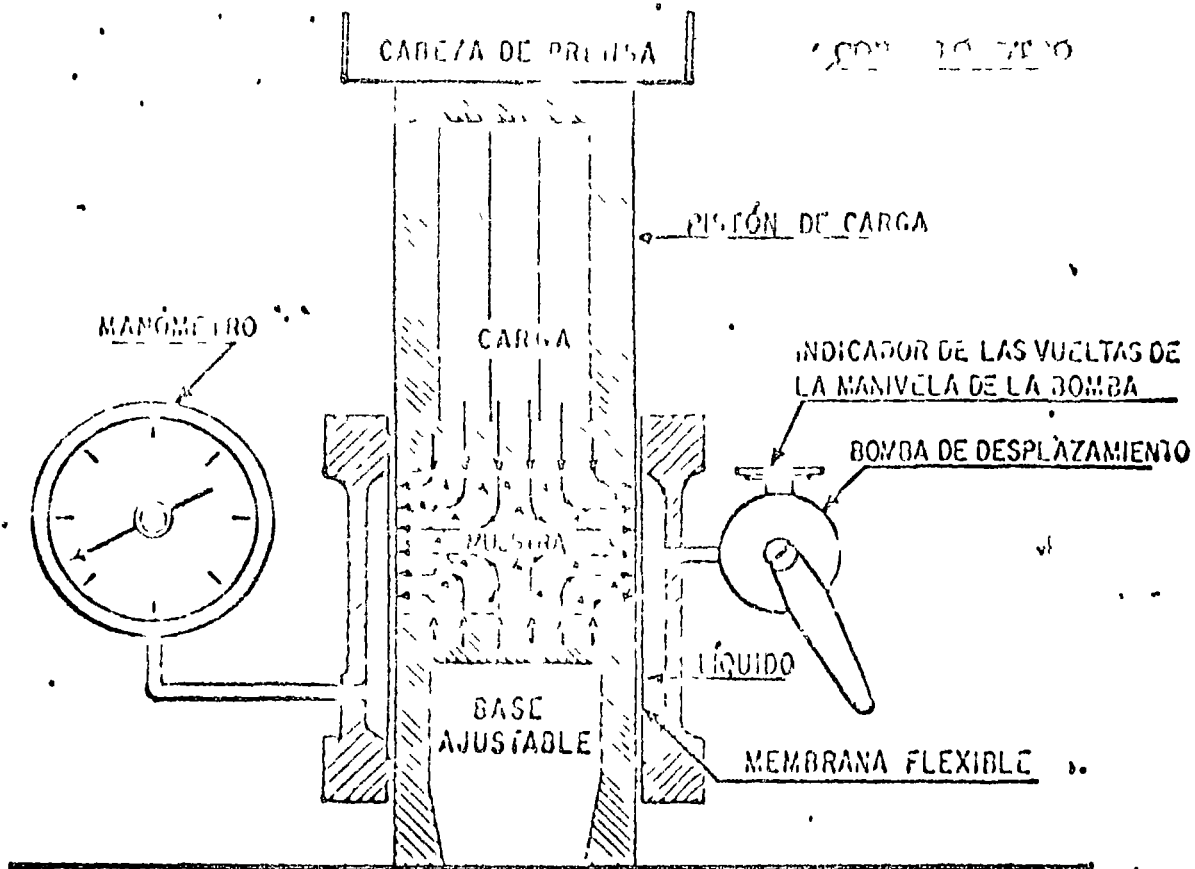


Figure 13 A. Pavement thickness (From McDowell, Highway Research Board Research Report 10 B)

* Average of ten heaviest wheel loads per average day

† Depth of coverage consists of bituminous surfacing, bituminous surfacing plus base, or bituminous surfacing plus base plus subbase existing above material of known strength classification.

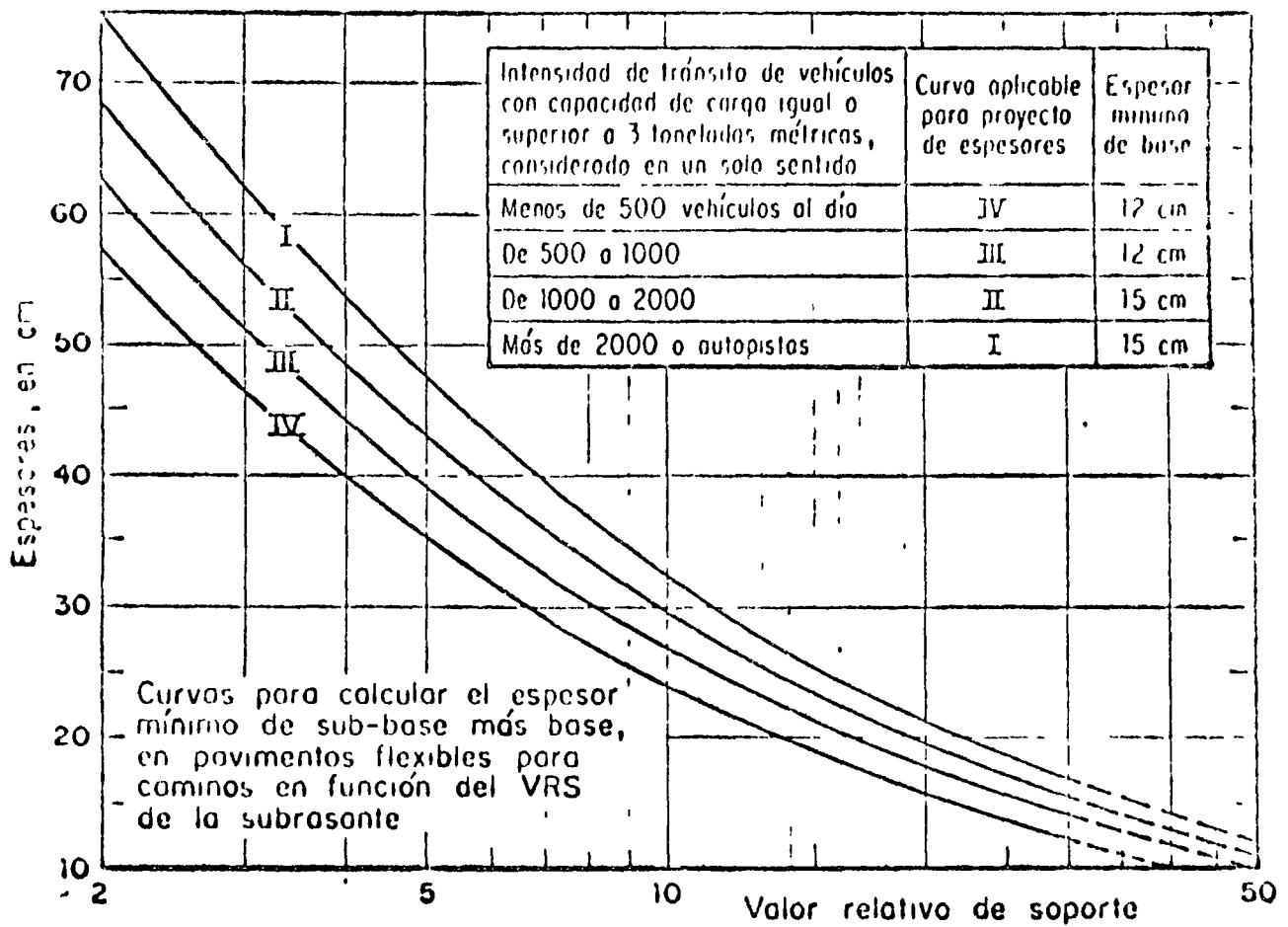


$$R = \left(1 - \frac{P_h}{P_v} \right) 100$$

$$T = K \frac{P \sqrt{A} \text{ Log } r}{\sqrt{c}} \left(\frac{P_h}{P_v} \leq 0.1 \right)$$

En donde:

- T = espesor del pavimento
- k = constante (0.0175)
- P = presión de inflado de las llantas
- A = área de contacto
- r = número de repeticiones de esfuerzos
- c = Valor del cohesiómetro.
- P_h = presión horizontal transmitida
- P_v = presión vertical aplicada (160 psi)



Prueba 108-13, SCOP-1957

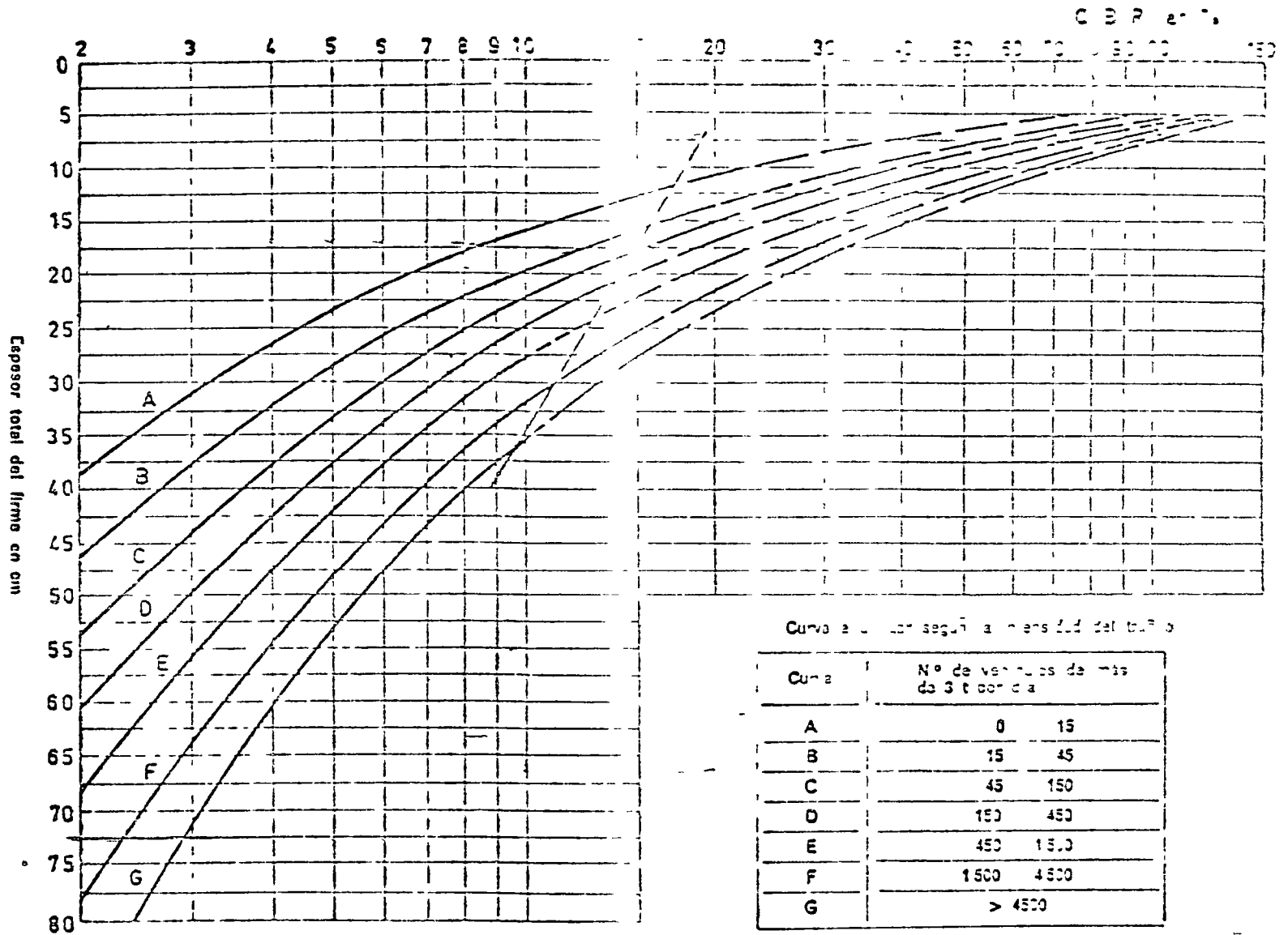


FIG 12. Abaco de J. Research Laboratory

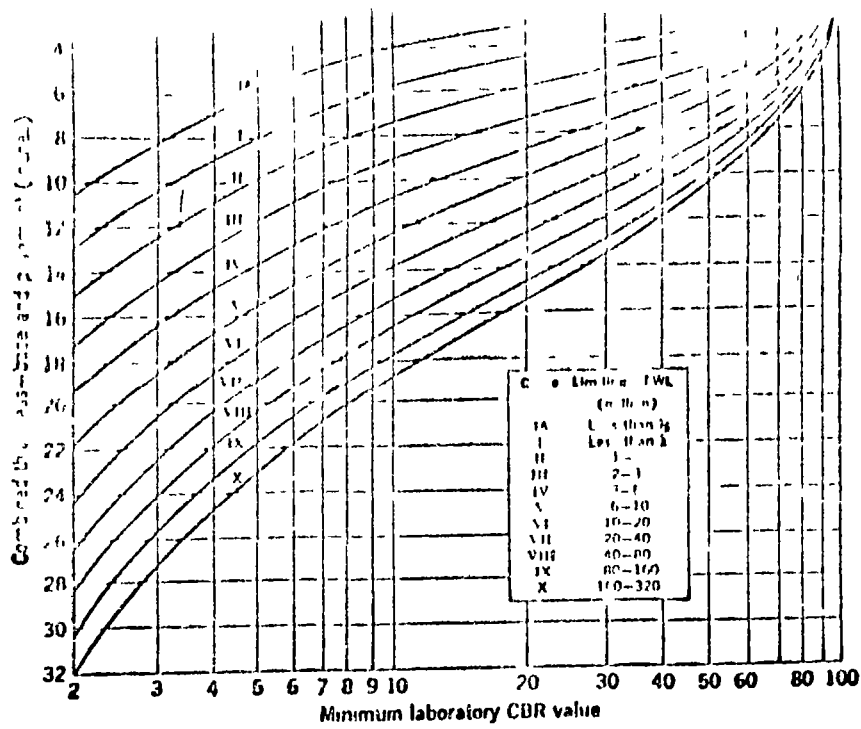
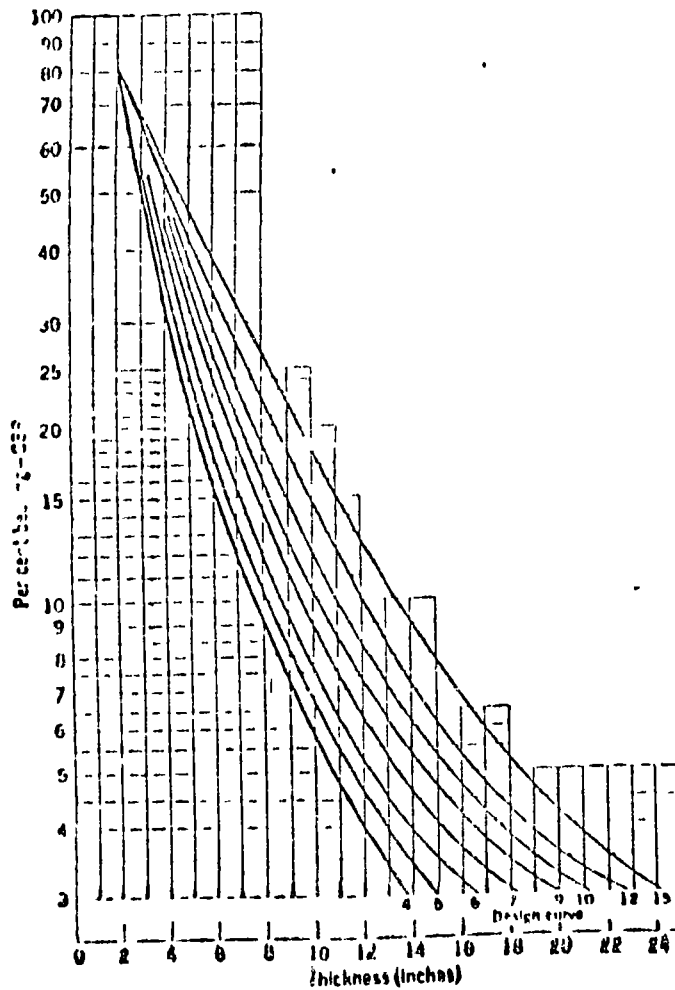


Figure 15.11 Kentucky design curves for flexible pavements. (Courtesy W. B. Drake and J. H. Havens.)

Total value	0-2	3-6	7-11	12-17	18-24	25-32	33-41	42-53
Design curve	4	5	6	7	8	9	12	15



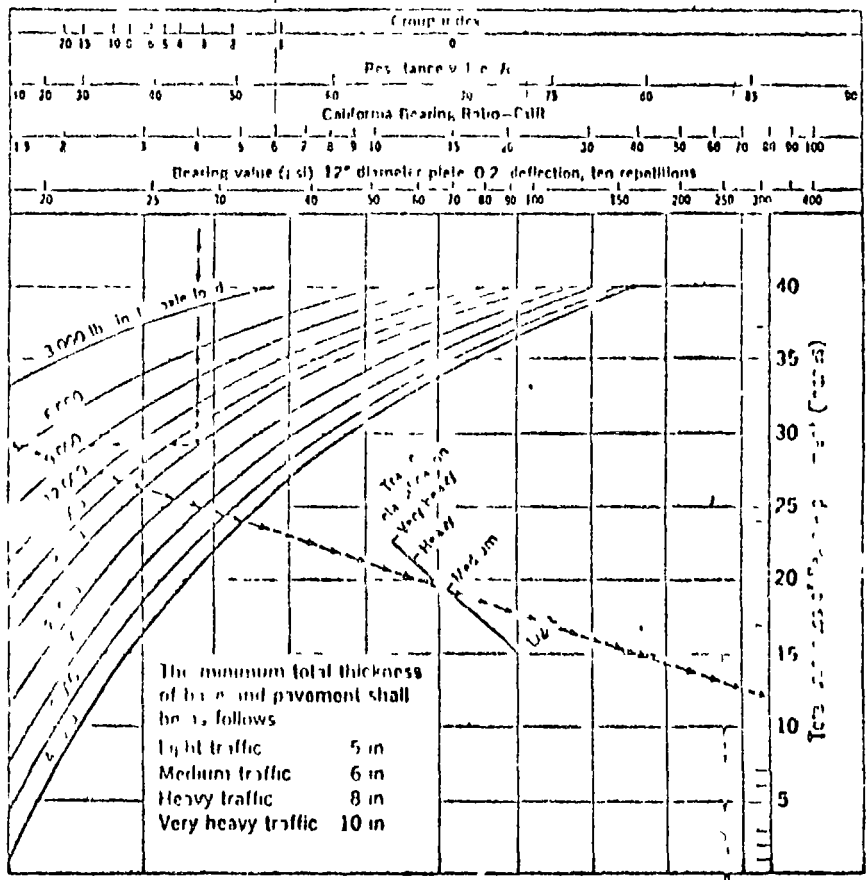
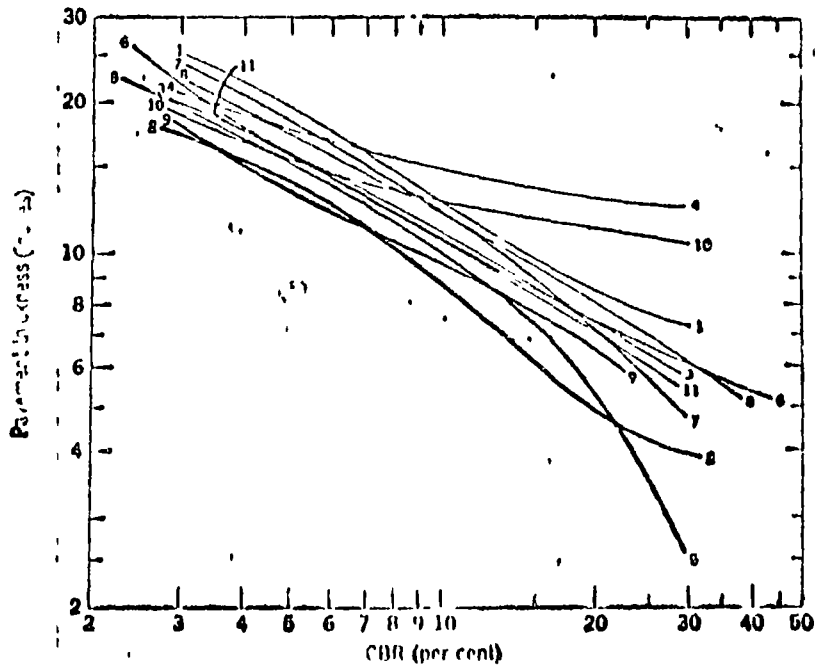


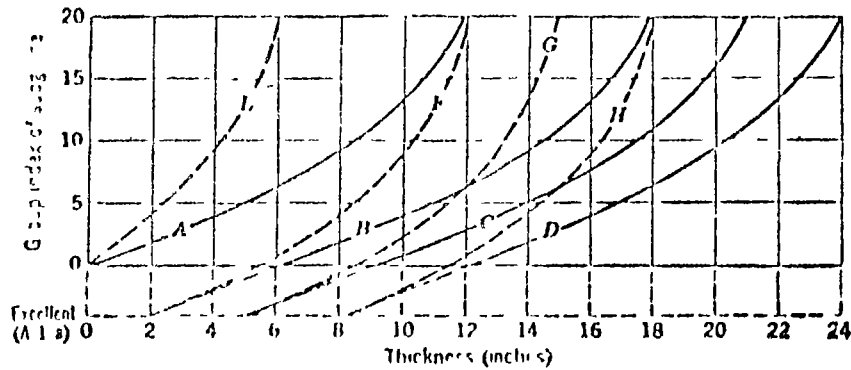
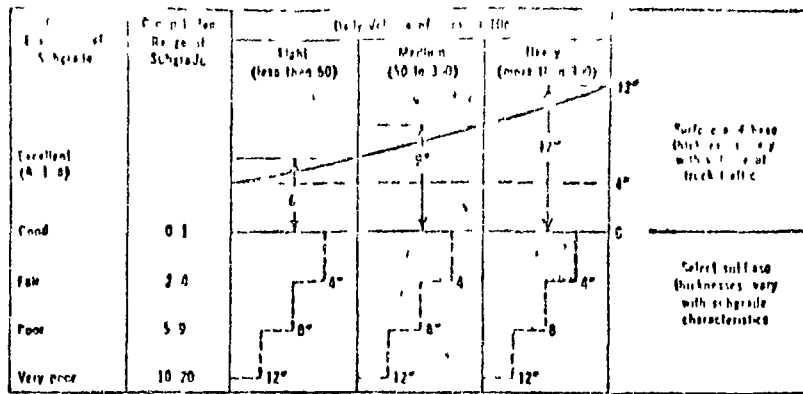
Figure 15.17. The Asphalt Institute design curves. (From the Asphalt Institute.)



Key to States

No.	State
1	Alabama
2	Colorado
3	Delaware
4	Kentucky
5	Maryland
6	North Carolina
7	New Mexico
8	Puerto Rico
9	South Dakota
10	West Virginia
11	Wyoming

Figure 15 20 California Bearing Ratio curves for various states (8000 pound wheel including modifications suitable to WASHO test road conditions). (From Highway Research Board Bulletin 133.)



- Curve A Thickness of select material subbase only
- Curve B Combined thickness of surface, base, subbase—light traffic
- Curve C Combined thickness of surface, base, subbase—medium traffic
- Curve D Combined thickness of surface, base, subbase—heavy traffic
- Curve E Thickness of additional base which may be substituted for subbase of curve A
- Curve F Combined thickness of surface, base (no subbase)—light traffic
- Curve G Combined thickness of surface, base (no subbase)—medium traffic
- Curve H Combined thickness of surface, base (no subbase)—heavy traffic

Figure 15.13. Group index design chart. (From Steels, Proceedings, Highway Research Board, 1945.)

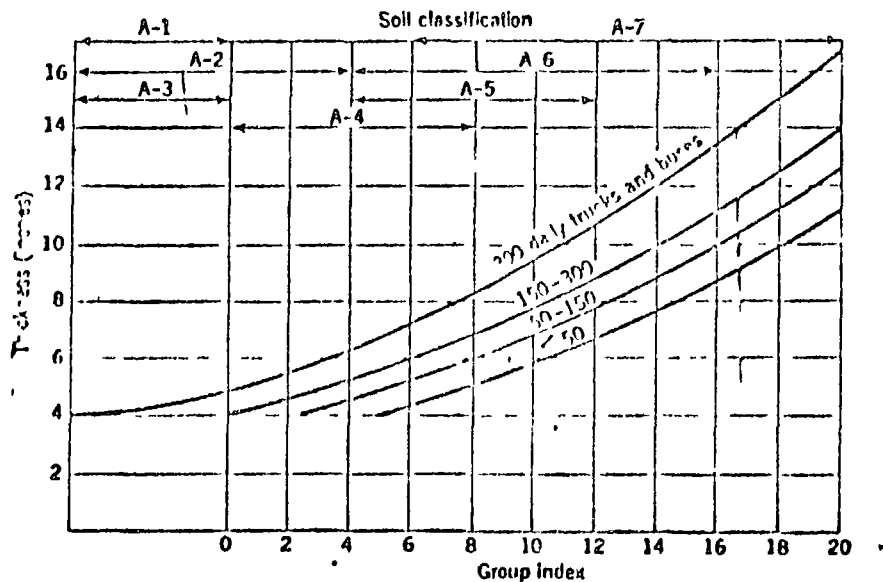


Figure 15.14. Group index design chart. From Davis and Jones, Highway Research Board Research Report 10-B.

CARGAS POR EJE SENCILLO		NUM DE EJES POR DIA	FACTOR DE EQUIVALENCIA A EJE DE 18 000 LB (1)	NUM DE EJES EQUIVALENTES
LIBRAS	TON			
18 000	8.16	80	1.000	80.00
15 000	6.80	15	0.450	6.75
12 000	5.44	100	0.175	17.50
9 000	4.08	200	0.058	11.60
6 000	2.72	400	0.010	4.00
				119.85

(1) VER FIG 34

— CONSIDERANDO UNA TASA DE CRECIMIENTO DE 5% ANUAL Y UN PERIODO DE DISEÑO DE 10 AÑOS.

$$\text{NUM. DE REPETICIONES} = 119.85 \times 365 \times \frac{1+1.5}{2}^{10} = 5.47 \times 10^5$$

— CONSIDERANDO UN CBR DE 5%, EMPLEANDO LA CURVA KENTUCKY C (FIG 37), SE TIENE:

$$\text{VALOR SOPORTE DEL SUELO } S = 2.8$$

— DE NO EXISTIR CONDICIONES CRITICAS DE CONGELACION Y DESHIELO PUEDE CONSIDERARSE UN FACTOR REGIONAL $R=1$.

— ENTRANDO A LA GRAFICA DE LA FIG. 39, SE OBTIENE UN VALOR DE 8.7 CM PARA EL INDICE ESTRUCTURAL.

— CONOCIDOS LOS TIPOS DE MATERIALES QUE SE EMPLEARAN, Y FIJANDO PREVIAMENTE LOS ESPESORES DE CARPETA Y BASE, PODRA CALCULARSE EL ESPESOR REQUERIDO DE LA SUBBASE, POR MEDIO DE LA EXPRESION:

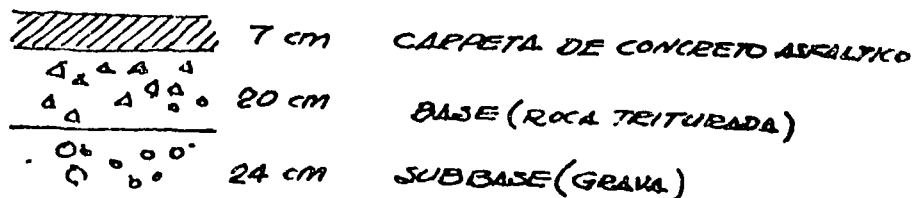
$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{CARPETA, } D_1 = 7.5 \text{ cm} \\ \text{BASE, } D_2 = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{FIG 40, CURVA D.}$$

$$\therefore 8.7 = 0.44(7.5) + 0.14(20) + 0.11 D_3$$

$$\therefore D_3 = 24 \text{ cm}$$

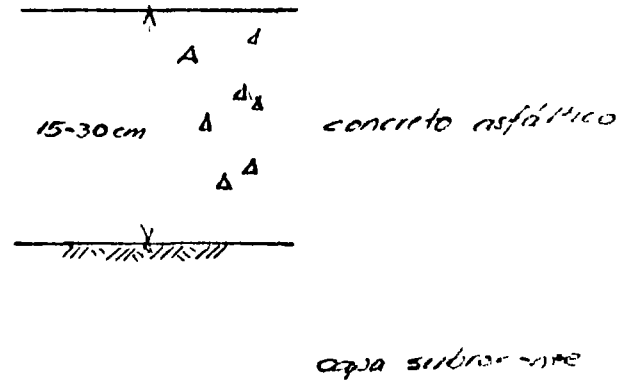
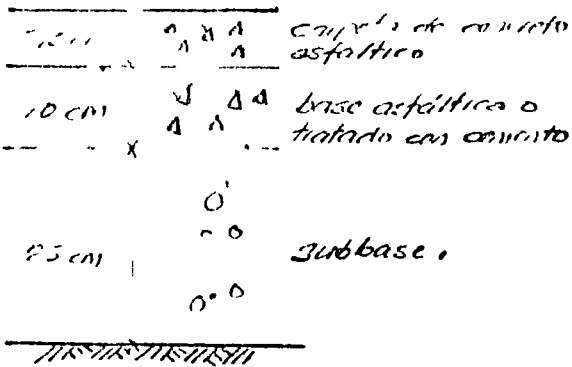
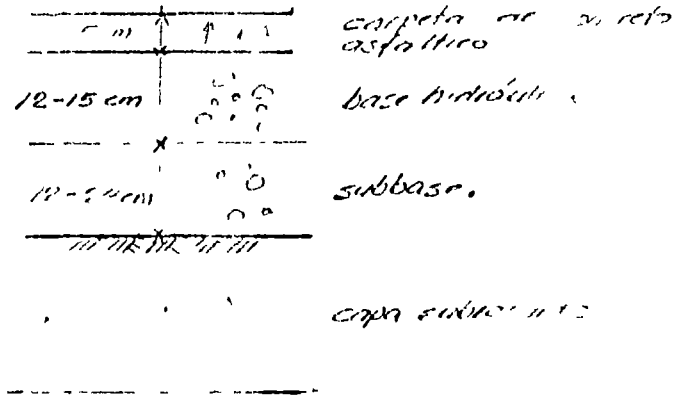
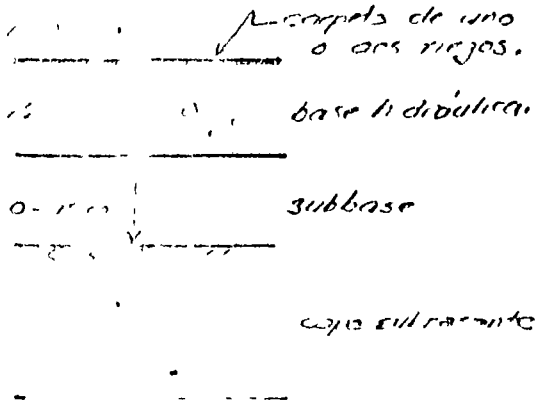
— LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO SERA LA SIGUIENTE:



BIBLIOGRAFIA

PRINCIPLES OF PAVEMENT DESIGN. E.J.YODER
PAVIMENTOS ASFALTICOS. MARTIN Y WALLACE
ASFALTOS VELAZQUEZ
HIGHWAY ENGINEERING. WOODS
SOIL MECHANICS FOR ROAD ENGINEERS. H.M.S.O.
CONCRETE ROADS. H M S.O.
BITUMINOUS MATERIALS FOR ROAD CONSTRUCTION H.M.S.O.
CARRETERAS. ESCARIO Y BALAGUER
MANUALES DEL INSTITUTO DEL ASFALTO
MANUALES DE PORTLAND CEMENT ASSOCIATION.

- ESTRUCTURAS TIICAS DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA DIFERENTES TIPOS DE TRANSITO



capa subrasante.

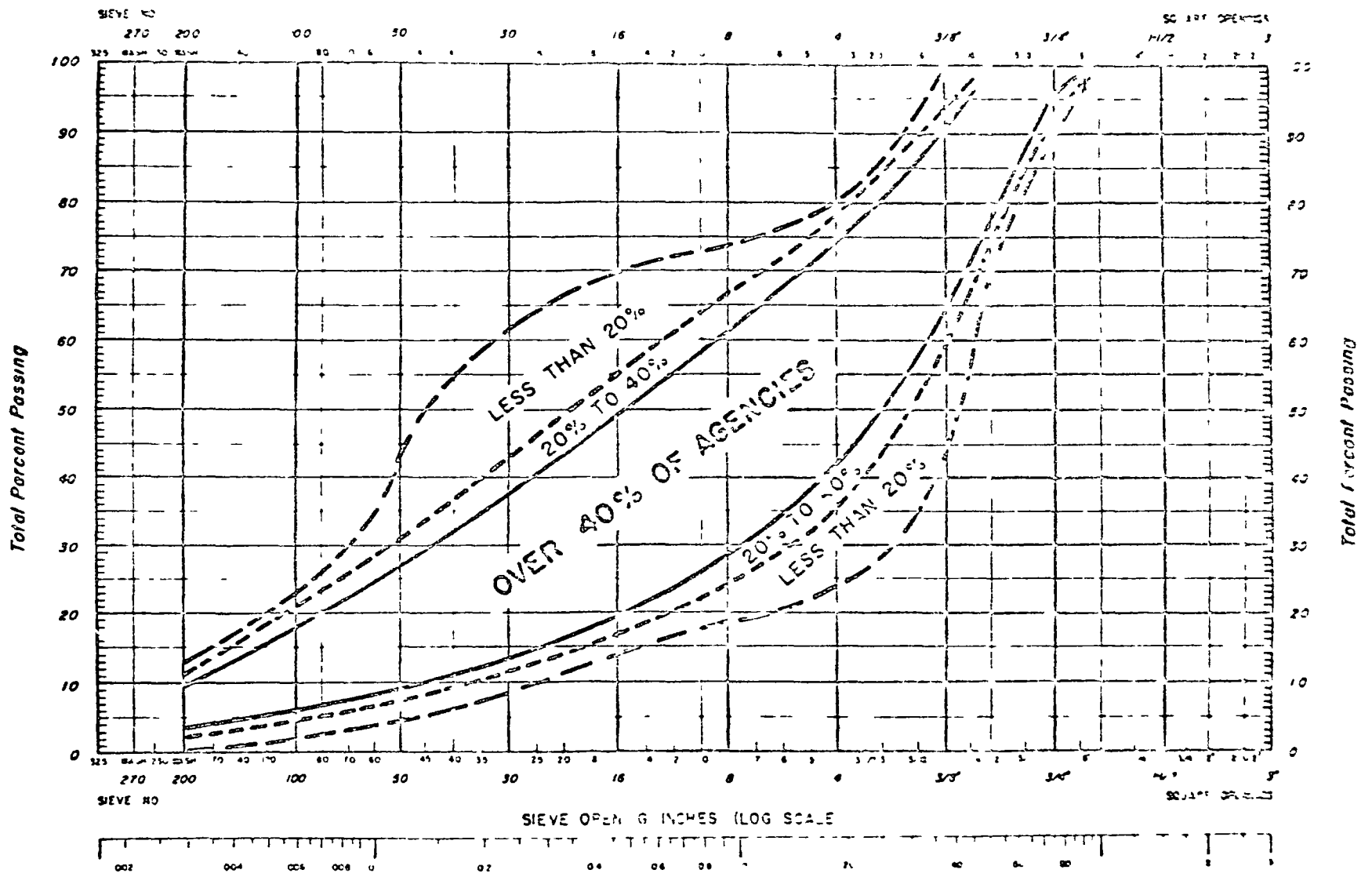
El espesor de la capa subrasante varia entre 30 y 50 cm

Sample No. _____
 Source _____
 Material's _____

THE AST M T INSTITUTE

Project _____
 Location _____
 Date _____

AGGREGATE GRADING CHART



U S STANDARD SIEVES AST DESIGNATION E 1139

AFTER CHASTAIN AND BURK

FIG. 1-5

FORMULAS PARA VALUAR EL CONTENIDO PROBABLE DE CEMENTO ASFALTICO, EN FUNCION DE LA SUPERFICIE ESPECIFICA DE LOS AGREGADOS.

SOP.

$$A = 0.020 a + 0.045 b + c d$$

A = contenido de asfalto.

a = porcentaje de material retenido en la malla 10

b = " " " " que pasa la malla 10 y se retiene en la 200

c = " " " " que pasa la malla 200

d = factor que depende de las características de los agregados (0.15 a 0.35)

DWIEZ.

$$100 S = 0.17 a + 0.33 b + 2.30 c + 12 d + 135 f$$

a = porcentaje de material mayor de 10 mm.

b = " " " " entre 5 y 10 mm.

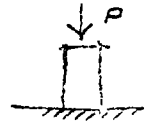
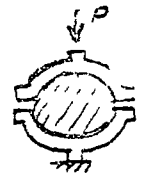
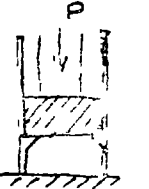
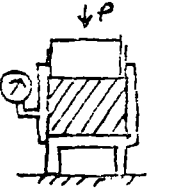
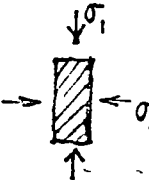
c = " " " " 0.3 y 5 mm

d = " " " " 0.08 y 0.3 mm.

f = porcentaje de filler

$$p = 3.75 \sqrt[5]{S}$$

MÉTODOS DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS.

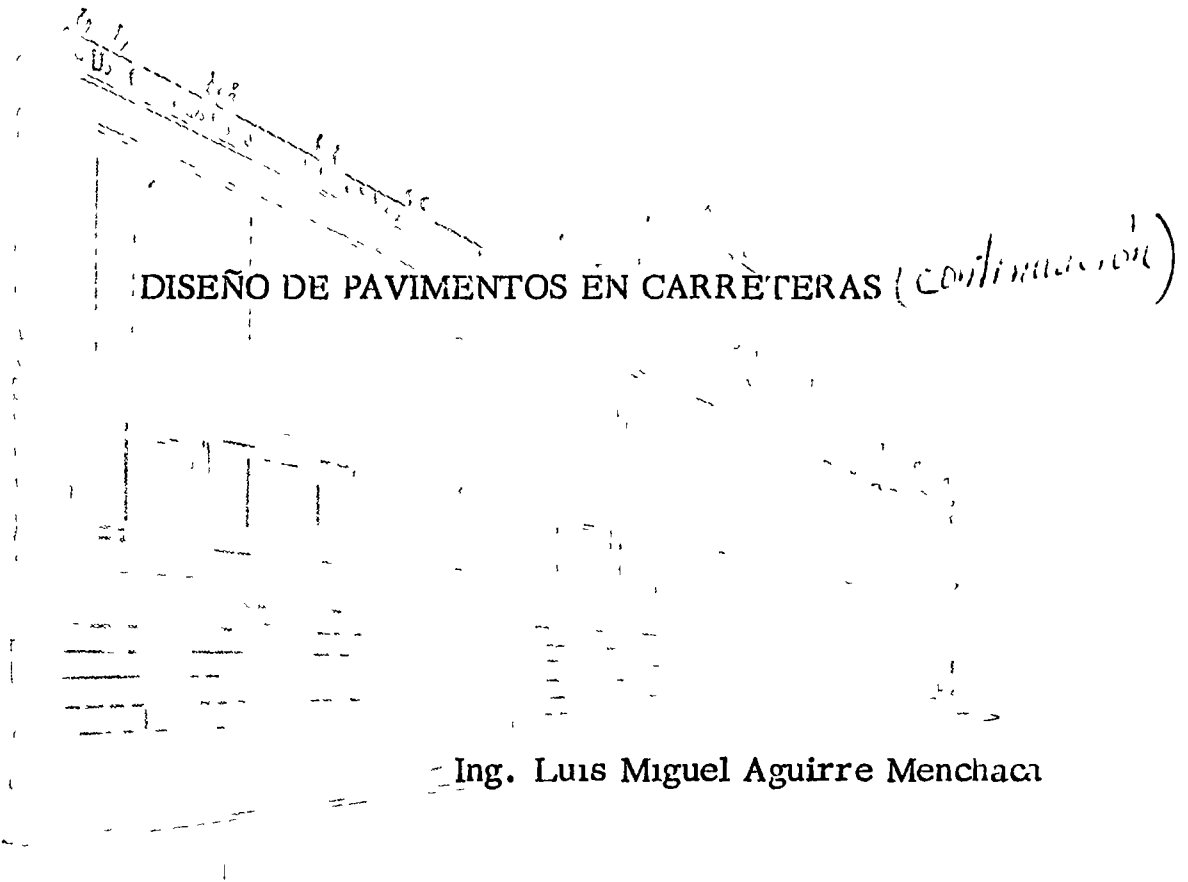
MÉTODO	CAMPO DE APLICACIÓN ORIGINAL	TIPO DE CONSOLIDACIÓN	DIMENSIONES DE LA PUELA		TEMPERATURA DE LA PRUEBA	FORMA EN QUE SE APLICAN LAS ESPECIES	FACTORES QUE INTERVIENEN PARA LA DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO ÓPTIMO
			d	h			
COMPRESIÓN SIMPLE	MEZCLAS ASFÁLTICAS	ESTÁTICA 1/0 DINÁMICA 5"	4"	125	LENTA AMBIENTE		q_u vs cont asf
MARSHALL	CONCRETOS ASFÁLTICOS EN AEROSISTAS	DINÁMICA	4"	25"	2"/min 60°C		Estabilidad Fluencia Va vacías mezcla Va vacías rellenas con asfalto
HUBBARD FIELD	SHEET ASPHALT CONCRETO ASFÁLTICO	ESTÁTICA	2" 1"	6" 3"	24"/min 60°C		Estabilidad Va men de vacíos en la mezcla
HVEEM	MEZCLAS Y CONCRETOS ASFÁLTICOS	AMASADO	4"	25"	0.05"/min 60°C		Estabilidad Conesión Expansión
SMITH	CONCRETO ASFÁLTICO INVESTIGACIÓN	ESTÁTICA	4"	8"	INCREMENTOS 12000%/min AMBIENTE		Conesión arquitectura



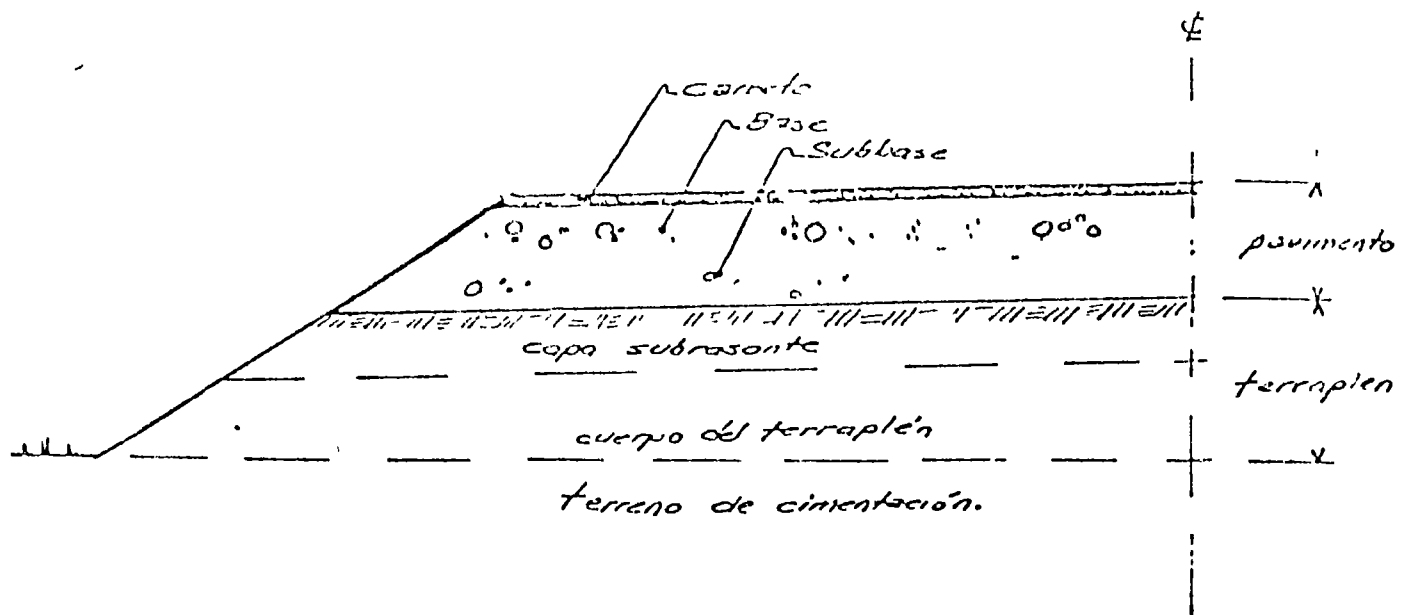
centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS



Mayo, 1977.



Terreno de Cimentación.- Soportar la obra vial

Terraplén a) Cuerpo del Terraplén.- Cubrir las funciones del terraplén.

b) Capa subrasante - Apoyo adecuado del pavimento.

Subbase.- Transmitir esfuerzos a la capa subrasante

Transición entre base y subrasante.

Reducir efectos de cambios volumétricos y rebote elástico

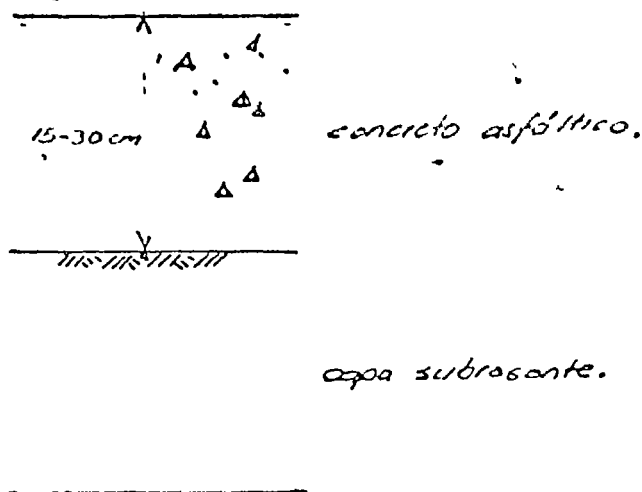
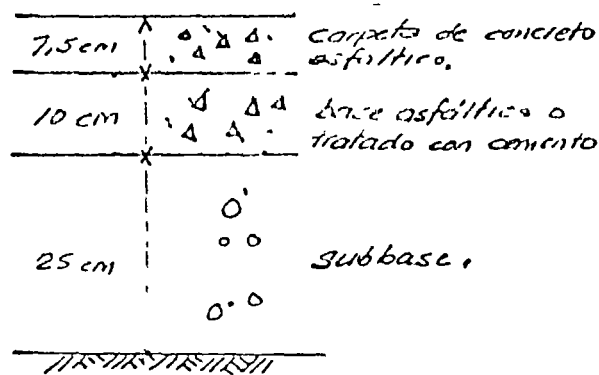
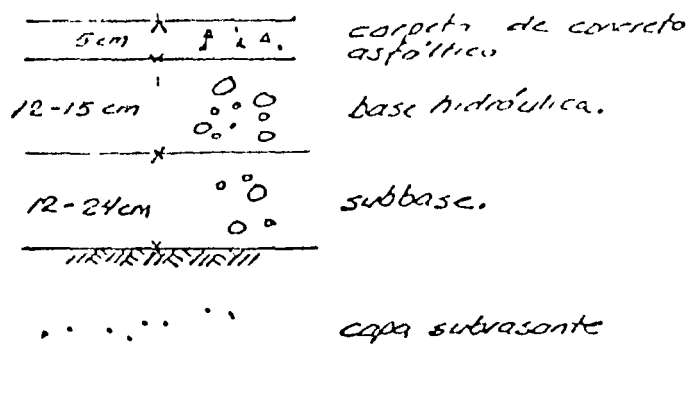
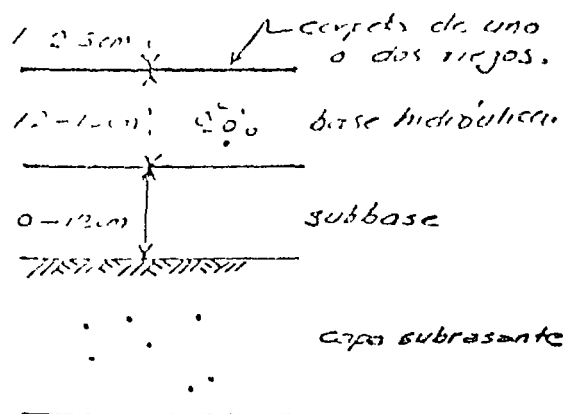
Reducir costo del pavimento.

Base.- Soportar adecuadamente las cargas y distribuir esfuerzos a las capas subyacentes en forma adecuada.

Carpeta.- Proporcionar una superficie estable, uniforme, impermeable y de textura apropiada.

FIGURA

- ESTRUCTURAS TÍPICAS DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA DIFERENTES TIPOS DE TRANSITO



El espesor de la capa subrasante varía entre 30 y 50 cm

SECCIONES TÍPICAS DE PAVIMENTOS

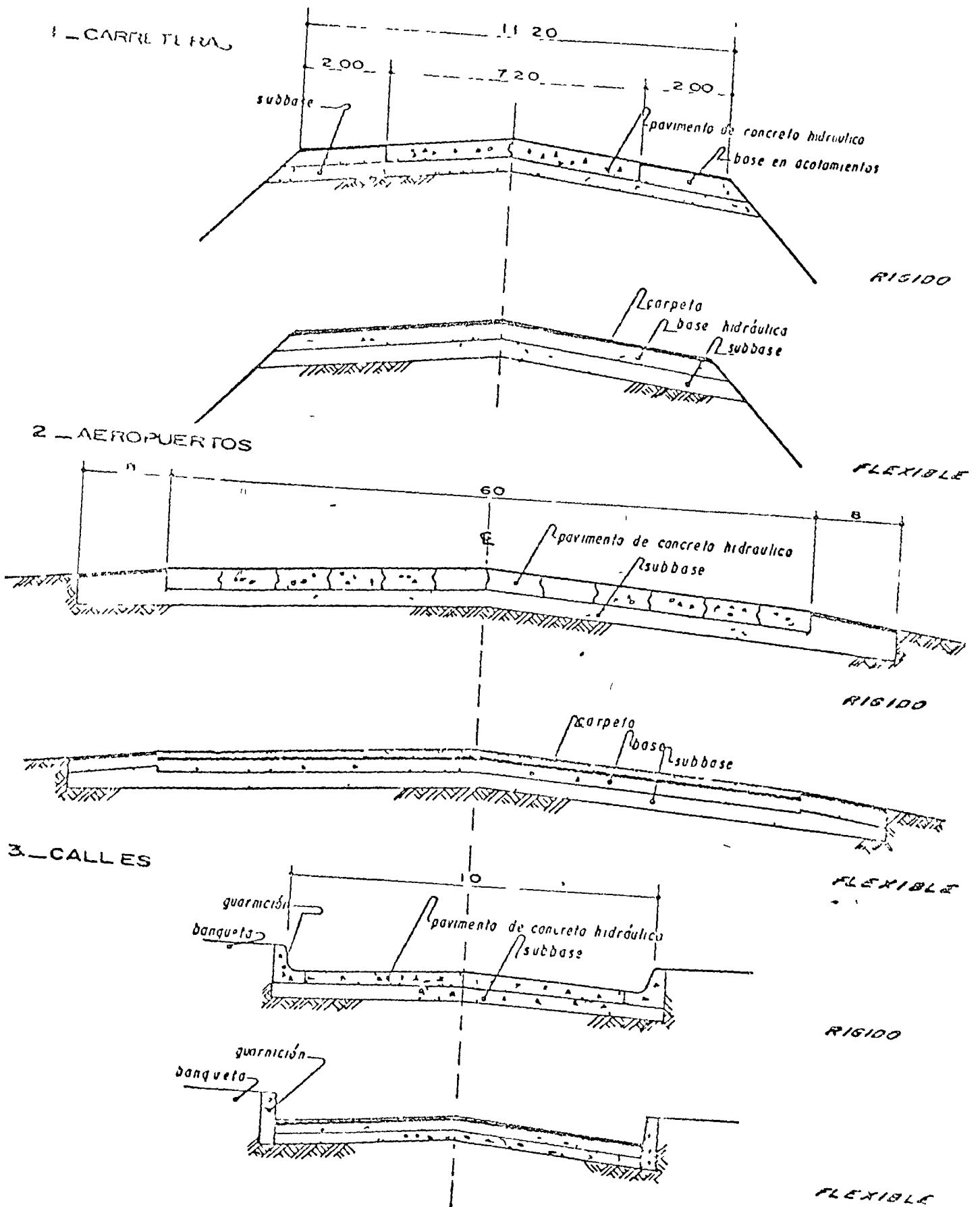
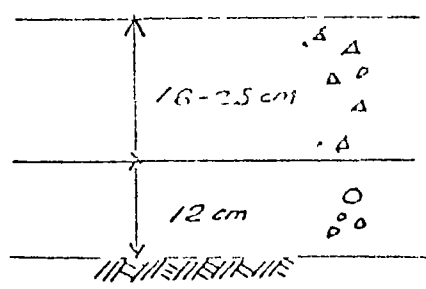
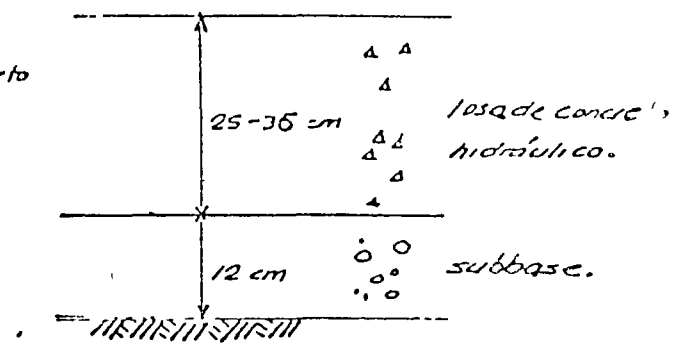


FIGURA Nº 1

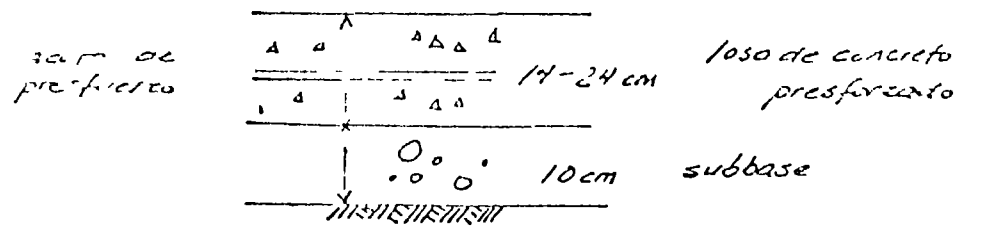
FIGURA.- ESTRUCTURAS TÍPICAS DE PAVIMENTO RÍGIDO



calles y carreteras.



aeropuertos.



1.- FASE DEL PROYECTO.

- ESTRUCTURACION Y DIMENSIONAMIENTO DE LAS DIFERENTES CAPAS (P. FLEX). DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA, TIPO Y UBICACION DE LAS JUNTAS (P. RIGIDOS)
- CITACION DE LAS NORMAS DE CALIDAD Y DE LAS FUENTES DE APROVISIONAMIENTO DE MATERIALES.
- ESPLCIFICACIONES GENERALES Y NORMAS DE CONSTRUCCION
- TOLERANCIAS DE CONSTRUCCION Y ACABADO.

2.- QUE DEBAMOS HACER:

ESTUDIOS ESPECIFICOS.

- EXPLORACION Y MUESTREO A LO LARGO DE LA RUTA
- ENSAYES DE LABORATORIO
- ANALISIS DE TRANSITO
- CLIMA Y FACTORES AMBIENTALES
- RECURSOS Y POTENCIALIDAD DE MATERIALES

3.- QUE DEBEMOS TENER:

- BUEN CONOCIMIENTO DE LOS DIFERENTES FACTORES QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO DE UN PAVIMENTO.
- CIERTO DOMINIO DE VARIOS DE LOS PRINCIPALES METODOS DESARROLLADOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LAS DIFERENTES CAPAS
- FAMILIARIDAD CON LAS NORMAS QUE REGULAN LA CALIDAD Y COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES.
- EXPERIENCIA Y BUEN JUICIO.

DATOS PARA EL PROYECTO

TRANSITO

- AERONAVE DE DISEÑO O TRANSITO EQUIVALENTE
- NUMERO DE APLICACIONES
- PESO TOTAL DE OPERACION
- CONFIGURACION DEL TREN DE ATERRIZAJE O NUMERO DE EJES
- PRESIONES DE INFLADO Y DE CONTACTO
- CANALIZACION DE TRANSITO

CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO Y DE LOS MATERIALES PARA PAVIMENTACION

- PROPIEDADES INGENIERILES DE LOS SUELOS
- CARACTERISTICAS Y POTENCIALIDAD DE MATERIALES EN LA ZONA

CARACTERISTICAS CLIMATOLOGICAS Y FACTORES AMBIENTALES

- VARIACION DE LA TEMPERATURA
- REGIMEN PLUVIOMETRICO
- DRENAJE Y SUBDRENAJE
- POSICION DEL NIVEL DE AGUAS FREATICAS
- TOPOGRAFIA

METODO S O P

INTENSIDAD DE TRÁNSITO DE VEHÍCULOS CON CAPACI- DAD DE CARGA IGUAL O SÚ- PERIOR A 3 TONELADAS MÉ- TRICAS, CONSIDERADO EN UN SOLO SENTIDO	CURVA APLICABLE PARA EL PROYECTO DE ESPESORES.
Menos de 500 vehículos al día	IV
De 500 a 1000 vehículos al día	III
De 1000 a 2000 vehículos al día	II
Más de 2000 o autopistas	I

NATIONAL CRUSHED STONE ASSOCIATION

TABLA DE VALORES DEL INDICE DE DISEÑO PARA DIVERSAS CATEGORIAS DE TRÁNSITO

INDICE DE DISEÑO	CARACTERISTICAS GENERALES	CARGAS EQUIVALENTES POR EJE DE 18 000 LB PROMEDIO DIARIO EN EL CARRIL DE DISEÑO PARA UN PERIODO DE PROYECTO DE 20 AÑOS CON MANTENIMIENTO NORMAL
	<p>GRUPO 1.- AUTOMOVILES, PANEL Y PICK-UP.</p> <p>GRUPO 2.- CAMIONES DE 2 EJES CARGADOS O MAYORES CON CARGAS LIGERAS O VACIOS.</p> <p>GRUPO 3.- TODOS LOS VEHICULOS CON MAS DE TRES EJES.</p>	
DI - 1	Tránsito ligero.- Pocos vehículos mas pesados que los Automóviles	menos de 5
DI - 2	Tránsito mediano-ligero-similar al DI-1 1000 VPD como máximo, incluyendo 5% del Grupo 2. como máximo.	6-20
DI - 3	Tránsito mediano - 3000 VPD máximo, incluyendo no más del 10% de los grupos 2 y 3 y 1% del grupo 3.	21-75
DI - 4	Tránsito mediano - pesado - 6000 VPD máximo, incluyendo no más del 15% de los grupos 2 y 3 y 1% del Grupo 1	76-250
DI - 5	Tránsito pesado.- 6000 VPD máximo, incluyendo hasta el 25% de los grupos 2 y 3 y 10% del Grupo 3.	251-900
DI - 6	Tránsito muy pesado Más de 6000 VPD, pudiendo incluir más del 25% de los grupos 2 y 3	901-3000

DI PARTAMENTO DE CARRETERAS DE CALIFORNIA

No. de ejes	Constantes	Tránsito diario al inicio del período de diseño	Factores de incremento	EWL por Grupo de ejes
2	280	80	2.0	44,800
3	940	18	1.8	30,100
4	1,320	7	1.5	13,200
5	3,190	18	1.85	106,200
6	1,950	2	1.5	5,800

Promedio anual de repeticiones 200,800

Multiplicando por el período de diseño (20 años)

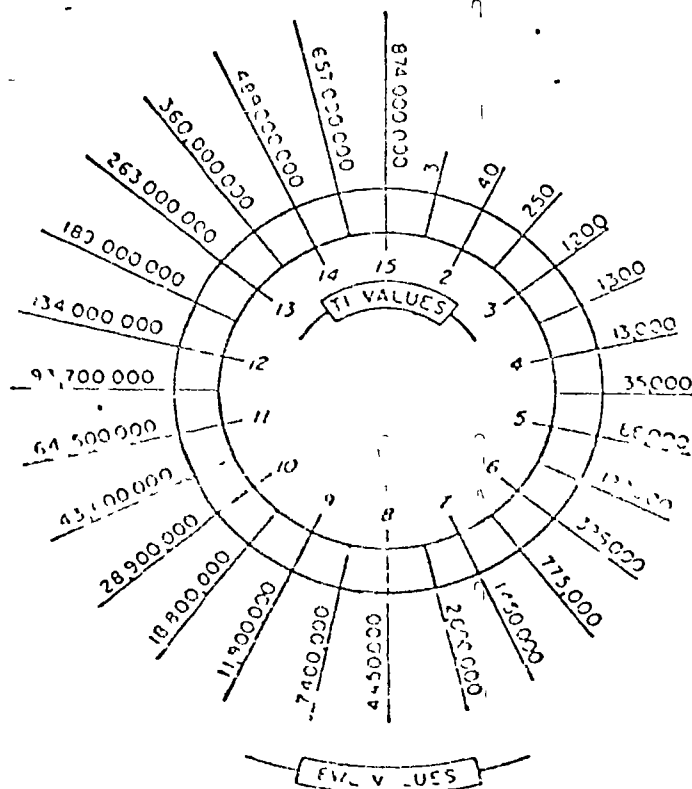
$$LWL = 20 \times 200800 = 4,016,000$$

Para convertir a índice de tránsito, se puede emplear la fórmula siguiente o bien, mediante la gráfica mostrada.

$$TI = 6.7 \left(\frac{LWL}{10^6} \right)^{0.119}$$

$$TI = 6.7 \left(\frac{4,016,000}{10^6} \right)^{0.119} = 7.9 \approx 8$$

CONVERSION CHART
-- EWL TO TRAFFIC INDEX



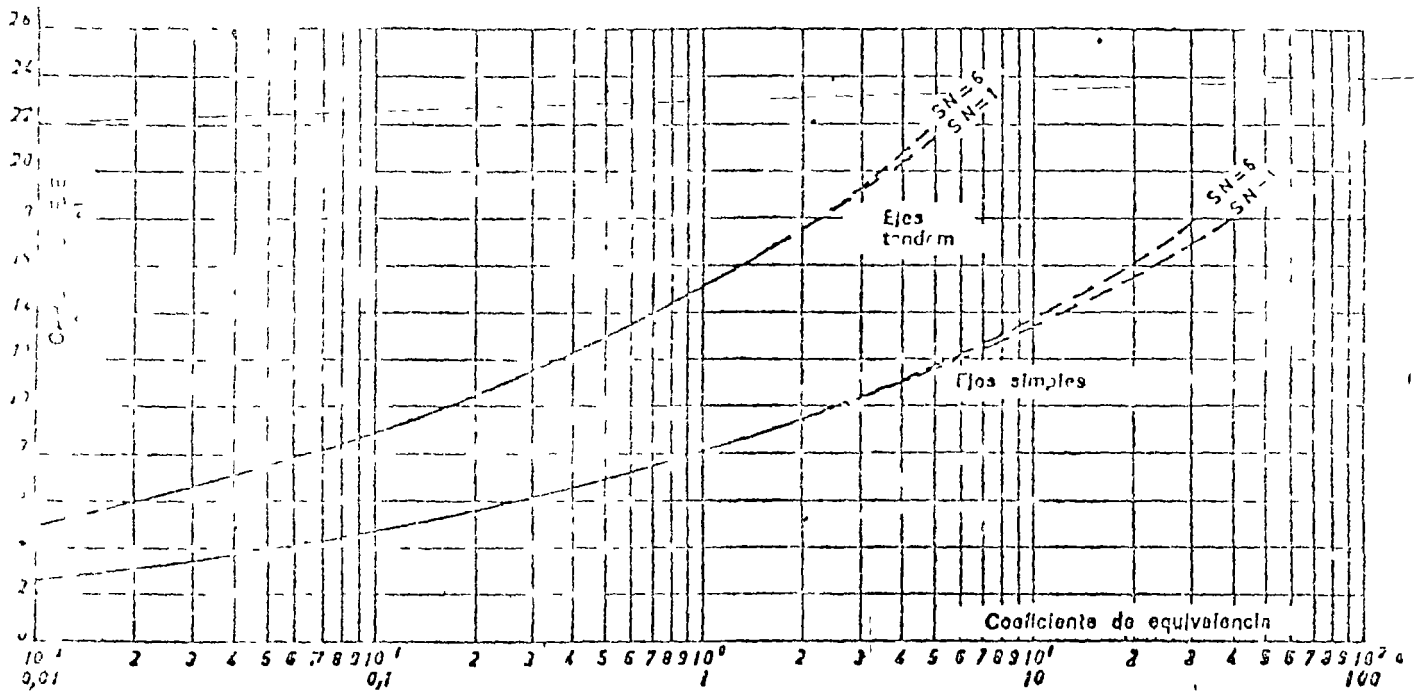
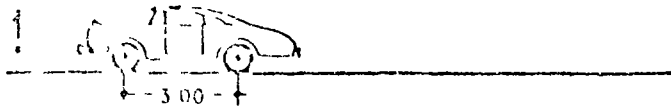


FIG. 34 Coeficiente de equivalencia (firmes flexibles)
 Segun Liddle (Bureau of Public Roads) Indice de viabilidad final: 2,0

Coefficiente de equivalencia para el vehículo vacío

Coefficiente de equivalencia para el vehículo cargado.

A₀



W	W _{VAC}	K _V	W _{CARG}	K _C
1	0.9	0.0001	1.0	0.0002
2	0.9	0.0001	1.0	0.0002
3	---	---	---	---
Σ	1.3	0.0002	2.0	0.0004

A_c

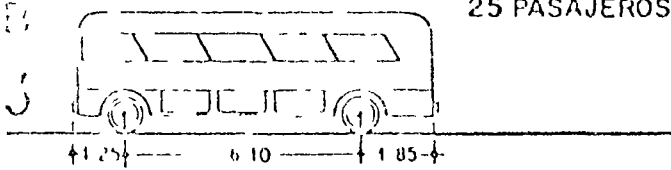
CARGA=2.5 ton



1	1.2	0.0005	1.6	0.0014
2	1.2	0.0005	3.3	0.0260
3	---	---	---	---
Σ	2.4	0.0010	4.9	0.0274

B

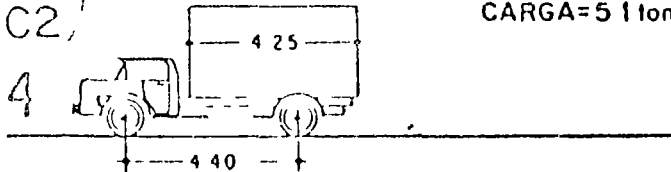
25 PASAJEROS



1	3.0	0.0180	4.2	0.0690
2	7.0	0.5310	8.3	1.0500
3	---	---	---	---
Σ	10.0	0.5490	12.5	1.1190

C2'

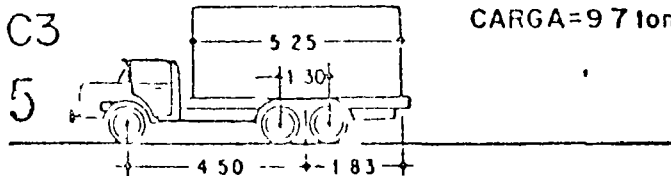
CARGA=5.1 ton



1	1.5	0.0011	2.5	0.0086
2	2.7	0.0118	6.8	0.4730
3	---	---	---	---
Σ	4.2	0.0129	9.3	0.4816

C3

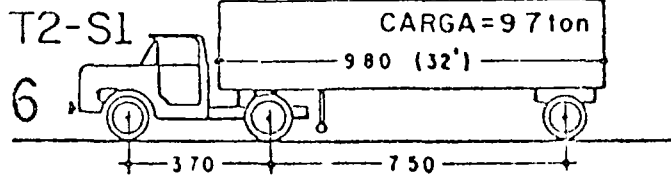
CARGA=9.7 ton



1	1.7	0.0018	2.6	0.0100
2	5.2	0.0144	14.0	0.7600
3	---	---	---	---
Σ	6.9	0.0162	16.6	0.7700

T2-S1

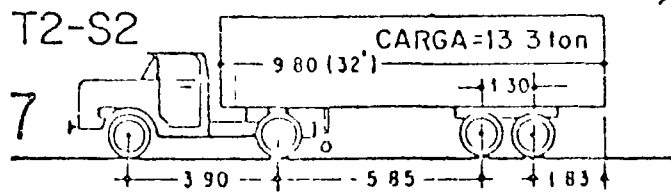
CARGA=9.7 ton



1	2.5	0.0085	3.0	0.0180
2	3.6	0.0370	8.0	0.9059
3	3.0	0.0180	7.8	0.8186
Σ	9.1	0.0635	18.8	1.7425

T2-S2

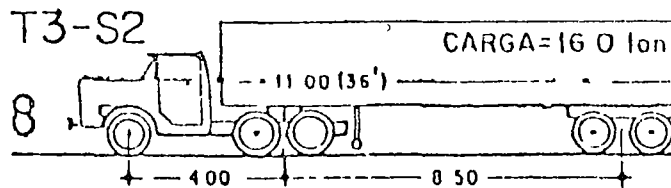
CARGA=13.3 ton



1	3.5	0.0331	4.0	0.0560
2	4.0	0.0560	8.5	1.1600
3	3.8	0.0100	12.1	0.4300
Σ	11.3	0.0991	24.6	1.6460

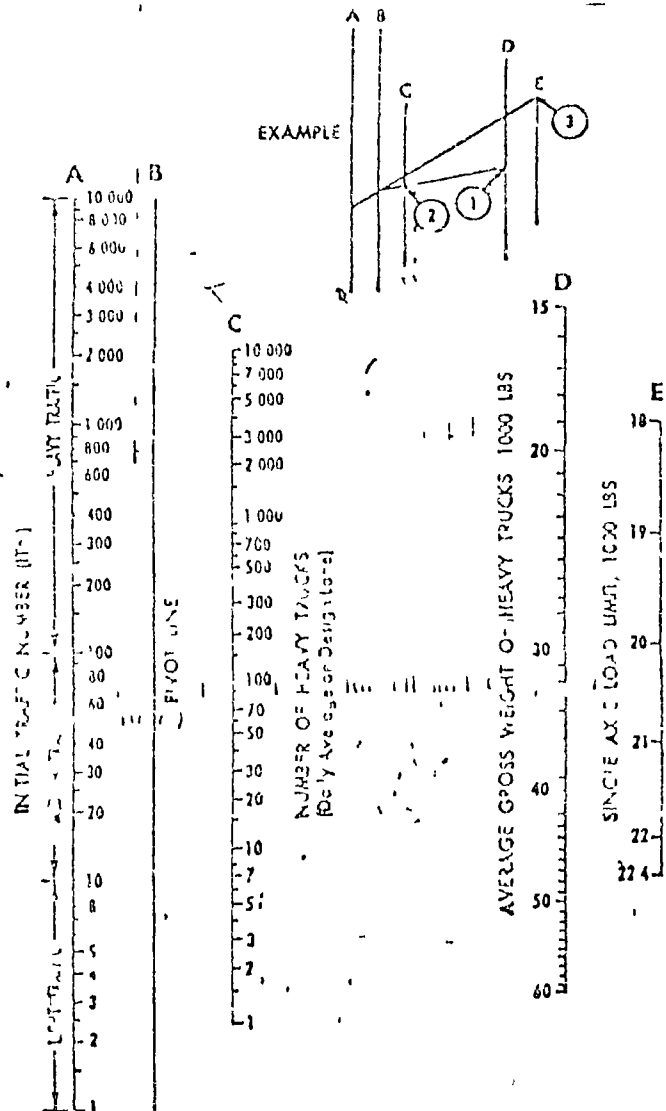
T3-S2

CARGA=16.0 ton



1	3.5	0.0331	3.9	0.0510
2	5.4	0.0168	13.0	0.5640
3	5.0	0.0124	13.0	0.5640
Σ	13.9	0.0623	29.9	1.1790

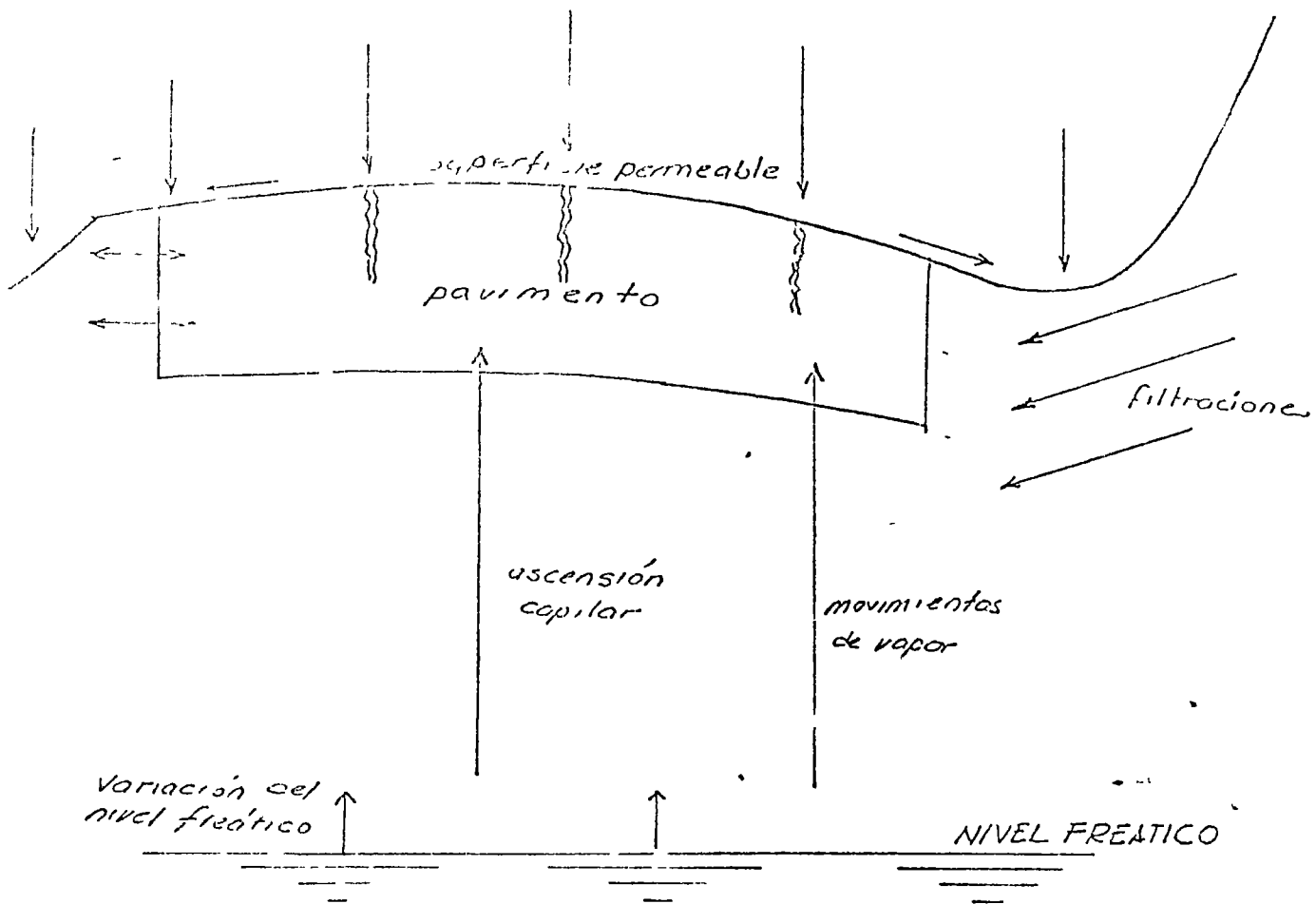
Fig 7 Conversión de vehículos a ejes equivalentes

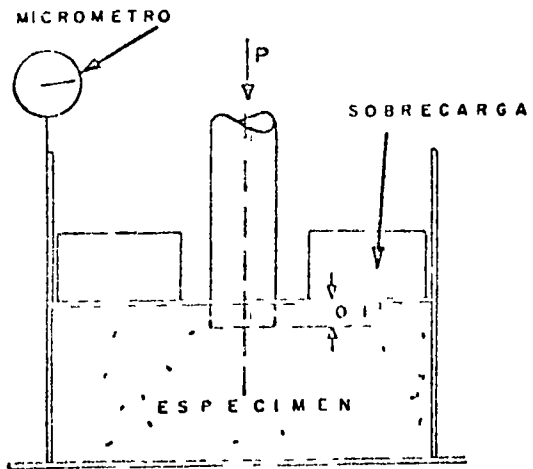


^d ITN value may require correction when the IDT of automobiles and light trucks is relatively high. See Figure III 2.

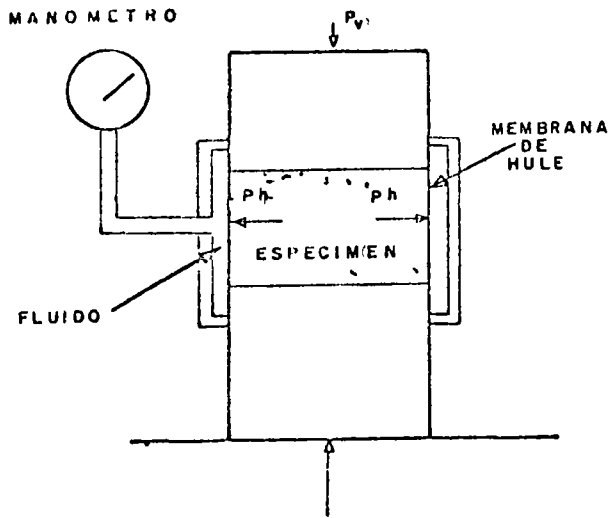
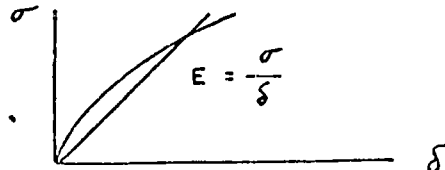
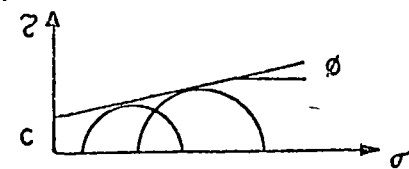
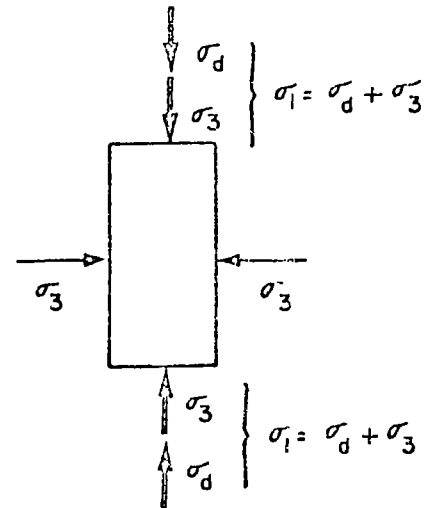
Additional copies of this nomograph are available at the nearest Asphalt Institute office.

Figure III 1—Traffic analysis chart

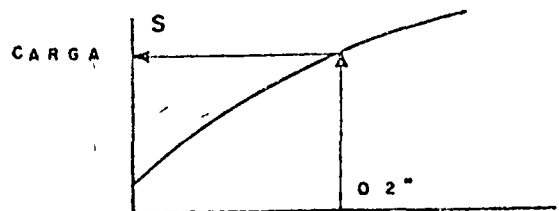
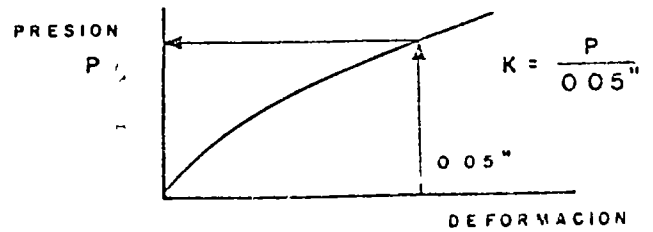
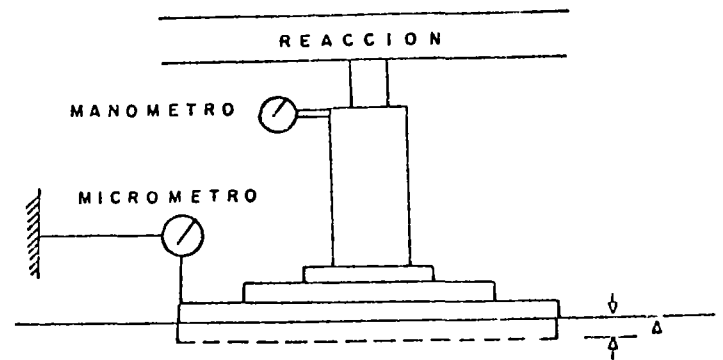




$$CBR = \frac{P_{0.1''}}{1360 \text{ Kg}} \times 100$$



$$R = \left(1 - \frac{P_h}{P_v}\right) 100$$



DEFORMACION PROMEDIO PARA 10 REPETICIONES

6.- MÉTODOS DE DISEÑO

1.- MÉTODOS QUE PARTEN DE CONSIDERACIONES TEÓRICAS Y SIMILITUDINARIAS, UTILIZANDO VALORES DE CORRELACION. PRUEBAS TRIAXIALES.

- KANSAS (E)

- TEXAS (c y ϕ)

- HVEEM (R, función de $\frac{P_h}{P_v}$)

2.- PROCEDIMIENTOS EMPÍRICOS BASADOS EN UNA PRUEBA ARBITRARIA, TAL COMO LA DE CBR.

- CUERPO DE INGENIEROS

- ROAD RESEARCH LABORATORY

- WYOMING, KENTUCKY

- SOP

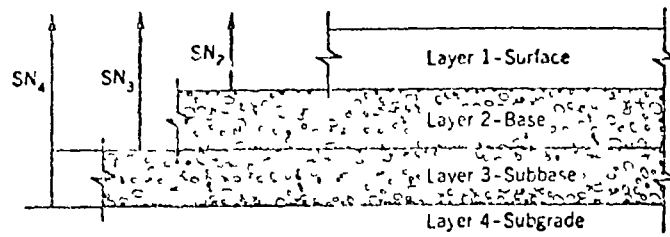
3.- MÉTODOS BASADOS EN PRUEBAS DE CLASIFICACION DE SUELOS. INDICE DE GRUPO.

4.- MÉTODOS CON BASE EN CRITERIOS OBTENIDOS DEL TRAMO DE PRUEBA AASHO:

- SHOOK - FINN

- BUREAU OF PUBLIC WORKS

- INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM.



Pavement structure analysis

Figure 15.4. Alternate procedure for determining flexible pavement layer thicknesses. (From AASHTO Design Guide, 1972)

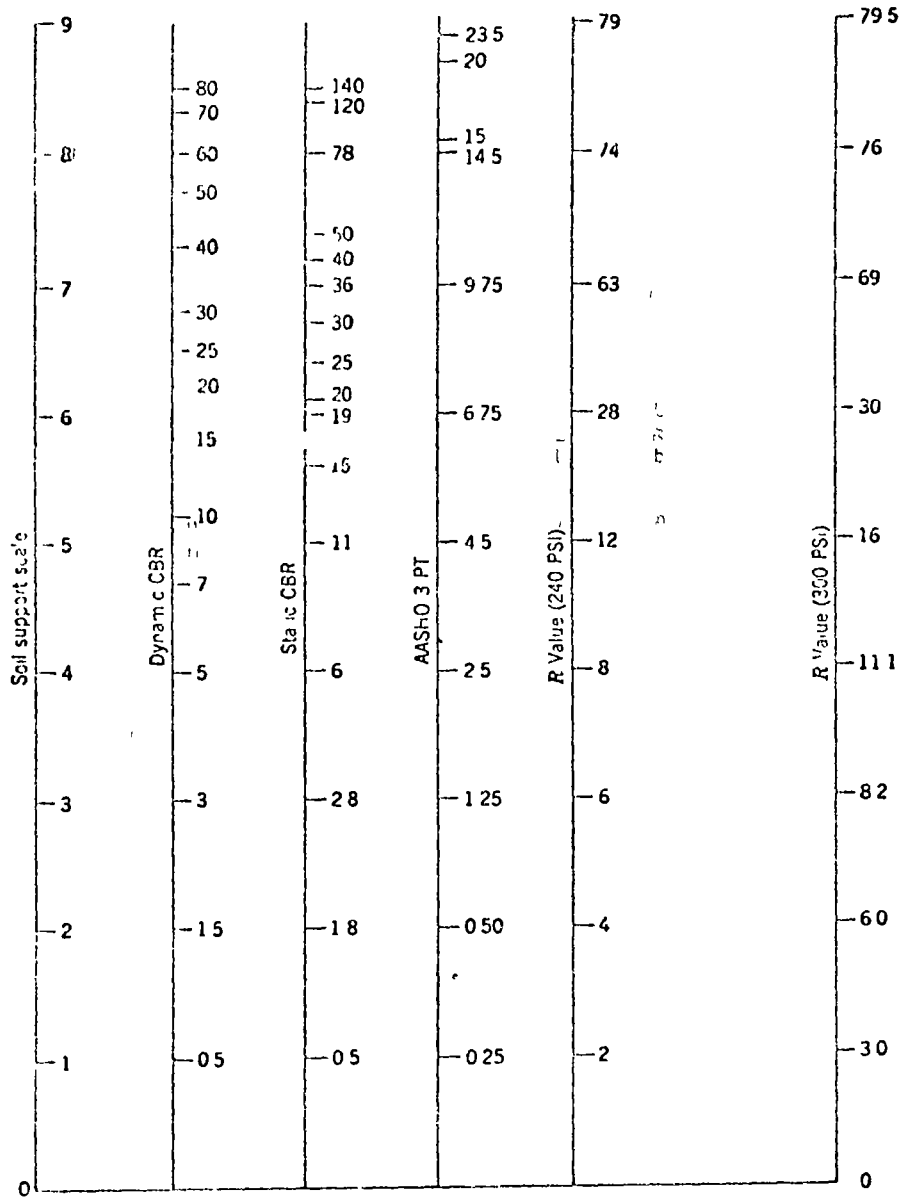


Figure 15.5. Soil support value correlations (a) After Utah State Highway Department and (b) from Van Til et al. NCHRP 123

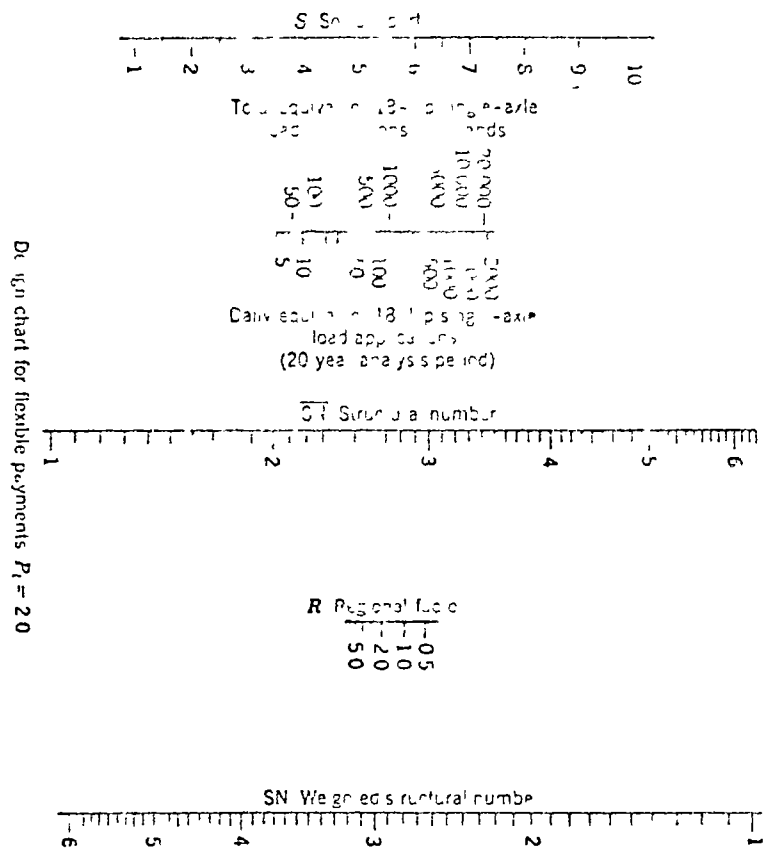
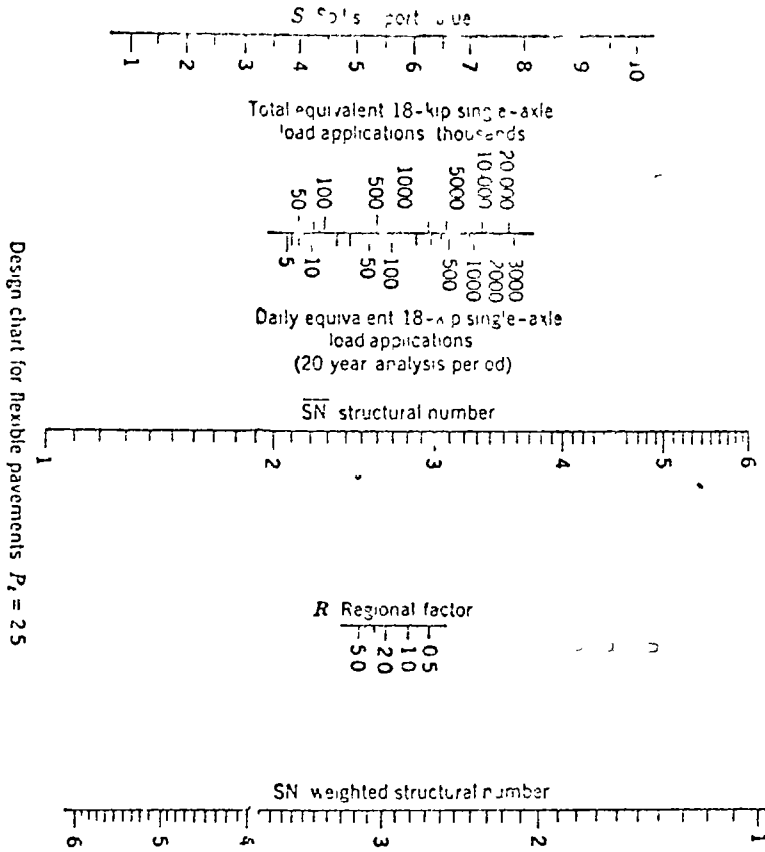
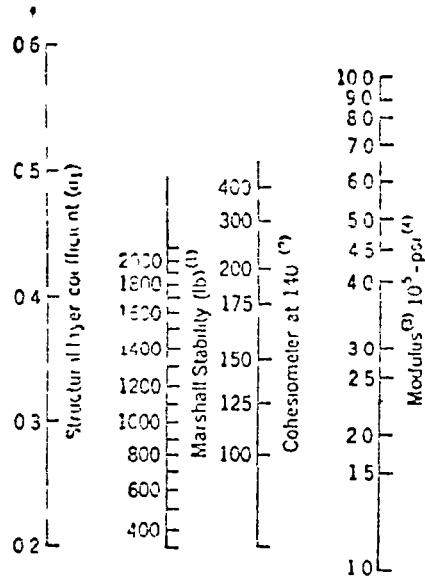
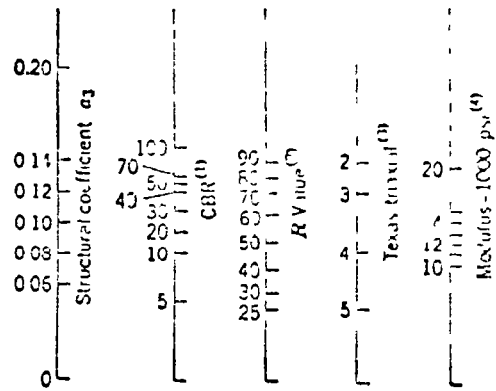


Figure 15.1 AASHO flexible pavement design nomographs (From AASHO Interim Guide 1972)



- (1) Scale derived by averaging correlations obtained from the Asphalt Institute, Texas, Louisiana, New Mexico and Wyoming.
- (2) Scale derived by averaging correlations obtained from California and Texas.
- (3) Scale derived on this project.
- (4) Modulus at 65° F.

(a)



- (1) Scale derived from correlations in Florida.
- (2) Scale used in Florida correlations is derived from the Asphalt Institute, California, New Mexico and Wyoming.
- (3) Scale derived from correlations obtained from Texas.
- (4) Scale derived on this project.

(b)

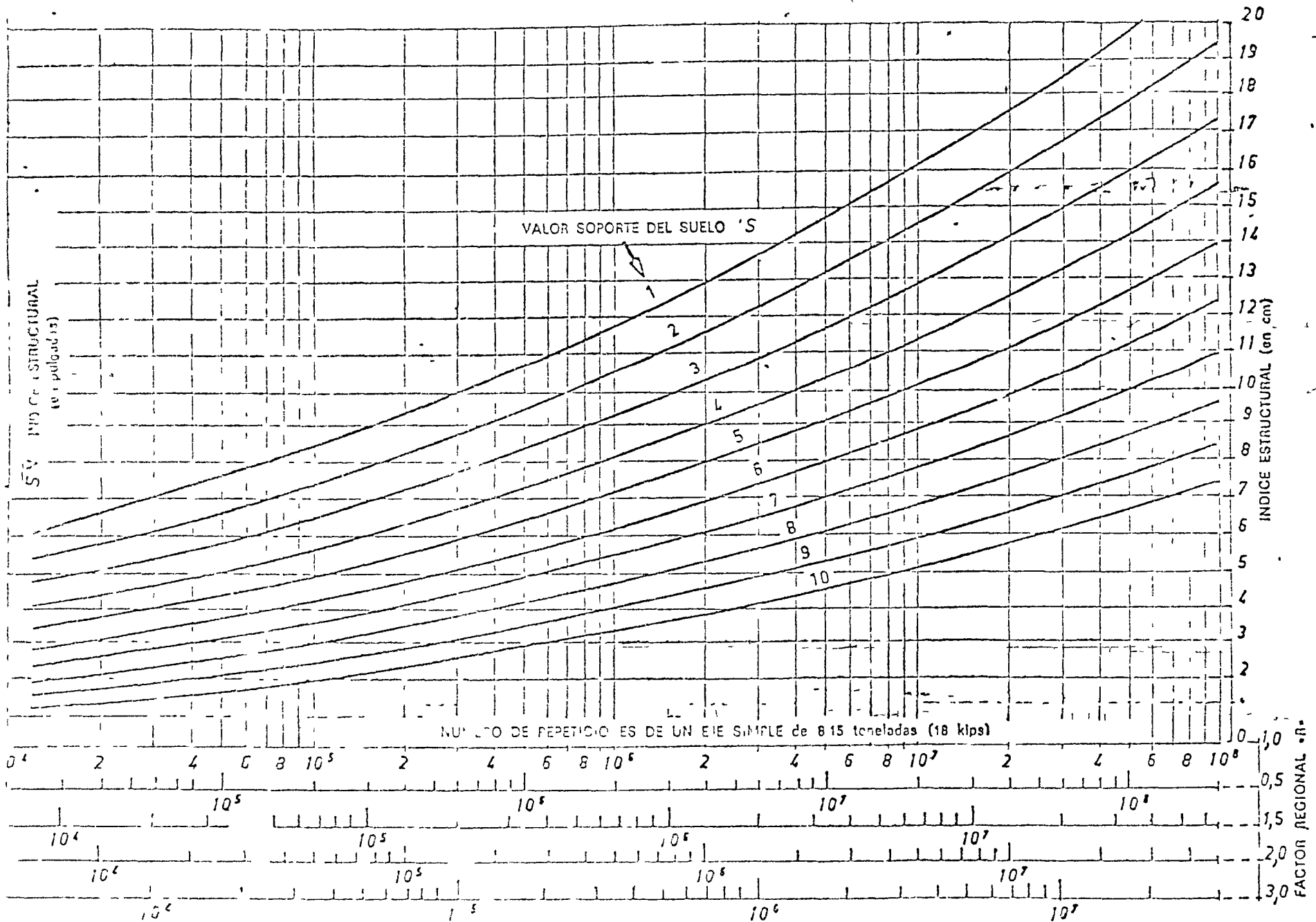
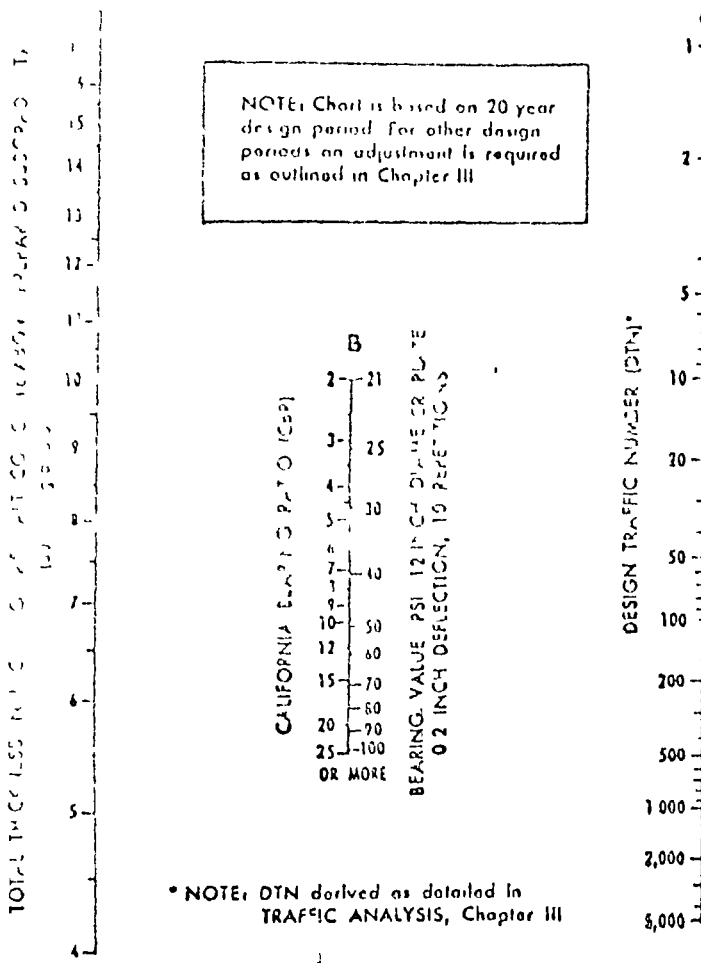
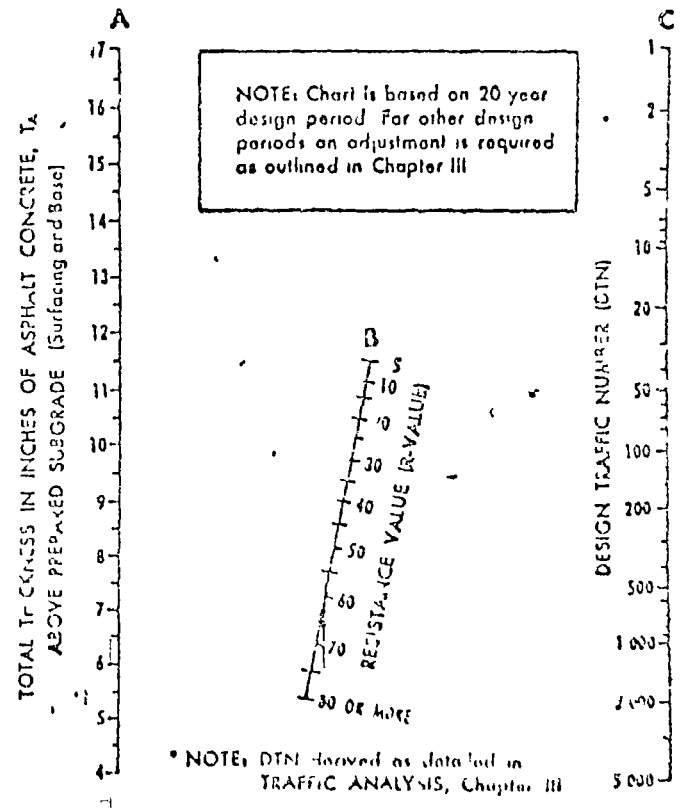


FIG 39. Cálculo de firmes flexibles.
Método de Liddle (Bureau of Public Roads) Índice de variabilidad final .2.0



Additional copies of this nomograph are available at the nearest Asphalt Institute office

Figure V-1—Thickness design chart for asphalt pavement structures using subgrade soil CBR or Plate Bearing values



Additional copies of this nomograph are available at the nearest Asphalt Institute office

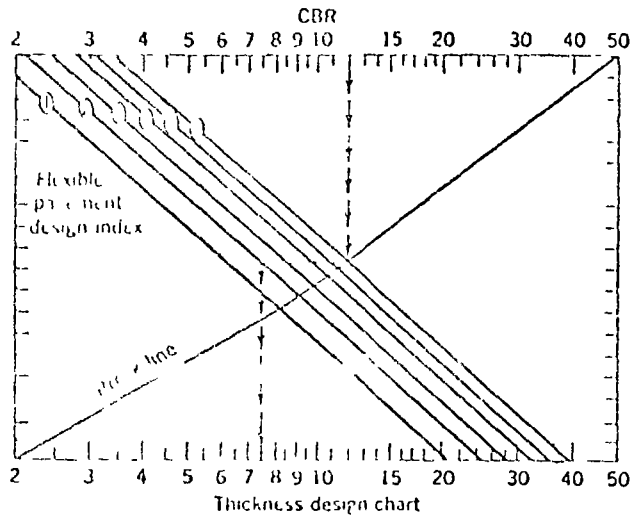


Figure 15.17 Thickness design chart (from the National Crushed Stone Association and after U. S. Corps of Engineers TM 5-822-5)

TABLE 15.12 Surfacing Thickness Recommendations

Traffic Intensity Category	Minimum Surfacing Required
DI-1	1 inch (use surface treatments)
DI-2	2 inches
DI-3	2.5 inches
DI-4	3 inches
DI-5	3.5 inches
DI-6	4 inches

$$GE = 0.0032 (TI) (100 - A)$$

TABLE 13.13 California Gravel Equivalent of Structure Layers in Feet

Actual Thickness of Layer (ft)	ASPHALT CONCRETE										Cement-treated Base		Aggre- gate Sub- base				
	Traffic Index (TI)										BTB and LTB	Class					
	5 and below	5.5 6.0	6.5 7.0	7.5 8.0	8.5 9.0	9.5 10.0	10.5 11.0	11.5 12.0	12.5 13.0	13.5 14.0		A		B			
	Gravel Equivalent Factor (G_f)														G_f	G_f	
2.50	2.32	2.14	2.01	1.89	1.79	1.71	1.64	1.57	1.52	1.2	1.7	1.2	1.1	1.0			
0.10	0.25	0.23	0.21	0.20	0.19	0.18	0.17	0.16	0.16	0.15	0.12	—	—	—	—		
0.15	0.38	0.35	0.32	0.30	0.28	0.27	0.26	0.25	0.24	0.23	0.18	—	—	—	—		
0.20	0.50	0.45	0.43	0.40	0.38	0.36	0.34	0.33	0.31	0.30	0.24	—	—	—	—		
0.25	0.63	0.58	0.54	0.50	0.47	0.45	0.43	0.41	0.39	0.38	0.30	—	—	—	—		
0.30	0.75	0.70	0.64	0.60	0.57	0.54	0.51	0.49	0.47	0.46	0.35	—	—	—	—		
0.35	0.88	0.81	0.75	0.70	0.66	0.63	0.60	0.57	0.55	0.53	0.42	—	—	0.39	0.35		
0.40	1.00	0.93	0.86	0.83	0.76	0.72	0.68	0.66	0.63	0.61	0.48	—	—	0.44	0.40		
0.45		1.05	0.96	0.90	0.85	0.81	0.77	0.74	0.71	0.68	0.54	0.77	0.54	0.50	0.45		
0.50		1.16	1.07	1.01	0.95	0.90	0.86	0.82	0.79	0.76	0.60	0.85	0.60	0.55	0.50		
0.55			1.18	1.11	1.04	0.98	0.94	0.90	0.86	0.84	0.66	0.94	0.66	0.61	0.55		
0.60				1.21	1.13	1.07	1.03	0.98	0.94	0.91	0.72	1.02	0.72	0.66	0.60		
0.65				1.31	1.23	1.16	1.11	1.07	1.02	0.99	0.78	1.11	0.78	0.72	0.65		
0.70					1.32	1.25	1.20	1.15	1.10	1.06	0.84	1.19	0.84	0.77	0.70		
0.75						1.34	1.28	1.23	1.18	1.14	0.90	1.28	0.90	0.83	0.75		
0.80							1.43	1.37	1.31	1.26	1.22	0.95	1.36	0.95	0.88	0.80	
0.85								1.52	1.45	1.39	1.33	1.29	1.45	1.02	0.94	0.85	
0.90									1.54	1.48	1.41	1.37	1.08	1.53	1.08	0.99	0.90
0.95										1.56	1.49	1.44	1.14	1.62	1.11	1.05	0.95
1.00										1.64	1.57	1.52	1.20	1.70	1.20	1.10	1.00
1.05											1.65	1.60	1.26	1.79	1.25	1.16	1.05

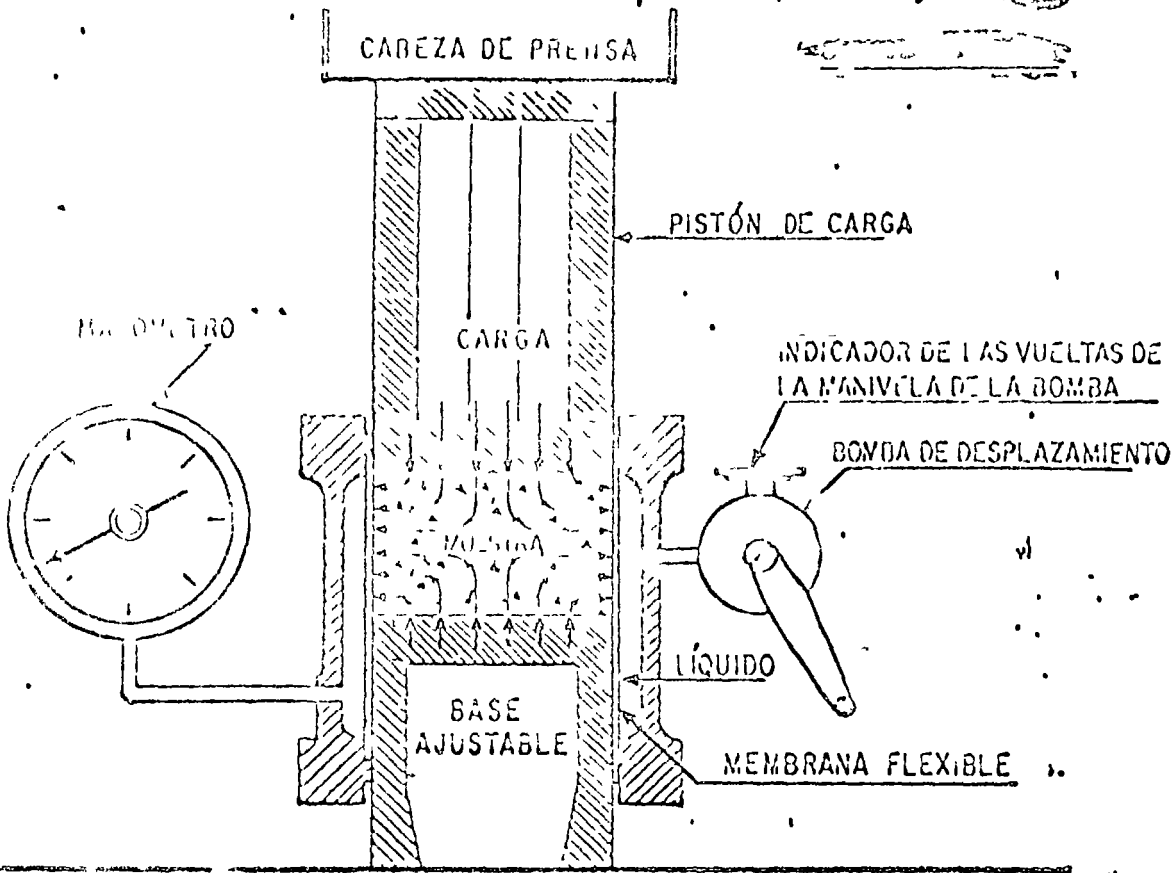
Notes

BTB is bituminous treated base

LTB is lime treated base

For the design of road mixed asphalt surfacing, use 0.8 of the gravel equivalent factors (G_f) shown above for asphalt concrete

ESTADÍLOMETRO



$$R = \left(1 - \frac{P_h}{P_v} \right) 100$$

$$T = K \frac{P \sqrt{A} \text{ Log } r}{5 \sqrt{c}} \left(\frac{P_h}{P_v} - 0.1 \right)$$

En donde:

T = espesor del pavimento

k = constante (0.0175)

P = presión de inflado de las llantas

A = área de contacto

r = número de repeticiones de esfuerzos

c = Valor del cohesiómetro.

P_h = presión horizontal transmitida

P_v = presión vertical aplicada (160 psi)

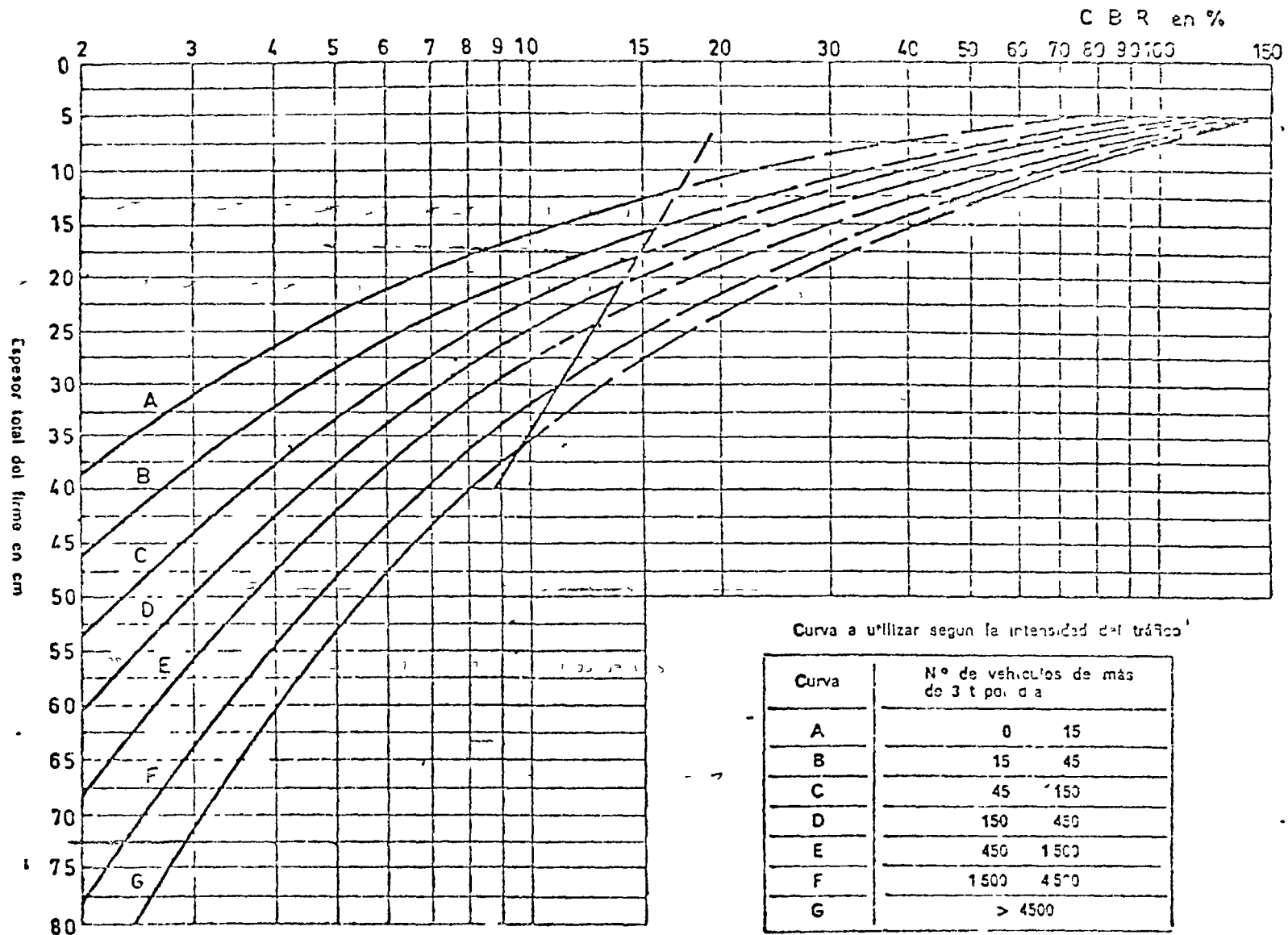
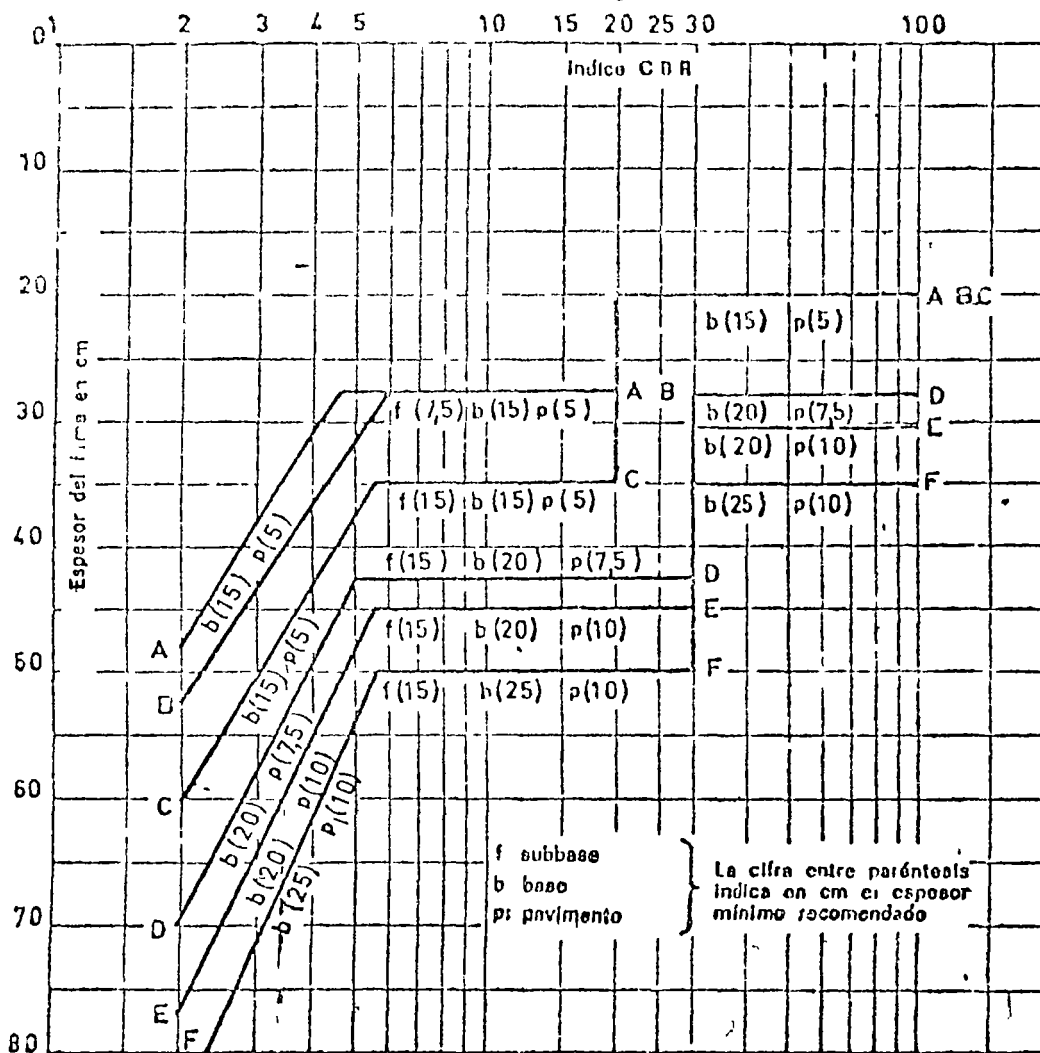
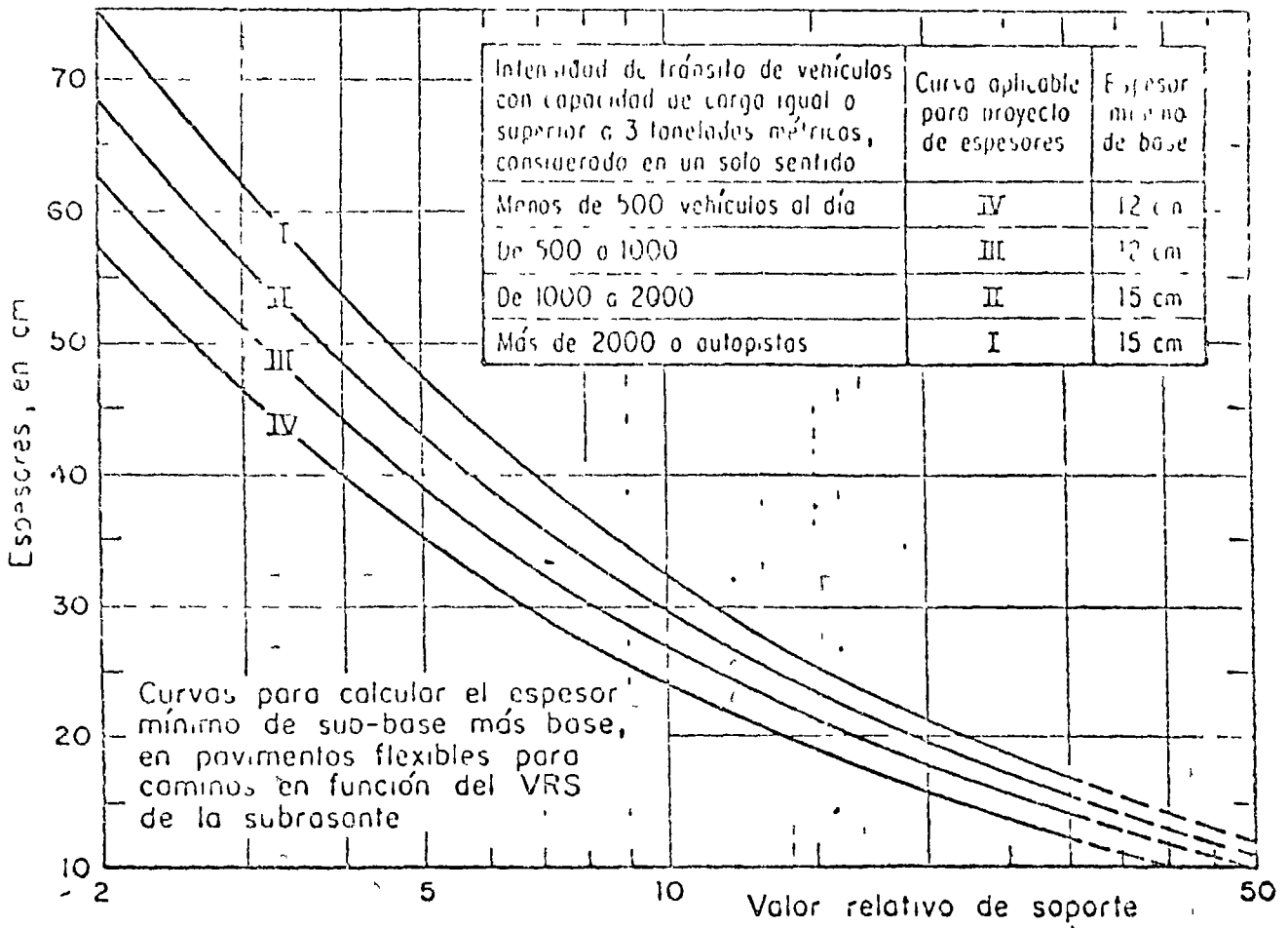


FIG. 12. Abaco del Road Research Laboratory

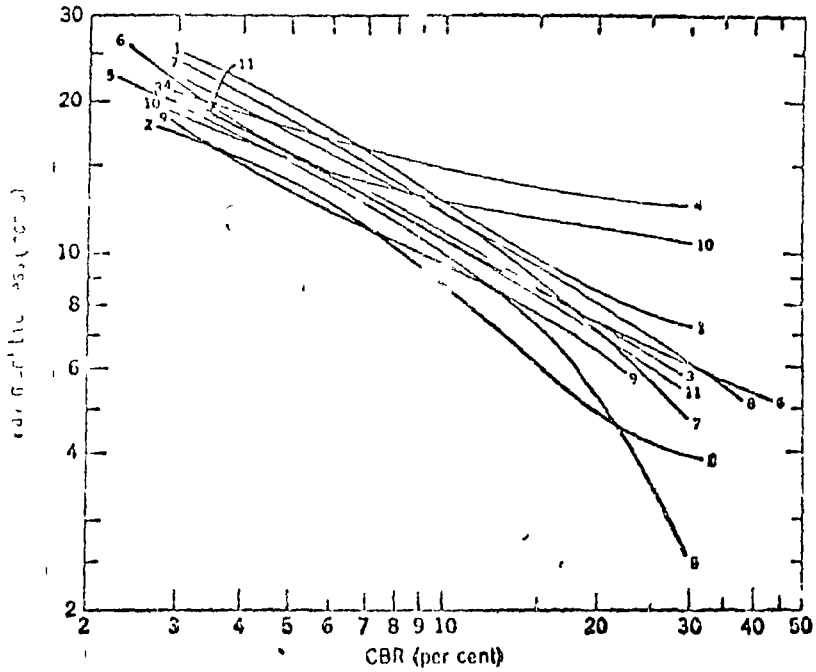


Línea	Nº de vehículos/día (para > 1.5 t) (durante 20 años)
A	0 15
B	45 150
C	150 450
D	450-1500
E	1500-4500
F	> 4500

FIG. 40. Abaco del Road Research Laboratory. (R. N. 29, 1966).



Prueba 108-13, SCOP-1957



Key to States

No	State
1	Alabama
2	Colorado
3	Delaware
4	Kentucky
5	Maryland
6	North Carolina
7	New Mexico
8	Puerto Rico
9	South Dakota
10	West Virginia
11	Wyoming

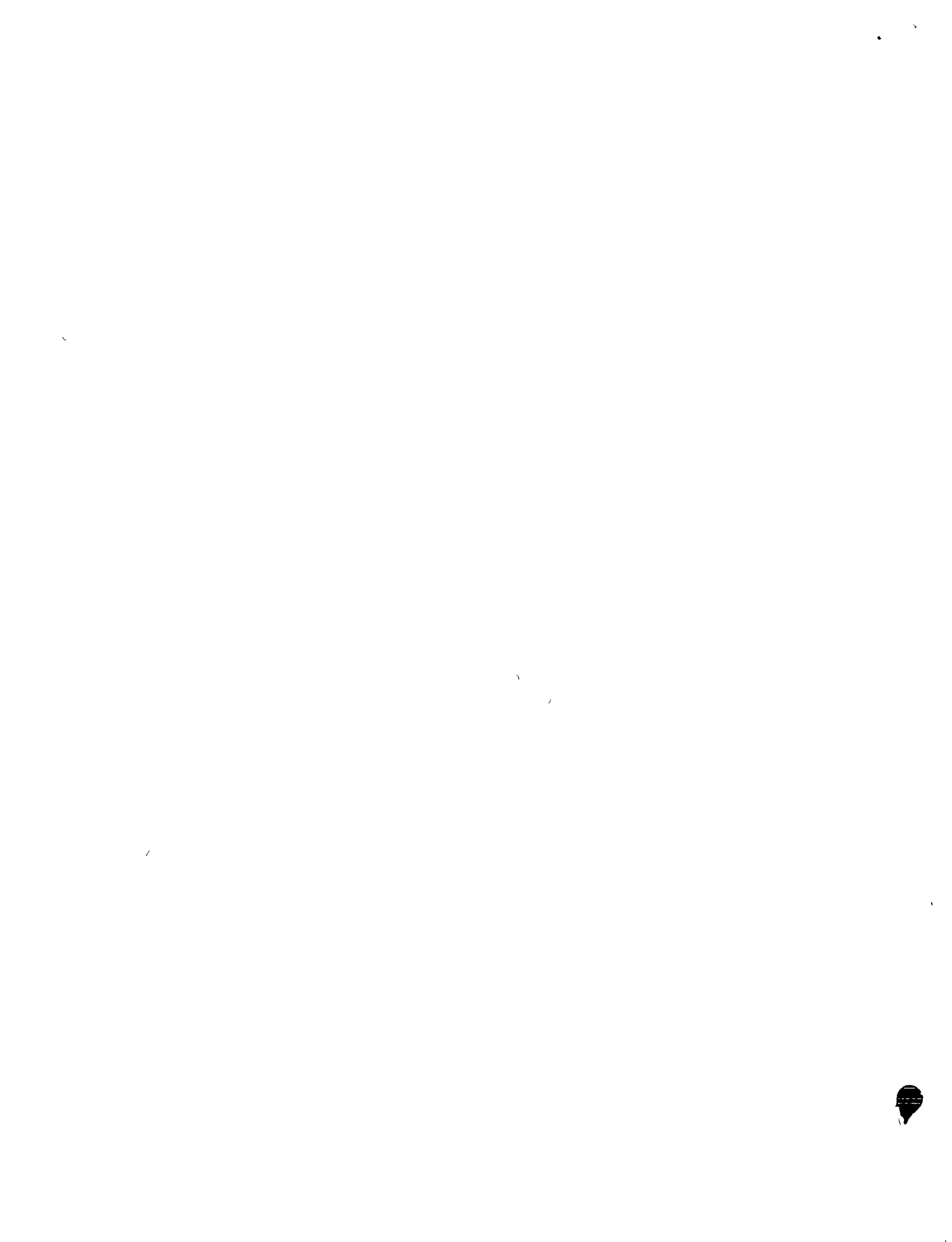
Figure 15-20 California Bearing Ratio curves for various states (8000 pound wheel including modifications suitable to WASHO test road conditions) (From Highway Research Board Bulletin 133)

TABLE 15.16 Current State Highway Practice*

1 Use AASHO Interim Guide		6 Factors Considered in Regional Factor	
No direct use	16 ^b	Topography	5
Used to modify design only	1	Similarity to road test location	5
Used directly	32	Rainfall	13
Research in progress	3	Frost penetration	5
2 Use AASHO Equivalency Factors		Temperature	5
Use directly	31	Ground water table	2
BPR modified factors	4	Subgrade type	1
Do not use AASHO	17	Engineering judgment	13
3 Wheel Load Used for Design		Type of facility	3
18 kip axle	38	Subsurface drainage	5
5 kip wheel	8	7 Consideration of Frost Penetration	
Other	4	Regional factor	7
None	2	Use granular material	22
4 Methods for Subgrade Evaluation		Not considered	12
CBR	19	Not a problem	11
R value	10	8 Thickness of NFS Material	
Triaxial	5	Percentage of frost depth	11
Group Index	9	Standard thickness	2
Other soil classifications	4	USACE procedure	4
Pedologic classification	1	Experience	7
Frost index	1	9 Use AASHO Structural Layer Coeff	
Standard section	1	Use AASHO guide	8
Experience	4	Use modification to guide	20
5 Use Regional Factor from AASHO Guide		Use guides (not for design)	6
Used from guides	14	Do not use	18
Used modified guides approach	18	10 Vary Structural Coefficient with	
Other sources	6	Pavement Position	
Regional factor not used	14	Vary struct coeff	13
		Do not vary	30
		Concept not used	9

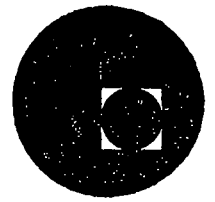
* Results summarized from NCHRP 128

^b Number of states (including D.C. and Puerto Rico)

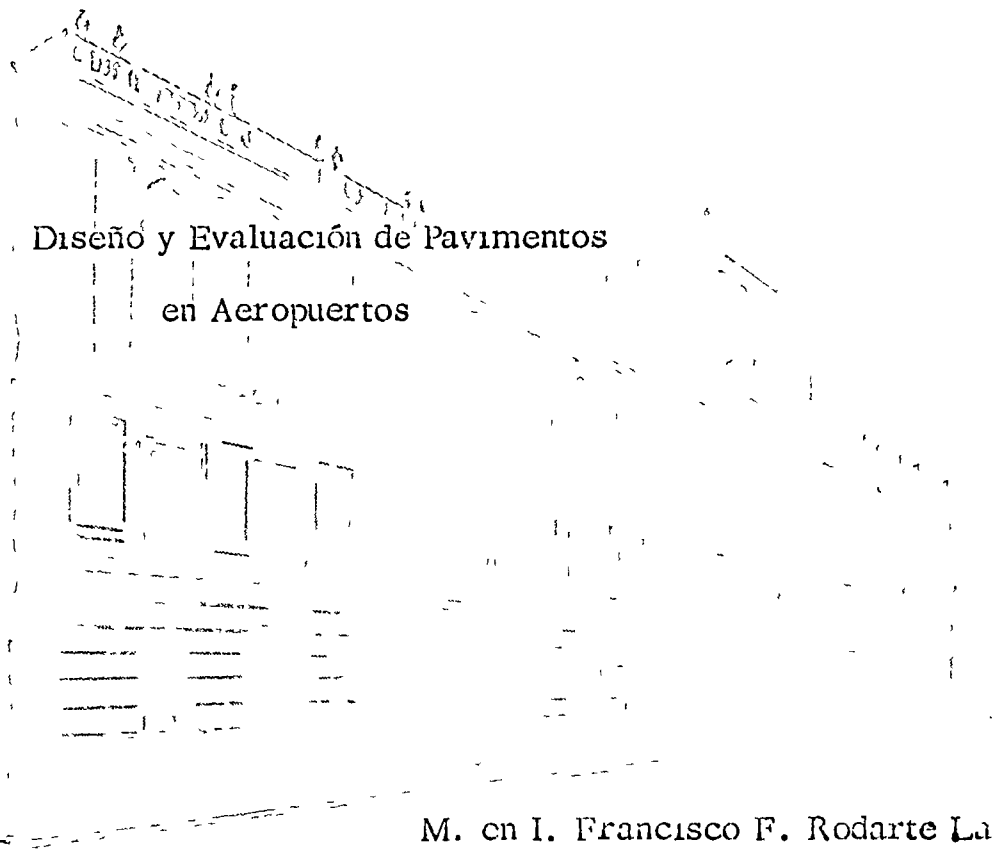




centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS



Diseño y Evaluación de Pavimentos
en Aeropuertos

M. en I. Francisco F. Rodarte Lazo

Mayo, 1977.

DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS EN AEROPUERTOS

M. S. INC. FRANCISCO FERNANDO RODRIGUEZ LALO

CAPITULO IDIFERENCIAS DE OPERACION ENTRE LOS PAVIMENTOS DE
AEROPUERTOS Y LOS DE CARRETERAS

Es aún frecuente la idea entre los ingenieros que los pavimentos de un aeropuerto no son más que el equivalente al de una carretera pero más ancho, más corto, de mayor espesor y que en lugar de automóviles o camiones transitan aviones. Desde luego, la finalidad principal de los pavimentos de aeropuertos, como la de los de carreteras, es la de distribuir adecuadamente las cargas concentradas, de tal manera que la capacidad de soporte de las capas de apoyo no se exceda, así como la de permitir un tránsito adecuado de los vehículos; - sin embargo existen diferencias sustanciales entre ambos pavimentos, derivadas de su operación.

A continuación, se presentan las principales diferencias entre los pavimentos de aeropuertos y los de carreteras:

1.- Canalización del tránsito de vehículos.-

En las carreteras de dos carriles, debido a la localización de las ruedas de los vehículos, la mitad de estas - va cercana a la orilla del pavimento; en las carreteras de cuatro carriles, debido a las legislaciones de velocidad, el tránsito pesado se canaliza hacia la derecha de la carretera, para cada sentido. Esta situación plantea una canalización del tránsito en el sentido transversal, de manera que las cargas más grandes se aplican próximas a la orilla del pavimento y en el caso de que se diseñara un pavimento diferencial, el mayor espesor debería -- quedar ubicado en las orillas de la carretera.

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 obliga en los aeropuertos, a que la canalización del tránsito se realice en el centro de la pista y de la calle de rodaje, lo cual provoca que si se diseñan pavimentos diferenciales, el mayor espesor se encuentra en la franja central.

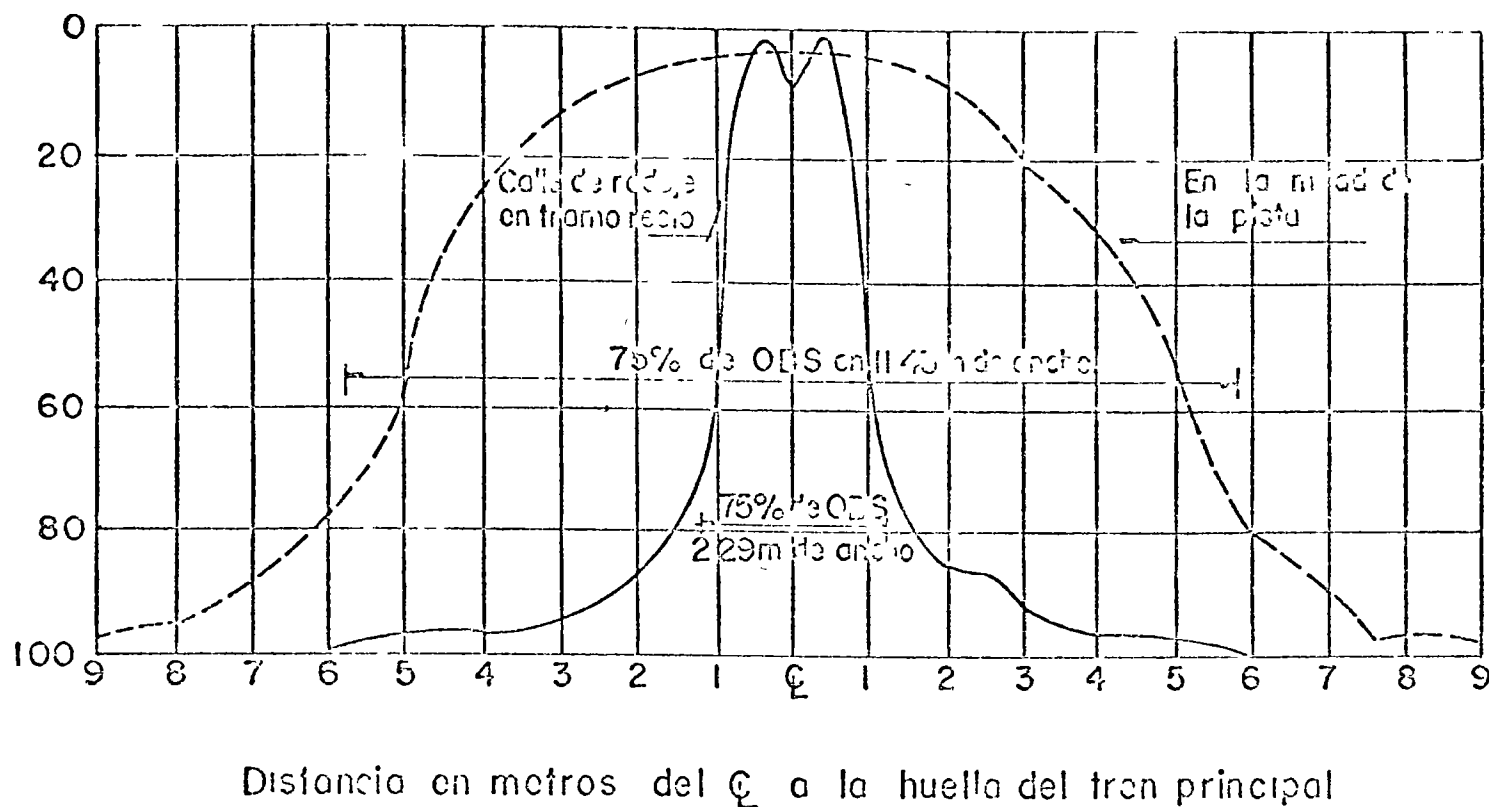
Para ilustrar con un ejemplo, en la fig. 1.1, se muestra la concentración del tráfico de aviones tanto en calles de rodaje como en pistas. Se puede observar que el 75 por ciento del tráfico se concentra en una franja central de 2.3 m de ancho en calles de rodaje y de 11.4 m de ancho en pistas.

En la fig. 1.2 se presenta la probabilidad de repeticiones de cargas del avión Boeing B-747 en el sentido transversal, ilustrada por el grupo de curvas de distribución normal. La repetición de cargas en un punto dado está gobernada por el ancho de las llantas, por el ancho del tren de aterrizaje y por las condiciones de operación, a este conjunto de parámetros se le denomina "ancho de banda" y abarca, en este caso, el 98% de las operaciones en la curva de distribución normal.

En la fig. 1.3 se presentan las probabilidades de repetición en el sentido transversal para diversos aviones. -- Así, se ha observado que el ancho de banda para calles de rodaje con luces de eje varía de 1.80 a 3.65 m (banda A), cuando no hay esta ayuda visual, la variación es de 3.65 a 6.10 m (banda B), para pistas con luces de eje varía de 4.60 a 7.60 m (banda C) y para aterrizajes normales varía de 10.70 a 13.70 m (banda D). Se puede ver por ejemplo que para un ancho de banda de 6.10 m (20 pies), la probabilidad, P (y), de repetición de carga es 0.42 por cada movimiento de avión B-747.

2.- Intensidad de las cargas.

Los camiones más pesados que transitan en una carretera son del orden de 30 a 50 toneladas. Son vehículos del -

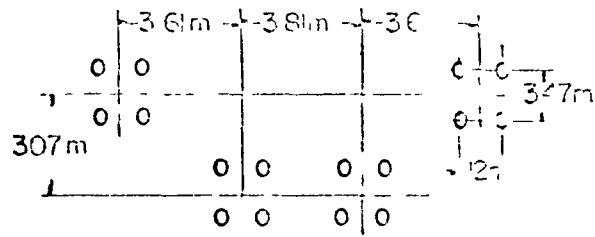


DISTRIBUCION DE LAS HUELLAS DEL TRAFICO DE AVIONES
 CON TRENES PRINCIPALES DE RUEDAS DOBLES Y EN DOBLE TANDEM.

(De R G. Packard)

Fig 1.1

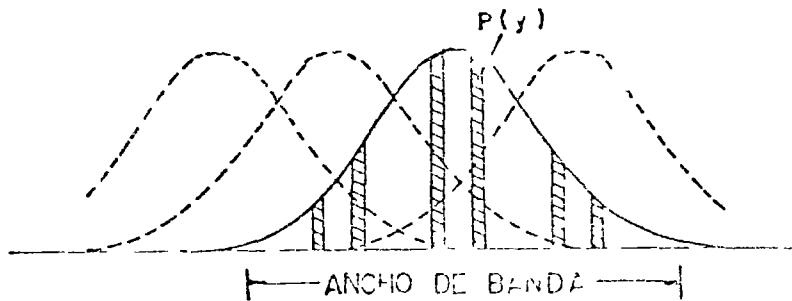
PLANTA



PERFIL



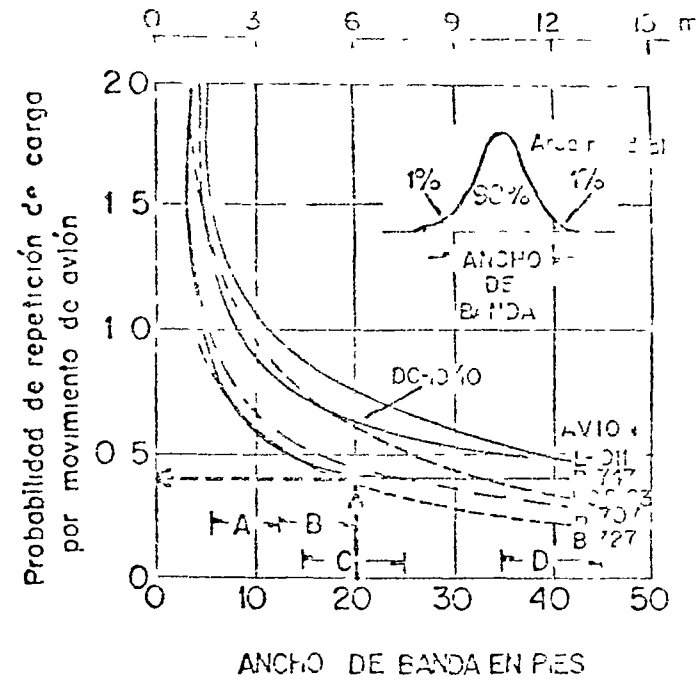
a) TREN DE ATERRIZAJE Y CONFIGURACION DE RUEDAS



b)

CURVAS DE PROBABILIDAD DE REPETICION DE CARGAS
DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES DE REPETICION DE CARGAS
EN EL SENTIDO TRANSVERSAL PARA AVION B-747 (de IIC Yang)

Fig 1.2



- ANCHO DE BANDA EN PIES
- Banda A Calles de roca con luces de eje = 6-12 pies (180-365m)
 - Banda B Carretero normal 12-20 pies (365-610m)
 - Banda C Pista con luces de eje = 15-25 pies (60-760m)
 - Banda D Aterrizaje normal 35-45 pies (1070-1370m)

DISTRIBUCION DE LA PROBABILIDAD DE REPETICION DE CARGA EN EL SENTIDO TRANSVERSAL PARA DIVERSOS TIPOS DE AVION (de IIC Yang)

- Ej Avión B-747
 ancho de banda = 20 pies - 5m
 probabilidad de repetición de carga = $F(y) = 0.42 / \text{mov}$

Fig 1.3

cipo semi-trailer, los cuales, incluyendo las ruedas - del tractor, llegan a tener hasta 18 llantas (fig. 1.4).

En aeropuertos un avión con el mismo peso como por ejemplo el Boeing 727, el B-737 o el Douglas DC-9, tienen - únicamente 4 llantas principales y dos auxiliares.

De lo anterior se deduce que la intensidad de carga por rueda es muy superior en aeropuertos que en carreteras, máxima si consideramos aviones tan pesados como el B-747, cuyo peso máximo es de 374 toneladas y únicamente tiene 16 ruedas principales y dos auxiliares (fig. 1.4).

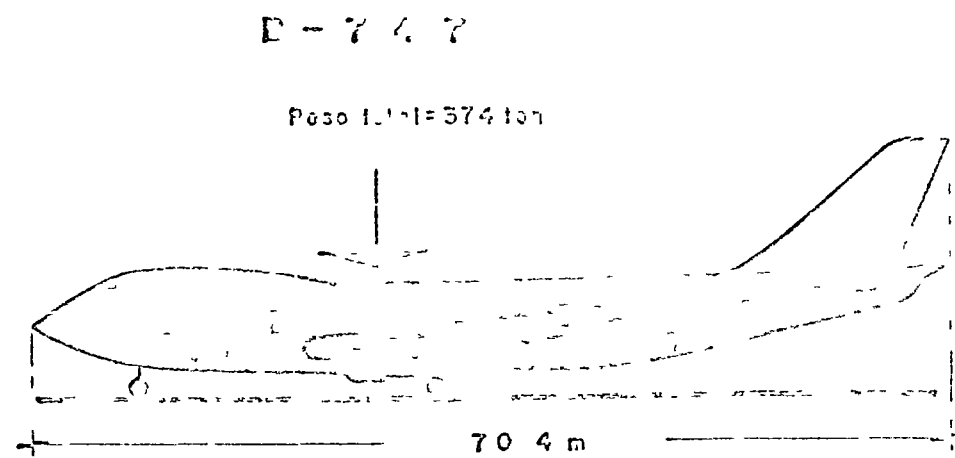
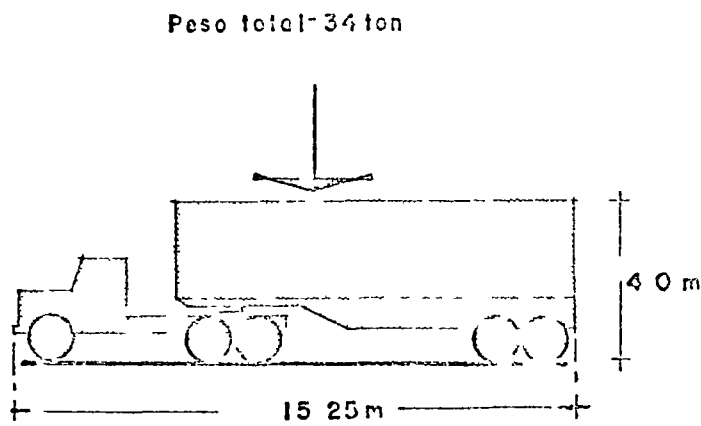
3.- Presión de las llantas.-

Este concepto puede ser considerado como una consecuencia del anterior; así se tiene que mientras en carreteras la presión de inflado de las llantas varía de 1.69 kg/cm² - (24 lb/pulg²) a 5.62 kg/cm². (80 lb/pulg²) en números re - dondos; en aeropuertos estas presiones son del orden de 14.06 kg/cm² (200 lb/pulg²) llegando en algunos aviones militares a presiones de 28.12 kg/cm² (400 lb/pulg²).

4.- Frecuencia del tránsito.-

En carreteras la separación entre un vehículo y otro sub - secuente dependerá de la propia geometría de la carretera y de la velocidad de circulación. Así, a velocidades medianas (60 km/hr) puede pasar un vehículo cada 1½ segundos en promedio, lo que da un volumen de tráfico por carril de más de 2,000 vehículos por hora en condiciones de máxima capacidad (fig. 1.5).

En aeropuertos, por razones de control de tránsito aéreo, bajo condiciones visuales, la separación entre dos aviones sucesivos que se aproximan al aeropuerto no puede ser inferior a la distancia que hay entre el umbral de aprox - mación de la pista y el punto en donde el avión precedente la desocupa (fig. 1.5), es decir, dependerá del número de calles de rodaje de salida que la pista tenga, de la -



Número de llantas	Carga por rueda (max.)
16 principales	7,250 Kg
2 direccionales	5,000 Kg

Número de llantas	Carga por rueda (max.)
16 principales	21,500 Kg
2 auxiliares	15,000 Kg

INTENSIDAD DE LAS CARGAS.

fig 14

CARRILES

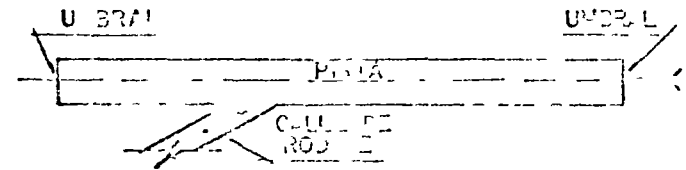


Capacidad máxima por carril
2,000 automóviles/hora
(a 50--60 km/hr)



Capacidad máxima -
Carril de adentro 2,200 automóviles/hora
Carril de afuera 1,700 automóviles/hora
(a 60 km/hr)

AEROPISTAS



Capacidad práctica horaria -
operación visual (VFR) 45 a 99 op/hr
operación por instrumentos (IFR) 42 a 53 op/hr

NOTA El valor mayor es para
pistas que solo reciben
aviones bimotores y
monomotores
El valor menor es para
pistas que reciben una
mezcla de aviones en
que el 60% son
cuatrirreactores o aviones
mayores

Frecuencia del tránsito

Fig 15

velocidad de salida y de las condiciones meteorológicas de operación. Bajo condiciones de instrumentos, la separación mínima se puede incrementar hasta 5 millas náuticas (9,260 m) entre un avión y otro. Esta situación se presentará solamente bajo condiciones de tránsito intenso y en la mayoría de los aeropuertos del mundo la separación es aun mucho mayor, es decir, que entre un avión y otro, pueden pasar varios minutos y hasta horas.

Además de lo anterior, existe la circunstancia de que es muy poco probable que un determinado punto del pavimento de una pista tenga que soportar una repetición de carga cada vez que ocurra una operación. Esto se puede ejemplificar con las figs. 1.3, 1.6, y 1.7. La localización del punto de toma de contacto de un avión es variable, ya que depende de factores tales como el tipo de avión, la técnica del piloto, la temperatura y elevación del aeropuerto, los mínimos meteorológicos y la velocidad y dirección del viento. En el momento del toque el avión -- lleva una velocidad horizontal de 125 a 145 nudos (230 a 270 km/hr.) y una velocidad vertical descendente de 0.6 a 1.50 m/seg. (2 a 6 pies/seg.).

En la fig. 1.6 aparece como centro de la zona de toma de contacto la línea situada a una distancia de 330 m (1,250 pies) del umbral de la pista. Se ha observado que el 90% de los aterrizajes quedan en una zona de 457 m (1,500 pies) que se le ha denominado zona de toma de contacto. La distribución longitudinal de las líneas de toma de contacto está representada por la curva de Gauss de la fig. 1.6.

La fig. 1.7 presenta la distribución de probabilidad longitudinal de la línea de toma de contacto para diversos aviones; así por ejemplo la probabilidad, $p(x)$, de repetición de la toma de contacto para el B-747 es 0.0092 por aterrizaje, y la probabilidad de repetición del impacto de aterrizaje en un punto será $P(x).P(y)$, la que para el

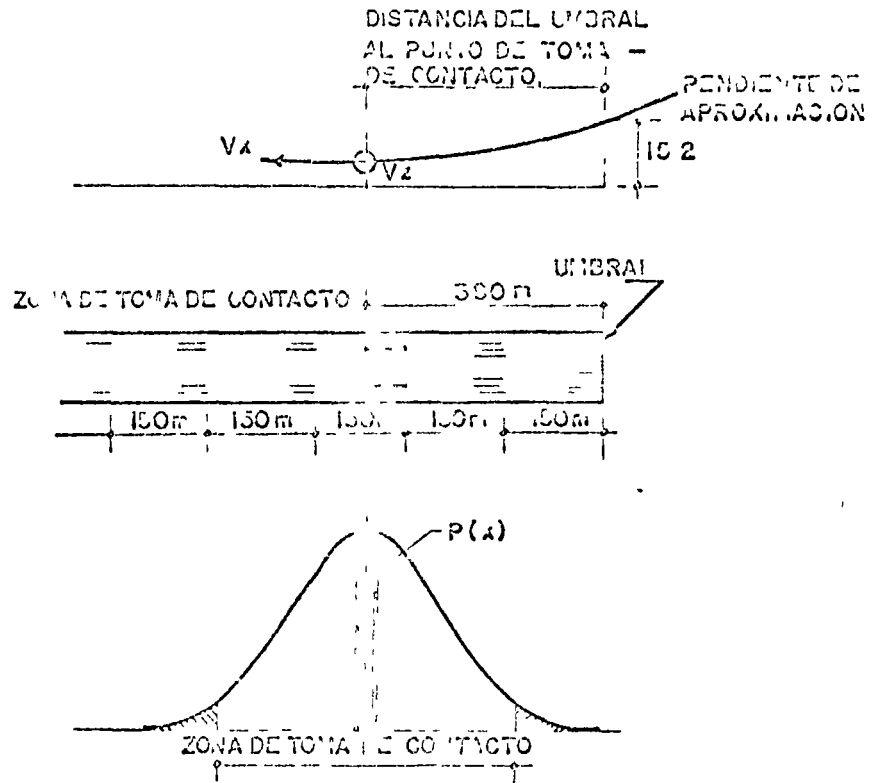


FIG-1-6 DISTRIBUCION LONGITUDINAL DE CARGAS (de N C Yang)

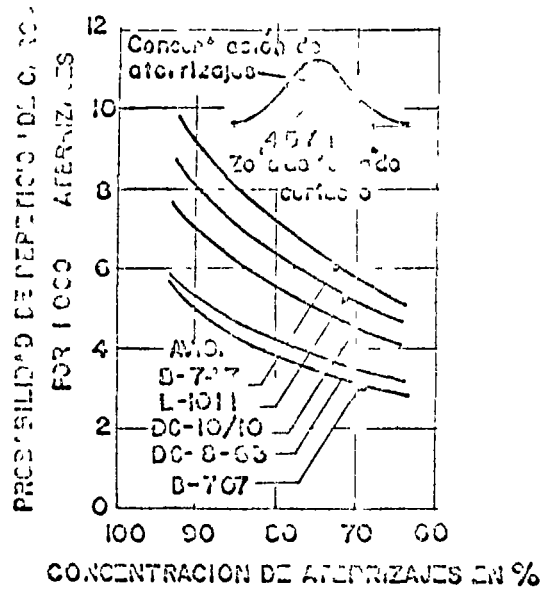


FIG-1-7 PROBABILIDAD DE PERIFICIO DEL CONTACTO EN FOCO DE AFERIZAJES
 (de N C Yang)

B-7.7 que se ejemplifica es:

$0.42 \times 0.0092 = 0.0038$, es decir, que la probabilidad de aterrizaje normal de B-747 para que la carga se repita en el mismo punto, es 0.0038.

5.- Movimientos diferenciales en sentido longitudinal.-

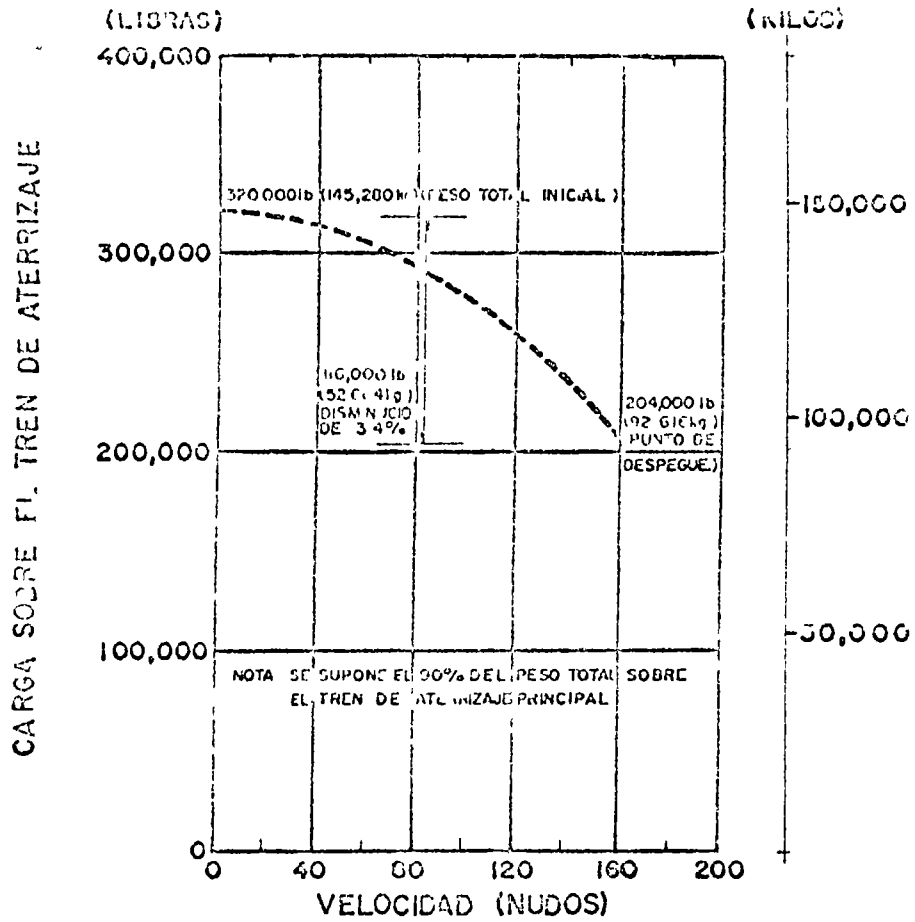
A lo largo de las carreteras el pavimento está sujeto a efectos constantes de cada carga, ya que independientemente de la velocidad y efectos de impacto, el peso del vehículo no cambia y solamente, para un vehículo en particular, se presentaría una reducción en el peso a lo largo de su trayecto, por el consumo de combustible, cuyo peso es despreciable comparado con el del propio vehículo.

En aeropuertos, la operación de los vehículos se debe considerar bajo otras bases, ya que al analizar un despegue, a medida que aumenta la velocidad, se empieza a generar sustentación en las alas, las cuales comienzan a liberar el peso del avión sobre el tren de aterrizaje y consecuentemente sobre el pavimento. En la fig. 1.8 se ejemplifica este efecto para el caso de un avión Boeing 707-300C.

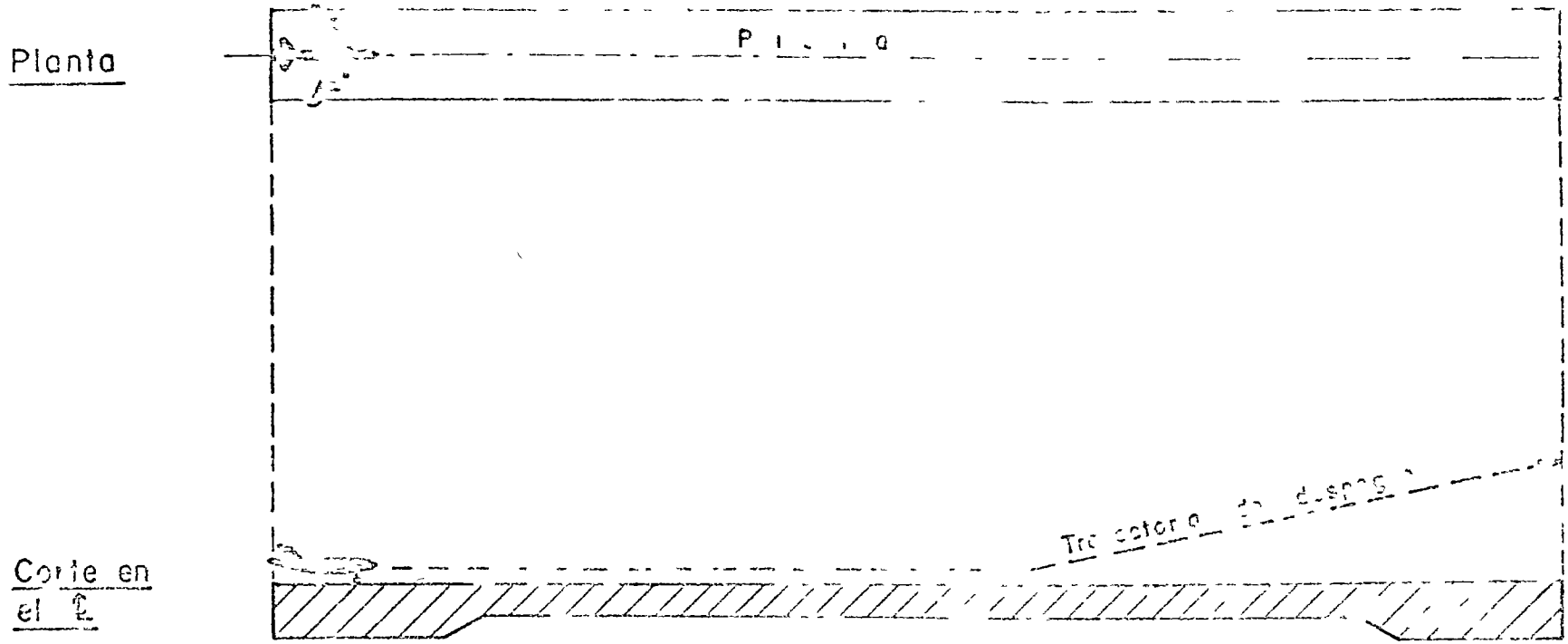
Por lo anterior se puede deducir que en aquellas pistas de aeropuertos que no serán utilizadas como rodajes, es posible en el tramo central (en el sentido longitudinal) reducir el espesor de pavimento, ya que las cargas actuantes son menores que al inicio de la carrera de despegue (fig. 1.9).

Por lo que se refiere al aterrizaje, los pesos no son críticos. Recientes mediciones en el aeropuerto de Dayton, E.E.U.U., mostraron que el impacto promedio producido por los aterrizajes normales fue de 65% de la carga estática, pudiendo llegar en el caso de aterrizajes "duros" a 210% de la carga estática.

FIG 1 8



TRANSFERENCIA DE CARGA AL PAVIMENTO DURANTE EL DESPEGUE
DE UN AVION BOEING 707-300C
 (De H.R Lee y J.L. Schffel.)



Pavimento Diferencial en Sentido Longitudinal de Pistas

(Croquis)

Fig 1-9

6.- Condiciones de rugosidad de la superficie de rodamiento.

En trayectos muy largos y a 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 pavimen-- tos 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 ciertos reflejos. En estudios sobre el tema, se ha encontrado -- que en algunos accidentes en carreteras este fenómeno -- puede ser importante; en consecuencia, las condiciones -- de rugosidad de la superficie de rodamiento para una -- carretera son aspectos que deben tomarse en cuenta en -- forma severa, sobre todo en pavimentos rígidos.

En aeropuertos la situación es totalmente diferente ya -- que las condiciones de rugosidad pueden determinar dos -- características no deseables para la operación de los -- aviones sobre la superficie de rodamiento de una pista y que, dependiendo de la velocidad, en términos generales son:

La primera, que se puede referir propiamente al perfil -- longitudinal del pavimento y que consiste en las ondas -- de gran longitud relativa, que provoca oscilaciones alre-- dedor del eje transversal del avión; la segunda, que con-- siste en las ondas de corta longitud relativa (inferior a los 30 m) y que provoca vibraciones.

Estas dos características pueden provocar sobreesfuerzos en la estructura del avión, alteraciones en las lecturas de los instrumentos e incomodidad para los pasajeros; por su parte el pavimento tendrá que soportar mayores esfuer-- zos. Por lo que se refiere a la oscilación del avión, el movimiento del tren de aterrizaje se puede asimilar a un movimiento armónico simple que combinado con la trasla-- ción del avión genera una cicloide compuesta con tenden--

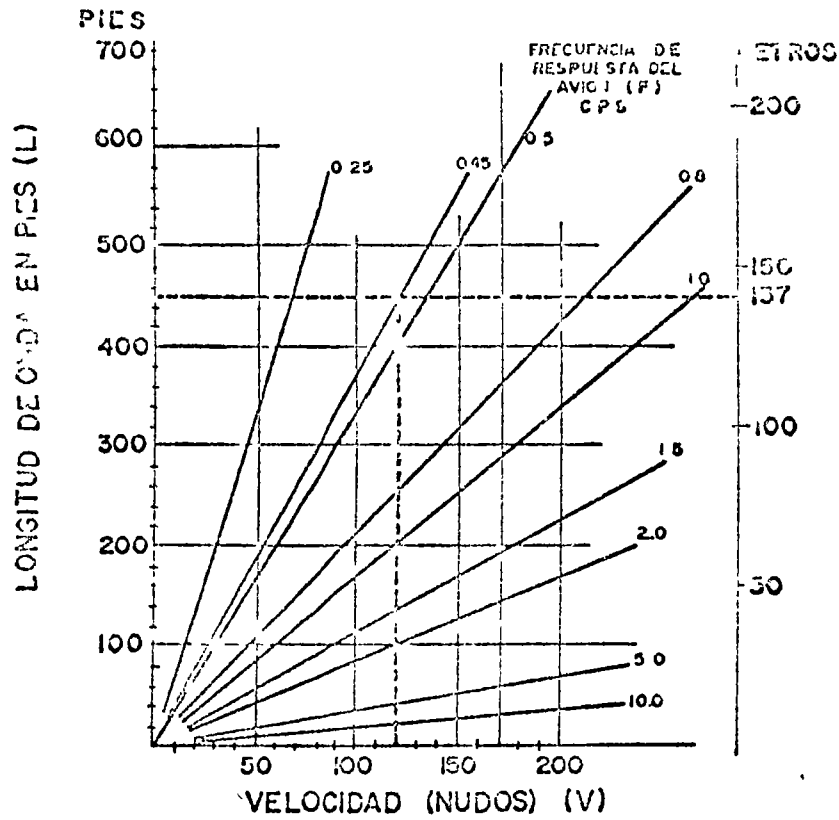
cias a una curva sinusoidal. En las figs. 1.10 y 1.11 se ejemplifica este fenómeno para el caso del avión -- Boeing 707-320 B. En la fig. 1.10 se puede observar -- que para que se produzca la resonancia del avión inter -- vienen la longitud de onda, la velocidad del avión y la frecuencia de respuesta del avión. Así se tiene, que -- para una velocidad dada, la longitud de onda aumenta al disminuir la frecuencia de respuesta del avión; para una frecuencia dada, la longitud de onda aumenta al aumentar la velocidad, y para una longitud de onda o para una velocidad dada sólo puede haber una combinación que produzca resonancia.

En la fig. 1.11 se ha dibujado el momento en que el -- avión B-707 entra en resonancia cuando la rugosidad de la pista tiene una longitud de onda de 137 m (450 pies), el avión lleva una velocidad de 120 nudos = 62 m/seg. -- (203 pies/seg) y su frecuencia de respuesta es de 0.45 ciclos/seg.

Independientemente de la investigación del movimiento, -- el efecto en el avión es que, a oscilaciones extremas el ángulo de ataque de las alas se cambia en forma arbitraria durante la carrera de despegue, provocando alteraciones en la generación de la sustentación y originando -- que la longitud de pista se incremente. Por las oscilaciones el tren de nariz puede llegar a despegarse totalmente y al regresar al pavimento, causar impactos de -- mas del doble de su carga estática.

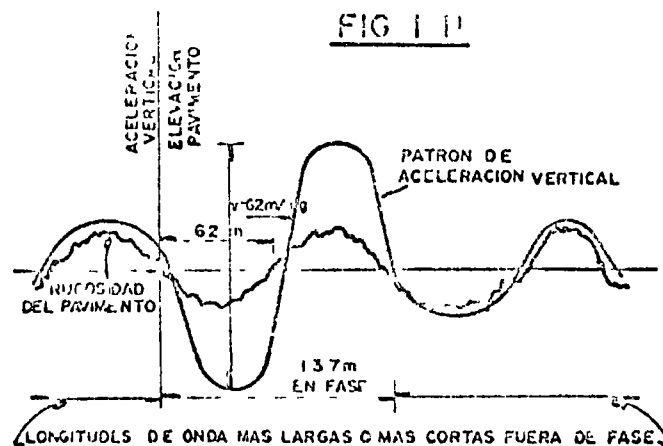
Además, en las cimbras, también se pueden presentar impactos en el tren principal, que lo trasmite al pavimento, con un incremento del peso estático del orden del 65%. Finalmente se puede producir en las cimbras del perfil, -- despegues falsos con el consiguiente regreso del avión al pavimento, generando esfuerzos y consecuentemente deformaciones adicionales a la estructura del pavimento. Estos efectos sobre el pavimento están en función de la energía cinética que lleve el avión, la cual a su vez -- está en función de la masa y la velocidad. En la fig.

FIG 110



VARIACION DE LA LONGITUD DE ONDA VS VELOCIDAD PARA VARIAS FRECUENCIAS.
(De H.R. Lee y J.L. Schiefel)

FIG 111



RELACION ENTRE LA ACELERACION VERTICAL Y LA RUGOSIDAD
(De H.R. Lee y J.L. Schiefel)

1.12 se indica la energía cinética para varios aviones - en función de la distancia que lleven a partir del inicio de la carrera de despegue.

En la fig. 1.13 se presenta un ejemplo del impacto producido por la rugosidad del pavimento y los despegues de un avión B-727. En la fig. 1.14 se presenta el efecto de la sustentación de las alas en el impacto producido por la rugosidad del pavimento y los despegues del mismo avión. Puede observarse que el efecto de la sustentación no logra neutralizar el impacto, sin embargo, cuando la superficie del pavimento tiene pocas irregularidades, el impacto se reduce considerablemente.

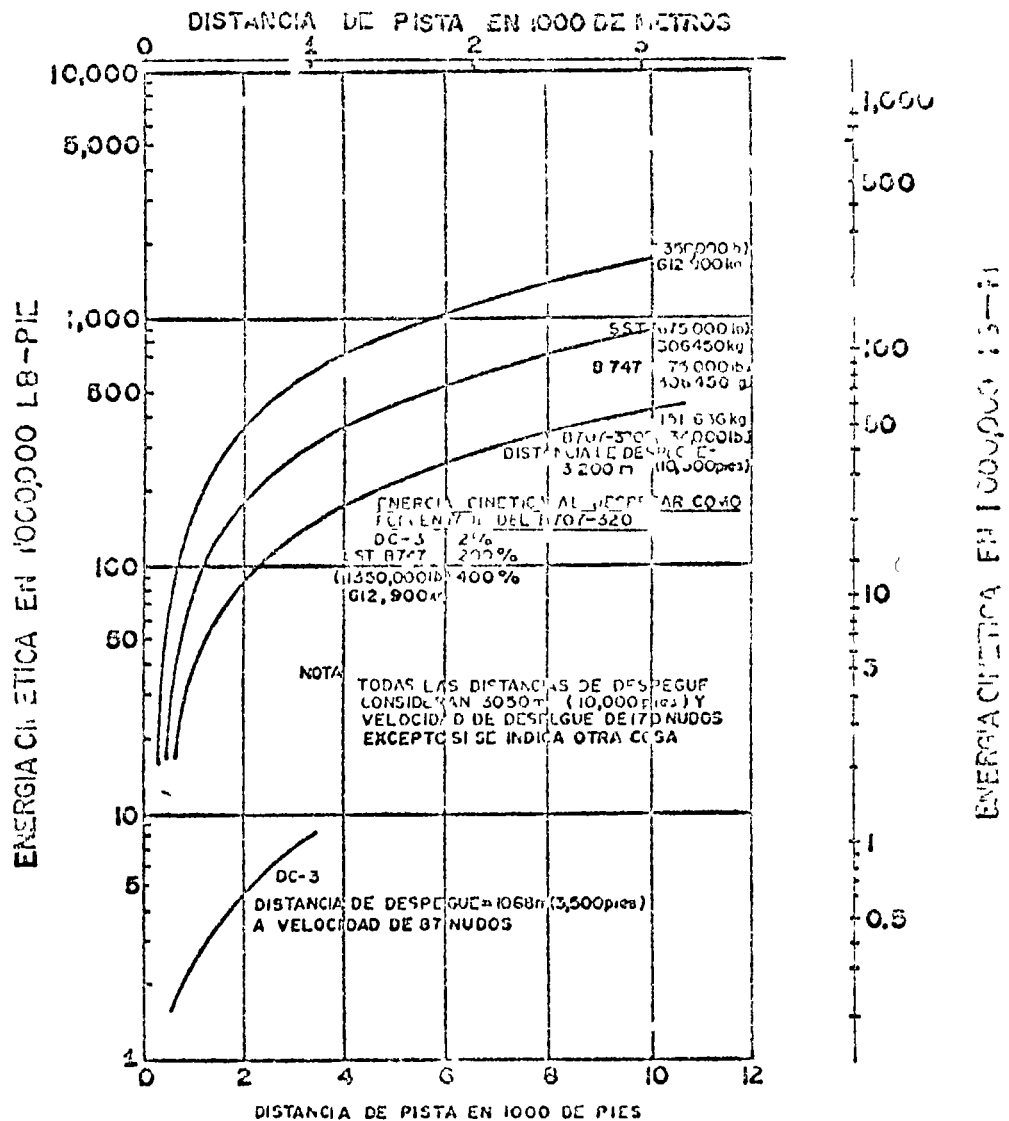
7.- Textura de la superficie del pavimento que afecta el frenado de los vehículos.-

Tanto en carreteras como en aeropuertos es muy importante que la textura del pavimento provea un adecuado coeficiente de rozamiento para reducir accidentes. En ambos casos el coeficiente de rozamiento puede ser afectado -- por la temperatura (principalmente en los pavimentos flexibles), por lluvia, nieve, derrame de combustibles, -- aceites u otras impurezas, por afloramiento de asfalto -- (en el caso de pavimentos flexibles) y por desgaste de -- la propia superficie del pavimento (en aeropuertos el -- desgaste es mucho menor).

El coeficiente de rozamiento se disminuye al incrementarse la velocidad del vehículo. La velocidad de circulación en las carreteras de México, está limitada a 100-125 km/hr.; en aeropuertos la velocidad que lleva el --- avión en el momento de toque en la pista es de 230 a 270 km/hr (125 a 145 nudos) y en los rodajes de alta velocidad los aviones circulan a velocidades de 90 a 110 km/hr (50 a 60 nudos).

Una diferencia entre las carreteras y los aeropuertos es la circunstancia de que en las zonas de toque de las pis

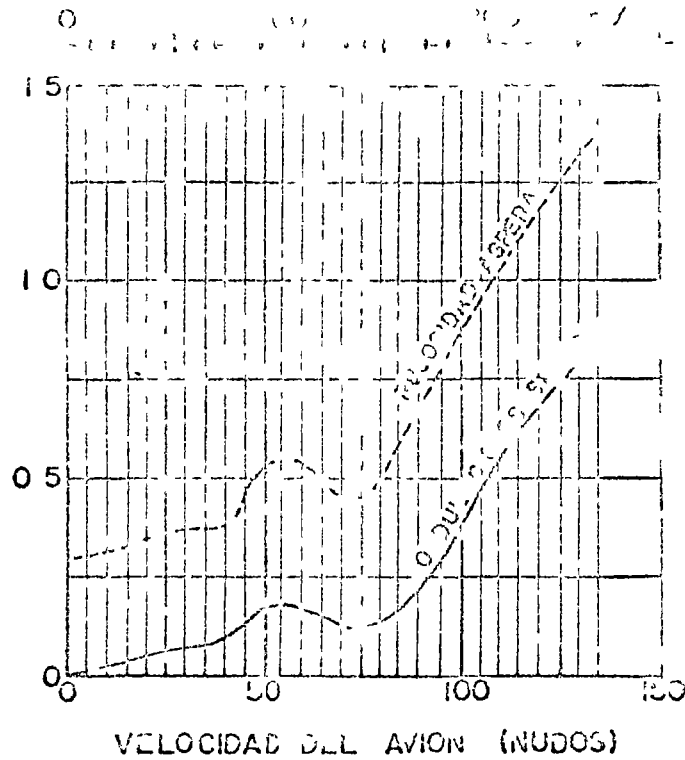
FIG. 1-12



ENERGIA CINÉTICA Y DISTANCIA DE PISTA.

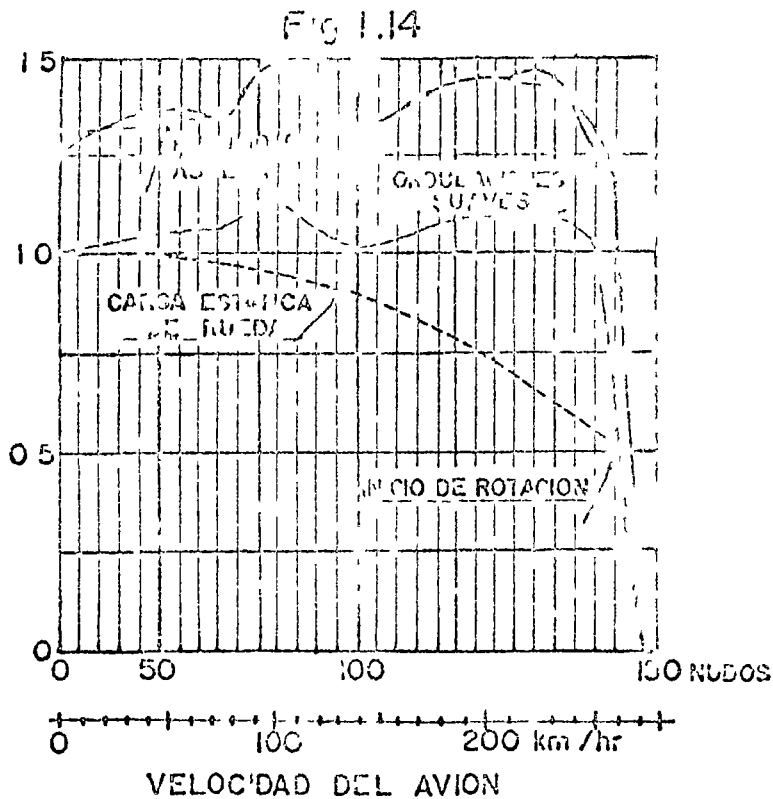
(de H R Lee y J L Scheffer)

VALORES DEL MOMENTO DE DEFLEXION D₁ EN RELACION CON LA DEFLEXION ESTADICA



IMPACTO PRODUCIDO POR LA RUGOSIDAD (De N C Yang)

CARGA EFECTIVA DE RUEDA EN RELACION CON LA CARGA ESTADICA



EFFECTO DE LA SUSTENTACION DE LAS ALAS EN EL IMPACTO PRODUCIDO POR LA RUGOSIDAD

(Fuente. N.C. Yang.) (Adaptada por F.F. Rodarte)

tas las llantas de los aviones dejan impregnado un poco de su caucho en la superficie del pavimento, lo que, a través de un buen número de aterrizajes, hace que aparezca una película de caucho cubriendo dicha superficie.

El caucho impregnado en grandes cantidades, en las pistas de mucho tráfico, impide el drenaje de la lluvia proporcionando de esta manera las condiciones para que se produzca el peligroso fenómeno de "hidroplaneo", lo que incrementa grandemente las distancias en que pueden detenerse las aeronaves al efectuar el aterrizaje.

3.- Condiciones de operación.

En cualquier carretera o camino es relativamente fácil modificar la circulación de vehículos, alterando la velocidad de los mismos, para efectuar reparaciones, atender accidentes ó efectuar trabajos de mantenimiento rutinario. En los aeropuertos no es posible considerar esta posibilidad, ya que la velocidad de desplazamiento de los aviones dependerá de su peso y de las necesidades que se tengan de generación de sustentación ó enfrenamiento; por lo que no es simple realizar trabajos sobre un pavimento de un aeropuerto que ya está en operación.

Esta situación, obliga a pensar que los pavimentos deben ser concebidos pensando que no haya deterioro debido al tránsito de cargas o al intemperismo que obligue a realizar grandes trabajos sobre ellos, ya que en este momento la pista debe cancelarse a operaciones y en consecuencia, si el aeropuerto tiene una sola, se tendrán clausuradas las operaciones por el tiempo que duren los trabajos.

CAPITULO II

MÉTODOS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA
AEROPUERTOS

En este capítulo se presentarán cinco métodos básicos para el diseño de pavimentos flexibles de aeropuertos:

1) el método del Cuerpo de Ingenieros; 2) el método de la Administración Federal de Aviación, FAA; 3) el método del Departamento de Transporte de Canadá y 4) el método del Instituto del Asfalto.

1).- Método del Cuerpo de Ingenieros (CBR).-

El método CBR (California Bearing Ratio), ó VRS (Valor Relativo de Soporte) como se le conoce en México, tuvo su origen en el año de 1928, desarrollado por la división de carreteras del Estado de California, Estados Unidos. O.J. Porter fué el nombre más íntimamente ligado con el desarrollo de este método.

Es quizá el método CBR el más utilizado en el mundo, incluso más que todos los otros métodos de diseño de pavimentos juntos.

El método CBR fué adoptado y actualizado para aeropuertos por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos a principios de la Segunda Guerra Mundial. (Por esas mismas fechas, en los 1940 as; la División de Carreteras de California abandonó el método CBR y adoptó el desarrollado por F.N.Hvcem).

La prueba CBR 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 (aprox. 2 pulg.=5 cm. de diámetro) a una velocidad de carga que provoque -

na penetración de 0.05 pulg/min = 1.3 mm/min. El CBR del suelo es su resistencia a la penetración del pistón de 0.1" = 2.54 mm expresada como un porcentaje respecto a la resistencia de una grava triturada estandarizada. La grava triturada estandar 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.

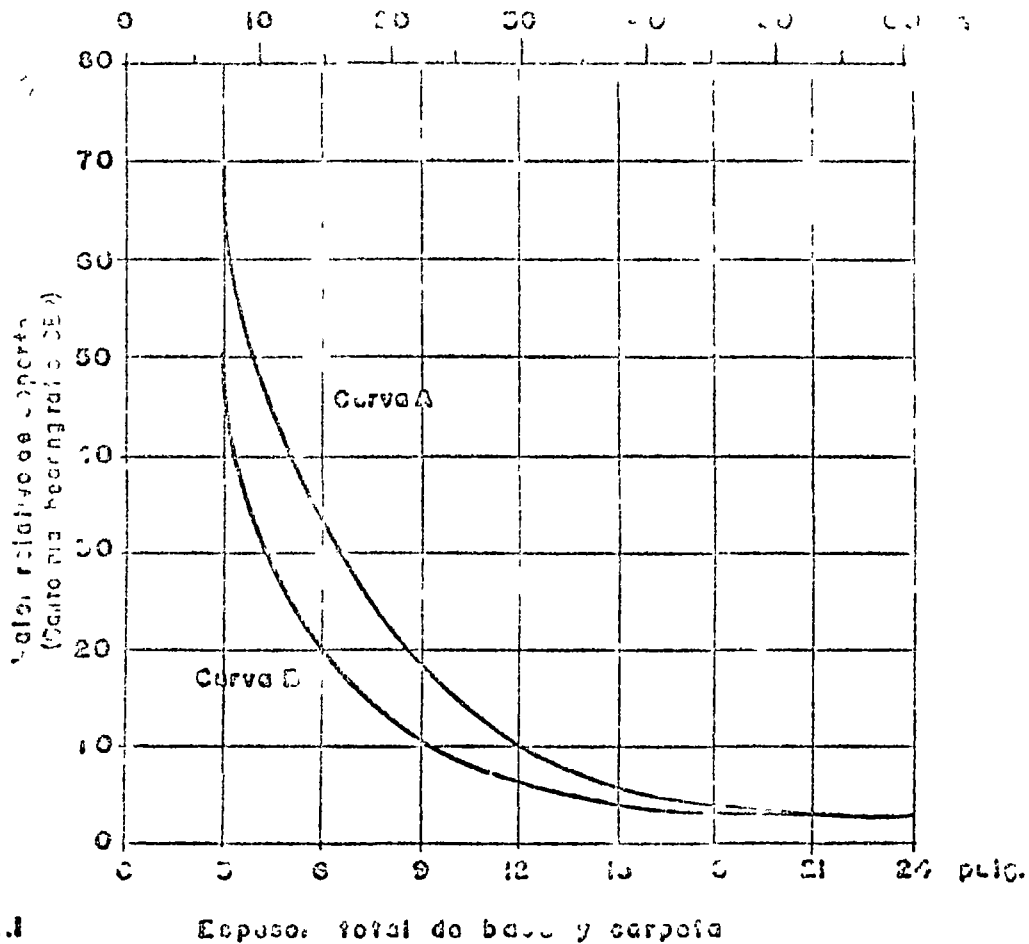
Sin embargo, si el CBR calculado a partir de una penetración de 0.2", es mayor, se utiliza este último para propósitos de diseño.

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

El método CBR requiere además pruebas adicionales de laboratorio, como son las de granulometría y la determinación de los límites de Atterberg.

Al adoptar el Cuerpo de Ingenieros el método CBR, partió de las curvas de diseño para carreteras (del Estado de California) existentes en esa época; en la fig. 2.1 se muestran dichas curvas; la curva B indicaba el espesor mínimo de pavimento requerido para tráfico ligero y la curva A el requerido para tráfico pesado, que era de 9,000 libras (4,082 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 libras (4,082 kg) por rueda de vehículo terrestre era equivalente a una carga de 12,000 libras (5,443 kg) por rueda de avión.

El método de extrapolación de las curvas para mayores cargas de rueda sencillas se muestra en la fig. 2.2. Los esfuerzos cortantes fueron calculados para varias cargas de rueda y graficados en función de la profun-



Extrapolación de los espesores de pavimento de carreteras por medio de la teoría elástica (cuerpo de Ingenieros)

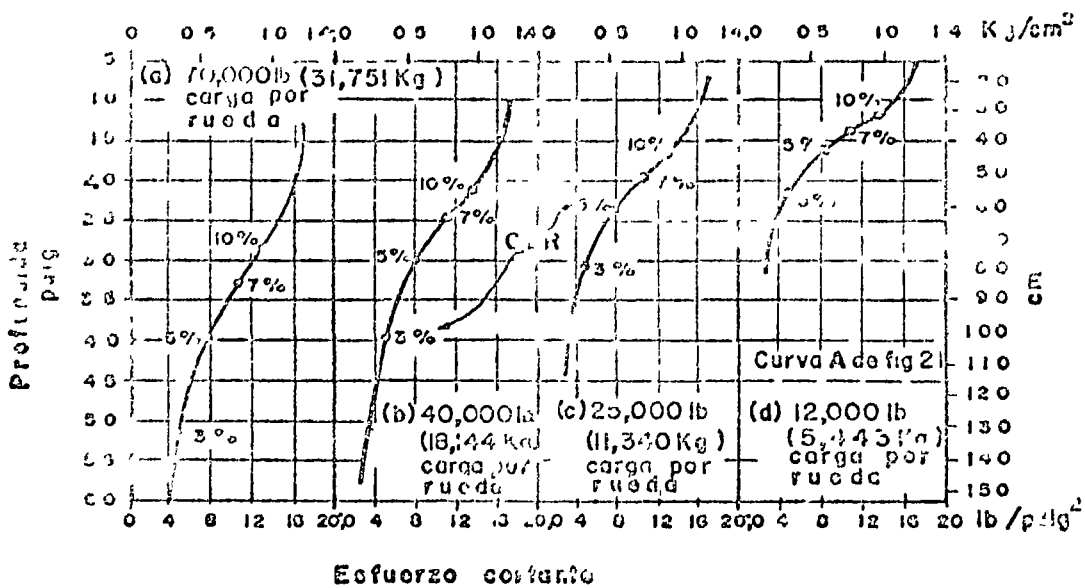


Fig 2.2

Extrapolación de los espesores de pavimento de carreteras por medio de la teoría elástica (cuerpo de Ingenieros)

didat, como se indica en la fig. 2.2 Se consideró una presión de contacto de 60 lb/pulg² (4.22 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. 2.2 corresponde a los esfuerzos cortantes calculados para una carga de rueda sencilla de 12,000 lb (5,443 kg); algunos valores de CBR de la curva A de la fig. 2.1 también se han indicado en función del espesor. Por ejemplo, en la fig. 2.2, 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. 2.1, el CBR para esta misma profundidad es 3%. Los espesores de base y carpeta correspondientes a los valores CBR 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 CBR de 3%. Entonces, para extrapolar los valores CBR 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 31 pulg (78.7 cm). Por tanto, una subrasante que tenga un CBR de 3% y que vaya a soportar una carga por rueda de 25,000 lb (11,340 kg), requiere un espesor de pavimento de 31 pulg (78.7 cm). El mismo procedimiento se utilizó para las demás cargas por rueda mostradas en la fig. 2.2.

Las profundidades, que representan espesores, fueron entonces graficadas relacionándolos con los valores CBR y obteniéndose las primeras curvas tentativas de diseño como la mostrada en la fig. 2.3.

Desde un punto de vista estrictamente teórico, las consideraciones supuestas en los cálculos, tenían --

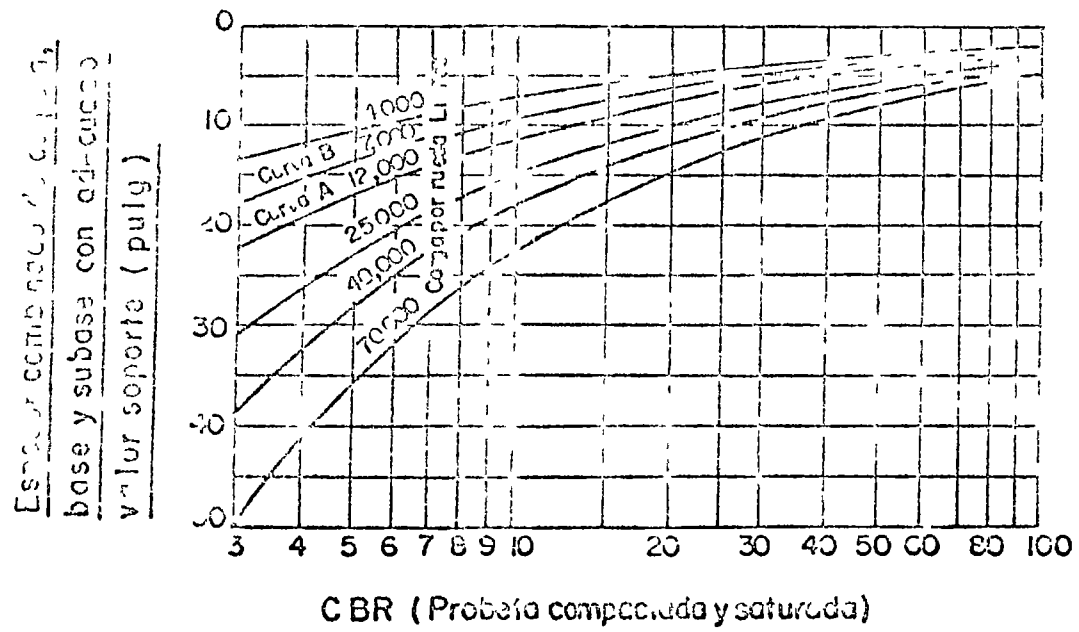


Fig 2.3 Curvas tentativas de diseño de pavimentos flexibles
(Cuerpo de Ingenieros)

fuerzas limitaciones; una de ellas es la consideración de que la estructura del pavimento es una masa homogénea. Sin embargo el análisis fue un buen comienzo y probó estar esencialmente de acuerdo con las pruebas efectuadas posteriormente a escala natural.

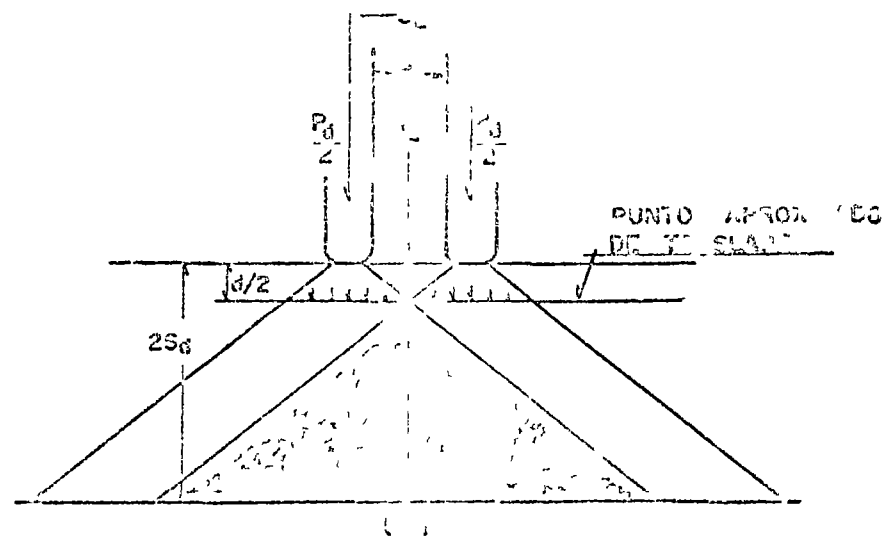
Los resultados de las investigaciones empíricas mostraron que las curvas establecidas a partir de consideraciones teóricas eran conservadoras para los valores altos de CBR y para las cargas de rueda más pesada, no eran suficientes para los valores bajos de CBR.

A finales de la Segunda Guerra Mundial aparecieron los aviones con piernas de trenes de aterrizaje constituidas por ruedas dobles (avión B-29); por tanto, se requirió de un análisis del efecto de esta configuración de ruedas sobre el espesor de pavimento y el desarrollo de curvas de diseño apropiadas para dicha configuración.

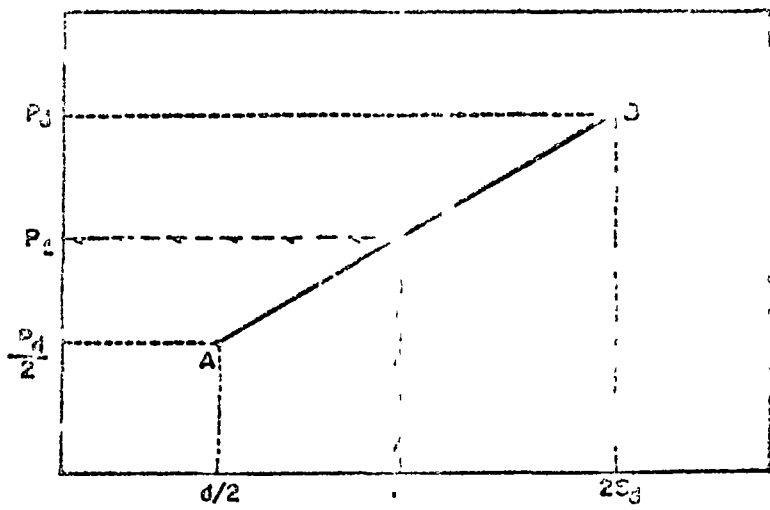
La fig. 2.4 ilustra el concepto del mencionado análisis. La carga total de la pierna con ruedas dobles es P_d ; la distancia entre las ruedas es S_d centro a centro y "d" entre las caras interiores. Debido a la forma del bulbo de esfuerzos, se supuso que a profundidades menores que $d/2$ no ocurría traslape de esfuerzos; entonces, el esfuerzo a esas profundidades es el provocado por una sola de las ruedas con carga $P_d/2$. Por otra parte, a una profundidad de aproximadamente $2 S_d$, el efecto del traslape de esfuerzos es equivalente al provocado por una rueda sencilla con carga de P_d . Se supuso que las cargas de rueda equivalente correspondientes a profundidades intermedias entre $d/2$ y $2 S_d$ tienen una variación lineal cuando se grafican en escalas logarítmicas como se indica en la fig. 2.4 b.

La fig. 2.5 ilustra el procedimiento de obtención de la carga de rueda equivalente sencilla para piernas con ruedas en doble tandem.

Fig 2



CAP DE CARGA EQUIVALENTE SENCILLA (SECTION LOGARITMICA)



PROFUNDIDAD (escala logarítmica).

ANÁLISIS DE CARGA DE PILETA EQUIVALENTE SENCILLA
PARA ESFUERZOS VERTICALES IGUALES EN LA SUBRASANTE

(E. J. Yoder y M. W. Vitzdal)

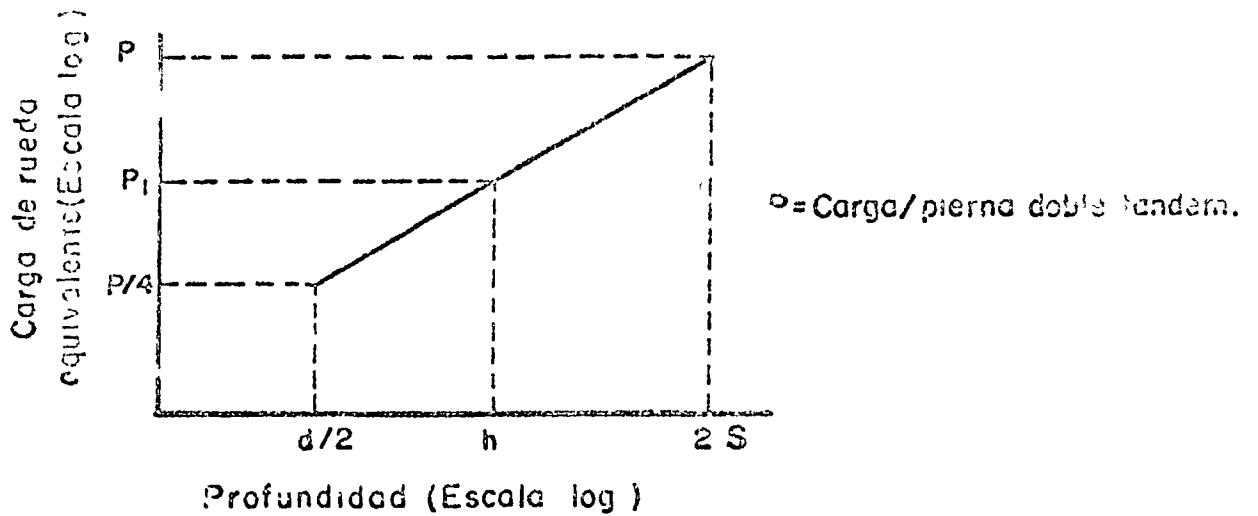
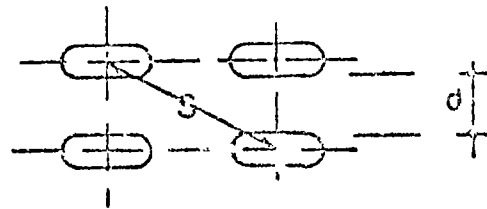
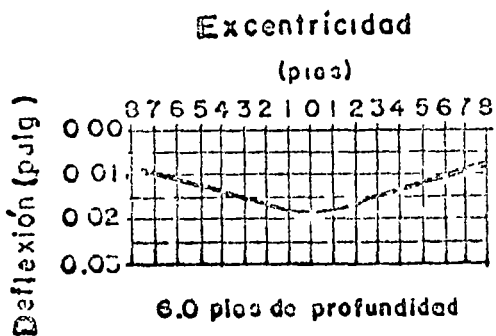
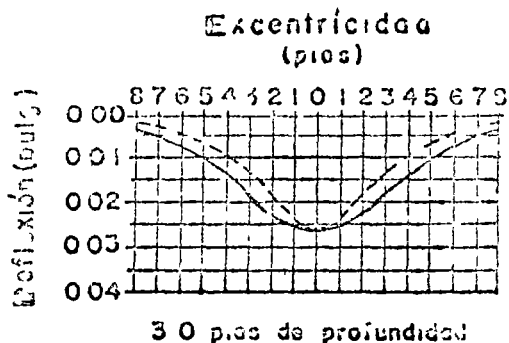
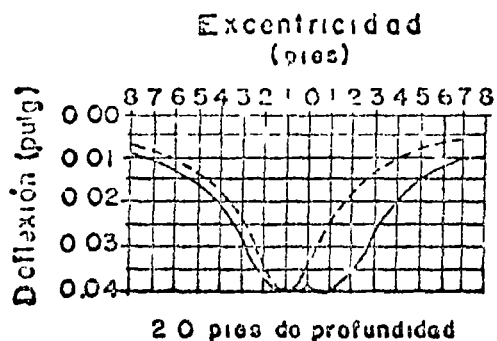
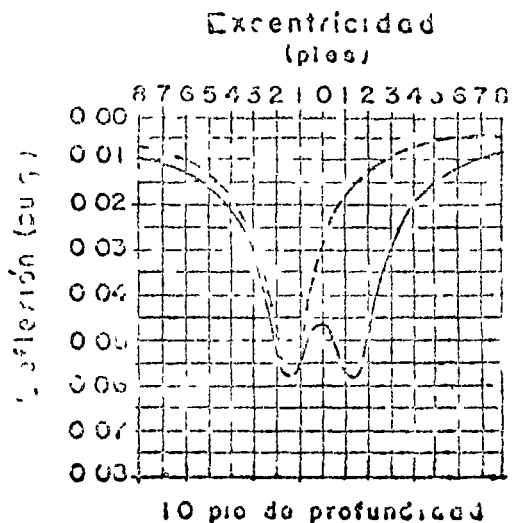
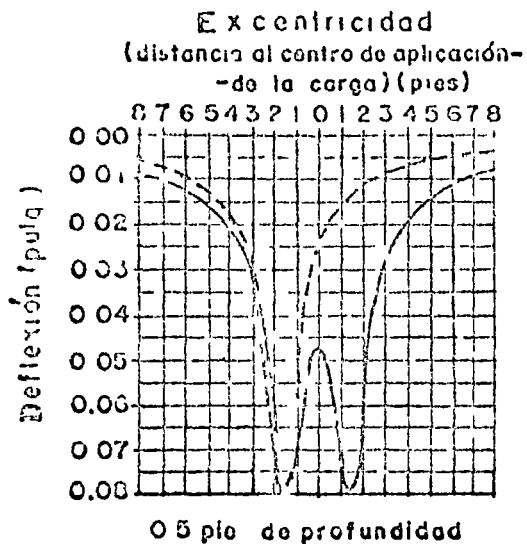


Fig. 2.5 Carga de rueda equivalente sencilla para piernas de frenos en aterrizaje con ruedas en doble tandem.

su metodología de cálculo de rueda equivalente fue utilizada hasta mediados de la década de los cincuenta, tiempo en que el Cuerpo de Ingenieros volvió a analizar sus datos concluyendo que los espesores así obtenidos no eran conservadores.

Como parte del reanálisis, el Cuerpo de Ingenieros - consideró razonable tomar como criterio de falla de un pavimento el esfuerzo crítico. Como no había datos disponibles de esfuerzos, se consideró que la pendiente o relación de cambio de deflexión contra distancia al centro de aplicación de la carga (fig. 2.5) era un índice razonable del esfuerzo crítico. Por medio de la teoría de Boussinesq se calcularon curvas de deflexión contra distancia al centro de aplicación (excentricidad) tanto para cargas sencillas como para dobles. Las pruebas efectuadas confirmaron la validez de los cálculos teóricos. Se encontró que sin excepción las pendientes de las curvas de deflexión para las cargas sencillas eran iguales o mayores que para las cargas dobles, como se muestra en la fig. 2.6. Con dichos análisis se demostró que una carga sencilla, que ocasiona la misma deflexión máxima que una carga de ruedas múltiples, puede producir esfuerzos iguales o aún mayores en la cimentación, en comparación con la carga de ruedas múltiples. Para propósitos de diseño la carga de rueda sencilla puede ser considerada equivalente a la carga de ruedas múltiples. De esta manera se introdujo el nuevo concepto de carga de rueda equivalente sencilla. El área de contacto de esta carga de rueda equivalente sencilla es igual a la de una de las ruedas múltiples.

Para ilustrar el procedimiento, se presenta el siguiente ejemplo. Supóngase una pierna con ruedas en doble tanger como se muestra en la fig. 2.7. La car-



SIMBOLOGIA

- Deflexiones con carga doble
- - - Deflexiones con carga sencilla

NOTA.

Placa de 250 pulg², 50 pies de separación, las deflexiones por carga sencilla (curva - - -) incrementadas para hacer iguales las deflexiones máximas de cargas sencilla y doble.

Relación de Poisson = 0,3

Módulo de Elasticidad = 10,000 lb/in²
Carga en la superficie = 100 lb/pulg

Fig 2.6

Comparación teórica de los perfiles de aluminio para cargas sencillas y dobles

(Cuerpo de Ingenieros. "Prueba experimental de torsión")

gá por pierna es de 130,000 lb (50 907 kg) y la presión de contacto es de 140 lb/pulg² (0.65 kg/cm²). - La carga por rueda es de $\frac{130,000}{2} = 32,500$ lb (14,742 kg), el área de contacto por rueda es

$$\frac{32,500}{140} = 232 \text{ pulg}^2 (1,497 \text{ cm}^2)$$

supóngase que se desea encontrar la máxima carga de rueda equivalente sencilla a una profundidad de tres veces el radio del área de contacto de cada rueda, - (se supone que el área de contacto de la llanta es un círculo).

El radio del área de contacto es:

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{232}{\pi}} = 8.6 \text{ pulg (21.8 cm)}$$

$$\text{y: } 3 r = 25.8 \text{ pulg (65.5 cm)}$$

El problema se resuelve al encontrar la localización de la máxima deflexión a la profundidad de 25.8 pulg (65.5 cm). Como tanteo se analizará cuatro localizaciones como se muestra en la Fig. 2.7 con los puntos A, B, C y D (que representan ejes verticales).

En un medio clásico la deflexión w está dada por la ecuación

$$w = \frac{p r F}{E_m}$$

en donde

- p = presión
- E_m = módulo de elasticidad
- F = factor de deflexión (obtenido de (Fig. 2.8)
- r = radio del área de contacto.

utilizando los subíndices "s" para rueda sencilla y "d" para rueda doble se tiene:

$$w_s = \frac{r_s}{E_m} P_s F_s ; \text{ y } w_d = \frac{r_d}{E_m} P_d F_d$$

como: $W_s = W_d$, y $r_s = r_d$

se tiene:
$$\frac{P_s}{P_d} = \frac{F_d}{F_s}$$

El área de contacto de la rueda sencilla es igual al área de contacto de una de las ruedas dobles, entonces:

$$\frac{P_s}{P_d} = \frac{F_d}{F_s} \quad (2.1)$$

en donde F_s = carga de rueda sencilla

P_d = carga de una rueda de las dobles

lo que significa que la relación entre la carga equivalente de rueda sencilla y la carga de una de las ruedas dobles es igual a la inversa de los máximos factores de deflexión.

Los factores de deflexión se obtienen de la fig. 2.8 y se indican en la tabla 2.1. El factor de deflexión crítico para una sola rueda es 0.47 correspondiente al eje D con respecto a la rueda No. 4 (a la profundidad $3r$). Los factores de deflexión críticos se han resumido en la tabla 2.2. La carga equivalente de rueda sencilla a la profundidad de 25.8 pulg (65.5 cm). (Con base en la ecuación 2.1) es:

$$32,500 \times 1.96 = 63,700 \text{ lb (28,894 kg)}$$

Análisis de este tipo han permitido desarrollar curvas de diseño para aviones con piernas de trenes de aterrizaje constituidas por ruedas múltiples, partiendo de las curvas ya desarrolladas para ruedas sencillas (fig. 2.9 y 2.10).

En 1958, análisis de los datos de secciones de prueba y de aeropuertos tipo, indicaron que el criterio de diseño CBR para ruedas sencillas podía ser expresado en la siguiente forma:

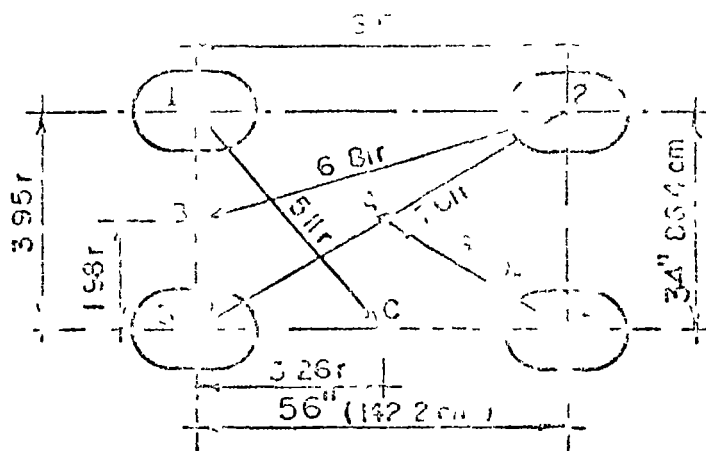


Fig. 2.7 Ejemplo de cálculo de rueda equivalente sencilla por medio de factores de deflexión

Tabla 2

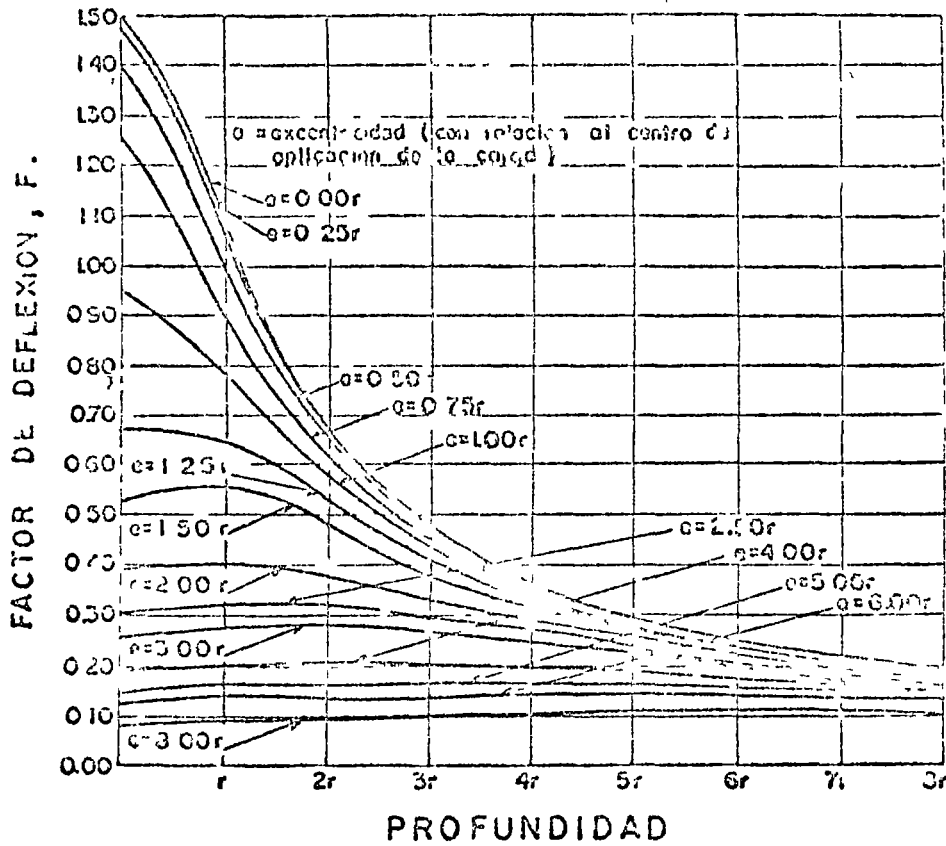
Factores de deflexión para pierno con doble randa

Profundidad	Pulgada	Eje A		Eje B		Eje C		Eje D	
		Excen- tricidad	F	Excen- tricidad	F	Excen- tricidad	F	Excen- tricidad	F
3r	1	3.80r	0.21	1.98r	0.07	5.11r	0.15	3.30r	0.21
3r	2	3.80r	0.21	6.81r	0.11	5.11r	0.13	7.77r	0.11
3r	3	3.30r	0.21	1.93r	0.07	3.26r	0.25	6.37r	0.13
3r	4	3.30r	0.21	6.81r	0.11	3.26r	0.20	6.37r	0.47
—	—	—	0.84	—	0.90	—	0.82	—	0.92

Tabla 2.2

Profundidad	Factor de deflexión crítico		Relación de ca gas
	Rueda sencilla	Ruedas doble tandem	Ruedas doble tandem = rueda sencilla
25.8 pulg (65.5 cm)	0.47	0.92	1.96

Fig 2-8



$$w = \frac{p \cdot r^2}{E_m}$$

w = deflexión vertical (pulg.)

r = radio del area circular de carga (pulg.)

E_m = modulo de elasticidad (lb. / pulg.²)

F = factor de deflexión.

Z = profundidad (pulg.)

p = presión en la superficie de contacto (lb / pulg.²)

NOTA: Para puntos bajo el centro del area circular (excentricidad = 0.00r): $F = \frac{3r}{2Z^2 r^2}$

FACTORES DE DEFLEXION PARA UNA CARGA UNIFORME DE RADIO "r"
 COEFICIENTE DE POISSON=0.5 (Cuerpo de Ing. de los EE. UU., Escalon experimental
 V. 1, p. 107)

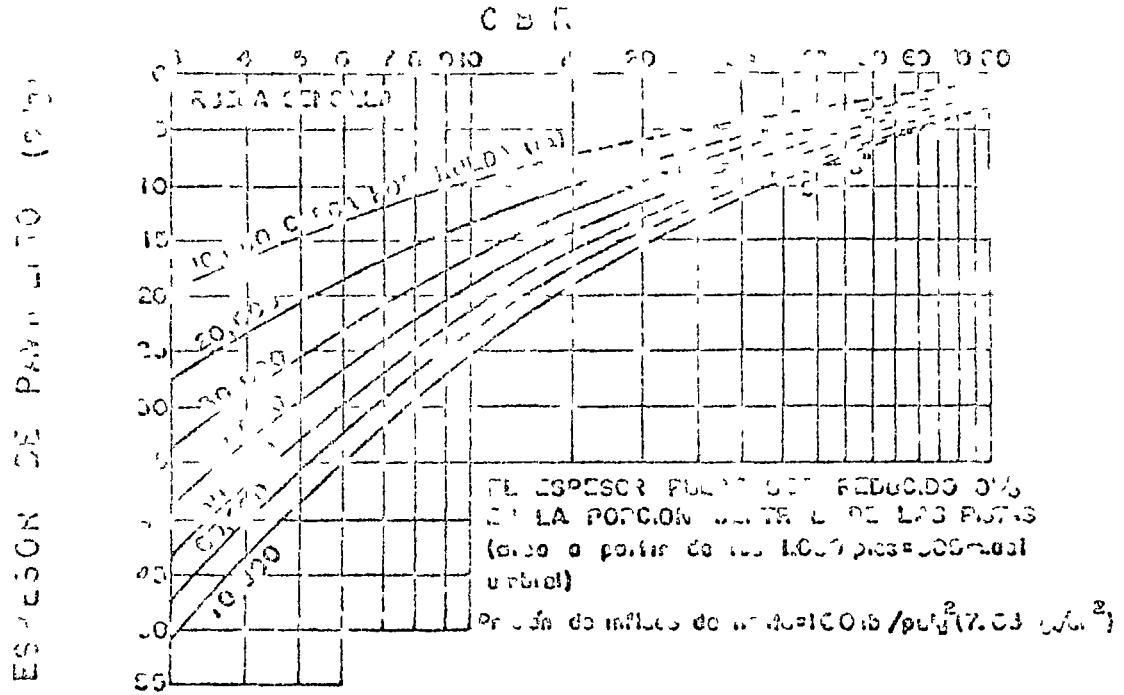


Fig 2-9 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CALLES DE RODAJE (Cuerpo de Ingenieros)

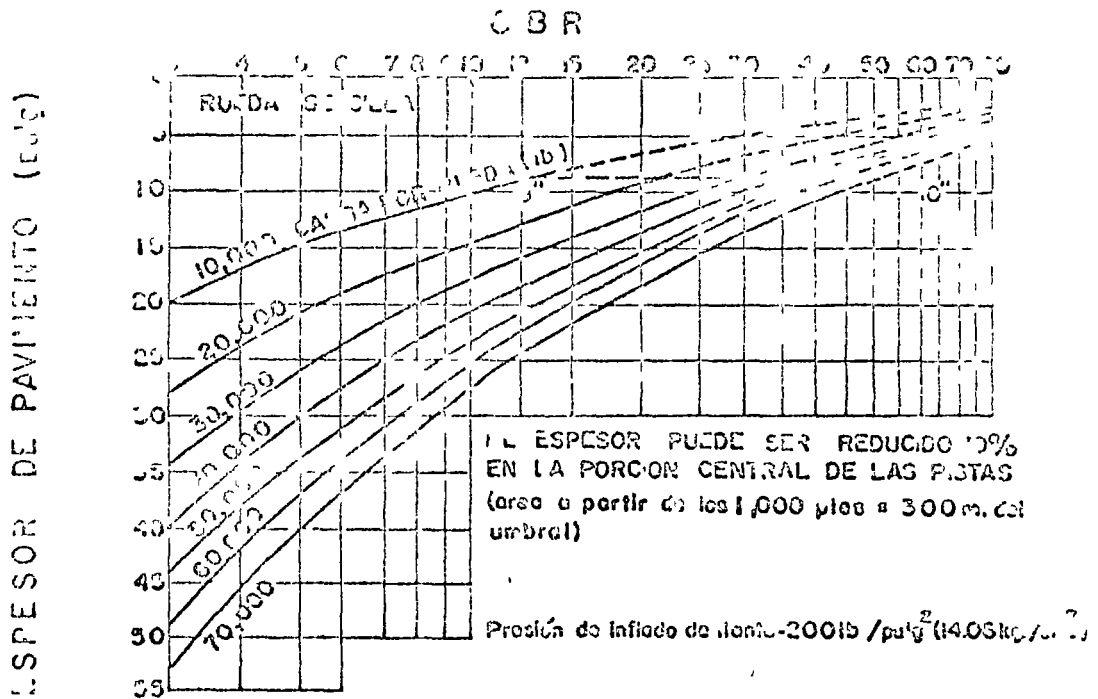


Fig 2-10 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CALLES DE RODAJE (Cuerpo de Ingenieros)

$$t = \sqrt{\frac{P}{0.7 (CBR)} - \frac{A}{\pi}} \quad (2.2)$$

para una vida del pavimento de 5,000 cubrimientos;

donde: t = espesor de pavimento (pulg)

p = carga de rueda sencilla (lb)

A = área de contacto (pulg²)

"Cubrimiento" es un término utilizado por el Cuerpo - de Ingenieros para convertir el número de operaciones de aviones a número de repeticiones de esfuerzos máxi- ximos. Por ejemplo, un cubrimiento ocurre cuando cada punto de la superficie del pavimento ha sido sujeto a un esfuerzo máximo por el avión de operación. La ex- presión es:

$$C = D \left(\frac{0.75 N a}{12 T} \right) \quad (2.3)$$

para aviones con tren de aterrizaje en triciclo y - piernas con ruedas sencillas, dobles o en doble tan- dem; en donde:

C = cubrimientos

D = número de operaciones a carga máxima

N = número de ruedas por pierna de tren prin- cipal.

a = ancho del área de contacto de una llanta (pulg)

T = ancho de tráfico (pies). Se considera que el 75% de las operaciones queda incluido en este ancho. Se ha tomado

$T = 37.5$ pies (11.4 m) para pista y

$T = 7.5$ pies (2.3 m) para calles de ro- daje (para aviones con piernas de rue- das dobles y en doble tandem).

Posteriormente se encontró que la ecuación básica, - 2.2, era válida sólo para valores de CBR menores que

se basó a consideraciones de durabilidad y otros requerimientos.

Para tomar en cuenta las repeticiones de carga y los trenes de aterrizaje de ruedas múltiples, la ecuación básica (2.2) fue modificada como sigue:

$$t = 1 \sqrt[3]{\frac{1.5 \text{ FSWL}}{8.1 \text{ C}}} - \frac{A}{11} \quad (2.4)$$

donde:

$$A = \text{porcentaje de espesor de diseño} \\ = 0.25 \log C + 0.19$$

FSWL = carga equivalente de rueda sencilla

C = cubrimientos

Así con este procedimiento que han sido elaboradas la mayoría de las graficas de diseño de pavimentos para aviones Jet comerciales.

Recientes estudios y pruebas de pavimentos efectuadas con cargas representativas de trenes de aterrizaje -- complejos (por ejemplo el B-747), han indicado que para un gran número de repeticiones la ecuación 2.4 es algo conservadora. Por tanto la ecuación se ha modificado como sigue:

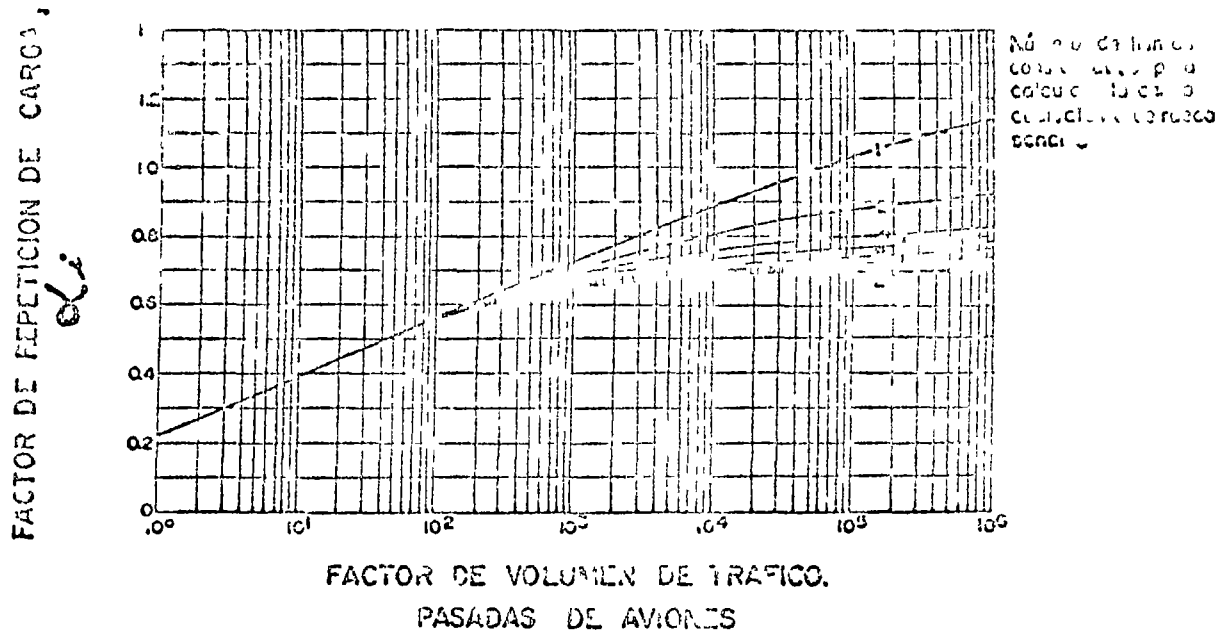
$$\alpha_i \sqrt[3]{\frac{\text{FSWL}}{8.1 \text{ (CBR)}}} - \frac{A}{11} \quad (2.5)$$

donde:

α_i = factor de repetición de carga, que depende del número de ruedas del tren principal que se han utilizado para calcular la carga de rueda equivalente sencilla. Por ejemplo, para un B-747 se deben considerar 3 ruedas y obtener α_i de la fig. 2.11.

El factor de repetición de carga, α_i , está basado en pasadas de aviones (una pasada es una operación de avión), mientras que las relaciones anteriores esta-

Fig. 2-11



FACTOR DE REPETICION DE CARGA CONTRA NUMERO DE PASADAS

(Cuerpo de Ingenieros. Estacion Experimental Waterways)

da, basadas en cubrimientos.

La ecuación 2.5 proporciona espesores de pavimento razonables hasta para valores de CBR = 15. Para valores de CBR mayores de 15, el espesor de pavimento es gobernado por otros factores, como la durabilidad.

En cuanto a las características de los materiales que componen las capas de la base, subbase y capa de mejoramiento (capa subbase), el Comité de Ingenieros ha establecido, con base en la experiencia y las especificaciones que se indican en las tablas 2.3 y 2.4. Debido a que las pruebas de CBR en el laboratorio, pueden no ser representativas para estos materiales, se requiere complementar su conocimiento por medio de otras características, como lo son, para el caso de subbases y capas de mejoramiento: la granulometría, el límite líquido y el índice plástico, y para bases: la clasificación del tipo de material. Estas otras características son básicas para la selección del CBR de diseño de las capas mencionadas.

En las tablas 2.5 y 2.6 se presentan los criterios de diseño de espesores para carpeta y base.

En la fig. 2.12 se muestra la zonificación típica de pavimentos para cargas pesadas, dividida en función de 4 tipos de áreas de tráfico en función de la intensidad del mismo (número de repeticiones), del efecto de la sustentación de las alas a altas velocidades y del efecto de la operación a máxima o mínima carga.

2).- Método de la Administración Federal de Aviación, FAA

La FAA ha desarrollado un método de diseño de pavimentos que es sustancialmente una comparación de las condiciones locales con análisis estadísticos de suelo, drenaje, heladas y condiciones de carga, de una

Tabla 2 3

Selección del CBR de diseño para capas de mejoramiento y subbases
(Cuerpo de Ingenieros)

Material.	Máximo CBR de diseño	Tamaño (Pulg.)	Valor máximo permisible			
			Requisitos granulométricos % que pasa		Límite Líquido (LL)	Índice Plástico (IP)
			Nº.10(num 2)	Nº.200(num 075)		
Subbase	50	3	50	15	25	5
Subbase	40	3	80	15	25	5
Subbase	30	3	100	15	25	5
Capa de mejoramiento	20	3 %	—	25 %	35 %	12 %

% Límites sugeridos

Tabla 2 4

Selección del CBR de diseño para bases
(Cuerpo de Ingenieros)

T I P O	CBR De diseño
Agregado triturado graduado	100
Macadam confinado en húmedo.	100
Macadam confinado en seco.	100
Capas asfálticas intermedias y superficiales, mezcla en planta en caliente.	100
R o c a C a l i z a	80
Agregado estabilizado	60

Tabla 25 Carpetas en diseño de espesores de carpeta y base para
carriles de rueda sencilla (Cuerpo de Ingenieros)

Rueda sencilla Presión de inflado 100 LB/pulg²

CARGA (1,000 LB)	ESPESOR MÍNIMO (PULG)					
	CBR 50 (1)			CBR 100		
	CARPETA	BASE	TOTAL	CARPETA	BASE	TOTAL
10	2	6	8	2	6	8
20	2	6	8	2	6	8
30	3	6	9	2	6	8
40	3	6	9	2	6	8
50	3	6	9	2	6	8
60	4	6	10	3	6	9
70	4	6	10	3	6	9

Rueda sencilla Area de contacto por rueda 100 pulg²

CARGA (1,000 LB)	ESPESOR MÍNIMO (PULG)					
	CBR 50 (1)			CBR 100		
	CARPETA	BASE	TOTAL	CARPETA	BASE	TOTAL
10	2	6	8	2	6	8
15	3	6	9	2	6	8
20	3	6	9	3	6	9
25	4	6	10	3	6	9
30	5	6	11	4	6	10

(1) SE PERMITE ROCA CALIZA O AGREGADO ESTABILIZADO.

TABLA 2-6. CEBLUBIO DE DISEÑO DE ESPESORES DE CARPETA Y BASE PARA CARGAS DE RUEDAS MÚLTIPLES (Cuadro de Ingenieros)

TREN DE ATERRIZAJE EN BICICLO
PIERNA CON RUEDAS DOBLES 37-62-37 pulg CENTRO A CENTRO.
ÁREA DE CONTACTO POR RUEDA 267 pulg²

CARGA (1,000 lb)	ESPESOR MÍNIMO (pulg) (1)											
	ÁREAS DE TRAFICO TIPO B y C						ÁREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CDR BASE 100			CDR BASE 80			CDR BASE 100			CDR BASE 80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL
160	2	6	9	3	6	9	3	8	11	4	8	12
200	3	7	10	4	6	10	4	9	12	5	9	13
250	4	8	12	5	7	12	5	9	13	6	9	14
300	4	9	13	5	8	13	5	10	15	6	9	15
350	5	9	14	6	8	14	6	10	16	7	9	16
330	6	10	16	7	9	16	7	11	13	8	10	18

TREN DE ATERRIZAJE EN BICICLO
PIERNA CON RUEDAS DOBLES 37 pulg CENTRO A CENTRO
ÁREA DE CONTACTO POR RUEDA 267 pulg²

CARGA (1,000 lb)	ESPESOR MÍNIMO (pulg) (1)											
	ÁREAS DE TRAFICO TIPO B y C						ÁREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CDR BASE 100			CDR BASE 80			CDR BASE 100			CDR BASE 80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL
40	3	6	9	3	6	9	3	8	11	3	8	11
75	3	6	9	3	6	9	3	8	11	4	8	12
100	3	7	9	4	6	10	4	8	12	5	8	13
125	4	8	12	5	7	12	5	9	13	6	8	14
150	5	9	14	6	8	14	6	10	16	7	9	15

TREN DE ATERRIZAJE EN TRICICLO
PIERNA CON RUEDAS EN DOBLE TAPETA 31x63 pulg CENTRO A CENTRO
ÁREA DE CONTACTO POR RUEDA 257 pulg²

CARGA (1,000 lb)	ESPESOR MÍNIMO (pulg) (1)											
	ÁREAS DE TRAFICO TIPO B y C						ÁREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CDR BASE 100			CDR BASE 80			CDR BASE 100			CDR BASE 80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL
100	2	6	9	3	6	9	2	6	9	3	6	9
120	3	6	9	3	6	9	3	6	9	3	6	9
135	3	6	9	3	6	9	3	6	9	3	6	9
150	3	6	9	3	6	9	3	6	9	4	6	10
170	5	6	9	3	6	9	3	6	9	4	6	10

TREN DE ATERRIZAJE EN TRICICLO
PIERNA CON RUEDAS DOBLES 37 pulg CENTRO A CENTRO.
ÁREA DE CONTACTO POR RUEDA 267 pulg²

CARGA (1,000 lb)	ESPESOR MÍNIMO (pulg) (1)											
	ÁREAS DE TRAFICO TIPO B y C						ÁREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CDR BASE 100			CDR BASE 80			CDR BASE 100			CDR BASE 80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL
40	2	6	9	2	6	9	2	6	9	3	6	9
60	3	6	9	3	6	9	3	6	9	3	6	9
80	3	6	9	3	6	9	3	6	9	4	6	10
100	3	6	9	4	6	10	4	6	10	5	6	11
120	3	7	10	4	6	10	5	7	12	6	6	12

Los espesores mínimos se aplican cuando la capa directamente debajo de la base tiene un CBR al diseño de 50, cuando dicha capa tiene un CBR al diseño de 80, el espesor mínimo de base puede ser de 6 pulg.

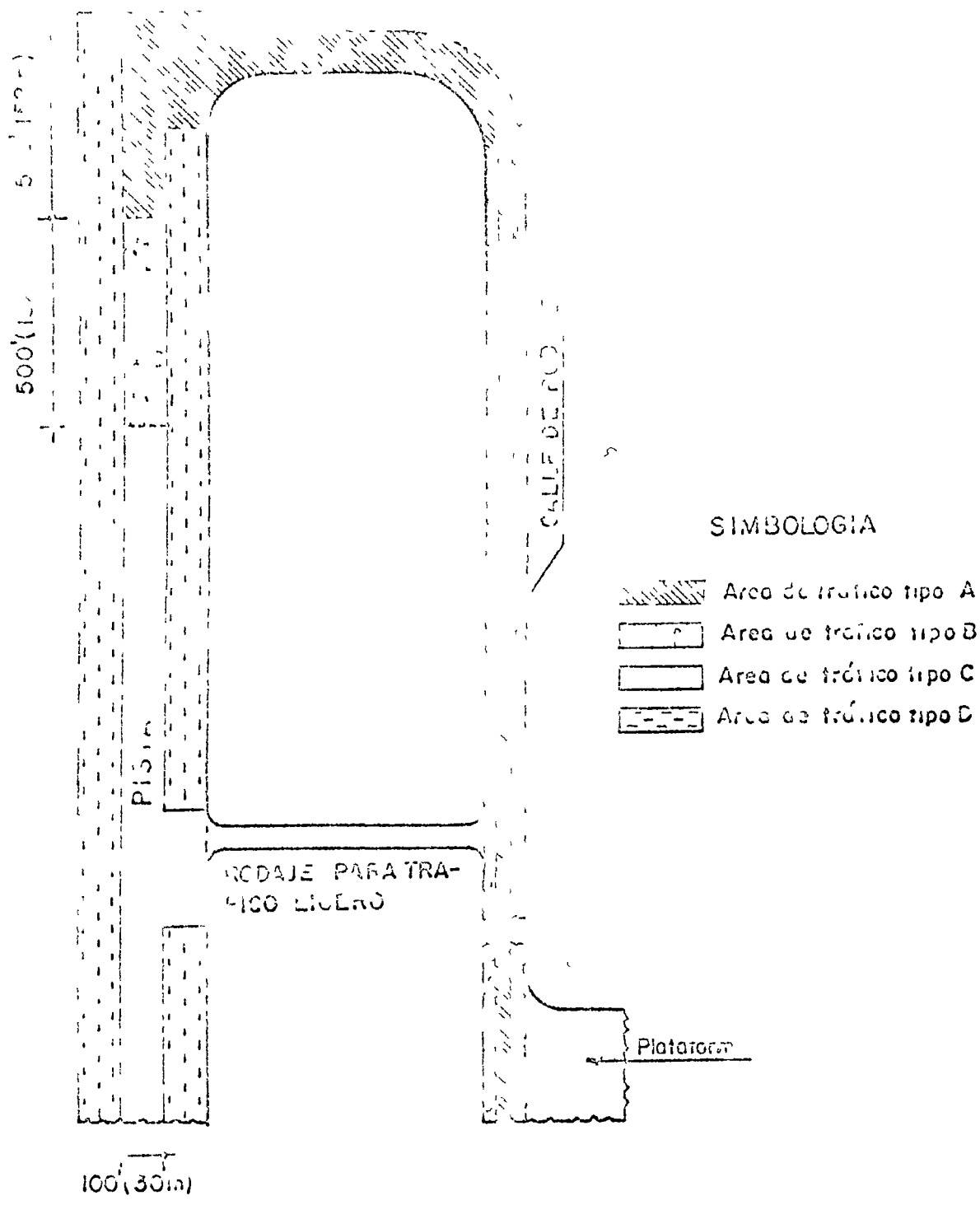


FIG 2 12

Pavimentos Flexibles de Aeropuertos

ZONIFICACION TIPICA DE PAVIMENTOS PARA CARCAS PESADAS

(Cuerpo de Ingenieros E.L. - H-10-45-302/1958)

ESPECOR EN PULGADAS PARA AREA DE TRAFICO TIPO A

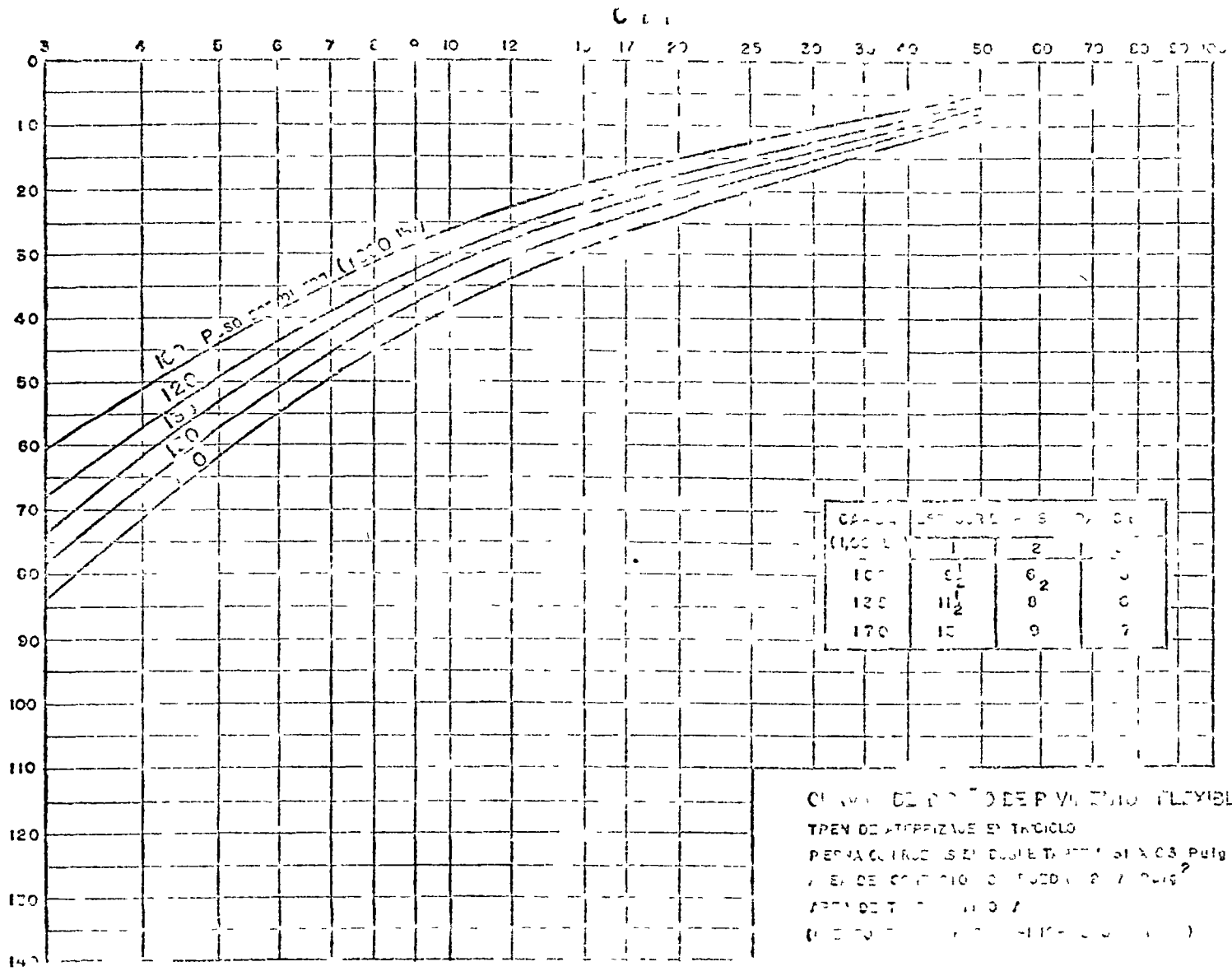


Fig 2 13

ESPESOR DE PAVIMENTO FLEXIBLE (in) vs. CBR vs. CARGA TOTAL EN EL TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL (LIBRAS / KILOS)

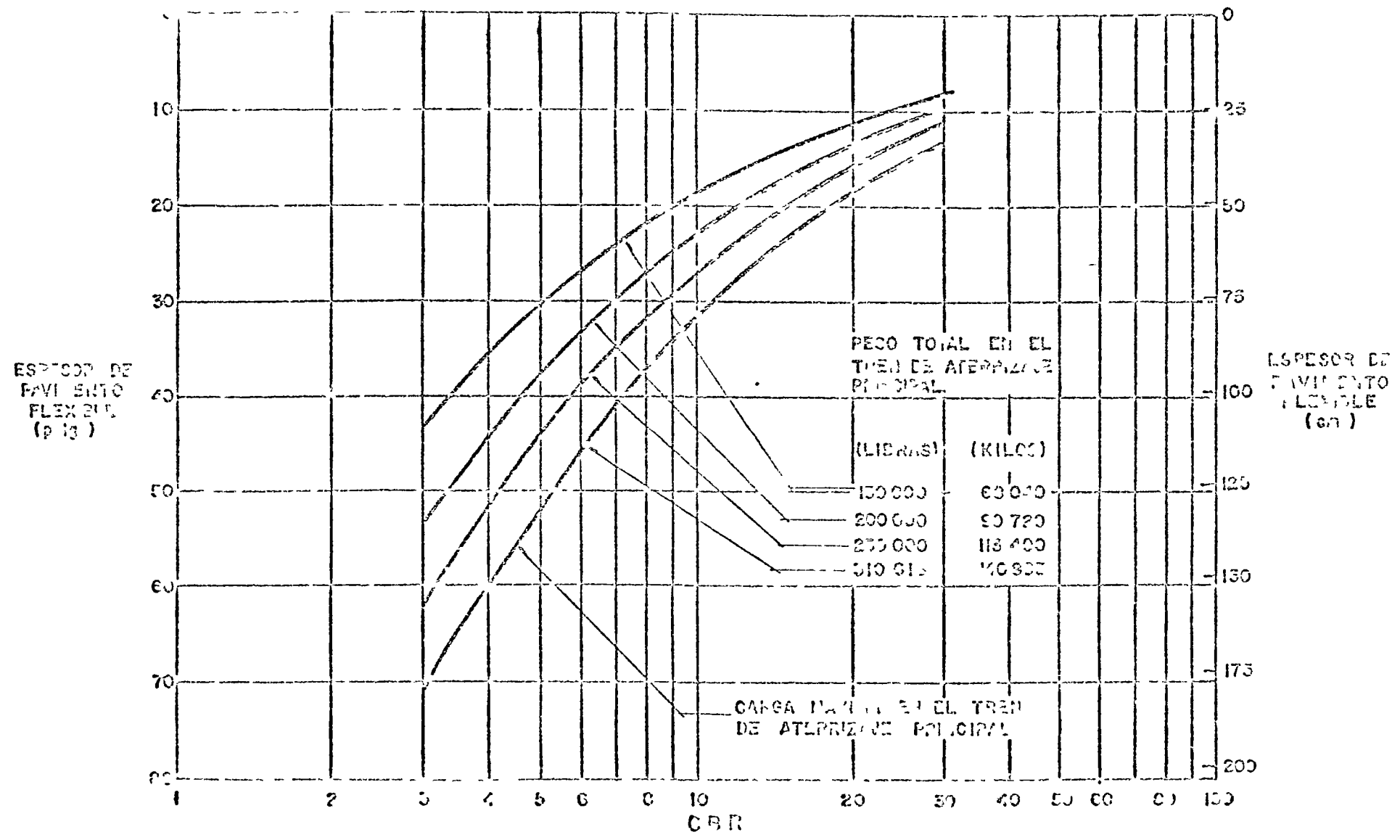


FIG 2-15 ESPECOR DE PAVIMENTO FLEXIBLE POR EL METODO DE LOS PUNOS DEL CUERPO DE INGENIEROS (SEPL 195A)
EN 1953-54
 (Datos de la Tabla 2-15)

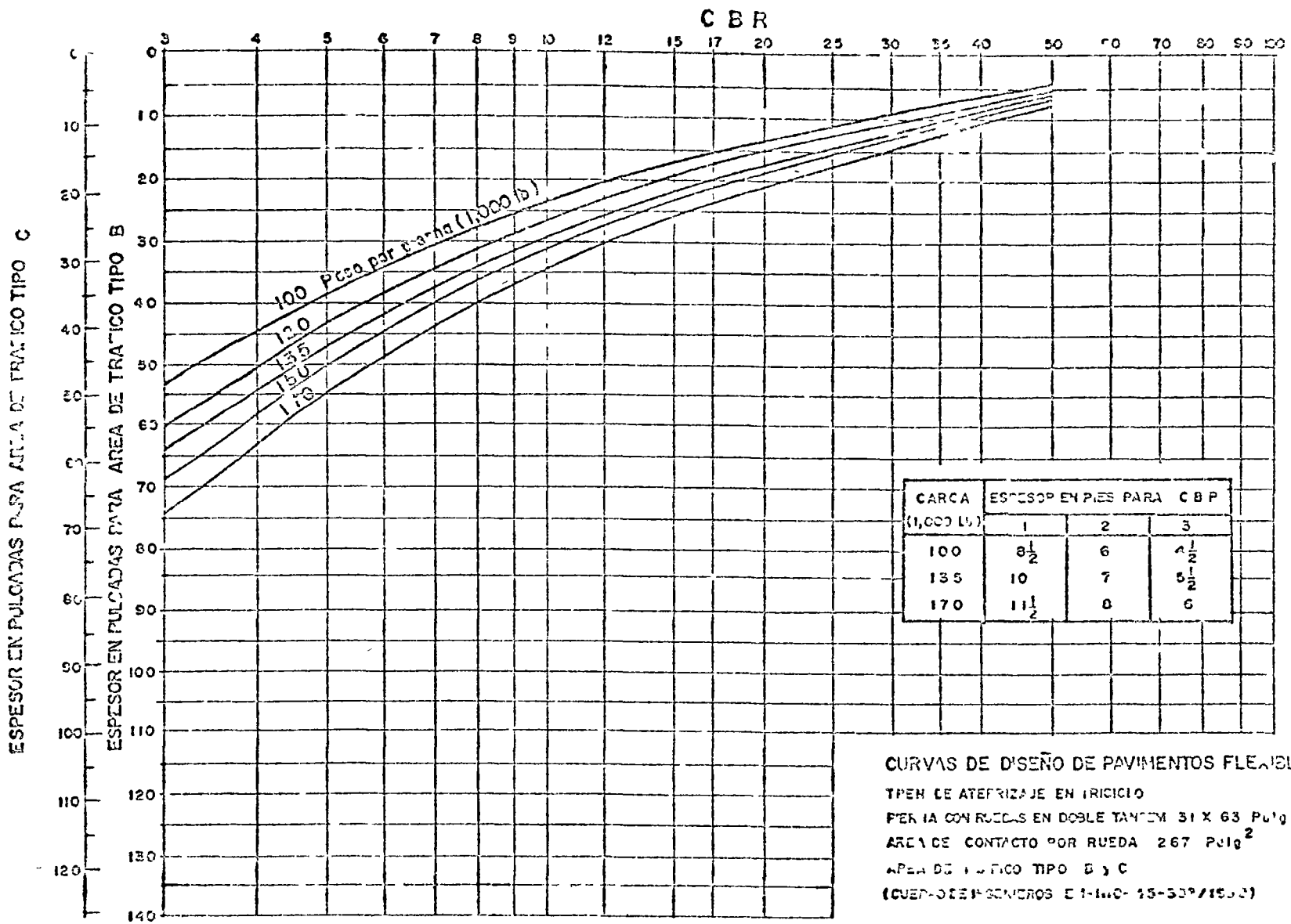


Fig. 2-14

Llantas 4 x 13" Presión de inflado 186 lb/pulg²

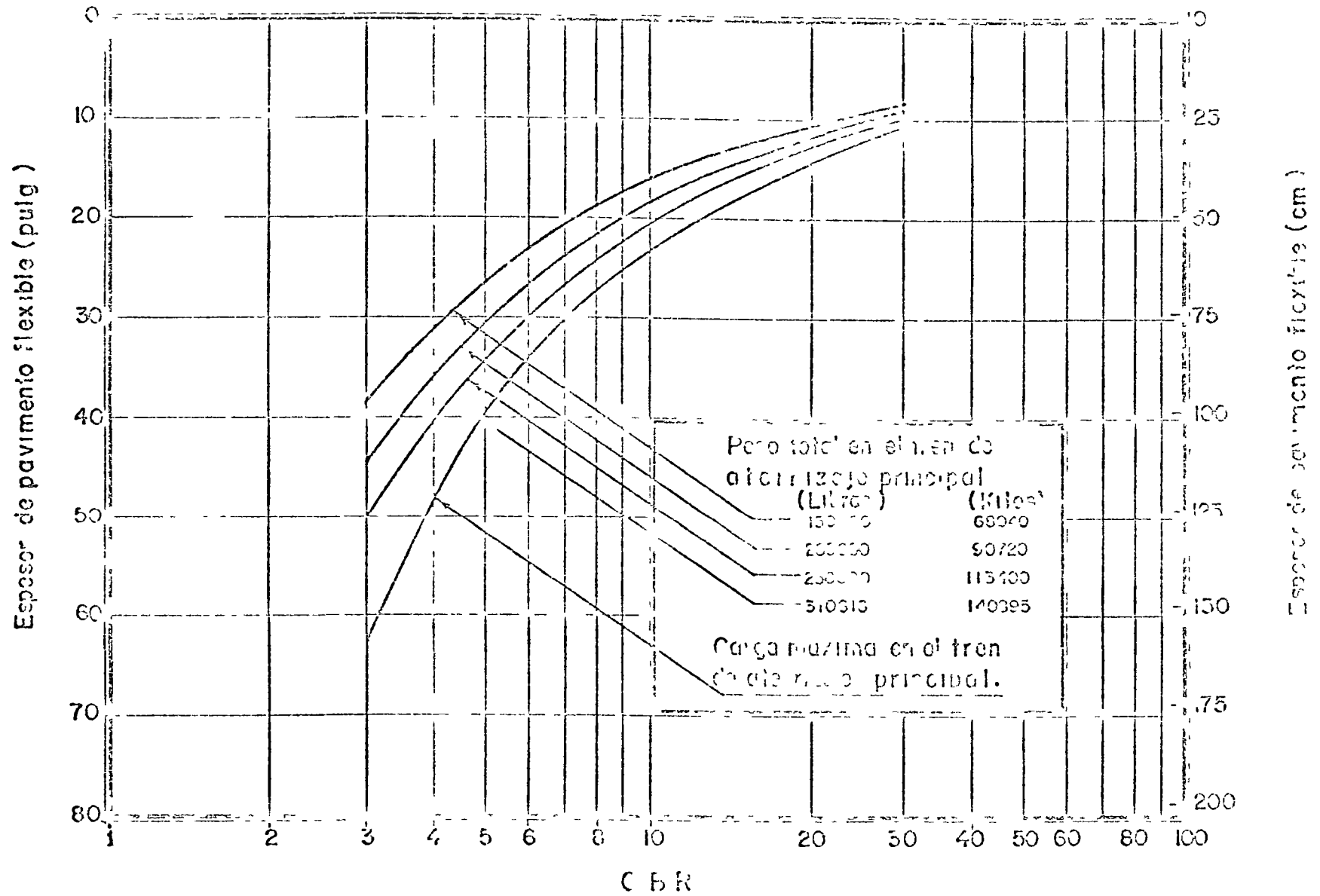


FIG 2 16 Línea que relaciona el espesor flexible de la totalidad del cuerpo de los pavimentos (ASCE-26.3/1949) A-5 DC-8-5-F

(Douglas Aircraft Company 1969)

Lineas 13 17' (1245.432cm) Pto de inflexión 1320 -/pulg² (111kg/cm²)

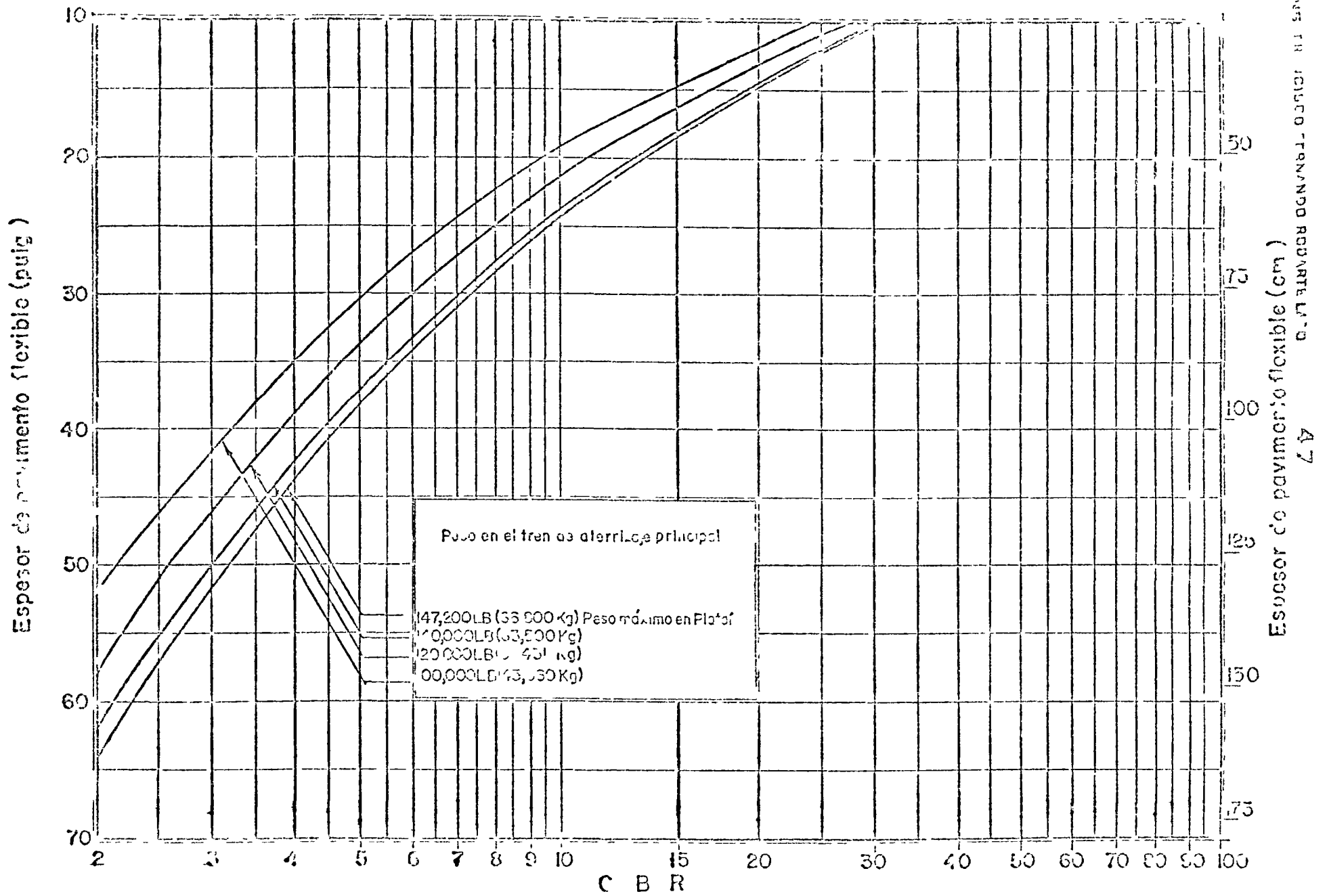


FIG 2-16 Requerimientos de pavimento flexible factado de diseño del cuerpo de Incendios modificado por SEPL 165 A
 Avion B-727 - 100 y 100 C
 (Boeing Company 1972)

5,000 Cub. pies

Llantas 46x16-30 PR tipo VII Presión de inflado 210 lb/pulg² (14.8 kg/cm²)

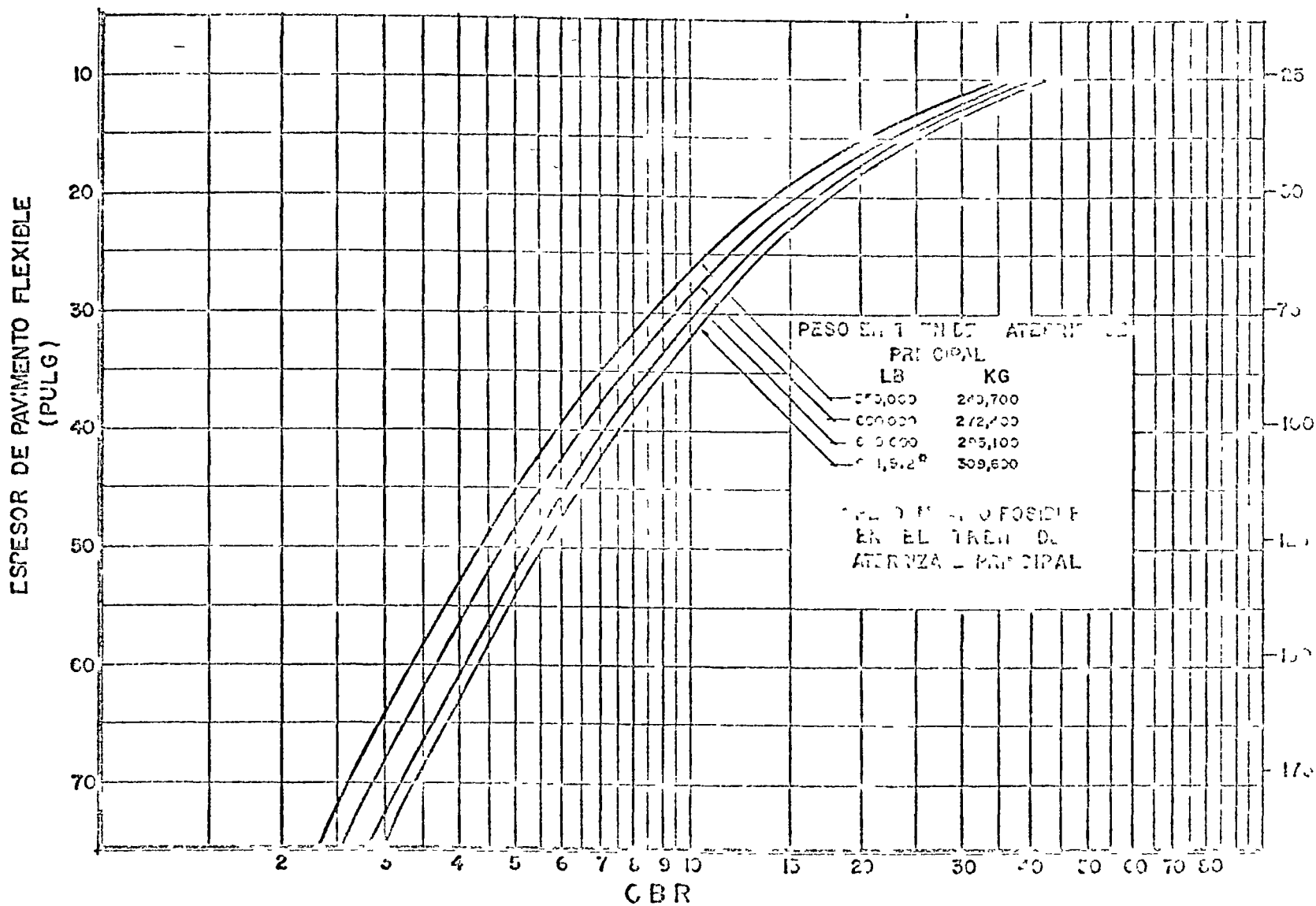


Fig. 2-18 Requerimientos de pavimento flexible Método de diseño del cuerpo de Ingeniería

(SEFL 155A)

MON B-74-100

(Boeing Company, 1975)

gran cantidad de muestreos efectuados en los aeropuertos en servicio. El método se basa en una clasificación de suelos especialmente desarrollada -- por la FAA en función de las siguientes características:

- Material retenido en la malla No. 10 (num. 2.0^{mm})
- Material que pasa la malla No. 10 (num. 2.0) y se retiene en la No. 40 (num. 0.425).
- Material que pasa la malla No. 40 (num. 0.425) y se retiene en la No. 200 (num. 0.075)
- Material que pasa la malla No. 200 (num. 0.075)
- Límite líquido.
- Índice plástico.

La clasificación del suelo mencionada solo requiere de un análisis mecánico de su granulometría y de la determinación del límite líquido y del Índice Plástico, sin embargo, la FAA recomienda que para algunos suelos se efectúen pruebas adicionales que permitan una mejor evaluación de su probable comportamiento.

Además de las pruebas de laboratorio que determinan el tipo de suelo en la clasificación de la FAA, es importante notar que la distinción entre buen drenaje y drenaje pobre puede ser hecha únicamente después de haber estudiado las condiciones del lugar. La topografía del terreno, las propiedades y la localización de los estratos del suelo así como la evaluación del agua freática, pueden afectar el drenaje del lugar. Un drenaje pobre puede dar lugar a una subrasante inestable y un buen drenaje no permite la acumulación de agua que pueda perjudicar el comportamiento de la subrasante.

(x) Denominación actual modificada de las mallas cuyo número indica la abertura nominal en milímetros.

La FAA tiene dos procedimientos de diseño de pavimen-
to, uno para aviones con peso total superior a - -
30,000 lb (13,608 kg) y el otro para aviones ligeros
con peso inferior a 30,000 lb (13,608 kg).

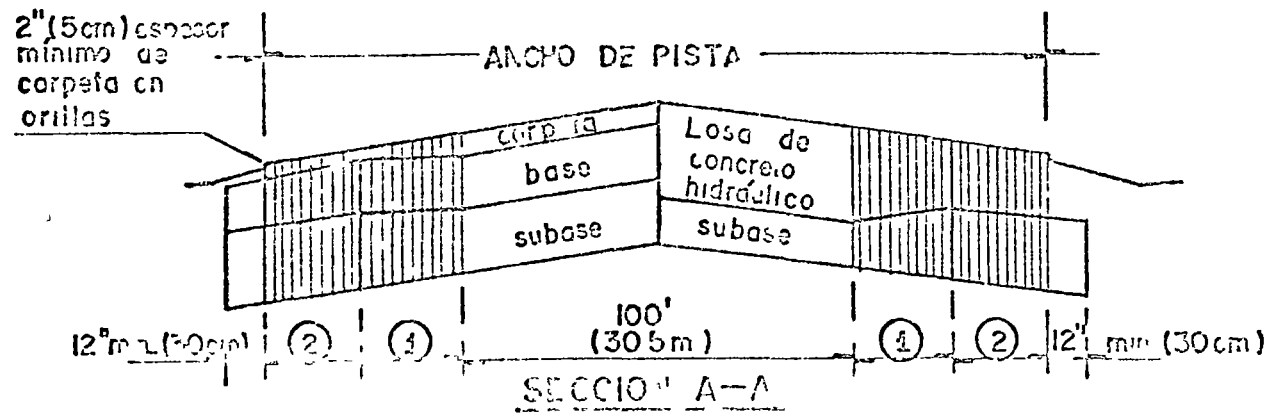
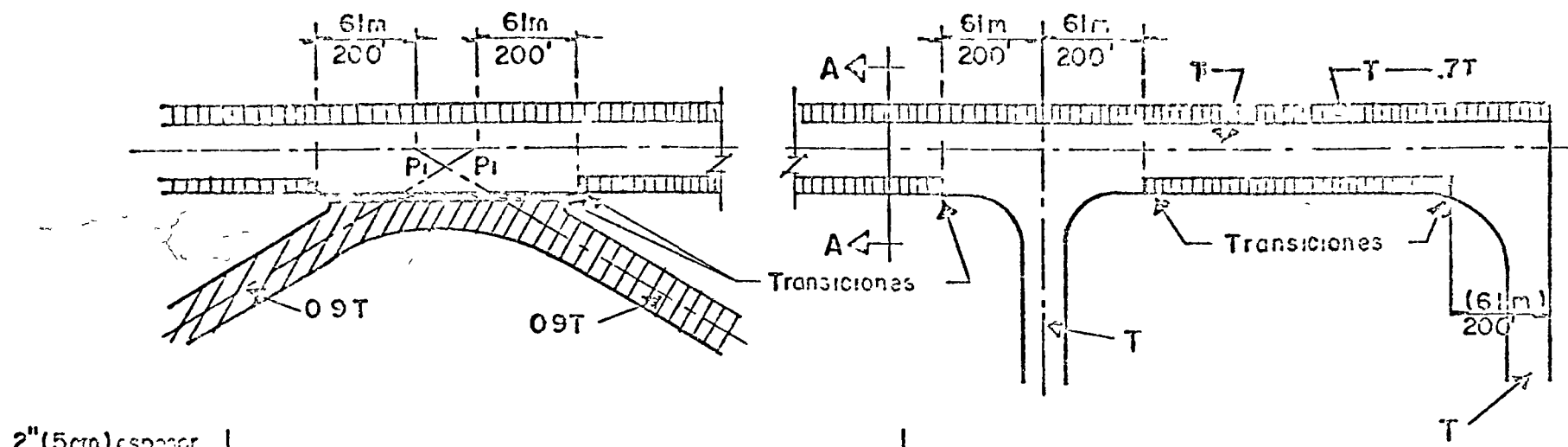
La clasificación de suelos y subrasantes, para utili-
zación en el método de diseño de la FAA, se presenta
en la tabla 2.7.

Algunos suelos finos pueden quedar clasificados en -
más de un grupo cuando se utiliza el criterio dado -
en la tabla 2.7. Los suelos que contienen arcillas, -
o arcillas o gran cantidad de material coloidal, y -
los suelos que muestran un índice plástico mayor que
el máximo correspondiente al máximo límite líquido -
de un grupo en particular, pueden ser clasificados -
utilizando la fig. 2.20.

Cuando se considere ventajoso, se puede utilizar la
prueba CBR empleando las siguientes correlaciones :

<u>Clasificación</u> <u>de Subrasante</u>	<u>C B R</u>
F _a _____	20 (o más)
F ₁ _____	16-20
F ₂ _____	13-16
F ₃ _____	11-13
F ₄ _____	9-11
F ₅ _____	8- 9
F ₆ _____	7- 8
F ₇ _____	6- 7
F ₈ _____	5- 6
F ₉ _____	4- 5
F ₁₀ _____	3- 4

En la fig. 2.19 se presenta la distribución típica
de espesores de pavimento para aeropuertos con trá-
fico de aviones con peso superior a 30,000 lb - -
(13,608 kg). Las gráficas para diseño de pavimen-
tos flexibles por el método de la FAA se presentan
en las figs. 2.21 a 2.28. La fig. 2.28 correspon-



NOTAS

- ① Transición de 25' (7.6m) de ancho (aplicable únicamente a pistas de 150' (46m) y 200' (61m) de ancho)
- ② 25' (7.6m) para pistas de 200' (61m) de ancho

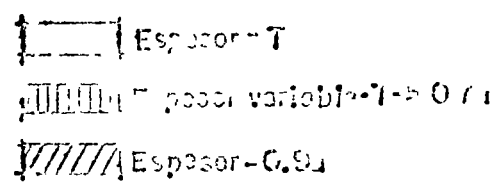
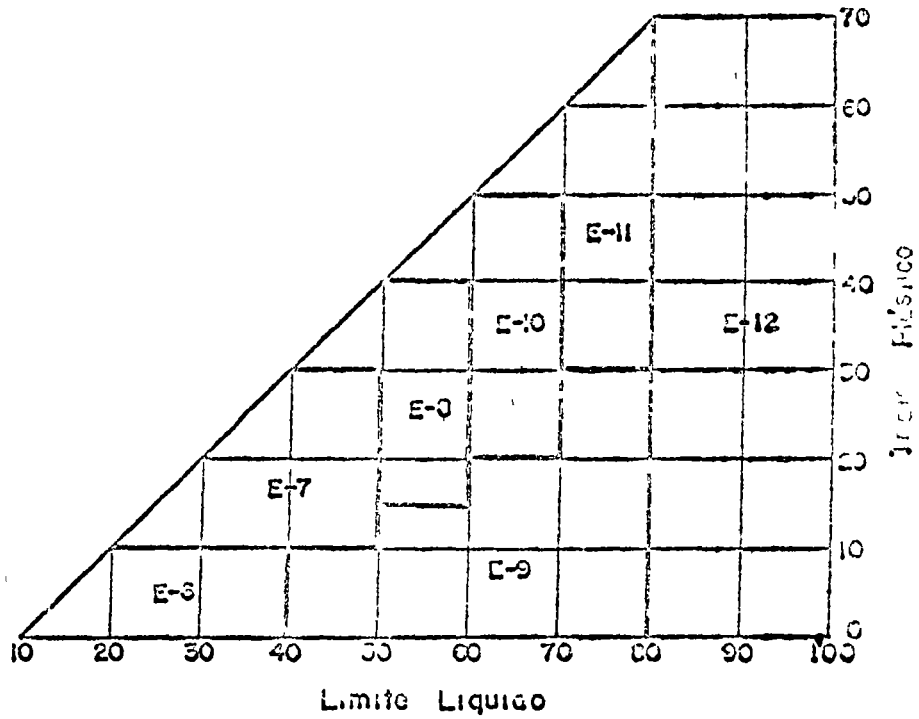


Fig 2-19. Planos y secciones transversales típicos de pavimentos de pistas
 (FAA, 1974)

Tabla 2-7 Clasificación de suelos y subgrupos Método de la FAO

Grupo de suelo	Análisis Granulométrico					Límite Líquido	Índice Plástico	Clasificación de subgrupos		
	Módulo granulométrico en la malla no. 20 (0.075 mm)	Porcentaje de partículas más finas que el tamiz no. 10 (aprox. 2 mm)		Límite de plasticidad (límite de fluidez menos límite de plasticidad)	Límite de consistencia (límite de fluidez menos límite de consistencia)			Buen drenaje	Drenaje pobre	
		Área gruesa (entre 0.075 y 2 mm)	Área fina (menor que 0.075 mm)						Con humedad	Sin humedad
Granular	E-1	0-45	40+	60-	15-	25-	6-	F _o o R	F _o o F	F _o o R _o
	E-2	0-45	15+	83-	25-	25-	6-	F _o o P _o	F _o o R _o	F _o o P _o
	E-3	0-45	-----	-----	25-	25-	6-	F _o o R _o	F _o o F _o	F _o o P _o
	E-4	0-45	-----	-----	35-	35-	10-	F _o o P _o	F _o o R _o	F _o o R
	E-5	0-45	-----	-----	45-	40-	15-		F _o o R _o	F _o o P
Partículas finas	E-6	0-50	-----	-----	45+	40-	10-		F _o o P	F _o o R
	E-7	0-55	-----	-----	45+	50-	10-30		F _o o P	F _o o F
	E-8	0-55	-----	-----	45+	60-	10-40		F _o o R _o	F _o o R
	E-9	0-55	-----	-----	45+	40-	30-		F _o o P	F _o o F
	E-10	0-55	-----	-----	45+	70-	20-50		F _o o P	F _o o R
	E-11	0-55	-----	-----	45+	80-	30+		F _o o P _o	F _o o R _o
	E-12	0-55	-----	-----	45+	80+	-----		F _o o P _o	F _o o P _o
	E-13	Turbas y otros suelos altamente orgánicos con alto contenido de carbono					No drenable por los horizontes			

(*) Si el porcentaje de partículas más finas que el tamiz no. 20 (0.075 mm) es menor que el indicado, la clasificación puede ser elevada; proveer del agua necesaria para mantenerlo bien graduado.



Carta de clasificación para suelos finos.

(FAA 1974)

Fig. 2-20

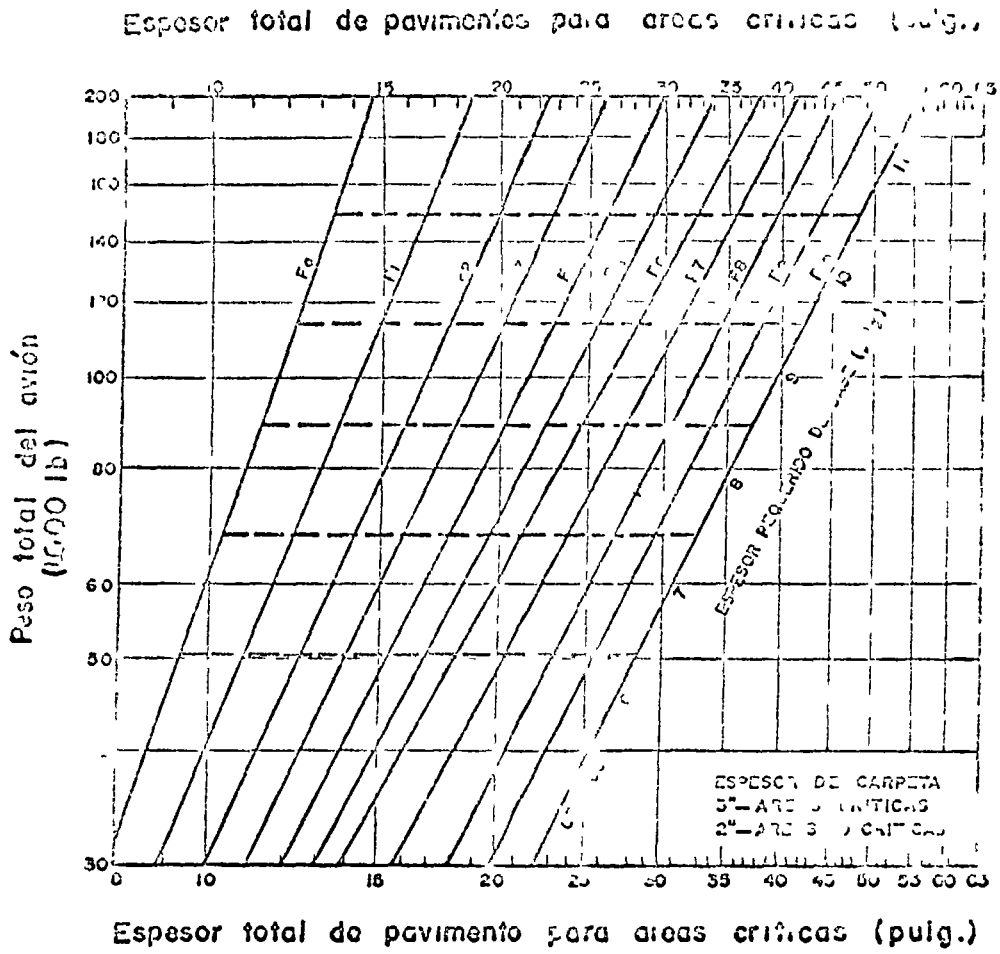
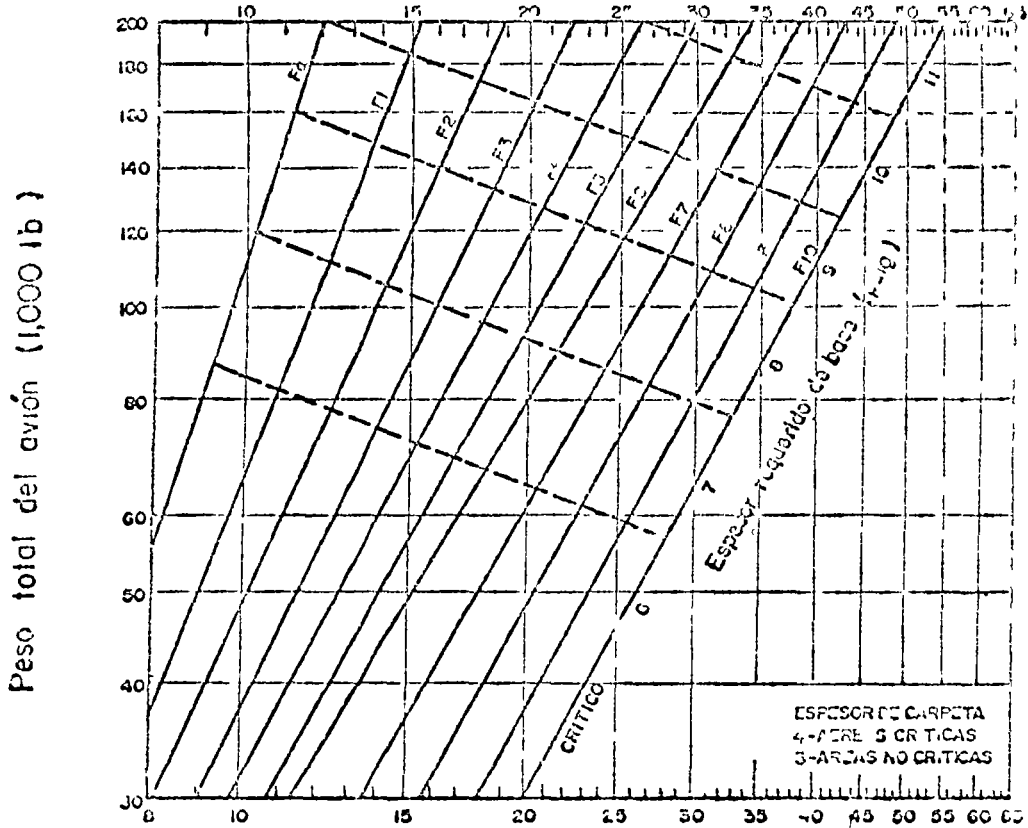


Fig 2-21 Curvas de diseño para pavimento flexible rueda se.cita
 (FAA. 1974)

Espesor total de pavimento para áreas críticas (pulg.)



Espesor total de pavimento para áreas críticas (pulg.)

Fig. 2-22 Curvas de diseño para pavimento flexible. Ruedas Doble. (FAA-1974)

Fig

Espesor total de pavimento para areas criticas (pulg)

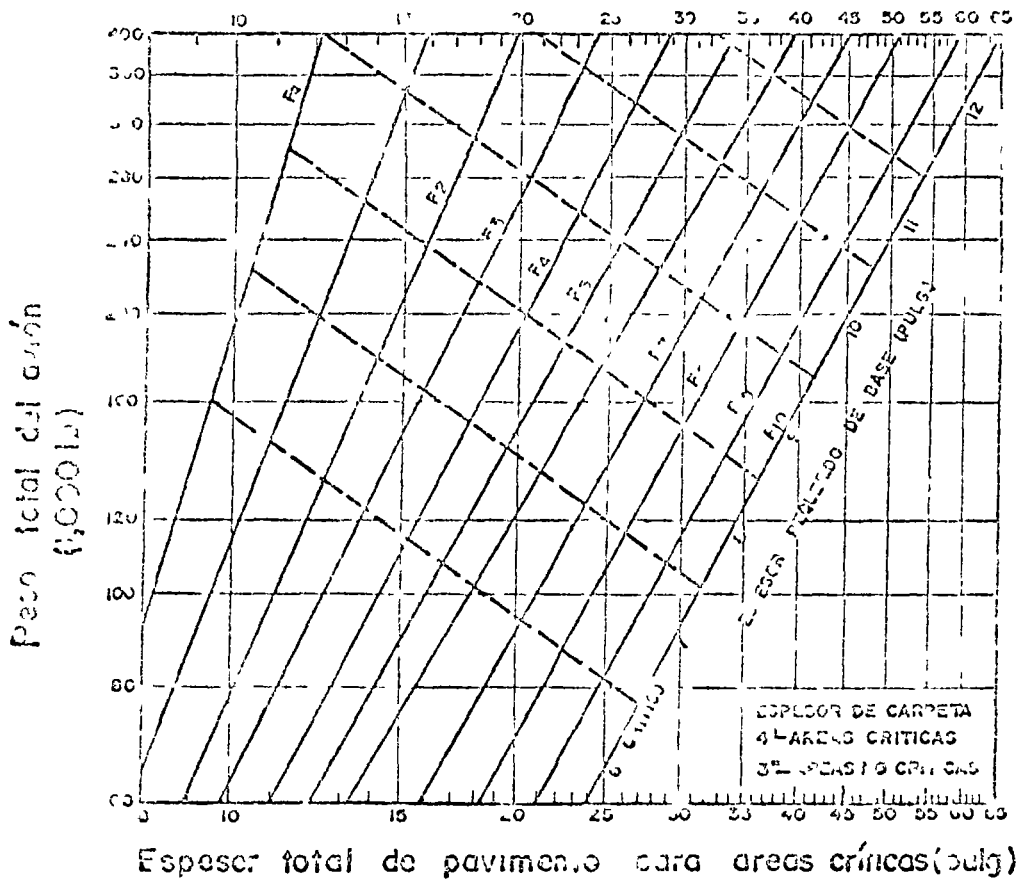


FIG 2-23 Curvas de aiseño para pavimento flexible ruedas en contacto tandem. (FAA, 1974)

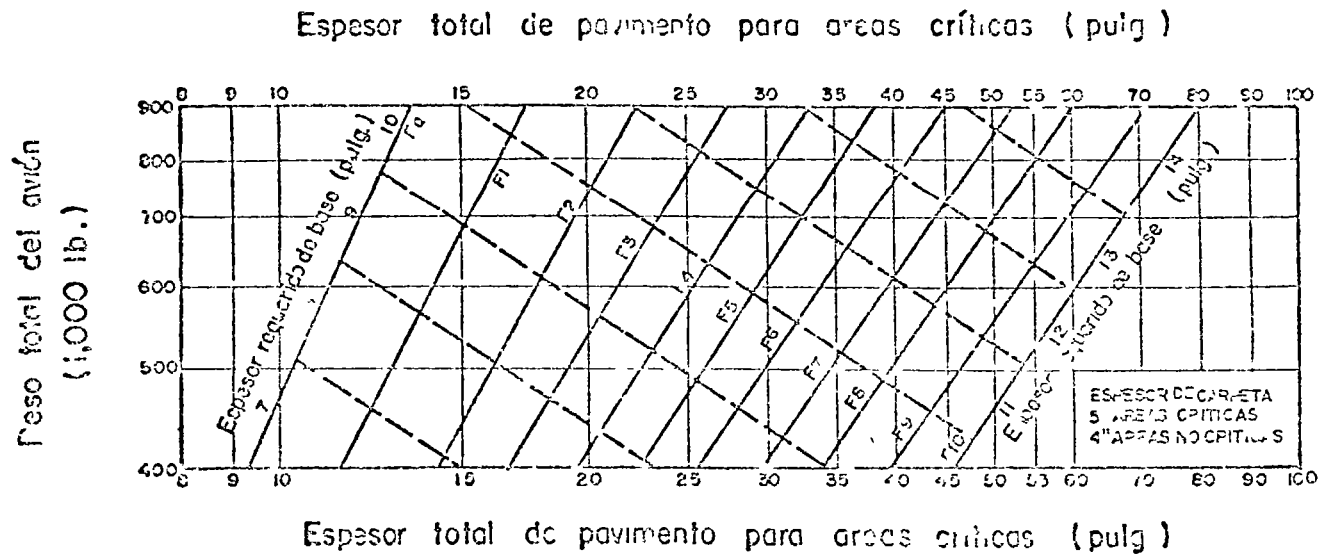


Fig 2. 24

Curvas de diseño para pavimento flexible Avión Boeing 747

(FAA-1974)

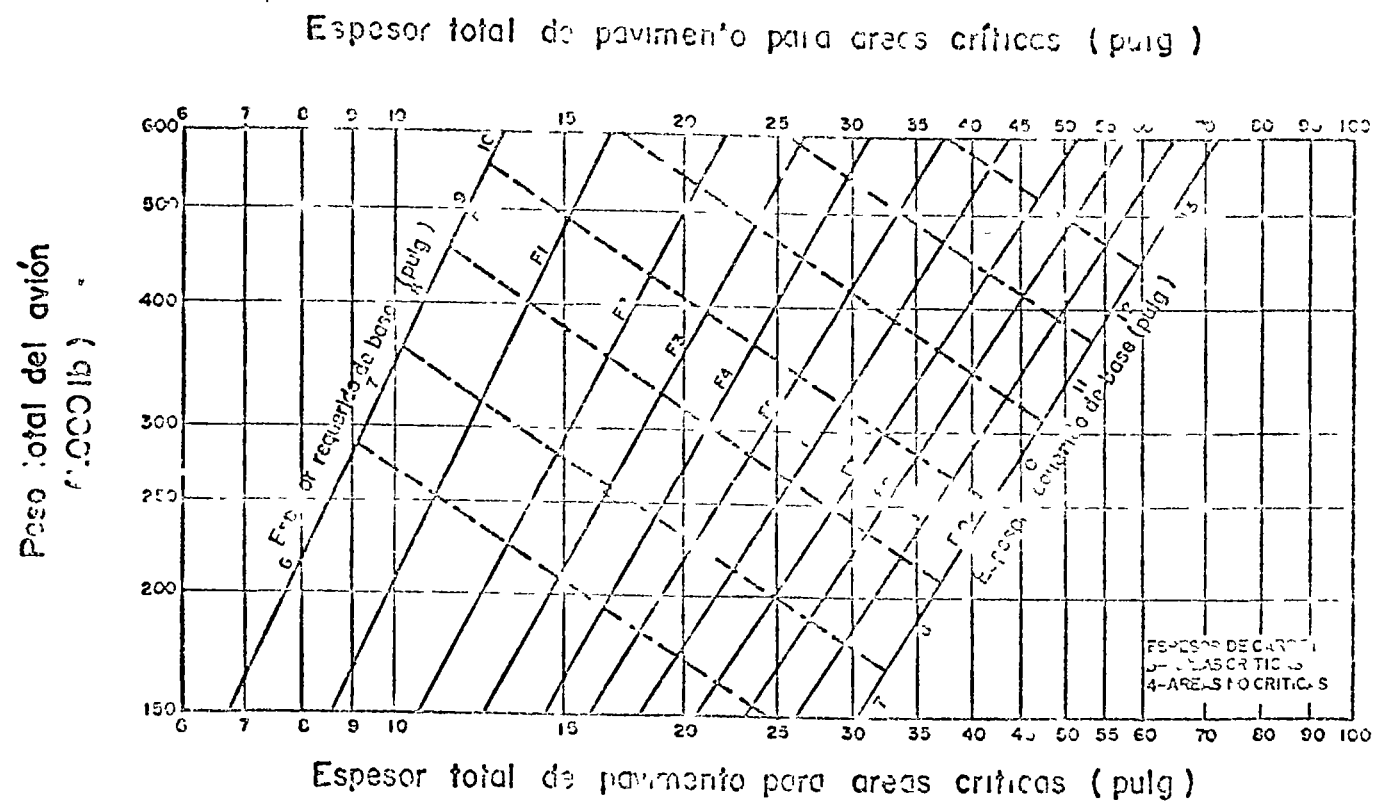


Fig 2.25 Curvas de diseño para pavimento flexible Avión L-1011
 (FAA-1974)

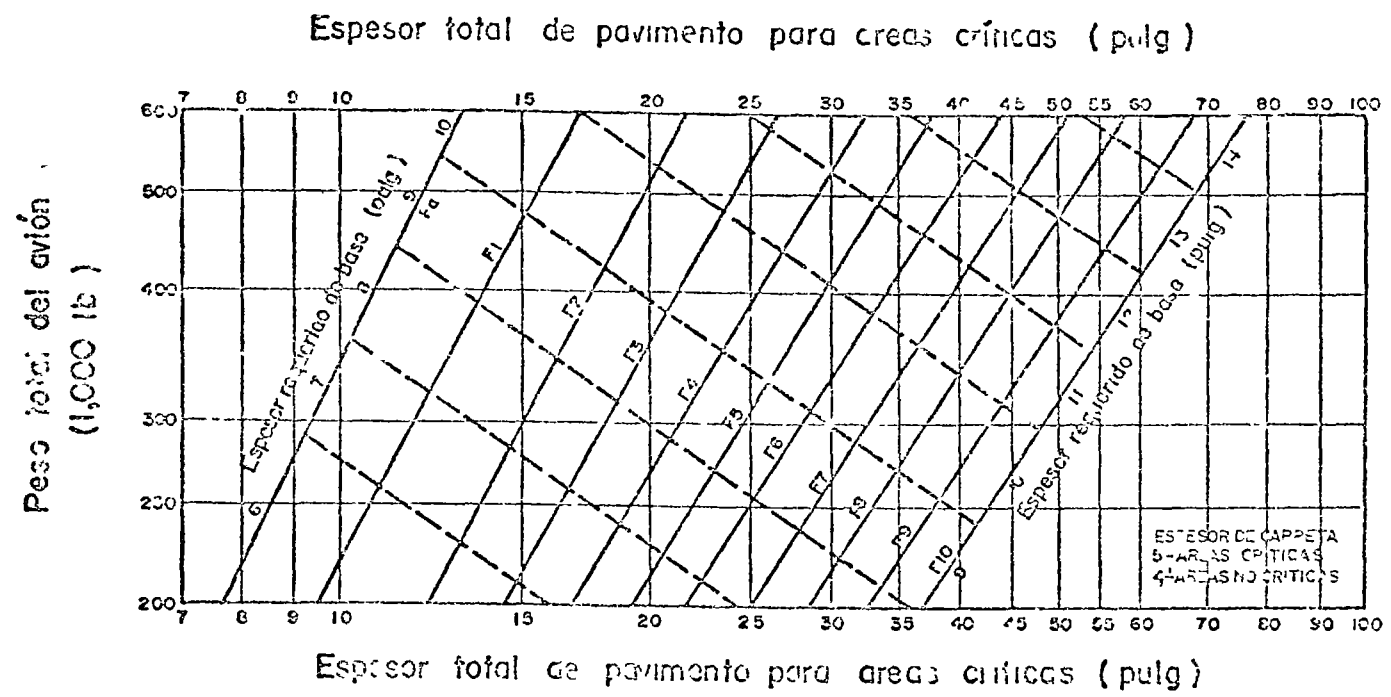


Fig 2 26

Curvas de diseño para pavimento flexible Avión DC 10-10

(FAA-1974)

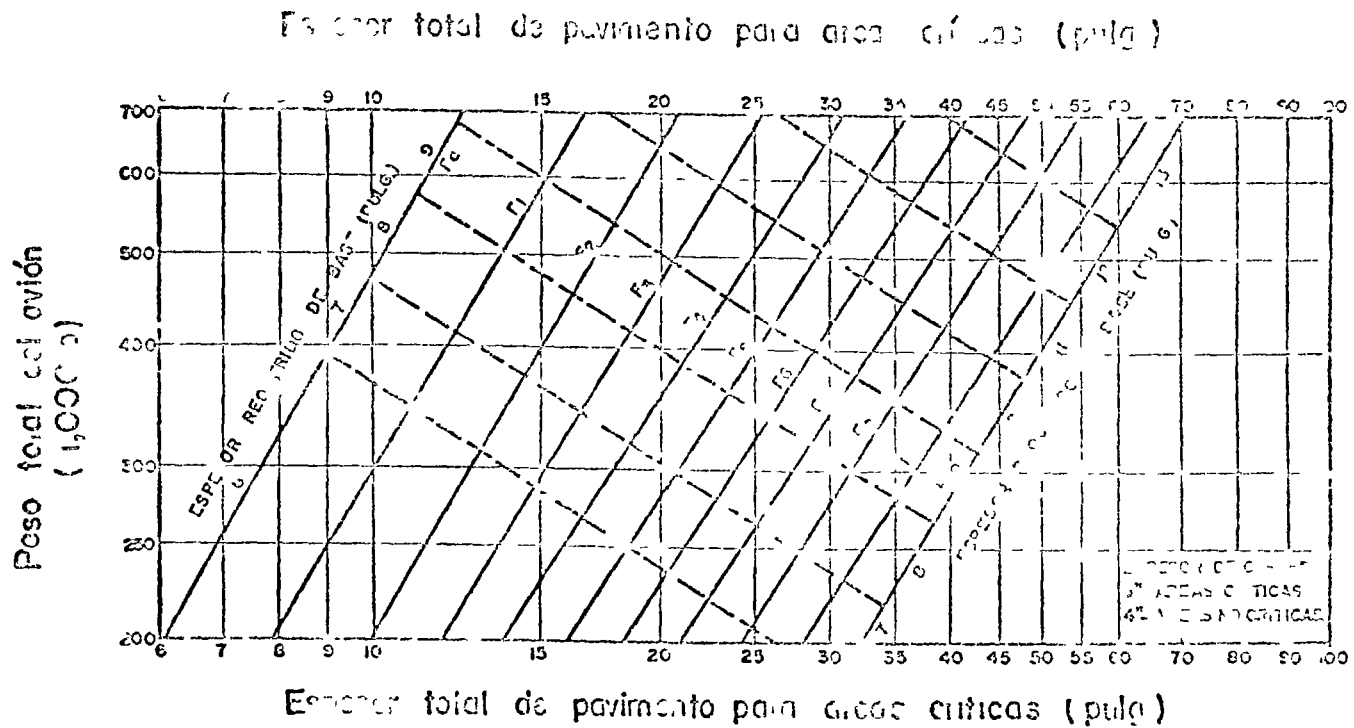


Fig. 2-21 Cuadro de diseño para pavimentos flexibles A-111 DC-10-30

(CAP-1574)

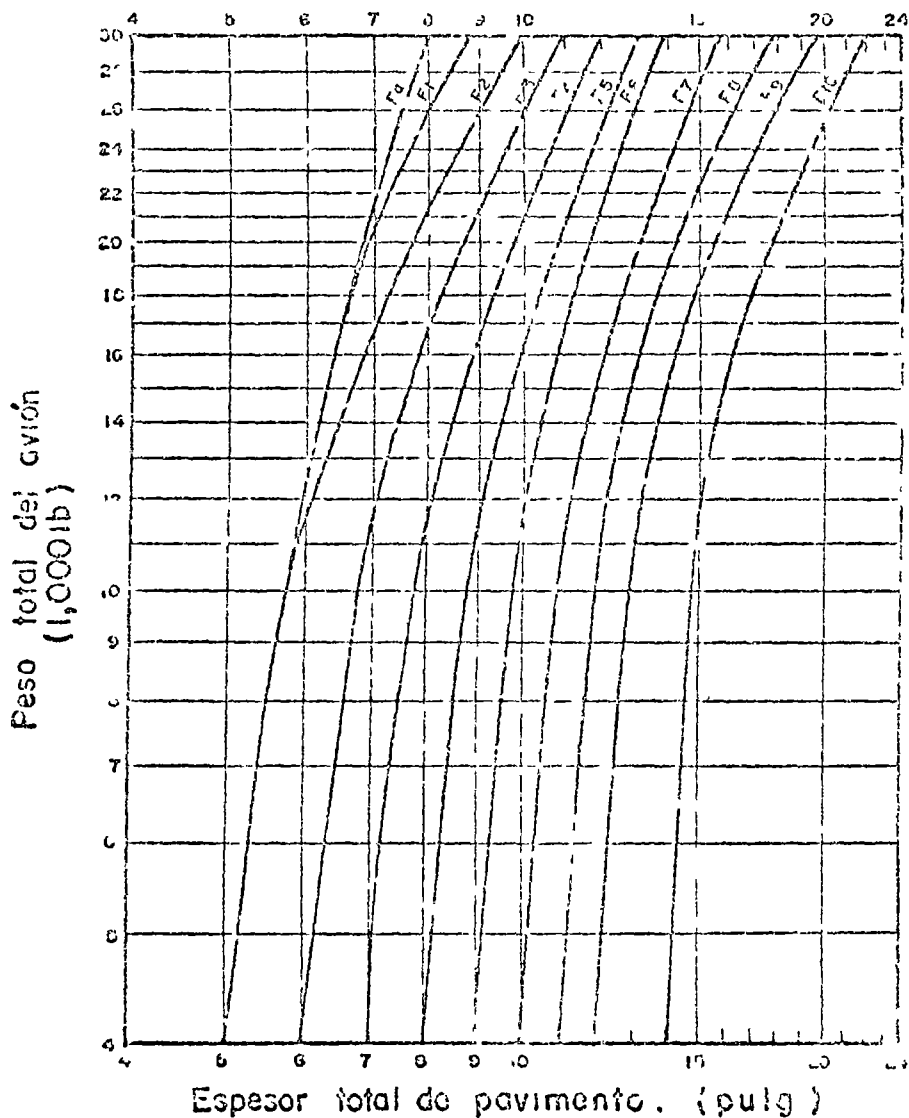


Fig 2-23 Curvas de diseño para pavimento flexible Aviones ligeros
(FAA. 1974)

Nota: La curva Fa fija el espesor requerido de base más corteo.
El espesor de capa mínima es de 2 (2.5 cm).

de a aviones ligeros con peso inferior a 30,000 lb (13,608 kg).

Las curvas de diseño para aviones con trenes de -- aterrizaje de ruedas sencillas, dobles y en doble -- tandem (figs. 2.21 a 2.23) están elaboradas para un volumen de tráfico de 1,200 salidas anuales; para -- un volumen de tráfico mayor se deben corregir los -- espesores de pavimento como sigue:

- Para más de 1,200 salidas equivalentes anuales, -- incrementar en una pulgada (2.5 cm) el espesor de -- la carpeta asfáltica, tanto en áreas críticas co-- mo en áreas no críticas.
- Los espesores de base y subbase se corrigen de la siguiente manera:
 - Para 1,200 a 3,000 salidas equivalentes anuales, incrementar en 10%.
 - Para 3,000 a 6,000 salidas equivalentes anuales, incrementar en 20%.
 - Para más de 6,000 salidas equivalentes anuales, incrementar en 30%.

Las curvas de diseño para aviones con trenes de -- aterrizaje complejos (figs. 2.24 a 2.27) están elab-- oradas para 5,000 salidas anuales y no se requiere efectuar ajustes en los espesores de pavimento obte-- nidos.

Para la determinación del número de salidas (o des-- pegues) del avión de diseño equivalente, la FAA con-- sidera que "la relación entre los esfuerzos acumula-- dos en el pavimento debidos a un número de repeticio-- nes de una carga de rueda, comparada con otras car-- gas de rueda y sus correspondientes repeticiones es una relación logarítmica":

$$\text{Log } R_1 = \text{Log } R_2 \left(\frac{W_2}{W_1} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.6)$$

en donde:

R_1 y R_2 = repeticiones o salidas.

W_1 y W_2 = cargas de rueda.

La ecuación 2.6 está limitada para grupos de aviones con la misma configuración del tren de aterrizaje principal; además, la FAA considera que el 55% del peso total del avión es soportado por el tren de aterrizaje principal.

Cuando el tráfico incluya aviones con diferentes configuraciones de trenes de aterrizaje (sencillo, doble y doble tandem), se utilizan los siguientes factores:

<u>Para convertir de</u>	<u>a</u>	<u>Multiplicar</u> <u>R por</u>
rueda sencilla	ruedas dobles	0.80
rueda sencilla	doble tandem	0.50
rueda doble	doble tandem	0.60

3).- El método del Departamento de Transporte de Canadá -

El método de diseño de pavimentos flexibles del Departamento de Transporte de Canadá, 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. Se efectuaron pruebas de placa tanto en la superficie del pavimento como en la base y en la subrasante. Adicionalmente se efectuaron otras pruebas como la de CBR, compresión triaxial, penetrómetro y viga - Benkelman y se correlacionaron entre sí. A partir de esta investigación, dirigida por N. McLeod, se desarrolló la ecuación de diseño:

$$T = K \log \frac{P}{S} \quad (2.7)$$

donde:

T = Espesor de la estructura de pavimento en términos de un espesor equivalente de una base granular - (pulg.)

K = Constante de la base, que depende de las dimensiones de la placa y de las propiedades de la base para distribuir la carga por espesor unitario.

P = Capacidad de carga (lb) de la superficie del pavimento aplicada mediante una placa (comunmente de 30" de diámetro) a una deformación dada (comunmente de 0.5") y a un número dado de repeticiones de carga (comunmente 10 repeticiones).

S = Valor soporte de la subrasante (lb), para las mismas condiciones de aplicación de carga para determinar P.

El valor de la constante de la base, K, varia según se muestra en la Fig. 2.29. Teóricamente el valor de la constante de la base debe aumentar con la profundidad, sin embargo -- los valores dados son satisfactorios para el rango de espe-

sos normalmente empleados. La relación empírica entre el soporte de la subrasante a 0.2 pulg. de deflexión y el soporte a cualquier otra deflexión está dada en la fig. 2.30.

Los requerimientos de espesores para varias cargas de rueda sencilla y para varios valores de soporte de la subrasante se basan en cálculos utilizando la ecuación de diseño (2.7). Las figs. 2.31 a 2.34 muestran gráficas de diseño en función del valor soporte de la subrasante obtenido con placa de 30" de diámetro, 0.5 pulg. de deflexión y 10 repeticiones de carga. Los espesores obtenidos están en función de espesores equivalentes, es decir, el espesor equivalente considera al pavimento formado por una sola capa de base granular. En la tabla 2.8 se indican las equivalencias de espesor de los diferentes materiales que pueden constituir un pavimento flexible. En la tabla 2.9 se especifican los espesores mínimos de carpeta y base.

La Fig. 2.35 presenta la relación entre los valores de capacidad de la subrasante de varios métodos de prueba. Dichas relaciones son para suelos cohesivos.

La fig. 2.36 muestra la relación, obtenida por el Departamento de Transporte de Canadá en 1960, entre los valores de deflexión medida con viga Benkelman y la capacidad de carga de placa (de 30" de diámetro, a 0.5" de deflexión y a 10 repeticiones); la fig. 2.36A, muestra una relación obtenida posteriormente, también por el Departamento de Transporte de Canadá, con base en 1251 observaciones, para los dos métodos de evaluación mencionados.

4).- Método del Instituto del Asfalto.

En el año de 1973 el Instituto del Asfalto publicó su nuevo método de diseño de pavimentos flexibles denominado "Full-Depth" o pavimento integral. En contraste con la y...

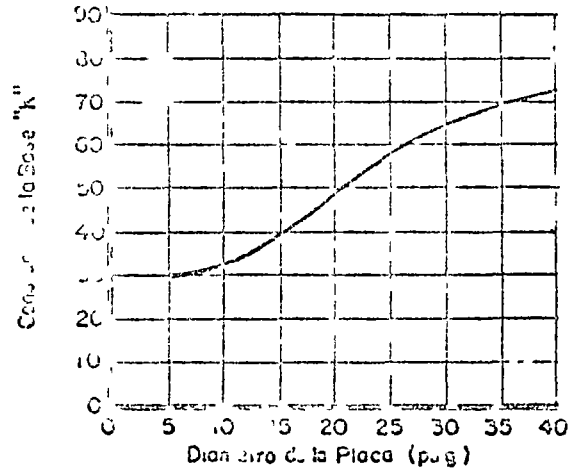


Fig 2.29 Influencia del diametro de la placa en el valor de k para
diseño de pavimentos flexibles con la ecuación $T = k \log \frac{P}{S}$
 (de McLeod 1956)

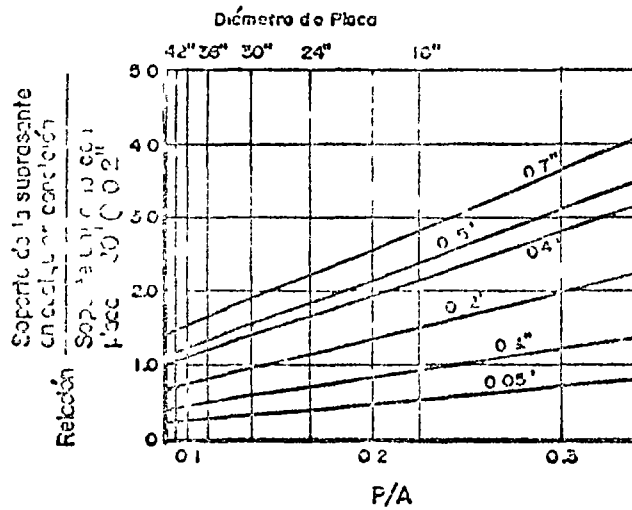


Fig 2.30 Relaciones de soporte de la subrasante
 (de McLeod 1956)

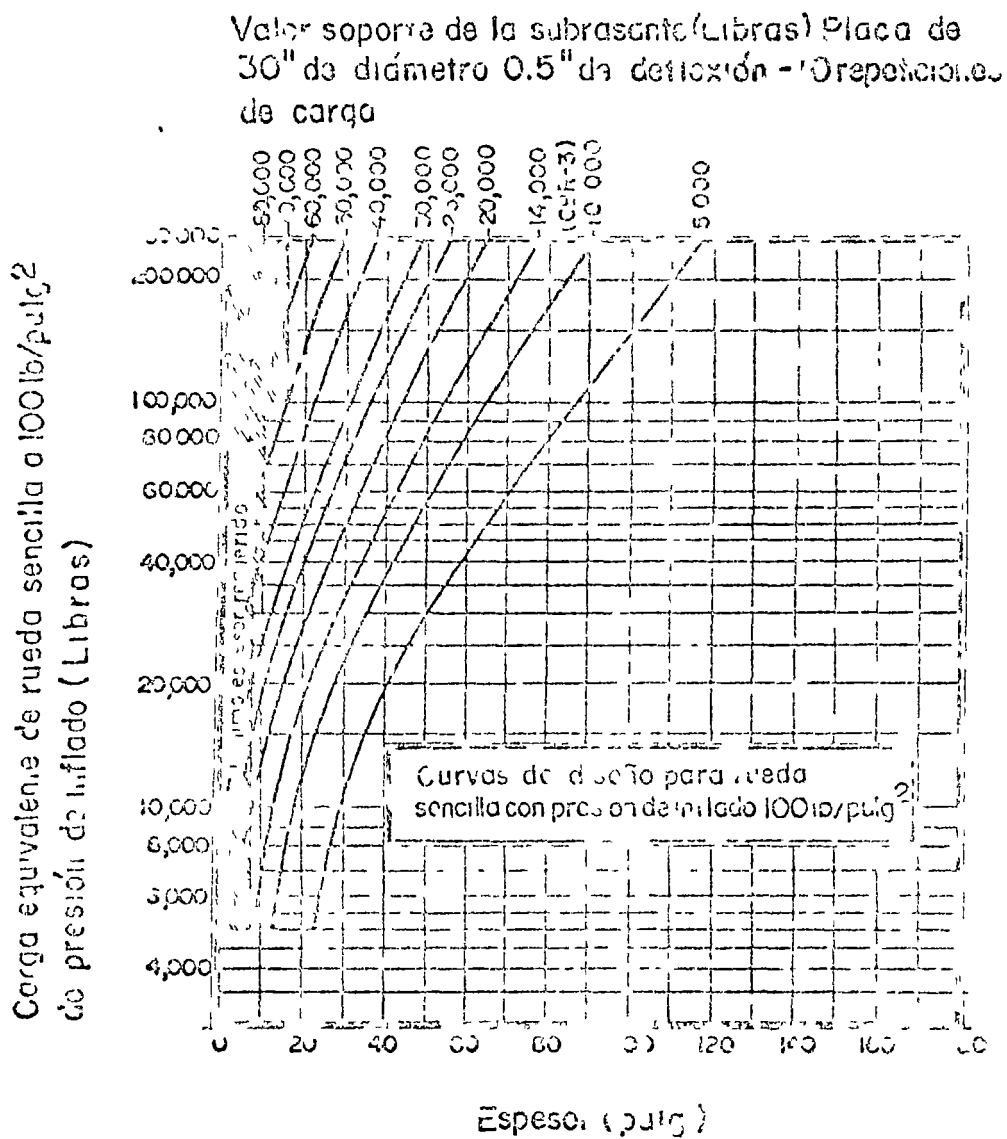
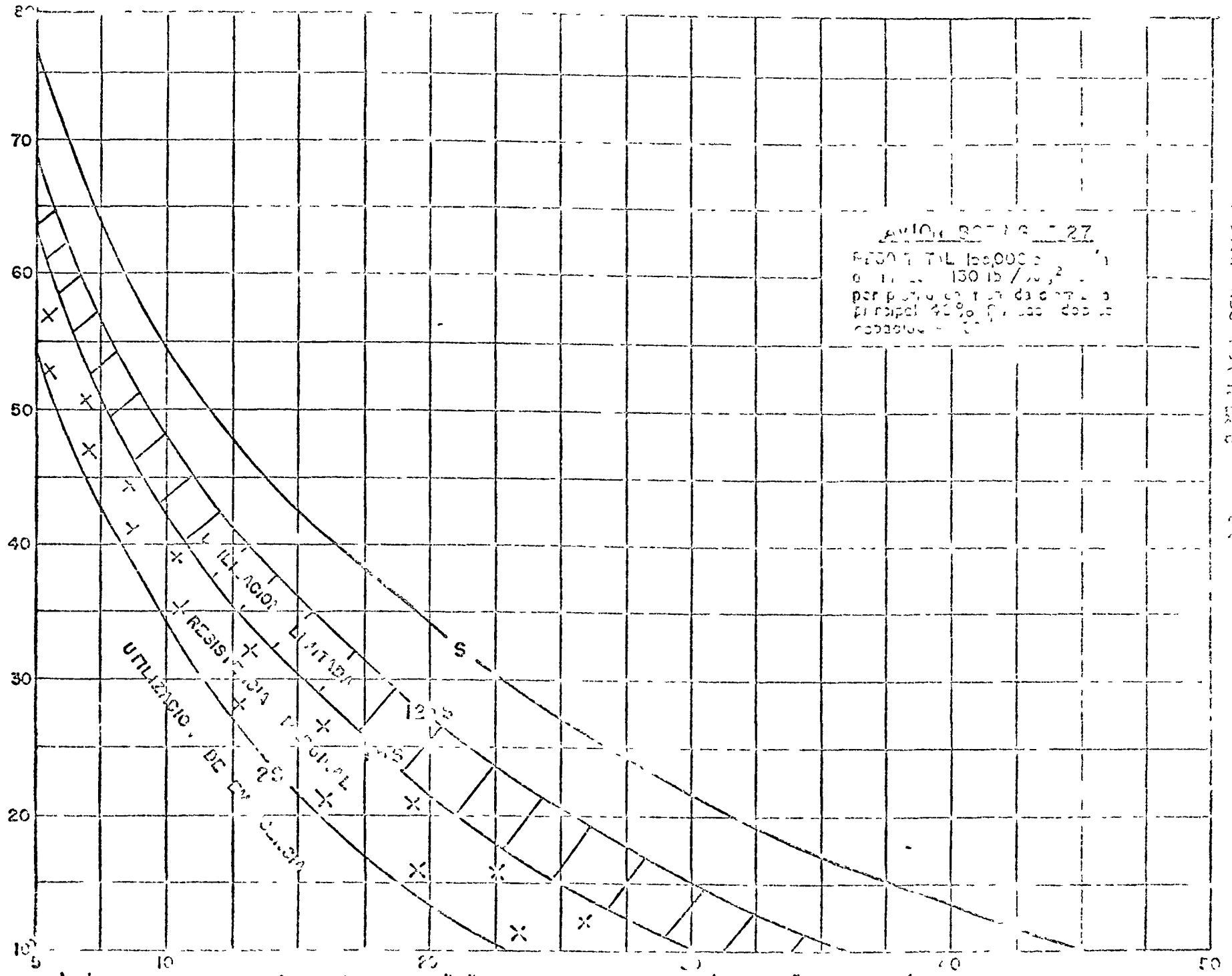


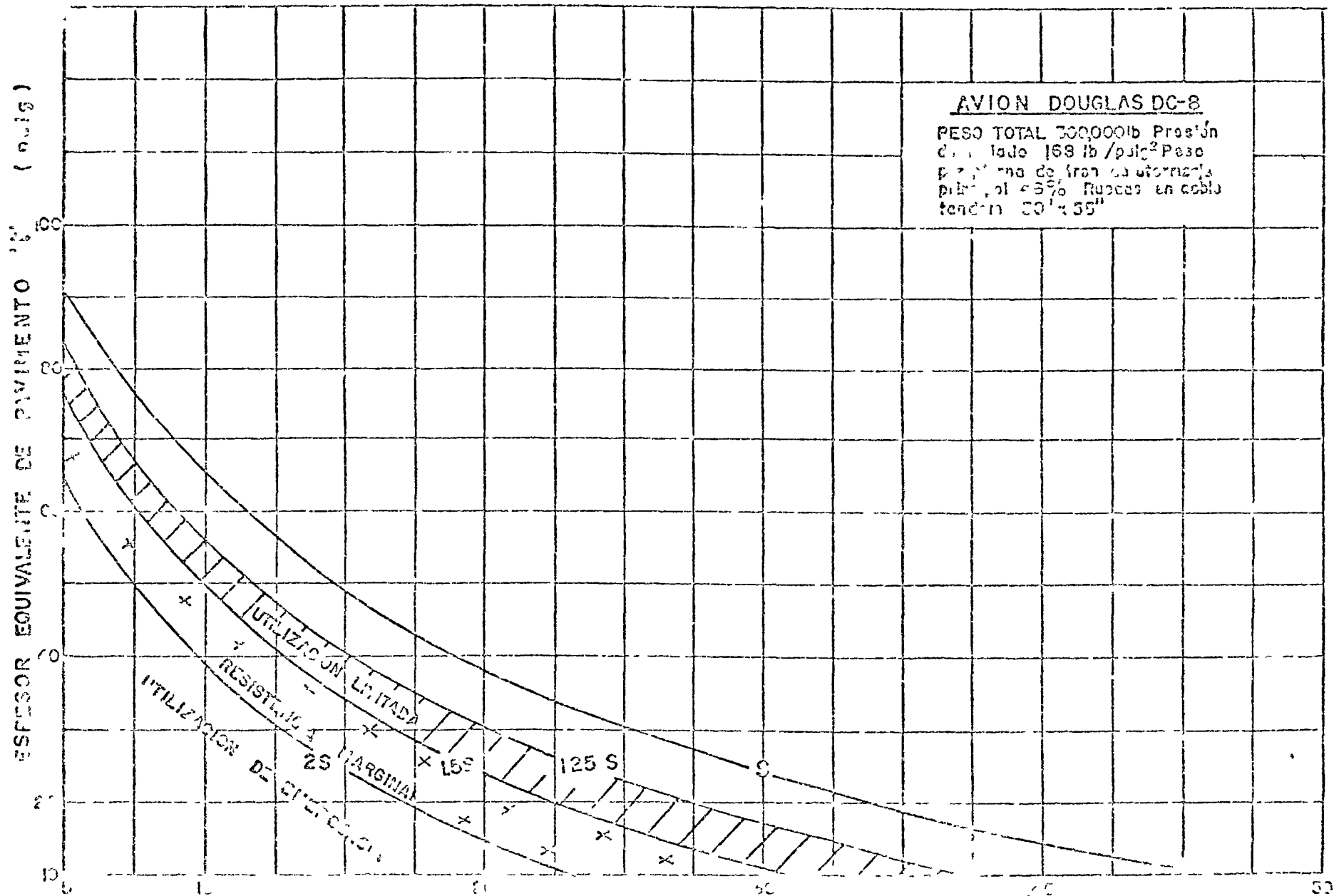
Fig. 2-31 Carta de diseño de pavimentos flexibles (McLeod 1950)

ESPEJOR EQUIVALENTE DE PAVIMENTO "E" (pulg.)



Valor soporte de tráfico "S" (1,000) Porcentaje de 30' o 0.5" de diseño; 10 repeticiones

Fig. 2-32 Criterio de diseño y producción de pavimentos flexibles
 (Criterio basado en experiencia de Canadá 1969)



Volo en ruta de 1500 millas "S" (1000's) Pista de 30' x 0.5" de espesor, 10 repeticiones

Fig. 2-55 Cálculo de diseño y evaluación de pavimentos flexibles.
 (Departamento de Aeronáutica de Canadá 1969)

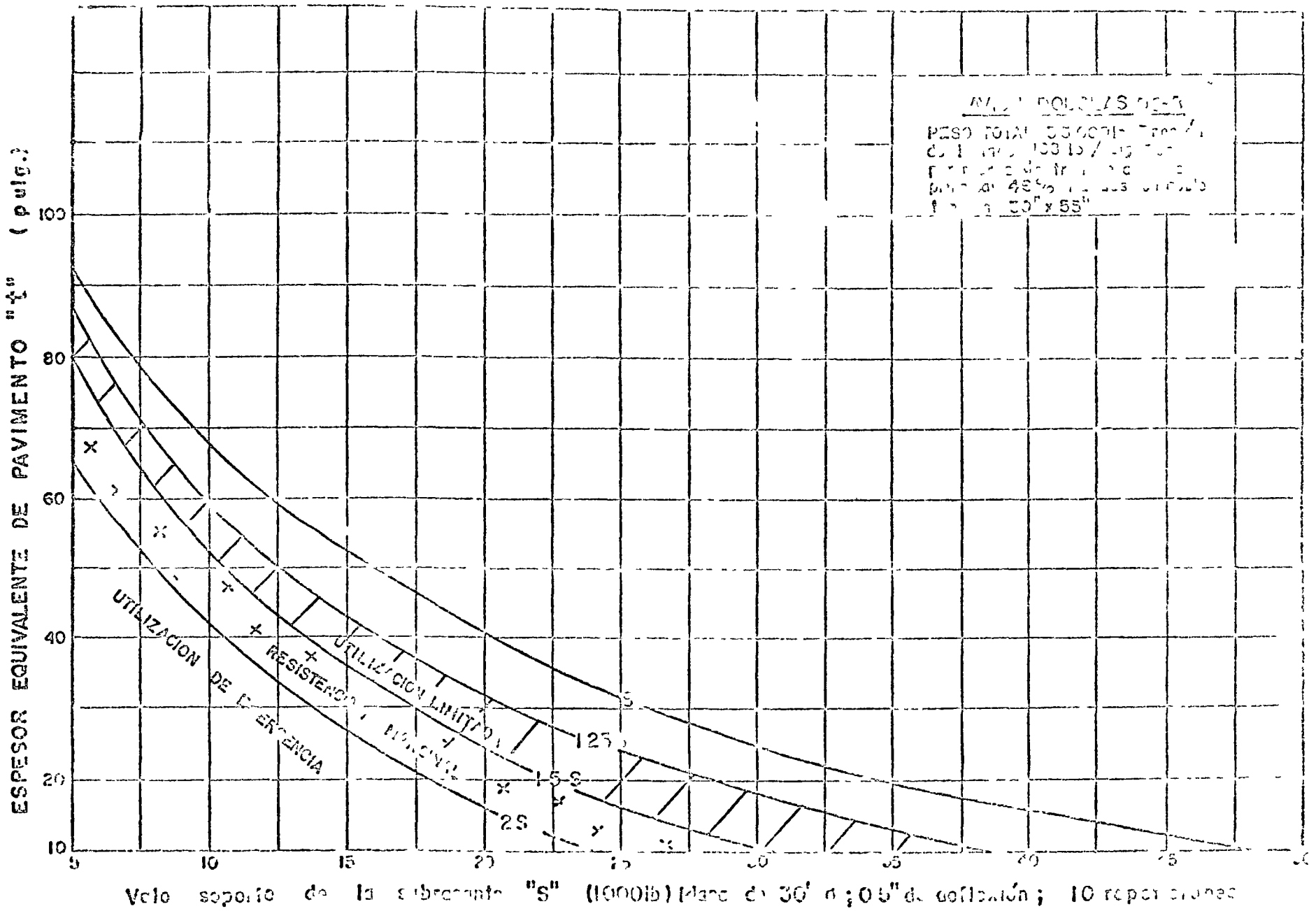


Fig 2-34 Carta de diseño y evaluación de pavimentos flexibles

(Departamento de transporte de Canadá, 1969)

Tabla 2 8

(Departamento de Transporte de Canadá 1969)

<u>Material</u>	<u>Espesor equivalente de base granular</u>
Concreto asfáltico de alta calidad	2
Concreto asfáltico de pobre calidad .	1½
Base de macadam (hidráulica)	1½
Base de grava triturada o roca triturada	1
Base granular	1

Tabla 2 9Espesores mínimos recomendados

(Departamento de Transporte de Canadá 1969)

Material	Presión de neumáticos del eje de acero (lb/p ²)			
	Menos de 60	Menos de 100	100 a 149	150 a 199
Concreto asfáltico	2 pulg	2.5 pulg	3.5 pulg	4 pulg
Base de grava triturada o roca triturada	6 pulg	9 pulg	9 pulg	12 pulg

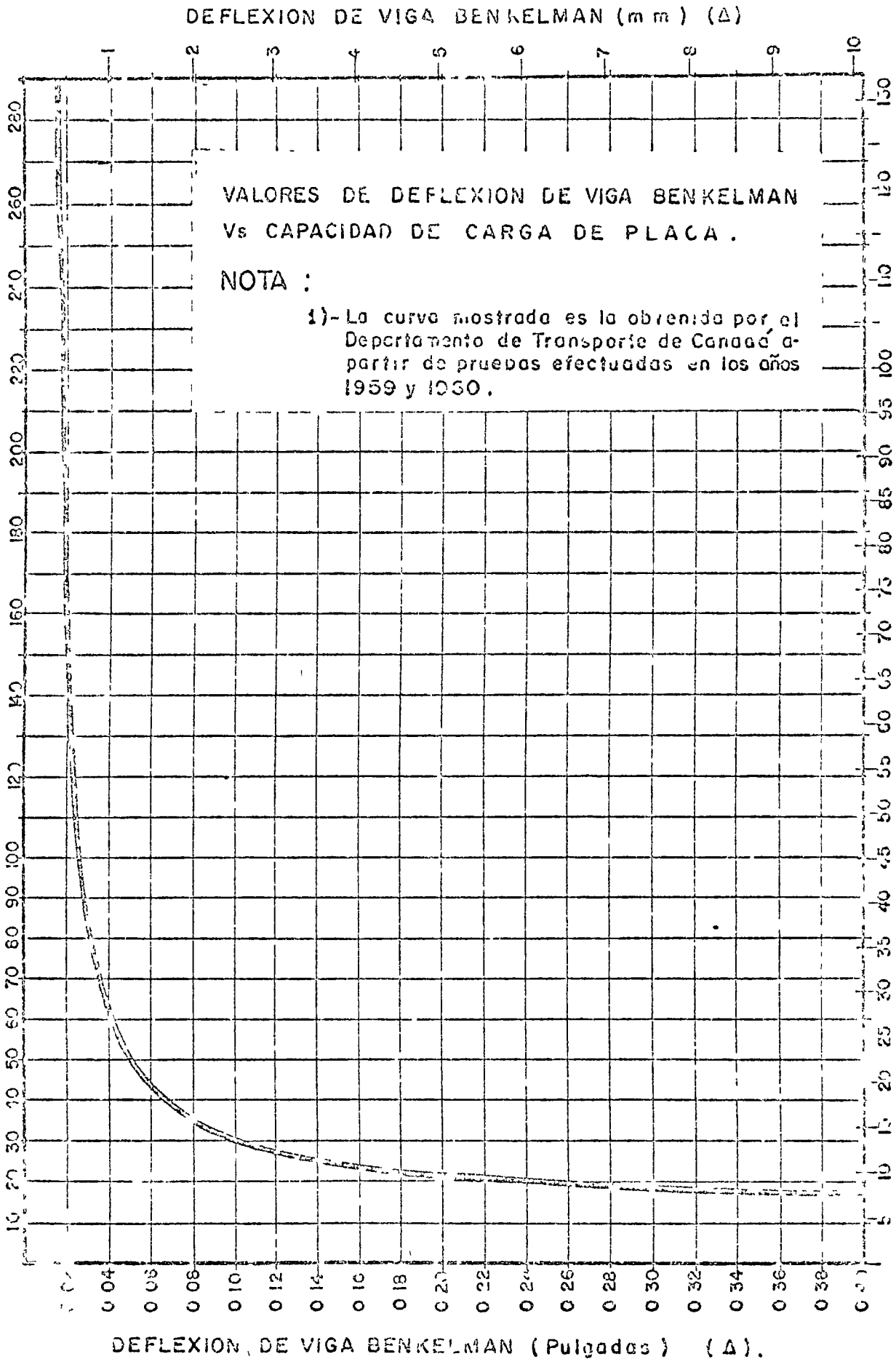
Capacidad soporte de la subrasante (lb/pulg ²) con placa de 30" de diámetro, a 0.5" de deflexión, a 10 repeticiones de carga	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120			
Capacidad soporte de la subrasante (lb/pulg ²) con placa de 30" de diámetro, a 0.2" de deflexión a 10 repeticiones de carga	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120			
Capacidad soporte de la subrasante (lb/pulg ²) con placa de 12" de diámetro, a 0.5" de deflexión, a 10 repeticiones de carga	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240			
Capacidad soporte de la subrasante (lb/pulg ²) con placa de 12" de diámetro, a 0.2" de deflexión, a 10 repeticiones de carga	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240			
Módulo de reacción de la subrasante "k" (lb/pulg ³) con placa de 30" de diámetro, a 0.05" de deflexión, a 1 repetición de carga	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600			
* C B P in situ (no saturado)	0	2	3	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
* Penetrómetro Housel No de golpes para 0" de penetración	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65		

* Valor promedio a una profundidad de 20 cm de la subrasante

Fig 2 35 Relaciones entre las medidas de capacidad de la subrasante indicadas por
varios métodos de prueba (para suelos cohesivos)

(Departamento de transporte de Car. 16-1969)

CARGA EN PLACA DE 30' σ (1000 lbs)
A 05" DEFLEXION - 10 REPETICIONES



CARGA EN PLACA DE 762 cm σ (1000kg)
A 127 cm DEFLEXION -- 10 REPETICIONES

Fig 2-36

DEFLEXION PERDIDA VIGA BENEFLETA (m)

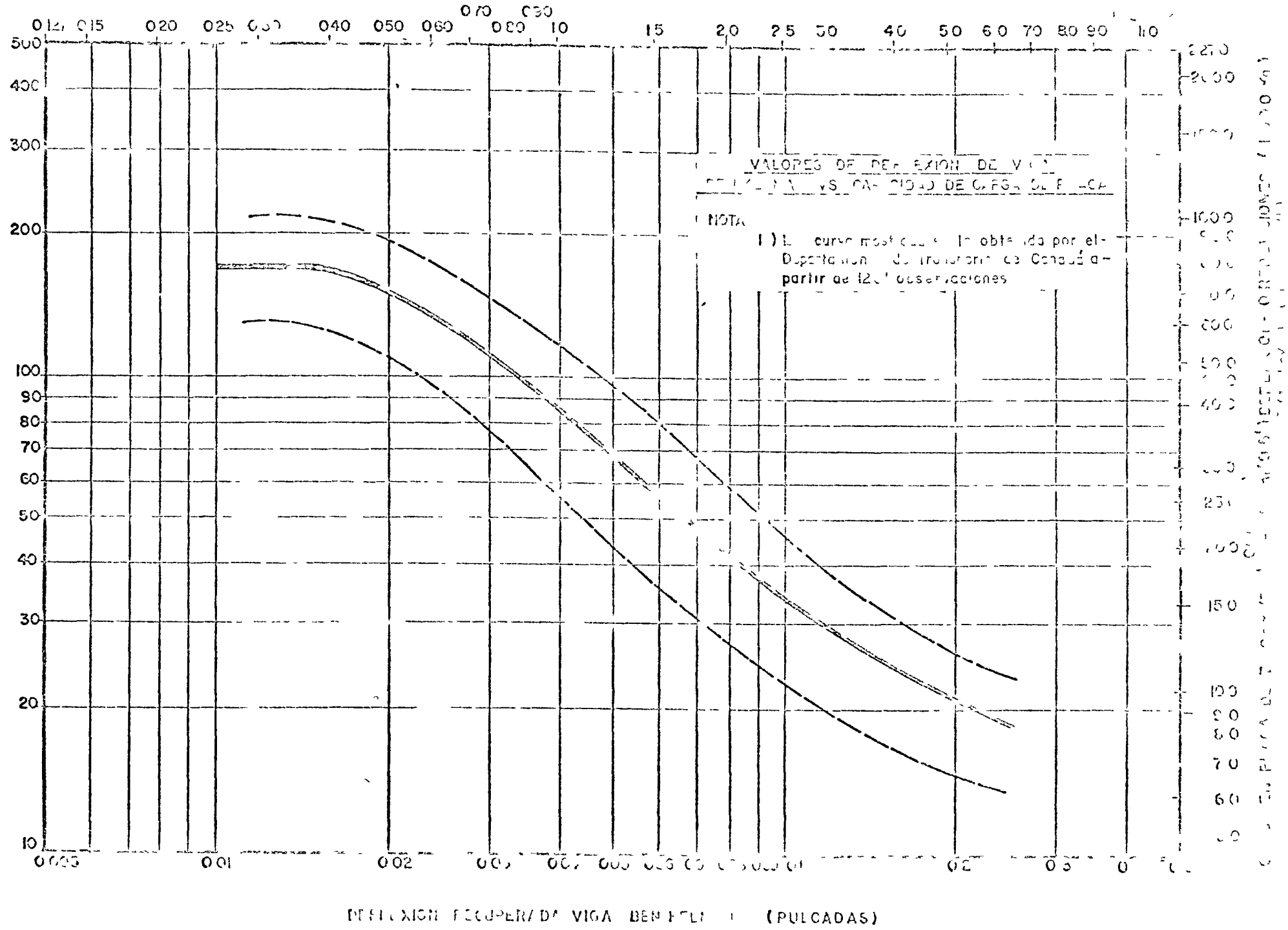


Fig. 2-1

Por lo tanto de los métodos de diseño de pavimentos flexibles para aeropuertos, este método utiliza el concepto de análisis de tráfico mezclado, en lugar de utilizar el concepto de avión crítico o avión de diseño. El avión estandar utilizado en este método es el DC-8-63 F con peso máximo de 162,000 kg (358,000 lb).

El método se basa en la teoría de que el pavimento es un sistema elástico multicapas y que cuando se le aplica una carga se producen dos tipos de esfuerzos críticos:

- Un esfuerzo horizontal por tensión, ϵ_t , en la parte inferior de la capa de concreto asfáltico (ver fig. 2.37)
- y un esfuerzo vertical por compresión, ϵ_c , en la parte superior de la subrasante.

Cada uno de los esfuerzos debe ser examinado por separado en el procedimiento de diseño. Las gráficas de diseño de espesores de pavimento (fig. 2.38 y 2.39) han sido elaboradas considerando los módulos de elasticidad críticos del concreto asfáltico, $|E_c|$, ya que dependen de la temperatura. A mayor temperatura del pavimento, menor módulo de elasticidad del concreto asfáltico, y por tanto mayor esfuerzo vertical por compresión en la subrasante (ϵ_c). A menor temperatura del pavimento, mayor módulo de elasticidad del concreto asfáltico, y por tanto mayor esfuerzo horizontal de tensión en la capa de concreto asfáltico (ϵ_t). Cuando la temperatura media anual se incrementa, el espesor de pavimento T_A , también se incrementa para satisfacer los requerimientos de deformación. Por otro lado, se requieren mayores espesores de pavimento en climas fríos para satisfacer el criterio de agrietamiento por fatiga.

Para determinar el espesor de pavimento se requiere conocer el módulo de elasticidad de la subrasante, E_s , la temperatura media anual y la mezcla de tráfico prevista.

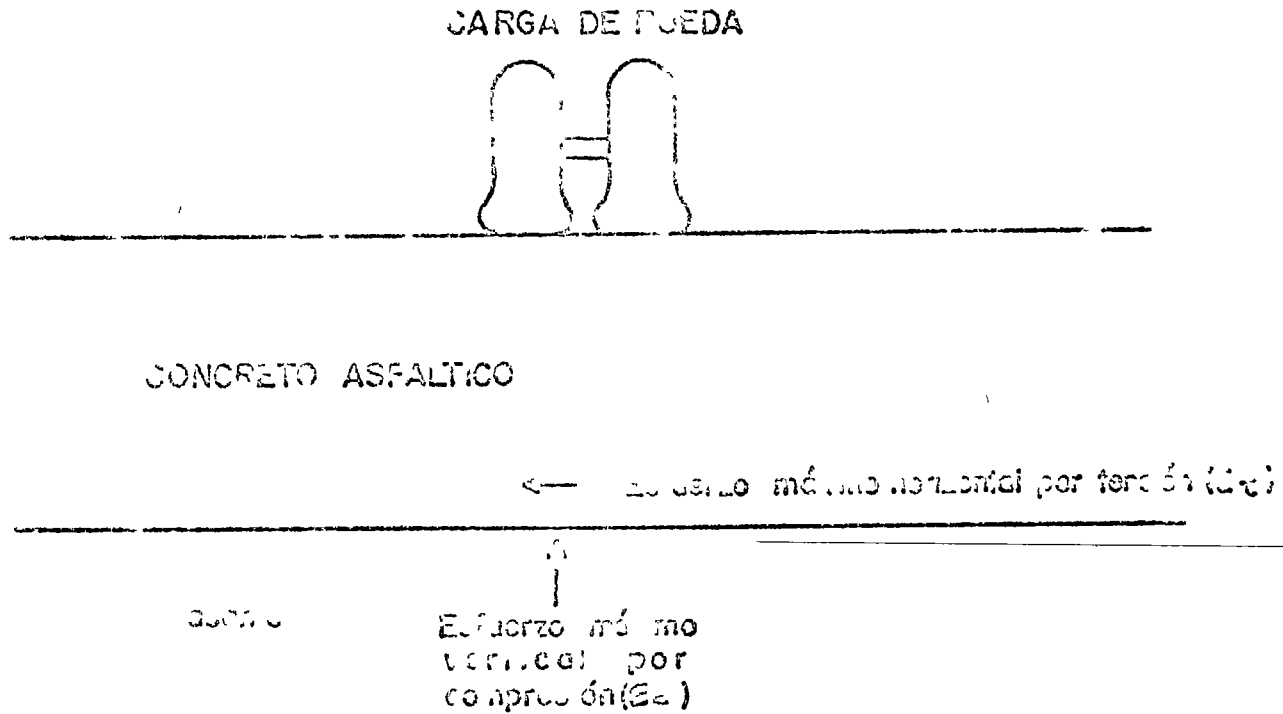
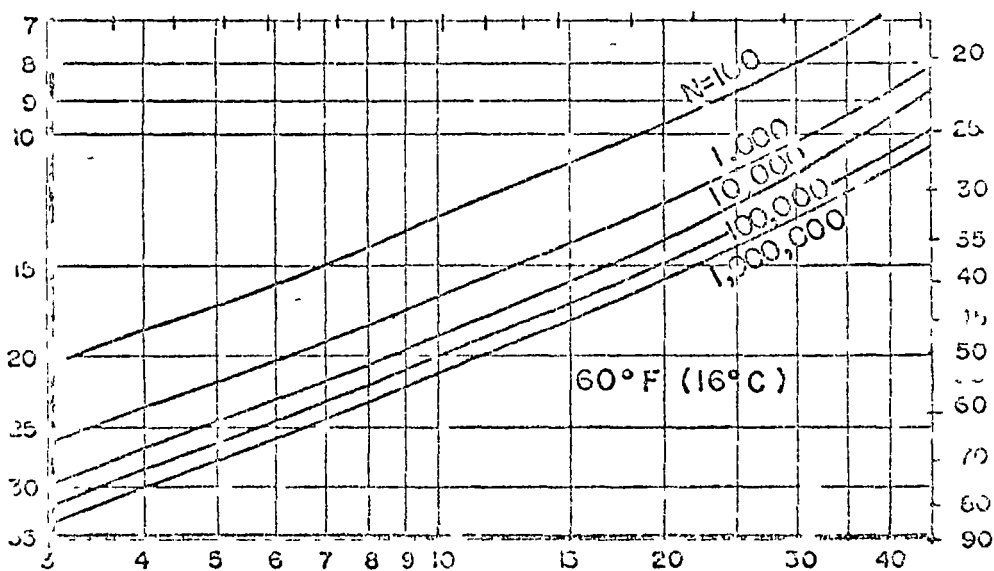
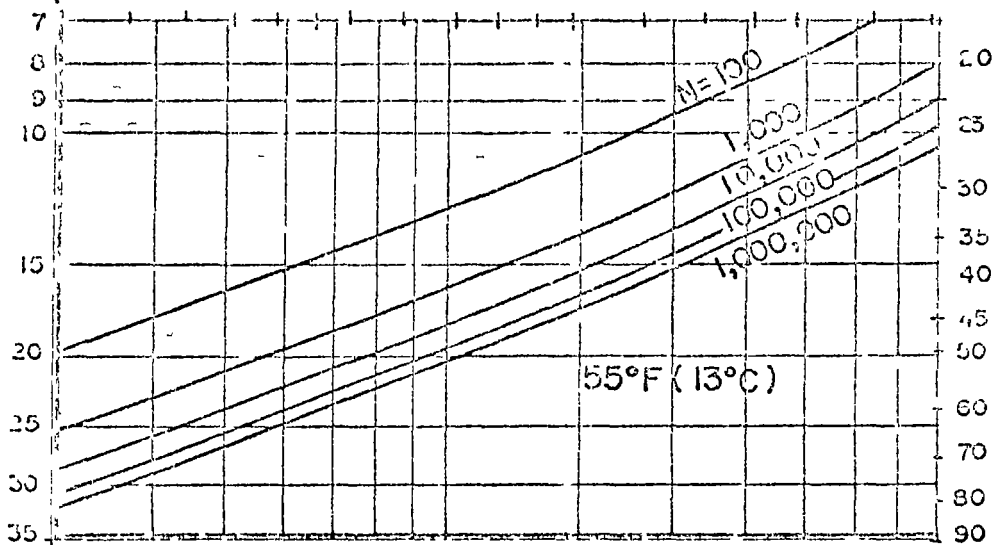
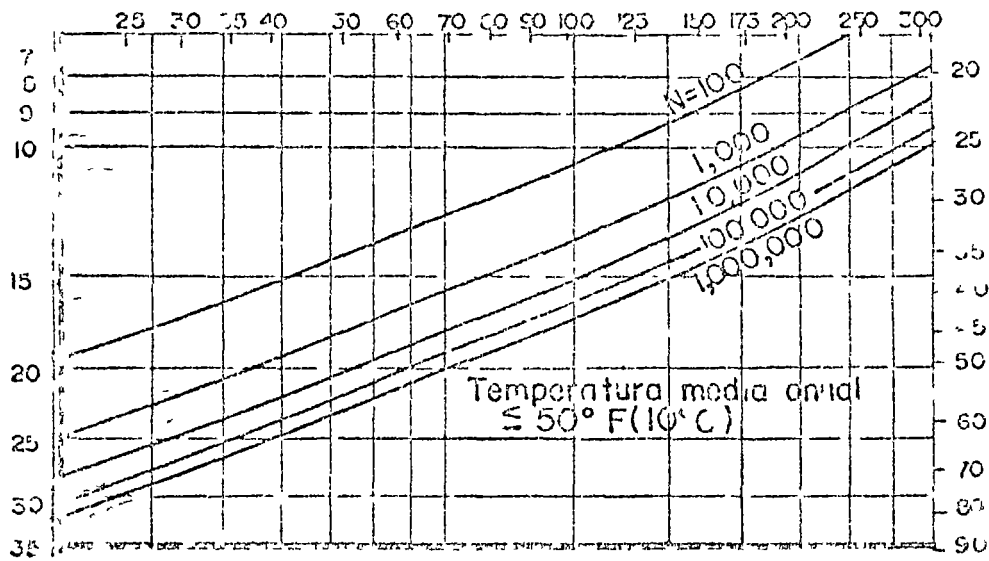


Fig 2-37 Localización y dirección de los esfuerzos de tensión y
compresión en un pavimento rígido de asfalto.
 (Influencia del Asfalto).

Mayor temperatura ⇒ Menor E_c ⇒ Mayor ϵ_c
 Menor temperatura ⇒ Mayor E_c ⇒ Mayor ϵ_c

— el Módulo de elasticidad del concreto asfáltico.

E_s (Módulo de Elasticidad de la subrasante) (1,000 KN/m²)



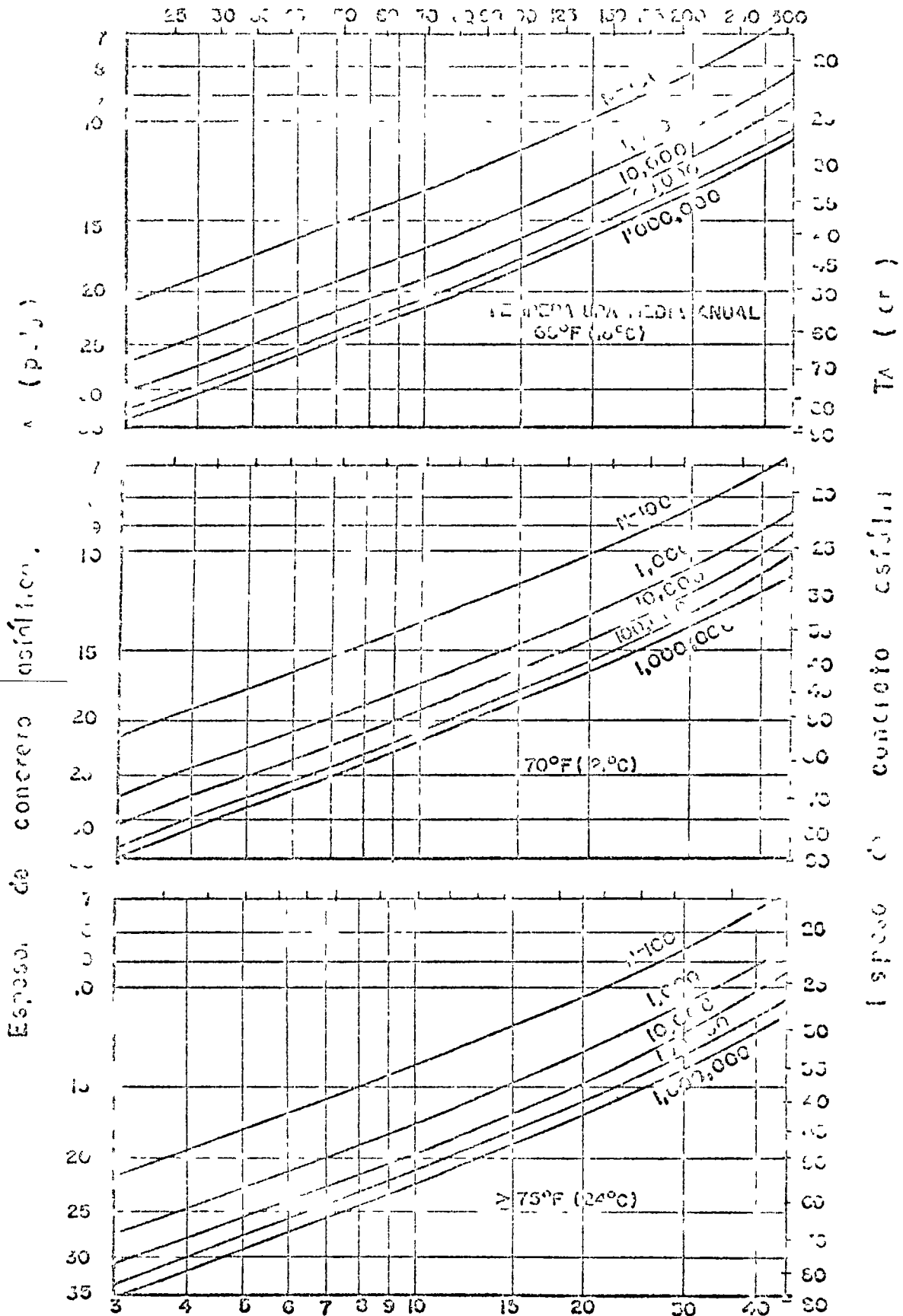
E_s (Módulo de Elasticidad de la subrasante) (1,000 lb/pulg²)

Espesor de concreto asfáltico, TA (pulg)

16-238

Espeor de pavimento para limitar el esfuerzo vertical por compresión en la subrasante, E_s , bajo repeticiones de carga de DC-8-63 F para diferentes subrasantes (Instituto del asfalto 1973)

E_s (Módulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 KN/m²)

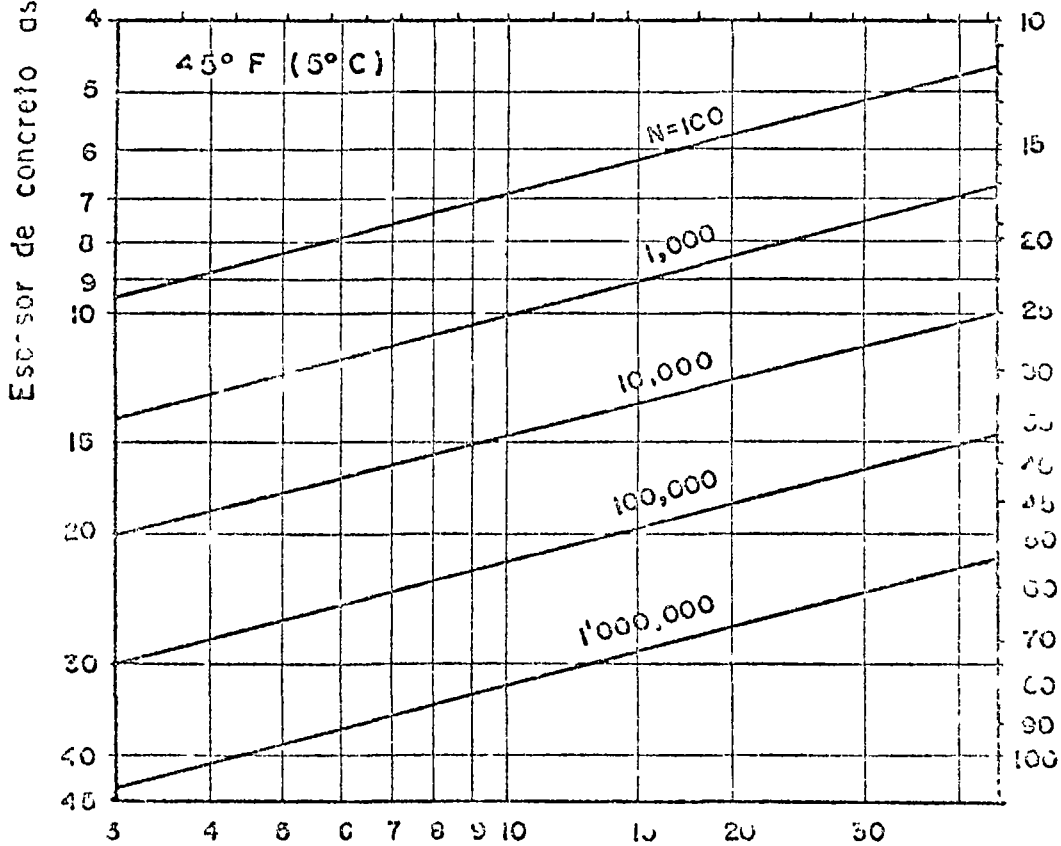
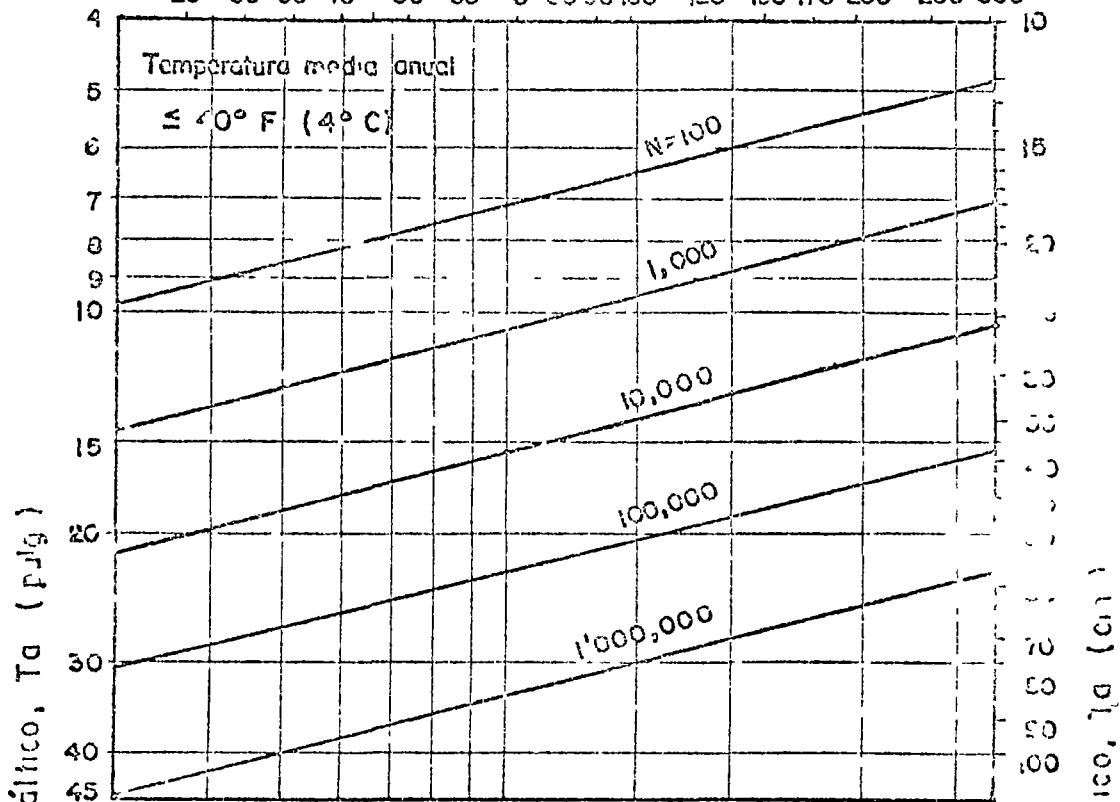


E_s (Módulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 lb/pulg²)

Fig. 2-38 (Continuación) Criterio: E_s

Es (Módulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 KN/m²)

25 30 35 40 50 60 70 80 90 100 125 150 175 200 250 300

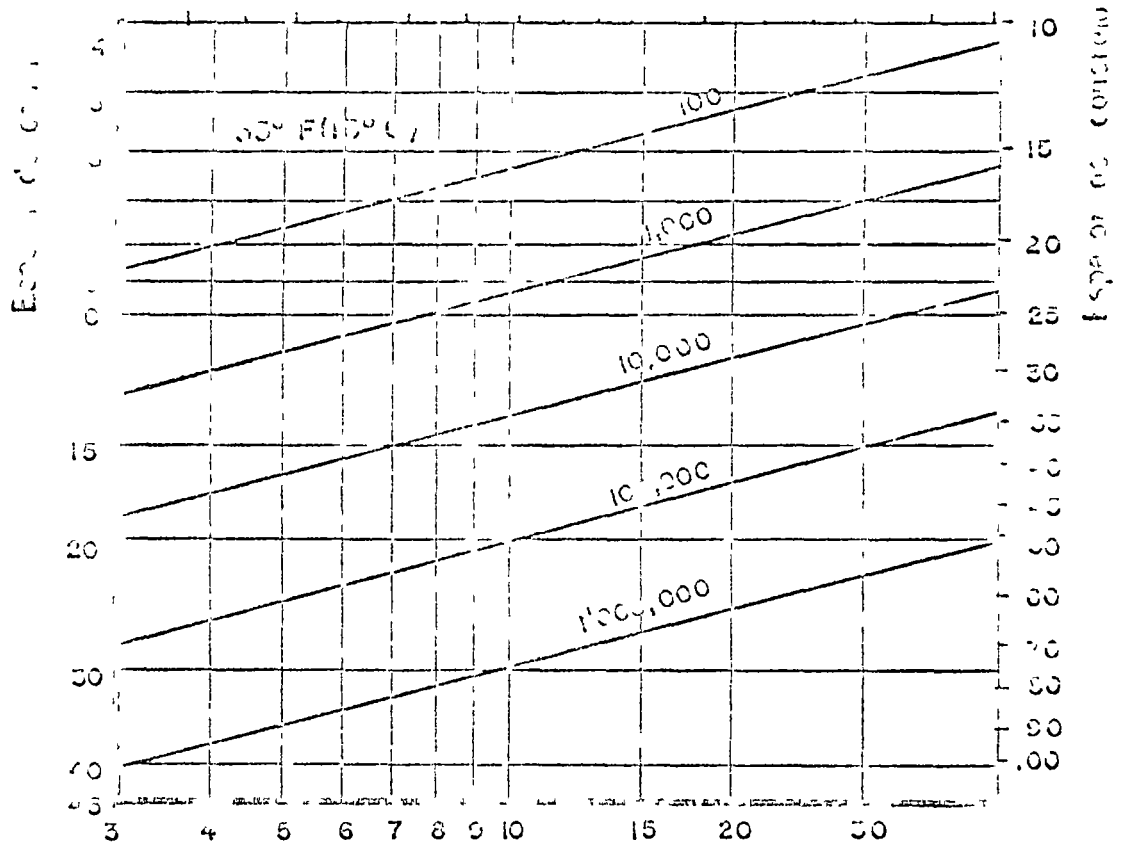
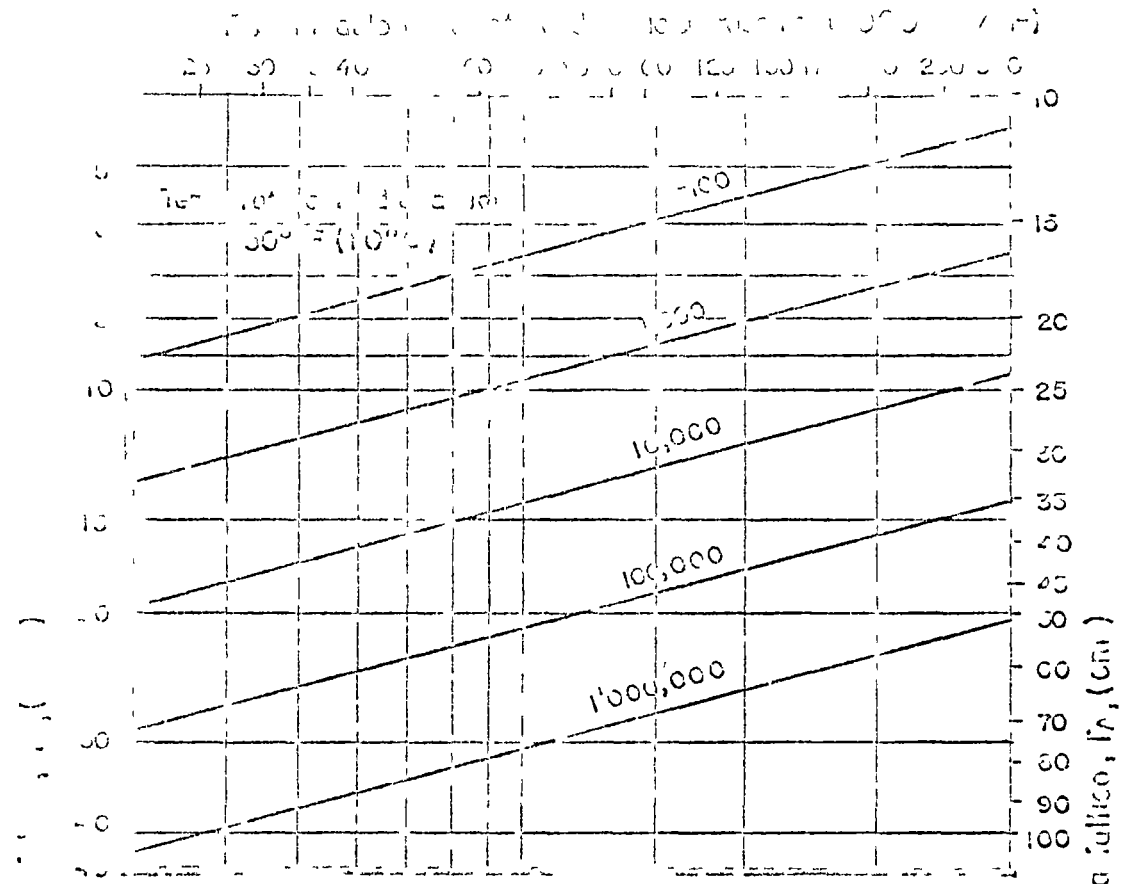


Es (Módulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 lb/pulg²)

Fig. 2-9

Espesor de pavimento para limitar el esfuerzo horizontal por expansión en el concreto asfáltico, T_a , bajo repeticiones de carga de DC-8-63F para diferentes ambientes

(Espec. de la AASHTO 1963)



Es (Módulo de elasticidad de la sustracción) (1,000 lb./pulg.²)

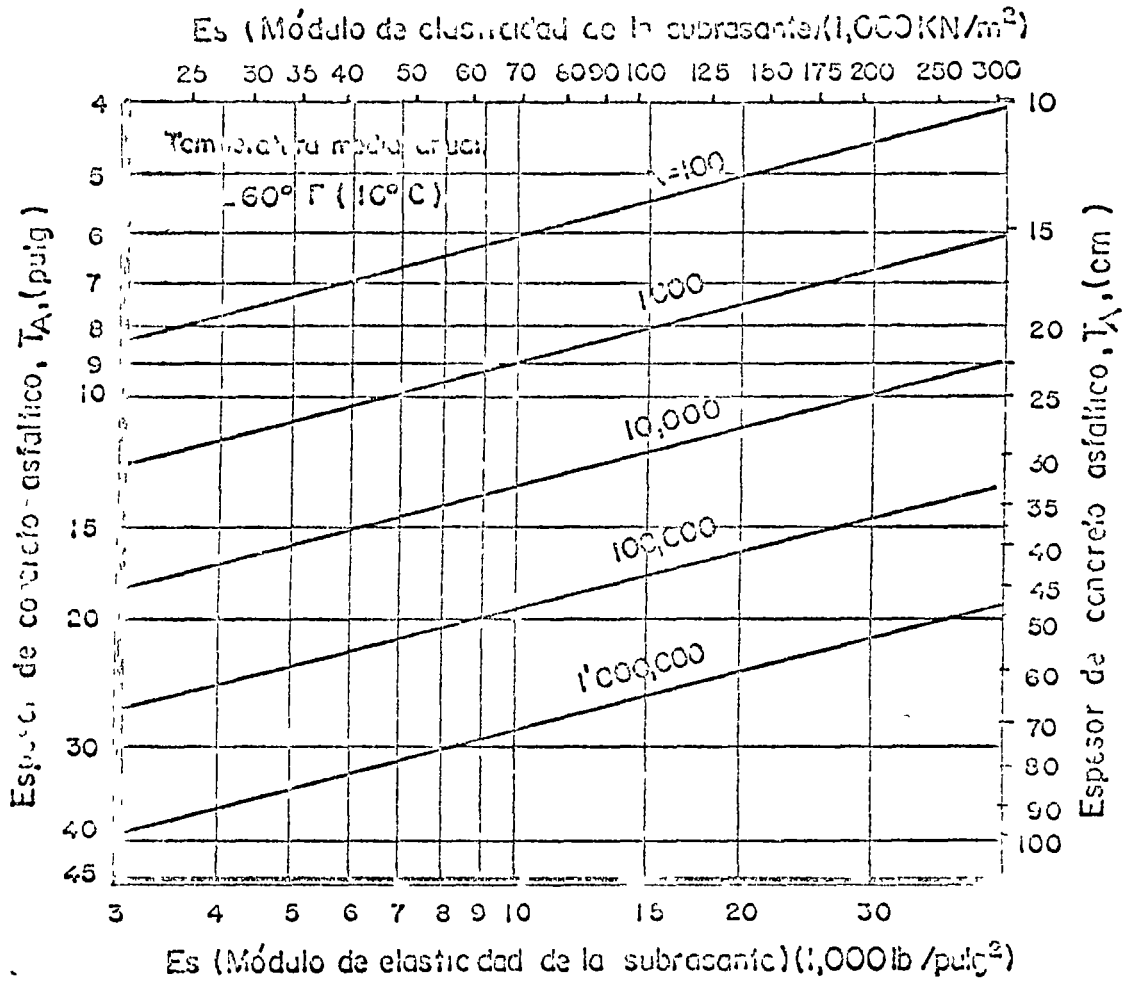


Fig 2.39

(Continuación) Criterio E_1

El módulo de elasticidad de la subrasante, \bar{E}_s , se puede determinar de tres pruebas:

- Por medición directa de la prueba del módulo de resiliencia (o módulo elástico), M_R , que puede ser sustituido directamente en el \bar{E}_s o como \bar{E}_s . El módulo de resiliencia se determina por medio de la aplicación de cargas repetidas en la prueba de compresión uniaxial.
- Por aproximación a partir de la prueba CBR:

$$\bar{E}_s \text{ (lb/pulg.}^2\text{)} = 1,500 \text{ CBR}$$

$$\bar{E}_s \text{ (kl/m}^2\text{)} = 10 \times 2 \text{ CBR}$$

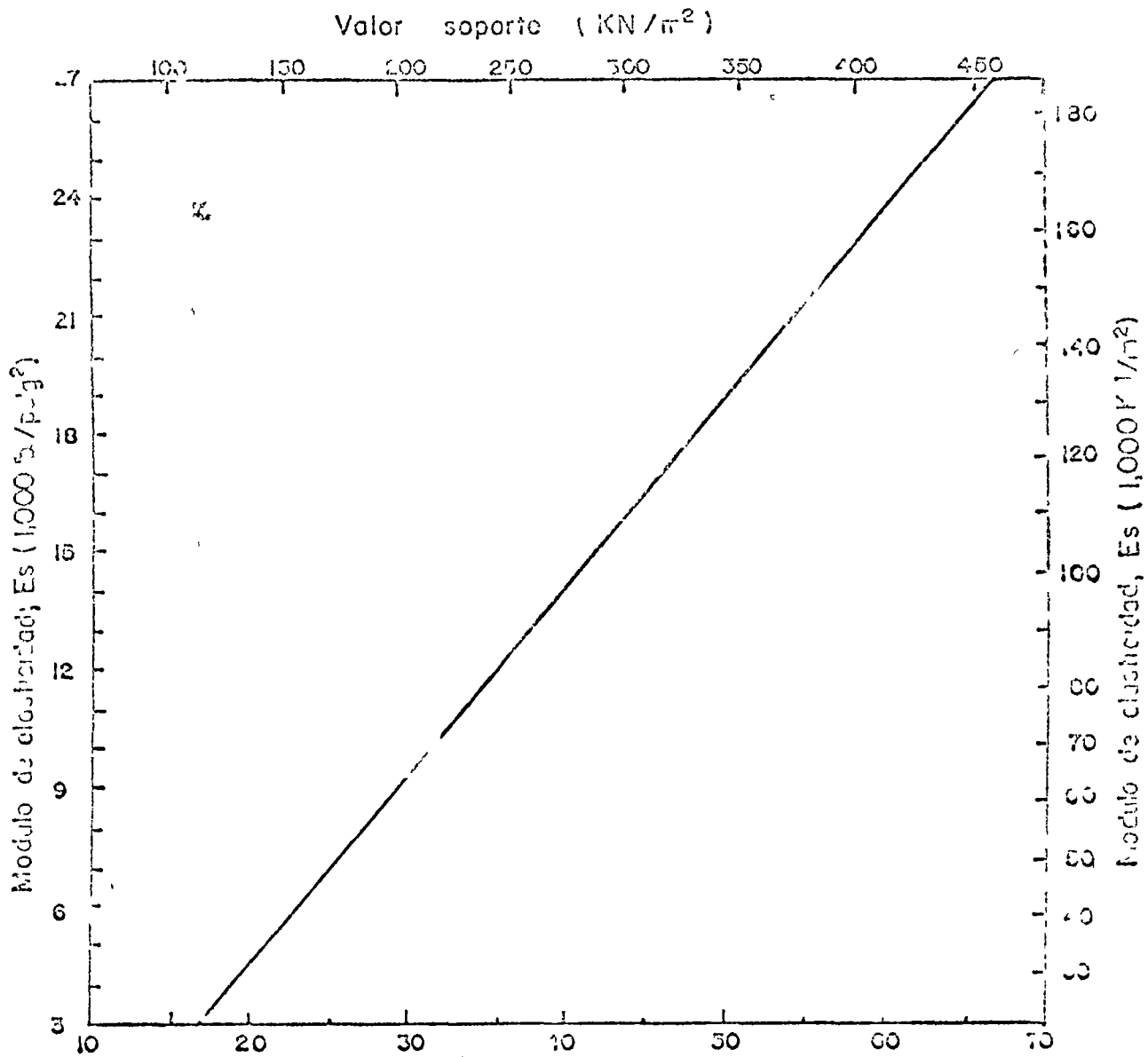
- Por aproximación a partir de prueba de placa de 30" de diámetro, 0.5 pulg. de deflexión y 10 repeticiones de carga. La relación se indica en la fig. 2.40.

Se puede también obtener el valor de \bar{E}_s , en forma aproximada, a partir de la clasificación de suelos de la M_R , como se indica en la tabla 2.10

El procedimiento de diseño está indicado en el diagrama de flujo mostrado en la fig. 2.41 y los pasos para determinar el espesor de diseño del pavimento se muestran esquemáticamente en la fig. 2.42.

Esencialmente el procedimiento de diseño consiste en determinar:

- El volumen de tráfico admisible, N_a , que es el número de repeticiones de esfuerzos equivalentes de DC-8-53-P que una capa de concreto asfáltico de espesor especificado puede soportar apoyada en una subrasante con un determinado módulo de elasticidad y en determinadas condiciones ambientales del lugar.
- El tráfico previsto, N_p , que es el número de repeticiones de esfuerzos equivalentes de DC-8-53-P, basado en



Valor soporte (lb/pulg^2) (placa de 30" x 0,05" de deflexión, 10 repeticiones)

Fig. 2.40 Relación aproximada entre el valor soporte de placa y el módulo de elasticidad, E_s . (Instituto del asfalto)

Tabla 2.10

CLASIFICACION FAA	E_s (psi)	E_s (KN/m^2)	CLASIFICACION FAA	E_s (psi)	E_s (KN/m^2)
F 10	5,500	37,900	F 4	14,600	100,700
F 9	6,500	44,800	F 3	16,600	114,300
F 8	7,700	53,100	F 2	19,900	137,200
F 7	8,900	61,400	F 1	22,700	156,300
F 6	10,600	74,500	F 0	31,000	213,700
F 5	12,600	86,900			

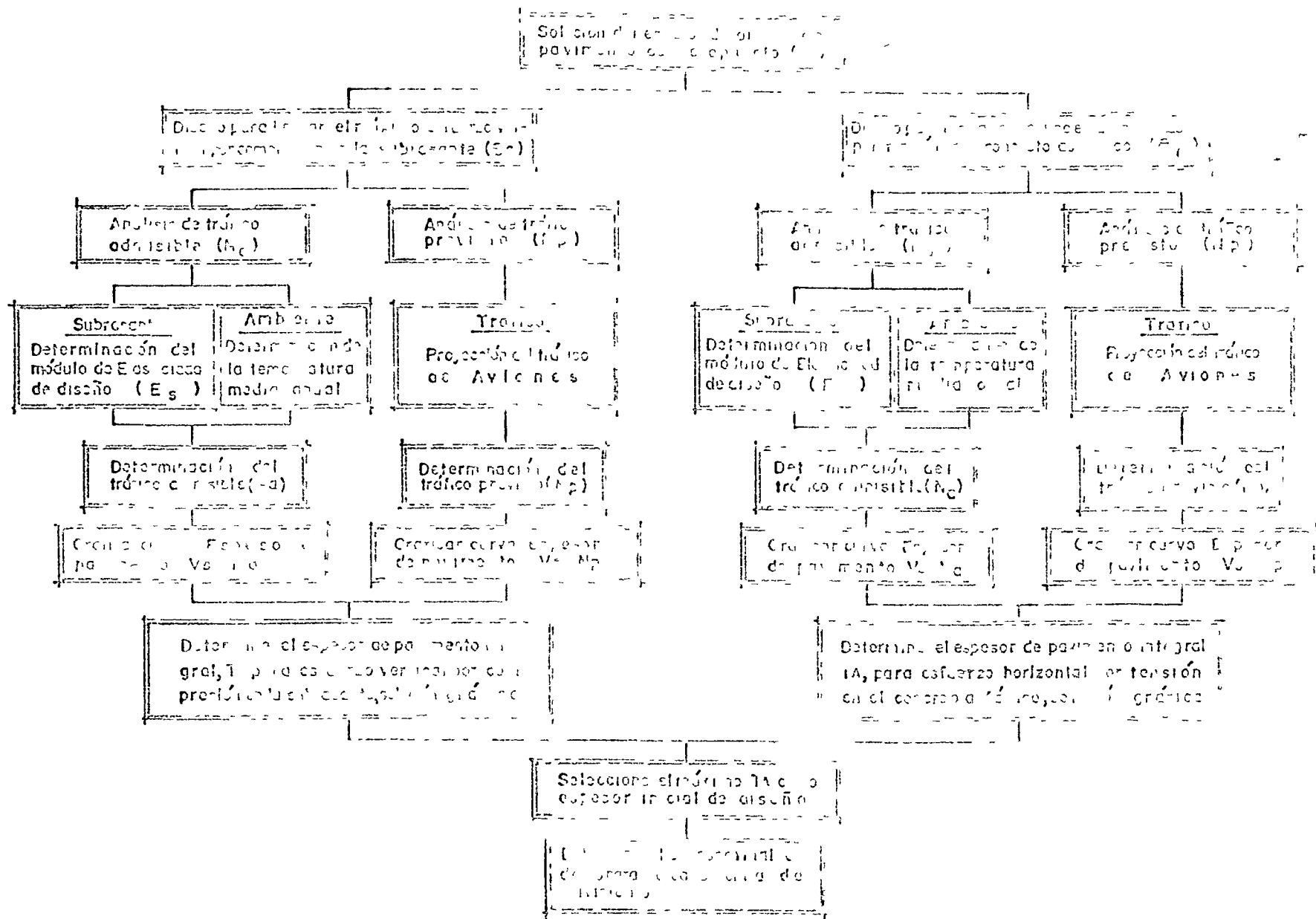
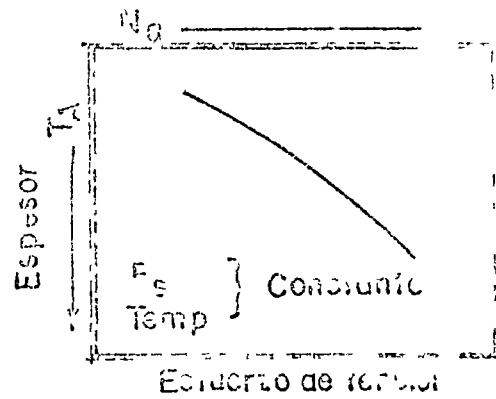
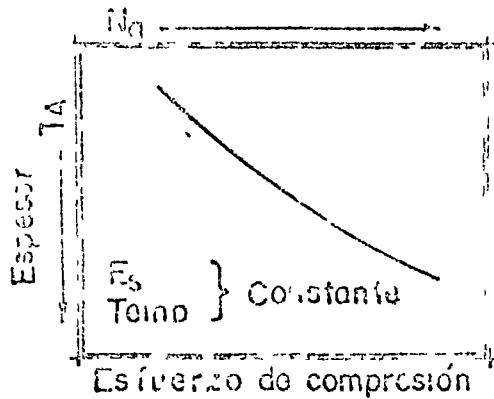
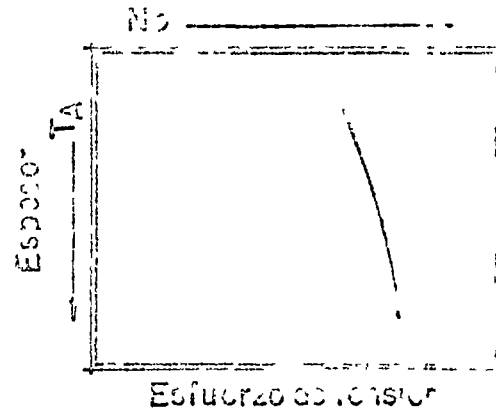
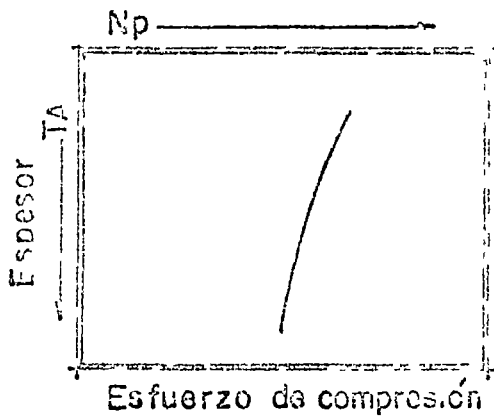


FIG 2 41 Diagrama de flujo para diseño de pavimentos de concreto (Instituto del Cielo 1973)

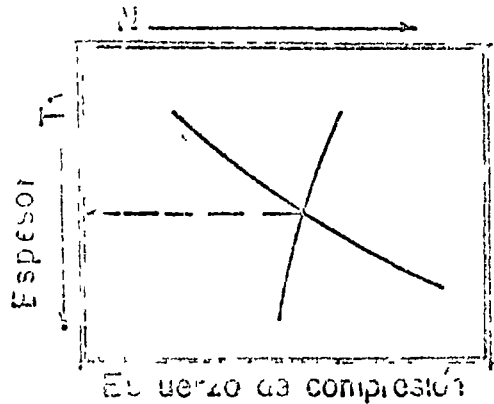
Análisis de tráfico admisible
 Repeticiones admisibles de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F



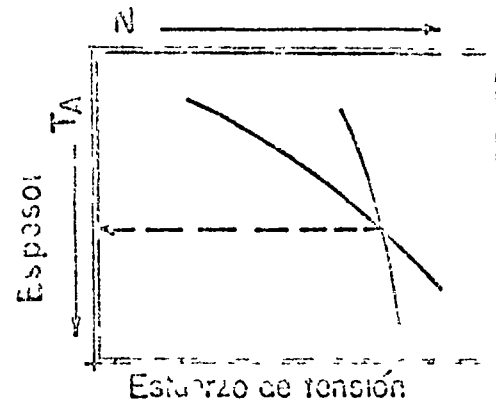
Análisis de tráfico previsto
 Repeticiones previstas de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F



Solución gráfica para obtener el espesor de diseño (Td)
 Repeticiones de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F.



↑
 Parte superior de la subrasante

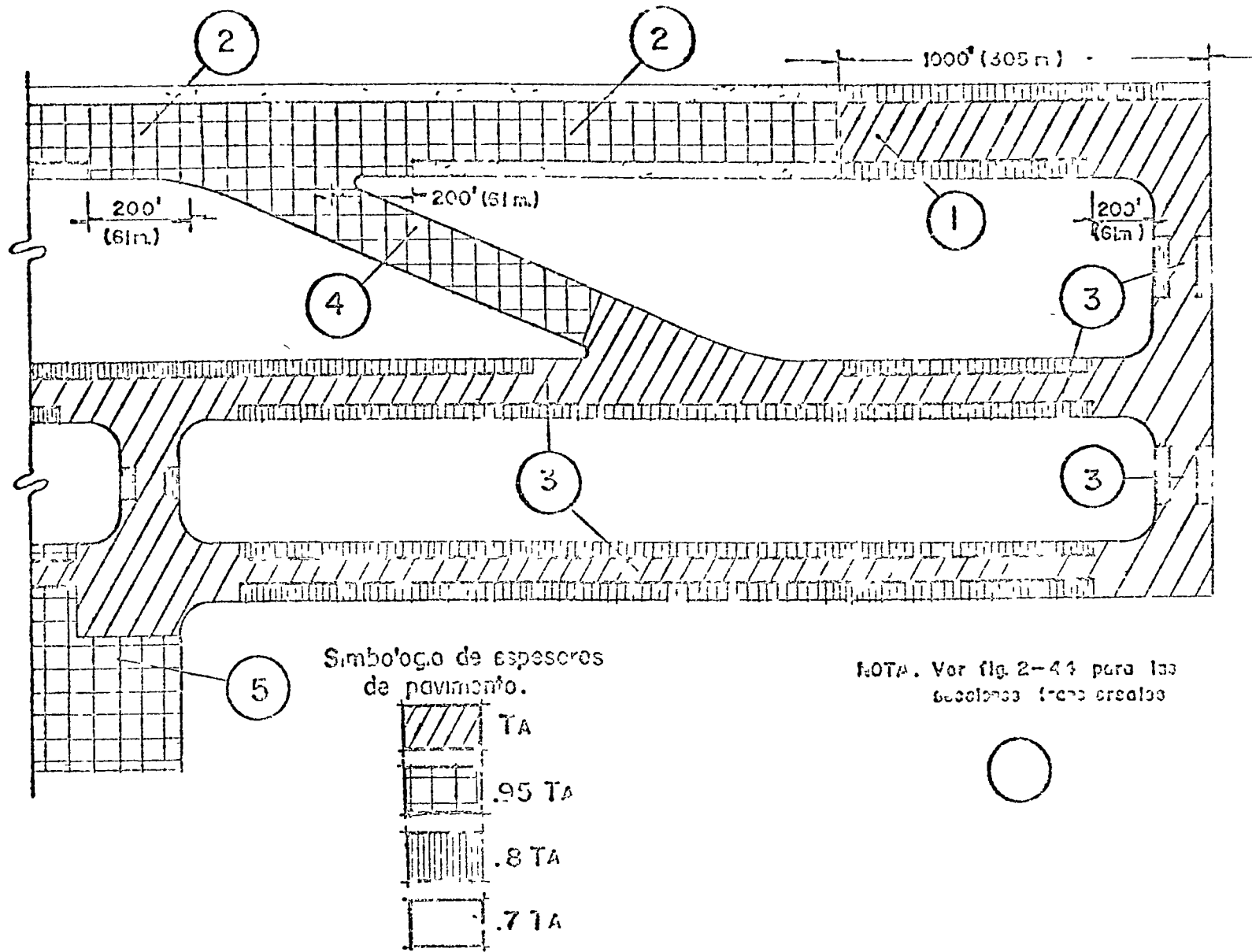


↑
 Parte inferior del estribo de concreto

7. El procedimiento es idéntico a los anteriores, pero se debe utilizar un valor de μ que sea la vida útil de un avión.

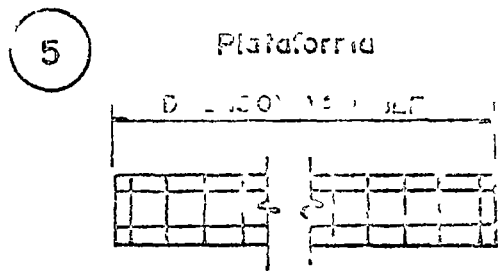
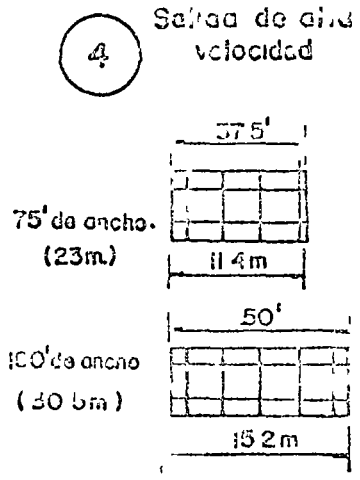
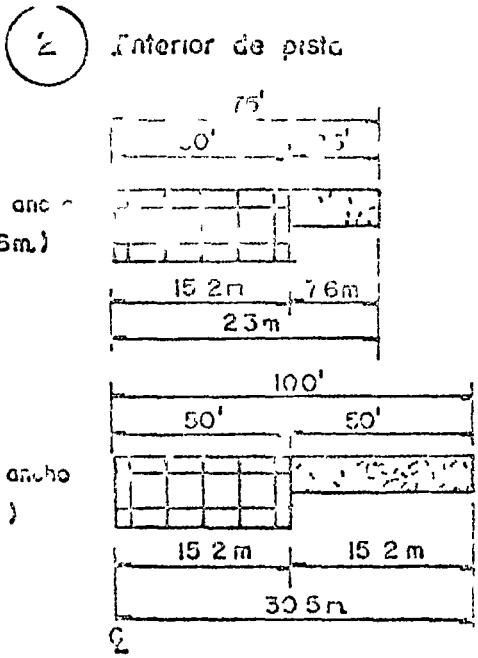
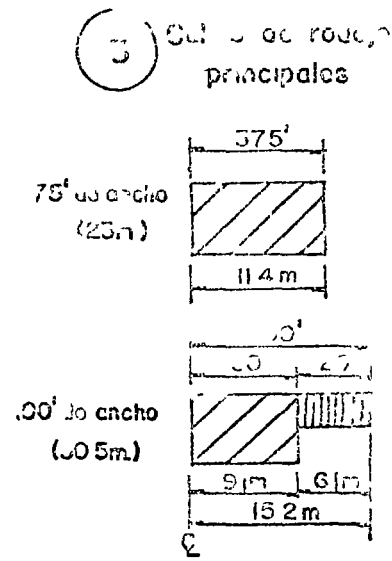
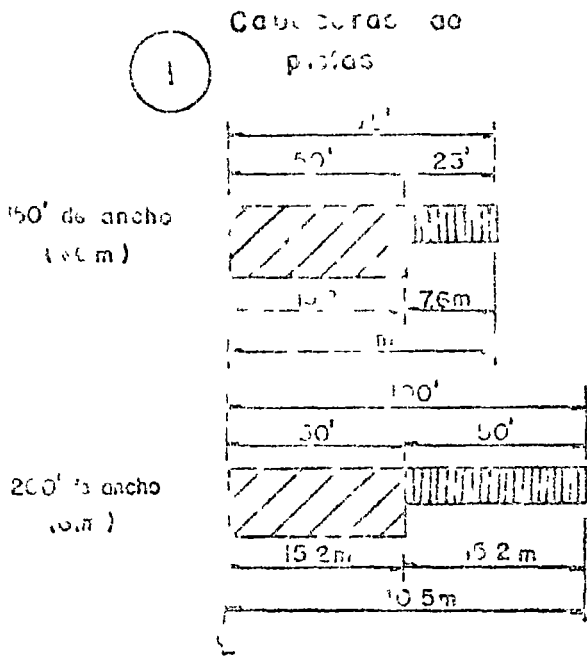
El coeficiente de elasticidad asfáltico, \bar{E}_A , del terreno para el cual se desea el estudio de esfuerzos es el mismo que el que se utilizó en el proyecto de edificios. Este coeficiente se determina permitiendo que se actúen las árticas y se miden los N_A y M_A en un punto de la fig. 2.44. La construcción de espaldas para el momento de un avión sobre la función \bar{E}_A se muestra en las figs. 2.43 y 2.44.

Las figs. 2.45 a 2.48 muestran algunas de las gráficas de equivalencia que produce el Instituto del Asfalto para transformar el número de movimientos de cada avión a número de movimientos equivalentes de DC-3-60-F.



03

Fig. 2-43 Zonificación de espesores de pavimento (Instituto del Asfalto 1973)



NOTA Ver fig. 2-43 para la simbología de espesores de pavimento

Fig. 2-44 Secciones transversales de pavimento (Estándar de diseño 1,7)

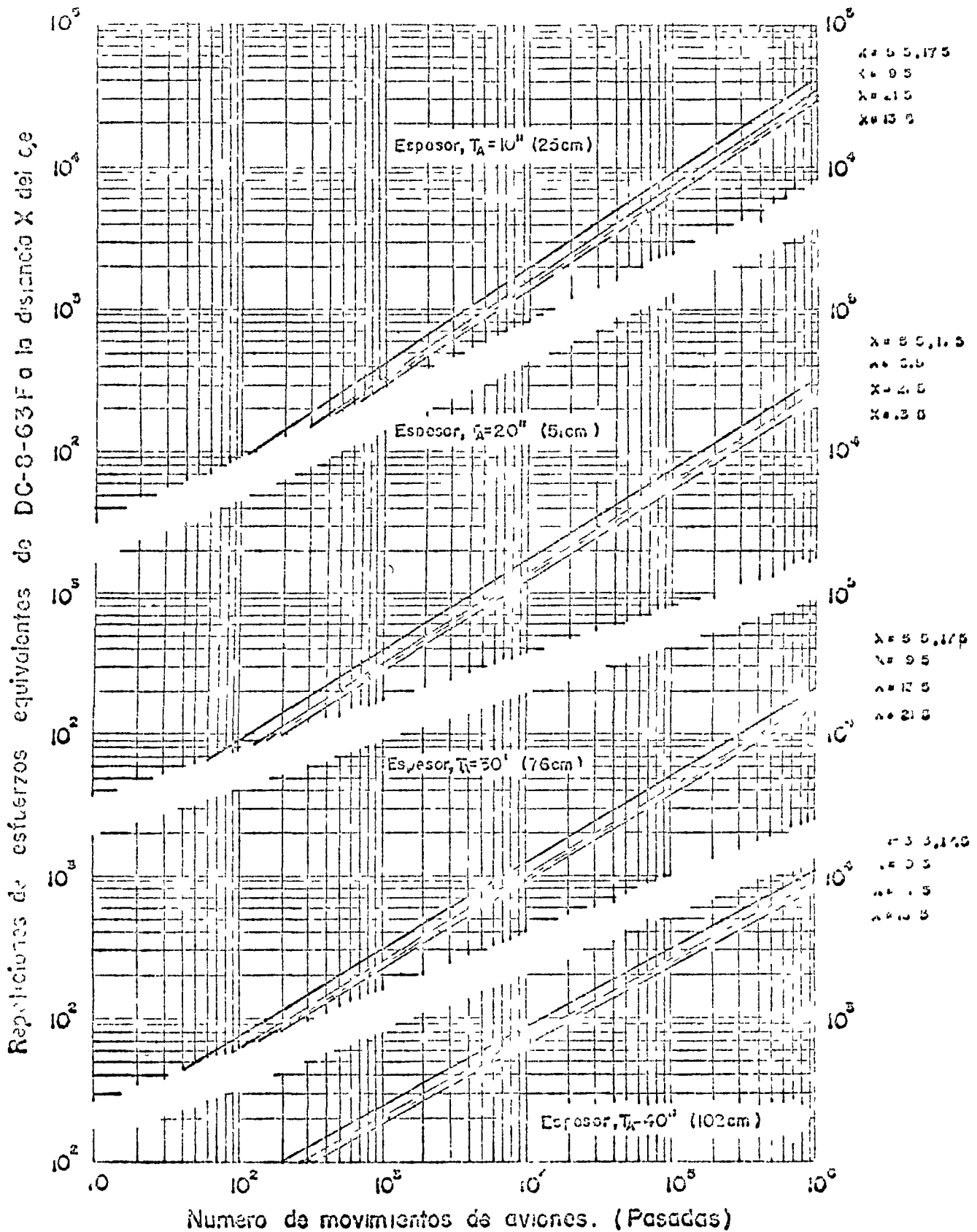


Fig. 2-45 Gráfica de equivalencia Avión : B - 747
 Criterio de esfuerzos σ_e (Instituto del asfalto, 1973)

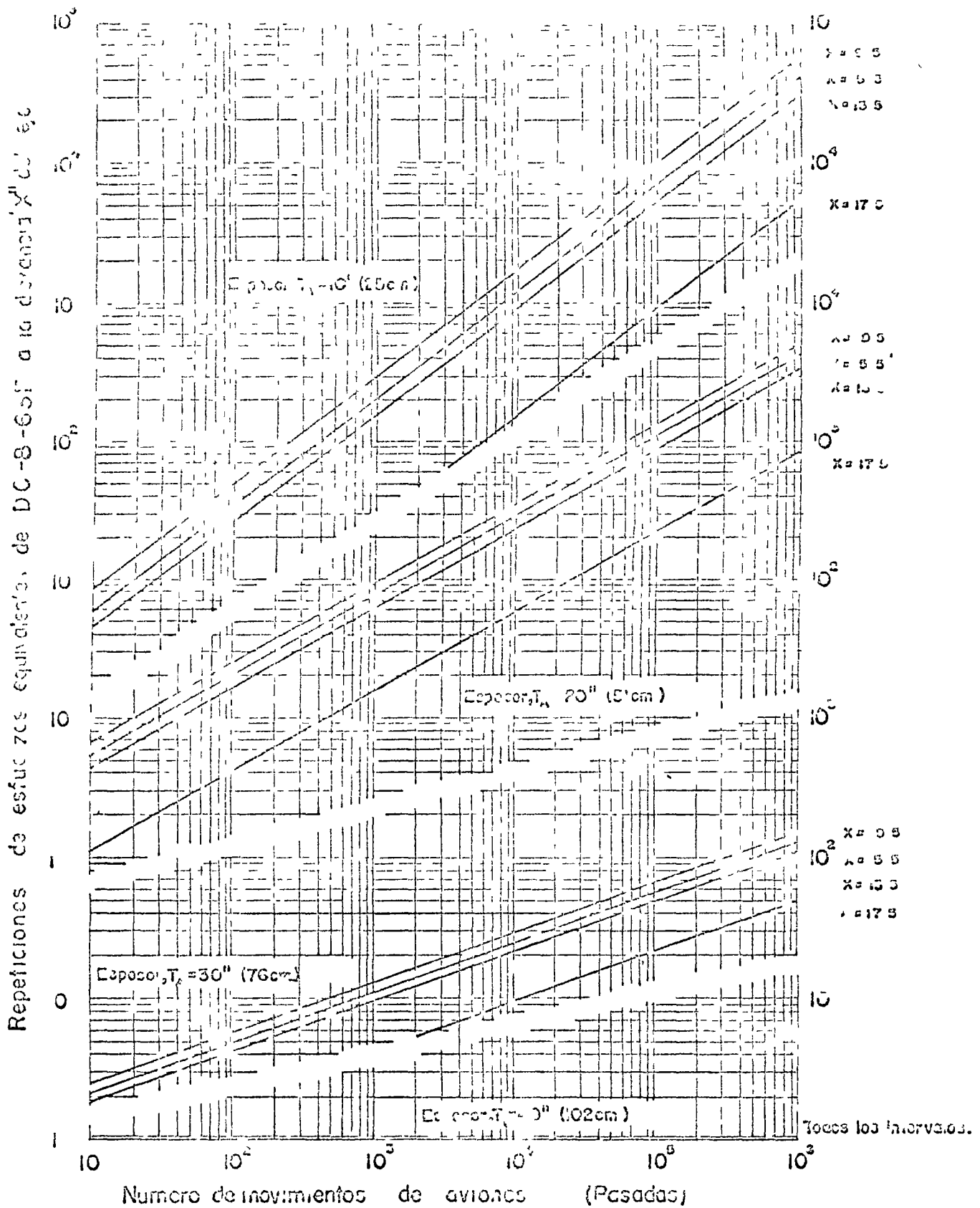
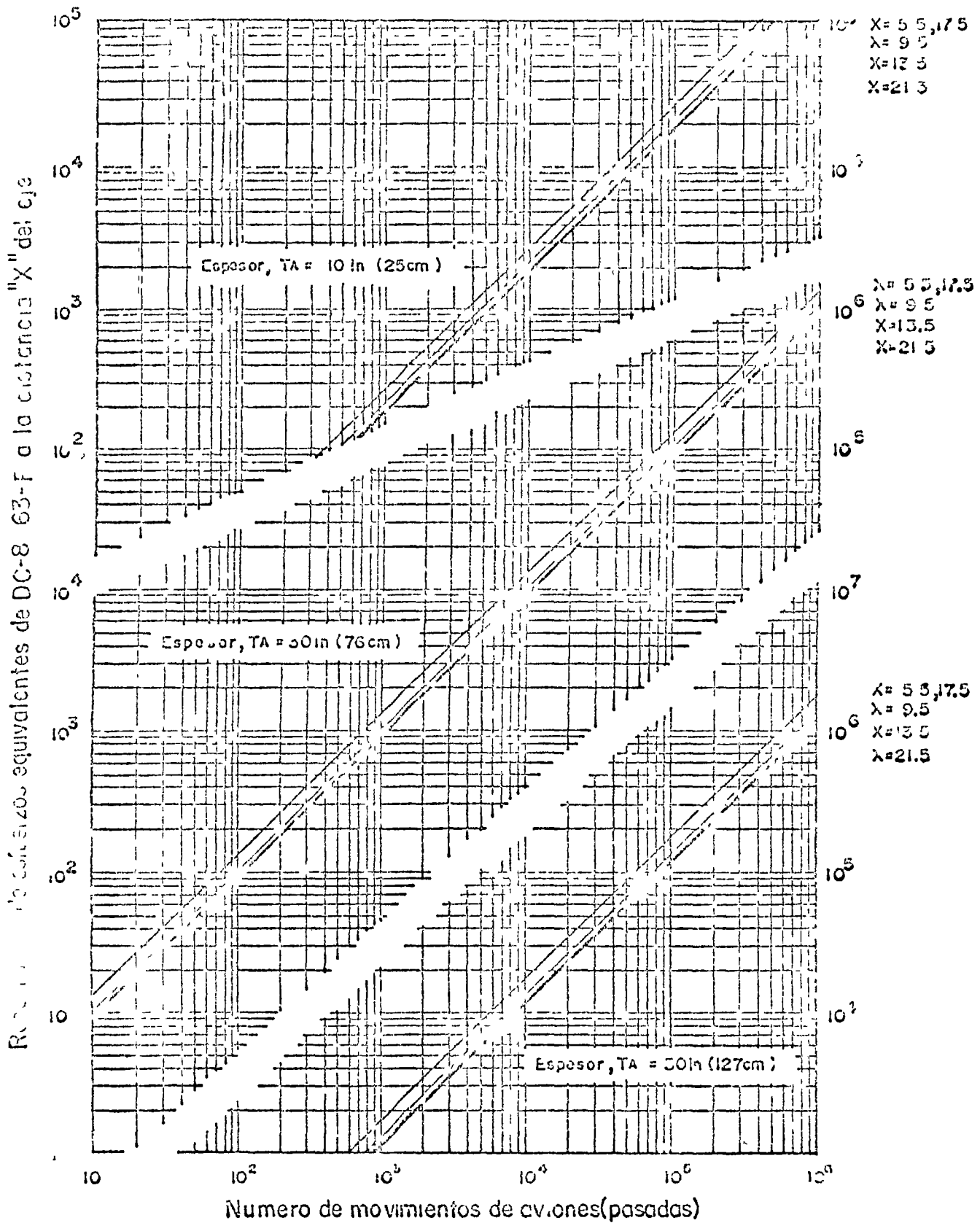
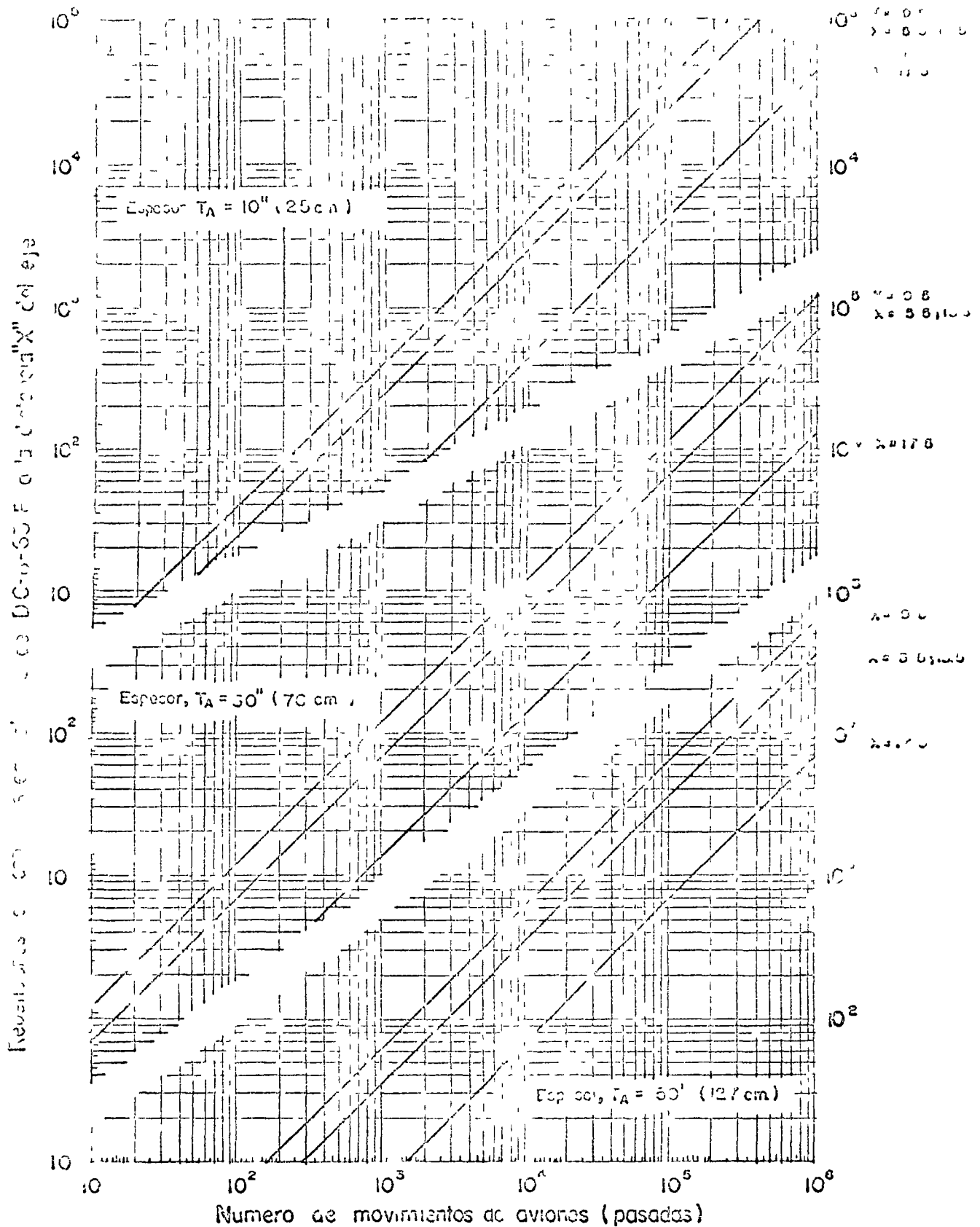


Fig 2-46 Gráfica de equivalencia. Avión B-727-200.
 Criterio de esfuerzos ϵ_c (Instituto del asfalto, 1973)



C 2 47 Gráfica de equivalencia Avión.B-747 Criterio de Esfuerzos.
 S₁. (Instituto del asfalto 1973)



CAPÍTULO III
MÉTODOS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS
RÍGIDOS DE ALTO TRÁFICO.

La introducción de los concretos de cemento portland mejoró el inicio de una revolución industrial en la construcción de pavimentos. La mayoría de las técnicas de diseño de pavimentos rígidos están basadas, al menos en parte, en los esfuerzos teóricos de losas elásticas, modelados por la experiencia y apropiados factores de seguridad. Uno de los muchos factores que han contribuido a estas técnicas, los más sobresalientes han sido el desarrollo de métodos analíticos efectuado por Westergaard y la investigación de las propiedades físicas del concreto.

1).- Método de la propagación de cemento Portland (PCA).

El método de la PCA está basado en los estudios mecánicos de esfuerzos y deformaciones de los pavimentos, efectuados por H.M. Westergaard, Gerald Pickett, Gordon F. Ray, Donald H. Bamister y otros.

Los análisis teóricos consideran:

- esfuerzos elásticos de las losas.
- la subrasante se comporta como un líquido denso.
- la condición de aplicación de carga para el diseño es en el centro de la superficie de la losa, ya que se considera la PCA que existe una adecuada transferencia de cargas a las losas contiguas.

Además de los estudios teóricos mencionados, el método de la PCA está basado en experiencias empíricas:

- comportamiento de los pavimentos de los aeropuertos existentes.
- pruebas de carga en los pavimentos.
- pruebas de laboratorio en secciones de pavimento y en modelos.

El método de la PCA recomienda los siguientes factores de seguridad:

<u>Institución</u>	<u>Nivel de Seguridad</u>	
	<u>Para operación de locomotoras</u>	<u>Para operación de trenes</u>
<u>Áreas críticas:</u> Plataformas, calles de rodaje, plataformas de espera, cabeceiras de pistas (hasta 1,000 + 300 m del umbral) y pisos de mangares	1.7	2.0
<u>Áreas no críticas:</u> Pistas (porción central) y algunas secciones de alta velocidad.	1.0	1.7

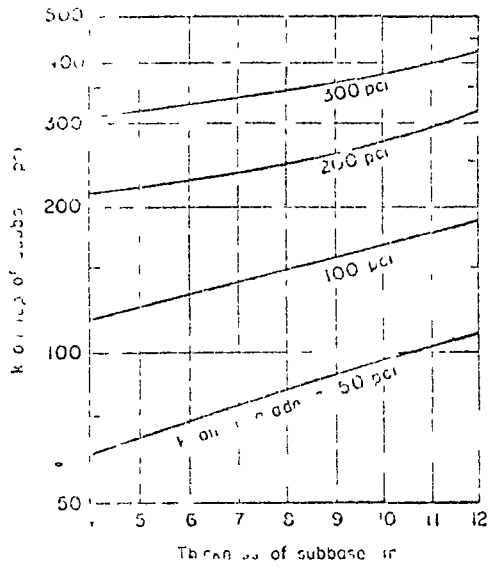


Fig 11 Effect of subbase thickness on k value
Fig 3-1-1 (PCA, 1973)

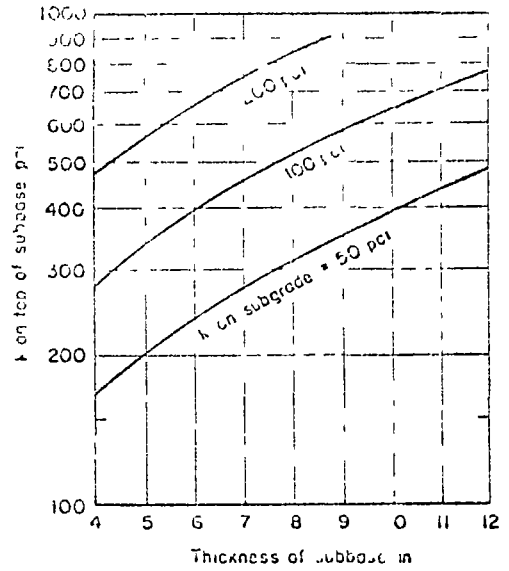
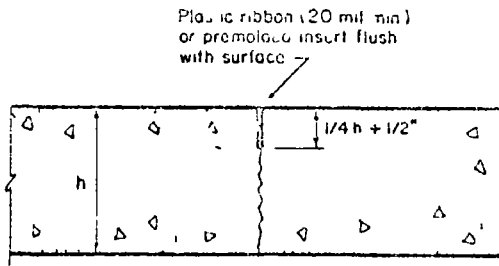
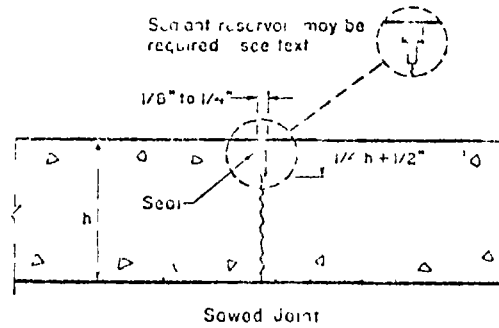


Fig 12 Effect of cement-treated rubble thickness on k value
Fig 3-1-2 (CA, 1973)

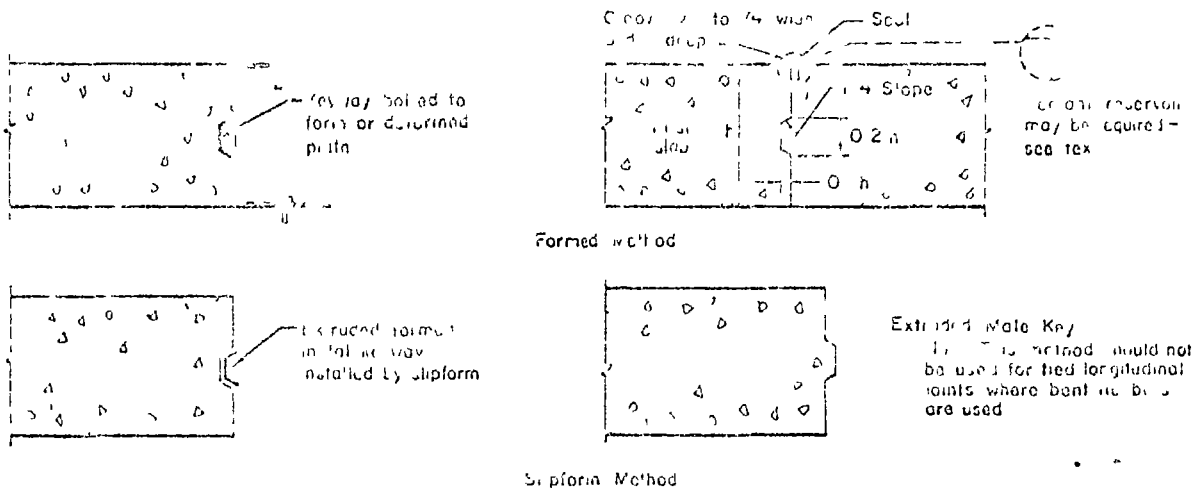


Use only for joint spacings of 15 or less
Plastic Ribbon or Premolded Insert Joint

Note Deformed rebars of depth $h/2$ should be used across these joints where called for in text

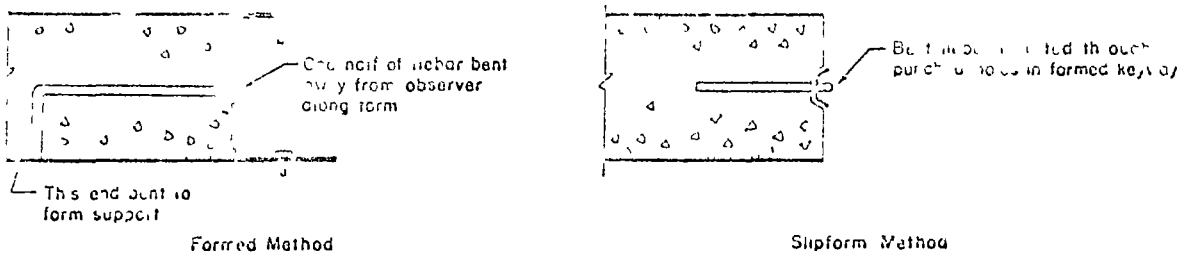
Fig. 17 Intermediate longitudinal joints

Fig. 3-1-3 (PCA, 1973)



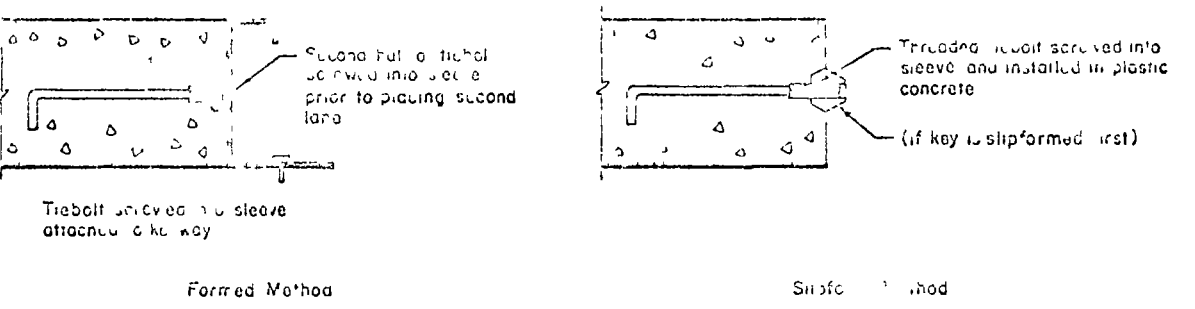
UNTIED KEYED JOINTS

(All dimensions, seal and sealant reservoir as shown upper right)



KEYED JOINTS WITH TIEBARS

(All dimensions, seal and sealant reservoir as shown upper right)



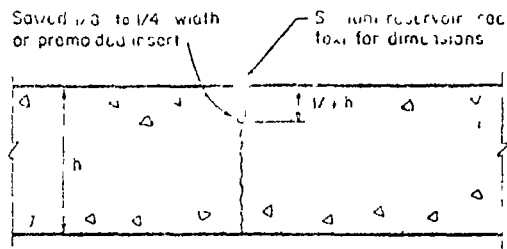
KEYED JOINTS WITH TIE BOLTS

(All dimensions, seal and sealant reservoir as shown upper right)

Notes: Tiebars or tiebolts are used only at certain locations - see text
Keyway and tiebars at depth $h/2$

Fig. 13 Longitudinal construction joints

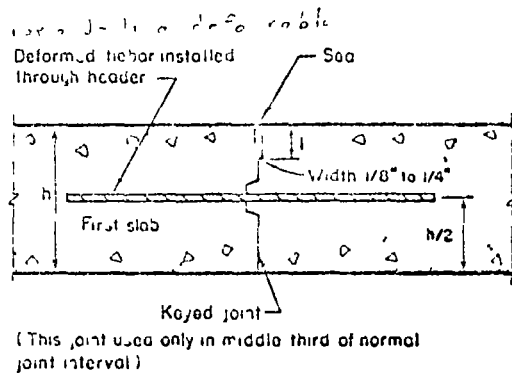
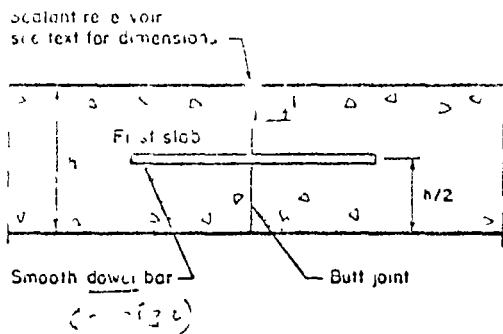
Fig 3-1.4 (PCA 1973)



Sawed or Premolded Insert

For reinforced pavements smooth dowel bars installed at depth $h/2$
See text for use of dowel bars at certain locations in unreinforced pavements

CONTRACTION JOINT



Joints formed with header shaped to cross-section

CONSTRUCTION JOINTS

Fig. 18 Transverse joints

Fig. 3-1.5 (PCA, 1973)

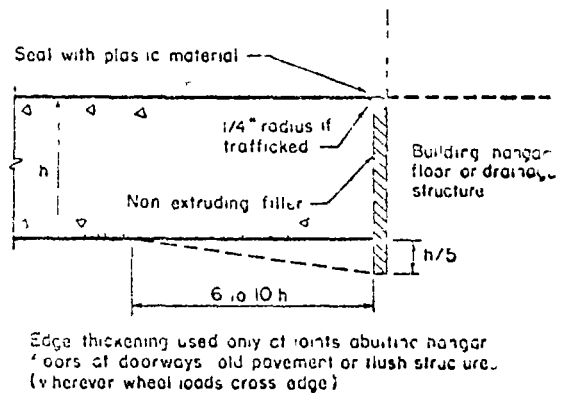
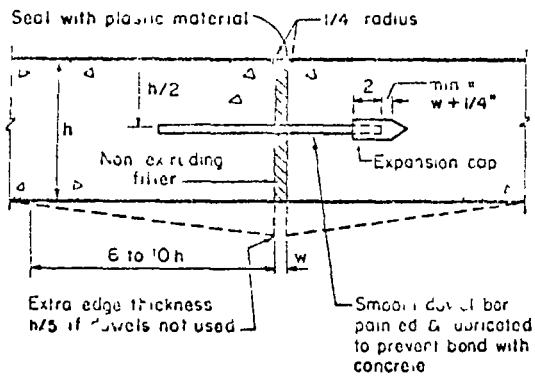
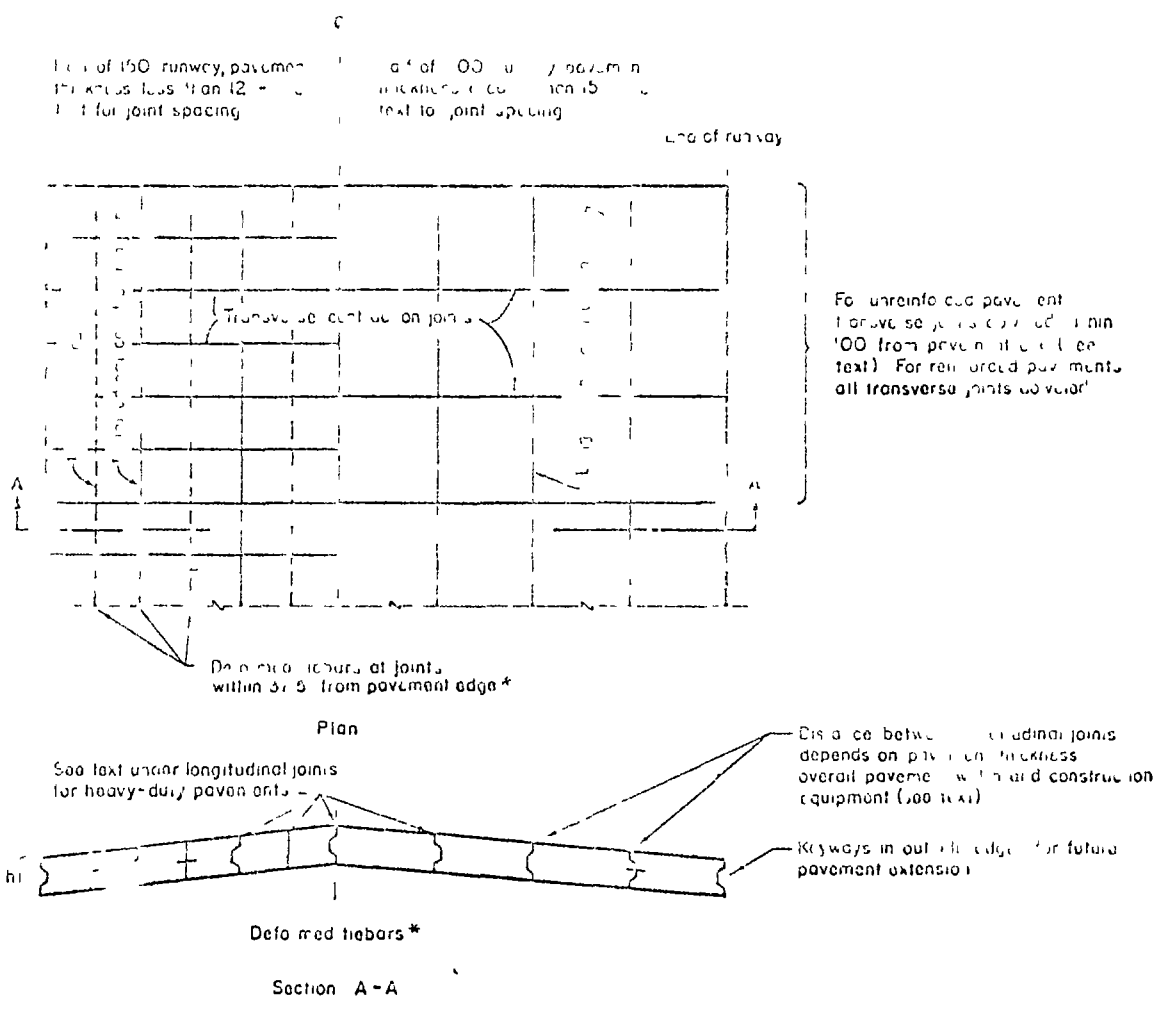


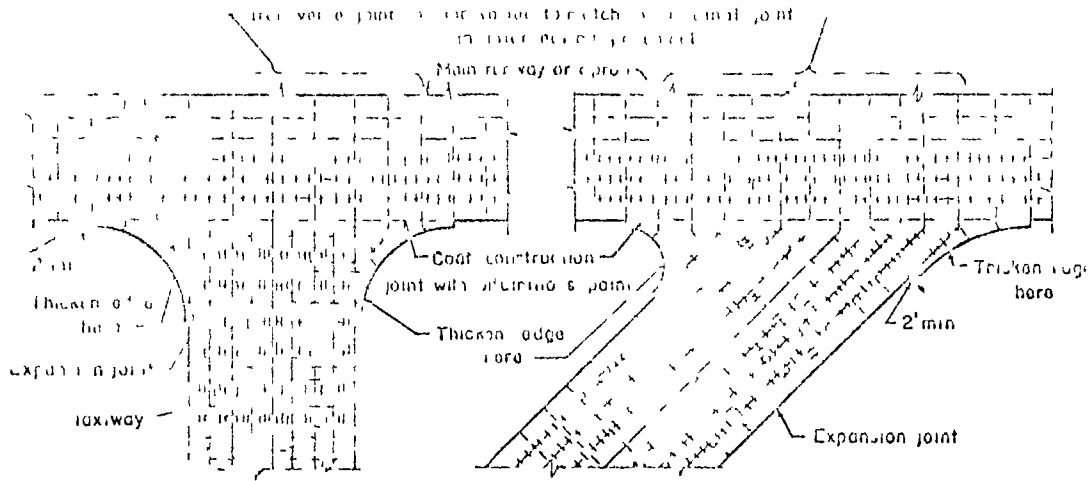
Fig. 20 Expansion joints

Fig. 3-1.6 (PCA, 1973)

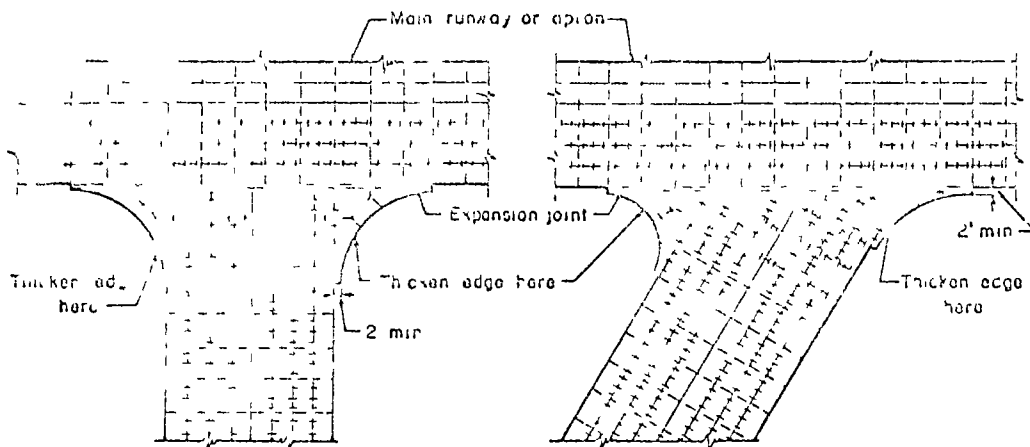


* Keyways 75 or less in width all longitudinal joints are provided with deformed tiebars

Fig 2. Construction for airport pavement
 FIG E-1.7 (PCA 1973)



LAYOUTS EMPLOYING UNTIED KEYED CONSTRUCTION JOINT AT INTERSECTION



LAYOUTS EMPLOYING UNDOWELED THICKENED-EDGE EXPANSION JOINT AT INTERSECTION

Longitudinal joints tied within 37.5' of free pavement edge.
 Unreinforced pavements - transverse joints doweled on each
 side of expansion joint (reinforced pavements - all transverse
 joints doweled)

LEGEND

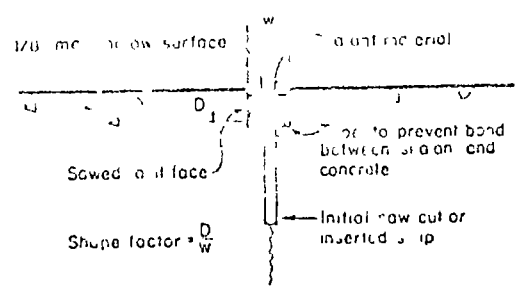
— — — — —	Keyed longitudinal construction joint	— — — — —	Transverse contraction joint
+++++	" " " " with tiebars	+++++	" " " " with dowels
— — — — —	Longitudinal center joint	+++++	Transverse expansion joint with dowels
+++++	" " " " with tiebars	=====	Thickened edge " " at intersection

Note: For conditions requiring dowels, tiebars, expansion joints and thickened edges - see text

Fig 22 Typical plans for joining at intersections of runways, taxiways and aprons

Fig 3-1.8 (PCA 177-3)

Table 3-1.2 (PCA 1973)



Joint spacing, ft	Seal or reservoir	
	Width, in	Depth, in
20	1/2	1/2 minimum
25	3/8	1/2 minimum
30	3/8	1/2 minimum
40	1/2	1/2 minimum
50	5/8	5/8
60	3/4	3/4

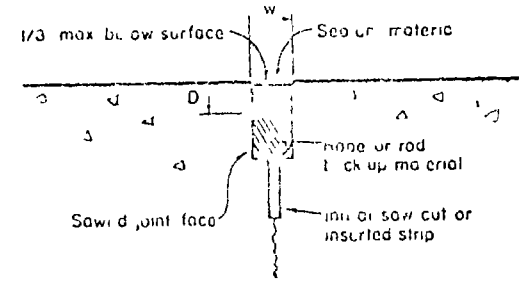


Table 3-1.3 (PCA 1973)

Table 4 Joint Width of Seal Width for Preformed Compression Seals

Joint spacing, ft	Seal width, in	Seal width, in
20 or less	1/4	1/3
30	1/2	1/3
40	1/2	1/3
50	3/4	1/2

Adapted from Joint AASHTO ARBA Task Force 5 1965

See text for discussion of resilient reservoir

Fig 23 Joint in concrete reservoir and shape factor

Fig 3-1.9 (PCA 1973)

Table 3-1.3 (PCA 1973)

Table 5 AASHTO Standard Reinforcing Bars*

Bar size designation	Weight, lb/ft	Nominal dimensions - round section		
		Diameter, in	Cross-sectional area, sq in	Perimeter, in
#3	3.76	3/8	1.1	1.178
#4	6.65	5/8	2.0	1.963
#5	10.43	6/8	3.1	2.966
#6	15.07	7/8	4.4	2.966
#7	20.44	8/8	6.0	3.142
#8	26.70	1.000	7.9	3.142
#9	34.00	1.125	10.0	3.142
#10	43.03	1.270	12.7	3.570
#11	53.13	1.410	15.6	4.420

The 1965 AASHTO Bar specifications are:
 AASHTO - Hot rolled deformed bar
 C 10-40 size #3 #11 #14 and #18
 C 10-50 size #3 #11 #14 and #18
 C 10-75 size #11 #14 and #18
 AASHTO - Hot rolled deformed bars
 C 10-50 sizes #3 #11
 C 10-60 sizes #3 #11
 AASHTO - Axial rolled deformed bars
 C 10-40 sizes #3 #11
 C 10-60 sizes #3 #11

*Courtesy of Concrete Reinforcing Steel Institute

Table 3-1.4 (PCA 1973)

Table 7 Dowel Spacing

Slab depth, in	Dowel diameter, in	Total dowel length, in	Dowel spacing, in c/c
5.0	3/4	16	12
7.5	1	18	12
10.0	1 1/4	18	12
12.0	1 1/2	20	15
17.0	1 3/4	22	18
21.25	2	24	18

*Allowance made for joint openings and minor errors in positioning of dowels

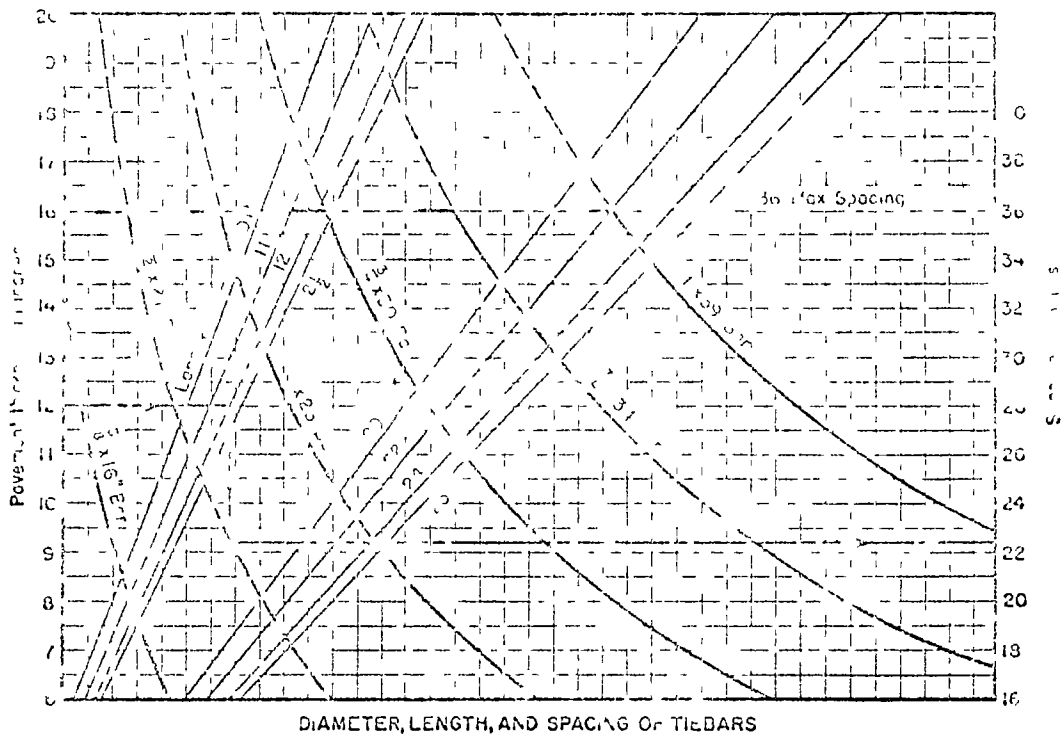
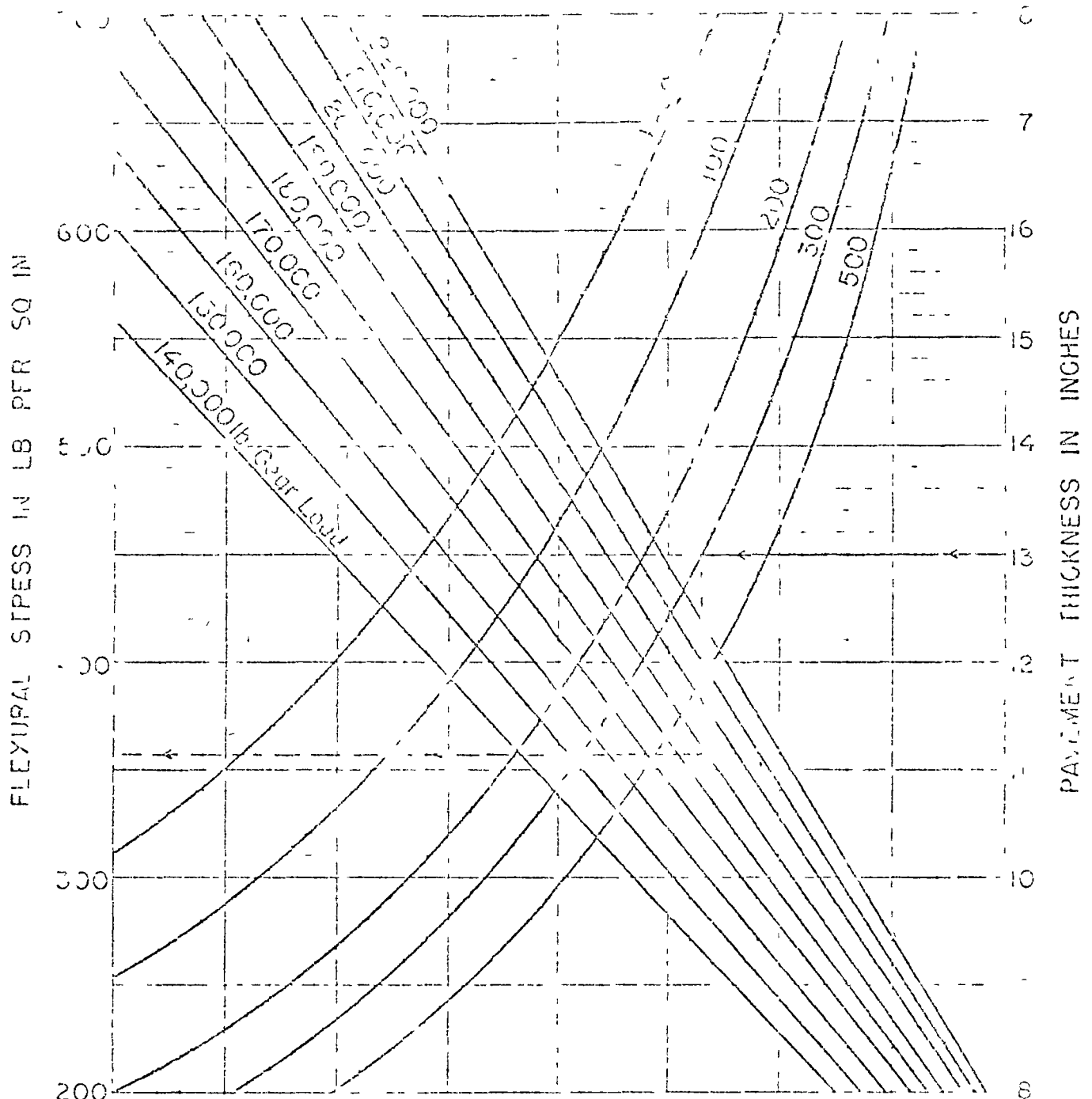
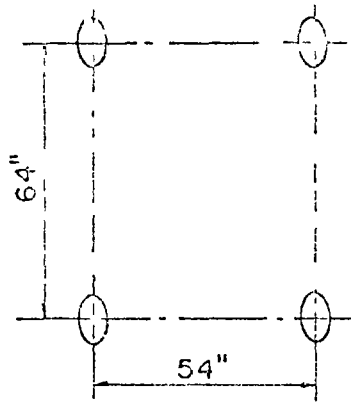


Fig 25 Design chart for tiebars

Fig 3-1-10 (PLN 19, 13)

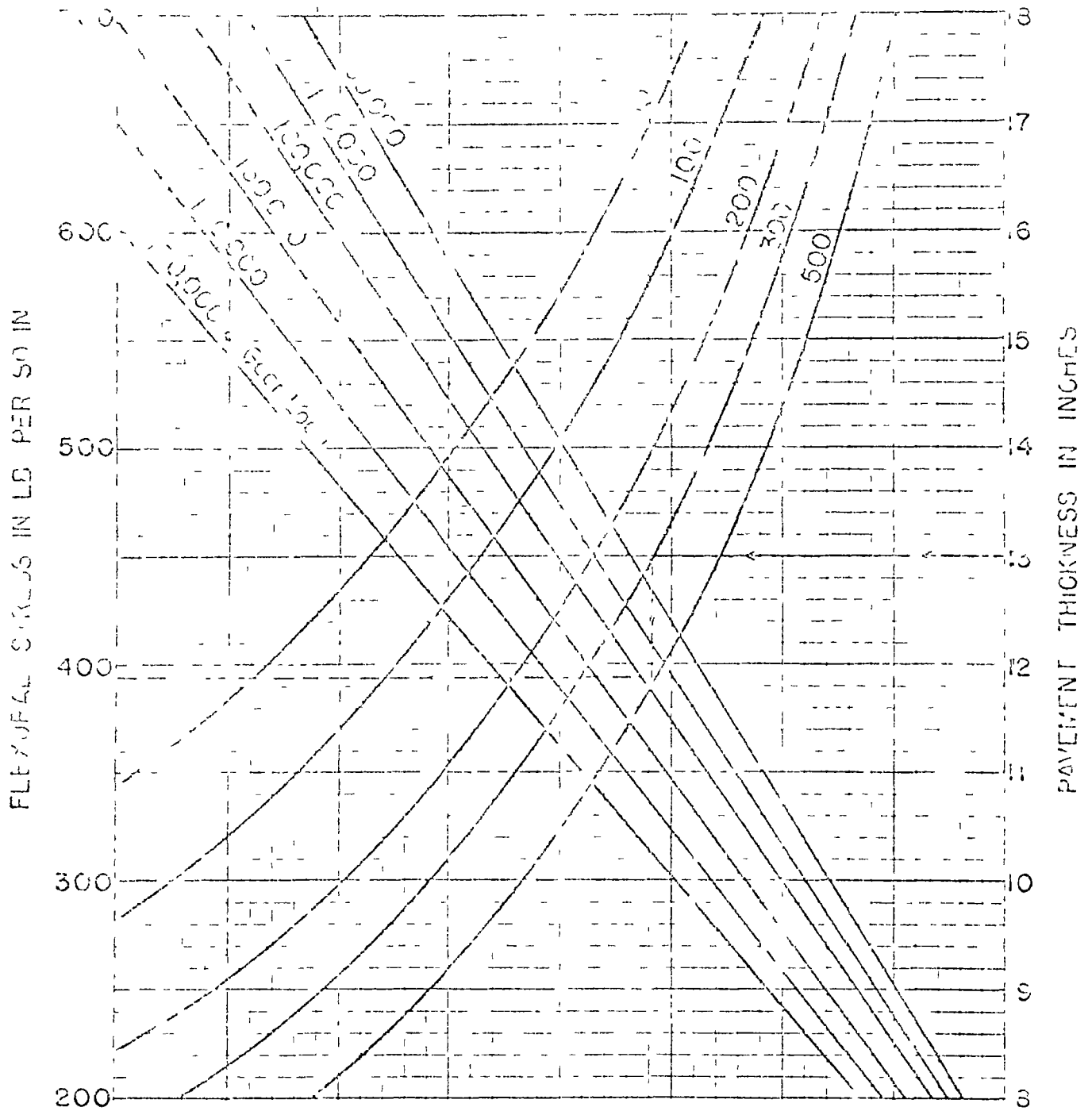


CONTACT AREA PER
TIRE - 254 SQ IN

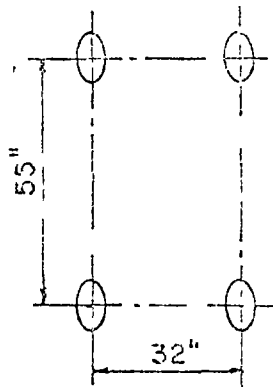


McDONNELL-DOUGLAS DC-10
SPECIAL DESIGN CHART
FOR
CONCRETE AIRPORT PAVEMENT
(BASED ON COMPUTER PROGRAM PDILC)
DUAL-TANDEM LANDING GEAR
Fig 3-11

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION 1973



CONTACT AREA PER
TIRE - 220 SQ IN

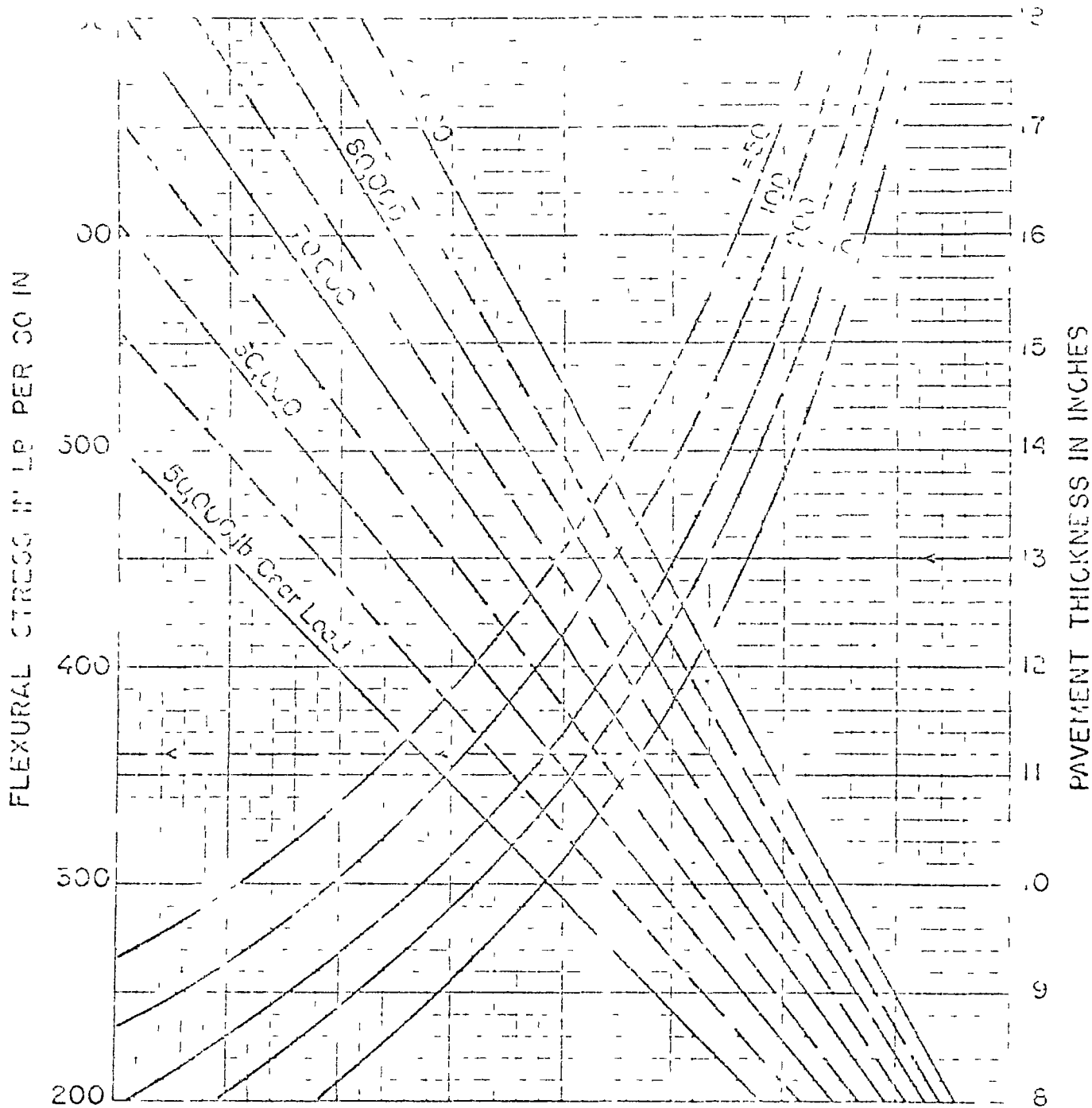


McDONNELL-DODGERS DC-8
(MODELS 62, 63)

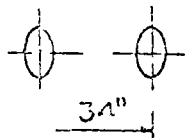
SPECIAL DES'GN CHART
FOR
CONCRETE AIRPORT PAVEMENT
(BASED ON COMPUTER PROGRAM PDLS)

DUAL-TANDEM LANDING GEAR
Fig. 3-2-12

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION



CONTACT AREA
PER TIRE - 237 SQ IN



BOEING 727
SPECIAL DESIGN CHART
FOR
CONCRETE AIRPORT PAVEMENT
(BASED ON COMPUTER PROGRAM PD LD)
DUAL WHEEL LANDING GEAR
FIG. D-13
PORTLAND CEMENT ASSOCIATION 1978

This publication is intended for the use of professional personnel competent to evaluate the significance and limitations of its contents and who will accept responsibility for the application of the material it contains. The Portland Cement Association disclaims any liability for any and all consequences of its procedures or principles stated herein.

b) Método de la FEA para el diseño de losa de concreto.

1.1.7

El método de diseño de la FEA está basado en las curvas de momentos preparadas por el programa de computadora de la Asociación del Concreto Portland (PCI).

El análisis de tráfico en este método es el mismo que para pavimentos flexible. Se coloca en el diseño el número de salidas equivalentes a la vida crítica utilizando la expresión:

$$\log. P_1 = \log. R_2 \left(-\frac{V_2}{V_1} \right)^2$$

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

<u>Número de salidas</u> <u>equivalentes anuales</u>	<u>Factor de</u> <u>seguridad</u>
1,200 o menos	1.75
1,200 a 3,000	1.85
3,000 a 6,000	1.90
más de 6,000	2.00

Para especificar que todos los pavimentos rígidos que van a soportar aviones con tráfico doble además de un tráfico superior a las 200,000 lb (90,718 kg), deben llevar una subbase estabilizada. Si se utiliza una subbase estabilizada no rígida, se deberá evaluar su módulo de reacción "k" por medio de prueba de placa, para controlar el espesor de diseño de la losa. El valor de "k" obtenido no deberá ser mayor de 500 lb/pulg³ si se utiliza una subbase estabilizada rígida, el espesor de diseño de la losa se controlará relacionando las rigideces del pavimento y de la subbase, así como sus módulos de elasticidad.

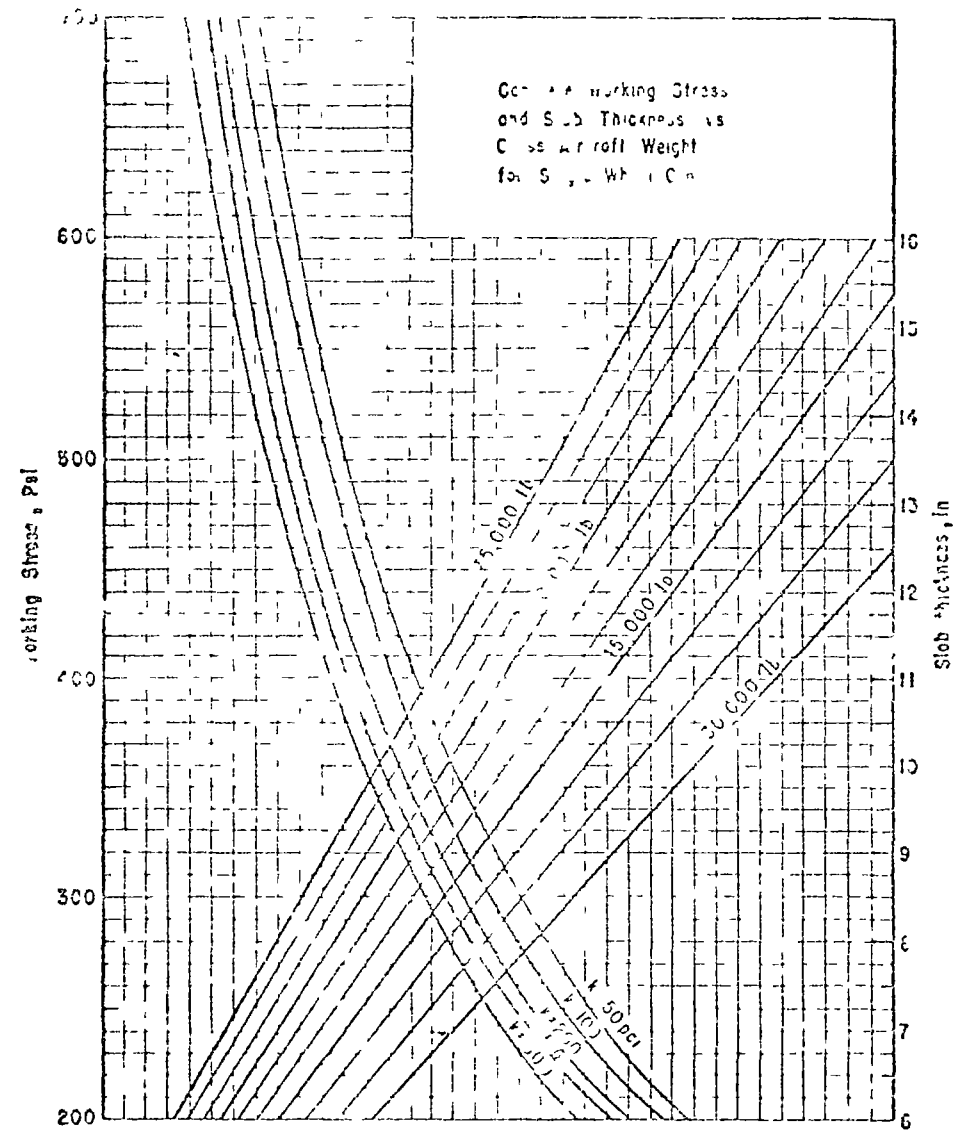


FIGURE 3-10 DESIGN CURVES - SINGLE COURSE PAVEMENT - SINGLE COURSE
 CURVES DESIGN - PAVIMENTO FIGADO -
 PUEBA SENCILLA (FNA 1974)
 Fig. 3-20.

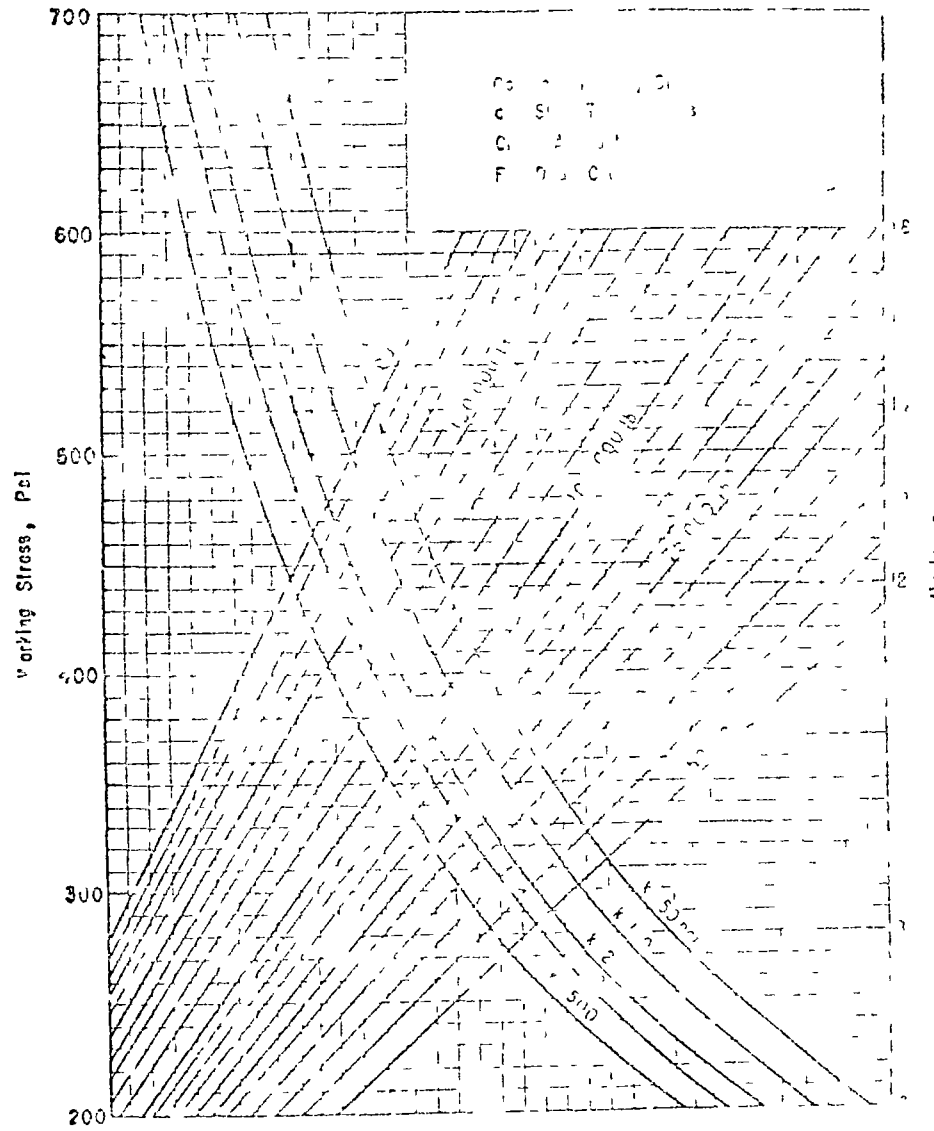


FIGURE 3-11 DESIGN CURVES - DOUBLE COURSE PAVEMENT - SINGLE COURSE
 CURVES DESIGN - PAVIMENTO FIGADO
 RUEAS DOBLES (FNA 1974)
 Fig. 3-22

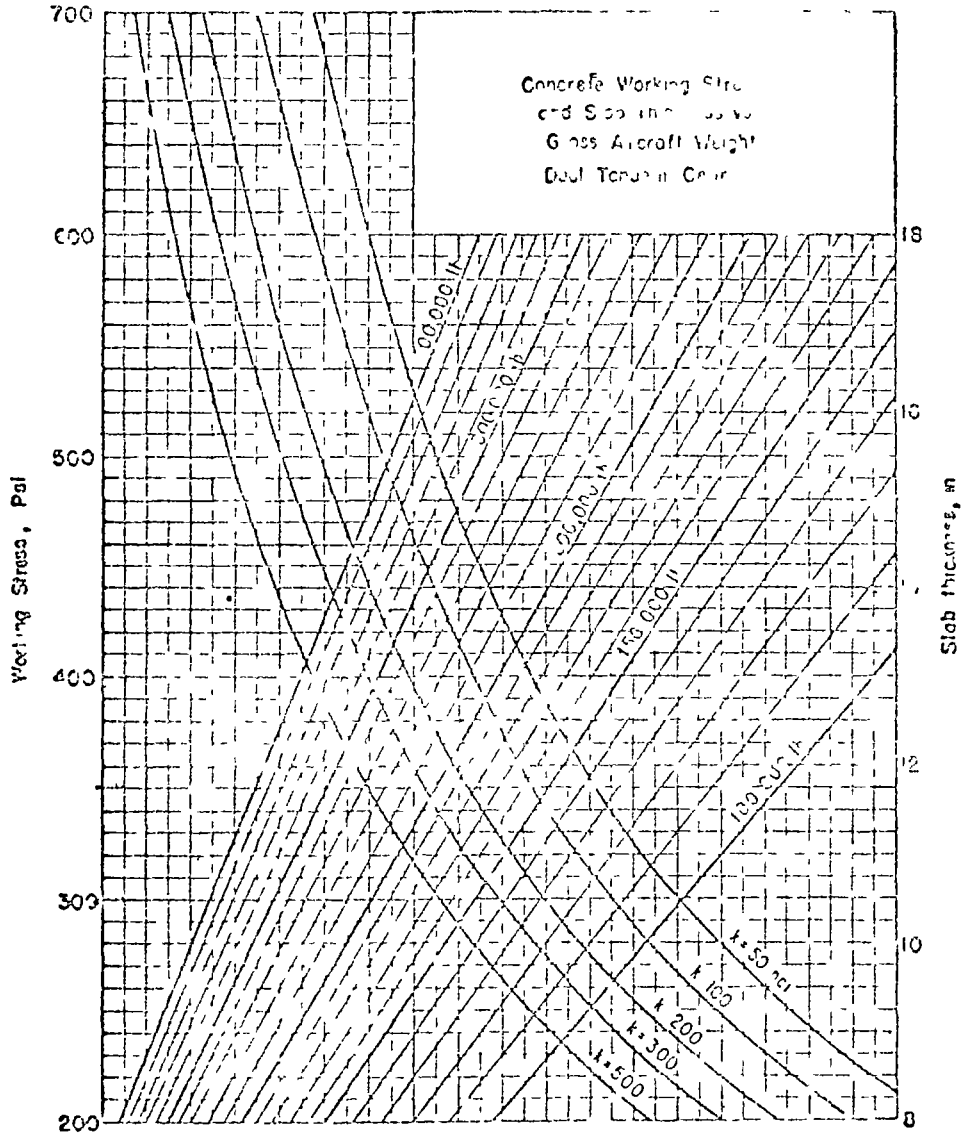


FIGURE 3-12 DESIGN CURVES - FIELD SLAB WITH DUAL ENDS' GIRDERS
CURVAS DE DISEÑO - PAVIMENTO EN CAMPO CON
VIGAS EN BOEL TIPO-II (FHA 1974)

Fig 3-2 3

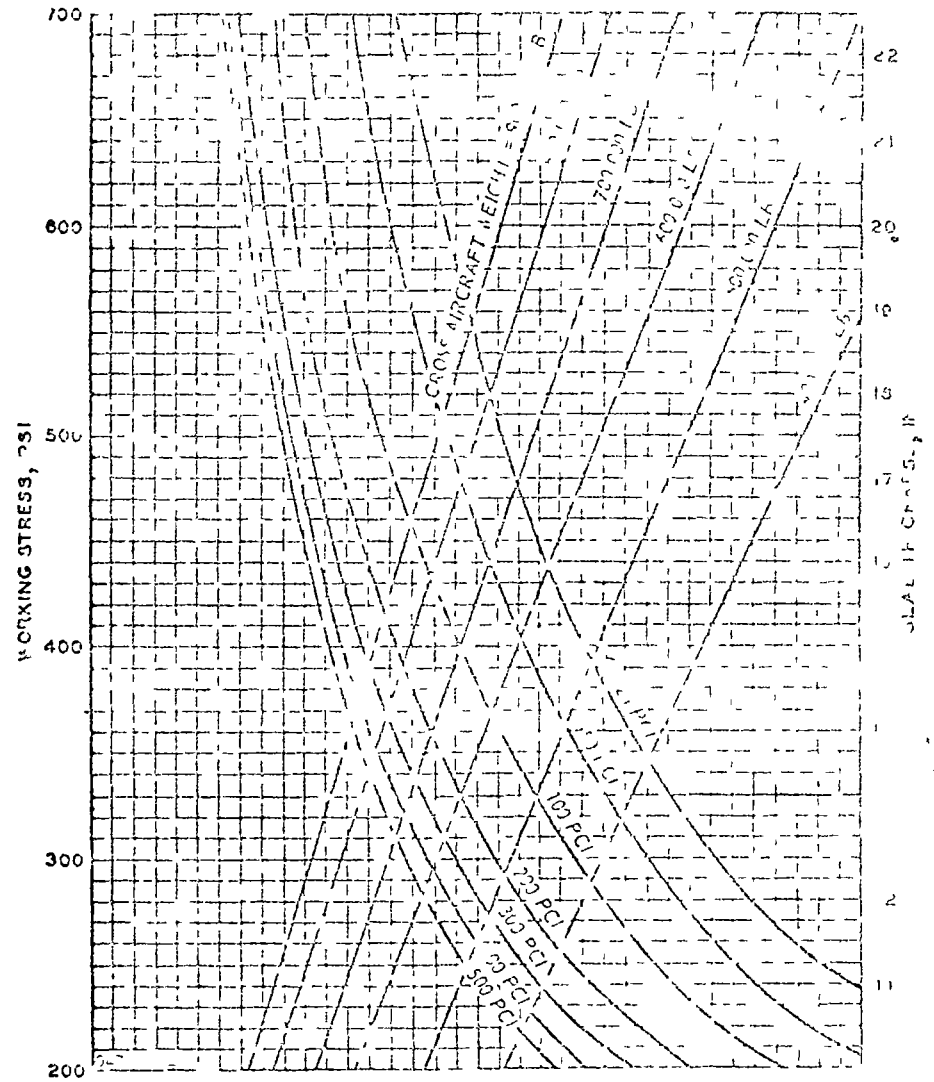


FIGURE 3-13 DESIGN CURVES - RIGID PAVEMENT
CURVAS DE DISEÑO - PAVIMENTO RÍGIDO
AVIÓN BOEING 747 (FHA 1974)

Fig 3-2 4

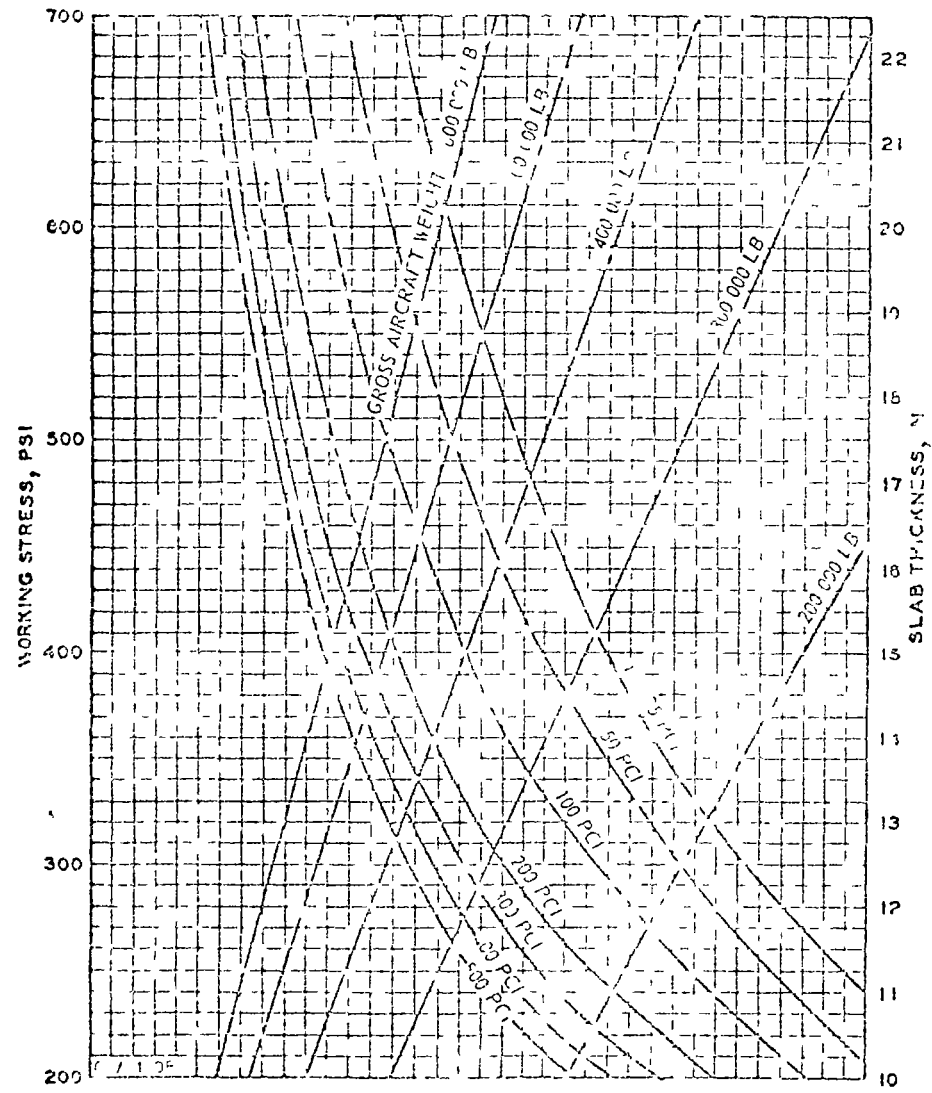


FIGURE 3-24 DESIGN CURVES RIGID DECK DC-10-10
 CURVAS DE DISEÑO PARA PASADIZO RIGIDO
 AVION DC-10-10 (FAM 19-1)

Fig. 3-24

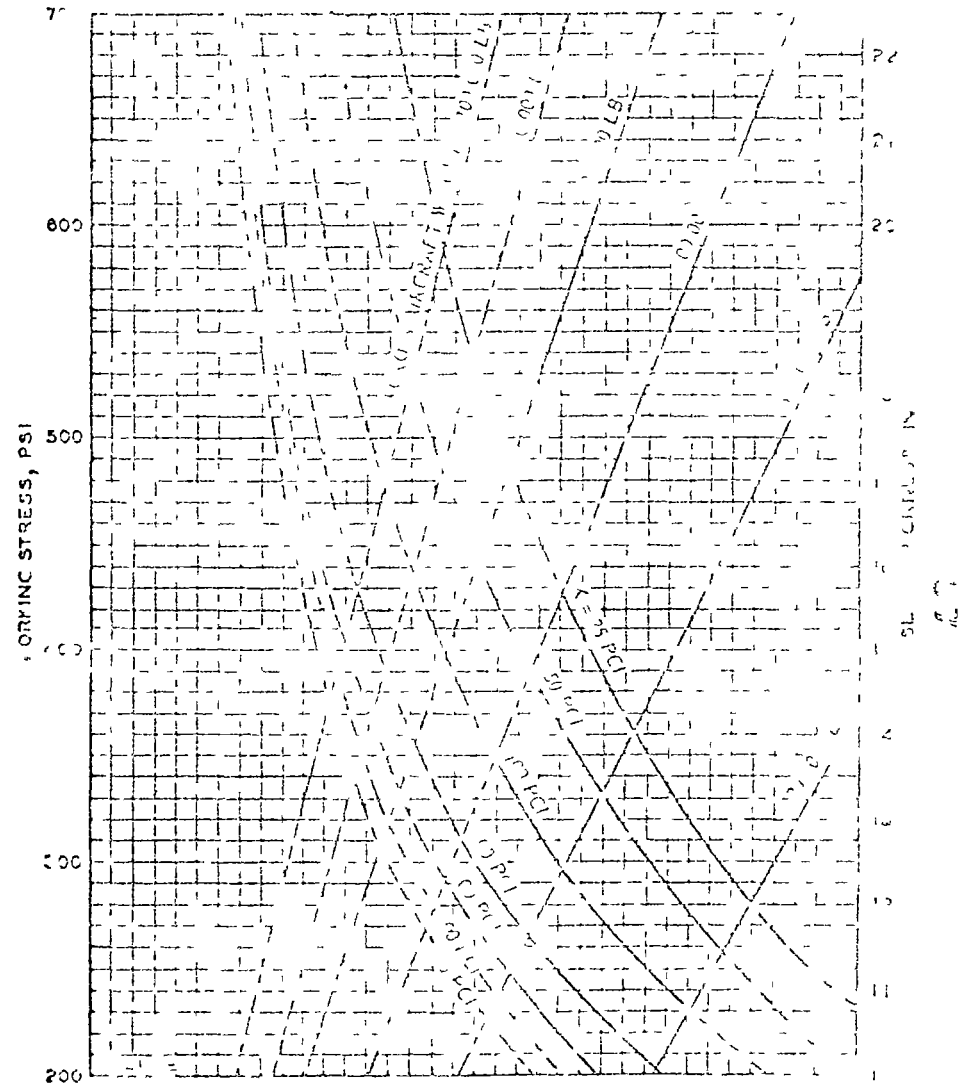


FIGURE 3-25 DESIGN CURVES RIGID DECK DC-2-50
 CURVAS DE DISEÑO PARA PASADIZO RIGIDO
 AVION DC-2-50 (FAM 19-1)

Fig. 3-26

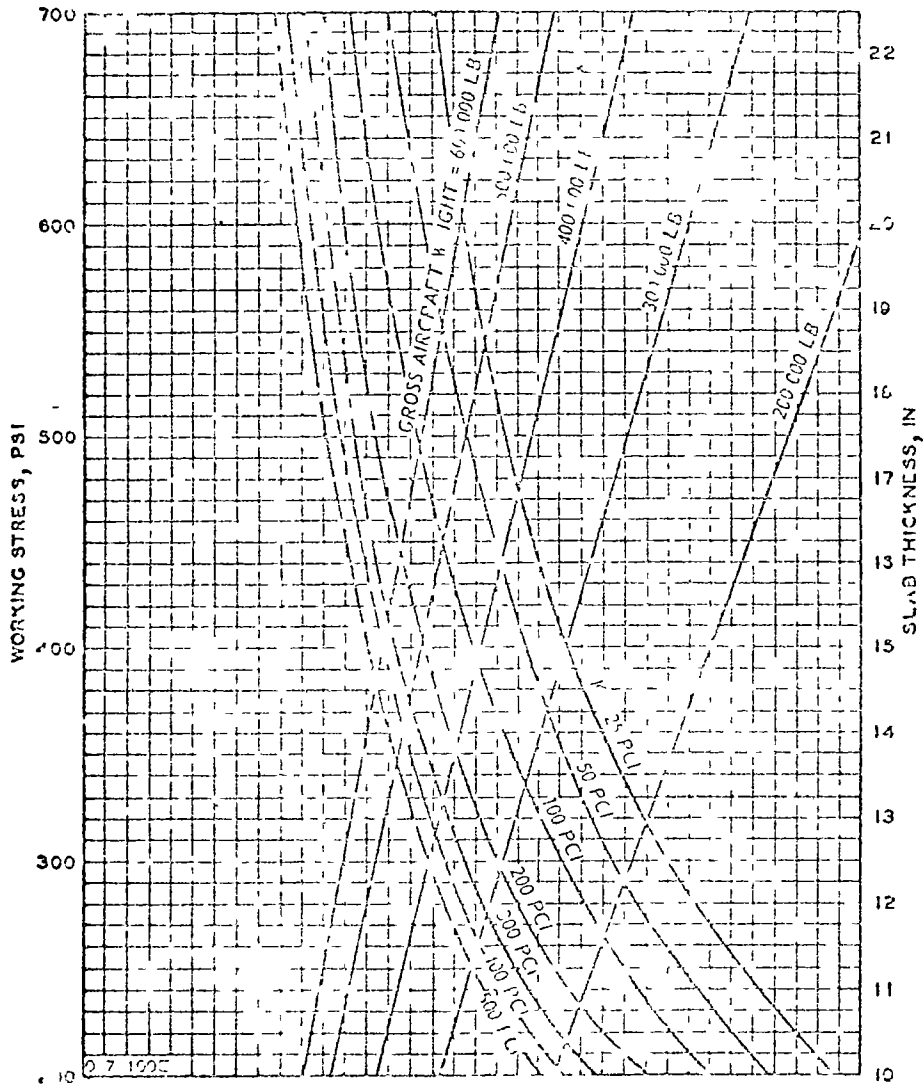


FIGURE 3-2.6 TENSION CURVES FOR CONCRETE SLABS
 CURVAS DE TENSIONAMIENTO
 PARA LOSAS DE CONCRETO (FAA, 1954)

Fig. 3-2.7

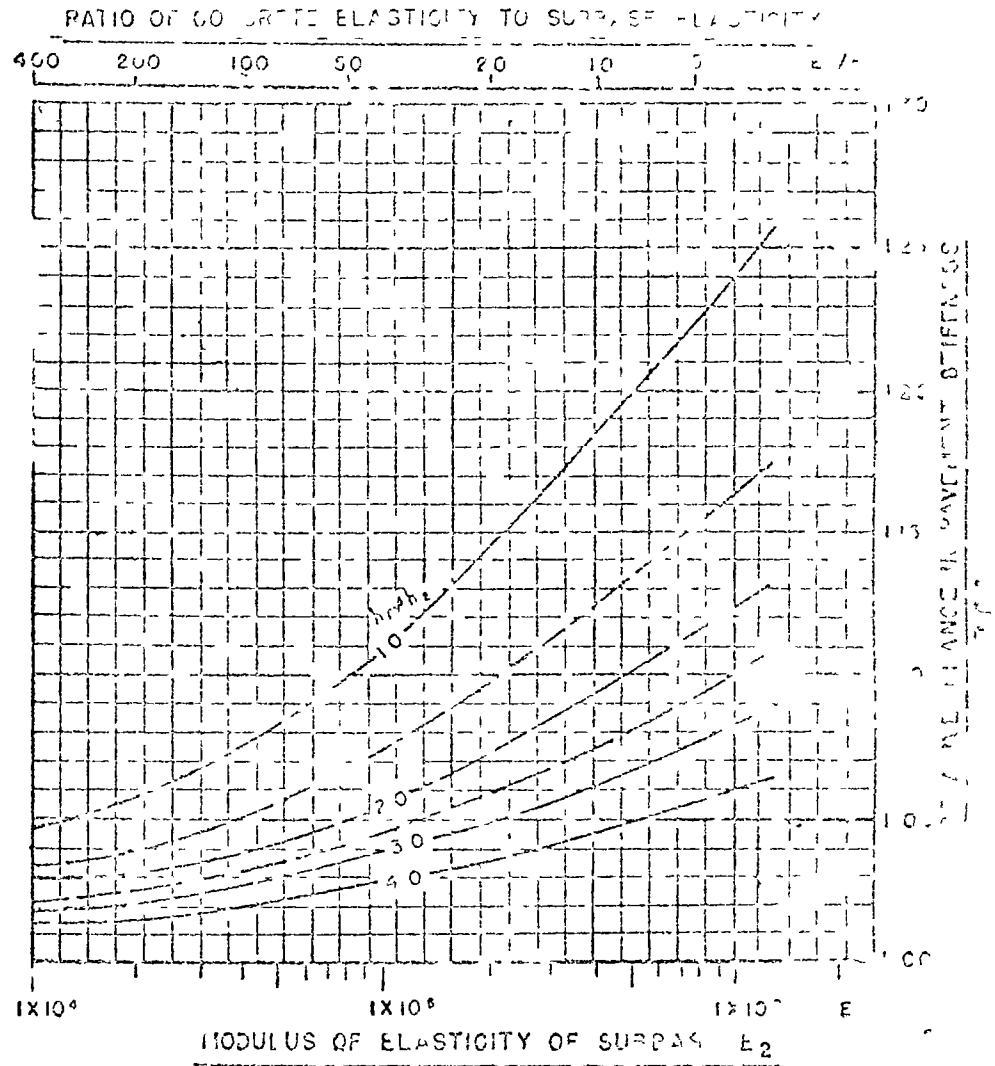


FIGURE 3-2.7 SLOTTED LINE PLOTS ON PANELS SHOWING
 EFFECTS OF LA CAPACITABILIDAD
 EN LA RIGIDEZ DEL PAVIMENTO.
 (FAA 1954)

Fig 3-2.8

5). - Método LCN del Reino Unido -

El método de evaluación y diseño de pavimentos LCN - (Número de Clasificación de Carga; Load Classification Number), fue desarrollado por el Ministerio del Aire, Dirección General de Obras, del Reino Unido. Posteriormente es 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 LCN, que depende de la geometría de la rueda del avión, de la presión de inflado de las llantas y de la composición y espesor del pavimento.

Posteriormente el Reino Unido desarrolló el método LCN de manera de clasificar las capacidades resistentes del pavimento por grupos originando el llamado método LCC (Load Classification Group) que actualmente es utilizado por el Reino Unido. Sin embargo, el método LCN tuvo mucha aceptación en todo el mundo y sigue siendo utilizado por muchos países y organizaciones.

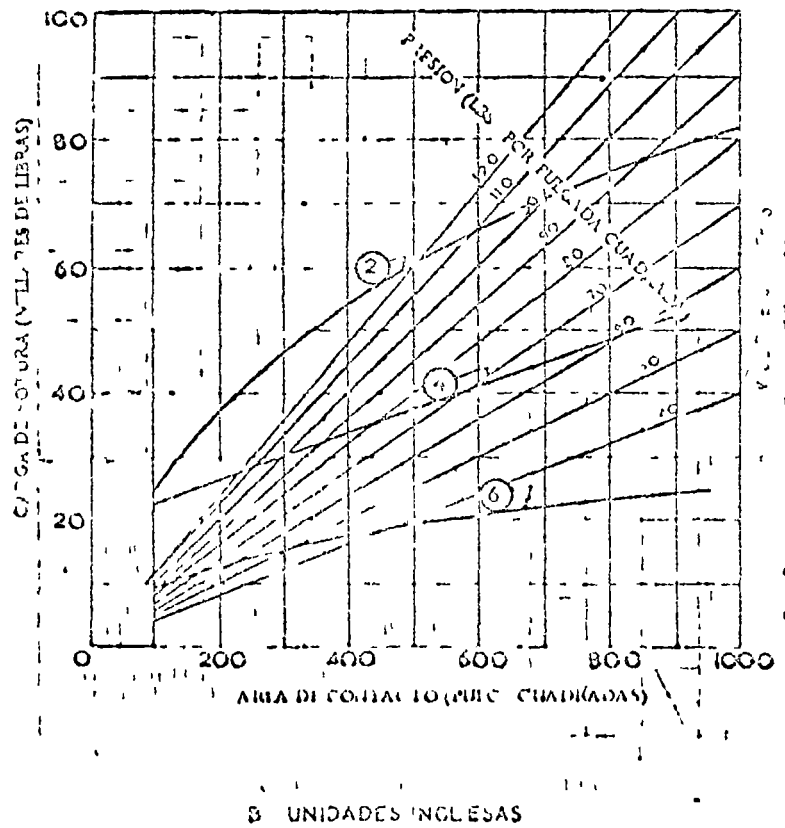
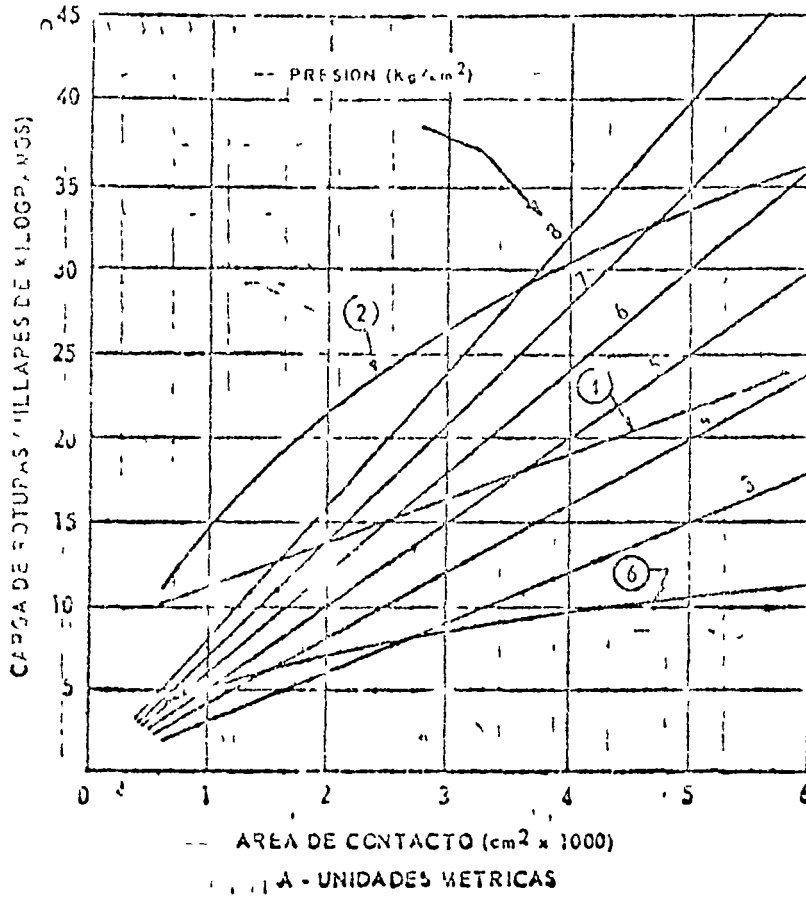


FIGURA 41 - RELACION CARGA DE ROTURA / AREA DE CONTACTO

FIG. 3-31

RELACION 'CARGA DE ROTURA/AREA DE CONTACTO'

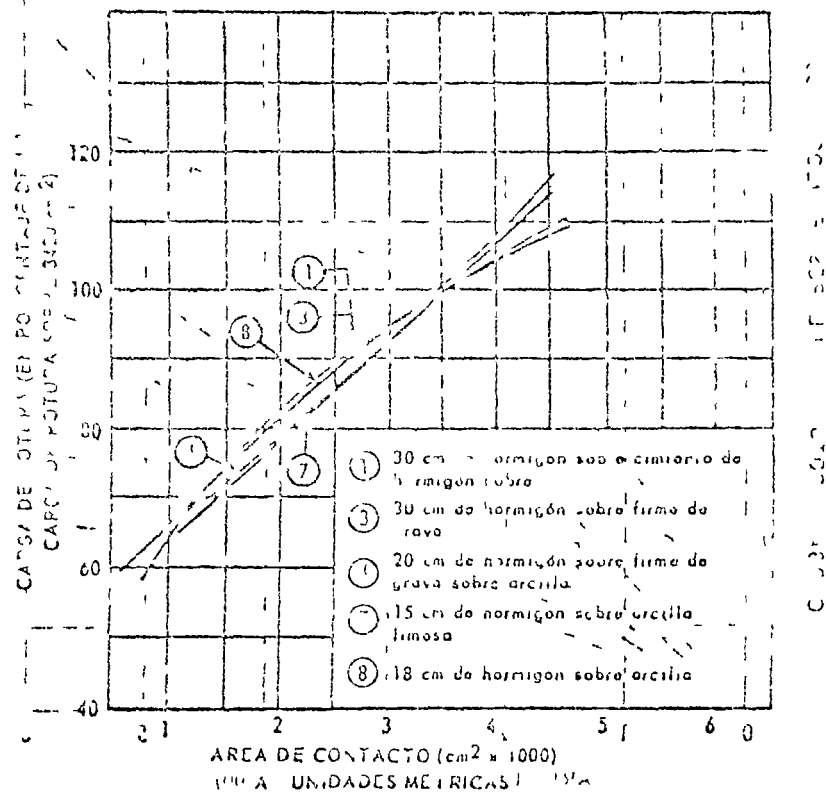


FIGURA 4-2 PAVIMENTOS RIGIDOS

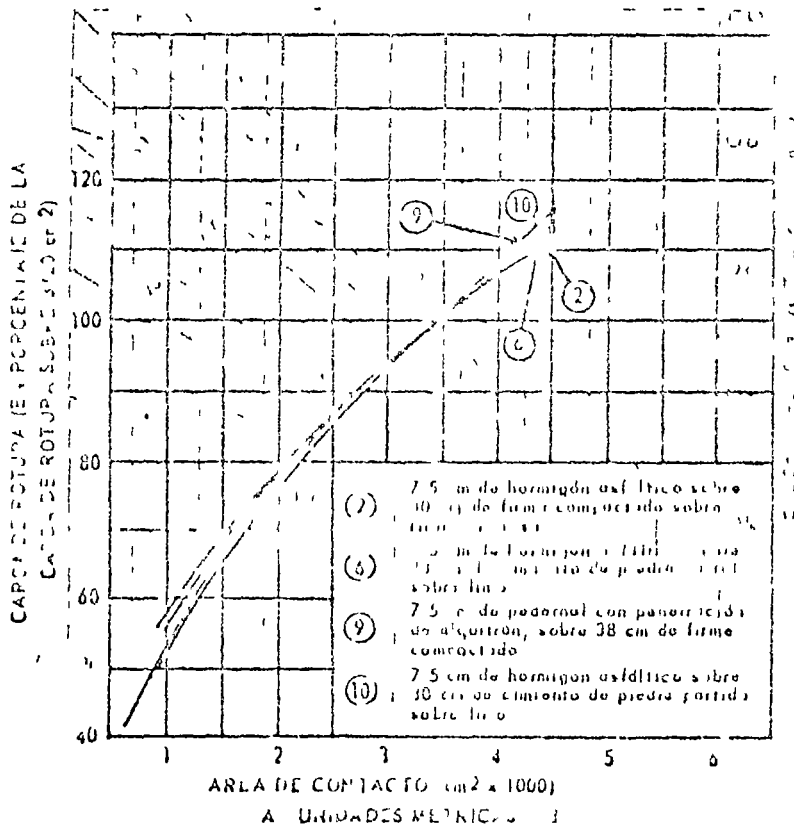
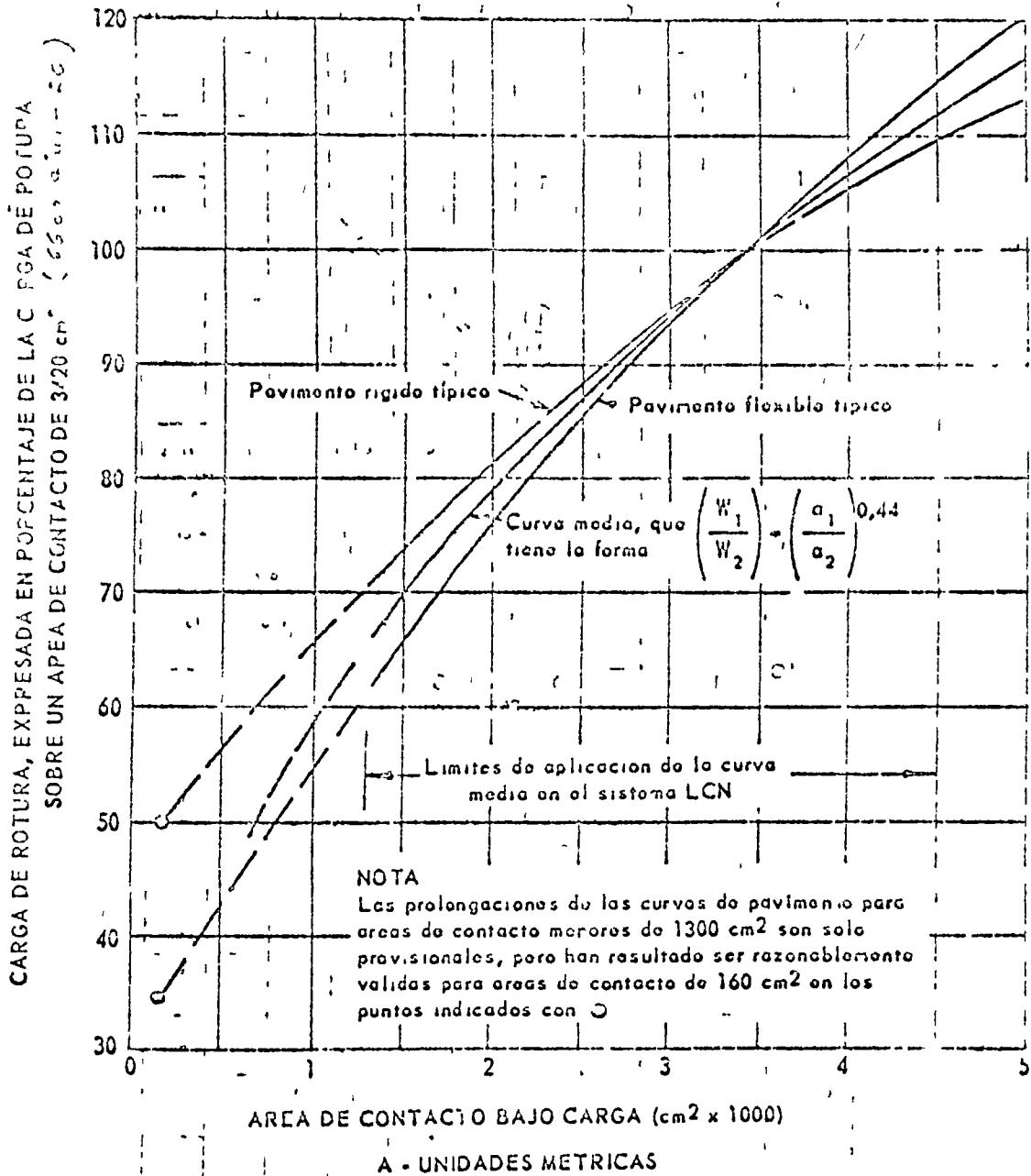


FIGURA 4-3 PAVIMENTOS FLEXIBLES



CURVAS DE RELACION "CARGA DE ROTURA/AREA DE CONTACTO" PARA PAVIMENTOS TIPICOS

FIGURA 4-4

Fig. 3-3-4

W = carga de rotura
A = área de contacto

Válida entre 1300 y 4500 cm²
(entre 1300 y 4500 a.u.)

Price	Quantity	Revenue	Profit	Contribution Margin
100,000	15,400	120	6.4	100
90,000	10,800	115	6.00	90
80,000	36,300	110	7.7	80
70,000	31,800	105	7.35	70
60,000	27,200	100	7.03	60
50,000	22,700	95	6.60	50
40,000	18,100	90	6.60	40
30,000	13,600	85	6.7	30
20,000	9,100	80	5.02	20
10,000	4,500	75	5.27	10

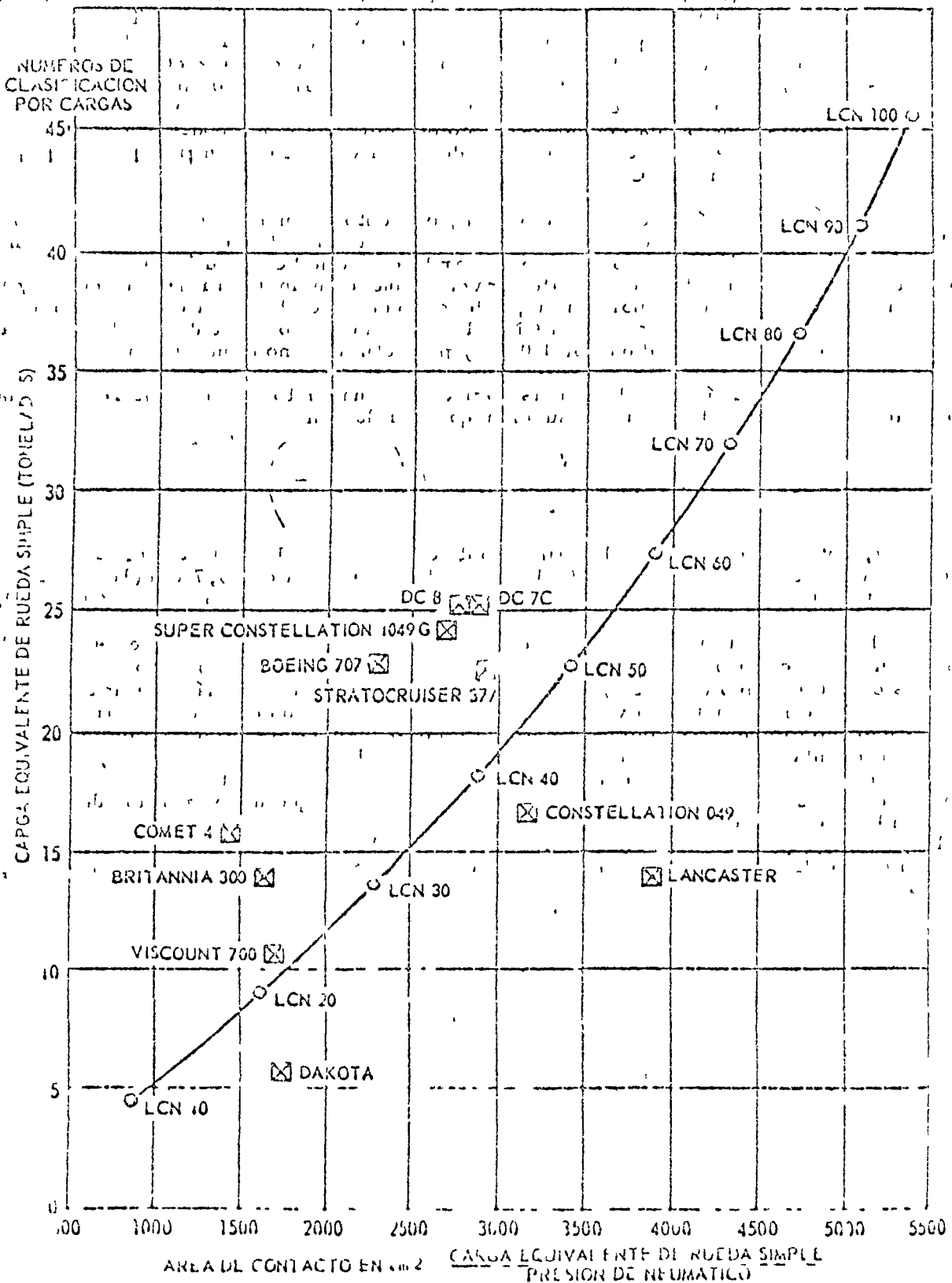


FIGURA 4.5 CURVA TÍPICA DE CLASIFICACION POR CARGAS

Fig. 4-5

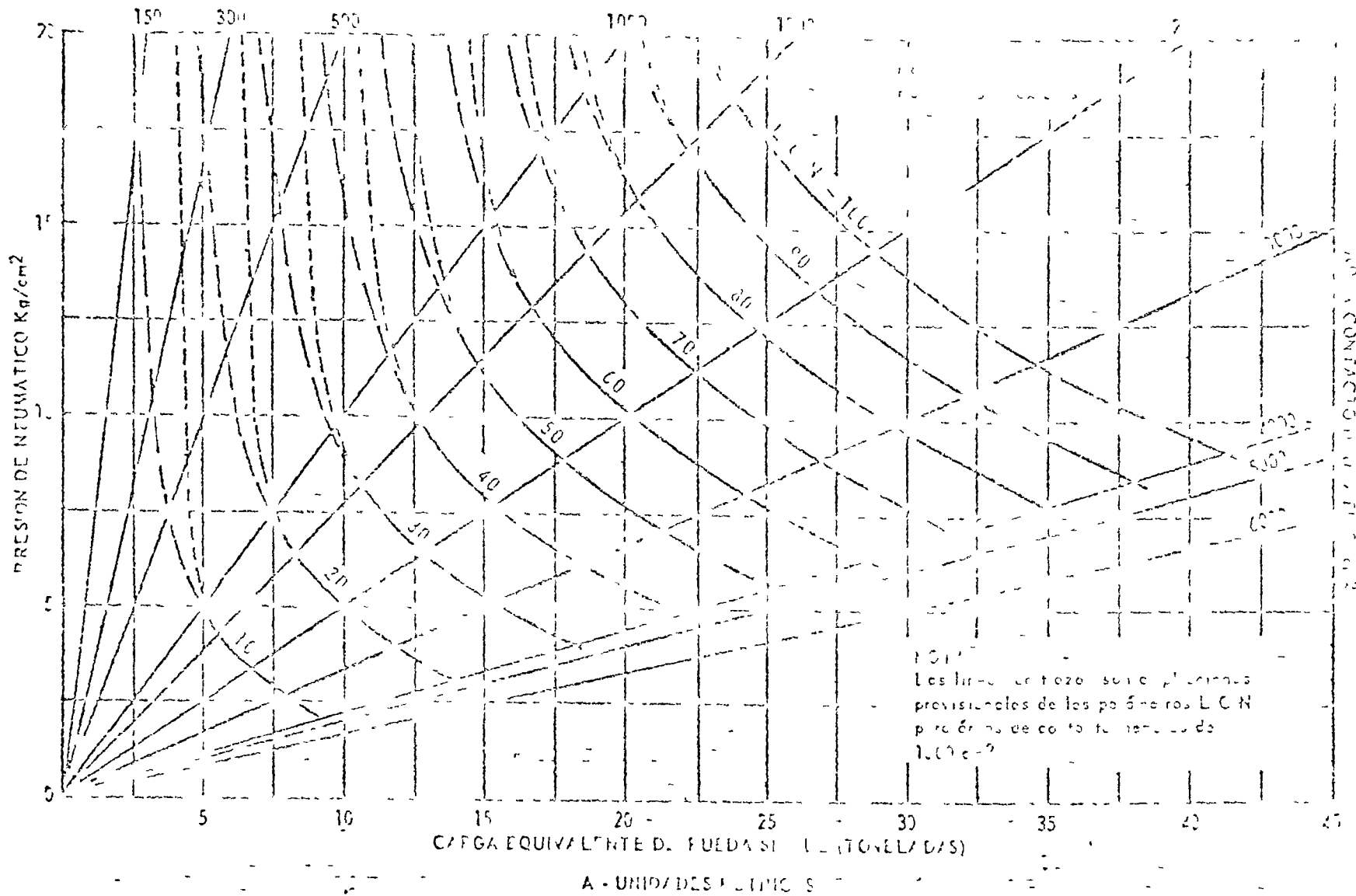
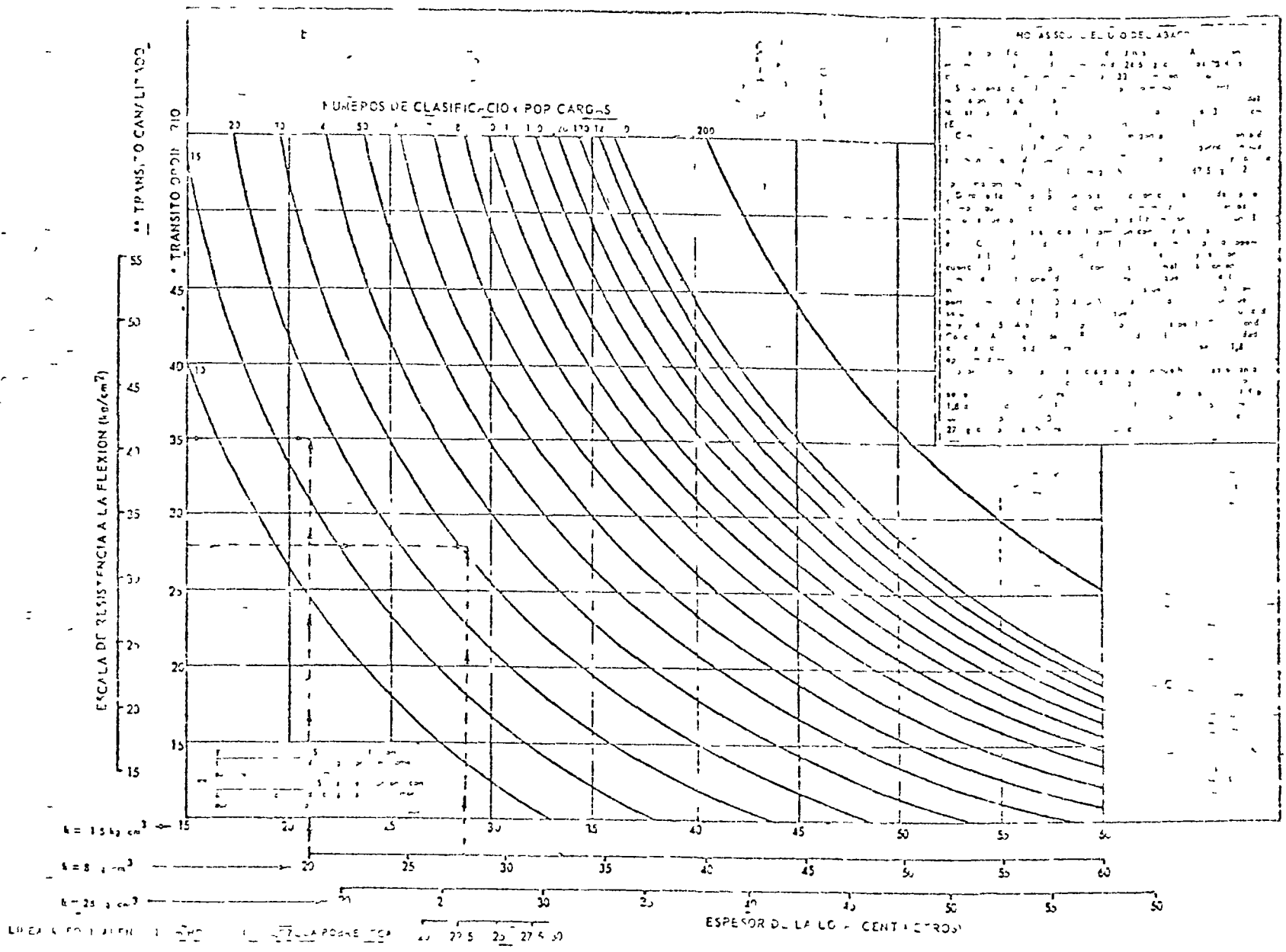


FIGURA 4-6

NUMEROS DE CLASIFICACION POR CARGAS EN FUNCION DE LA CARGA
 LA PRESION DE NEUMATICO Y EL AREA DE CONTACTO,
 PARA PAVIMENTOS FISIDOS Y FLEXIBLES

25
 1
 5
 10
 15
 20
 25
 30
 35
 40
 45



A UNIDAD DE ESTADOS
 FIGURA 20 - B CO P EL CALCULO DE PAVIMENTOS FIGURA 20 A U
 Fig. 20 = (ORCL, 1955)

4).- Proyecto de Metodo de Diseño para México.-

Con base en los estudios de evaluación de la resistencia de 17 diferentes pavimentos rígidos, correspondientes a nueve aeropuertos mexicanos en operación, en pruebas de laboratorio en losas a escala natural y, en los métodos de diseño de pavimentos de la Asociación del Cemento Portland (ICA) y de la Administración Federal de Aviación (FAA), se ha investigado un método factible de diseño de pavimentos rígidos específico para los aeropuertos de México.

La evaluación de la resistencia de los pavimentos se efectuó por medio de pruebas de placa utilizando el método de Número de Clasificación de Cargas (ICN). Con base en los resultados de evaluación se establecieron las curvas de comportamiento esperado para los pavimentos rígidos de los aeropuertos de México (fig. 3-4.1). La curva 1 de la fig. 3-4.1 representa el comportamiento esperado para los pavimentos que no vayan a estar sujetos a efectos de alabeo, o cuyo efecto sea prácticamente despreciable; esta situación se presenta cuando las diferencias diarias de temperatura ambiente entre el día y la noche son inferiores a los 10°C. La curva 2 representa el comportamiento esperado para los pavimentos medianamente alabeados, situación que se presenta cuando las diferencias de temperatura ambiente mencionadas, son del orden de 10 a 14°C. La curva 3, es una curva tentativa, establecida para pavimentos fuertemente alabeados, es decir, sujetos a diferencias de temperatura ambiente, entre el día y la noche superiores a los 14°C. También en la fig. 3-4.1 se encuentran dibujadas las curvas obtenidas por P. Hoedycce y R.C. Paoloni, la curva utilizada por la ICA, y el área correspondiente al comportamiento de la losa que se está ensayando en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

En la tabla 3-4.1 se presentan los factores de seguridad recomendados para el diseño de pavimentos rígidos de concreto simple en áreas críticas. Dichos factores de seguridad están en función del número de repeticiones equivalentes del avión crítico y de los gradientes de temperatura diaria ambiente que provocan alabeo.

En la tabla 3-4.2 se presentan los promedios del índice de mayor gradiente de temperatura ambiente diaria para varios lugares de la República. Dichas temperaturas son el promedio de mediciones efectuadas durante 20 a 30 años (según la localidad) por el Servicio Meteorológico Nacional.

El procedimiento recomendado para determinar el número de repeticiones de carga del avión de diseño equivalente consiste en dos pasos: primero, determinar el número de "operaciones" del avión de diseño equivalente, y segundo, determinar el número de "repeticiones" de dicho avión.

Para determinar el número de "operaciones" del avión de diseño equivalente se considera como el más adecuado el criterio de la Administración Federal de Aviación (FAA) de los Estados Unidos que considera que la relación entre los esfuerzos acumulados en el pavimento debidos a un número de repeticiones de una carga de rueda, comparada con otras cargas de rueda y sus correspondientes repeticiones, es una relación logarítmica:

$$\text{Log. } P_1 = \text{Log. } R_2 \left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{\frac{1}{2}}$$

en donde:

R_1 y R_2 = número de operaciones.

P_1 y P_2 = carga por rueda

Se considera que el 95% del peso del avión lo toma el eje de aterrizaje principal. La ecuación anterior está en

da para grupos de aviones con la misma configuración de trenes de aterrizaje principal.

Cuando el tráfico incluya aviones con diferentes configuraciones de tren de aterrizaje (sencillo, doble y doble tandem) se utilizarán los siguientes factores.

Para convertir de	a	Multiplícalo por
rueda sencilla	ruedas dobles	0.80
rueda sencilla	doble tandem	0.50
rueda doble	doble tandem	0.60

Una vez determinado el número de "operaciones" del avión de diseño equivalente el siguiente paso es determinar el número de "repeticiones" efectivas de dicho avión sobre el pavimento para lo cual se utilizará la tabla 3-4.3, propuesta por la FCA en su método de diseño. En dicha tabla se presentan los factores de repetición de cargas para los aviones más comunes utilizados para diseño.

En la fig. 3-4.2 se presenta una zonificación típica de pavimento rígido para un aeropuerto.

En las figs. 3-4.4 a 3-4.11 se presentan las gráficas de diseño de pavimentos para los aviones que más concurentemente operan en México. Dichas gráficas están basadas en la de la FCA y están expresadas en unidades del sistema métrico decimal, aunque también tienen su referencia a unidades inglesas.

Para determinar el espesor de la losa "H" necesario para áreas críticas (áreas de tráfico tipo "A"; fig. 3-4.2) se utiliza el factor de seguridad contenido de la tabla 3-4.1 y se aplica al módulo de ruptura del concreto que se haya escogido, de esta manera se obtiene el esfuerzo de traba-

lo que se refiere a la tensión por flexión. Con esta información se entra a la gráfica correspondiente al avión de diseño (fig. 3-4.4 a 3-4.11), localizando el punto en la línea vertical izquierda de la gráfica. A partir de este punto se traza una línea horizontal hasta intersectar con la línea diagonal correspondiente al valor de la carga por pie cuadrado del tren principal del avión de diseño. De este punto se traza una línea vertical (hacia arriba o hacia abajo) hasta intersectar con la curva correspondiente al valor de "k" de diseño. A partir de este último punto se traza una línea horizontal, para leer en la escala vertical derecha de la gráfica el espesor requerido de la losa. En la fig. 3-4.11 el procedimiento varía ligeramente y se muestra en la misma figura con las líneas a trazar.

Para determinar el espesor de losa necesario para áreas de tráfico tipo "B" (fig. 3-4.2) se considera el 90 por ciento del espesor "H" de losa obtenido para áreas críticas.

(La PCA, el Cuerpo de Ingenieros, y la FAA, concuerdan generalmente con el valor adoptado en este proyecto de diseño).

El área de tráfico tipo "B" corresponde a la franja central de las pistas, que no vayan a ser utilizadas como rodajes, y a las salidas de alta velocidad, que no vayan a ser utilizadas como rodajes de entrada.

Para determinar el espesor de losa necesario para áreas de tráfico tipo "C" (fig. 3-4.2) se considera el 70 por ciento del espesor "H" de losa obtenido para áreas críticas. (Este valor concuerda con el adoptado por la FAA, y con el adoptado, en forma directa, por el Cuerpo de Ingenieros. La PCA recomienda que este valor sea entre 75 y 80%) El área de tráfico tipo "C" corresponde a las franjas de las orillas de la pista.

El ancho de franja sobre la pista, de las áreas de tráfico tipo "A", "B" y de las transiciones, dependerá de las características del equipo con que se cuenta para la construcción del pavimento, sin embargo no deberán ser inferiores a lo indicado en la fig. 3-4.7.

Para determinar el espesor de losa necesario para pisos de hangares y rodajes de servicio, se utilizará la gráfica correspondiente al avión para el que se diseña (figs. 3-4.4 a 3-4.11) pero tomando en consideración el peso real que tenga el avión (generalmente los aviones en estas zonas van sin carga). El factor de seguridad se estimará de la tabla 3-4.1.

Cuando un pavimento vaya a tener tráfico de aviones con trenes de aterrizaje complejos (B-747; DC-10-20, DC-10-30) el pavimento diseñado como se indicó anteriormente deberá ser revisado para este tráfico. Se utilizarán las figs. 3-4.4, 3-4.5 y 3-4.6 para determinar el espesor de losa en áreas críticas, la tabla 3-4.1 para el factor de seguridad y la tabla 3-4.3 para el factor de repetición. Si el espesor obtenido en esta revisión es mayor que el obtenido en el diseño, se tomará este último para áreas críticas, y con base en este se determinarán los espesores para las otras áreas de tráfico, como se indicó anteriormente.

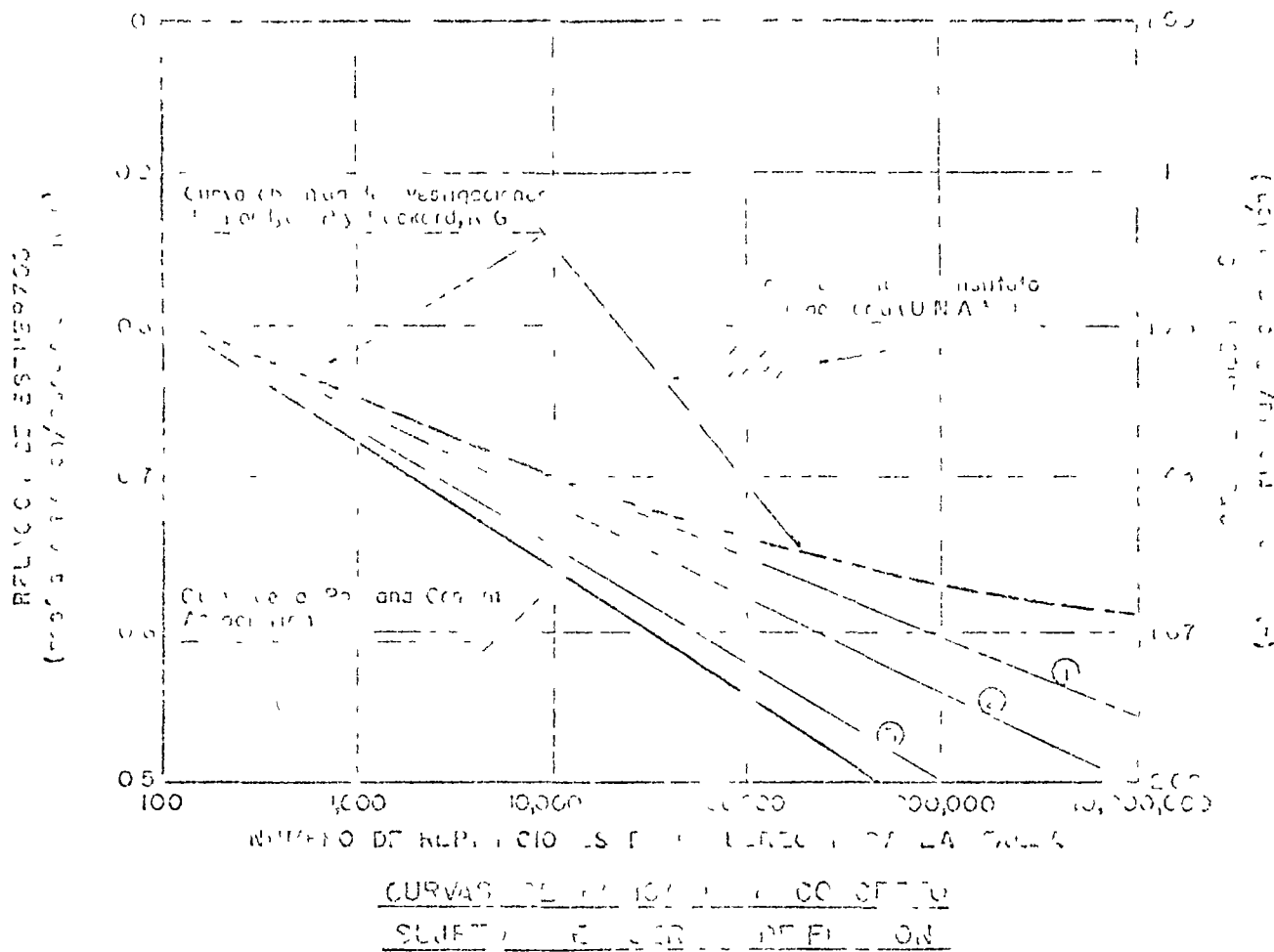


FIG. 4

NOTA

(1),(2) y (3) Curvas propuestas

CURVA (4) Para diferencias de temperatura diarias menores a 10 °C

CURVA (5) Para diferencias de temperatura diarias entre 10 y 14 °C

CURVA (6) (tentativa) Para diferencias de temperatura diarias de más del 14 °C

SECRETARIA DE AERONAUTICA

NUMERO DE REPETICIONES DE AVION CRITICO EQUIVALENTE	FACTOR DE SEGURIDAD RECOMENDADO PARA LAS CRITICAS		
	Diferencia de temperatura entre la critica y el medio ambiente		
	MEJORES DE 10°C	DE 10 A 14°	MAS DE 14°C (*)
hasta 6,000	1.40	1.42	1.45
10,000	1.42	1.46	1.53
15,000	1.44	1.48	1.56
22,000	1.46	1.50	1.59
30,000	1.48	1.525	1.62
45,000	1.50	1.55	1.65
60,000	1.52	1.575	1.68
90,000	1.54	1.60	1.71
140,000	1.56	1.625	1.75
200,000	1.58	1.65	1.795
300,000	1.60	1.68	1.84
700,000	1.65	1.75	1.90
1'600,000	1.70	1.82	2.00
3'000,000	1.75	1.87	2.00
7'000,000	1.80	1.96	2.00

(*) VALORES TENTATIVOS

GRADIENTES MAXIMOS DE TEMPERATURA
(Promedio mensual)

LOCALIDAD	GRADIENTE PROMEDIO MENSUAL (°C)	M E S
ACapulco, GRO	5.7	ENERO
CAMPECHE, CAMP	6.9	MARZO y ABRIL
COahuila, COA	9.6	MARZO y ABRIL
CHINAHUA, CHI	16.3	MARZO
GUADALAJARA, JAL	18.7	MARZO
HERMOSILLO, SON	18.1	MAYO
JUAREZ, CHH	19.2	MAYO
LA PAZ, BC	15.8	MAYO
MATATLAN, SIN	6.2	ABRIL
MERIDA, YUC	12.1	ABRIL
MEXICALI, BC	20.2	JULIO
MEXICO, (TEXCOCO)	20.9	SEPTIEMBRE
MONTERREY, NL	12.5	MARZO
OAXACA, OAX	9.9	FEBRERO
PUERTO VALLARTA, JAL	15.2	SEPTIEMBRE MARZO y ABRIL
TEHUACA, TAMPS	12.7	FEBRERO
SAN LUIS POTOSI, SLP	12.0	ABRIL
TAMPICO, TAMPS	8.5	NOVIEMBRE y DICIEMBRE
TAYCHULA, CHIS	1.9	FEBRERO
TIJUANA, BC	1.0	DICIEMBRE
TORREON, COA	22.8	MAYO
VERACRUZ, VER	7.0	AGOSTO
VILLA HERMOOSA, TAB	13.1	MAYO

FACTORES DE DISTRIBUCION DE CARGAS PARA PAVIMENTOS AVIACION

AVION	FACTORES DE DISTRIBUCION DE CARGA (en cm)			
	CALLE (en cm)		PIS.	
	$\sigma = 61 \text{ cm}^{(1)}$	$\sigma = 122 \text{ cm}^{(2)}$	$\sigma = 244 \text{ cm}^{(3)}$	$\sigma = 488 \text{ cm}^{(4)}$
DC-3	0.12	0.07	0.06	0.03
F-721	0.41	0.23	0.13	0.06
DC-6 y B-107	0.33	0.16	0.25	0.11
F-107	0.58	0.18	0.33	0.25
DC-10 y L-101	0.57	0.40	0.22	0.12
CF-400L	0.83	0.47	0.23	0.13

TABLA 1-6

NOTAS

(1) σ = Desviación estándar de la curva de distribución normal que representa la asimetría en el tráfico de aviones en el sentido transversal.

La relación entre el ancho de tráfico 'T' tal como se define el Criterio de Tregubov en establecer el concepto de "Cub. mínimo", y la desviación estándar

$$\sigma = \frac{(0.33)T}{2}$$

(2) La PCA recomienda _____ que para ciertos de diseño se toma $\sigma = 61 \text{ cm}$ para calles de rodaje y $\sigma = 488 \text{ cm}$ para pistas, con base en lo observado por NC Yang _____ se recomiendan en el presente estudio lo siguiente:

$\sigma = 61 \text{ cm}$ para pavimentos de calles de rodaje que van a tener lucas de 10

$\sigma = 122 \text{ cm}$ para pavimentos de calles de rodaje normales

$\sigma = 244 \text{ cm}$ para pavimentos de pistas que van a tener lucas de 10

$\sigma = 488 \text{ cm}$ para pavimentos de pistas normales

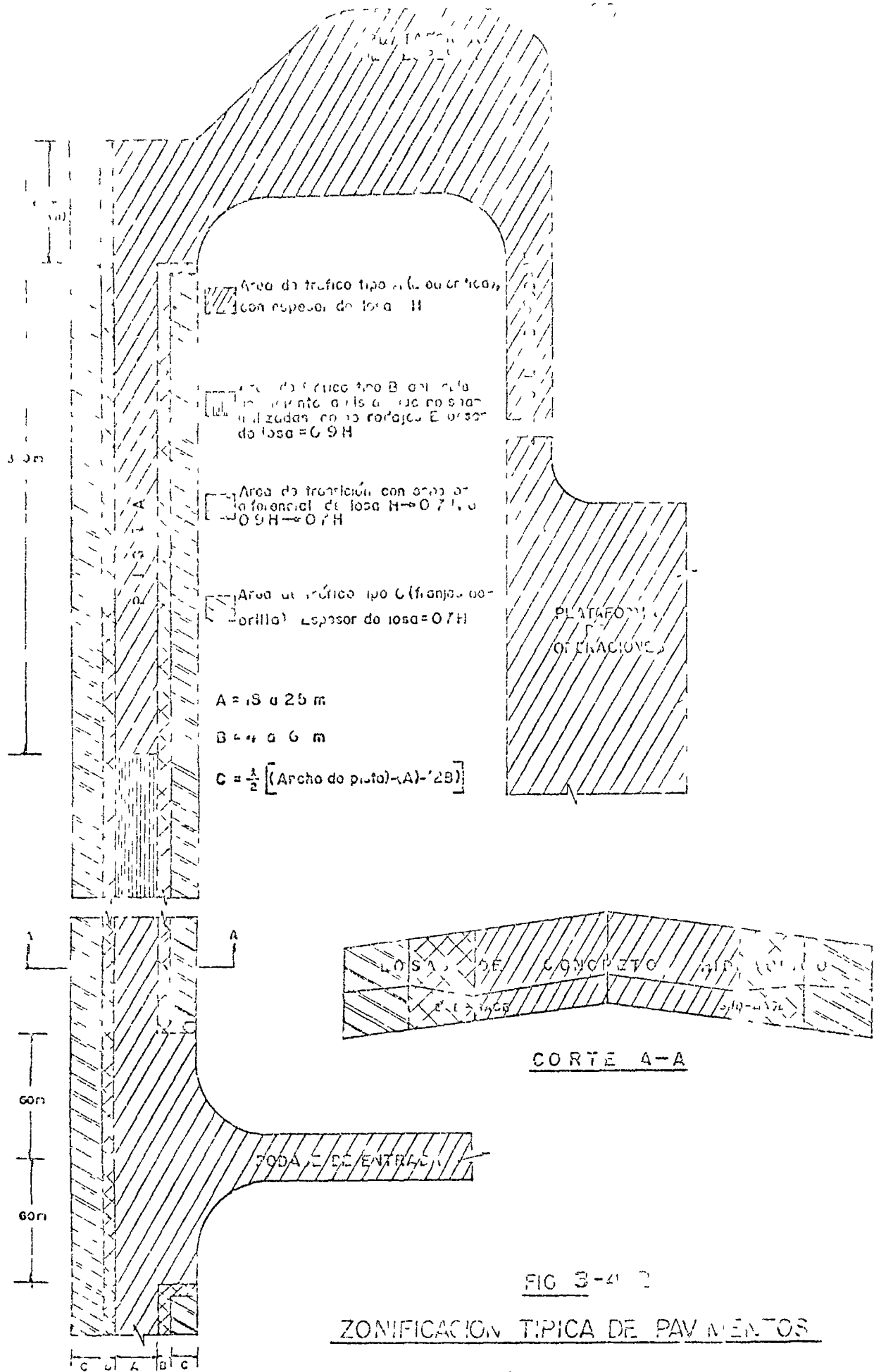


FIG 3-41

ZONIFICACION TIPICA DE PAVIMENTOS

TABLA 3 - VALORES DE RADIO DE RIGIDEZ RELATIVA

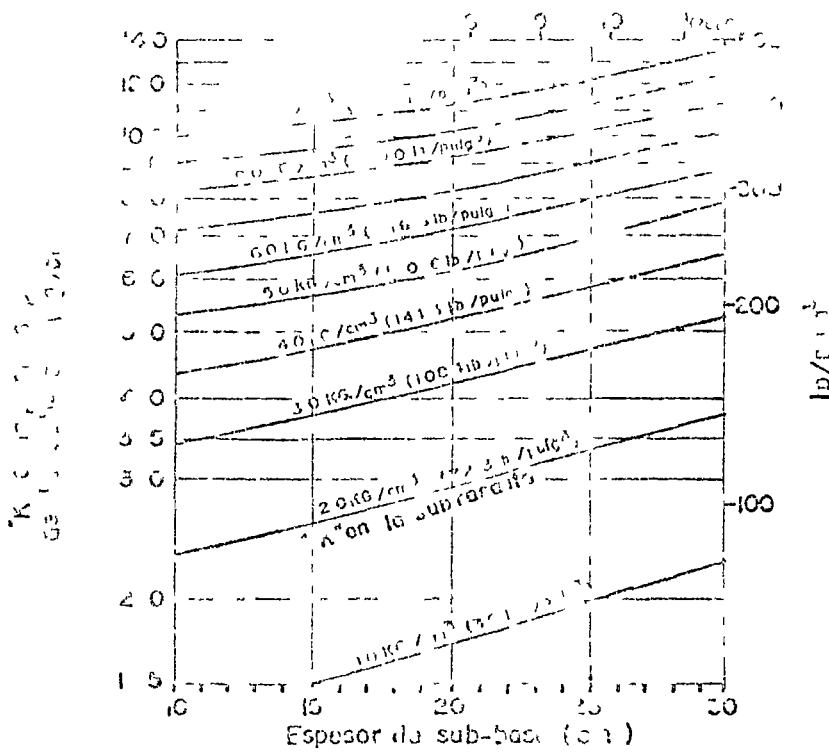
ESPEZOR DE LOSA (cm)	K=1.5 (Kg/cm ²)	K=2	K=4	K=6	K=8	K=10	K=12	K=14
18	95 71	88 79	74 65	67 46	62 72	59 38	56 73	53 59
19	99 35	92 46	77 75	70 26	65 38	61 83	59 08	56 85
20	103 25	96 09	80 80	73 01	67 95	64 25	61 40	59 07
21	107 10	99 67	85 81	75 75	70 48	66 65	63 68	61 28
22	110 91	103 21	86 79	78 42	72 98	69 02	65 95	63 45
23	114 67	106 71	89 73	81 05	75 45	71 36	68 18	65 60
24	118 38	110 17	92 64	83 71	77 90	73 67	70 39	67 73
25	122 07	113 59	95 52	86 31	80 32	75 96	72 58	69 84
26	125 71	116 99	98 37	88 89	82 72	78 23	74 75	71 92
27	129 32	120 34	101 20	91 44	85 10	80 76	76 89	73 99
28	132 89	123 67	104 00	93 97	87 45	82 70	79 02	76 03
29	136 44	126 97	106 77	96 48	89 78	84 91	81 13	78 06
30	139 95	130 24	109 52	98 96	92 09	87 10	83 22	80 07
31	143 44	133 48	112 25	101 42	94 39	89 26	85 29	82 06
32	146 89	136 70	114 95	103 87	96 66	91 42	87 34	84 04
33	150 32	139 89	117 63	106 29	98 92	93 55	89 38	86 00
34	153 72	143 06	120 30	108 70	101 16	95 67	91 41	87 95
35	157 10	146 20	122 94	111 09	103 38	97 77	93 41	89 88
36	160 46	149 32	125 57	113 46	105 59	99 83	95 41	91 80

118

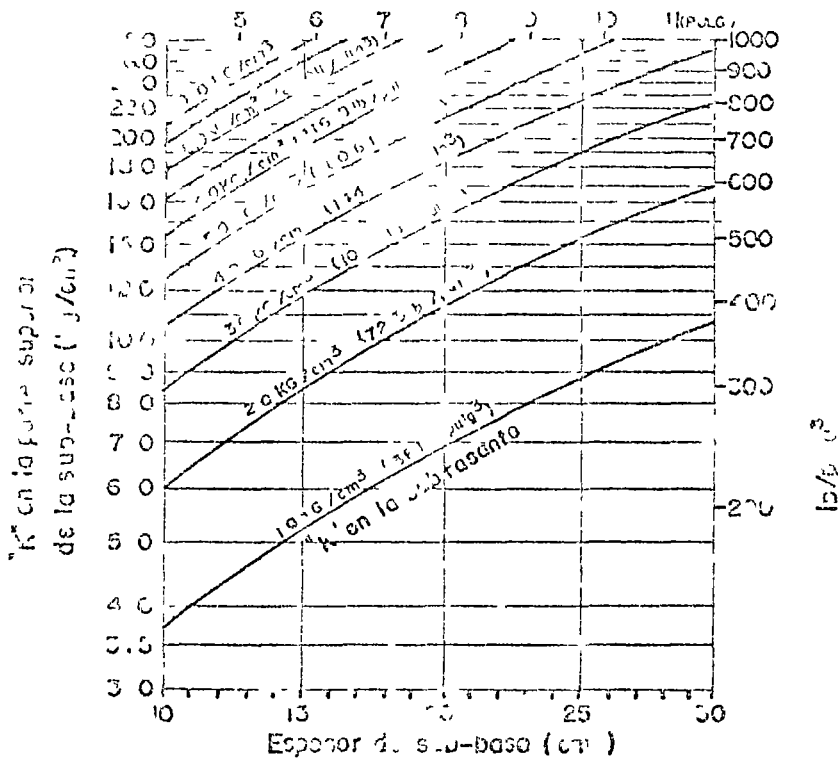
VALORES CALCULADOS PARA E=250,000 Kg/cm² y L=0.15

$$R = \sqrt{\frac{E \cdot I}{W \cdot K}} = 2.0028 \sqrt{\frac{I}{K}}$$

DIRECCION GENERAL DE REPOBLAMIENTOS DEPARTAMENTO TECNICO OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES	VOBO FL JERZ LA L OFICINA ING. FCO FCO FCOARTE L REVISOR SECC. ING. R. DANIAN G FCO FCO FCO R L
-----------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------



A) EFFECTO DE LA SUBBASE HIDRAULICA EN LOS VALORES DE "K"

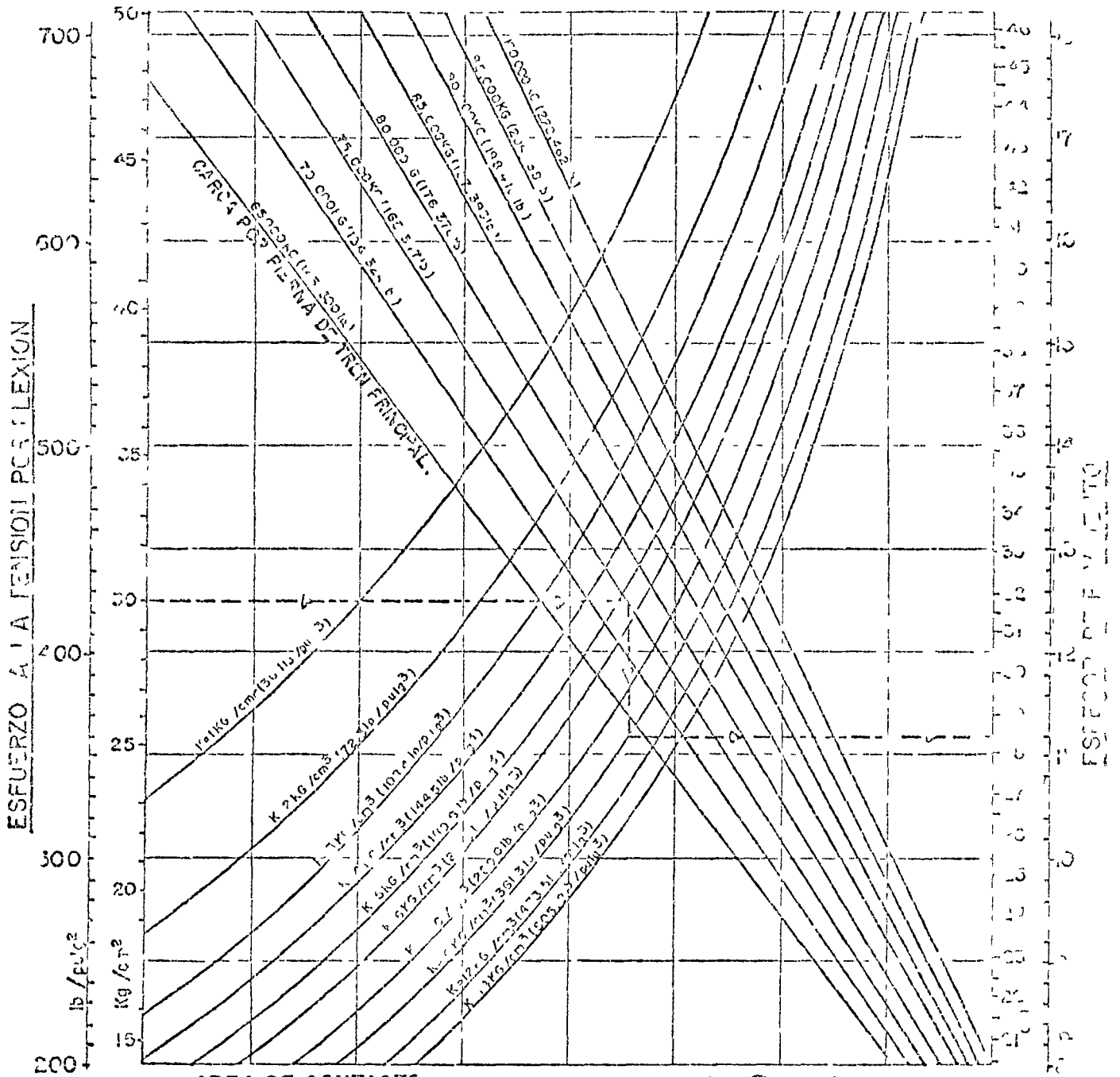


B) EFFECTO DE LA SUBBASE ESTABILIZADA CON CEMENTO EN LOS VALORES DE "K"

UNIVERSIDAD NACIONAL DE AEROPUERTOS
 DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 BUENOS AIRES, ARGENTINA

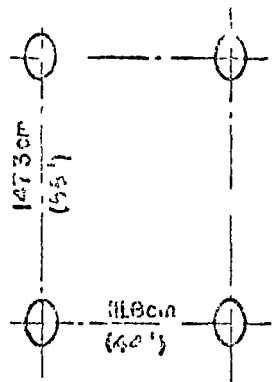
Fig. 3-4 3

DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS DEPARTAMENTO DE INGENIERIA OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES	VICE EL JEFE DE LA OFICINA INGENIERO RODARTE L. REVISOR SECCION INGENIERIA INGENIERO NESTO CARLOS ANGULO
--------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

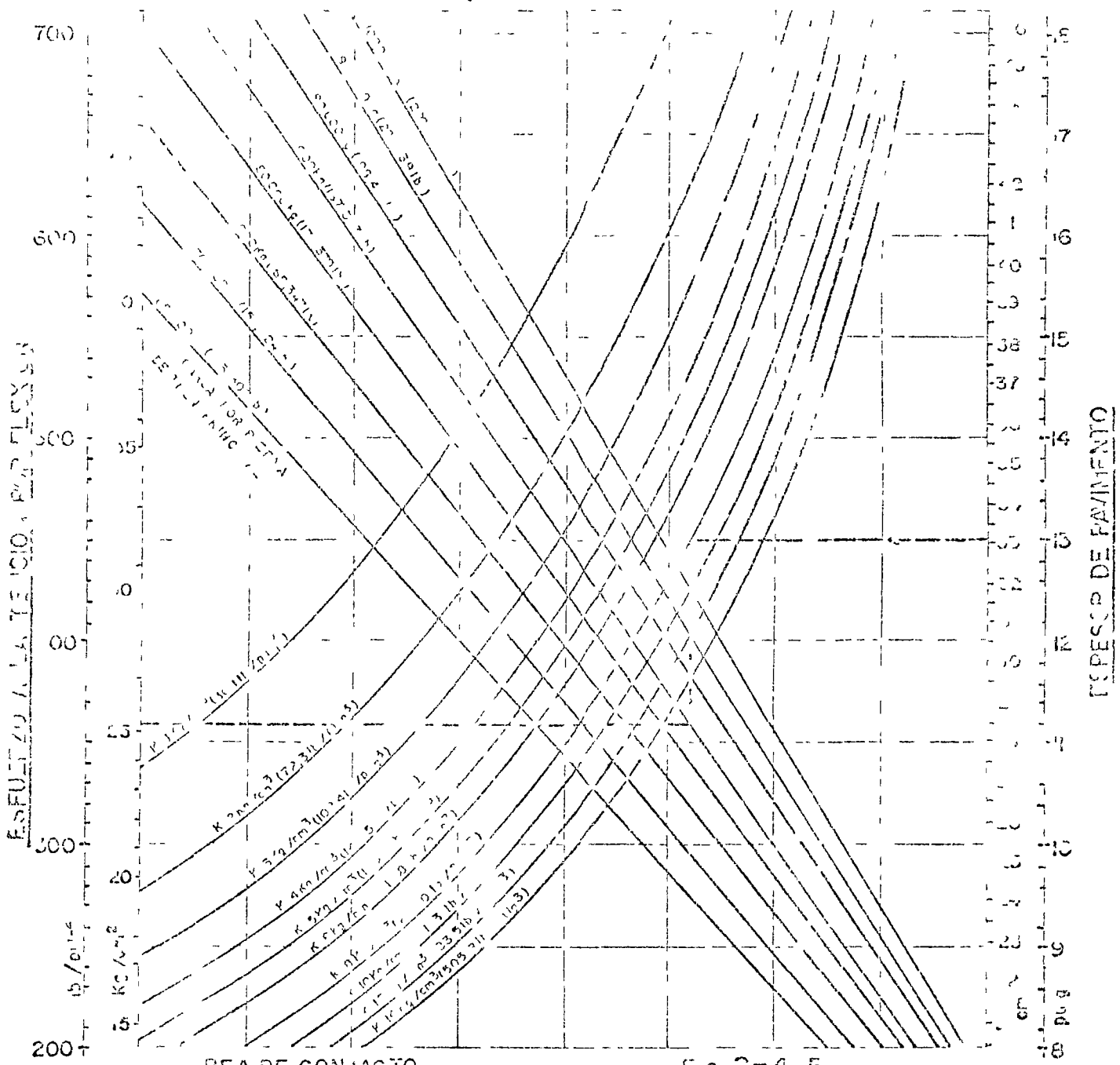


AREA DE CONTACTO
POR LLANTA 1,316 cm²
(204 pulg²)

Fig 3-49

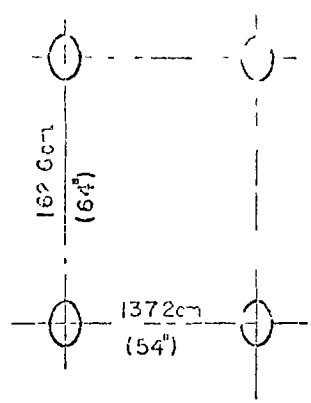


AVION BOEING B-747
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS
Piernu fier principal Double tandem
FUENTE PORTLAND CE INT ASSOCIATION (1973)
Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones



ÁREA DE CONTACTO
POR LLANTA 1630 cm²
(254 pulg.)

Fig 2-4 B



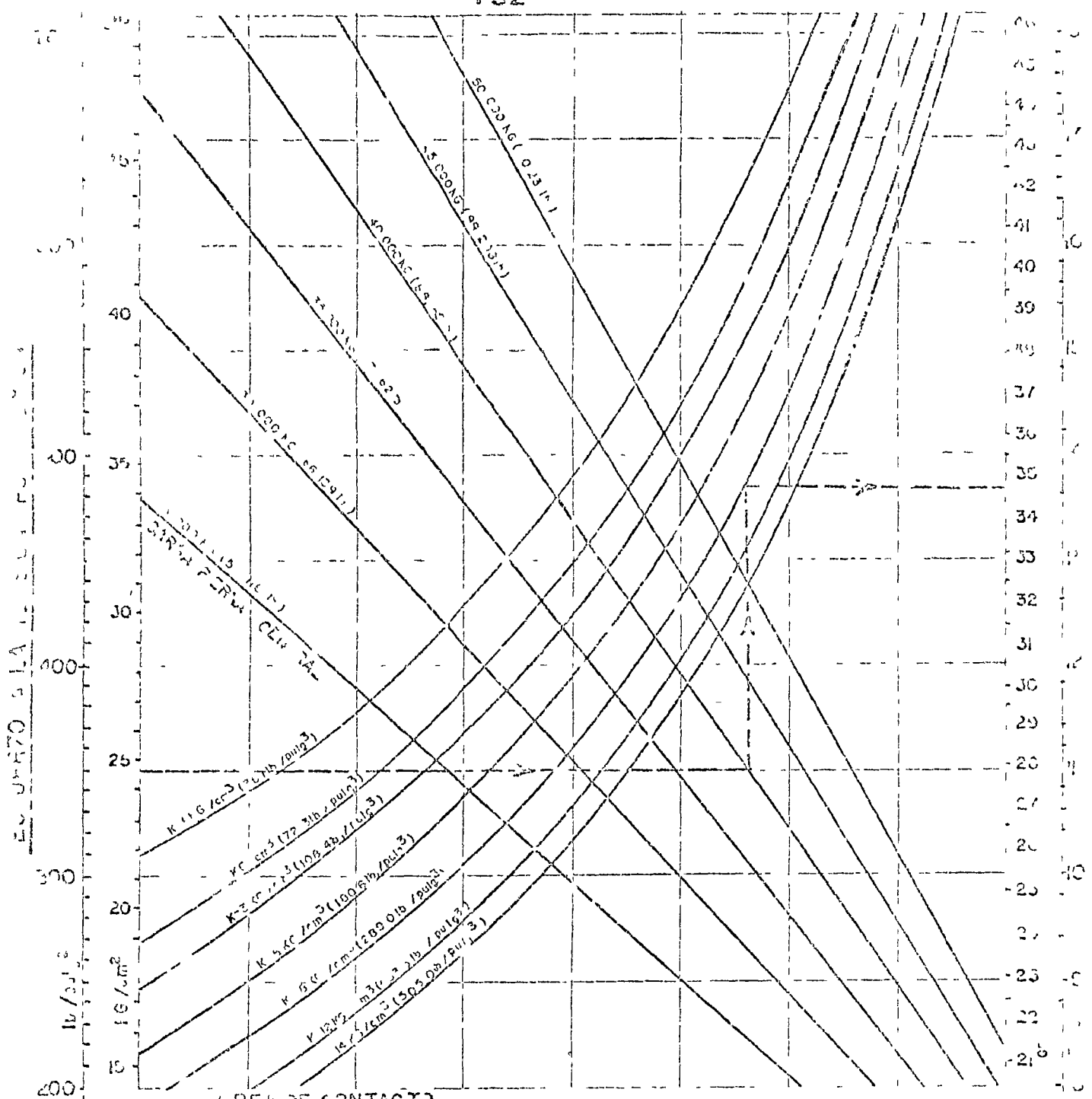
AVION. Mc DO NELL-DOW LAS DC-7

GRÁFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
DE CONCRETO HIDRÁULICO DE
AEROPUEBLOS

Pierna ínter principal Doble tandem

FUENTE PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
(1973)

Gráfica para ser utilizada por personal
profesional competente que conozca su
significado e implicaciones



AREA DE CONTACTO
 CARRETA 1,780 cm²
 (276 pulg²)

AVION Mc DONNELL-DOUGLAS DC-40
 (Series 20 y 30, solo para referencia)

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
 DE CONCRETO HIDRAULICO DE
 AEROPUERTOS

Para consultar los datos
 ir al Portland Cement Association
 (1953)

Gráfica para ser utilizada por personal
 profesional competente en concreto
 estructural o similar.

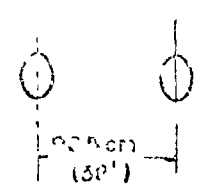
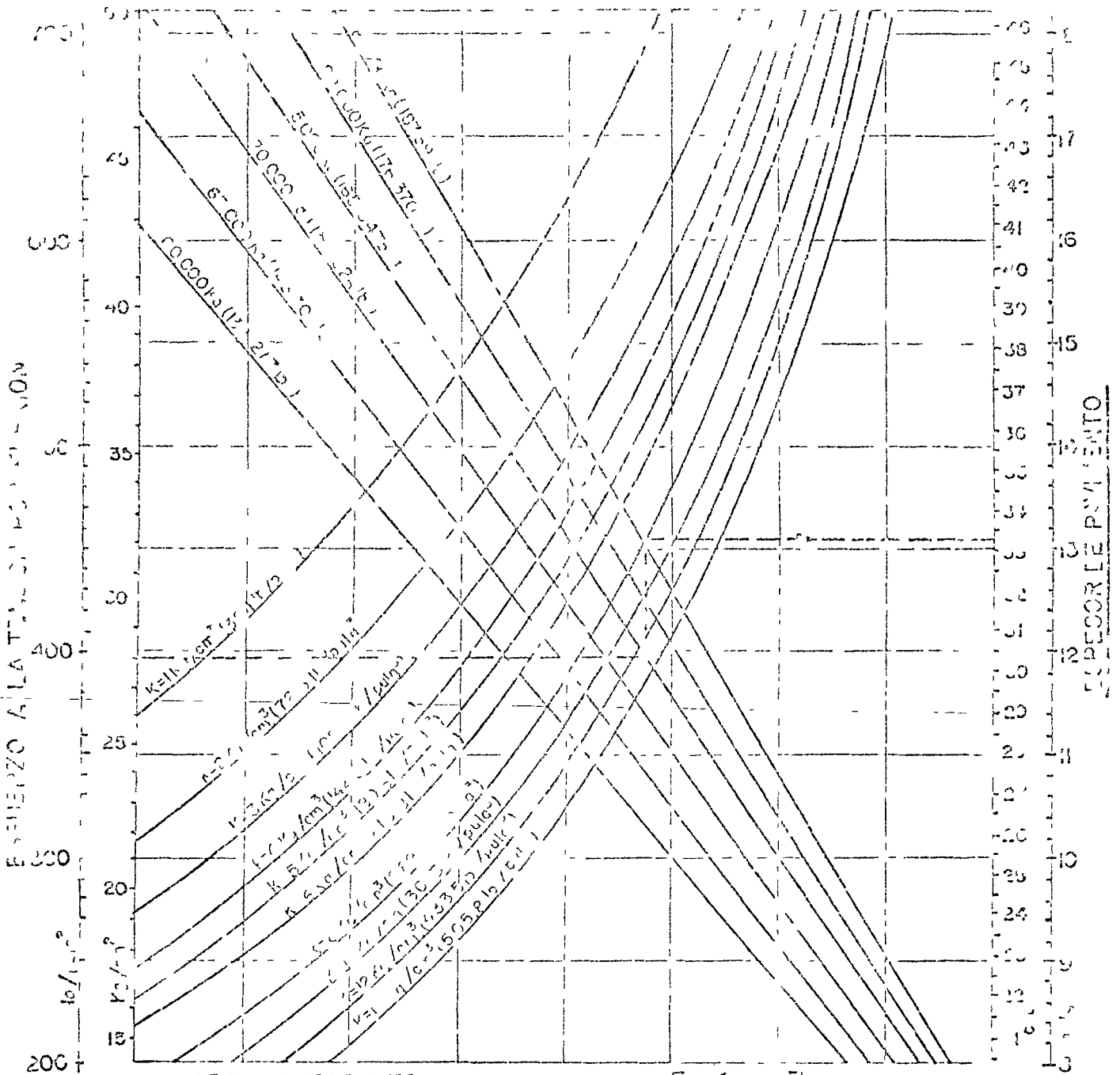


Fig 3-46



AREA DE CONTACTO
POR LA ALTA 1,4124 cm²
(220 pulg²)

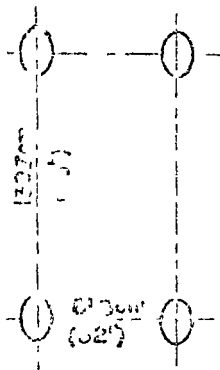


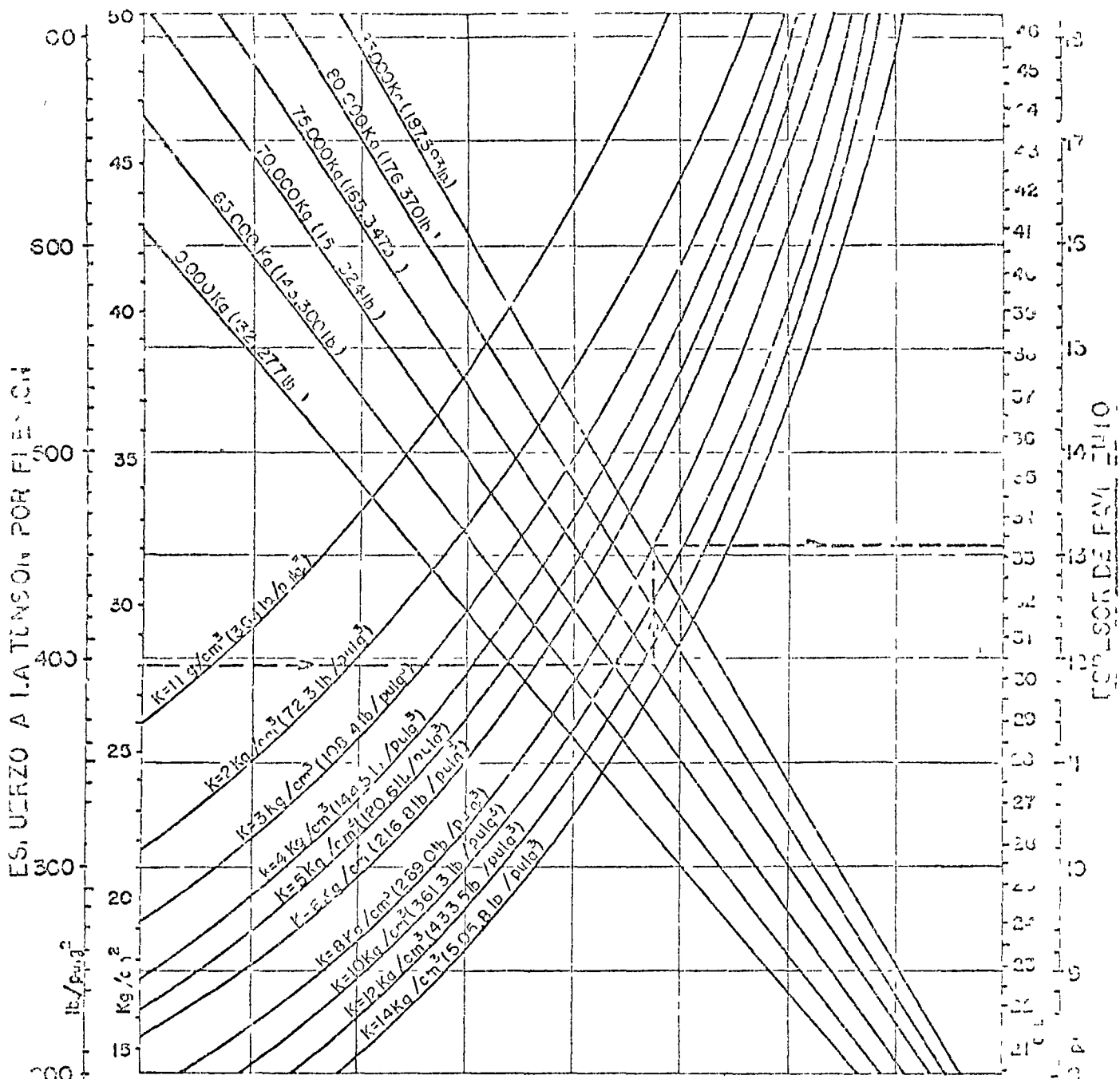
Fig 3-7
AVIÓN Mc DONNELL-DOUGLAS DC-6
(Modelo 62.03)

GRUPO PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS

Pierra tipo en principio Doble tandem.

FUENTE PORTLAND DE ENT ASSOCIATION
(1973)

Crédito para ser utilizado por perso el
profesional competente, que conozca su
significado y limitaciones.



ÁREA DE CONTACTO POR LLANTA 1,4194 cm² (220 pulg²)

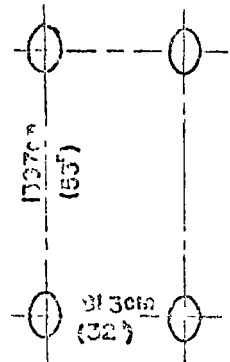


Fig 3-4 7

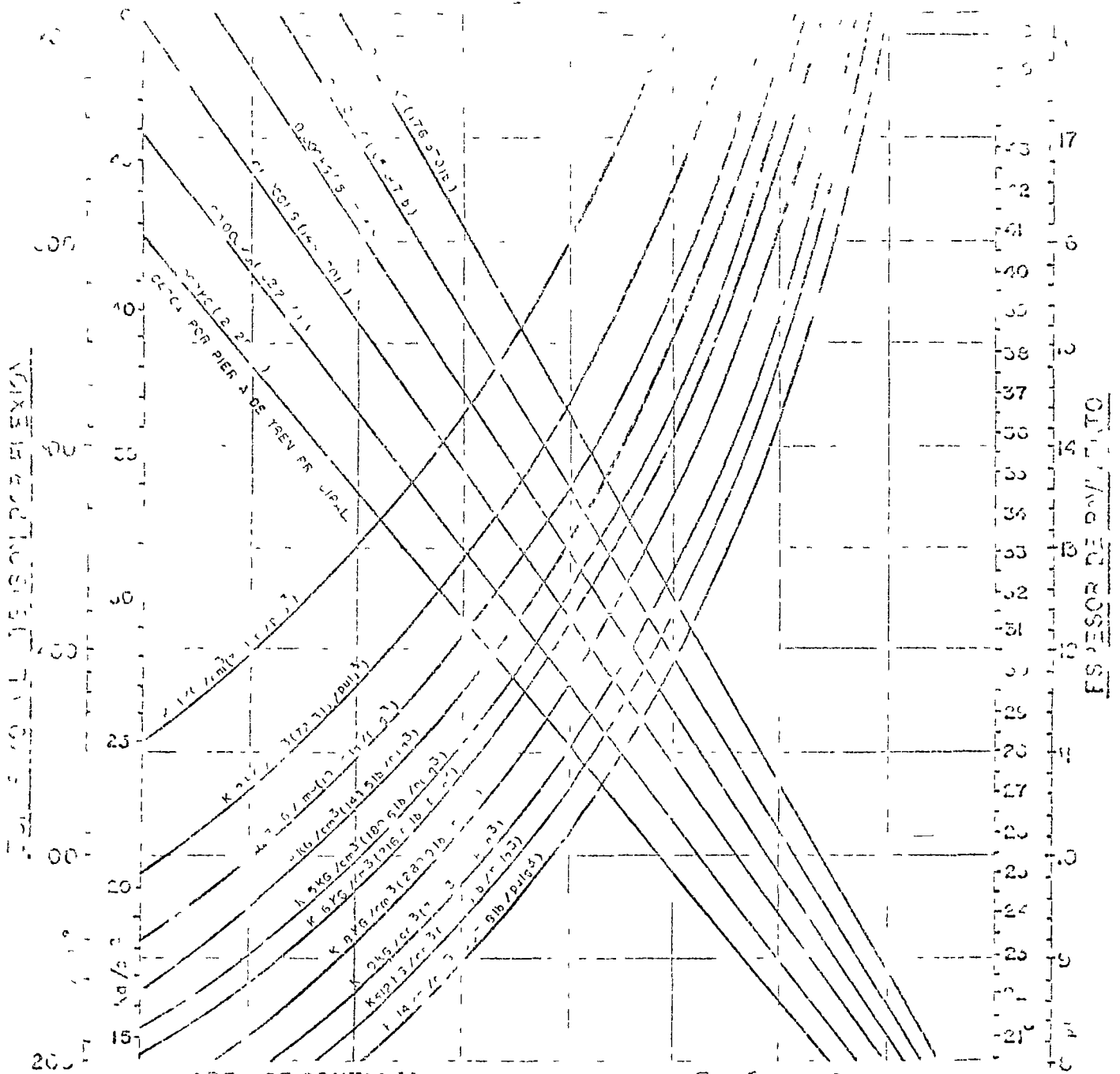
AVIÓN Mc DONNELL-DOUGLAS DC-3 (Modelos G2, G3)

GRÁFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS

Pierra fren principal Doble tandem.

FUENTE PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)

Ordene para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.



AREA DE CONTACTO
POR LLANTA 1,348 cm²
(209 pulg²)

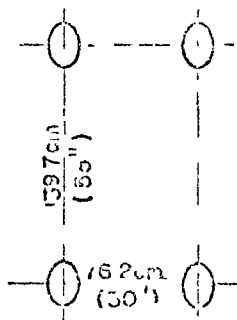
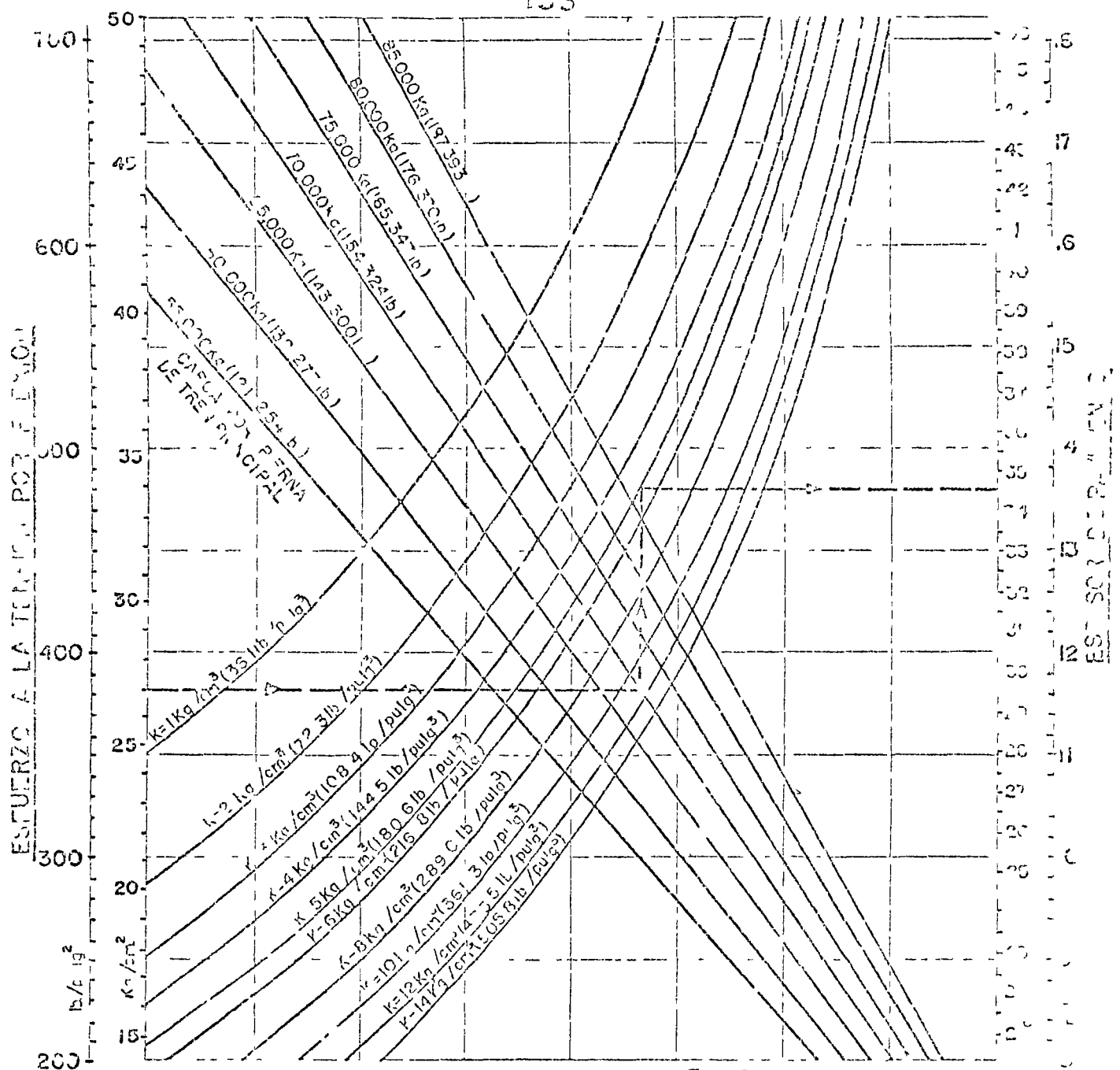


Fig. 3-18
AVO
MODELOS
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS
Perna tren principal Doble tandem
FUENTE PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
(1973)
Grafica para ser utilizada por personal
profesional competente, que conozca su
significado y limitaciones.



ÁREA DE CONTACTO
 POR RUEDA 1,4064 cm²
 (218 pulg²)

Fig 3-4 9

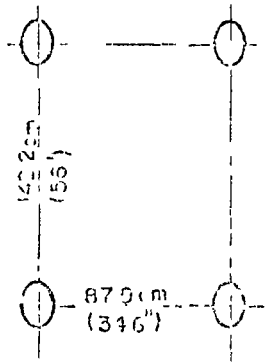
AVION BOEING B-707
 (MODELOS 320 Y 3200)

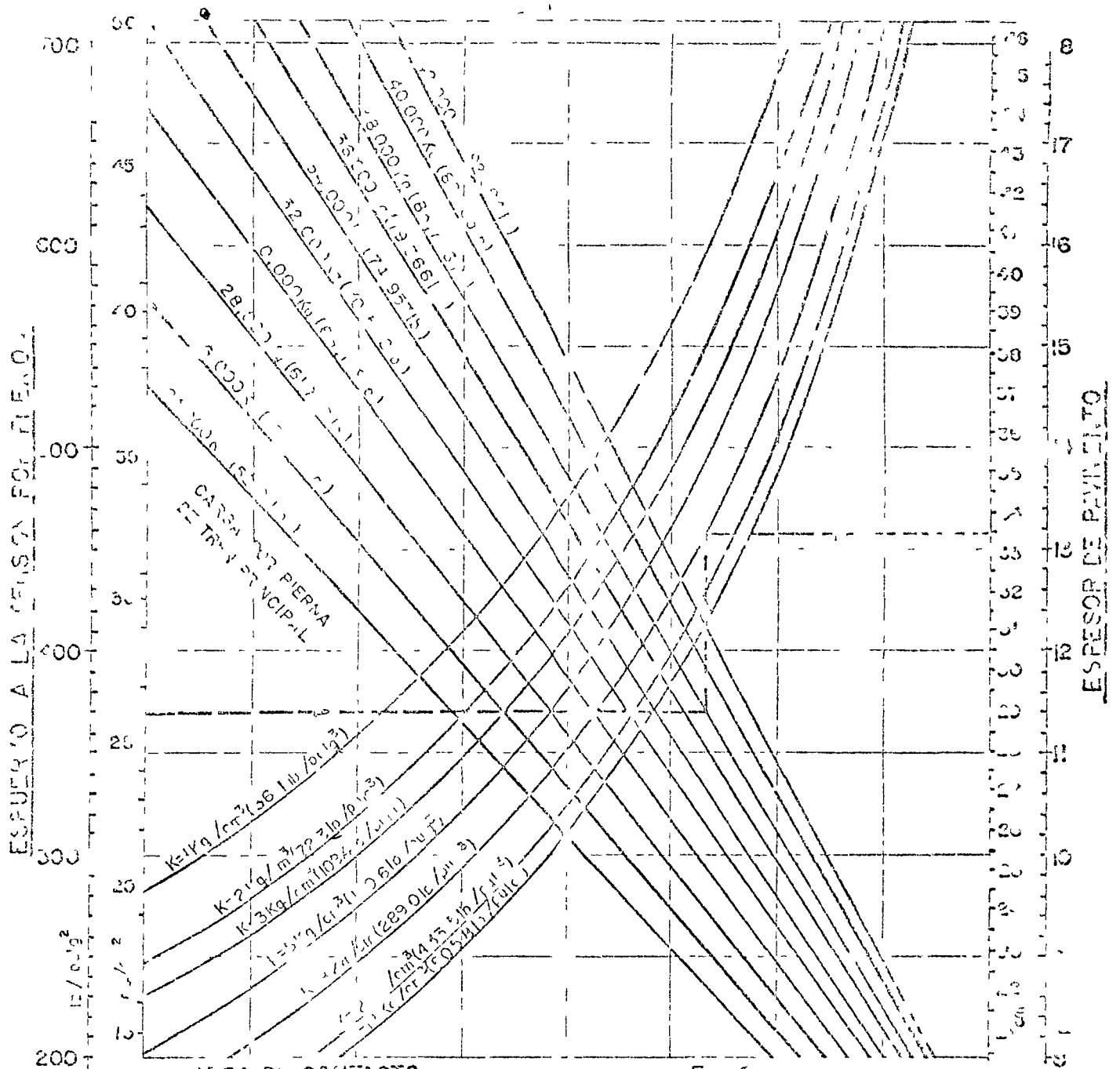
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
 DE CONCRETO HIDRAULICO DE
 AEROPUERTOS

Pierna tron principal Doble Sando

PUENTE PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
 (1973)

Gráfica para ser utilizada por personal
 profesional competente, que conozca su
 significado y limitaciones





AREA DE CONTACTO
POR LLANTA (52-0cm²)
(237 pulg²)

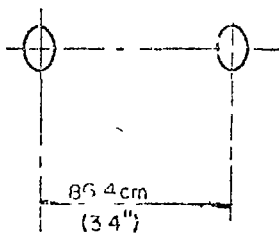


Fig 3-10

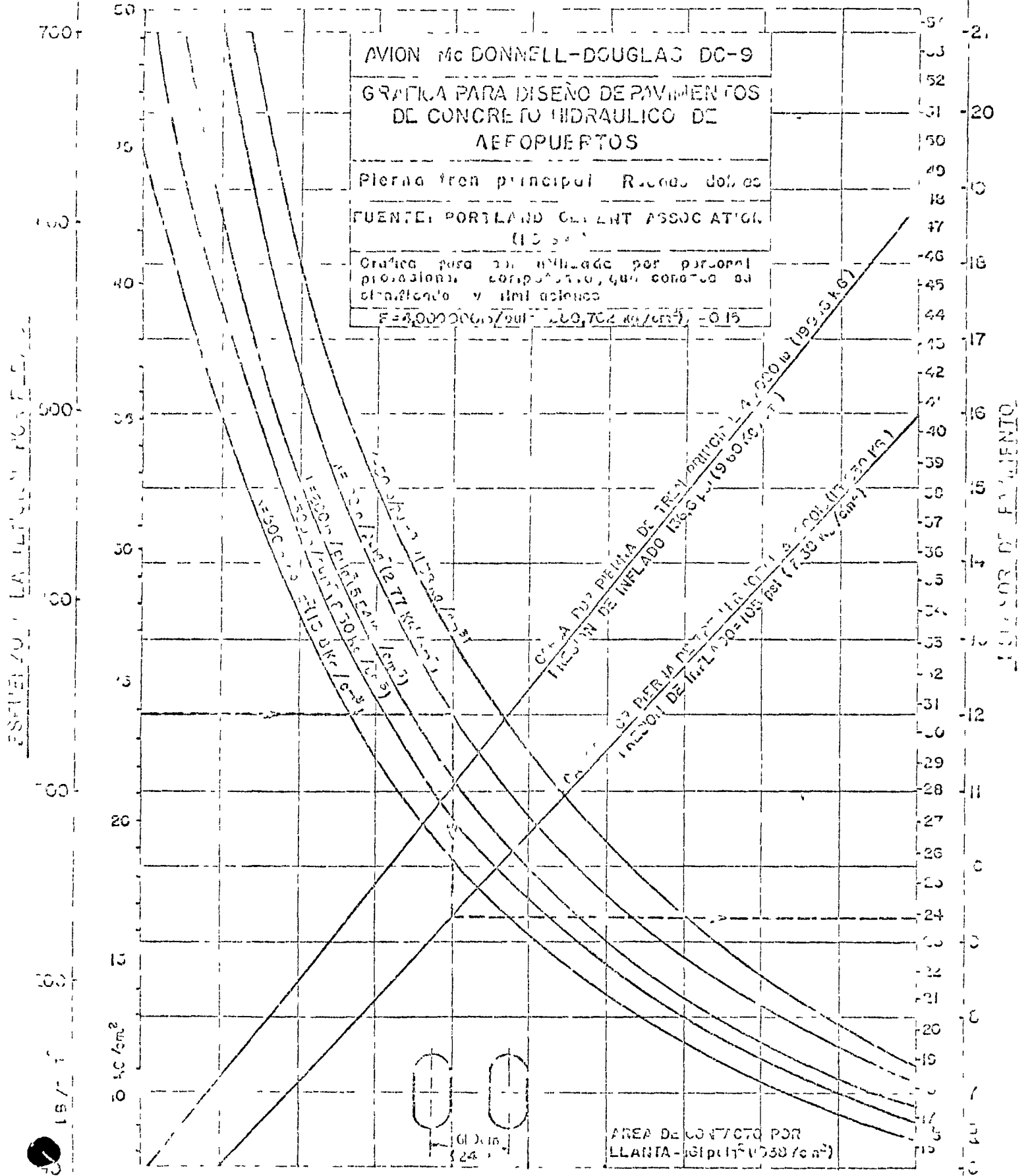
AVION BOEING B-727

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS.

Pista con principal Ruedas dobles

FUENTE PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
(1975)

Diseño para ser utilizado por personal
proceso competente, que conozca su
significado y limitaciones.



F 3-2011

3. MÉTODOSAPLICACION DE PAVIMENTOS DE PUERTOS RITA S. COMétodo de la Resistencia de Pavimentos Flexibles.-

En la actualidad se utilizan dos métodos para la evaluación estructural de los pavimentos flexibles:

Método LCM

b) Vía Frankelmar

a).- MÉTOD LCM.- Este método consiste en efectuar pruebas de placa sobre el pavimento en estudio y por medio del análisis de dichas pruebas, determinar la capacidad estructural del pavimento en valores de LCM (Load Classification Number; Número de Clasificación de Carga).

El equipo utilizado para transmitir la carga al pavimento consiste esencialmente de una plataforma lanzada a 100 toneladas verticales remolcada por un tracto-camión Dina de 335 HP (para proporcionar movilidad y autonomía al equipo de pruebas) y de un gato hidráulico de 200 toneladas (400,000 lbs.) de capacidad, que colocado entre la placa de 45 cm. (18 pulg) de diámetro sobre el pavimento y el adicamento especial de la plataforma, transmite las cargas al pavimento al ir levantando gradualmente la plataforma.

El equipo de medición consiste en 3 micrómetros colocados sobre la placa y espaciados 120° entre sí, los cuales miden las deformaciones producidas en el pavimento por las cargas aplicadas. Los micrómetros se suspenden de un elemento fijo consistente en un puente-armadura de 7.5 mts. de claro, quedando sus apoyos fuera de la zona de influencia de las cargas aplicadas a la placa. El dispositivo de medición de las cargas aplicadas a la placa, consiste en un manómetro acoplado al gato y previamente calibrados en laboratorio.

Para asegurar un estrecho contacto entre la placa de soporte y la superficie del pavimento, se pone primero una capa de poco espesor (aprox. 0.5 cm) de azufre fundido, el cual al enfriarse presentará una superficie uniforme y horizontal.

Antes de poner los micrómetros en cero se aplica una carga de asentamiento de 2,300 kg. (5,000 lb) aproximadamente.

Después de haber puesto los micrómetros en cero se aplica una carga suficiente para producir una deformación de 1.5 mm (0.05 pulg), aproximadamente en los micrómetros, anotándose los valores exactos de deformación y carga, una vez que se hayan estabilizado las deformaciones del pavimento bajo la carga.

A continuación se quita la carga aplicada y, después de estabilizados los micrómetros, se anotan las deformaciones permanentes.

A continuación se repite la carga 5 veces anotando las lecturas obtenidas. Al llegar a un total de 6 aplicaciones de la misma carga se toman las lecturas de deformación y, en lugar de descargar, se incrementa la carga hasta obtener una deformación promedio de 2.5 mm (0.10 pulg), repitiéndose con esta carga el mismo procedimiento descrito anteriormente hasta obtener 6 aplicaciones.

Lo mismo se hace para obtener deformaciones promedio de 5 mm (0.2 pulg) y llegando a la sexta aplicación de la carga se continúan aplicando incrementos de 4,540 kg (10,000 lbs), anotando las deformaciones obtenidas. Dichos incrementos de carga se continúan hasta producir la falla del pavimento bajo la placa, la cual se manifiesta al deformarse el pavimento progresivamente sin ningún aumento de carga. El ejemplo de datos obtenidos de una prueba de campo se muestra en la Tabla 4.1.

Para el cálculo del valor LCN, que es un valor representativo de la capacidad de carga del pavimento es necesario determinar la deflexión del mismo como es de haber sufrido 10,000 repeticiones de una determinada carga. Esto se obtiene a partir de los datos obtenidos de la prueba con las 6 repeticiones de las diferentes cargas y extrapoliando según se indica en el ejemplo mostrado en la Fig. 4.1.

El segundo paso en el cálculo de LCN se ilustra en la Fig. 4.2. La secuencia es la siguiente:

- La curva "A" se construye graficando los valores de deflexión contra primera y sexta aplicaciones de cada carga.
- La curva "B" es la curva teórica carga-deflexión si no se hubiera aplicado repetidamente la carga. Se obtiene trazando líneas paralelas a la curva "A". La carga de falla se obtiene trazando las líneas tangenciales según se muestra.
- La curva "C" se construye tomando como origen 0.2 pulgadas para una carga sola y graficando los valores de deflexión remanente después de la primera aplicación de la carga contra el valor de la suma.
- La curva "D" comienza en el origen y se obtiene graficando los valores de carga contra deflexión a las 10,000 repeticiones (calculadas de la Fig. 4.1 en el ejemplo).

- La carga de seguridad del pavimento se considera que es la carga que, repetida 10,000 veces producirá 5 mm (0.2 pulg) de deformación a partir del asentamiento inicial - bajo la misma carga, o sea, la carga correspondiente a la intersección de las curvas "C" y "D".
- La carga de seguridad así obtenida se corrige de acuerdo a la gráfica de calibración del conjunto gato-hidráulico-manómetro, efectuada en laboratorio; obteniéndose la carga de seguridad real.
- Con la carga de seguridad real y el área de la placa de prueba se entra a la Fig. 4.3 y se obtiene el valor LCN resistente del pavimento, el cual debe ser menor o igual que el LCN provocado por el avión crítico que lo utiliza.

La siguiente etapa en el procedimiento de evaluación consiste en efectuar un estudio estadístico del área de pavimento en estudio, determinando los valores de desviación estándar y el LCN promedio. El LCN resistente para publicarse será el LCN promedio menos la desviación estándar.

Informe de inspección y evaluación del
 LCM y de sus componentes mecánicos
 AEROPUERTO DE CHIHUALHUACHTEN
 PISTA - 15-36

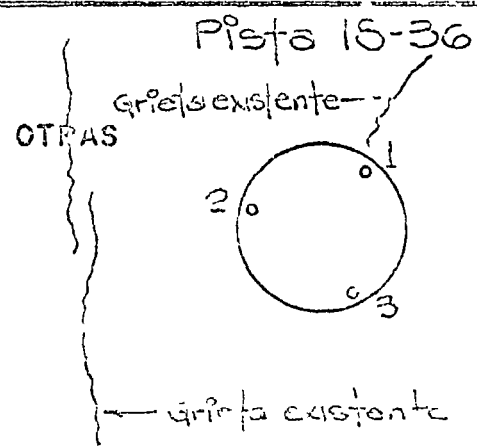
Hoja No. 4
 Fecha 1/15/77

Origen de la placa 0451ATS
 Ubicación 115 lbs A 4
 Material 2 1/2 HRS A 14
 Ubicación WIND PAUL MEDOS 1

CARGA	VELOCIDAD	CARCA	LECTURA EN MICROMETROS							
			1	2	3	PROMEDIO				
			CARGA	DESCARGA	CARGA	DESCARGA	CARGA	DESCARGA	CARGA	DESCARGA
5,000 lbs	1000	5,000 lbs	170	180	160	170	170	170	170	170
10,000 lbs	1000	10,000 lbs	240	260	230	24.5	24.5	24.5	24.5	24.5
15,000 lbs	1000	15,000 lbs	300	320	290	30.5	30.5	30.5	30.5	30.5
1	1	$\Delta = 0.05"$	520	90	560	130	530	90	530	10.3
2	2	CARGA MAN	540	110	570	140	550	110	550	
3	3	57,000	560	120	590	160	580	130	570	
4	4	Lbs	550	140	610	180	600	150	590	
5	5	Tem Amb 00°C	590	150	620	190	610	160	600	
6	6	Tem Asf 20°C	600	160	630	200	620	170	610	
1	1	$\Delta = 0.10"$	1070	310	1070	370	1060	310	1050	350
2	2	CARGA MAN	1090	350	1140	420	1120	350	1110	
3	3	59,000	1140	390	1200	470	1180	400	1170	
4	4	Lbs	1170	410	1240	490	1210	420	1200	
5	5	Tem Amb 00°C	1200	450	1270	510	1240	440	1230	
6	6	Tem Asf 10°C	1230	480	1300	540	1270	470	1260	
1	1	$\Delta = 0.20"$	2020	800	2090	830	2090	810	2060	810
2	2	CARGA MAN	2210	930	2280	970	2280	930	2250	
3	3	97,000	2320	1010	2400	1050	2400	1010	2370	
4	4	Lbs	2420	1090	2500	1120	2510	1090	2470	
5	5	Tem Amb 00°C	2500	1150	2580	1180	2590	1150	2500	
6	6	Tem Asf 00°C	2560	1200	2650	1250	2650	1200	2620	
Incrementos de carga hasta la carga	1	107,000 Lbs	2800	1280	2880	1320	2880	1280	2830	
	2	117,000 Lbs	3100	1310	3170	1350	3150	1310	3100	
	3	127,000 Lbs	3500	1360	3590	1400	3560	1360	3500	
	4	147,000 Lbs	4900	1500	5020	1520	4970	1500	4900	
			2350	1230	2370	1230	2370	1230	2350	

OBSERVACIONES

Temperatura Ambiente: -10 °C
 Temperatura Superficie Pavimento: 00 °C
 Viento: Despejado
 Viento: Calma



$$4(63-49) + 49 = 105$$

$$4(131-103) + 103 = 215$$

$$4(279-198) + 198 = 522$$

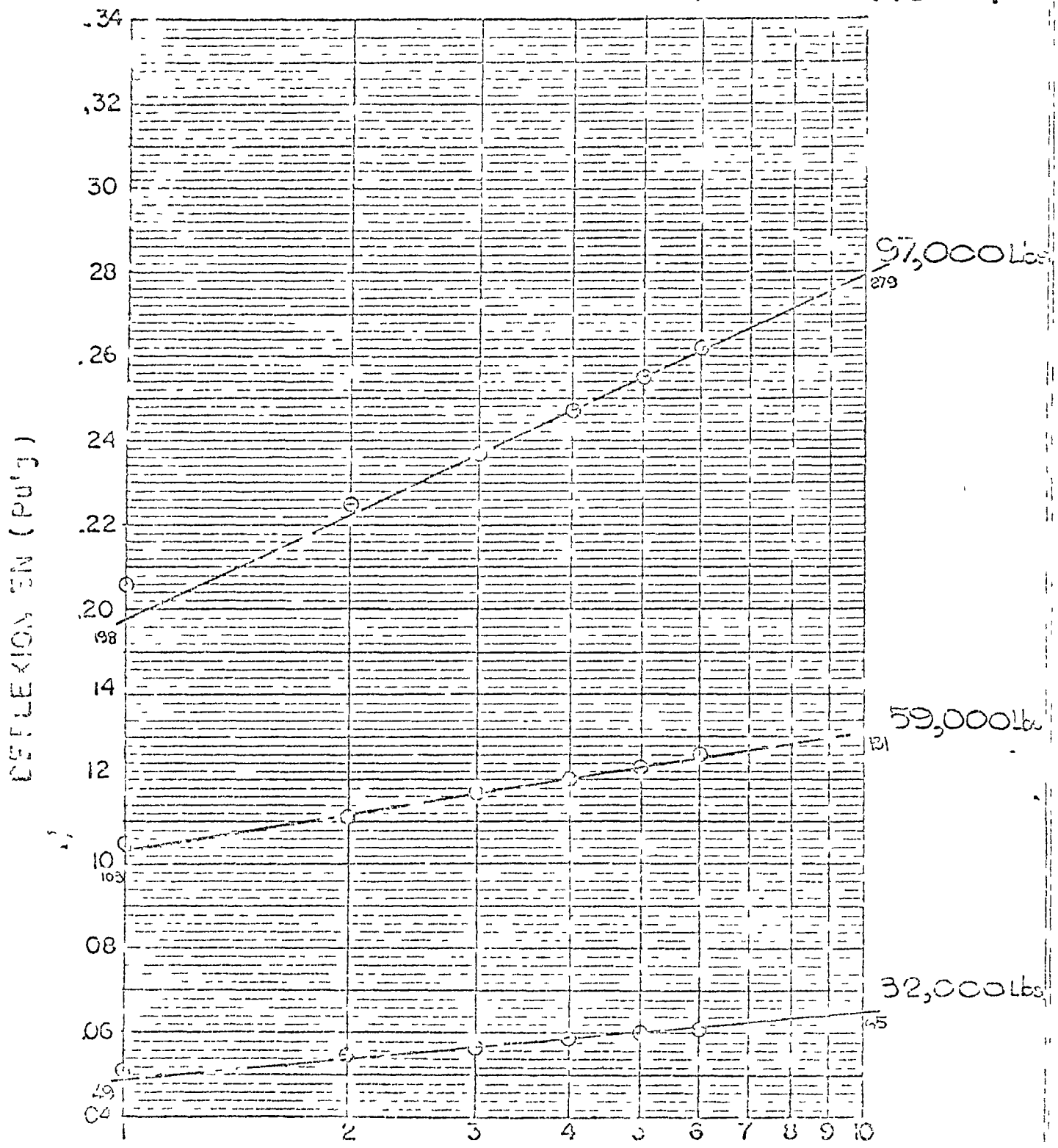
PRUEBAS DE PLACA.
Pavimento flexible.

AEROPUERTO DE CHIHUAHUA, CHIH.
PISTA 6-36

Hojas
4
Fecha:
IV/77

Número de aplicación de cargas

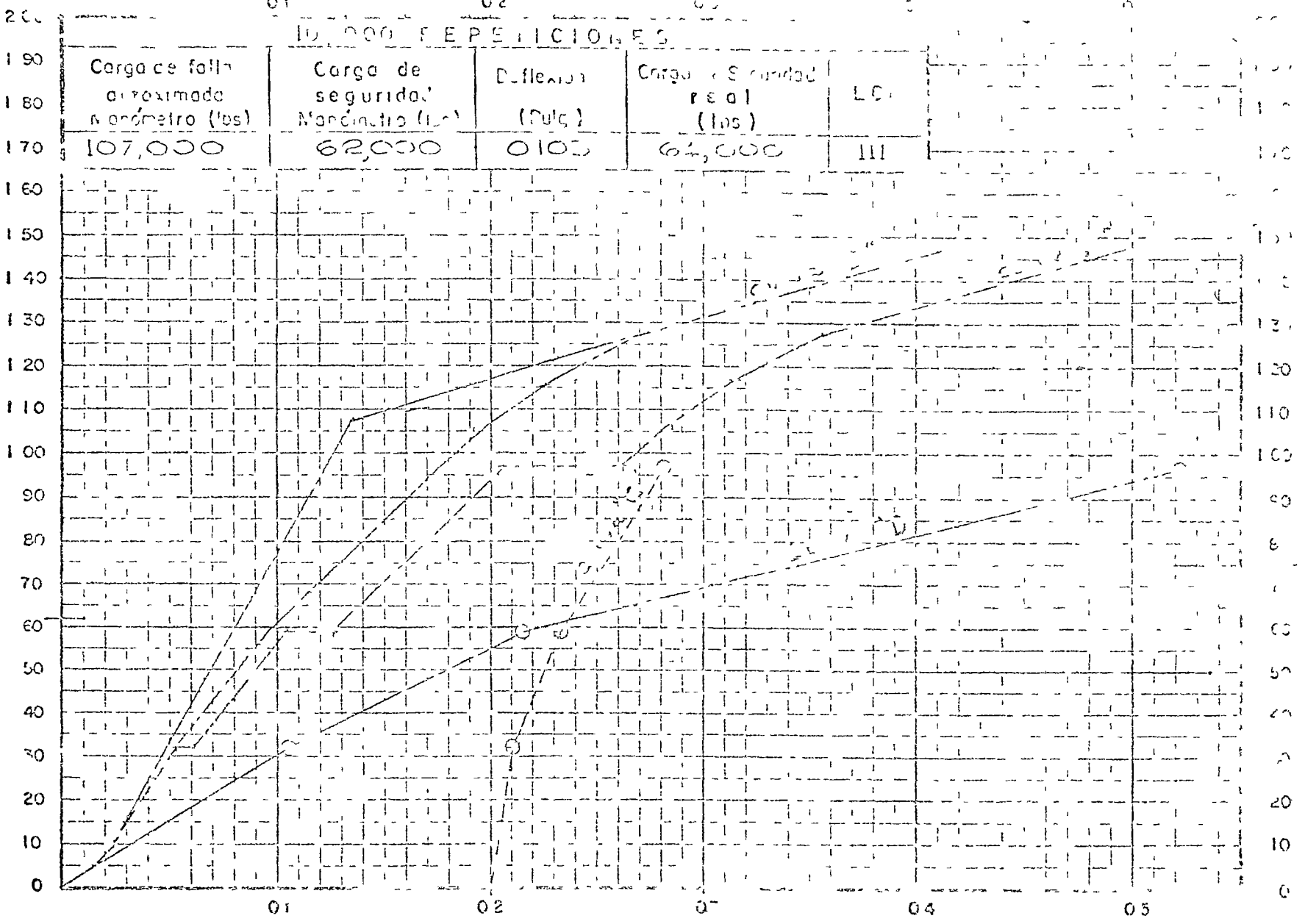
FIG. 1-1



01 02 03 04 05
 10,000 REPETICIONES

Carga de falla aproximada a anómetro (lbs)	Carga de seguridad Máquina (Lb)	Deflexión (Pulg)	Carga de seguridad real (lbs)	LCI
107,000	62,000	0.100	64,000	III

CARGA (Miles de libras)



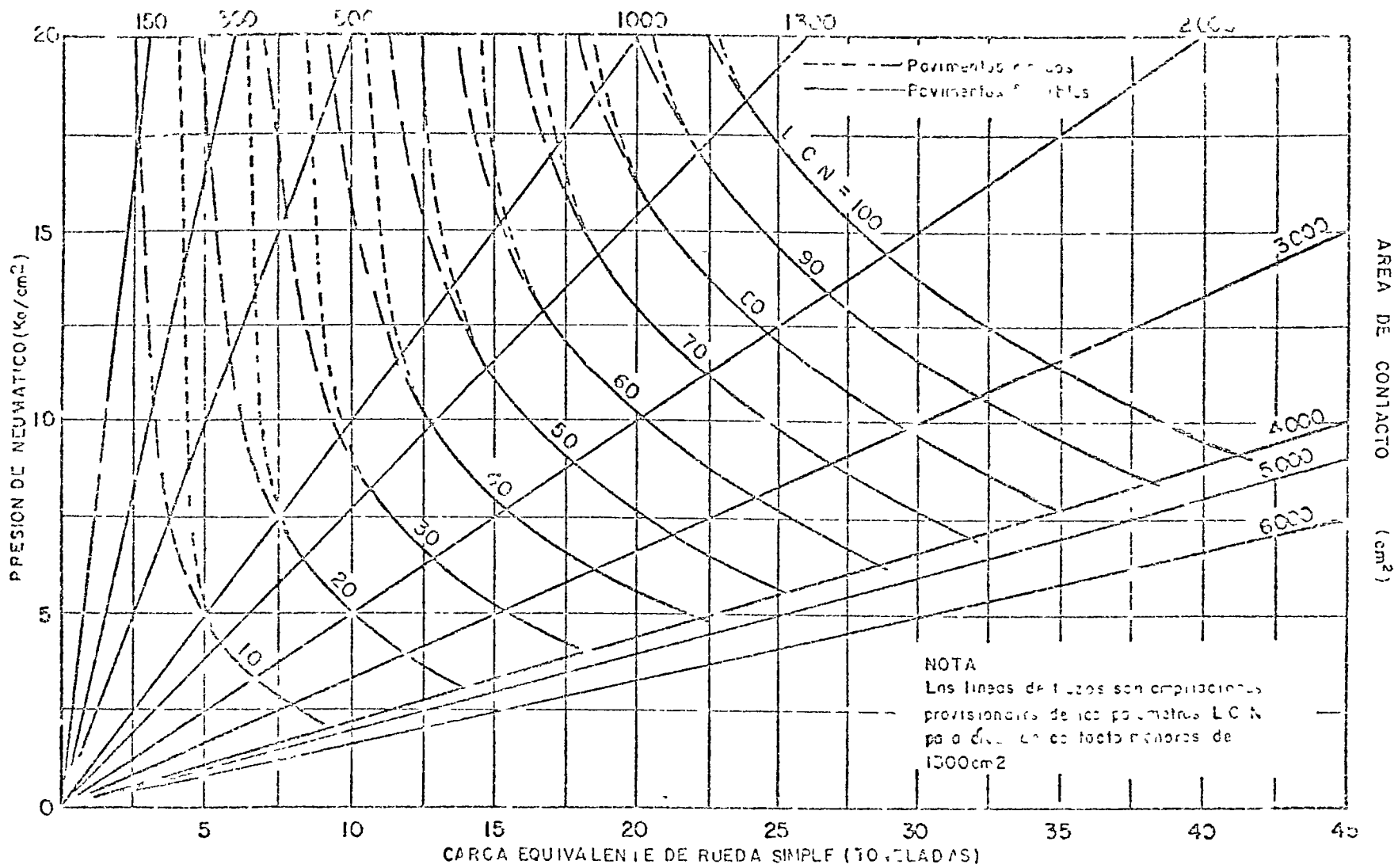
DEFLEXION (PULGADAS)

FIG 4-2

CALCULO LCI
 PAVIMENTOS FLEXIBLES
 AEROPUERTO DE CHIHUAHUA, CHIH
 PISTA 18-36

COMANDO EN JEFE
 DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
 DEPARTAMENTO TECNICO
 DIVISION DE ESTUDIOS ESPECIALES

VOSELEJO de la oficina
 Ing. Ecuferman L. Rodriguez
 Rev. 04 S. 01 16 P.D. 1966
 Form. LEO 14



VIGA BARKERMAN. METODO DE DEFLEXION RECUPERADA.-- Este metodo consiste en la determinacion de la deflexion recuperada, cuando se pone sobre una carga estandarizada del pavimento flexible en estudio.

La utilizacion de este metodo esta limitada a pavimentos flexibles con espesores inferiores a 50 cm (20"), ya que en mayores espesores pierde aproximacion.

El equipo de prueba consiste en una viga Barkerman y un camión de prueba cuyo eje trasero pesa 8.2 tons. (18,000 lbs), distribuido uniformemente en dos pares de ruedas, las cuales deberan tener una separacion minima de 5 cm (2"); las llantas deberan ser de 10 x 20 infladas a una presion de 5.5 kg/cm². (80 lbs/pulg²).

La viga Barkerman consiste de una parte fija y una viga móvil. La parte fija descansa en el pavimento apoyada en tres patas ajustables. La viga móvil se acopla a la parte fija por medio de un gancho; uno de sus extremos (punta de prueba) permanece en contacto con el pavimento en el punto por probar; el otro extremo está en contacto con un micrómetro que señala cualquier movimiento vertical del punto de prueba. La parte fija está equipada con un vibrador para reducir al mínimo la fricción de las partes móviles durante la prueba.

El procedimiento de prueba consiste en centrar uno de los pares de ruedas del camión sobre el punto a probar; se inserta el deflector (punta de prueba) de la viga Barkerman entre las ruedas, colocándose sobre el punto seleccionado de prueba. Se quita el seguro de la viga y se ajustan los apoyos para permitir un desplazamiento en el micrómetro de 1.27 cm (0.5 pulg) se acciona el vibrador de la viga y se registra la lectura inicial en el micrómetro. Inmediatamente se mueve el camión lentamente cuando menos a una distancia de 9 mts. (30 pies). Se registra la lectura del micrómetro cuando se estabilice. Se mide la temperatura del pavimento.

La deflexión recuperada total del pavimento es la mitad del movimiento del micrómetro durante la prueba (dos a uno es - la relación usual de la viga Benkelman, sin embargo, algunos modelos pueden estar contruidos con una relación diferente).

Evaluación de la Resistencia de Pavimentos Rígidos.-

METODO LCN.- El equipo utilizado para transmitir la carga al pavimento consiste esencialmente de una - plataforma lastrada a 100 toneladas métricas remolcada por un tracto-camión especialmente equipado (para proporcionar movilidad y autonomía al equipo de pruebas) y de un gato - hidráulico de 200 toneladas (400,000 lbs) de capacidad, que colocado entre la placa de 45 cm (18 pulg) de diámetro so- bre el pavimento y el adarante especial de la plataforma, transmite las cargas al pavimento al ir levantando paulati- namente la plataforma.

El equipo de medición consiste en 8 micrómetros los cuales miden las deformaciones producidas en el pavimento por las cargas aplicadas. Los micrómetros se suspenden de un ele- mento fijo consistente en un puente armadura de 7.5 m de - claro, quedando sus apoyos fuera de la zona de influencia de las cargas aplicadas a la placa. El dispositivo de medi- ción de las cargas aplicas a la placa consiste de un manó- metro acoplado al gato hidráulico y previamente calibrados en laboratorio.

El procedimiento de prueba es el siguiente;

La placa se coloca en la esquina mas alejada de la losa por probar, ya que es este punto el mas debil cuando no existen pasajuntas o algún otro elemento especial de transmisión de cargas, en cuyo caso la prueba se efectúa en la esquina y - en el centro, para determinar la posición de la carga crítica.

Las ruedas de la plataforma de pruebas deben quedar, de ser posible, fuera de la losa por probar, en las dimensiones de

La loma lo permite para ciertos cargos extras sobre la mencionada losa.

En el caso del puente-armadura, que sirve de apoyo fijo a los micrómetros, debe quedar, de ser posible, con sus apoyos fuera de la losa, para evitar que los micrómetros den lecturas falsas de deformación al estarse efectuando la prueba.

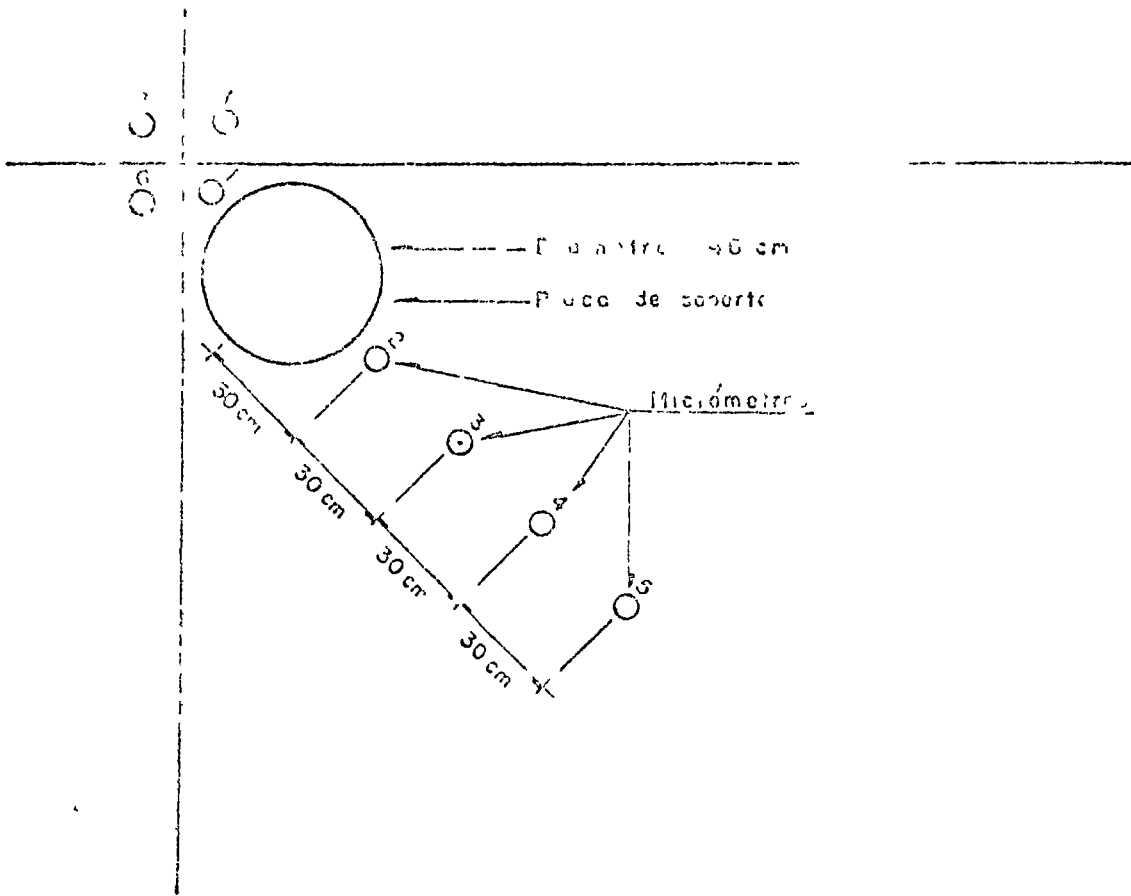
Para asegurar un contacto total entre la placa de soporte y la superficie del pavimento, se pone primero una capa de poco espesor (aproximadamente 0.5 cm) de azufre fundido, el cual al enfriarse presentará una superficie uniforme y horizontal.

Después de asentada la placa se coloca el gato y los adaltes de transmisión de carga de la plataforma al pavimento.

Los dispositivos para medir las deformaciones del pavimento son 8 micrómetros, los que se colocan, para prueba en la esquina de losa, siguiendo una línea diagonal a la losa colocada el primero en la esquina de la losa a probar y los espaciados a cada 30 cm a partir del centro de la placa (ver fig. 4.4), además se colocan tres micrómetros en las esquinas de las losas vecinas, más próximas a la placa de soporte.

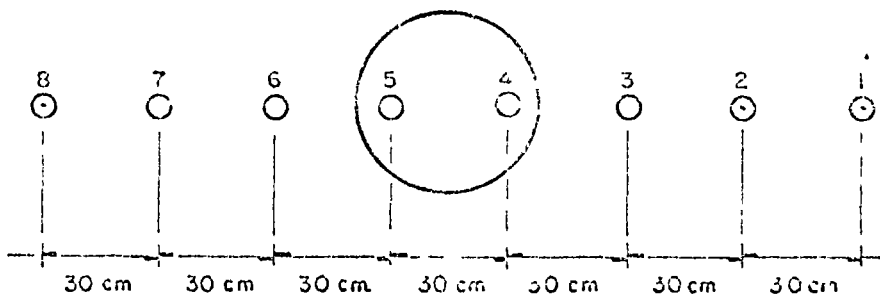
Para prueba en el centro de losa, los micrómetros se colocan según se indica en la fig. 4.5

Debajo de cada vástago de los micrómetros, se coloca un pequeño trozo de vidrio a fin de que descanse sobre una superficie dura y lisa. Se coloca un termómetro de contacto sobre la superficie del pavimento cercana a la placa y se anota su lectura; también se anota la temperatura ambiente sostenida de un termómetro apropiado.



Posición de los micrófonos para pruebas de placa en esquina de la loca.

Fig. 4-4



Posición de los micrófonos para pruebas de placa en el centro de la loca.

Fig. 4-5

A continuación se aplica a la losa una carga de asentamiento de 2,500 kg (5,000 lb) aproximadamente y se retira, luego se reducen los movimientos del cero y se aplican las cargas de trabajo en incrementos de 2,500 kg (5,000 lb) notando las deformaciones producidas por cada carga (tabla 4.2). Se continúa aumentando la carga hasta que la losa tenga una deformación de 5 mm (0.2 pulg) en su punto más crítico. Llegado a este momento, la prueba se considera concluida, ya que se crean condiciones suficientes para determinar la carga de falla en que aparecen las primeras grietas.

Si la sub-base sobre la que se apoya la losa es muy resistente, la grieta en la losa sólo puede ser detectada observando el mayor incremento fallto en las lecturas de uno o más de los micrómetros (según la localización de la grieta) y puede ser comprobada humedeciendo la superficie del pavimento. Una vez que se detecta la primera grieta la prueba se da por concluida.

Para la evaluación de las pruebas de placa sobre pavimentos rígidos, el primer paso consiste en graficar las cargas aplicadas con las deformaciones medidas por cada micrómetro, como se ejemplifica en la Fig. 4.6

La carga de falla se determina por el cambio de pendiente de la curva carga-deflexión. Si existe alguna duda en la determinación de la carga de falla, debido a que el cambio de pendiente es imperceptible, o a que éste no existe, se pueden graficar los valores carga-deflexión en papel logarítmico para enfatizar cualquier cambio de pendiente o para verificar que no se produjo la falla.

Una vez determinada la falla, esta carga, que es la que se cae el micrómetro, deberá ser corregida con base en la calibración del conjunto gato hidráulico-manómetro.

Una vez corregida, se tendrá la carga de falla real, a la que se le aplica un factor de seguridad de 1.5 para obtener

LABOR 2-2

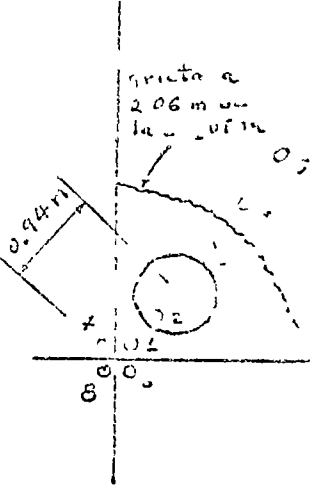
Prueba de placa para evaluación de LCN en pavimentos rígidos

Dimensión de la Placa: 65 cm (1.0")
 Ubicación de Prueba: 1-2-3 FAL-C Pte. E-10-30
 Hora de iniciación: 17:00 Hs.
 Hora de terminación: 19:00 Hs.
 Operador: Miguel Figueroa

AEROPUERTO DE MEXICALI, B.C.

Folio 20/46

CARGA (kg)	LECTURAS FN MICROMETROS								OBSERVACIONES
	1	2	3	4	5	6	7	8	
5000	0.0	5.5	1.5	0.5	0.0	1.5	1.5	1.0	
10000	0.0	9.5	3.5	1.0	1.0	3.0	4.0	3.5	
15000	0.5	12.0	4.0	1.5	1.0	3.0	5.0	4.0	Temperatura Ambiente 23.0°C
20000	2.5	15.0	5.5	2.5	2.0	4.0	7.0	4.5	
25000	5.0	18.5	7.5	4.0	3.0	5.0	9.0	6.5	
30000	6.0	22.0	10.0	6.5	4.0	6.0	11.5	8.5	
35000	11.5	26.0	12.0	8.5	6.0	11.0	14.0	11.0	Temperatura Losa 25.0°C
40000	17.5	29.0	14.0	10.0	7.0	12.0	15.0	13.0	
45000	18.5	36.0	18.5	14.5	9.0	18.0	22.0	17.5	
50000	23.0	41.0	22.0	17.5	11.5	22.0	20.5	21.5	
55000	30.0	47.5	26.5	22.0	14.5	27.0	22.0	27.0	Ciclo Despejado
60000	35.0	57.5	30.0	25.5	17.5	32.5	33.5	30.0	
65000	37.0	57.5	32.5	26.0	18.0	35.0	39.0	37.0	
70000	41.0	62.0	36.5	30.0	20.0	39.0	41.0	34.0	
75000	47.0	72.0	43.0	35.0	24.0	44.0	49.0	41.5	Viento Calma.
80000	51.0	73.5	47.0	38.0	26.0	45.0	51.0	43.5	
85000	55.0	75.5	52.0	43.0	29.0	50.0	55.0	47.0	
90000	60.0	75.0	59.0	47.0	32.0	52.0	53.0	50.0	
95000	62.0	100.0	62.0	50.0	33.5	54.5	59.0	50.5	Carga que se observó grietas
100000	67.0	104.5	65.0	52.0	35.0	55.0	61.0	51.0	150,000 lb.
105000	68.0	109.0	69.0	54.0	36.0	55.0	61.5	50.5	
110000	71.0	115.0	71.5	56.5	36.5	48.0	62.5	46.5	





Dilatación (Milésimas de pulg.)

FIG. 1.6

CALCULO DE LCN
PAVIMENTOS RIGIDOS

RECC. GENERAL DE AEROPUERTOS
DEPARTAMENTO TECNICO
OFICINA DE...

Ing. Francisco R. Durrant
Francisco R. Durrant

AEROPUERTO DE MS 10-11-64
10-23-64

La carga de seguridad, la cual es corregida a su vez por los efectos de transferencia de carga a las losas contiguas y por temperatura. Un ejemplo de estos pasos en la evaluación se presenta en las Tablas 4.3 y 4.4

La corrección por transferencia de carga es un procedimiento arbitrario derivado de la experiencia tenida al respecto por el Reino Unido. El porcentaje de carga transferida se calcula de la siguiente manera:

$$\left[\begin{array}{l} \text{Lectura en micró-} \\ \text{metro "6" menos} \\ \text{0.010 pulg.} \end{array} \right] \quad \dots \quad \left[\begin{array}{l} \text{Lectura en} \\ \text{micrómetro "7"} \\ \text{menos 0.010} \\ \text{pulg.} \end{array} \right]$$

$$\left[\begin{array}{l} \text{Lectura micro} \\ \text{metro "1"} \end{array} \right] + \left[\begin{array}{l} \text{Lectura en mi-} \\ \text{cro metro "6"} \\ \text{menos 0.010} \\ \text{pulg.} \end{array} \right] + \left[\begin{array}{l} \text{Lectura en mi} \\ \text{cro metro "7"} \\ \text{menos 0.010} \\ \text{pulg.} \end{array} \right]$$

Ejemplos de estos cálculos se presentan en la Tabla 4.4 -- (columnas 4 a 7).

La transferencia de carga ajustada por temperatura (columna 8, Tabla 4.4) se obtiene como sigue:

En el caso más simple, la temperatura del pavimento durante la ejecución de la prueba es la más baja esperada para dicho pavimento. La carga transferida (columna 7, Tabla 4.4) es por tanto la más baja que puede ocurrir y a mayores temperaturas las losas adyacentes proporcionarían mayor "colaboración" para soportar las cargas.

En el otro caso, que es el más común, la temperatura del pavimento durante la ejecución de la prueba es mayor que la mínima esperada para dicho pavimento y la carga transferida debe ser ajustada para tomar en cuenta su disminución por efecto de temperaturas más bajas. Para efectuar este ajuste no existe una regla establecida y depende del criterio del que evalúa el pavimento. Como una pauta general se pueden comparar las temperaturas del pavimento durante

Los efectos contra las diferentes cargas transferidas obtenidos, (columna 7, Tabla 4.4) corresponden pues a todas las pruebas efectuadas en la zona de pavimento en estudio de modo que para la comparación se puede obtener una idea de la variación de la transferencia de carga respecto a la temperatura; si por otro lado se ha elegido la temperatura mínima esperada para el pavimento, se podrá obtener la transferencia de carga ajustada (columna 8, Tabla 4.4). El valor de la columna 9 (factor de reducción) es obtenido de restar a 100 el valor de la columna 8.

La carga de seguridad ajustada (columna 10, Tabla 4.4) se obtiene al multiplicar el valor de la columna 8 (carga de seguridad) por el valor de la columna 9 (factor de reducción).

El valor de LCN individual de seguridad ajustado se obtiene de la Fig. 4.6, entrando con la carga de seguridad ajustada.

Una vez llegado a esta etapa de la evaluación, en que se tienen los valores de LCN individuales ajustados de todas las pruebas efectuadas en el aeropuerto, es posible combinar dichos valores agrupándolos según las zonas de pavimento de iguales características constructivas y de resistencias similares, así como del uso a que están destinados. Esto se efectúa mediante un estudio estadístico en el que los principales valores a tomar en cuenta son la desviación estándar y el LCN promedio, ya que LCN resistente para publicarse, de una determinada zona de pavimentos es el LCN promedio menos la mitad de la desviación estándar.

Para determinar las limitaciones de peso, en caso de haberlas, con el cual los diferentes tipos de aviones pueden operar sobre el pavimento evaluado, se tiene que comparar el LCN resistente del pavimento con el LCN que provoca cada avión a sus distintos pesos.

PRUEBAS DE PLACA

PLACA

PLACA

3 x 12 in micrómetro

AEROPUERTOS DEL VALLE DE GUATEMALA

Fecha

15-31 de Octubre

JUL/15

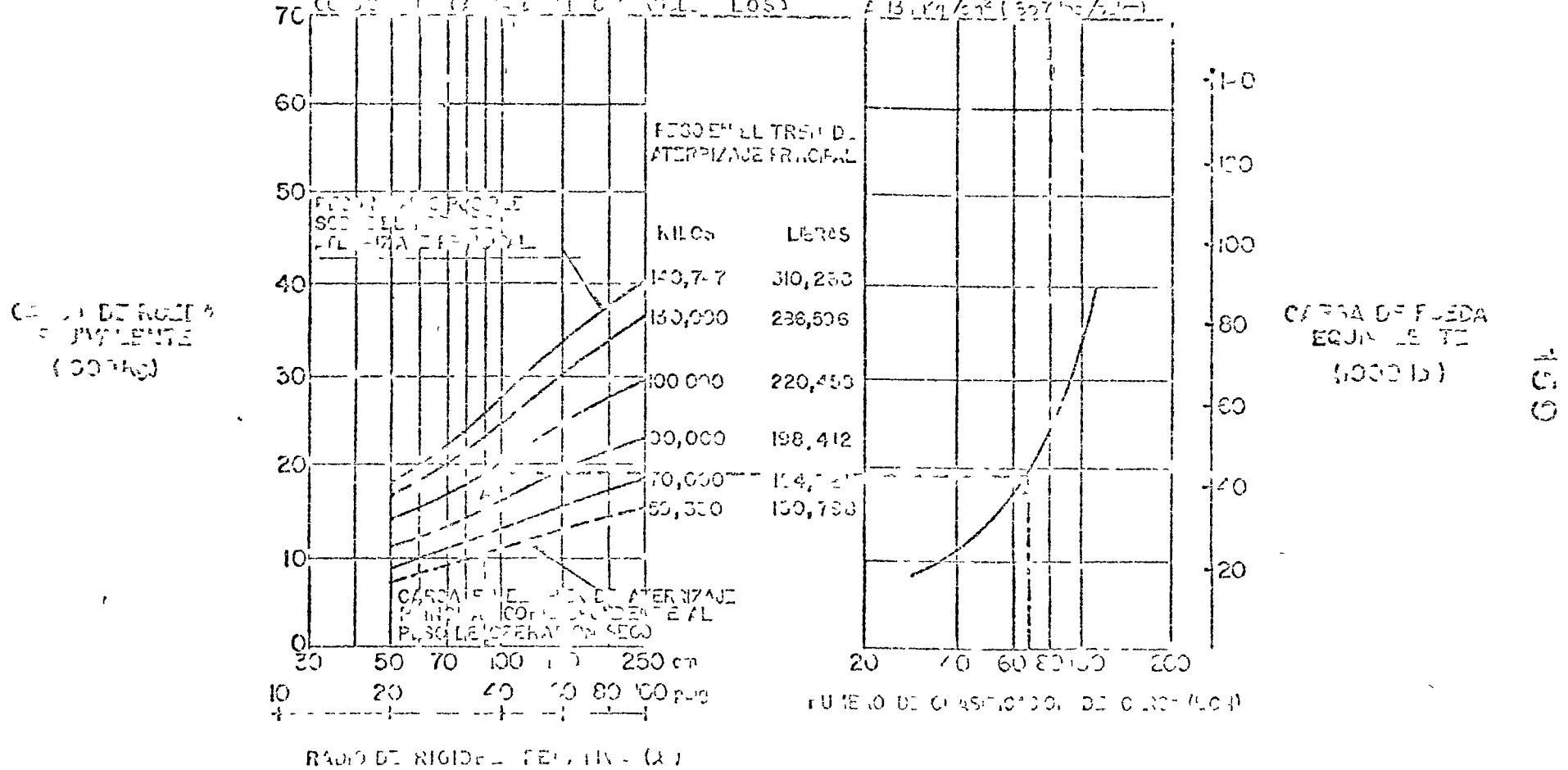
No	Carga de seguridad (lbs)	Deflexión en carga de seguridad (0.001 pulg)			CORRECCION POR TRANSFERENCIA		EFECTIVA DE CARGA		LCN Individual ajustado	
		Micrometro	Micrómetro (n los 0.001)	Micrometro (n los 0.010)	Carga la transferida %	Transferencia de carga ajustada %	Factor de corrección	Carga de seguridad ajustada (lbs)		
1	68 233		22	4	58	38-30 = 0	1.00	68 233	122	
2	68 49	31	18	12	49	11	.89	61 172	104	
3	68 51	51	2	2	7	0	1.00	62 066	106	
4	52 133	26	13	6	42	4	.95	52 927	85	
5	68 500		17	13	15	7	.93	63 921	110	
6	38 100	41	34	10	50	20	.80	70 480	125	
								=	270 290	650
								(Carga de Seguridad Media)	63,216.00	109
		(L.C.N. prom = 2.30/2 =)								
		109 - 13.05/2 = 102								

En las Figs. 4.7 y 4.8 se muestran los tipos de gráficas utilizadas para determinar el LDF provocado por cada - - avión.

En la Tabla 4.5 se muestra un ejemplo de concentración - de datos de limitaciones de peso para los aviones que operan o que se espera que operen en los aeropuertos de México.

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
 SECCIÓN DE INVESTIGACIONES TECNOLÓGICAS
 CENTRO NACIONAL DE ESTUDIOS Y DESARROLLO
 DE MATERIALES DE LA OPCI
 CARACAS, VENEZUELA

LOS REQUISITOS DE LOS ESQUEMAS EN LA
 CARRERA DE... LOS...
 LLANTAS 44x16 PERFORACIÓN CONSTANTE
 A 13.000/cm² (327 kg/cm²)



783 REQUISITOS DE RIGIDEZ RELATIVA CONVIERTE LA LECTURA
 MODELO DE...

- FUENTE

DC-...
 7...
 P...
 BOULAS...

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
 SECCIÓN DE INVESTIGACIONES TECNOLÓGICAS
 CENTRO NACIONAL DE ESTUDIOS Y DESARROLLO
 DE MATERIALES DE LA OPCI

<p>Modelo</p> <p>Características</p>	<p>Restricción</p>
<p>Tren principal de charrozo principal de rueda sencilla</p> <p>presión 42.9 Kg/cm² (70 psi)</p> <p>Peso máximo sobre el pavimento = 43,000 Kg = 100,000 lbs</p>	<p>SIN RESTRICCIÓN</p>
<p>Tren principal de charrozo principal de rueda doble (Coque)</p> <p>presión 49.7 Kg/cm²</p> <p>Peso máximo sobre el pavimento = 41,64 Kg = 91,500 lbs</p>	<p>SIN RESTRICCIÓN</p>
<p>Tren principal de charrozo principal de rueda doble</p> <p>presión 47.9 Kg/cm²</p> <p>Peso máximo sobre el pavimento = 41,64 Kg = 91,500 lbs</p>	<p>SIN RESTRICCIÓN</p>
<p>Tren principal de charrozo principal de rueda doble</p> <p>presión 47.9 Kg/cm²</p> <p>Peso máximo sobre el pavimento = 41,64 Kg = 91,500 lbs</p>	<p>SIN RESTRICCIÓN</p>
<p>Tren principal de charrozo principal de rueda doble</p> <p>presión 49.7 Kg/cm²</p> <p>Peso máximo sobre el pavimento = 41,64 Kg = 91,500 lbs</p>	<p>SIN RESTRICCIÓN</p>
<p>Tren principal de charrozo principal de rueda doble</p> <p>presión 46.5 Kg/cm²</p> <p>Peso máximo sobre el pavimento = 41,64 Kg = 91,500 lbs</p>	<p>SIN RESTRICCIÓN</p>
<p>Tren principal de charrozo principal de rueda doble</p> <p>presión 47.9 Kg/cm²</p> <p>Peso máximo sobre el pavimento = 41,64 Kg = 91,500 lbs</p>	<p>SIN RESTRICCIÓN</p>
<p>Tren principal de charrozo principal de rueda doble</p> <p>presión 47.9 Kg/cm²</p> <p>Peso máximo sobre el pavimento = 41,64 Kg = 91,500 lbs</p>	<p>SIN RESTRICCIÓN</p>
<p>Tren principal de charrozo principal de rueda doble</p> <p>presión 47.9 Kg/cm²</p> <p>Peso máximo sobre el pavimento = 41,64 Kg = 91,500 lbs</p>	<p>SIN RESTRICCIÓN</p>
<p>Tren principal de charrozo principal de rueda doble</p> <p>presión 47.9 Kg/cm²</p> <p>Peso máximo sobre el pavimento = 41,64 Kg = 91,500 lbs</p>	<p>SIN RESTRICCIÓN</p>
<p>Tren principal de charrozo principal de rueda doble</p> <p>presión 47.9 Kg/cm²</p> <p>Peso máximo sobre el pavimento = 41,64 Kg = 91,500 lbs</p>	<p>SIN RESTRICCIÓN</p>
<p>Tren principal de charrozo principal de rueda doble</p> <p>presión 47.9 Kg/cm²</p> <p>Peso máximo sobre el pavimento = 41,64 Kg = 91,500 lbs</p>	<p>SIN RESTRICCIÓN</p>

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

CRITERIOS DE CONSERVACION
IMPORTANCIA DE LAS TERRACERIAS

Ing. Miguel Quintero Nares

Mayo, 1977.

Perforación y Reconstrucción de Pavimentos

En muchos países se presentan con frecuencia la necesidad de analizar el estado de un pavimento construido anteriormente a fin de decidir sobre la necesidad de repararlo y sobre el monto de la reparación.

Aunque presente en todas partes, este es un problema muy común en las redes de transporte de los países en vías de desarrollo, especialmente en ellos se dan las condiciones de rápida expansión del tránsito, insuficiencia presupuestal en el momento de la construcción y falta de la adecuada conservación, que contribuyen a generarlo. Contribuye también a hacer frecuente la necesidad de ampliación y reconstrucción una sana política de inversión escalonada, por la que originalmente se construye para condiciones poco diferentes de las actuales con vidas útiles relativamente cortas, esperando a que el desarrollo futuro del tránsito cree las condiciones que hagan posible el efectuar nuevas inversiones en condiciones favorables. Esta orientación de la política de inversiones permite mayor disponibilidad de recursos y atención a un mayor número de obras, pero produce frecuentes necesidades de ampliación.

En este párrafo se desea hacer una breve revista a la metodología de evaluación de pavimentos flexibles construidos, destacando algunos de los aspectos de trabajo en que la mecánica de Suelos Aplicada tenga un papel que jugar.

Los problemas de rehabilitación de pavimentos pueden ser infinitamente variados y van desde la colocación de riegos de "regeneración" o colocación de sobre-carpetas, hasta reconstrucciones integrales, - -

transición han de considerarse los problemas emanantes de las ampliaciones de sección.

Las rehabilitaciones por incremento normal del tránsito suelen resolverse con el empleo de sobrecarpetas, en tanto que las reconstrucciones serán necesarias en pavimentos que muestren indicios de falla, consistentes en la aparición de deformaciones excesivas o en niveles muy elevados de deflexión, detectada con los instrumentos de que hoy se dispone y a los que se concede alguna atención más adelante.

El planteamiento de un criterio de rehabilitación es, en rigor, un enlistado de las circunstancias que hacen insatisfactorio el servicio de un pavimento dado; desde luego es algo mucho más complicado que la simple aparición de grietas superficiales. En lo anterior, insatisfactorio no implica, desde luego, la necesidad de una falla catastrófica; puede requerir rehabilitación un pavimento que esté soportando adecuadamente altos volúmenes de tránsito, pero en el que se gaste más de lo conveniente en conservación. Las siguientes son las principales normas de criterio que suelen considerarse para definir la necesidad de una rehabilitación (Fot. 55):

a.- Nivel de servicio.

Este concepto variará con el tipo de la vía terrestre.

b.- Condición estructural.

Este concepto se refiere a la capacidad del pavimento para soportar las cargas del tránsito en la actualidad y seguirlo haciendo en el futuro próximo.

c.- Condiciones de la superficie.

La apariencia del pavimento (deformaciones, grietas, etc.) no está necesariamente ligada a la capacidad estructural y desde luego no lo es por una relación única y sencilla, si bien es cierto que una falta de capacidad estructural se reflejará rápidamente en la apariencia del pavimento. Muchos defectos en las condiciones superficiales pueden corregirse fácilmente con métodos que no producen ninguna mejoría real en las condiciones estructurales.

d.- Seguridad.

El concepto se valúa generalmente con base en estadísticas de accidentes.

e.- Costo.

Se refiere no solo a la erogación necesaria para pagar la rehabilitación, sino también a los costos de conservación y de operación que se lleguen.

El índice de servicio se estima frecuentemente con base en la opinión de un grupo de usuarios, quienes recorren el camino en condiciones normales y lo califican de algún modo. Se ha intentado también llegar a una calificación por medio de fórmulas de regresión estadística de mediciones obtenidas por procedimientos mecánicos en la superficie del pavimento (Ref. 35).

Adicionalmente al concepto de nivel de servicio es importante considerar las condiciones de la superficie de rodamiento en lo que respecta a agrietamientos, deformaciones permanentes y cualquier otro defecto cuya presencia, como se mencionó anteriormente, no siempre debe atribuirse a insuficiencia estructural. Es muy importante que en todo

4

Tabla IX - 16

CONDICIONES SUPERFICIALES DEL PAVIMENTO FLEXIBLE

Carrilero o Aeropuerto _____

Observador : _____

Fecha : _____

Tramo de															

	TIPO	GRIETA													
		Fisuración													
		Longitudinal													
		Transversal													
		Peadrada (75 cm Aprox)													
		Peadrada (15 cm Aprox)													
		En forma de mapa (>30cm)													
		Retención													
		Menor que 0.3175 cm (1/8")													
		Menor que 0.635 cm (1/4")													
		Mayor que 0.635 cm (1/4")													
0	Ninguna	Desprendimiento Local													
1	Poco	Desprendimiento General													
2	Poco	Deformación Transv Marcada													
3	Severa	Deformación Longitudinal													
4	Muy Bien	Distorsión													
5	A	Asentamiento Subrasante													
6	Bien	Bacheo Superficial													
7	Bien	Bacheo Profundo													
8	B	Reconstrucción Localizada													
9	Regular	Rugosidad Superficial													
10	C	Drenaje Superficial													
11	Pobre	Subdrenaje													
12	D	Condiciones generales													
13	Muy Pobre	Calificación General													
14	C	Trabajos Requeridos													

Observaciones (Drenaje)

Observaciones

programa para la ejecución de un estudio con fines de rehabilitar un pavimento se incluye un levantamiento (tan detallado como sea posible) de los deterioros que presenta la superficie de rodamiento y su posible relación con las condiciones de drenaje y subdrenaje, topografía de la zona y cualquier otra que se considere con alguna influencia en el comportamiento general exhibido por el pavimento. La Tabla IX-16 muestra un esquema utilizado por la Secretaría de Obras Públicas de México para efectuar el levantamiento de deterioros de pavimentos flexibles.

Entra Tabla IX-16

Por lo que se refiere a la capacidad estructural de un pavimento, esta característica se ha relacionado, para fines de valuación, con la medición de la deflexión del pavimento cuya capacidad estructural se desea valorar. Las deflexiones de un pavimento flexible bajo una carga estática pueden ser determinadas con equipos tales como la viga de Benkelman o un servímetro De-lea. Un deflectómetro del tipo Dyna-Flect permite la medición de deflexiones cuando la carga que se aplica al pavimento es dinámica. La Fig. 53 contiene una descripción de los equipos mencionados, así como el

procedimiento que debe seguirse para la medición de deflexiones con cada uno de ellos.

La viga Benkelman se muestra esquemáticamente en la Fig IX-35 un brazo D fijo se sitúa nivelado sobre el pavimento apoyado en tres puntos (un punto A y dos puntos B). Un brazo móvil D_2 está acoplado al brazo fijo por una articulación rotatoria en el punto que se señala. Cuando las llantas de un camión cargado se colocan de manera que el punto C del brazo móvil queda centrado entre ellas (nótese que no es ésta la posición que se muestra en el esquema), dicho punto bajará una cierta cantidad por la deformación provocada en el pavimento por el peso de las llantas. Por tal causa el brazo D_2 girará en torno a la articulación con respecto al brazo D , previamente nivelado (se supone que las dimensiones de la viga son tales que la posición del brazo D no es afectada por la deformación causada por las llantas) y de esta manera el extensómetro que se señala hará una lectura. Si se retiran ahora las llantas cargadas, el punto C se recuperará en lo que a deformación elástica se refiere y por el mismo mecanismo anterior el extensómetro hará otra lectura.

Entra Fig. IX-35

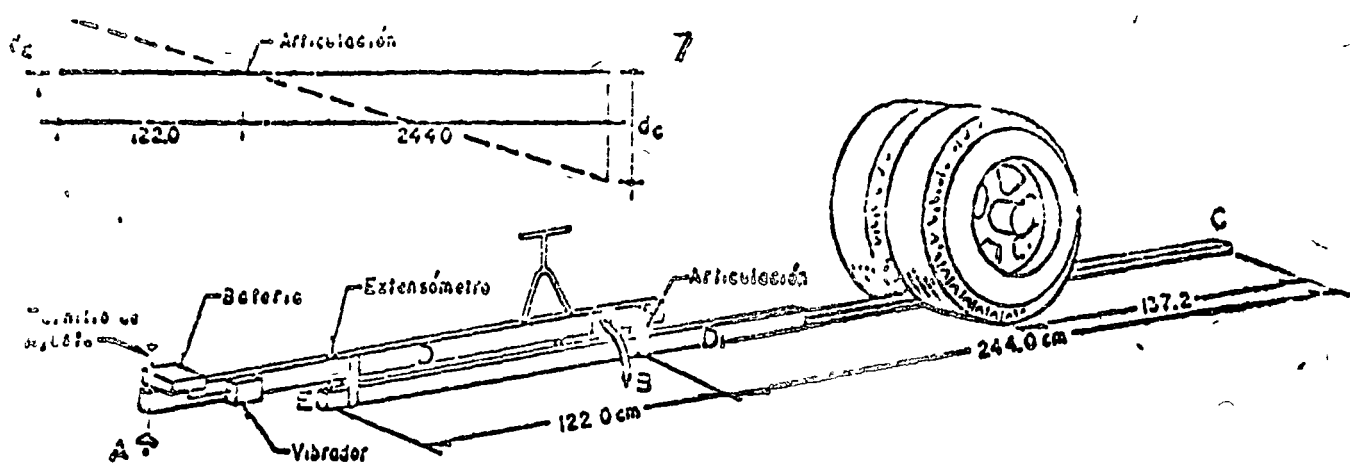


Fig.- IX - 35 Esquema del deflectómetro Benkeiman

Con las dos lecturas del extensómetro es posible saber cuánto se movió el punto C en la operación y con la geometría de la viga se --- calculará correspondientemente la recuperación elástica de C al quitar las --- llantas, tal como se ilustra en el croquis operativo que aparece en la mis--- ma Fig. IX-35. Nótese que en realidad se ha medido la recuperación de C --- al remover la carga y no la deformación al colocar ésta.

Las distintas instituciones que han popularizado el método --- usan diferentes cargas en el sistema dual de llantas empleado.

El Dynaflect es un sistema electromecánico que mide la defle--- xión dinámica de la superficie del pavimento cuando se le aplica una carga --- oscilatoria (senoidal). El aparato medidor, cuyas complicaciones de esta--- lla exceden el dominio de esta obra, viaja en un remolque arrastrado// por --- un vehículo en el que se disponen los controles de la medición. El medidor --- trabaja a base de un generador de fuerzas dinámicas ejercidas sobre el pa--- vimento (impactos), cuyos efectos se recogen en un sistema de sismógrafos --- alineados (geófonos). Una ventaja importante del aparato es no requerir --- ningún punto de referencia fijo en la superficie en que se realizan las medi--- ciones y otra es la operación automática, libre de errores de operación y --- susceptible de ser realizada a una velocidad relativamente alta del remolque.

La Fig. IX-36 muestra un conjunto de curvas de deflexión pro--- porcionado por el Dynaflect. Cada curva se refiere a las lecturas de los --- cinco geófonos que tiene el aparato al aplicar la carga de impacto en un pun--- to, los geófonos dan lecturas más bajas según van estando mas alejados del --- impacto. Generalmente se utiliza la lectura del primer geófono como valor --- de cálculo, pero al dibujar las lecturas de los cinco se obtiene una gráfica --- cuya inclinación, quiebres y cambios de pendiente pueden dar a un interpre---

to experimentado una imagen cualitativa muy clara del estado en que se encuentra el pavimento, en el espesor de influencia del proceso dinámico; desde este punto de vista el Dynaflect realiza una especie de estudio geofísico del espesor influido.

Entra Fig. IX-36

Desde luego que la valuación de la capacidad estructural de un pavimento deberá comprender también el análisis de la resistencia de los materiales que constituyen cada una de sus capas, incluyendo la subrasante y, en algún caso, el que forme la terracería. La valuación final de la capacidad estructural deberá tener en consideración los resultados obtenidos con el uso de los dos criterios, deflexión y resistencia, lo cual es particularmente importante si se toma en cuenta que las correlaciones existentes entre las medidas de deflexión, espesores y calidad de los pavimentos, así como el tránsito que circula por ellos, han sido obtenidas por diversos organismos bajo sus propias condiciones locales y por lo tanto fundamentalmente la valuación sólo en dichas correlaciones podría resultar poco fiel a las con-

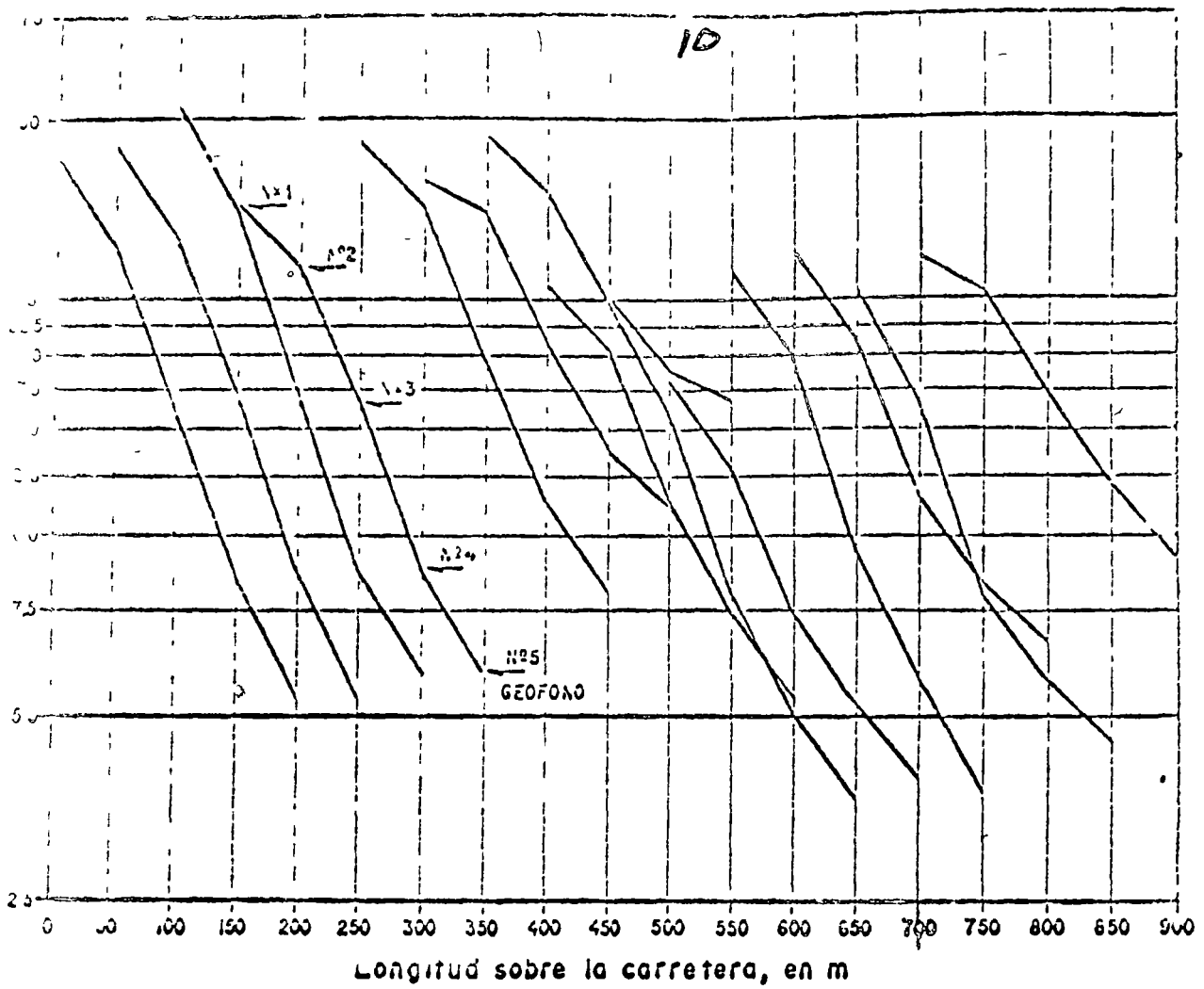


Fig.- IX-36 Curvas de deflexión medidas con Dynaflect

aciones particulares del problema que se estuviese tratando. El método de la deflexión ^{medida} da el valor total de ellas en el punto, pero no su distribución en profundidades, que es la característica realmente importante en esta consideración.

Por lo que se refiere al equipo a utilizar para la medición de las deflexiones, la selección no debe estar basada en su disponibilidad, costo y necesidades de avance, el costo de una viga Benkelman es considerablemente menor que el de un deflectógrafo dinámico tipo Dyna Flect, pero la rapidez y eficiencia en la determinación de las lecturas de deflexión que pueda lograrse con este último equipo es mucho mayor que cuando se utiliza una viga Benkelman.

Otra alternativa para valorar la capacidad estructural de un pavimento, que ha sido sugerida por varias instituciones, entre ellas el Departamento del Transporte del Canadá (Ref. 57), consiste en la ejecución de pruebas de carga por medio de placas, según se describe en el Anexo IX-a de este Capítulo. De hecho éste ha sido un recurso frecuentemente utilizado por la Secretaría de Obras Públicas de México para valorar la capacidad estructural de pavimentos construidos en aeropuertos, siguiendo el criterio recomendado por el propio Departamento del Transporte del Canadá y cuyo detalle será presentado más adelante en este mismo Capítulo.

Bajo esta misma tónica merece estar también el procedimiento de valuación estructural para aeropistas desarrollado en Inglaterra (Ref. 56), y que fundamentalmente consiste en determinar, mediante una prueba de placa, el denominado "número de clasificación por carga" (LCN); éste número es representativo de la capacidad estructural del pavimento. El LCN (Load Classification Number) es un sistema para clasificar tanto al pavimento de un aeropuerto como a los aviones que lo operan; en el sistema se comparan las características de los aeronaves con la capacidad estructural

de los pavimentos. El LCN del pavimento resulta de un estudio de campo que se fundamenta en la realización de pruebas de placa, el LCN de las aeronaves depende de la geometría y disposición de las ruedas, de la presión de inflado / de las características del propio pavimento. Se considera que una aeropista es apropiada para la operación de una aeronave cuando el LCN del pavimento es mayor que el de la aeronave. En rigor tanto el LCN de la aeropista como el LCN de la aeronave se obtienen haciendo uso de los parámetros que se han mencionado arriba y de áacos de correlación, de origen experimental (Ref. 58).

El propio procedimiento de valuación presenta algunas normas de criterio respecto de lo anterior, así por ejemplo, se establece que cuando el LCN de la aeronave de diseño sea de 1.1 a 1.25 veces el LCN del pavimento, pueden permitirse, con cierta confiabilidad, unas 3000 operaciones adicionales antes de proceder a una nueva valuación; así mismo cuando el LCN de la aeronave sea superior al doble del LCN del pavimento, éste sólo podrá utilizarse en casos de emergencia.

Una vez que han sido analizados o valuados todos los conceptos anteriores (nivel de servicio, condiciones superficiales del pavimento y capacidad estructural), que pueden ser considerados como las "constantes" del problema, debe pasarse a la siguiente etapa - quizá la más importante - de tomar una decisión acerca del tipo de rehabilitación más adecuado, es ahora cuando entran en juego todos aquellos conceptos a los que se podría asignar el papel de "variables" y entre los cuales se encuentra el incremento esperado del volumen e intensidad de las cargas del tránsito que circulará por el pavimento, el costo de los trabajos de rehabilitación y su relación con la disponibilidad de fondos para su ejecución, la vida útil que debe considerarse a la rehabilitación y el costo de su mantenimiento,

otro factor importante, sobre todo en caminos cuyo tránsito representa movi-
lización de bienes de consumo necesario o que genera desarrollo económico, se
es el que se relaciona con la posibilidad de interrupción o retraso de ca-
do movimiento, que pueda originarse con motivo de las obras de rehabilita-
ción proyectadas y su repercusión en los costos de transporte para los usu-
rios. Respecto de todas estas consideraciones relacionadas con costos, la Ref.
55 contiene algunos procedimientos para su análisis detallado, cuya des-
cripción se considera más allá de los fines de esta presentación de ideas.

A la luz de todas estas consideraciones, algunas de ellas sim-
plemente cualitativas y otras tan cuantitativas como se desee, pero que sin
 una dosis de bien calibrada experiencia perderían su significación, el inge-
niero proyectista o grupo encargado del estudio, estará en condiciones de -
 definir los trabajos tendientes a la rehabilitación del camino o de la aero-
pista, los cuales podrán comprender desde la simple aplicación de riegos -
 protectores, pasando por la construcción de sobrecarpetas de refuerzo, has-
ta la reconstrucción integral de los pavimentos. Cabe señalar aquí otra lí-
nea de acción, al parecer hoy muy en boga en algunos países, que consiste
 fundamentalmente en ir adecuando la capacidad estructural del pavimento, -
 por medio de la construcción "programada" de sobrecarpetas, a los incremen-
tos en el volumen e intensidad de las cargas del tránsito, vale decir que esta
forma de proceder requiere de un sistema de valuación vigilante de --
 las condiciones generales del pavimento para señalar en forma oportuna el momento
 en que éste deba reforzarse. Resulta obvio señalar que en este ca-
so, el éxito del proyecto depende en modo muy importante de la atención --
 que se dedique a los trabajos de mantenimiento y conservación de los pavimen-
tos.

- B. Procedimientos para la determinación de los espesores de refuerzo de pavimentos, a partir de las medidas de deflexión.

Una vez que han sido analizados todos los factores señalados en el párrafo anterior / que se ha determinado que el refuerzo del pavimento es la medida de rehabilitación más adecuada, se requiere cuantificar la magnitud de dicho refuerzo, establecer las normas y especificaciones a que deberá sujetarse su construcción y señalar la necesidad, si existe, de obras de drenaje y/o subdrenaje y de todas aquellas que aseguren al máximo el comportamiento satisfactorio del pavimento. Es práctica común diseñar el refuerzo para las condiciones estructurales más críticas que se hayan encontrado en el camino, sin embargo, no puede decirse que este criterio sea el más adecuado, sobre todo si se toma en cuenta la disponibilidad de fondos para efectuar las obras de rehabilitación; por otra parte, una variación frecuente en los espesores de refuerzo utilizados en pequeños tramos, considerando sus diferentes condiciones de capacidad estructural, puede conducir a procedimientos constructivos poco prácticos, que podrían repercutir desfavorablemente en los costos. Un balance razonado de las dos ideas señaladas puede conducir al establecimiento de un proyecto que, satisfaciendo las necesidades de refuerzo, implique el máximo posible de economía y condiciones prácticas de construcción.

Los procedimientos de diseño de refuerzo que se mencionan a continuación son aplicables cuando el pavimento por reforzar es de tipo flexible, así cuando incluyan en su estructuración capas estabilizadas con materiales tales como asfalto, cemento, cal, etc. Además los espesores de refuerzo pueden ser proporcionados por medio de una "sobrecarpeta" de concreto pulido o una combinación de ésta y capas de material granular que podrá

ser estabilizado o tratado con los materiales anteriormente señalados.

Los métodos aquí presentados utilizan las deflexiones medidas en la superficie del pavimento, utilizando la viga de Benkelman bajo la acción de la carga correspondiente a un eje simple con arreglo de llantas dual, si las deflexiones son obtenidas con otro equipo, por ejemplo, el defleatógrafo dinámico (Dyna - Floct), existen correlaciones que permiten transformar a deflexiones tipo Benkelman las obtenidas mediante este procedimiento (Fig. IX-37). Cabe insistir aquí nuevamente, en la reserva con que han de manejarse estas correlaciones, debido a las condiciones locales con

que han sido desarrolladas. En la figura aparece la correlación dada por el fabricante del Dynaflect (Dreuer, Atlas Co.) para pruebas de la viga Benkelman con eje cargado con 15 000 lb; esta puede considerarse la correlación experimental original. Aparece también la correlación con la viga Benkelman cargada con eje de 8.2 ton (18 000 lb); esta gráfica se obtuvo un tanto teóricamente, estableciendo un coeficiente de correlación entre ambas deflexiones Benkelman y aceptando que la deflexión Dynaflect varía también de un lado a otro en la misma proporción. Finalmente la figura presenta la correlación también experimental que llegó, por su parte, el Departamento de Carreteras de California entre eje de 6.8 ton (15 000 lb) sobre la viga Benkelman y el Dynaflect, tras varios años de utilización de ambos equipos. Resalta en la elaboración de las correlaciones presentadas, la influencia de las condiciones locales a que se hizo referencia y la correspondiente necesidad de todo organismo interesado de obtener sus propias correlaciones.

Entre Fig. IX-37

A.1 Método de California (Ref. 56).

Este método ha sido desarrollado con base en la observación del comportamiento de pavimentos reforzados y su premisa fundamental consiste en establecer un límite máximo de deflexión que puede permitirse a la es

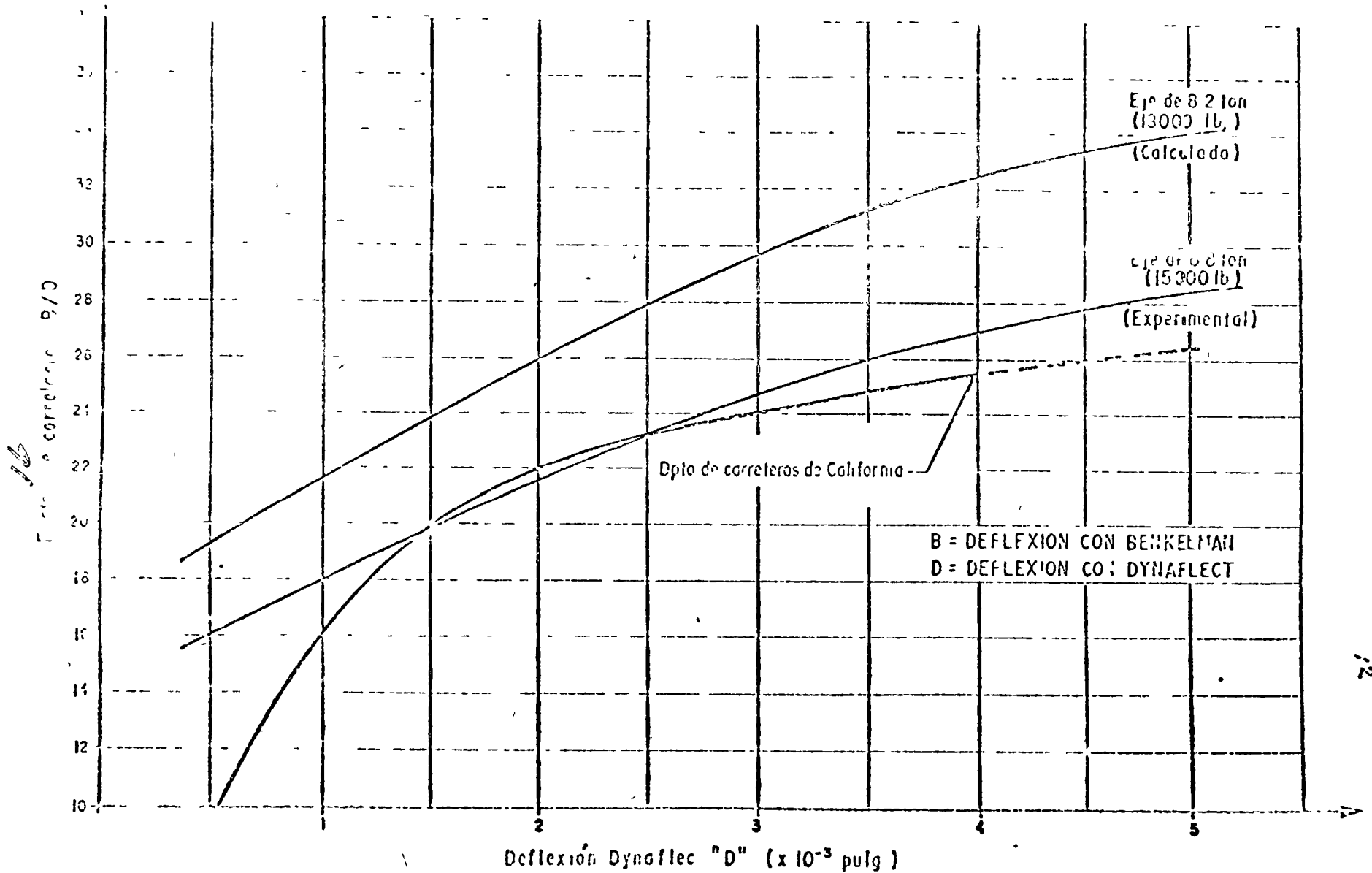
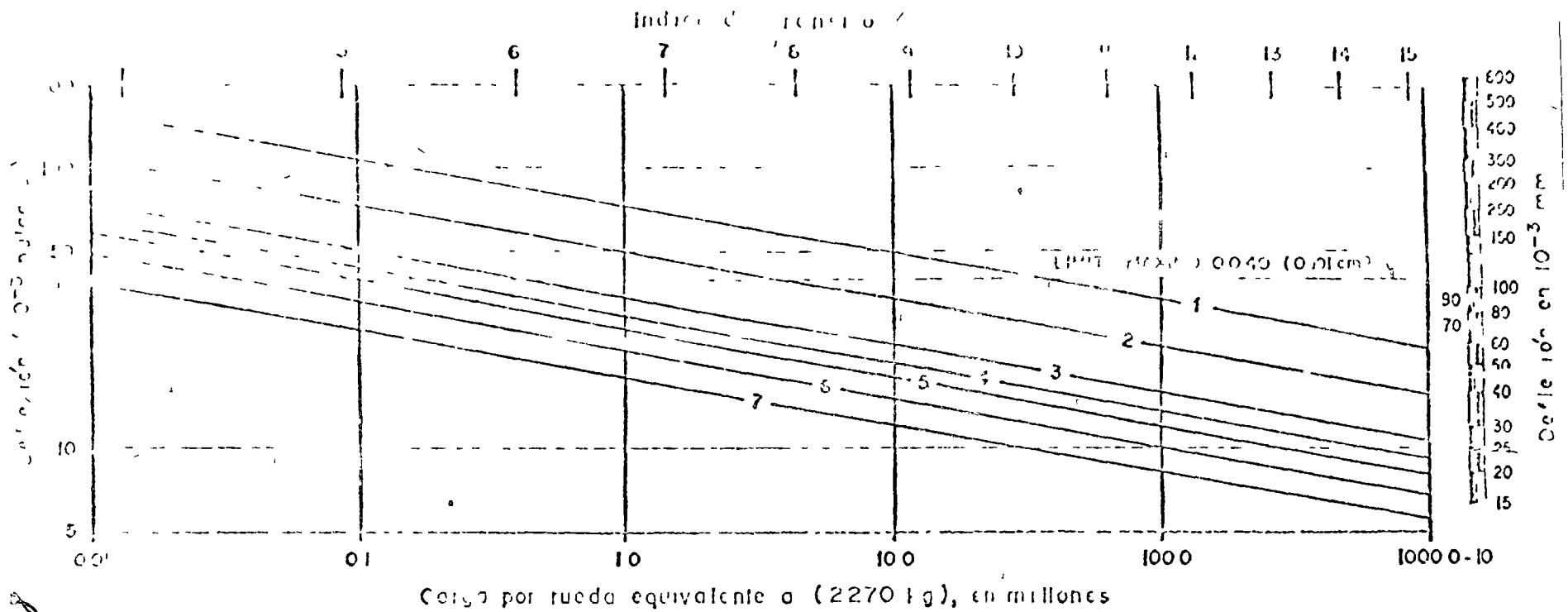


Fig. 11-17. Comparación operacional entre la Viga Benkelman y el dispositivo Dynaflect (La curva para eje de 13000 lb. es proporcional por el factor de escala del Dynaflect)

estructura del pavimento, como una medida de su capacidad estructural, dicho límite es una función del espesor de la capa asfáltica de rodamiento y del número de aplicaciones de una carga por rueda de 2270 Kgs (5000 lbs) que el pavimento ha de soportar.

Entre Fig. IX-38

En la Fig. IX-38 se presenta una gráfica que permite determinar el nivel de deflexión tolerable en la superficie del pavimento; el conjunto de rectas corresponde a los diversos espesores de la capa asfáltica existente, o en su caso, al espesor de una base tratada con cemento; el eje de las abscisas ^{corresponde al número de repeticiones} de una carga por rueda de 2270 kgs (5000 lbs) y puede observarse que en cualquier caso el límite máximo de deflexión permisible, que se contiene en el eje de las ordenadas, es de 40 milésimos de pulgada. Cuando en el pavimento que se está valorando no hay ninguna capa tratada con cemento, sólo se toma en cuenta para tipificar la estructura el espesor de su base, cuando haya una base tratada con cemento de 15 o más centímetros de espesor se usará invariablemente la curva 7. Lo anterior puede parecer sorprendente si no se considera la relativa homogeneidad de buena calidad que



TIPOS DE SUPERFICIES DE RODAMIENTO		Esesor (cm)
1 - Tratamiento Superficial	-----	12
2 - Concreto Asfáltico	-----	3
3 - Concreto Asfáltico	-----	6
4 - Concreto Asfáltico	-----	7.5
5 - Concreto Asfáltico	-----	9
6 - Concreto Asfáltico	-----	10
7 - Concreto Asfáltico	-----	15
7 - Base Tratada con Cemento	-----	15

Fig. 11-10. Relación entre la carga por rueda equivalente admisible de deflexión en el Método de California y el espesor de la superficie de rodadura (Ref. 36)

suele verse en las estructuras de los pavimentos que se construyen en el -- Estado de California; para la aplicación ciega del método a otros países -- pueda correrse un mayor peligro de estar aplicando la misma curva a dos pavimentos muy distintos, sólo por el hecho, quizá sin gran significación -- estructural de que el espesor de sus carpetas sea el mismo y ésto es tanto -- más cierto cuanto menor sea el espesor de la carpeta del pavimento que se -- valúa.

Para valuar un pavimento siguiendo el método de California se seguirán las siguientes etapas:

- 1.- Con ayuda de la gráfica de la Fig. IX-38 y después de haber hecho el análisis de tránsito ya descrito en páginas anteriores -- de este Capítulo, hasta llegar al número de ruedas de carga equivalente de 2270 kgs (5000 lbs), podrá calcularse la deflexión -- tolerable, del tipo Ben-Kelman.
- 2.- A continuación, deberán medirse las deflexiones que realmente -- tiene el pavimento en estudio. Para tal fin se utilizará una -- viga Benkelman (si se utiliza equipo Dyna-Flect se hará uso de la -- correlación de la Fig. IX-37) y de un camión lastrado con 5010 -- kgs (11000 lbs) en su eje trasero (dual). El intervalo de medición es recomendado por California en el orden de los 8 m, -- pero seguramente puede variarse un poco de acuerdo con las condiciones del pavimento que se valúa.
- 3.- Obtenidas las deflexiones reales en el pavimento que se valúa -- debe determinarse el valor de dicho concepto ^{real} que un 25% de las -- deflexiones medidas resulte mayor y el 80% restante, correspon-

ciente, menor. Esta deflexión estadística se representará por $\hat{\delta}_{80}$.

- 4 - El valor del $\hat{\delta}_{80}$ deberá compararse con la deflexión tolerable obtenida en el paso 1. Al hacer la comparación, tengase presente que la máxima deflexión tolerable será 0.101 cm (0.040 pulg). Si $\hat{\delta}_{80}$ es menor que la deflexión tolerable, se considera en el método de California que aún no se requiere ningún refuerzo en el pavimento en estudio como no sea un riego de sello o un riego de rejuvenecimiento, pero si $\hat{\delta}_{80}$ resulta mayor que la deflexión tolerable deberá determinarse un porcentaje de reducción en la deflexión medida, según la siguiente expresión:

$$R_p = \frac{\hat{\delta}_{80} - \hat{\delta}_{tol}}{\hat{\delta}_{80}} 100 \quad (9-10)$$

- 5.- Con el valor de R_p deberá entrarse a la gráfica de la Fig. IX-39, para obtener los espesores de grava equivalente que se requirieren como refuerzo del pavimento en estudio. La Tabla IX-11 permite establecer la correlación entre dichos espesores y los de las estructuras prácticas de refuerzo que convenga utilizar en un caso dado.

Entre Fig. IX-39

.../...

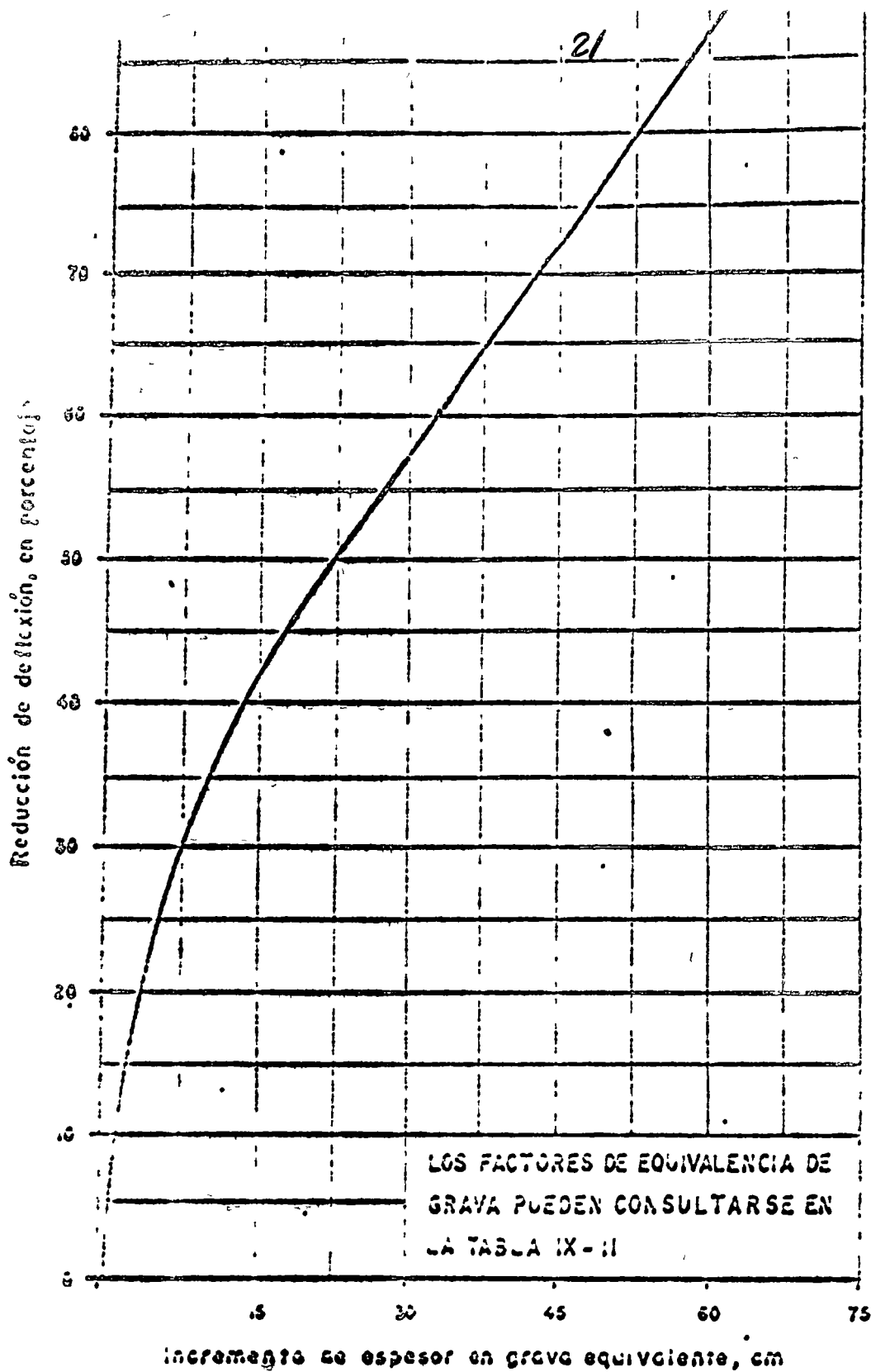


Fig. - IX - 39 Incremento del espesor de un pavimento (grava equivalente) en función del coeficiente de reducción de deflexiones, (Método de California, Ref. 35,

El Método de California establece como aconsejable una revisión de los valores de refuerzo obtenidos por la secuela anterior. Según esta, con el espesor de grava equivalente ya obtenido y traducido a espesor de carpeta de concreto asfáltico, deberá volver a calcularse el nivel tolerable de deflexión, para compararlo con la deflexión real medida con la viga Benkelman en el campo, el nivel de deflexión tolerable debe resultar ya mayor que la deflexión real y si así no fuese deberá repetirse toda la secuela anterior en otro tanteo, hasta que se obtenga un espesor de grava equivalente como refuerzo, que convertido en concreto asfáltico con los coeficientes de la Tabla IX-11 de un nivel de deflexión tolerable igual o mayor a la deflexión de campo. La razón de las verificaciones anteriores estriba en que cuando se cambia el espesor hipotético de la carpeta del pavimento también debe de cambiar, según establece la Fig. IX-38, el nivel tolerable de deflexión que debe exigirse a dicho pavimento.

A-2 Método del Instituto Norteamericano del asfalto (Ref.59)

Este método está basado también en el establecimiento de un límite de deflexión a la estructura del pavimento, el cual es función del número e intensidad de aplicaciones de carga a que estará sujeto el pavimento estudiado.

El primer paso para la aplicación del método del Instituto del Asfalto consiste en determinar el número de tránsito para diseño, ya mencionado en páginas anteriores de este Capítulo. La siguiente etapa es obtener las deflexiones del pavimento que se valúa por medio de la viga Benkelman o un método equivalente, se especifica que el número de puntos evaluados no debe ser menor de 15 por km o de 10 en cada sección de prueba, entendiéndose por ésta a un tramo del camino al que se le asignan características -

co deterioro más o menos uniforme. Los puntos estudiados deben distribuirse aleatoriamente sobre el tramo escogido y debe calcularse la media aritmética de todos los valores obtenidos, así como la desviación estandar del conjunto de valores correspondientes a un tramo o a una sección en estudio. La deflexión se obtiene bajo una carga de 4100 kgs (9000 lbs) en un sistema dual de plantas (8200 kgs por eje del vehículo).

Se define el concepto deflexión característica, por medio de la ecuación:

$$\hat{\sigma}_c = (\bar{x} + 2s) f_c \quad (9 - 11)$$

donde:

\bar{x} es la media aritmética de los valores individuales de la deflexión en el tramo considerado.

s es la desviación estandar de los mismos valores en el mismo tramo.

f_c es un factor de ajuste por temperatura de la carpeta.

c es un factor de ajuste que varía con el período del año en el cual se hacen las mediciones ($c = 1$ para el período que represente las condiciones más críticas del pavimento).

La Fig. IX-40 proporciona una gráfica que permite calcular el valor del coeficiente de ajuste por la temperatura de la carpeta.

.../...

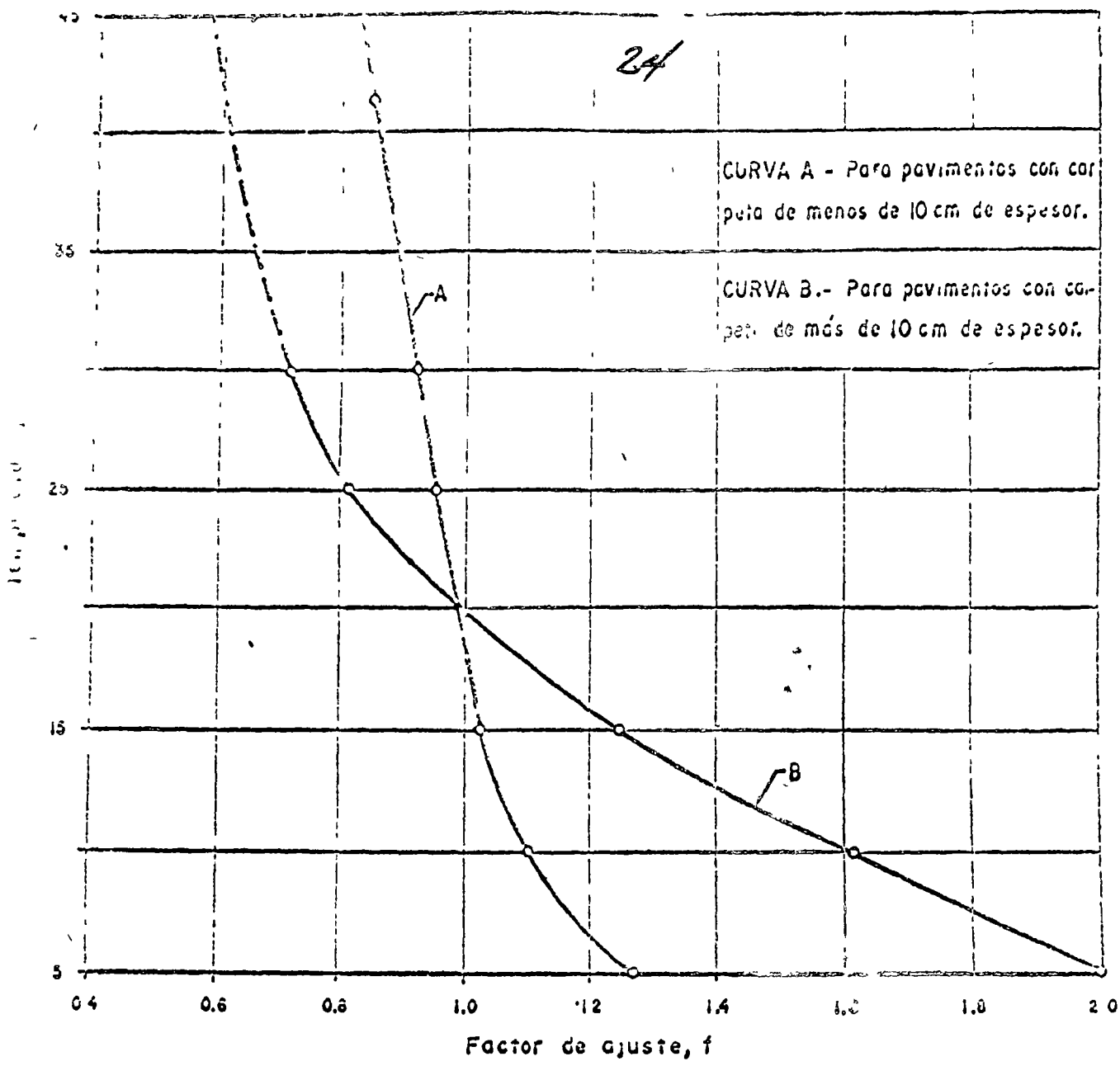


Fig.-IX-40 Factores de corrección por temperatura en las deflexiones de viga Benkeiman (Método de Valoración del Instituto Norteamericano del Carrito)

Entra Fig. IX-41

El Instituto Norteamericano del Asfalto proporciona con base en sus estudios de valuación un criterio que puede tener mucho interés práctico, siguiendo el cual será posible estimar el tiempo en el cual un pavimento en buen estado puede llegar a necesitar un refuerzo, de acuerdo con la deflexión característica actual y la tasa del ^{miento} ~~crecimiento~~ anual del tránsito en el camino considerado.

La Fig. IX-42 proporciona una gráfica en la que, entrando con la deflexión característica que corresponda a un cierto camino en la actualidad, puede obtenerse el número de tránsito para diseño más alto que puede tener el camino si no requiere reparación. Este número deberá compararse con el número de tránsito para diseño que realmente tenga el camino en cuestión; si este último es menor que el calculado con la gráfica, el pavimento no requerirá refuerzo en la actualidad, si ambos números de tránsito son iguales se está en el momento en que es necesario el refuerzo, pero si el pavimento tiene un número de tránsito mayor que el calculado con la gráfica, el refuerzo ya debió, de hecho, realizarse con anterioridad.

.../...

Entre Fig. IX-40

El coeficiente de ajuste por el período del año en que se haga la medición ha de ser obtenido o bien realizándolas en la época del año más crítica para el pavimento ($c = 1$) o haciendo un conjunto continuo de lecturas que cubran diferentes épocas del año, calculando en cada caso la relación entre dichas lecturas y la correspondiente al período crítico; lo anterior no debe resultar difícil de hacer para una institución importante que esté dedicada en gran escala a la construcción y conservación de pavimentos.

La deflexión característica y el número de W_{18} para diseño con los datos con los que pueda entrarse en la gráfica de la Fig. IX-41, en la que pueda calcularse el espesor de concreto asfáltico que el pavimento necesita como refuerzo. Usando los coeficientes de equivalencia entre espesores de concreto asfáltico y espesores de capas de otra naturaleza, que se dan más anteriormente en este Capítulo, podrían calcularse diversos alternativas de estructuración del refuerzo necesario, si bien ha de hacerse notar que esta última posibilidad no figura explícitamente en las fuentes bibliográficas originales que proponen el método.

.../...

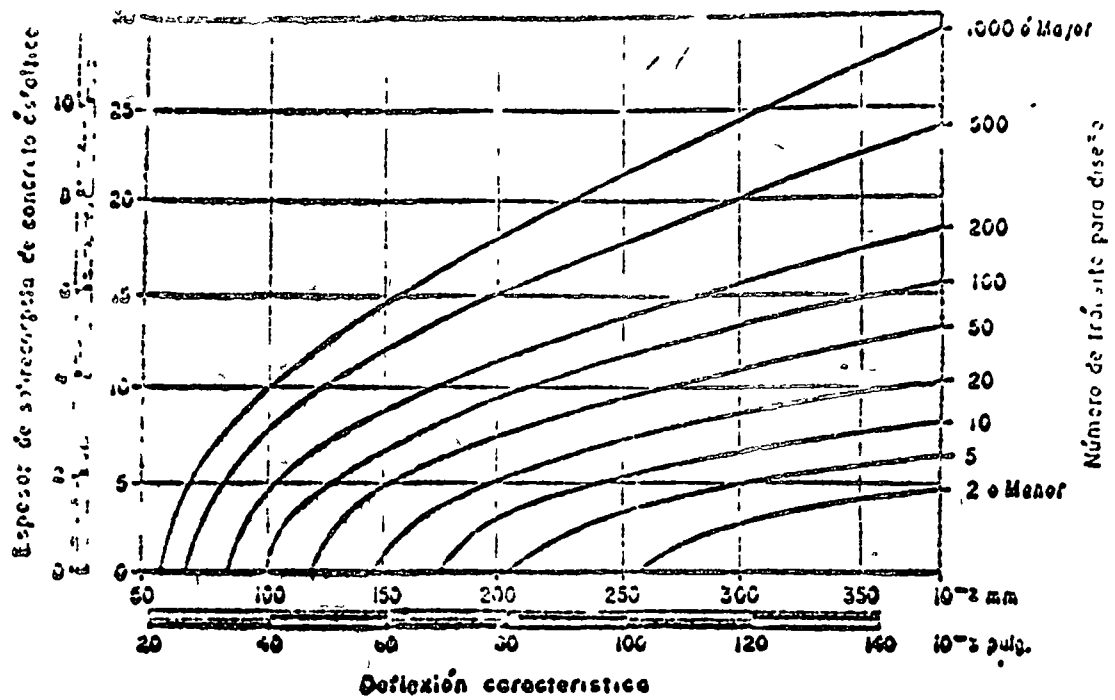


Fig. IX-4. Espesores de sobrecarpeta de refuerzo, en función de la deflexión característica del pavimento, según el Instituto Norteamericano del Asfalto.

Entra Fig. IX-42

Si el número de tránsito para diseño que tiene el pavimento es menor que el calculado con la gráfica de la Fig. IX-42 será posible, conociendo la tasa del crecimiento anual del tránsito, estimar el tiempo que tarda de transcurrir hasta que el pavimento llegue a tener un número de tránsito igual al calculado en la gráfica, teniéndose así una estimación del momento en que el pavimento ha de ser reparado. La Tabla IX-13 puede servir para realizar los cálculos necesarios.

A-3 Método Canadiense para valuación del estado de las aeropistas en operación (Ref. 57).

Este método de valuación es válido únicamente para carreteras, a diferencia de los anteriores, de aplicación exclusiva a la aviación. El punto de partida lo constituye la expresión, originalmente debida a [illegible] (Ref. 7).

$$a = K \cdot i \cdot c \cdot j \cdot \frac{1 - (1 + i)^{-n}}{i}$$

(9 - 12)

.../...

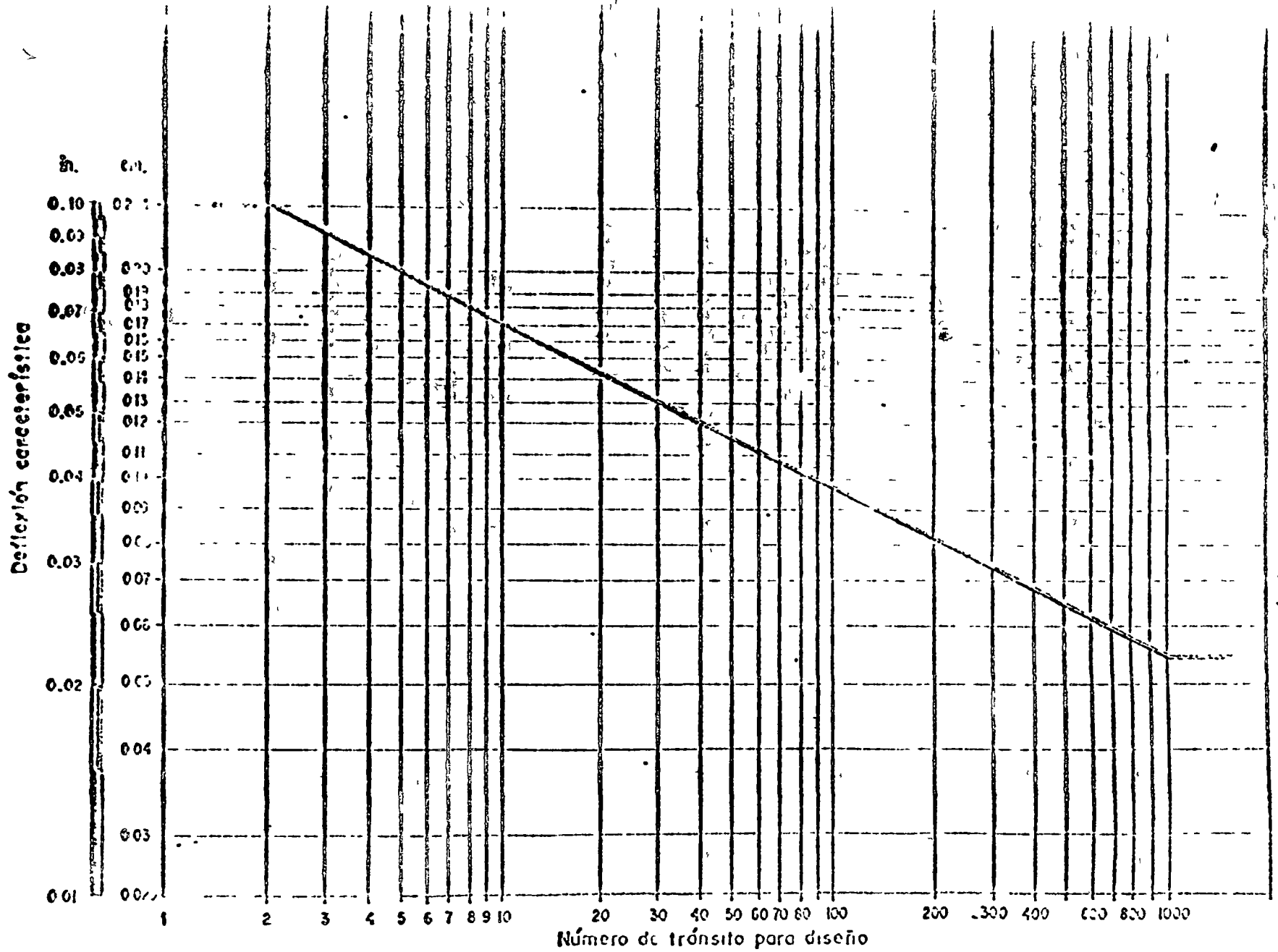


Fig IX-42 Número de tránsito límite (a partir del que se requiere refuerzo), para una deflexión característica dada. Instituto Norteamericano del Asfalto (Paf 59)

donde:

e , es el espesor total del pavimento que se valúa, hasta el nivel superior de la capa subrasante, en cm.

k , es una constante de diseño, en cm, que depende del diámetro del área cargada supuesta circular.

P , es la carga de la rueda de diseño, en kg.

S , es el soporte de la subrasante, en kg.

Para un avión dado, la carga equivalente al arreglo de llantas que se tenga es proporcionada por el propio fabricante, por lo que en lo que sigue se considerará a P un dato del problema en cualquier caso.

De la misma manera, el valor de e para un pavimento dado será siempre conocido, como resultado de la realización de los correspondientes sondeos de carácter exploratorio.

La Fig. IX-43 (Ref. 57) permite calcular k en cualquier caso práctico, en función del diámetro del área que aplique la carga, sea la llanta del avión o una placa de prueba, pues como se verá, dentro del método que se describe se utilizarán ambos modos de aplicar la carga. Si la carga se aplica al avión, conocida la carga equivalente y la presión de inflado con que opera la aeronave se obtiene el área de contacto, que se supone circular, lo que permite obtener de inmediato el diámetro. Al hacer una prueba de placa, el diámetro de esta es un dato conocido.

.../...

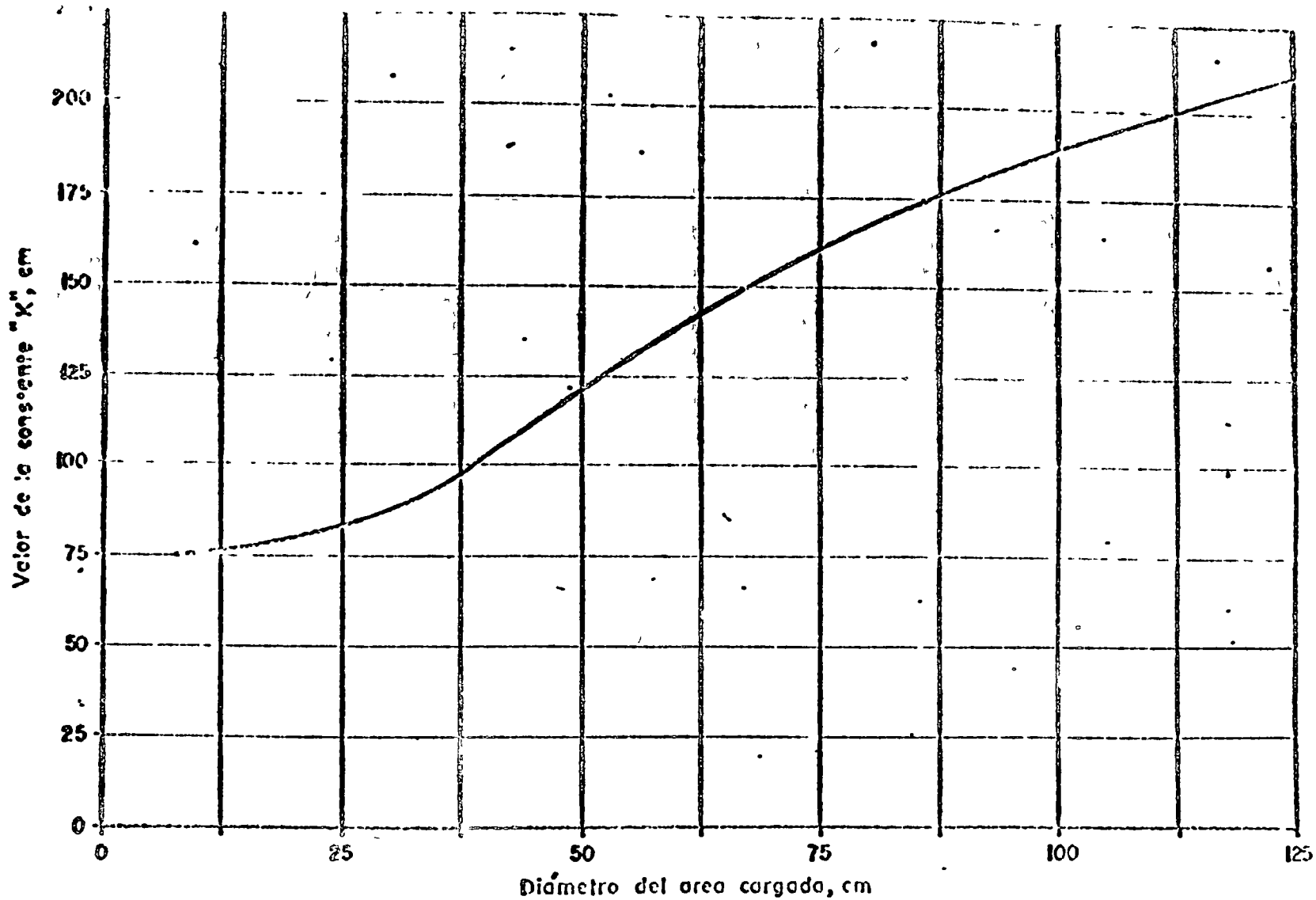


Fig IX-43 Valores de la constante de diseño K, en función del área circular con que se aplica la carga Método Canadiense de valuación de aeropistas (Ref 57)

16

Entra Fig. IX-43

De esta manera, en un problema práctico de valuación, la fórmula (9 - 12) puede operarse con S como única incógnita.

Si se efectúa una prueba de placa en la superficie de rodamiento podrá ser determinada P para 10 repeticiones de carga con una deflexión acotada de 1.27 cm (0.5 pulg), para ello deberá seguirse la secuela de prueba señalada en el Anexo IX-a de este Capítulo. Con dicho valor, de acuerdo con las consideraciones anteriores podrá obtenerse S , soporte total del pavimento en estudio, despejándolo de la expresión (9- 12). La ejecución de pruebas de placa puede ser substituida, quizá con ventaja y economía por la realización de mediciones con la viga Denkeman, al respecto se han desarrollado en el Canadá correlaciones experimentales entre ambos conceptos, que se reportan suficientemente confiables. La Fig. IX-44 recoge la correlación de que se habla, expresada, en unidades inglesas, por ser éstas de uso común.

.../...

Entrega Fig. IX-44

Habida cuenta que existe correlación entre las mediciones — hechas con viga Benkelman y con Dynaflect (Fig. IX-37), se sigue que cualquiera de todos estos dispositivos pueda utilizarse para valuar el soporte total que pueda atribuírse al pavimento en estudio, en el momento del estudio.

En el método Canadiense se define la deflexión característica con la viga Benkelman con la expresión:

$$D_c = \bar{X} + 2s \quad (9 - 13)$$

o sea análogamente a como se hizo en la expresión (9 - 11), pero sin la utilización de factores de corrección. \bar{X} es la medida aritmética de las lecturas con viga Benkelman hechas en el tramo en estudio y s es la desviación estándar de las mismas.

Si ahora se toma en cuenta la aeronave crítica de operación y su equivalente rueda de diseño, puede calcularse otra vez el soporte total D , con la fórmula (9 - 12), obteniéndose ahora el soporte que debería de tener un pavimento con el espesor que se estudia, para operar convenientemente

34
(P) En prueba de placa 30" — 0.5" Deflexión — 10 repeticiones

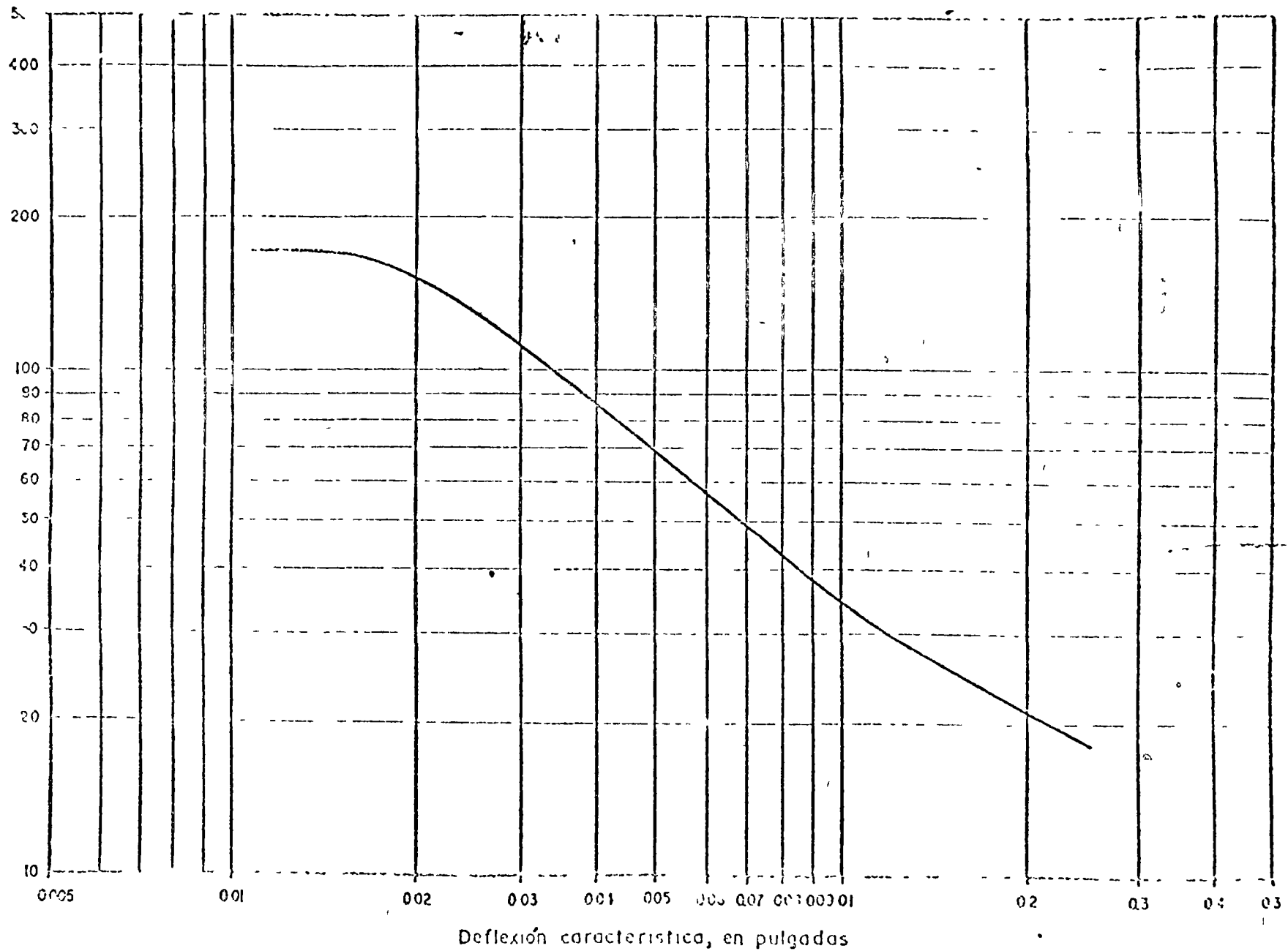


Fig. No. 10. Gráfico de la relación de deflexión característica y (P) para una placa de 30" de longitud y 0.5" de espesor.

bajo la aeronave crítica que corresponda y durante el número de operaciones para las que se estima que debe diseñarse el pavimento; a este valor del so parte se le designa Sn.

Así se está en disposición de obtener el denominado factor de sobrecarga:

$$f_s = \frac{N}{S} \quad (9 - 14)$$

La experiencia Canadiense ha indicado el número de operaciones que puede tener la aeronave a partir del momento del estudio, en función del factor de sobrecarga; después de dicho número de operaciones el pavimento deberá reforzarse, a no ser que una cuidadosa inspección de daños hecha en aquel momento revele que éstos no han progresado en el lapso transcurrido, en cuyo caso será posible permitir un ciclo de operaciones adicional, pudiendo repetirse este proceso tantas veces como se quiera, en tanto no se manifieste un progreso significativo en los deterioros.

La Tabla IX-15 recoge la correlación de la experiencia del Canadá entre el factor de sobrecarga y el número de operaciones permisible antes del refuerzo.

Tabla IX-15
Correlación entre el factor de sobrecarga (f_s) y el número de operaciones permisible antes del refuerzo.

Factor de sobrecarga	Número de operaciones entre inspecciones
Factor de 1.25	3000
1.25 a 1.50	300
1.50 a 2.00	30
Mayor de 2	Usar el pavimento solo en caso de emergencia.

El cálculo del espesor del refuerzo necesario en cada caso es visto por el método Canciense como un problema normal de diseño, es decir, el método permite estimar el momento en que el refuerzo va a llegar a ser necesario, pero llegado ese momento, el espesor por colocar debe de resultar de la aplicación de un procedimiento de diseño de pavimentos, que proporciona los espesores necesarios para la ^{CO}inducción de carga que se tenga.

B - Procedimientos para la determinación de espesores de refuerzo de pavimentos, a partir de la utilización de métodos convencionales de diseño.

En la línea de acción a que se refiere el anterior encabezado, el criterio es simplemente aplicar a un pavimento construido un método de diseño de pavimentos, considerando las condiciones de tránsito actuales, más la usual previsión a futuro y las características de los materiales existentes. Así se obtendrá el espesor que el pavimento requeriría en las condiciones actuales y con la normal consideración que es posible hacer de las futuras. Como quiera que, con base en el estudio de exploración que se haya efectuado, también se conocerá el estado presente del pavimento en cuestión, se podrá obtener, al comparar ambos espesores de la estructura, un criterio para el refuerzo de ~~los~~ ^{los} noy construido.

Obviamente el análisis se efectuará en aquellos pavimentos que hayan llamado la atención de los ingenieros responsables por su estado de deterioros o su alto nivel de gasto de conservación.

Estimada la magnitud del refuerzo, la manera práctica de colocar éste quedará sujeta a múltiples variantes, entre las que habrá de ser seleccionada la más conveniente, al considerar la disponibilidad de materiales, la facilidad de construcción, las ^{Extrucciones} ~~observaciones~~ al tránsito establecido / los costos de las diversas alternativas.

.../...

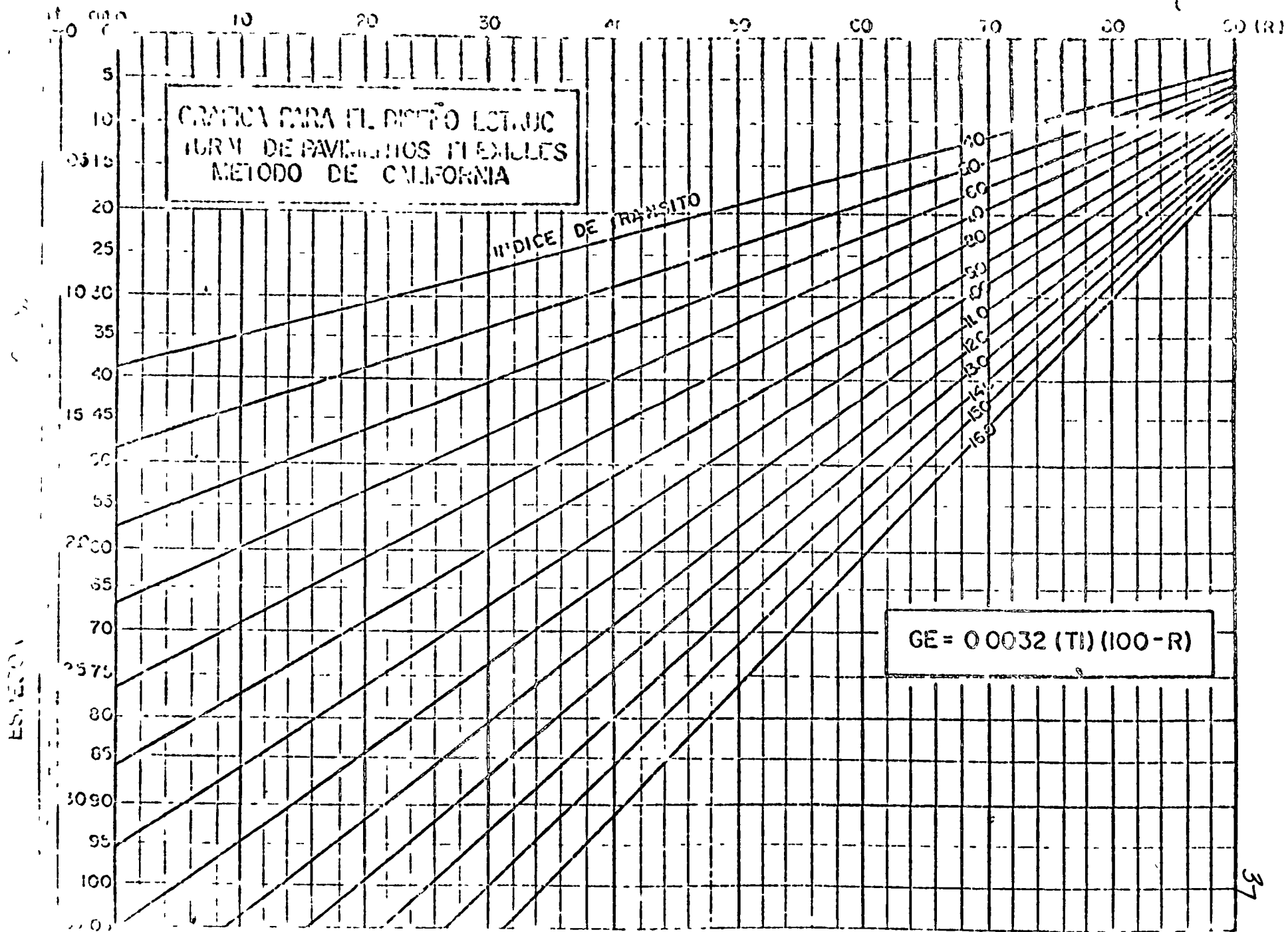


FIG. 10

P R O Y E C T O

- 1.- DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA. TIPO Y UBICACION DE LAS JUNTAS.
- 2.- NORMAS PARA LA CONSTRUCCION PREVIA DEL APOYO AL PAVIMENTO. (Terracerías, capa subrasante, sub-base)
- 3.- ESPECIFICACIONES GENERALES Y NORMAS DE CONSTRUCCION
- 4.- TOLERANCIAS DE CONSTRUCCION Y ACABADO

ECUACIONES DE WESTERGAARD.

$$\sigma_i = 0.275(1+\mu) \frac{P}{h^2} \left[\log \left(\frac{Eh^3}{Kb^4} \right) - 54.54 \left(\frac{L}{c_1} \right)^2 c_2 \right]$$

$$\sigma_i = 0.31625 \frac{P}{h^2} \left[4 \log \left(\frac{L}{b} \right) + 1.0693 \right]$$

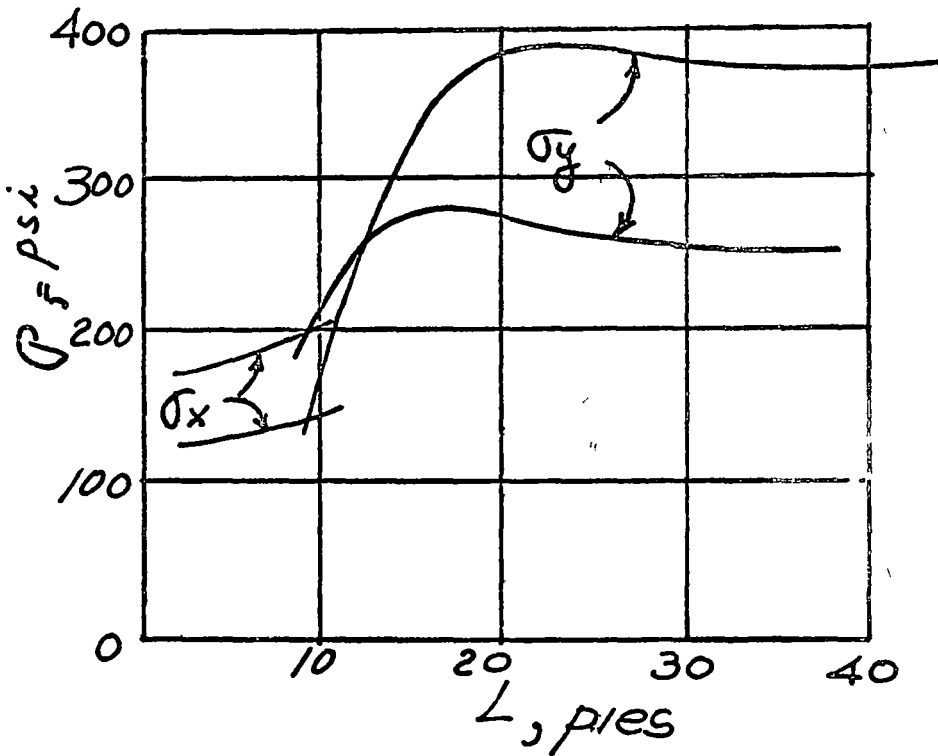
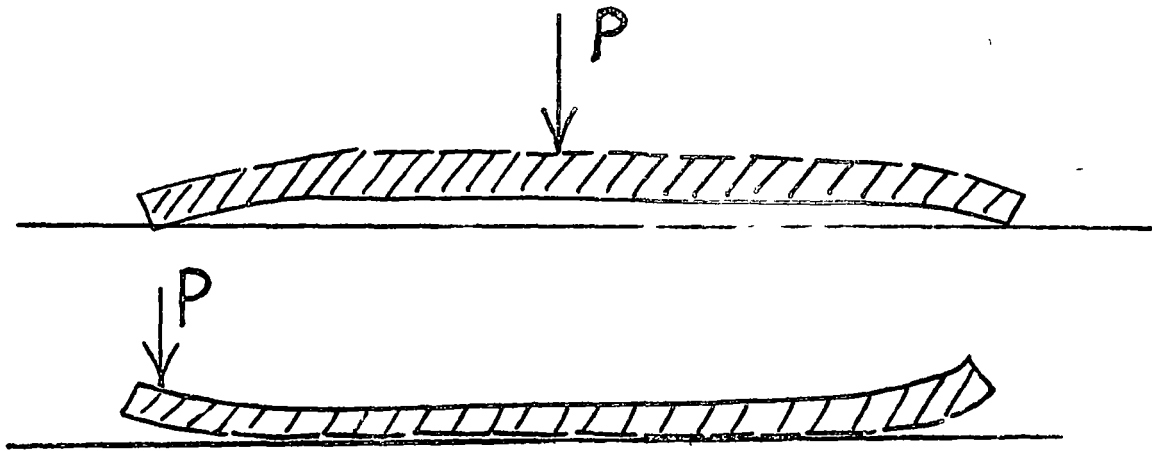
$$\sigma_e = 0.57185 \frac{P}{h^2} \left[4 \log \left(\frac{L}{b} \right) + 0.3593 \right]$$

$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{l} \right)^{0.6} \right]$$

$$b = \sqrt{1.2 a^2 + h^2} - 0.675 h$$

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

ESFUERZOS POR ALABEO



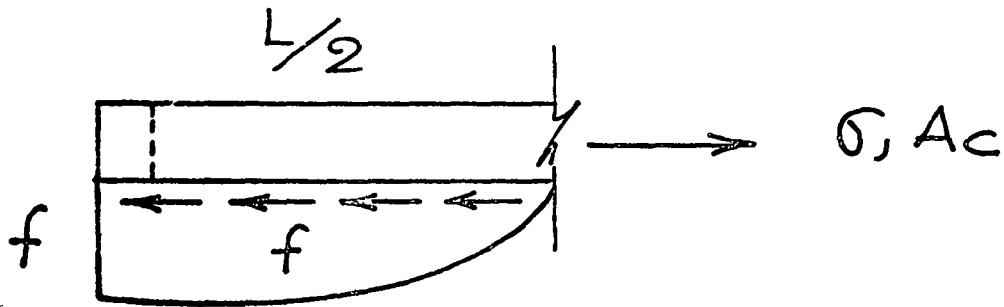
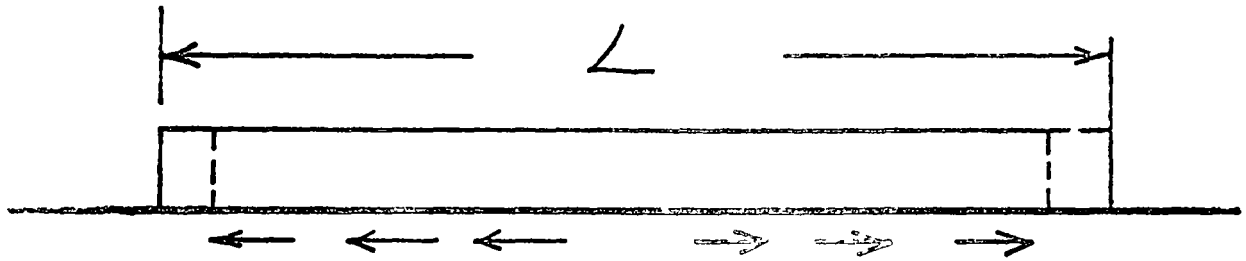
$$\sigma = \frac{E E_t \Delta t}{2} \left(\frac{c_1 + \mu c_2}{1 - \mu^2} \right)$$

E_t = coef. de dilatación

Δt = Diferencia de temp.

$c_1, c_2 = f(L/2)$

ESFUERZOS POR RESTRICCIÓN



$$\sigma_{Ac} = \frac{WLf}{2 \times 12}$$

$$\therefore \sigma = \frac{WL \cdot f}{24 h}$$

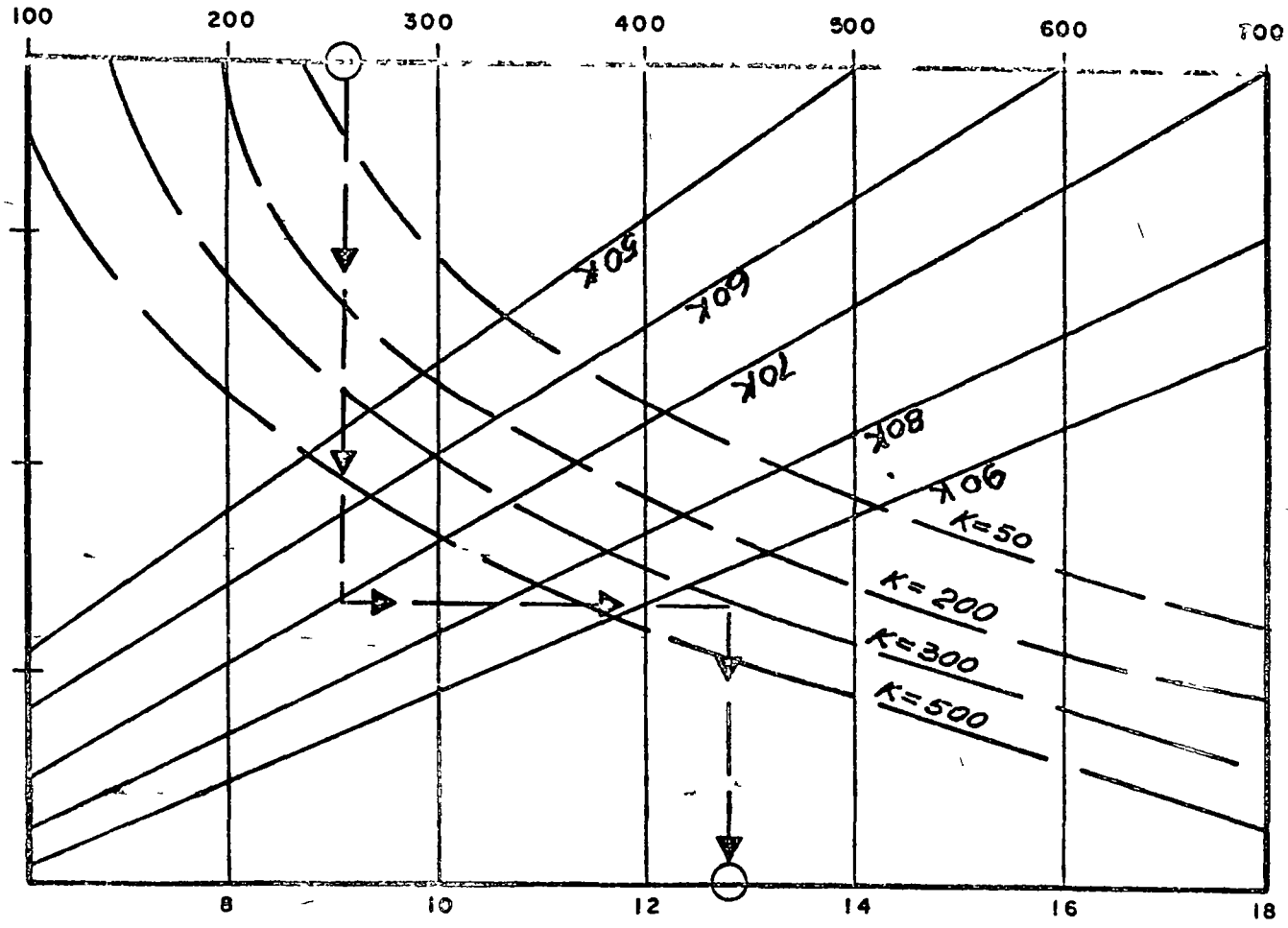
W = peso de la losa

L = longitud de la losa

f = coef. de fricción

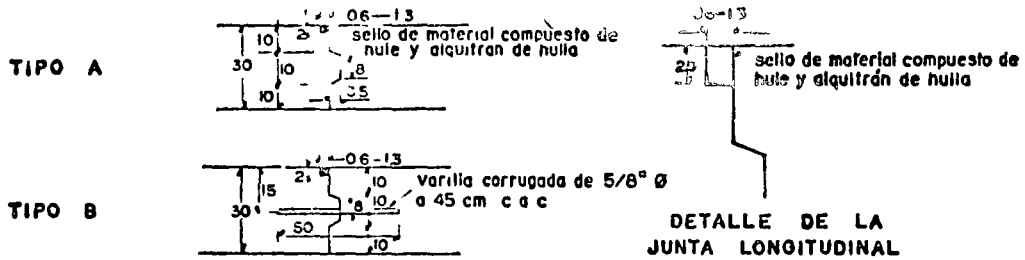
h = espesor de la losa.

ESFUERZO A LA FLEXION, PSI.

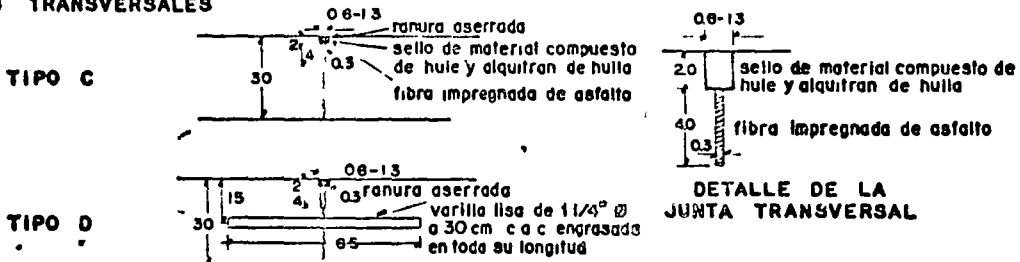


ESPESOR DEL PAVIMENTO, PULG

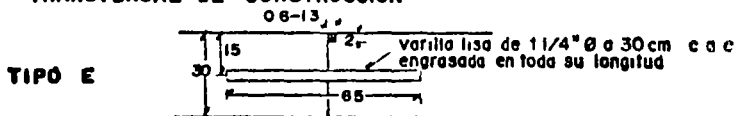
JUNTAS LONGITUDINALES



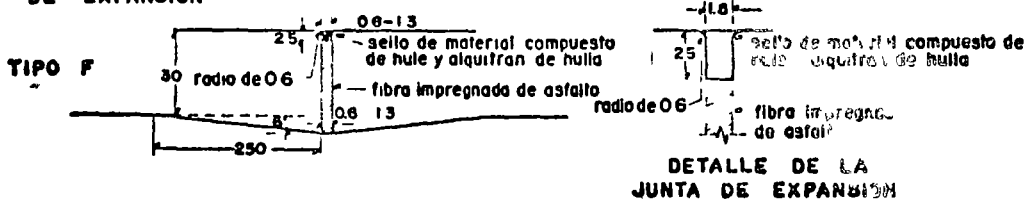
JUNTAS TRANSVERSALES



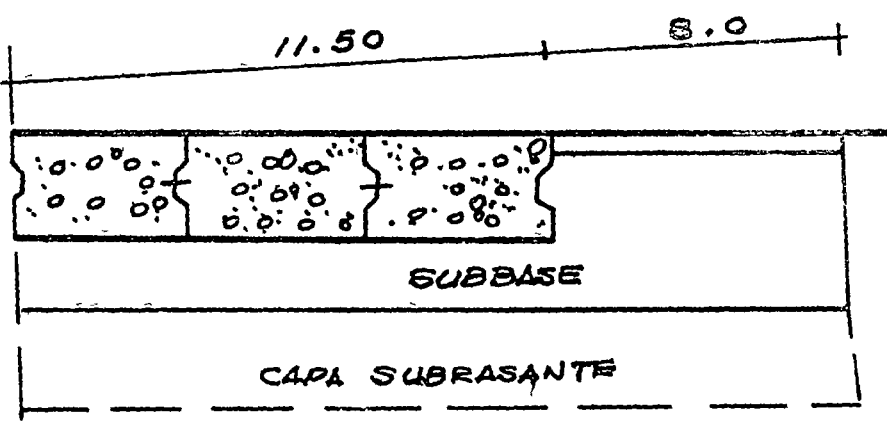
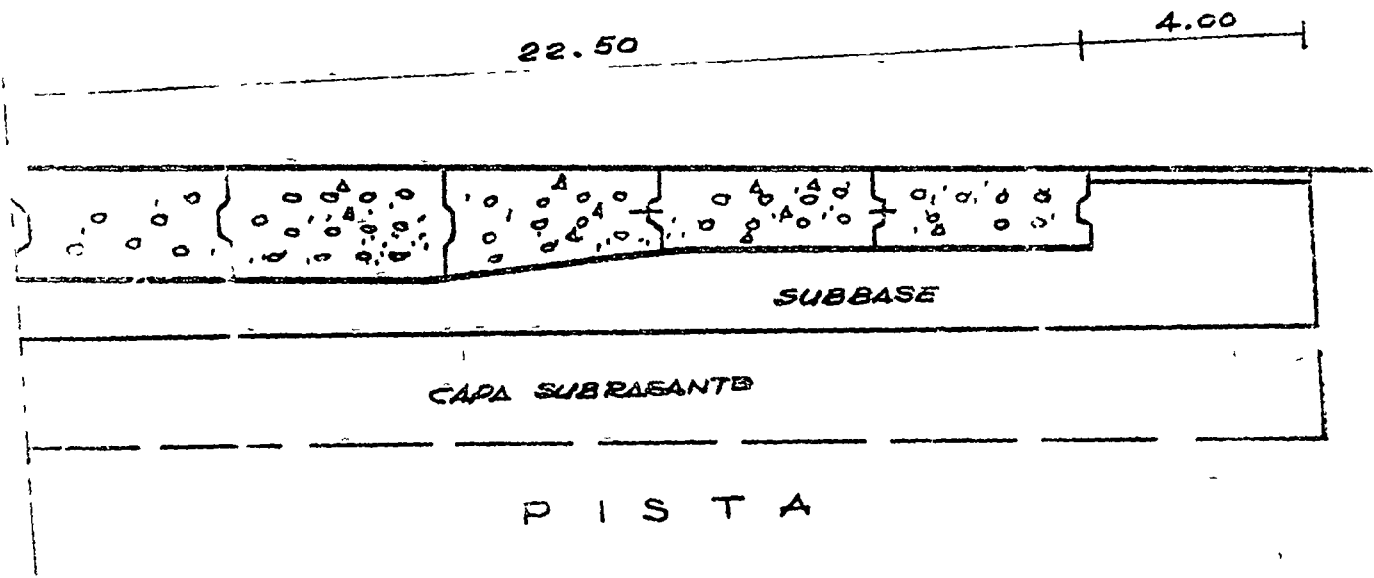
JUNTA TRANSVERSAL DE CONSTRUCCION



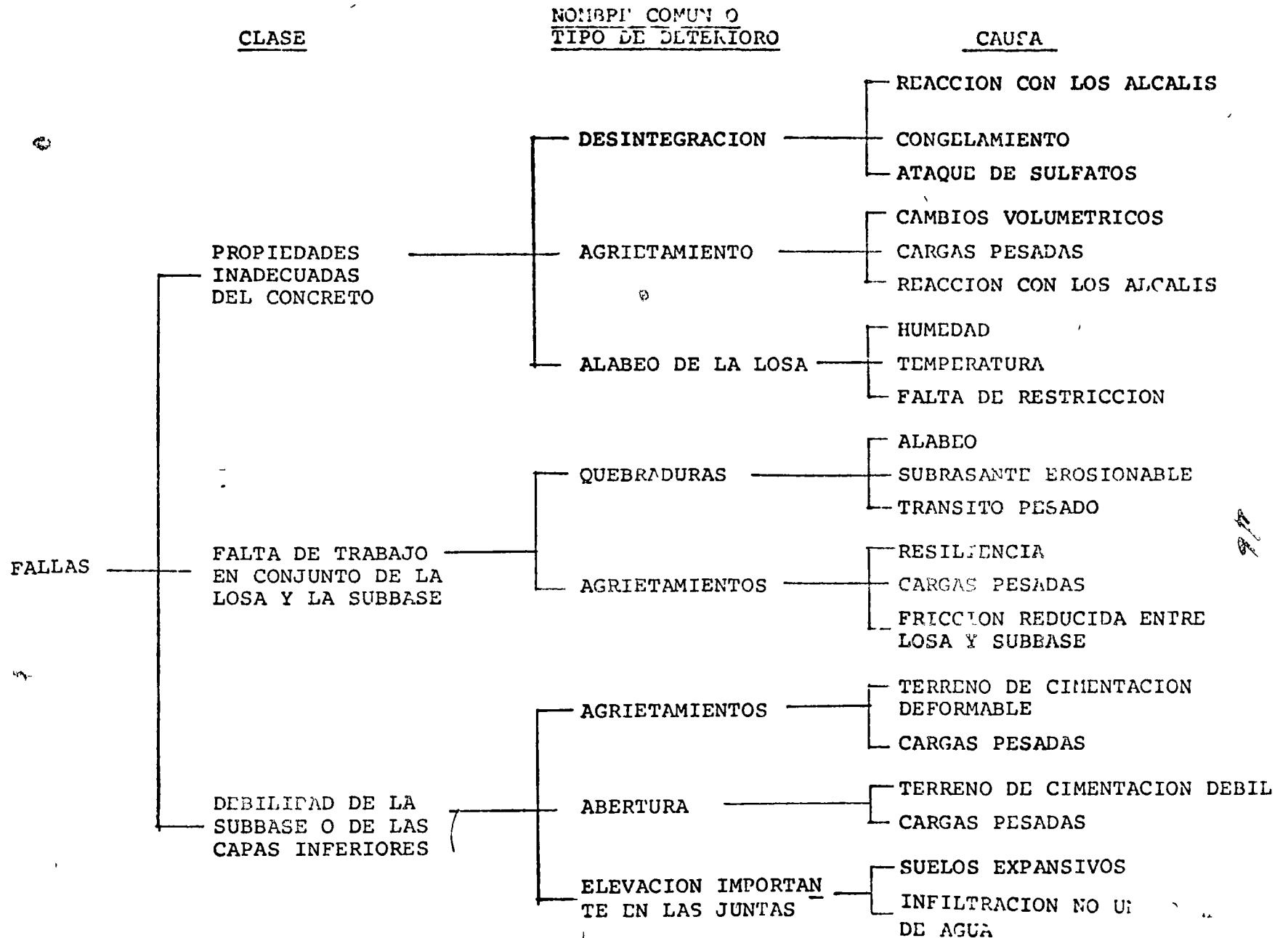
JUNTA DE EXPANSION



SECCIONES TÍPICAS DE PAVIMENTO RÍGIDO EN AEROPUERTOS.



CLASIFICACION DE LAS FALLAS EN LAS LOSAS



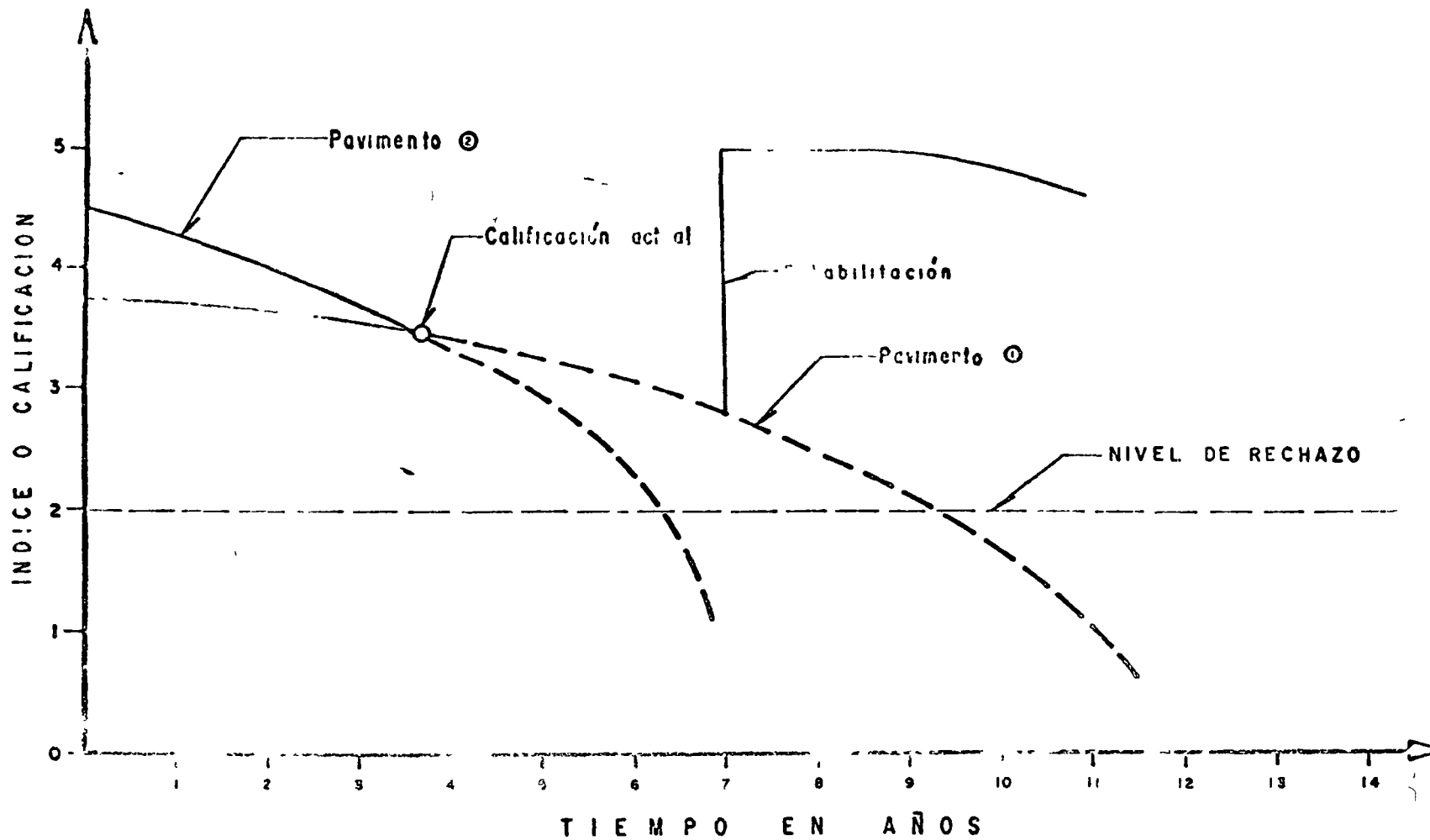
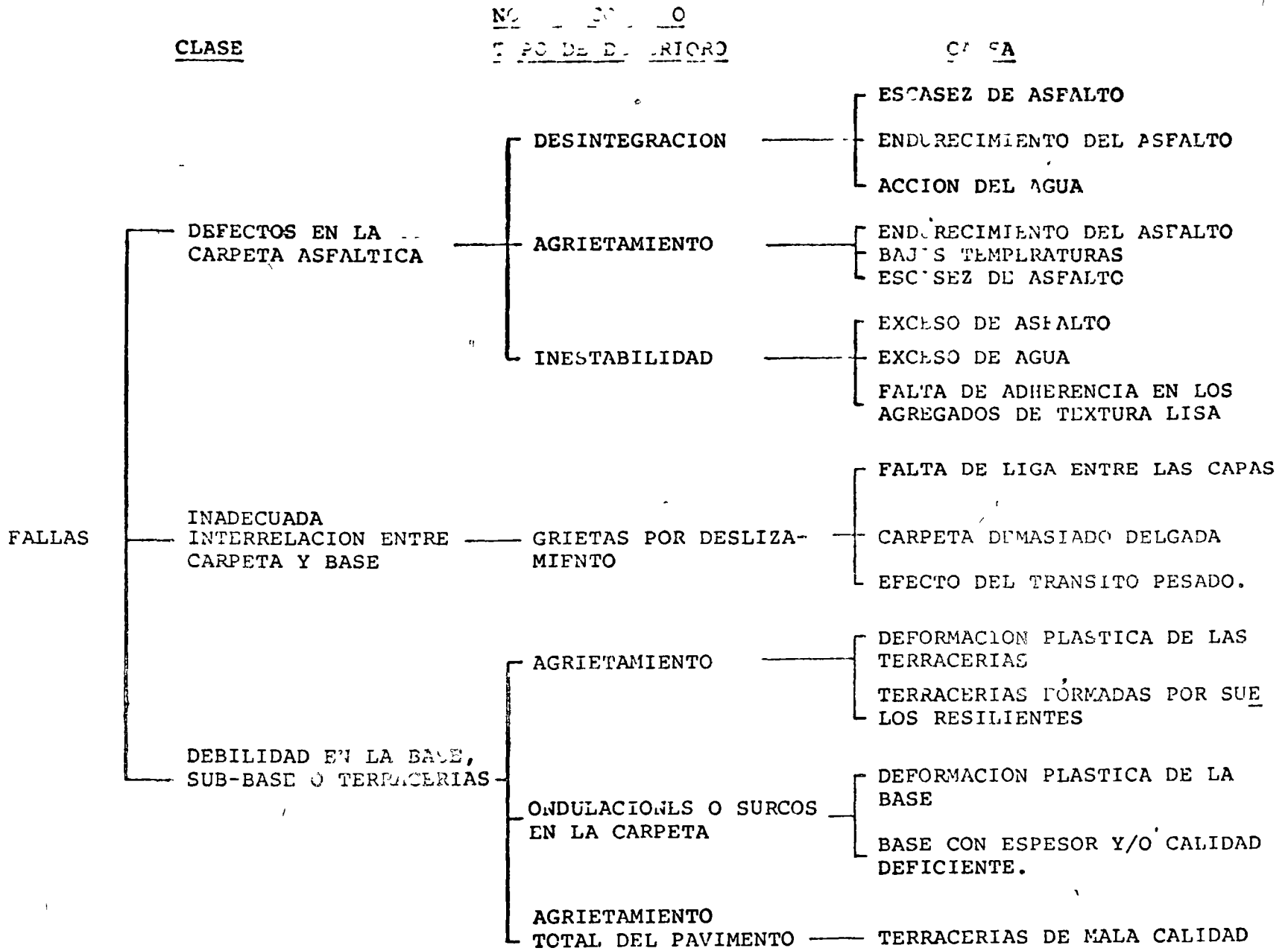


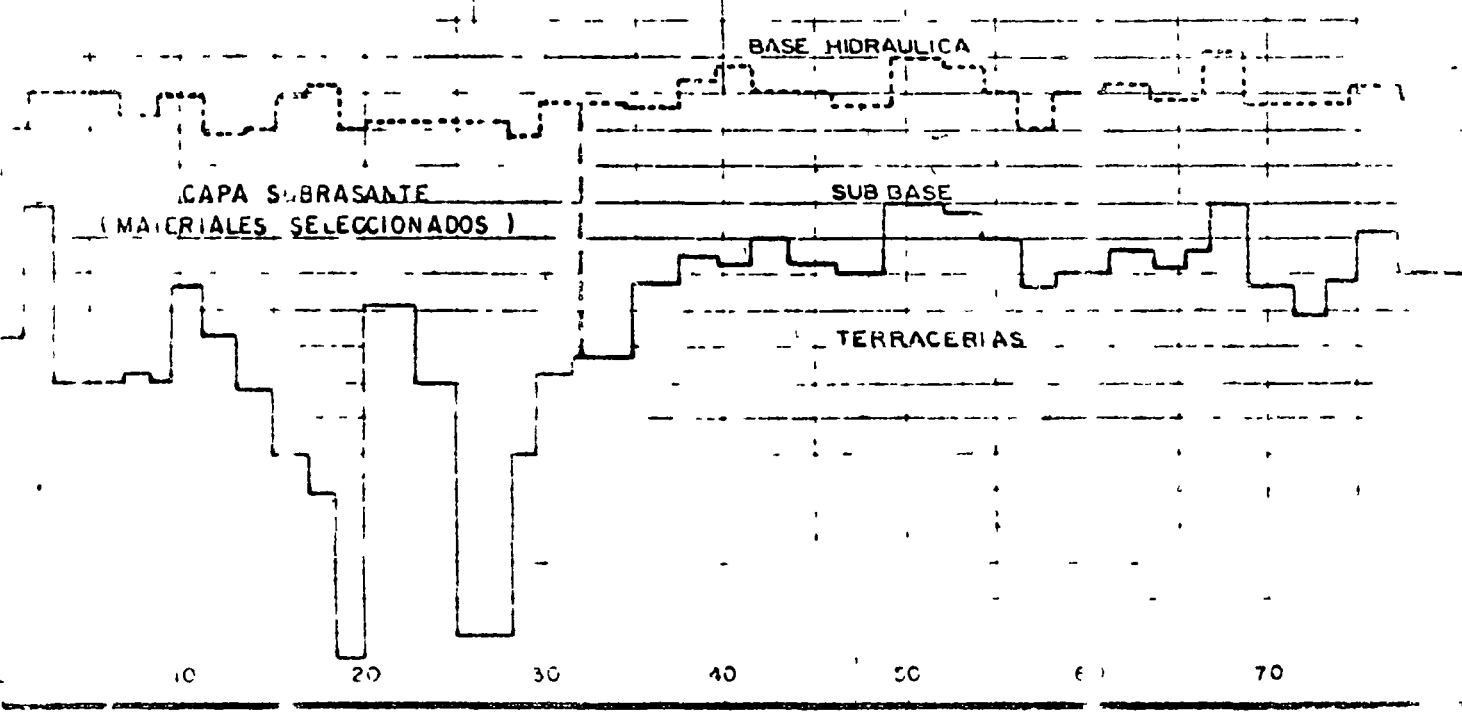
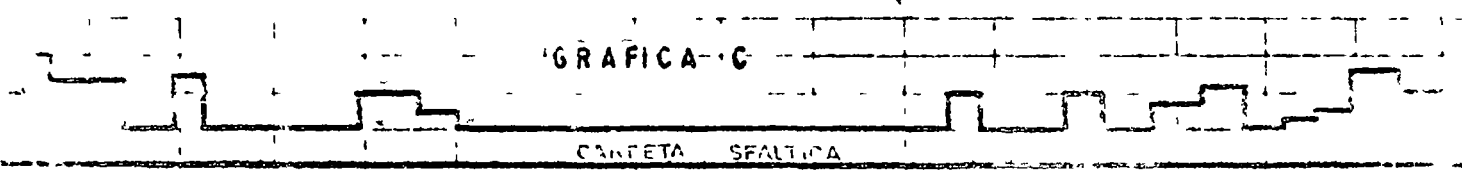
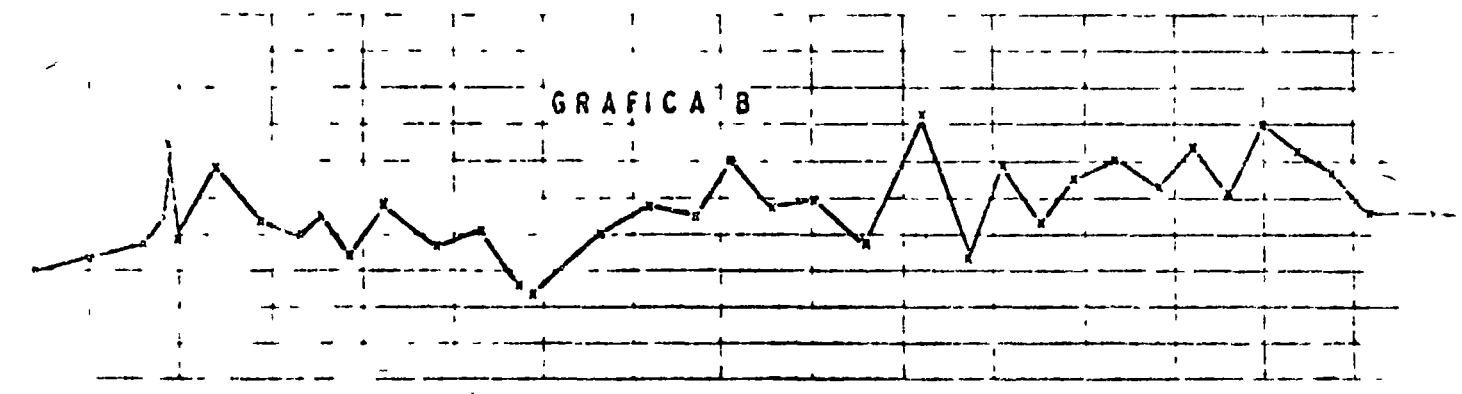
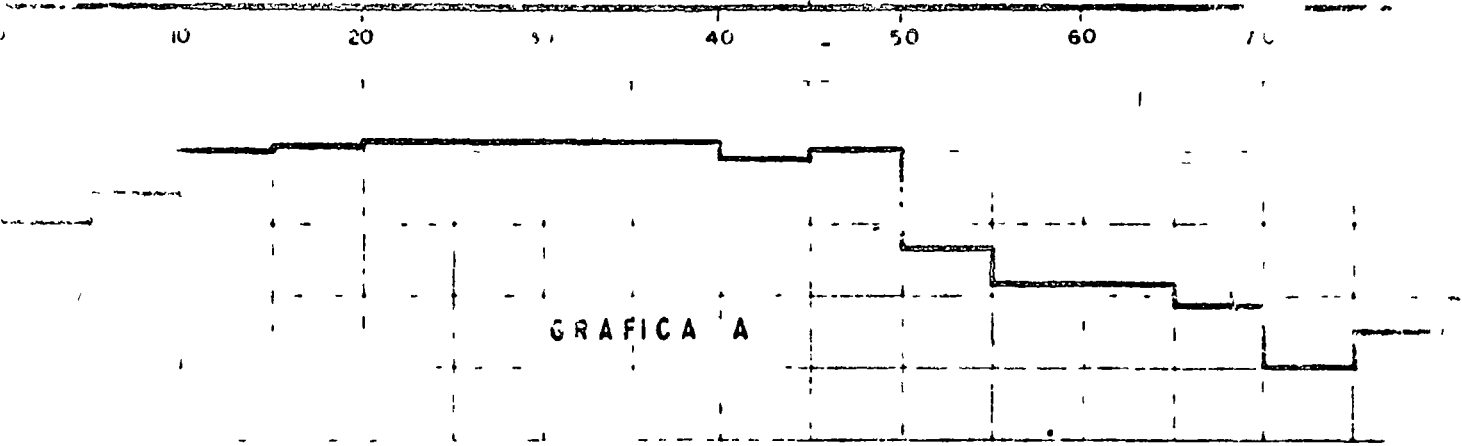
FIGURA N° 13

47

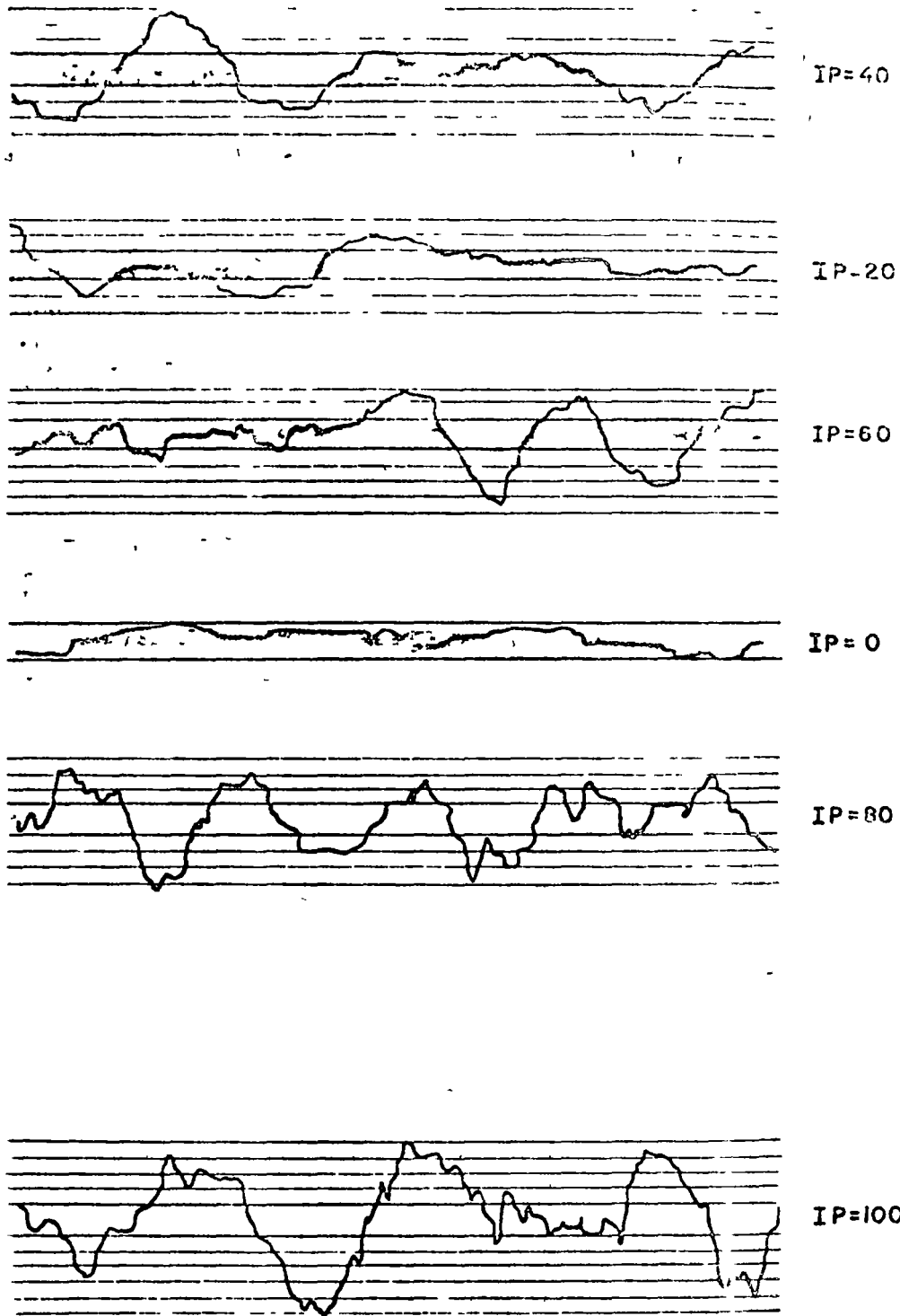
CLASIFICACION DE LAS FALLAS EN PAVIMENTOS



13



EJEMPLOS DE PERFILES PARA DIFERENTES VALORES DE INDICE DE PERFIL



Esc H | 300
Esc V | 1"

FIGURA Nº 5

PERFILES TRANSVERSALES

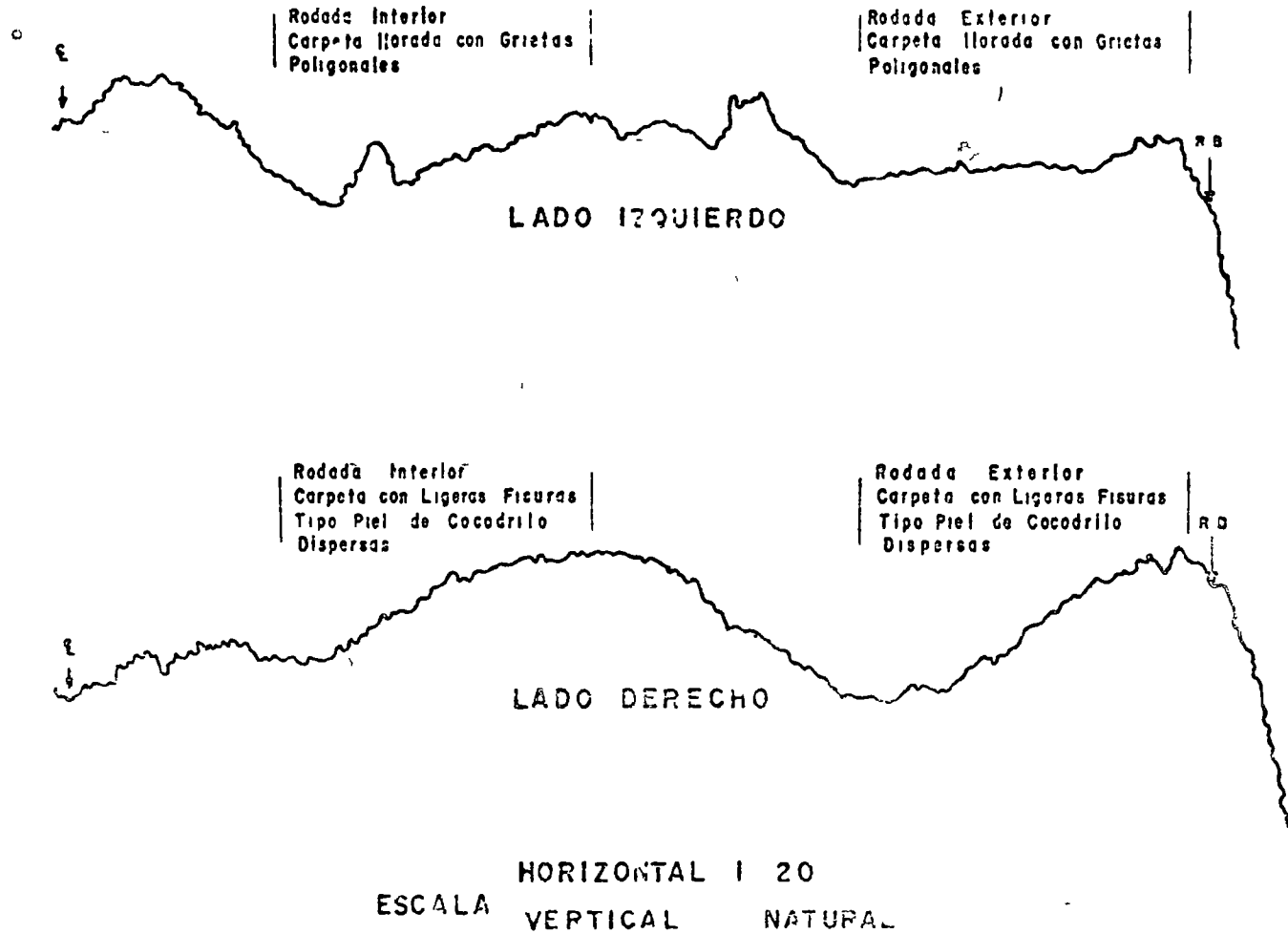
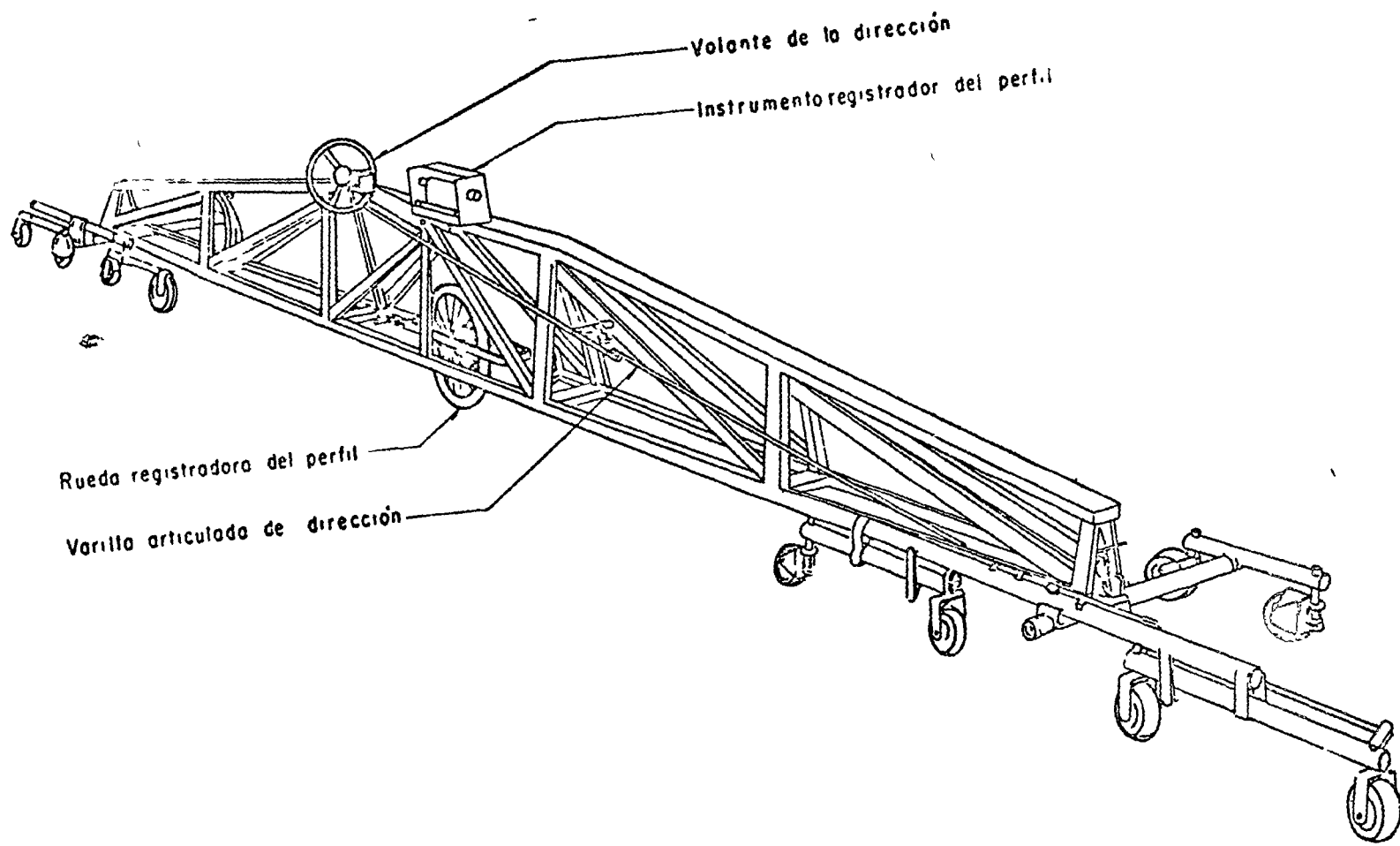


FIGURA 0 22



52

PERFILOGRAFO LONGITUDINAL TIPO HVEEM (400)

FIG. 122

PERFILOGRATO TRANSVERSAL DE LABORATORIO CENTRAL DE PARIS (2 2)

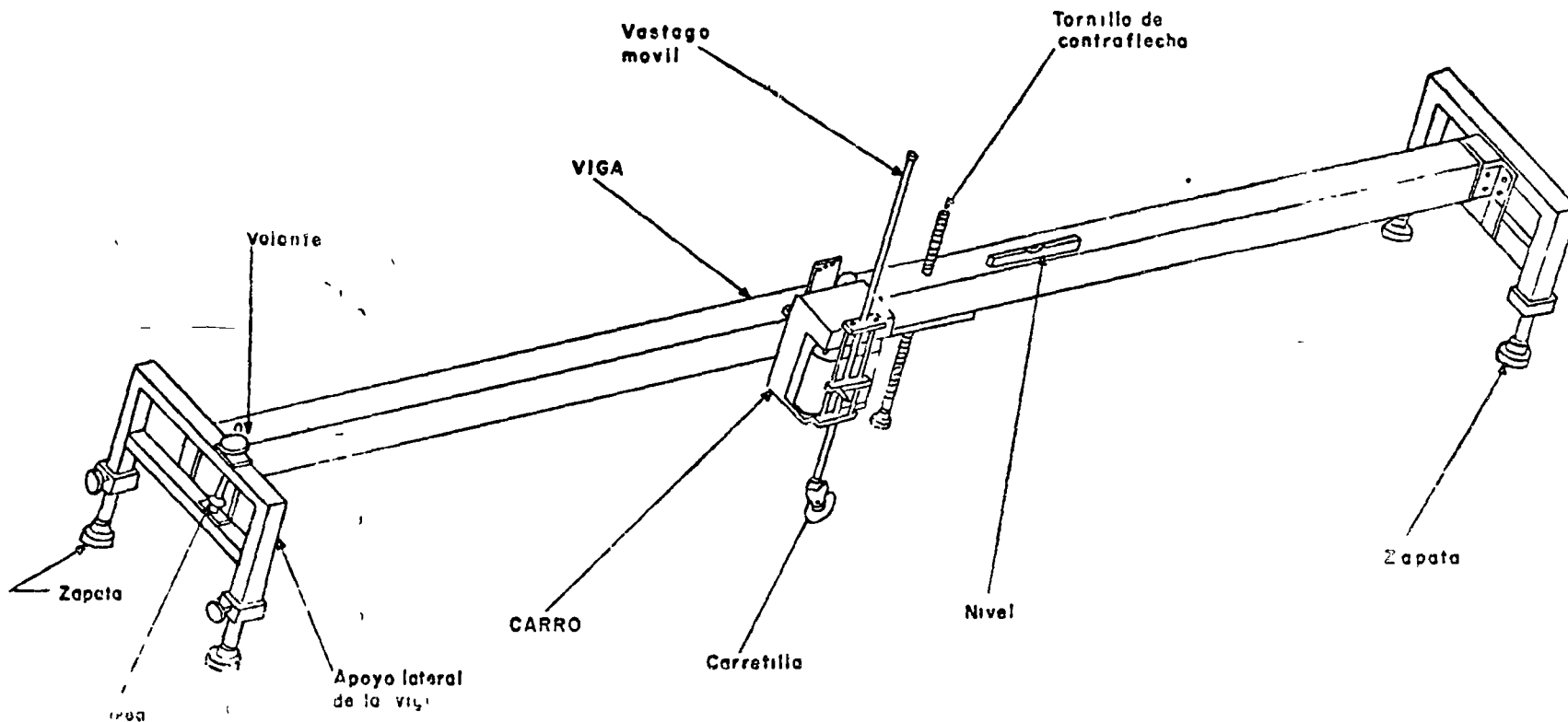
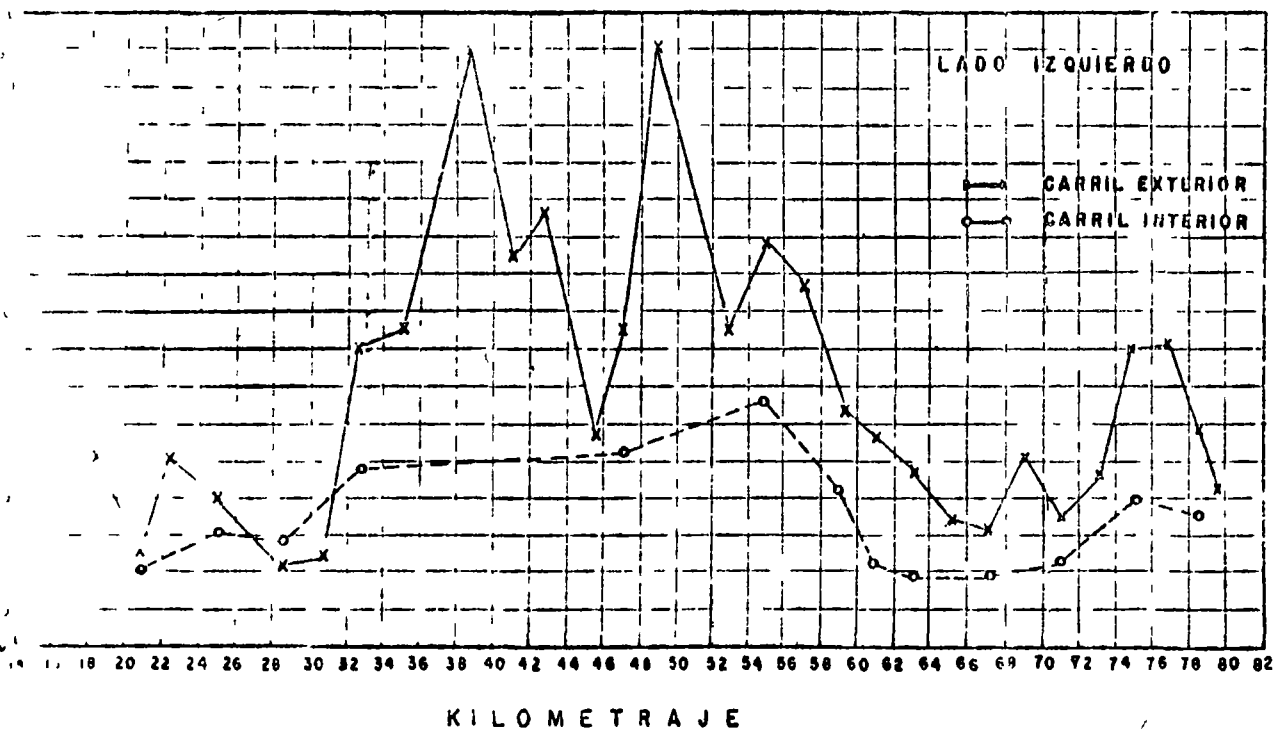
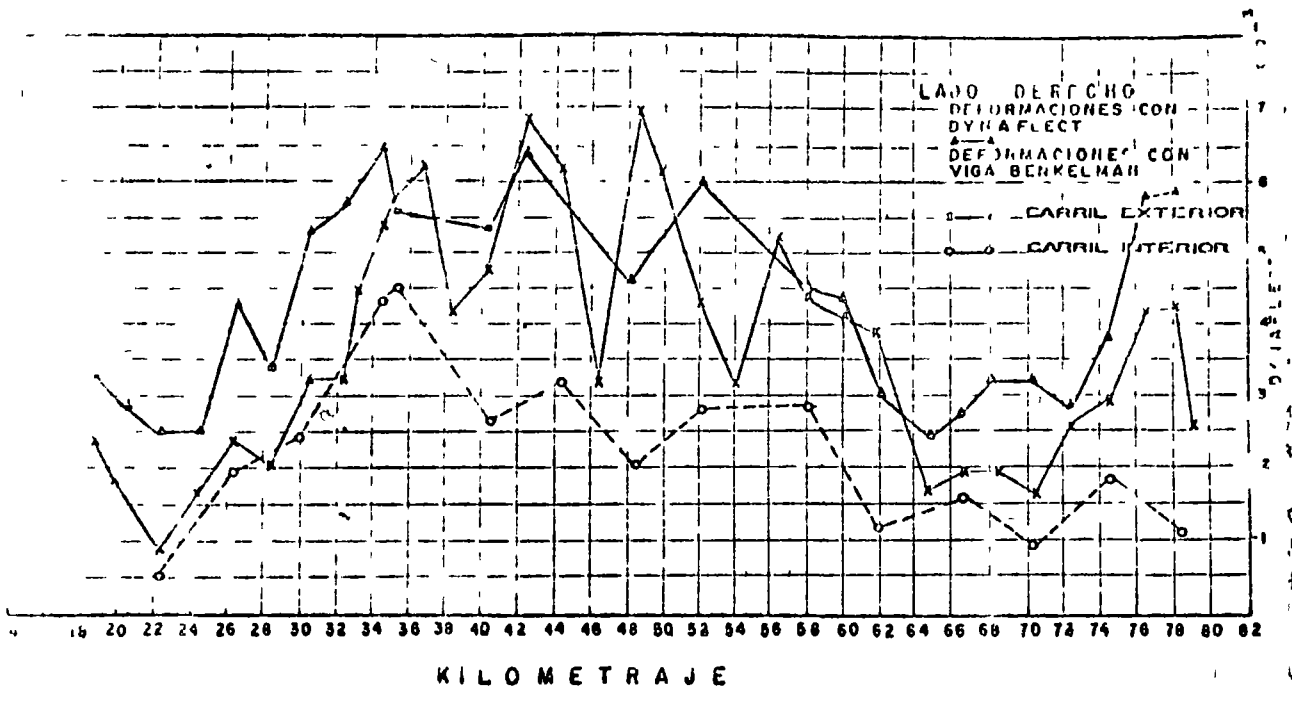
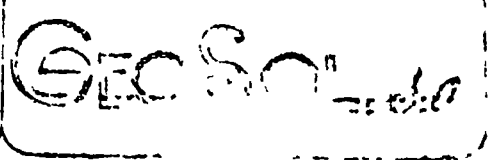
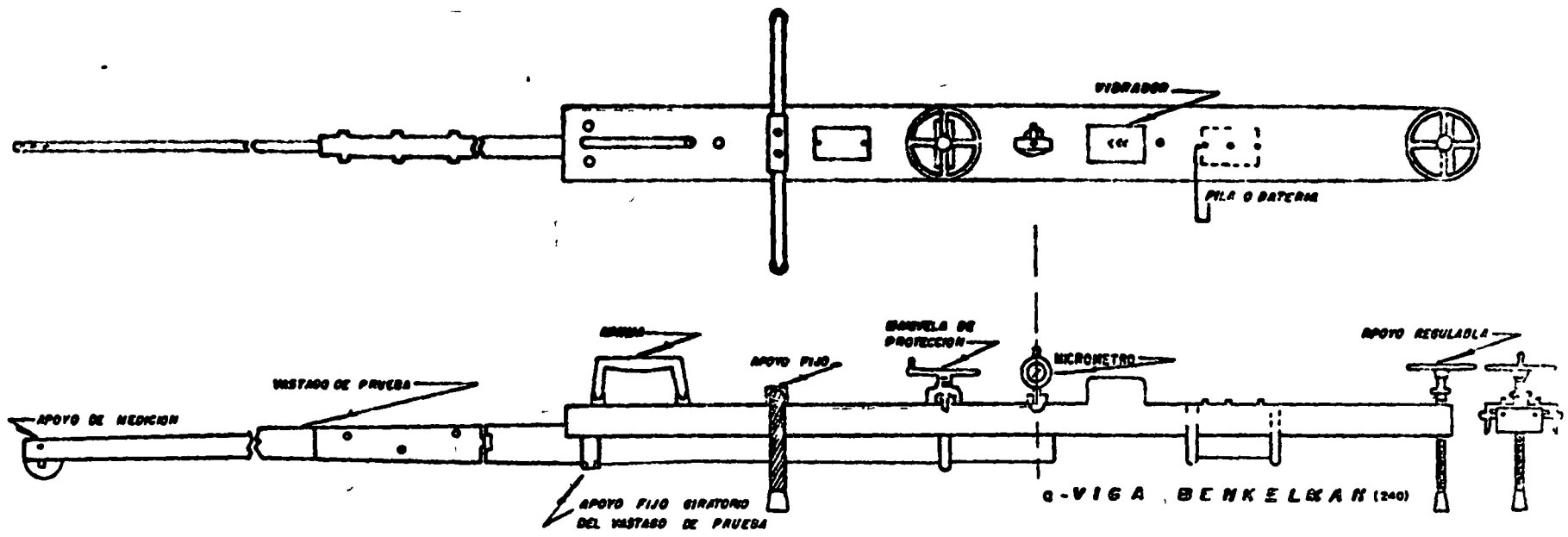


FIGURA Nº 21



AUTOPISTA MEXICO - CUERNAVACA
 UNO DE LAS DEFORMACIONES CARACTERISTICAS
 LAS CON VIGA BENKELMAN BAJO UNA CARGA
 DE 20 TONELADAS EN EL EQUIPO DYNAFLECT





CRITERIOS DE DECISION PARA JUSTIFICAR LA
NECESIDAD DE EFECTUAR LA REHABILITACION
DE UN PAVIMENTO

- NIVEL DE SERVICIO
- CALIDAD DE RODAMIENTO
- SEGURIDAD
- CAPACIDAD ESTRUCTURAL
- CONDICIONES SUPERFICIALES
- COSTOS DE OPERACION, MANTENIMIENTO, ETC.

REHABILITACION

- FINALIDAD.

- 1.- CORREGIR LOS DETRIOROS EXISTENTES EN LA ESTRUC
TURA DEL PAVIMENTO.
- 2.- PREVENIR DETERIOROS FUTUROS EN EL PAVIMENTO.
- 3.- ADAPTACION A NECESIDADES DEL TRANSITO FUTURO.

- PROCEDIMIENTOS MAS GENERALES

- 1.- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES.
- 2.- SOBRECARPETAS (ASFALTICAS, CONCRETO HIDRAULICO,
BASE HIDRAULICA Y CARPETA)
- 3.- AMPLIACIONES
- 4.- OBRAS DE DRENAJE.

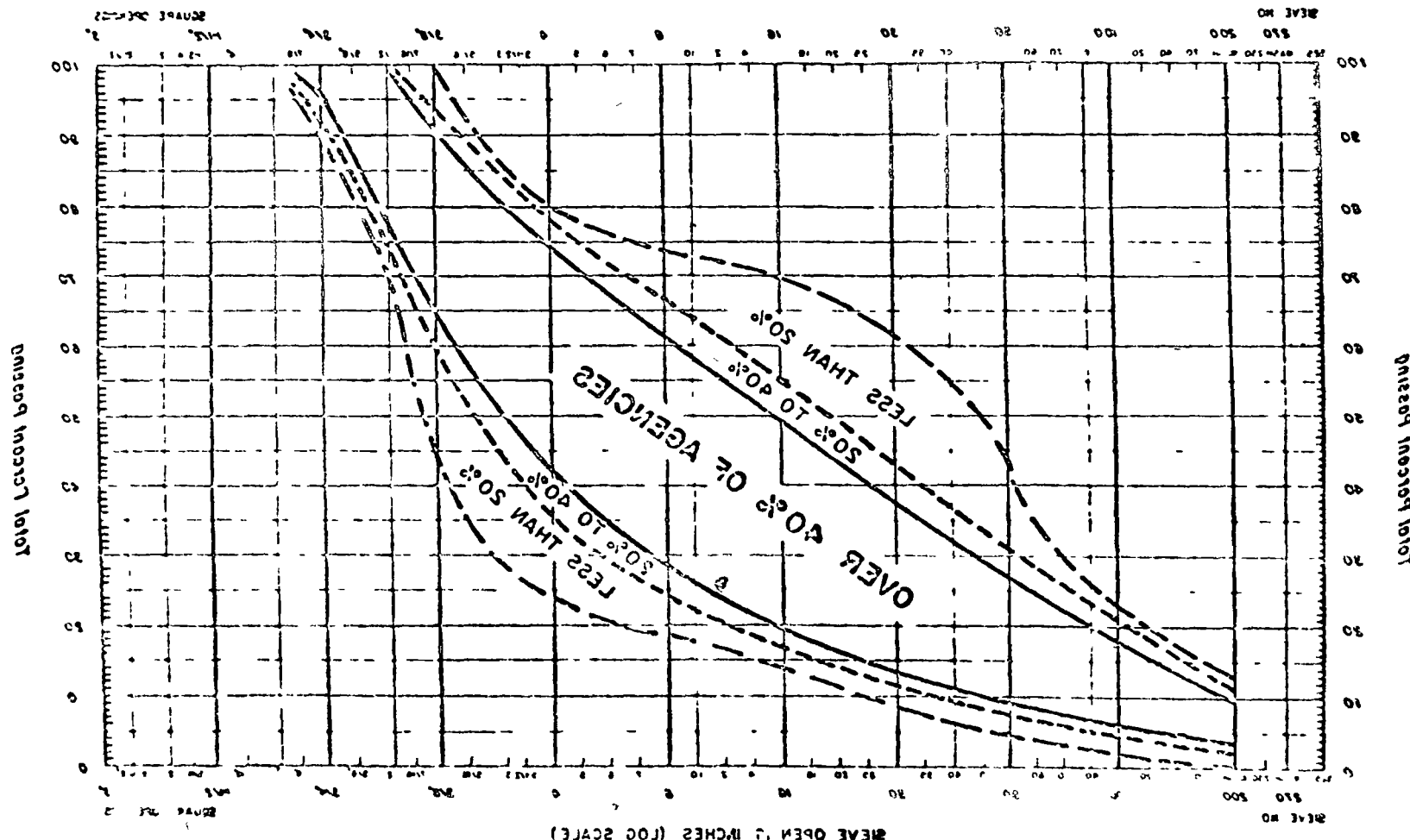
- FUNCION

- 1.- PROPORCIONAR UNA ADECUADA CALIDAD DE RODAMIENTO.
- 2.- PROPORCIONAR LA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO NECE
SARIA.
- 3.- PROPORCIONAR LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL ADECUADA
PARA SOPORTAR EL TRANSITO FUTURO.
- 4.- MEJORAR LAS CONDICIONES GEOMETRICAS DEL CAMINO.

- CARACTERISTICAS

- ADECUADA
- OPORTUNA

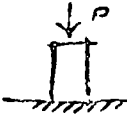
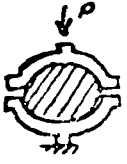

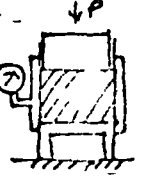
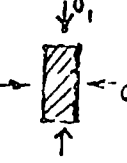
Materials _____
 Source _____
 Sample No _____
 Date _____
 Location _____
 Project _____
 THE ASPHALT INSTITUTE
 AGGREGATE GRADING CHART



60

SHEAF NO. 510 500
 SHEAF OPEN 1/2 INCHES (LOG SCALE)
 U S DEPT OF COMMERCE
 BUREAU OF PUBLIC ROADS

MÉTODOS DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS

METODO	CAMPO APLICACION ORIGINAL	TIPO DE COMPACTACION	d	h	VELOCIDAD PARA PRUEBA	TEMPERATURA DE PRUEBA	SE APLICAN ESQUEMAS	TERMINACION DEL CONTENIDO OPTIMO
COMPRESION SIMPLE	MEZCLAS ASFÁLTICAS	ESTÁTICA Y/O DINÁMICA	3"	125"	LENTA	AMBIENTE		f_u vs cont asf
MARSHALL	CONCRETOS ASFÁLTICOS EN AEROPISTAS	DINÁMICA	4"	25"	2"/min	60°C		Estabilidad Fluencia Vol vacios mezcla Vol vacios rellenos con asfalto
HUBBARD FIELD	SHEET ASPHALT CONCRETO ASFÁLTICO	ESTÁTICA	2"	1"	24"/min	60°C		Estabilidad Volumen de vacios en la mezcla
HYEEM	MEZCLAS Y CONCRETOS ASFÁLTICOS	AMASADO	4"	25"	0.05"/min	60°C		Estabilidad Construcción Expansión
SMITH	CONCRETO ASFÁLTICO INVESTIGACION	ESTÁTICA	4"	8"	INCREMENTOS 120000 1TA	AMBIENTE		cohesion angulo friccion

FORMULAS PARA VALUAR EL CONTENIDO PROBABLE DE CEMENTO ASPALTICO, EN FUNCION DE LA SUPERFICIE ESPECIFICA DE LOS AGREGADOS.

SOP.

$$A = 0.020 a + 0.045 b + cd.$$

A = contenido de asfalto.

a = porcentaje de material retenido en la malla 10

b = " " " " que pasa la malla 10 y se retiene en la 200.

c = " " " " que pasa la malla 200.

d = factor que depende de las características de los agregados (0.15 a 0.35)

DWIERZ.

$$100 S = 0.17 a + 0.33 b + 230c + 12d + 135f.$$

a = porcentaje de material mayor de 10 mm.

b = " " " " entre 5 y 10 mm

c = " " " " 0.3 y 5 mm

d = " " " " 0.08 y 0.3 mm.

f = porcentaje de filler.

$$p = 3.75 \sqrt[5]{S}$$

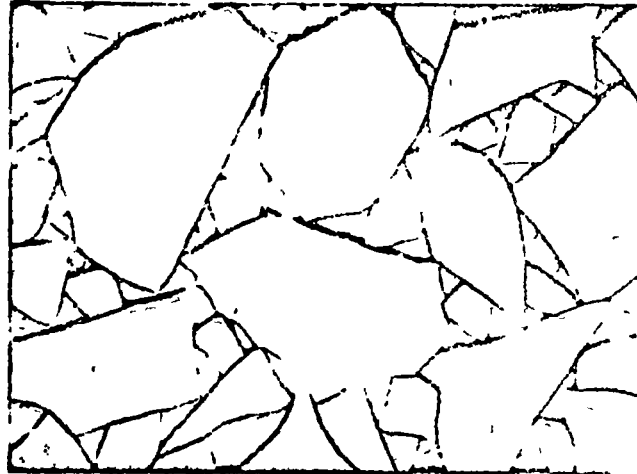


FIG. 4-3. Diagram of aggregate framework with asphalt binder

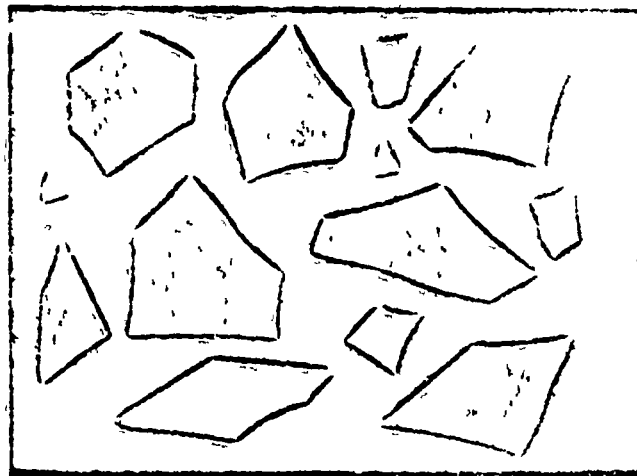


FIG. 4-4. Diagram of mix with excess asphalt binder

The framework of stone has been destroyed and the pavement will not carry any appreciable load. This condition results in bleeding, shoving, or rutting of the pavement and must be avoided. At least 2 per cent air voids must be present in the pavement to ensure against this condition.

Another extreme is the addition of asphalt only in sufficient quantity to serve its function as a binder, which leaves a high volume of air voids. In this case, the pavement may still have good resistance to movement, but other factors must be considered. A high volume of voids is con-

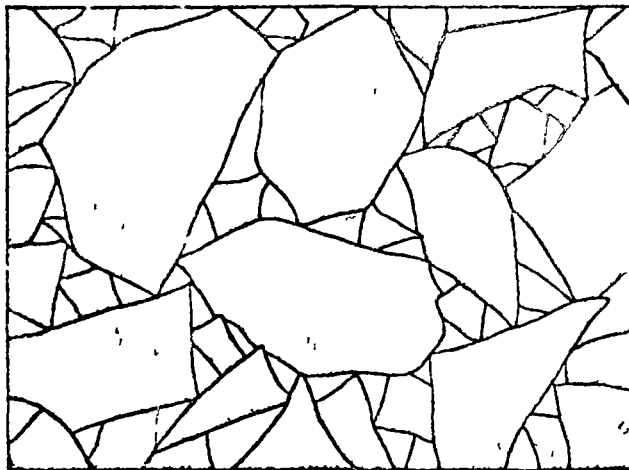


FIG 4-1 Diagram of aggregate framework

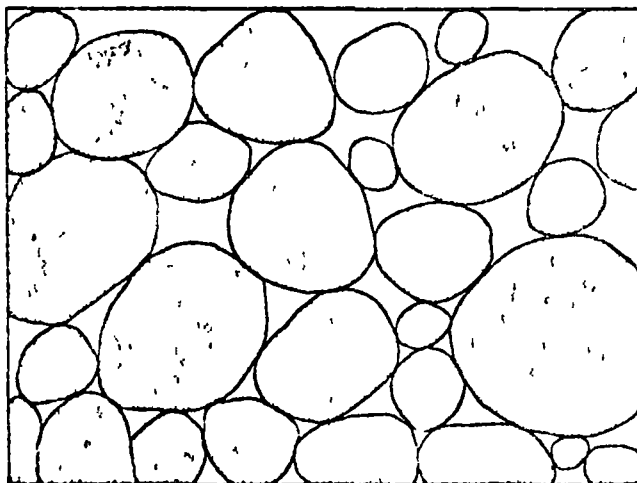


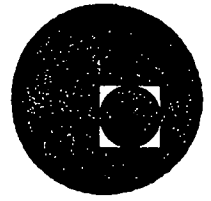
FIG 4-2 Diagram of aggregate framework with rounded aggregate

by the framework of stone, with the framework held in place by the binding action of the asphalt cement. The voids, or spaces, between the aggregate particles are only *partially filled* with asphalt leaving air spaces, as indicated by the white circles. The air space in the pavement is vital and, for reasons which follow, should constitute from 2 to 6 per cent of the total volume of the pavement.

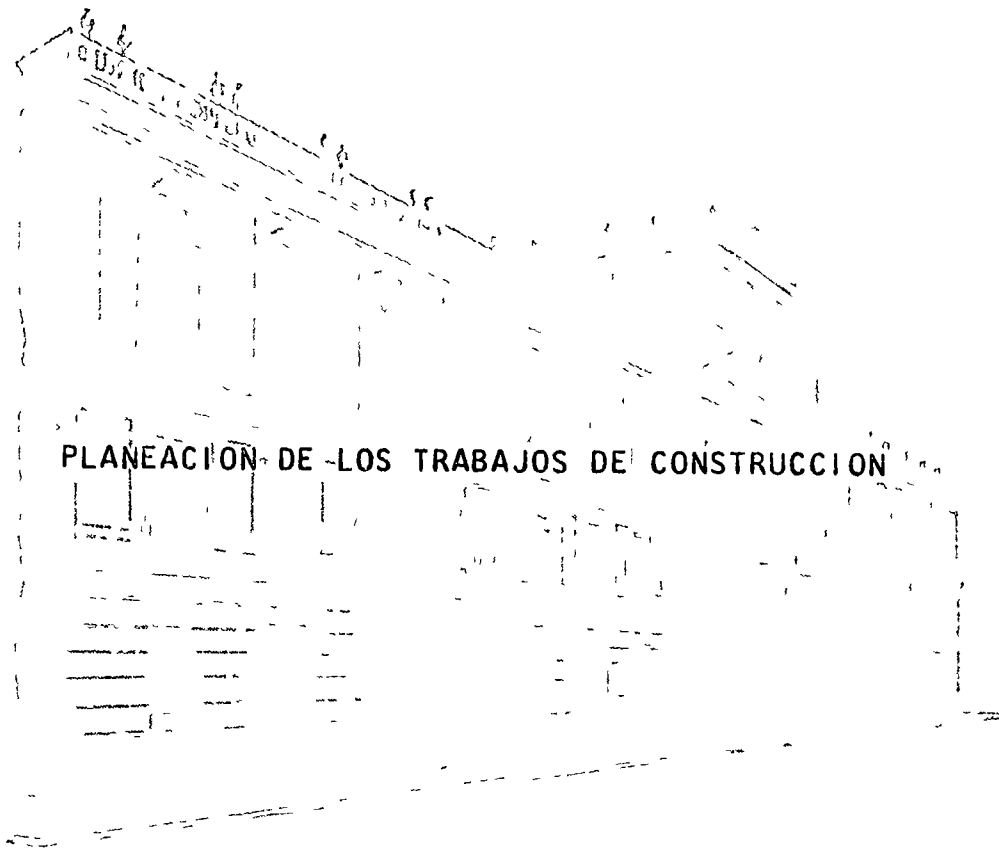
Figure 4-4 shows a mixture of asphalt and stone in which the asphalt is present in such a large volume that the individual stones are "floating"



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS



ING. CARLOS M. CHAVARRI MALDONADO

Mayo de 1977

I N D I C E

	Pag.
INTRODUCCION	1
PROCESOS Y SISTEMAS	9
MODELOS	12
VALUACION DE ALTERNATIVAS	16
TOMA DE DECISIONES	20
SOLUCION	23
DECISIONES CON VARIABLES ALEATORIAS	29
SINTESIS SOBRE PROBABILIDAD	31
ANALISIS DE DECISIONES BAJO RIESGO	43
DECISIONES A NIVEL OBRA	49
DECISIONES A NIVEL GERENCIA	51
PUNTO DE EQUILIBRIO	52

INTRODUCCION

CONSTRUCCION

Dentro de los campos en la profesión del Ingeniero Civil ocupa un lugar preponderante la construcción. En la realización de una obra, este campo sigue inmediatamente al diseño y precede a los de operación y mantenimiento de obras. Consiste la construcción e la realización de una obra combinando materiales, obra de mano y maquinaria con objeto de producir dicha obra de tal manera que satisfaga una necesidad normalmente colectiva, y que cumpla con las condiciones planteadas por el diseñador, entre las que se cuenta con primordial importancia la seguridad.

Consiste la construcción en uno o varios procesos de producción en el o los que se combinan en alguna forma recursos (materiales, obra de mano y maquinaria) para lograr el producto terminado, se trata pues de un típico proceso industrial, que solo difiere del clásico en que las obras normalmente son diferentes y se requiere estudiar un proceso que será diferente para cada obra, en cambio en el proceso típico industrial este es repetitivo.

CONSTRUCCION DE CAMINOS Y AEROPUERTOS

Entre estos procesos es muy común encontrar la construcción de pavimentos, que bien sea parte del proceso total o todo el proceso que se presenta en la mayor parte de las obras que se construyen. Con-

siste pues la construcción de pavimentos en combinar maquinaria, -- materiales y obras de mano, a fin de obtener la obra o parte de la -- obra de acuerdo con lo planteado en el diseño.

En la planeación de la construcción, el problema de selección de equipo trata de determinar que tipo, modelo y tamaño de máquinas deberá usar el ingeniero para realizar su proceso dentro de las restricciones impuestas por el proyecto. Al definir esto el ingeniero estará planeando el proceso constructivo, o dicho en otra forma definirá en todos sus puntos el procedimiento de construcción a usarse.

PROCESOS

Podemos pues presentar la construcción en general como uno o -- varios procesos de transformación con una entrada, los recursos y -- una salida, la obra terminada.



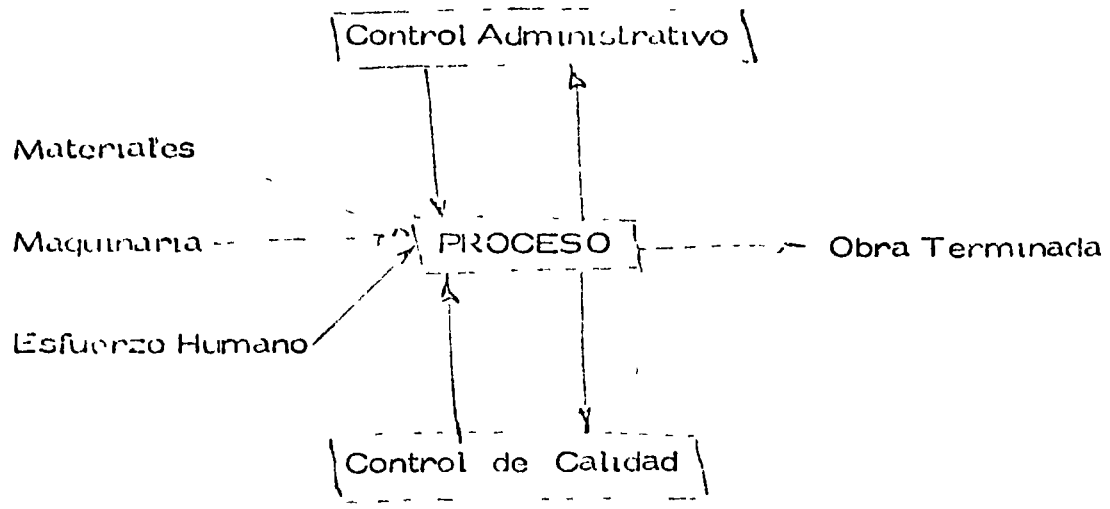
Como habíamos dicho antes el proceso puede ser uno o varios, -- pero también podremos dividirlo en subprocesos, cada uno de los cuales producirán una parte de la obra, estos pueden ser simultáneos o -- en cadena, y es usual que estos subprocesos se analicen por separado para definir los procedimientos de construcción que producirán la obra

que deseamos.

CONTROLES

A lo largo de la ejecución deberemos revisar para que nuestro esfuerzo nos vaya llevando a la obra terminada tal y como lo concebimos. Es fácil comprender que no conviene esperar al fin de la obra para revisar si esta coincide con la diseñada, y si nuestra planeación se cumplió, esto es, si las cantidades y calidades que calculamos usar de nuestros recursos realmente fueron las utilizadas. Si algo falla lo planeado no coincidirá con lo ejecutado. A la revisión de el uso de los recursos a lo largo de la ejecución se le llama Control Administrativo. A la revisión de la calidad de la obra en todas sus partes a fin de que realmente ésta sea la diseñada se le denomina Control de Calidad. Estos controles consisten en tomar muestras a lo largo del proceso y compararlas con los estándares tomados de la planeación; en realidad constituyen en si un proceso capaz también de ser planeado. Este tipo de procesos se denominan de Control o Retroalimentación. Si en estos procesos se encuentran desviaciones significativas con el estándar actúan sobre los procedimientos de construcción para corregir las desviaciones y acercár el producto al estándar.

Puede pues representarse la construcción y sus controles con el siguiente esquema.



DECISIONES

TOMA DE DECISIONES

El ingeniero que se ocupa del movimiento de tierras tiene que planear anticipadamente el equipo a utilizarse en el proceso. Esto lo hace seleccionando varios tipos de máquinas en ciertas combinaciones -- que él sabe le producirán la obra de acuerdo con el diseño. Se le presentan pues varias alternativas, una de las cuales escogerá para realizar las obras. Esto constituye la toma de una decisión. Una decisión es simplemente una selección entre dos o más cursos de acción. Podemos decir pues que la selección del equipo en movimiento de tierras es un caso de la toma de decisiones.

La toma de decisiones puede realizarse intuitiva o analíticamente. Si se aplica la intuición normalmente se usa lo que ha sucedido en el pasado y aplicando este conocimiento se estima lo que puede suceder en el futuro, con cada una de las vías de acción, y en función de esta apreciación se toma la decisión. La decisión tomada analíticamente -- consiste en un estudio sistemático y evaluación cuantitativa de el pasado y el futuro, y en función de este estudio se selecciona la vía de acción más adecuada. Ambos métodos se usan comunmente en el problema de selección de equipo.

OBJETIVOS

Si queremos hacer la selección de un camino entre varios que se presentan, y que solucionará el problema tendremos en alguna forma --

que comparar las posibles soluciones. Se presenta el problema de cómo compararlas ¿En función de qué? ¿Cómo valorarlas? El ingeniero deberá pues determinar un objetivo u objetivos que le servirán para valorar dichas vías de acción o caminos alternativos.

La labor del ingeniero está orientada por la economía, es decir tiene como objetivo fundamental adecuar el costo con la satisfacción de una necesidad. Aún cuando no es raro que en su labor el ingeniero se enfrente a problemas con objetivos contradictorios en el caso de la selección de equipo sus decisiones están orientadas por el criterio económico.

La valuación de las alternativas será pues una valuación de tipo económico, habrá que determinar el costo de las entradas a lo largo del tiempo y el beneficio que proporcionará la salida, también a lo largo del tiempo, para cada alternativa. De la comparación de estos costos-beneficios saldrá una manera de comparar las alternativas en que se basará el ingeniero para tomar su decisión. El ingeniero deberá pues tener un conocimiento profundo de los costos, y deberá poder definir tanto los costos físicamente creados por el uso de su alternativa, como los derivados de usar la solución propuesta por él.

La selección dependerá pues del criterio económico. La evaluación de las alternativas podría tomar la forma de .

$$\text{Eficiencia} = \frac{\text{Salida}}{\text{Entrada}} = \frac{\text{Ingreso}}{\text{Costo}}$$

También puede decirse pues que lo que busca el ingeniero es hacer

máximas las utilidades.

PROCEDIMIENTO PARA TOMAR DECISIONES.

Definido el problema deberá hacerse un análisis del mismo, en esta fase se recaba toda la información que nos de un conocimiento profundo y completo del problema, con el objeto de poder definir y valorar el mismo, lo que traerá como consecuencia una selección más depurada de las distintas alternativas-solución que se formulará en la siguiente etapa de la toma de decisión. Esta definición y valuación del problema se hará tomando en cuenta el objetivo.

En la siguiente fase se toman todas las alternativas posibles o cursos alternativos de acción. En este caso es muy importante para escoger las alternativas posibles la preparación técnica del ingeniero.

La tercera fase consiste en comparar estos posibles cursos de acción en función del objetivo y al final de esta fase podremos tomar ya una decisión que vaya guiada al objetivo propuesto.

Por último se considera una última fase de especificación e implementación, en la cual se hace una descripción completa de la solución elegida y su funcionamiento.

CERTEZA - RIESGO - INCERIDUMBRE.

Se dice que una decisión se toma bajo certeza cuando el ingeniero conoce y considera todas las alternativas posibles y conoce todos los estados futuros de la situación consecuencia de tomar dichas alternativas.

vas, y a cada alternativa corresponde un solo estado futuro.

Se dice que una decisión se toma bajo riesgo si a cada una de las alternativas corresponden diversos estados futuros, pero el ingeniero conoce la probabilidad de que se presente cada uno de ellos.

Se dice que la decisión se toma bajo incertidumbre si el ingeniero no conoce las características probabilísticas de las variables.

PROCESO - SISTEMAS

Al analizar el proceso constructivo y planearlo nos encontramos - que en realidad estaremos encontrando el grupo de decisiones que permitirán el logro de nuestros objetivos.

Para estudiar este proceso será indispensable analizar todas las - variables o las más importantes que intervienen en él, las relaciones - entre ellas y como una variación en cada una de ellas influye en que el resultado final se acerque más o menos a nuestro objetivo. Esto en - realidad equivale a considerar la totalidad de cursos alternativos de acción en función del objetivo.

Normalmente las variables tienen limitaciones. Podremos tener - limitaciones en tiempo, en recursos, en sumas mensuales a gastar, - etc.

Muchas veces los cursos alternativos de acción son muy grandes - en número, y por esto es conveniente para compararlos con facilidad, encontrar como cada valor de la variable influye en la salida del proceso.

RESTRICCIONES

En la fase de análisis se fijan normalmente las restricciones o li - mitaciones. Estas pueden provenir de las especificaciones del diseñador, de limitaciones propias de la empresa, o restricciones externas.

Es muy conveniente que el ingeniero no se cree restricciones ficticias, que le limitarán el encontrar soluciones alternas posibles. Esto limitaría la aplicación de la técnica del ingeniero.

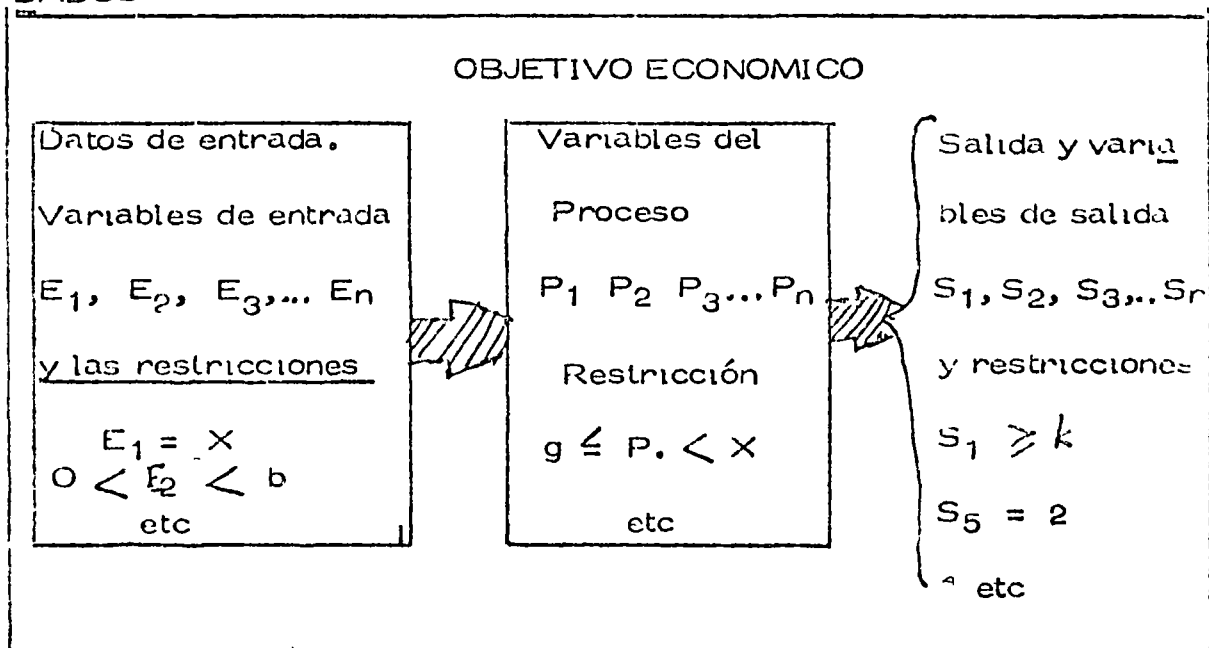
SELECCION DE VARIABLES

No es fácil encontrar todas las variables, por otro lado no todas influirán importantemente en el proceso, es pues conveniente definir las variables significativas, esto es las que modifiquen importantemente la salida valuada en función del objetivo. Las variables pueden ser :

- Controlables, aquellas que podremos variar a nuestro antojo.
- Las que no pueden ser controladas o manipuladas en el proceso, pero que influyen en la salida.

Podemos pues definir nuestro método de decisión usando la siguiente notación :

DADOS



ENCONTRAR

El conjunto de valores de las variables controlables que hagan óptimo el criterio económico y que satisfagan las limitaciones y restricciones.

SISTEMAS - MODELOS

Para tomar nuestra decisión o conjunto de decisiones dentro de los considerados repasados anteriormente requerimos representar nuestro proceso (sistema), de tal manera que operando sobre la representación modificando los valores de las variables controlables tengamos salidas que se aproximen o sean las mismas que las obtenidas al operar el sistema real.

Se define sistema como una entidad individual delimitada formada por un conjunto de componentes (pueden ser subsistemas) diseñadas para actuar estimuladas por factores externos (entradas) y orientadas para lograr la salida deseada. De acuerdo con esta definición nuestro proceso constructivo en realidad constituye un sistema.

Una característica importante de los sistemas es que deben ser integrados, esto es que exista una clara interdependencia entre todas sus partes (independientemente de que estas partes sean Sub-Sistemas o no) que constituyan un todo de tal manera que al efectuarse un cambio en una parte, otras queden en mayor o menor grado afectadas por dicho cambio.

MODELOS MATEMÁTICOS.

Para manejar y planear sistemas, así como para ayudar a tomar decisiones sobre sistemas establecidos, se han desarrollado gran cantidad de modelos matemáticos cuyo estudio pertenece a la investigación de operaciones.

Al enfrentarse el Ingeniero a las decisiones que tiene que tomar respecto a su sistema-obra, debe aprovechar los modelos ya desarrollados para analizar sub-sistemas o el sistema en conjunto.

La construcción de modelos ha tenido un desarrollo impresionante en los últimos años y esta actividad se amplía cada vez más. Paralelo a la construcción, la ampliación de los modelos a la práctica se está generalizando también y los campos en donde se puede aplicar se pluralizarán en el futuro.

En la actualidad existen modelos como la construcción de red de actividades que proporcionan un método sencillo, práctico y completo para representar y analizar un proceso constructivo dividido en sus actividades. El análisis de tiempos y relaciones de precedencia de la red se amplía al obtenerse además la ruta crítica y al poder agregar análisis de costos y análisis de recursos utilizados en las actividades.

Modelos como los de reemplazo ayudan a determinar la vida económica de las máquinas indicando cuando se debe hacer un reemplazo y cuando una reparación, etc. para que la operación de la máquina sea económica.

Modelos de control de inventarios pueden ayudar a establecer políticas óptimas, desde el punto de vista económico, para determinar cuánto y cuando se debe ordenar de cada uno de los materiales que se manejan en almacén y que tienen una demanda conocida.

La programación lineal y el problema del transporte tienen varias aplicaciones en el campo de la ingeniería civil. Se puede encontrar de la manera más económica de transportar cierto material (cement

to, concreto, etc.), desde un conjunto de orígenes donde existe en -- cantidades conocidas, hasta un conjunto de destinos donde es requerido en cantidades también conocidas. Se pueden aplicar también a la -- asignación científica de personal, o de maquinaria, a la determinación óptima de la mezcla de materiales procedentes de diferentes bancos -- para proporcionar cierta cantidad cumpliendo con especificaciones conocidas, al diseño de la red más económica para abastecer de agua potable una población, a la concesión de contratos, etc.

En aquellos fenómenos en los que se forma una cola porque no -- existe un equilibrio entre la demanda de servicio y la rapidez con que -- este servicio se proporciona, también pueden utilizarse modelos ya -- desarrollados.

La parte de la investigación de operaciones que se ocupa de su estudio se llama teoría de los fenómenos de espera. Es fácil localizar -- problemas de este tipo en un sistema-obra.

Por ejemplo los camiones en fila, esperando que una excavadora, -- pala, draga, etc., los cargue para estudiar la capacidad, número -- rapidez (eficiencia) que las dragas deben tener para lograr un equilibrio económico, o para impedir que la cola de camiones sea demasiado larga.

Hay además multitud de problemas económicos de comparación entre alternativas en los que debemos mencionar la necesidad de juzgar las -- diversas alternativas que se presenten no solo por el costo directo, -- inmediato que cada una de ellas tengan, sino también por los costos futuros consecuencias de dichas alternativas.

Para hacer estas comparaciones con cantidades homogéneas hay que

tomar en consideración el valor del dinero en el tiempo y el manejo de tasas de interés, temas de gran interés para las decisiones del ingeniero.

Con el desarrollo de las computadoras electrónicas de la investigación de operaciones se ha desarrollado en la creación de modelos no analíticos que expresan las relaciones más importantes y que simulen lo más posible las condiciones reales.

Esta técnica se llama simulación y su aplicación ha tenido éxitos notables. Han sido especialmente útiles aplicados al diseño y la operación de obras de ingeniería, pero no hay razón para suponer que no pueden aplicarse con igual éxito a la construcción.

La explotación de una pedrera, la perforación de túneles, de pasos a desnivel, etc., son operaciones que fácilmente se podrían simular.

TABLAS DE INTERES COMPUESTO
FACTORES DE ACTUALIZACION

No.	1%		12%	
	Pago Simple	Serie Uniforme de pagos	Pago Simple	Serie Uniforme de pagos
1	0.9901	0.990	0.8929	0.893
2	0.9803	1.970	0.7972	1.690
3	0.9706	2.941	0.7118	2.402
4	0.9610	3.902	0.6355	3.037
5	0.9515	4.853	0.5674	3.605
6	0.9420	5.795	0.5066	4.111
7	0.9327	6.728	0.4523	4.567
8	0.9235	7.652	0.4039	4.968
9	0.9143	8.566	0.3606	5.323
10	0.9053	9.471	0.3220	5.650
11	0.8963	10.368	0.2875	5.938
12	0.8874	11.255	0.2567	6.194
13	0.8787	12.134	0.2292	6.424
14	0.8700	13.004	0.2046	6.628
15	0.8613	13.865	0.1827	6.811
16	0.8528	14.718	0.1631	6.974
17	0.8444	15.562	0.1456	7.120
18	0.8360	16.398	0.1300	7.250
19	0.8277	17.226	0.1161	7.366
20	0.8195	18.046	0.1037	7.460
21	0.8114	18.857	0.0926	7.562
22	0.8034	19.660	0.0826	7.645
23	0.7954	20.456	0.0738	7.718
24	0.7876	21.243	0.0659	7.781
25	0.7798	22.023	0.0588	7.843
26	0.7720	22.795	0.0525	7.896
27	0.7644	23.560	0.0469	7.943
28	0.7563	24.316	0.0419	7.984
29	0.7493	25.066	0.0374	8.022
30	0.7419	25.808	0.0334	8.055
31	0.7346	26.542	0.0298	8.085
32	0.7273	27.270	0.0266	8.112
33	0.7201	27.990	0.0238	8.135
34	0.7131	28.703	0.0212	8.157
35	0.7050	29.409	0.0189	8.176
40	0.6717	32.835	0.0107	8.244
45	0.6391	36.095	0.0061	8.283
50	0.6080	39.196	0.0035	8.305
75	0.4741	52.587		
100	0.3697	63.029		

TOMA DE DECISION

a) PRUEBA DEL MODELO

Es muy conveniente que al desarrollar un modelo, para que represente convenientemente el sistema se pruebe continuamente mientras se esta construyendo.

Al terminar el modelo se realizan pruebas para garantizar su propiedad. Si el modelo tiene deficiencias, es decir las salidas, no corresponden a la realidad del sistema, pueden deberse a que no se seleccionaron adecuadamente las variables significativas, o bien las relaciones entre variables no corresponden a la realidad.

Pueden también probarse el modelo a través de pruebas parciales o restringidas de las soluciones propuestas siempre que esto sea posible.

b) SENSIBILIDAD.

Sensibilidad de un sistema en general se refiere al cambio o cambios en los parámetros del sistema (coeficiente o en su caso entradas).

La sensibilidad tiene especial importancia, pues le indica al ingeniero como se comporta una decisión cuando las condiciones cambian por alguna razón.

El estudio de la sensibilidad es muy importante para formar la decisión, puede ser que una decisión tenga alta sensibilidad, esto sea vulnerable a pequeños cambios de las variables controlables. Cuando

esto sucede es muy conveniente realizar una investigación que nos asegure la validez de los datos que están siendo evaluados.

c) SELECCION DE LA VIA DE ACCION.

Cualquiera que sea el sistema de comparación de alternativas, desde simple intuición hasta el uso de complicados modelos matemáticos, hay que tomar en cuenta ciertas condiciones que influyen importantemente en la decisión.

En primer lugar la persona o personas que van a tomarla. - -
 En general la valuación en términos del objetivo no forma algunas variables en consideración, o puede ser que se consideren variables no significativas algunas variables de carácter probabilístico. Una persona con propensión a no tomar riesgos en un caso de los anteriores, tomará una decisión diferente a una persona que toma riesgos. Esto es una característica psicológica del sujeto que va a tomar la decisión y conviene tomarlo en cuenta.

De todos modos hay que repasar las variables que se consideran no-significativas, pues hay variables que para ciertos valores no - -
 son significativas, pero que en otros rangos sí lo son. Un repaso en - -
 función de la valuación de las alternativas es pues conveniente.

También es frecuente que la valuación se realice bajo certeza, -
 cuando en prácticamente todos los problemas de Ingeniería se presentan bajo riesgo o incertidumbre. En el momento de tomar una decisión, conviene también repasar cuales son las condiciones en que realmente se - -
 presenta el problema.

El análisis de sensibilidad es también muy conveniente, pues nos indicará como se comporta una solución ante variaciones en las condiciones planteadas.

En general todos estos puntos son analizados y pesados al tomar la decisión, cualquiera que sea el procedimiento de valuación de alternativas que se haya seguido.

SOLUCION

Especificación de una Solución. Una vez elegida la solución en la forma de decisiones inmediatamente se deberá proceder a especificar los atributos físicos y las características de funcionamiento de la misma con tanto detalle como se requiera para que las personas que van a participar en su implementación conozcan hasta el detalle necesario.

Principalmente cuando el que planea es una persona diferente del que ejecuta, es preciso elaborar cuidadosamente documentación, de tal manera completa, que pueda comunicar a otros la solución.

Normalmente se hace mención de la necesidad de la solución propuesta, se especifica la solución, mediante dibujos y especificaciones y se justifican sus características y funcionamiento.

Muchas veces se hace necesario acompañar todo esto con un resumen del proceso decisorio, y de los argumentos empleados para seleccionar la vía de acción, de tal manera que si se hace necesario en algún momento revisar la solución esto pueda hacerse fácil y rápidamente.

Aceptación de la Solución. Se ha demostrado con experimentos que una solución derivada de un análisis cuantitativo normalmente tiene poca aceptación. Es frecuente que las personas a las que se propone se inclinen por aceptar más fácilmente una solución derivada de la experiencia que una que tenga bases cuantitativas, pero que sea deducida.

Para tener mayores probabilidades de éxito en la aceptación de la so -

lución a la persona o personas que se van a dedicar posteriormente a la implementación.

Esto es común hacerlo formando un equipo con la persona que planea y la o las que posteriormente van a encargarse de la implantación del plan. Desafortunadamente esto no es posible a veces o la planeación en Movimiento de Tierras muchas veces se hace antes de iniciar los trabajos, por ejemplo si se concursa para definir el valor probable de los trabajos. Esto hace difícil lograr que se facilite al planeador el que se acepte su plan a priori.

Por otra parte es común que se tenga que cambiar al encargado de los trabajos y que el nuevo encargado no acepte las soluciones contenidas en el plan que se estaba siguiendo.

Es pues muy conveniente que se preste gran atención a la forma en que se va a presentar el plan que contiene las decisiones deducidas analíticamente, pues si el ejecutor no piensa que las decisiones son correctas es bastante probable que la solución sea un fracaso.

Un sistema que se ha seguido con éxito es reunir a todos los encargados de las obras para prepararlos en las técnicas de la decisión. Aprovechar para que entre todos planeen el sistema de información-decisión que servirá para planear las obras, de modo que tengan confianza en el método y crean en él. Sin embargo cualquier sistema tiene sus fallas que tendremos que estar prontos a corregir cualquier problema que se presente en la implementación proveniente de que el encargado "duda" de la solución propuesta.

IMPLANTACION. Es muy frecuente que al implantar la solución, se presenten condiciones no previstas que obliguen a modificar en poco o en mucho la solución especificada. Por otro lado puede también suceder que la realidad no conteste completamente a lo previsto en el análisis. En ambos casos es muy conveniente que en estas modificaciones necesarias intervenga la persona que se encargó de seleccionar la vía de acción más conveniente, para que al realizar dichas modificaciones no se caiga en otra vía de acción inconveniente desde el punto de vista del objetivo.

Esto se obvia organizando reuniones entre los encargados de planeación y los de la implantación del plan, que muchas veces conduce a modificaciones que mejoran inclusive la solución.

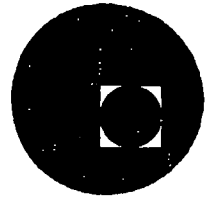
CONTROL. Cuando se trata de una cadena de decisiones o el proceso se realiza en tiempos largos es indispensable al planear la solución, planear también las herramientas de control, con objeto de poder supervisar fácilmente si la realidad se comporta de acuerdo con lo previsto.

Posteriormente se ampliará el concepto de control, pero conviene recordar que el control es una herramienta indispensable para lograr resultados satisfactorios.

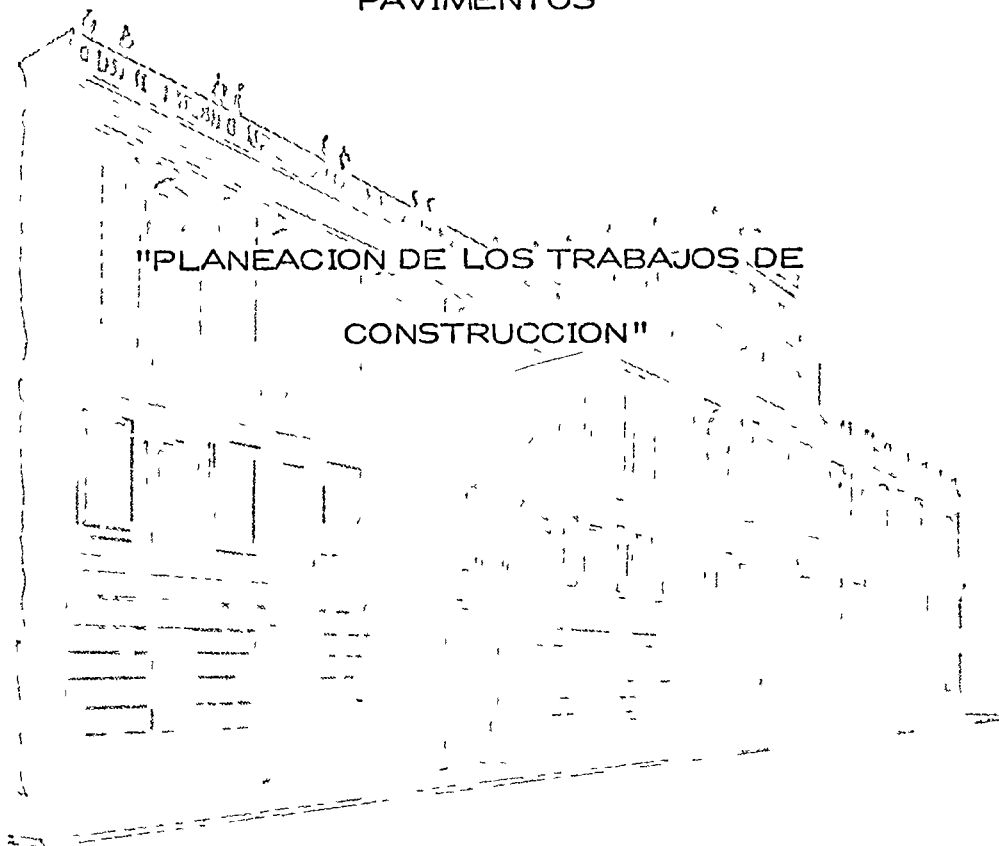
OPORTUNIDAD DE LAS DECISIONES. Toda decisión tomada por el ingeniero debe cumplir entre otras condiciones la de ser adecuada y oportuna.



centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
PAVIMENTOS



La segunda de las características mencionadas, la oportunidad en las decisiones, es tan importante como la primera. No basta que la decisión que se toma sea adecuada, es necesario que también sea oportuna para que ejerza la función para la cual se requiere.

Si la decisión es adecuada y oportuna, se logrará el resultado deseado.

Si sólo se satisface una de las dos condiciones anteriores, no se obtendrán los resultados apetecidos.

Si se define el costo de la decisión atrasada como la diferencia entre el costo en el tiempo t menos el costo en el tiempo cero, considerando que el tiempo cero es aquel en que se debe tomar la decisión, se puede describir la forma teórica general que el costo de la decisión atrasada tiene, independientemente del tipo de decisión de que se trate, a través de la gráfica siguiente :

COSTO
DE LA
DECISION
ATRASADA

Si la decisión se toma en el momento justo (tiempo cero) el costo de la decisión atrasada será cero; a medida que pasa el tiempo el costo de la decisión atrasada aumenta con una cierta rapidez de crecimiento -- hasta llegar a un tiempo t_1 después del cual esta rapidez se incrementa notablemente. Así, para toda decisión se pueden distinguir dos regiones la primera de 0 a t_1 , donde el costo de la decisión atrasada no es muy importante, y de t_1 en adelante, donde el costo de la decisión atrasada puede resultar tan alto, que puede afectar seriamente la actividad de que se trate, o tal vez el proyecto completo desde el punto de vista económico. Sin embargo, aunque se conoce la forma de la curva, es muy difícil definirla cuantitativamente para una decisión cualquiera. Las escalas, como es lógico suponer, son diferentes para cada caso, tanto en lo que se refiere a los costos como a los tiempos. El costo de la decisión atrasada es tanto más difícil de cuantificar -- cuanto más complejo sea el sistema en el cual se hace la decisión, ya que un atraso en una decisión no suele afectar exclusivamente a una actividad, sino a un conjunto de actividades directa o indirectamente conectadas a ella.

Decisiones Correctivas. A lo largo del tiempo de ejecución del proyecto y mediante los mecanismos de control podemos detectar desviaciones significativas entre lo planeado y lo real. Estas desviaciones -- deberán corregirse tomando una serie de decisiones que tiendan a colocar al proyecto en su ejecución correcta. Esta serie de decisiones --

correctivas pueden originar una modificación completa de la planeación o sea una replaneación del proceso. En el caso de estas decisiones es particularmente importante que sean oportunas, pues en caso de dilaciones el costo de la decisión atrasada se eleva muy rápidamente con el tiempo, puesto que el proyecto está en marcha.

DECISIONES CON VARIABLES ALEATORIAS

a. Generalidades

En todos los problemas a que se enfrenta el Ingeniero Civil existe un grado de incertidumbre principiando por la información que recibe, las condiciones del medio ambiente etc.

El concepto probabilidad es conocido por todo el mundo y su definición ha variado en el transcurso del tiempo. La definición matemática de la probabilidad no pertenece a este curso y en su lugar se puede hablar de probabilidad como la frecuencia relativa de éxito en un experimento, de forma que es el cociente del número de eventos favorables dividido entre el número total de eventos del experimento. De esta definición se puede de inmediato concluir que la probabilidad variará entre cero y uno incluyendo ambos valores, pero que no puede tomar ningún otro valor menor de cero o mayor de uno.

Certeza probabilista es la que se tiene con respecto a un fenómeno o evento cualquiera con probabilidad de ocurrencia = 1. (Evento seguro).

Sin embargo, dentro de los sistemas - obra es muy difícil encontrar eventos cuya probabilidad de ocurrencia sea uno. Esto nos dirige hacia la utilización de técnicas que tomen en cuenta el aspecto probabilista de los fenómenos que maneja. Esto no quiere decir que el ingeniero trate todos los problemas en forma probabilista, sino que cuando menos tenga en cuenta el aspecto probabilista y lo utilice cuando el pro

blema por su importancia se lo exija.

Antes de hacer referencia a las técnicas que ayudan al ingeniero a hacer frente a los problemas probabilistas, comentaremos brevemente los aspectos de riesgo e incertidumbre.

Muy relacionados con los aspectos de probabilidad están los conceptos de riesgo e incertidumbre. En realidad ambos reflejan el punto de vista probabilista de los problemas y no hay distinción clara entre ambos conceptos. Mientras algunos autores los consideran equivalentes, otros establecen una distinción, la que adoptaremos aquí. El análisis del riesgo lo utilizaremos en aquellos casos en que existan eventos probabilistas, pero sus características (la más importante es la distribución de probabilidad) se conocen, mientras que la incertidumbre existe en aquellos casos en que no se conocen las características probabilistas de un fenómeno.

SINTESES SOBRE PROBABILIDAD

por

S. ZUÑIGA B

En el presente trabajo se hace una síntesis sobre algunos conceptos de probabilidad, enunciándolos someramente y sin demostración. - Para hacerlos más claros frecuentemente se recurre a dar ejemplos.

Experimento

Es una acción mediante la cual se obtiene un resultado y se realiza la observación de éste.

Experimento Aleatorio.

Experimento cuyo resultado no se puede predecir antes de que se realice el experimento.

Ejemplo 1.- Tirar un volado, antes de tirarlo no se conoce si el resultado es águila o sol.

Experimento Determinista.

Experimento cuyo resultado se puede predecir antes de que se realice el experimento.

Ejemplo 2.- Sumar 2 números pares, se conoce de antemano que el resultado va a ser un número par.

Eventos Elementales.

Son los resultados más simples de un experimento.

Ejemplo 3.- Al tirar un dado y observar el "número resultante" - los eventos elementales son seis. 1, 2, 3, 4, 5, 6. El evento "cae par"

no es un evento elemental ya que se puede expresar mediante los eventos 2, 4, 6.

Espacio de Eventos.

Es la totalidad de eventos elementales de un experimento.

Ejemplo 4.- Al tirar un dado, el espacio de eventos es el conjunto de los seis eventos elementales $s = 1, 2, 3, 4, 5, 6$.

Eventos Elementales igualmente posibles:

Quando al realizar un experimento aleatorio no existen factores que favorezcan la aparición de un evento elemental, se dice que estos son igualmente posibles.

Probabilidad Clásica:

Supóngase que es finito el número de eventos elementales "n" de que está compuesto el espacio de eventos asociado a un experimento aleatorio y además que todos son igualmente posibles. Si un evento A del espacio de eventos está compuesto por "m" eventos elementales, entonces la probabilidad de que el evento A se verifique está definida por la relación:

$$P(A) = \frac{m}{n}$$

en donde:

m = número de eventos elementales en A

n = número de eventos elementales en el espacio de eventos.

Los valores entre los cuales varía la probabilidad de que se verifique un evento son.

$$0 \leq P(A) \leq 1$$

Si la probabilidad de un evento es muy cercana a cero se dice que el evento es prácticamente imposible.

Por el contrario, si la probabilidad de un evento es muy próxima a uno se dice que el evento es prácticamente seguro.

La probabilidad de que no se verifique el evento A es, -----
 $P(\bar{A}) = 1 - P(A)$.

Ejemplo 5.- Si se extrae al azar una bola de una urna que contiene 6 bolas rojas, 4 blancas y 5 azules, encontrar la probabilidad de -- que la bola extraída.

a) Sea roja a) $P(R) = \frac{6}{15}$

b) Sea Blanca b) $P(B) = \frac{4}{15}$

c) No sea roja c) $P(\bar{R}) = 1 - \frac{6}{15} = \frac{9}{15}$

Probabilidad Condicional .

Se representa por $P(B/A)$ y se interpreta como la probabilidad de que el evento B se verifique, con la condición de que previamente el -- evento A se haya verificado.

Ley de Adición de Probabilidades.

$$P(A \cup B) = P(A) + P(B) - P(A \cap B)$$

en donde

$P(A \cup B)$ es la probabilidad de que se verifique A y/o B .

$P(A \cap B)$ es la probabilidad de que se verifique A y B .

Si los eventos A y B se excluyen mutuamente. $P(A \cap B) = 0$

entonces

$$P(A \cup B) = P(A) + P(B)$$

Ejemplo 6.- A partir del ejemplo 5, cual es la probabilidad de -- que la bola extraída sea roja o blanca.

$$P(R \cup B) = P(R) + P(B) = \frac{2}{5} + \frac{4}{15} = \frac{10}{15} = \frac{2}{3}$$

Ley Condicional de Probabilidades .

$$P(A \cap B) = P(A) P(B/A)$$

Ejemplo 7.- Si de la urna del ejemplo 5 se extraen sucesivamente 2 bolas, ¿cuál es la probabilidad de que una sea roja y la otra blanca? .

$$\begin{aligned} P(R \cap B) &= P(R) P(B/R) \\ &= \left(\frac{6}{15}\right) \left(\frac{4}{14}\right) \end{aligned}$$

Variable Aleatoria (v.a.)

Si x es una variable mediante la cual se pueden representar los resultados de un experimento aleatorio, entonces se dice que " x " es una variable aleatoria.

Ejemplo 8.- Sea el experimento aleatorio tirar dos dados y el resultado que interesa es la suma de los números asociados a las caras que caen hacia arriba, los valores de esos resultados se pueden representar mediante una variable que toma los siguientes valores:

$$x = [2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12]$$

Tipos de Variable Aleatoria:

a) Discreta.- La v. a. está definida en el intervalo (a, b) y solo toma ciertos valores de ese intervalo.

Ejemplo 9.- Tírar un dado, la v.a. está definida en el intervalo $(1, 6)$ y solo toma los valores 1, 2, 3, 4, 5, 6.

Si $n = 1$, se obtiene la media de la v.a.d. y se representa por :

$$M_x = E \quad x = \sum_{i=a}^b x_i P(x_i)$$

Ejemplo 12.- Para el caso de los dados (problema 8) se tiene.

$$M_x = 2(1/36) + 3(2/36) + 4(4/36) + 6(5/36) + 7(6/36) + \\ + 8(5/36) + 9(4/36) + 11(2/36) + 12(1/36) = 252/36 = 7$$

Momento con respecto a la media se define cuando $h(x) = (x - M_x)^n$,
entonces.

$$E \left[(x - M_x)^n \right] = \sum_{i=a}^b (x_i - M_x)^n P(x_i)$$

Si $n = 2$, se obtiene la variancia de la v.a.d. x y se representa -
por

$$O_x^2 = E \left[(x - M_x)^2 \right] = \sum_{i=a}^b (x_i - M_x)^2 P(x_i)$$

Ejemplo 13.- La variancia de la v.a.d. en el caso del problema -
8 es .

$$O_x^2 = (2-7)^2 (1/36) + (3-7)^2 (2/36) + (4-7)^2 (3/36) + \\ + (5-7)^2 (4/36) + (6-7)^2 (5/36) + (7-7)^2 (6/36) + \\ + (8-7)^2 (5/36) + (9-7)^2 (4/36) + (10-7)^2 (3/36) + \\ + (11-7)^2 (2/36) + (12-7)^2 (1/36) = 35/6$$

Desviación Estándar: Se define como la raíz cuadrada de la variancia y se representa por : $\sigma = \sqrt{\sigma^2}$

Ejemplo 14.- La desviación estándar en el caso del problema 8 es.

$$\sigma = \sqrt{35/6} = 2.42$$

Variable Aleatoria Continua (v.a.c.) :

b) Continua.- La v.a. está definida en el intervalo (a, b) y toma cualquier valor comprendido en dicho intervalo.

Ejemplo 10.- Medir la altura de k -estudiantes, la v.a. puede tomar cualquier valor entre la altura de la persona más pequeña y la de la más alta.

VARIABLE ALEATORIA DISCRETA (v.a.d.)

Distribución de Probabilidad:

Si x es una v.a.d. con valores $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ y se conoce la probabilidad de que se verifiquen cada uno de ellos $P(x_i)$, con la condición de que $\sum P(x) = 1$, el conjunto de valores $P(x_i)$ recibe el nombre de distribución de probabilidad.

Ejemplo 11.- La distribución de probabilidad de la v.a.d. definida en el problema 8 es.

x	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$P(x)$	1/36	2/36	3/36	4/36	5/36	6/36	5/36	4/36	3/36	2/36	1/36

Esperanza Matemática.

Cualquier función $h(x)$ de la v.a.d. x es una v.a.d. que puede tomar los valores $h(x_1), h(x_2), \dots, h(x_n)$. La esperanza matemática de $h(x)$ se define como:

$$E [h(x)] = \sum_{i=a}^b h(x_i) P(x_i)$$

Momento respecto al origen:

Se establece cuando $h(x) = x^n$, entonces:

$$E [x^n] = \sum_{i=a}^b x_i^n P(x_i)$$

Densidad de Probabilidad.- Para este caso se define la distribución de probabilidad por medio de una función $f(x)$, llamada densidad de probabilidad, la que debe cumplir con las siguientes restricciones.

$$a) f(x) \geq 0 \forall x$$

b) El área bajo la curva definida por la función $f(x)$ y el eje de las abscisas debe valer uno.

$$\int_{-\infty}^{\infty} f(x) dx = 1$$

c) La probabilidad de que la v.a.c. tome un valor en el intervalo (c, d) está dada por

$$P(c \leq x \leq d) = \int_c^d f(x) dx$$

Distribución de Probabilidad Acumulada

La d.p.a. $F(x)$ de la v.a.c. x está definida por :

$$F(x) = P(x \leq a) = \int_{-\infty}^a f(x) dx$$

Esperanza Matemática de una v.a.c. .

$$E[h(x)] = \int_{-\infty}^{\infty} h(x) f(x) dx$$

Momento de orden n :

$$E[x^n] = \int_{-\infty}^{\infty} x^n f(x) dx$$

Si $n = 1$, se define la media de la v.a.c. x

$$\mu = E[x] = \int_{-\infty}^{\infty} x f(x) dx$$

Momento de orden n con respecto a la media:

$$E[(x - \mu_x)^n] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_x)^n f(x) dx$$

Si $n = 2$, se define la variancia de la v.a.c. x

$$E[(x - \mu_x)^2] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_x)^2 f(x) dx$$

DISTRIBUCIONES TEORICAS DE UNA VARIABLE

a) Variables discretas :

1. Distribución Binomial o de Bernoulli.

Supóngase efectuar "n" experimentos independientes tales que el resultado de cada uno de ellos es un éxito o un fracaso, la probabilidad de un éxito es p y la de fracaso es q, siendo $p + q = 1$. En tal caso se dice que se tienen n pruebas de Bernoulli con probabilidad "p" de éxito.

Al realizar un experimento de Bernoulli, la probabilidad de que se presenten x éxitos consecutivos seguidos por (n - x) fracasos es:

$$\underbrace{p p p p \dots p q q q \dots q}_x^{n-x} = p^x q^{n-x} \quad (1)$$

La probabilidad de obtener precisamente x éxitos y (n-x) fracasos con otro orden de ocurrencia, está dada también por la expresión (1).

La probabilidad de que se presenten x éxitos y (n-x) fracasos en cualquier orden será la suma de las probabilidades de todas las combinaciones posibles de n elementos de los cuales x son éxitos y (n-x) fracasos.

Lo anterior puede expresarse por :

$$P(x) = n^C_x p^x q^{n-x}$$

que recibe el nombre de distribución de Probabilidad Binomial.

La media en esta distribución de probabilidad es:

$$M_x = E [x] = \sum x P(x) = \sum x n^C_x p^x q^{n-x} = np$$

$$M_x = np$$

La variancia queda definida por .

$$\begin{aligned}\sigma_x^2 &= E \left[(x - \mu_x)^2 \right] = \sum (x - \mu_x)^2 P(x) \\ &= \sum (x - \mu_x)^2 n^C x^p q^{n-x} = npq\end{aligned}$$

$$\sigma_x^2 = npq$$

2. Distribución de Poisson.

Si la v.a. x designa el número de éxitos de una sucesión de pruebas de Bernoulli y se considera n suficientemente grande y p suficientemente pequeña.

$$np = \lambda \quad n \geq 50 \quad p \leq 0.10$$

$$f(x) = e^{-\lambda} \frac{\lambda^x}{x!}$$

expresión que define la d.p. de Poisson.

La media y la variancia son .

$$\mu_x = E [x] = \sum (e^{-\lambda} \frac{\lambda^x}{x!}) x = \lambda$$

$$\sigma_x^2 = E (x - \mu_x)^2 = \sum_{x=0}^n (x - \lambda)^2 e^{-\lambda} \frac{\lambda^x}{x!} = \lambda$$

b) Variables Continuas.

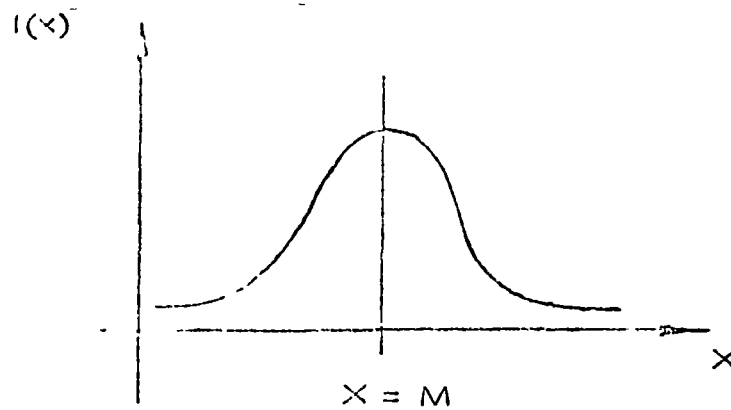
1. Distribución Normal.

Una variable casual que se encuentra frecuentemente en la práctica es una v.a. continua cuya d.p. es la distribución normal.

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} S} e^{-\frac{(x-m)^2}{2S^2}}$$

- $-\infty < x < \infty$ rango en el cual se encuentra definida la v.a.

La función anterior tiene la siguiente representación geométrica.



La media de la distribución es $M_x = m$

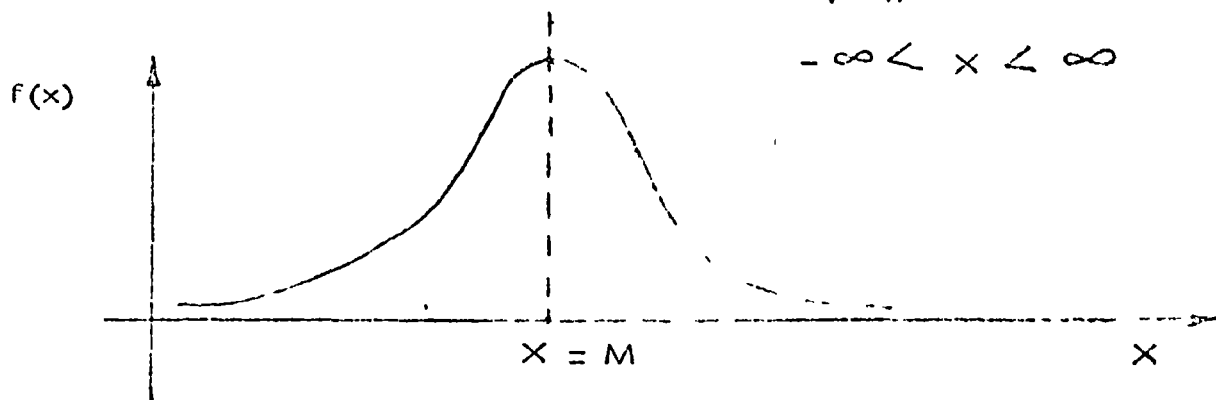
La variancia de la distribución es $\sigma_x^2 = S^2$

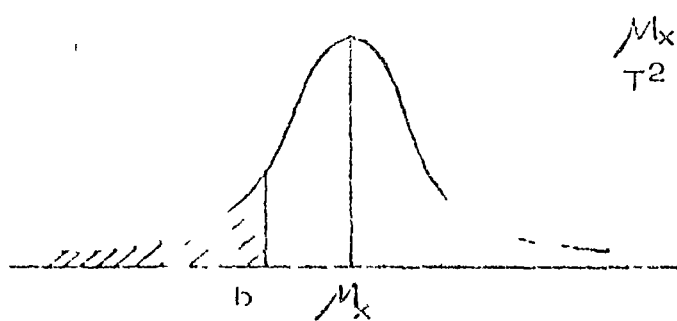
Dadas m y S^2 es posible calcular que x tome valores menores o mayores que un cierto número o bien que quede comprendida entre dos valores, por ejemplo.

DISTRIBUCION NORMAL

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} S} e^{-\frac{(x-m)^2}{2S^2}}$$

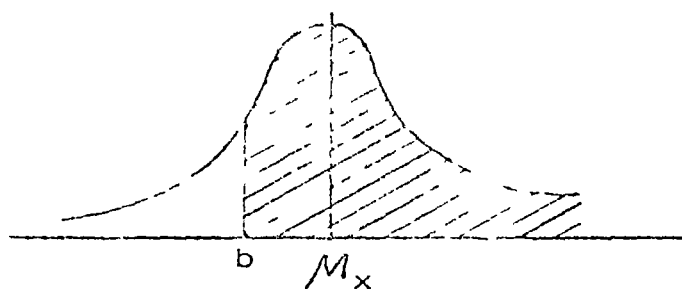
$$-\infty < x < \infty$$



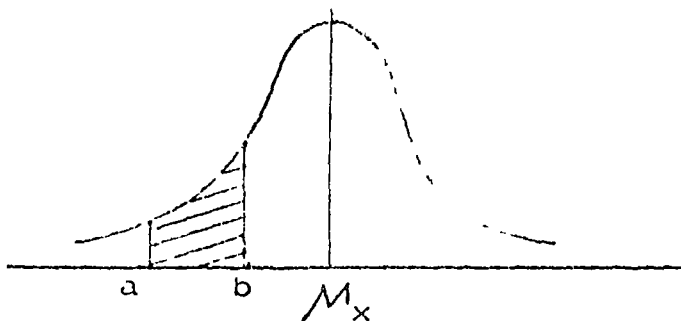


$$\begin{aligned} \mu_x &= m \\ \sigma^2 &= S^2 \end{aligned}$$

$$P(x < b) = \int_{-\infty}^b f(x) dx$$



$$P(x > b) = \int_b^{\infty} f(x) dx$$



$$P(a \leq X \leq b) = \int_a^b f(x) dx$$

2.- Distribucion Gamma y Exponencial.

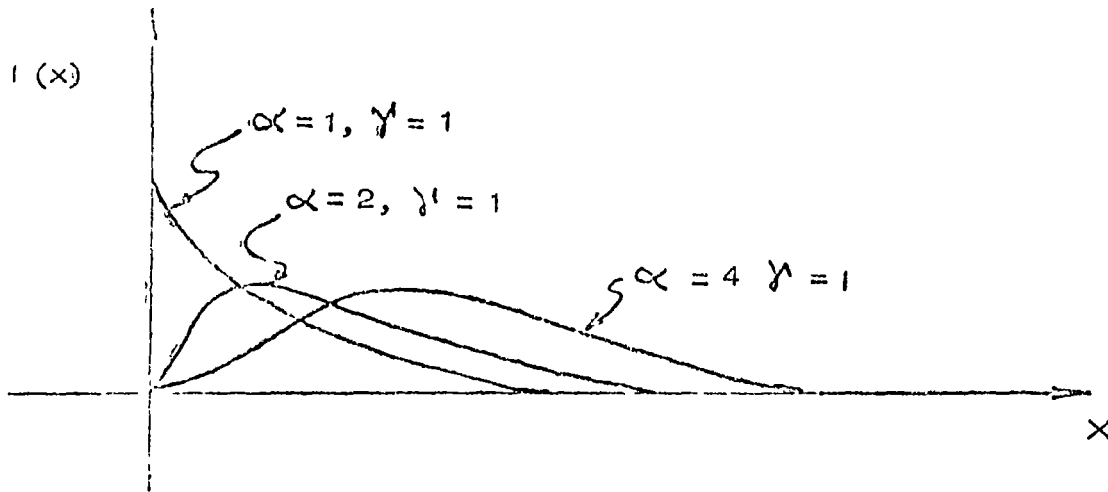
Se dice que la v. a. x. tiene distribución gamma si su d. p. es de la forma :

$$f(x) = \frac{1}{\Gamma(\alpha)\gamma^\alpha} x^{\alpha-1} e^{-\frac{x}{\gamma}}$$

$$x > 0, \alpha > 0, \gamma > 0$$

$\Gamma(\alpha) = \int_0^{\infty} x^{\alpha-1} e^{-x} dx$ recibe el nombre de función gamma.

$$\mu_x = \alpha \gamma \quad \sigma_x^2 = \alpha \gamma^2$$



Si $\gamma = 1$ a la función gamma se le llama distribución exponencial.

$$f(x) = \frac{1}{\gamma} e^{-\frac{x}{\gamma}}$$

$$\mu_x = \gamma \quad \sigma_x^2 = \gamma^2$$

NOTA Sacado del libro Ingeniería de Sistemas de la Cámara Nacional de la Industria de la Construcción

ANALISIS DE DECISIONES

BAJO RIESGO

por

F. J. JAUFFRED

Howard señala que

1. EL PROCESO DE TOMAR DECISIONES SE ENCUENTRA EN LA MAYORIA DE LOS PROBLEMAS TECNICOS, GUBERNAMENTALES Y DE NEGOCIOS.
2. USUALMENTE EL TOMAR DECISIONES REQUIERE EL ESTUDIO DEL RIESGO Y DE LA INCERTIDUMBRE.
3. EL RIESGO Y LA INCERTIDUMBRE SE ESTUDIAN FORMALMENTE MEDIANTE LA TEORIA DE LA PROBABILIDAD.
4. LA PROBABILIDAD ES UN ESTADO DE LA MENTE, NO DE LAS COSAS.
5. AL ASIGNAR PROBABILIDADES DEBE TOMARSE EN CUENTA TODA LA EXPERIENCIA ANTERIOR DISPONIBLE.
6. EL TOMAR DECISIONES REQUIERE TANTO LA ASIGNACION DE PROBABILIDADES COMO DE VALORES.
7. SOLO PUEDEN TOMARSE DECISIONES CUANDO SE DISPONE DE UN CRITERIO PARA SELECCIONAR ENTRE ALTERNATIVAS.
8. SIEMPRE DEBEN CONSIDERARSE LAS CONSECUENCIAS AL FUTURO DE LA DECISION TOMADA HOY.
9. AL TOMAR DECISIONES SE DEBE DISTINGUIR ENTRE UNA BUENA DECISION Y UN BUEN RESULTADO.

Una buena decisión es aquella basada en la lógica, en el conocimiento de la incertidumbre de la utilidad y preferencias de los ejecutivos.

Un buen resultado es aquel que reporta beneficios esto es, uno altamente valorado.

Tomando una buena decisión se asegurará un alto porcentaje de buenos resultados.

El Análisis de Decisiones es el procedimiento lógico para la evaluación de los factores que influyen una decisión.

Proceso del Análisis de Decisiones:

1. Fase Determinista

Es indispensable contestar a las siguientes preguntas:

1. ¿Cuál es la decisión a tomar?
2. ¿Qué cursos de acción se encuentran a nuestro alcance?
3. ¿Cómo vamos a determinar cuáles cursos de acción son buenos y cuáles malos?
4. Suponiendo que tuviera una bola de cristal a su alcance ¿Qué preguntas numéricas haría con objeto de medir los beneficios de un posible resultado?
5. Construya una matriz de pagos.
6. ¿Cómo se compara el beneficio que recibiré en el futuro con el recibido hoy? (valor presente etc....).

Ya que se ha completado la fase determinista, conviene jugar con las variables de estado, llevándolas separado y conjuntamente a los

valores extremos en su rango de variabilidad. Se observa cual de las alternativas es siempre mejor que cualquier otra. De ocurrir esto se dirá que la primera domina a la segunda, esta primera se elimina.

Con este análisis de sensibilidad se identifican las variables de estado para las que el resultado es sensible y se les llama críticas.

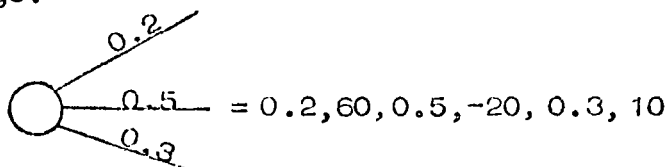
II. Fase Probabilista

1. Esta fase principia asignando probabilidades a las variables -- de estado críticas.
2. Encontrar la incertidumbre en beneficios para cada alternativa implicada por la relacion funcional a las variables de estado -- críticas y la distribución de probabilidad en esas variables de estado críticas para la alternativa. A esta distribución de -- probabilidad del beneficio, se le llama la lotería del beneficio para la alternativa.
3. Ahora se considerará la manera de elegir entre dos alternati -- vas con diferente lotería de beneficio. Para ello conviene em -- plear las distribuciones acumuladas de probabilidad buscando -- dominancia estocástica.

III. Fase Posóptica

Aquí se principia encontrando el equivalente en pesos de eliminar la incertidumbre en cada una de las variables de estado, consideradas separadas o conjuntamente. Esto conduce a la siguiente etapa que con -- siste en diseñar el programa más simple para conseguir información -- cuando ya se ha encontrado que es conveniente conseguir más informa -- ción.

Una lotería está definida por varias decisiones aleatorias cada una con su probabilidad y su pago.



El equivalente de la certeza para esta lotería es:

$$60 (0.2) + (-20) (0.5) + 10 (0.3) = 12 - 10 + 3 = 5$$

y representa el monto mínimo que se pide por permitir que sea otro el que juegue la lotería.

Fundamentos de la lotería de la Utilidad

Considérense los premios A, B, C, en una lotería

a) Notación

A preferido a B se representa mediante $A \succ B$

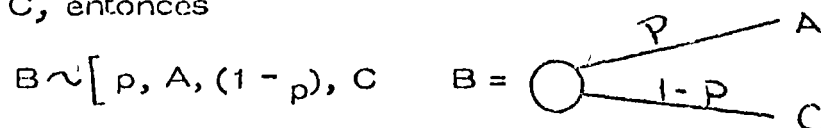
A indiferente a B se representa mediante $A \sim B$

A no preferido a B se representa mediante $B \succsim A$

B preferido a A se representa mediante $A \succ \alpha B$

b) La ley de la transitividad expresa que si $A \succ B$, $B \succ C$ entonces $A \succ C$.

c) La ley de la continuidad expresa que si para una lotería se tiene que $A \succ B \succ C$, entonces



En particular para algún p si $B \sim B$ (B es el equivalente de la certeza para dicha lotería).

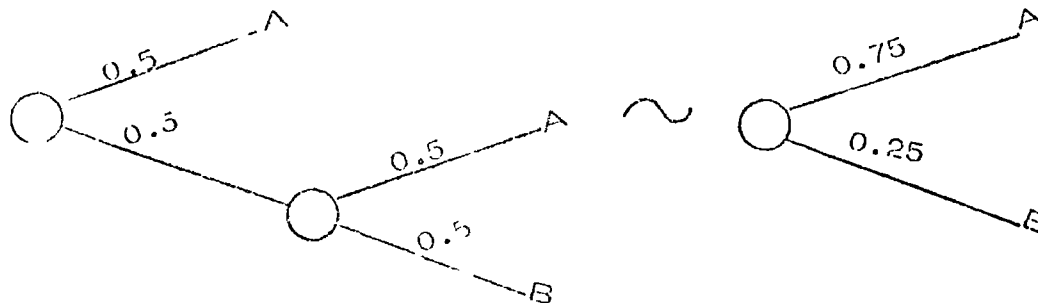
d) La ley de la sustituibilidad expresa que en cualquier lotería \tilde{B} puede ser sustituido por B.

e) La ley de la monotonocidad expresa que si $A \succ B$ entonces

$$[p, A, (1-p), B] \succ [p', A, (1-p'), B]$$

o v ólo $(p > p')$

b) La ley de composición expresa que una lotería compuesta es indiferente a su descomposición en loterías simples



Se entiende por función utilidad $u(x)$ una con las siguientes caracte

terísticas

1. Dadas tres loterías L_1, L_2, L_3

a) Si $L_1 \succ L_2$

entonces

$$u(L_1) > u(L_2)$$

b) si $L_3 \sim (1-p), L_1, p, L_2$

entonces

$$u(L_3) = (1-p)u(L_1) + pu(L_2)$$

2. Cualquier transformación lineal de la función $u(x)$ produce --

igual utilidad de las loterías.

$$\text{Sea } u^1(x) = \alpha + \beta u(x) \quad \beta > 0.$$

a) puesto que

$$u(L_1) > u(L_2) \text{ cuando } L_1 \succ L_2$$

entonces

$$u^1(L_1) > u^1(L_2) \text{ cuando } L_1 \succ L_2$$

b) Puesto que

$$u(L_3) = (1-p)u(L_1) + pu(L_2)$$

$$\text{cuando } L_3 \sim [(1-p), L_1, p, L_2]$$

Entonces una posible función utilidad es $u(x) = a + bx$

En efecto, si

$$a) X_1 > X_2$$

$$u(X_1) > u(X_2)$$

$$b) \text{ si } X_3 \sim [p, X_1, (1-p), X_2]$$

entonces

$$u(X_3) = pu(X_1) + (1-p)u(X_2)$$

entonces

$$a + bX_3 = p(a + bX_1) + (1-p)(a + bX_2)$$

$$X_3 = pX_1 + (1-p)X_2$$

Cumple con las condiciones especificadas y la recta es una función utilidad.

NOTA Sacado del libro Ingeniería de Sistemas de la Cámara Nacional de la Industria de la Construcción.

DECISIONES A NIVEL DE OBRA

a) MINIMIZANDO COSTO DIRECTO

Este es un método comúnmente usado en la obra para definir el -- equipo adecuado y en general tomar la decisión de qué procedimiento -- debe usarse en una obra determinada. Tiene la ventaja de su simplicidad, pero considera como sistema la actividad específica a analizar y no considera la relación de las diferentes actividades o subsistemas -- de la obra entre sí.

Es costumbre relacionar a posteriori las actividades similares pa-- ra buscar una optimización posterior. Por ejemplo todas las activida-- des que se refieran a compactación.

b) CONSIDERANDO GASTOS INDIRECTOS

Puede considerarse el sistema obra completo, lo cual es compli-- cado, pero más comúnmente se consideran algunas variables significa-- tivas que tienen que ver con gastos generales y se controlan como ta-- les. Por ejemplo considerar el Costo del Almacén, Costo del Finan-- ciamiento, etc.

c) FLUJO DE INFORMACION

Se adjunta flujo de actividades para evaluar una alternativa, este flujo es de carácter general y tendrá las modificaciones que el tipo es-- pecial de obra indique. La decisión del tipo de equipo puede hacerse -- repitiendo la evaluación alternativa por alternativa seleccionando la -- más conveniente desde el punto de vista económico. Es común este -- sistema.

DECISIONES A NIVEL GERENCIAL

Las decisiones a nivel gerencial se toman considerando el sistema-empresa. En este sistema las obras son subsistemas.

Es común que una decisión a nivel gerencial modifique una decisión aparentemente óptima considerando el sistema obra. Esto si no es explicado adecuadamente puede ocasionar problemas serios entre las relaciones ejecutor-gerente, pues aparece como contradictorio el hecho de que se proponga una solución a nivel de obra, que ha sido convenientemente analizada y la decisión sea diferente y en apariencias menos convenientes.

Es difícil aplicar un método cuantitativo que tome en cuenta todas las variables significativas. Sin embargo se consideran algunas que son de especial relevancia, por ejemplo los aspectos financieros.

Como ejemplo de métodos simples para tomar en cuenta el sistema empresa se presenta el caso del análisis del punto de equilibrio. Esto es aplicable a todas las empresas, aunque su aplicación específica a la construcción no ha tenido a mi modo de ver el desarrollo que pudiera esperarse.

ANALISIS DEL PUNTO DE
EQUILIBRIO PARA LA PLANEACION
Y RESOLUCION DE PROBLEMAS

~~PARTE I~~

En los negocios, el punto de equilibrio es el punto donde el volumen de ventas en dinero cubre exactamente los costos. En este punto, la empresa recobra en ingresos todo el dinero que incurrió en la fabricación, promoción y distribución de un producto.

Debido a que la empresa está equilibrando los gastos (costos fijos, variables y semi-variables), con los ingresos procedentes de las ventas, debemos tener dos ecuaciones (1) la ecuación que relaciona los ingresos con el volumen vendido, y (2) la ecuación que relaciona los gastos con el volumen vendido. Si no tuviéramos ecuaciones algebraicas, sino costos tabulados y datos sobre los ingresos, deberemos usar el método gráfico en vez del método algebraico para determinar el punto de equilibrio.

El punto de equilibrio muestra el punto por debajo del cual una empresa incurrirá en pérdida (gastos mayores que ingresos) y por encima del cual obtendrá una ganancia (ingresos mayores que gastos). Examinando periódicamente el volumen de ventas, una empresa puede controlar sus operaciones, o por lo menos, tendrá un sistema de alarma que le indicará los ingresos mínimos que necesita la empresa para sobrevivir.

Cálculo del punto de equilibrio

Supongamos que existen algunos costos fijos asociados con la fabricación y venta de cierto producto, digamos \$10,000. Supongamos, también, que los costos variables de fabricación y venta son de \$50 -- por cada artículo vendido. Estos \$50 son el costo de los materiales, mano de obra, servicios, etc., que se invierten en convertir el producto en artículo para la venta. Si se vendiese el producto en \$70, el análisis de la venta de 100 artículos sería como sigue.

INGRESOS		COSTOS	
100 artículos a		Costos Fijos	= \$ 10.000
\$70 c/u	= \$ 7.000	Costos Variables	
		100 artículos a	
		\$50 c/u	= <u>5.000</u>
Ingresos Totales	\$ 7.000	Costos Totales	\$ 15.000
Ganancia = Ingresos - Costos = \$ 7.000 - \$ 15.000 = \$ 8.000			

Por lo tanto, la fabricación y venta de 100 artículos produciría una pérdida de \$8,000. Las unidades fabricadas y vendidas no cubren los gastos fijos.

Si se fabricaran y vendieran 300 artículos, el análisis sería como sigue

INGRESOS		COSTOS	
300 artículos a		Costos Fijos	= \$ 10.000
\$70 c/u	= \$ 21.000	Costos Variables	
		300 artículos a	
		\$50 c/u	= <u>15.000</u>
Ingresos Totales	\$ 21.000	Costos Totales	\$ 25.000
Ganancia = \$ 21.000 - \$ 25.000 = --\$4.000			

Todavía habría una pérdida, pero sería de solamente \$4.000, en vez de \$8.000 como en el caso anterior. Notaremos que las ventas se han triplicado, mientras las pérdidas solamente se han doblado.

Ahora supongamos que se venden 500 artículos

INGRESOS		COSTOS	
500 artículos a		Costos Fijos	= \$ 10,000
\$70 c/u	= \$ 35,000	Costos Variables	
		500 artículos a	
		\$50 c/u	= <u>25,000</u>
Ingresos Totales	\$ 35,000	Costos Totales	\$ 35,000
Ganancia = \$ 35,000	— \$ 35,000		= 0

En este caso no hay ni ganancias ni pérdidas. Esta cantidad de -- producción, es decir, 500 artículos, es el punto de equilibrio.

Ahora veremos el problema desde el punto de vista algebraico. -- El objeto es desarrollar una fórmula que pueda utilizarse para calcu-- lar directamente el punto de equilibrio.

Supongámonos que "I" representa los ingresos procedentes de las ventas del artículo, "p" representa el precio de venta por unidad. Por lo tanto, si vendemos "x" unidades, los ingresos por estas ventas po-- drán representarse mediante la ecuación:

$$I = px$$

Si "c_" representara los gastos totales, una parte de "c" serían -- los costos fijos, que estarían representados por "f". Además, habría un costo por unidad, o digamos "b" dólares por unidad, que representa el costo variable. Entonces, si se fabrican y venden "x" artículos, ha

brá un costo fijo de "F" y un costo variable de "bx". Tendremos la --
ecuación

$$C = F + bx$$

La solución de la ecuación algebraica se obtiene estableciendo la --
ecuación de I igual a la ecuación de C y resolviéndola por "x". Este --
valor nos da una cantidad tal que I es igual a C (la definición del punto
de equilibrio). Se plantea de la siguiente manera.

$$I = C$$

$$px = F + bx$$

$$(p - b)x = F$$

$$x = \frac{F}{(p - b)}$$

La anterior fórmula determinará el punto de equilibrio. Tomando
las cifras del ejemplo anterior, tendremos.

$$F = \$10,000, p = \$70, b = \$50$$

$$X = \frac{F}{(p - b)} = \frac{\$10,000}{(\$70 - \$50)} = \frac{\$10,000}{\$20} = 500 \text{ artículos anuales}$$

Ahora veremos un problema con el tipo de información que nor --
malmente pone a nuestra disposición el departamento de contabilidad.

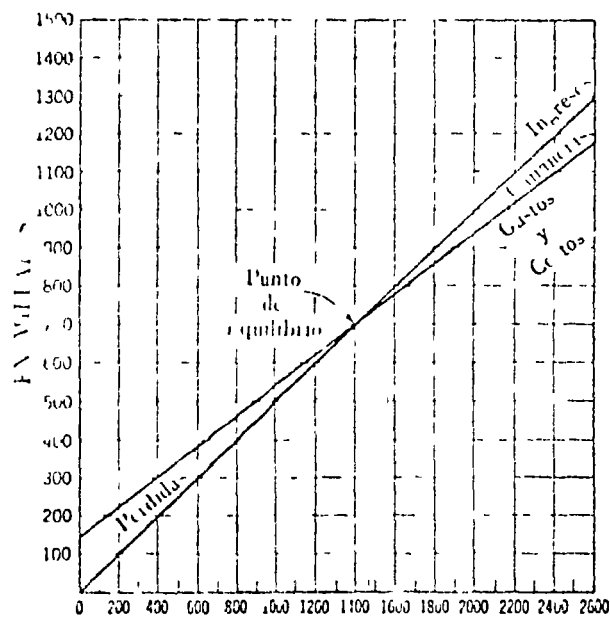
Costos Fijos

Costos de fabricación	= \$105.000 anuales
Costos de Ventas y Demás	= <u>35.000</u> anuales
Total de Costos Fijos (valor de F)	\$140.000

;

Costos Variables

Materiales y Mano de Obra	\$240,000 por unidad
Costos de Fabricación	60,000 por unidad
Gastos de Venta y Administración	<u>100,000</u> por unidad
Total de Gastos Variables	\$400,000 por unidad



CANTIDAD PRODUCIDA EN UNIDADES

FIGURA 1

Precio de Venta de Cada Artículo (valor de "p") = \$500,00 por unidad

Capacidad de Producción de la Planta = 2.000 unidades anuales

$$\text{Punto de Equilibrio} = \frac{F}{(p - b)} = \frac{\$140.000}{\$500 - \$100} \\ = 1.400 \text{ unidades anuales}$$

Punto de Equilibrio 1,400

(como % de capacidad de la planta) = $\frac{1,400}{2,000}$

= 0,70, o sea 70%

La representación gráfica se muestra en la Figura 1.

Cómo utilizar la fórmula del punto de equilibrio

La fórmula del punto de equilibrio puede usarse para probar las reacciones del sistema debido a cambios en el precio de venta, costos fijos, u otros elementos que cambiarían cualquier valor de la fórmula. Consideraremos varios cambios en los elementos "F", "p" y "b" y la influencia subsecuente en "x", el punto de equilibrio. La dirección de la empresa puede utilizar estos resultados para comparar la posición actual, con la que resultaría si se tomaran ciertas medidas. Aumentaremos y disminuirémos estos elementos en cierto porcentaje y desarrollaremos nuevas fórmulas para "x". Indicaremos el porcentaje de incremento por "I" y el porcentaje de disminución por "D", ambos expresados en forma decimal.

Cambios del "F" (Costos Fijos)

1. Auméntese "F" por "I" por ciento

$$\left[\begin{array}{c} \text{Nuevo} \\ \text{Punto de} \\ \text{Equilibrio} \end{array} \right] = \left[\begin{array}{c} \text{Antiguo} \\ \text{Punto de} \\ \text{Equilibrio} \end{array} \right] - \left[\begin{array}{c} 1 \\ + \\ I \end{array} \right]$$

2. Disminúyase "F" por "D" por ciento .

$$\left[\begin{array}{c} \text{Nuevo} \\ \text{Punto de} \\ \text{Equilibrio} \end{array} \right] = \left[\begin{array}{c} \text{Antiguo} \\ \text{Punto de} \\ \text{Equilibrio} \end{array} \right] \left[\begin{array}{c} 1 - D \end{array} \right]$$

Cambios en "p" (Precio de venta)

1. Auméntese "p" por "I" por ciento .

$$\left[\begin{array}{c} \text{Nuevo} \\ \text{Punto de} \\ \text{Equilibrio} \end{array} \right] = \left[\begin{array}{c} \text{Antiguo} \\ \text{Punto de} \\ \text{Equilibrio} \end{array} \right] \left[\begin{array}{c} 1 \\ \hline I p \\ 1 + \hline p - b \end{array} \right]$$

2. Disminúyase "p" por "D" por ciento .

$$\left[\begin{array}{c} \text{Nuevo} \\ \text{Punto de} \\ \text{Equilibrio} \end{array} \right] = \left[\begin{array}{c} \text{Antiguo} \\ \text{Punto de} \\ \text{Equilibrio} \end{array} \right] \left[\begin{array}{c} 1 \\ \hline D p \\ 1 - \hline p - b \end{array} \right]$$

Cambios en "b" (gastos variables)

1. Auméntese "b" por "I" por ciento

$$\left[\begin{array}{c} \text{Nuevo} \\ \text{Punto de} \\ \text{Equilibrio} \end{array} \right] = \left[\begin{array}{c} \text{Antiguo} \\ \text{Punto de} \\ \text{Equilibrio} \end{array} \right] \left[\begin{array}{c} I \\ \hline I b \\ 1 - \hline p - b \end{array} \right]$$

2. Disminúyase "b" por "D" por ciento .

$$\left[\begin{array}{c} \text{Nuevo} \\ \text{Punto de} \\ \text{Equilibrio} \end{array} \right] = \left[\begin{array}{c} \text{Antiguo} \\ \text{Punto de} \\ \text{Equilibrio} \end{array} \right] \left[\begin{array}{c} 1 \\ \hline D b \\ 1 + \hline p - b \end{array} \right]$$

Por lo tanto, si quisiéramos determinar el nuevo punto de equilibrio que podría ocasionar un cambio en "F", "p" o "b", únicamente tendríamos que usar la fórmula correspondiente. Las cantidades que-

se utilizan para multiplicar el antiguo punto de equilibrio en estas fórmulas, no dan idea de la elasticidad, o la sensibilidad, de las variables del punto de equilibrio. Estas cantidades le sirven a la dirección para tomar decisiones, tales como "¿Debiéramos aumentar los precios en un 10%?"

La siguiente tabla resume el rumbo que tomaría el punto de equilibrio al producirse cambios en las variables "F", "p" y "b". Los nuevos valores auténticos se determinan mediante las fórmulas descritas.

TABLA 1
CAMBIOS DE DIRECCION DEL PUNTO DE EQUILIBRIO
DEBIDO A LAS VARIABLES F, p y b

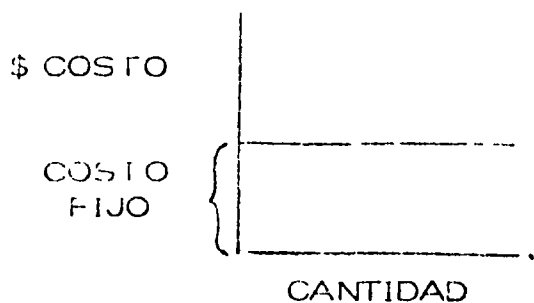
Elementos en la Fórmula que deben Aumentarse o Disminuirse (uno cada vez)			El Resultado del Cambio en el Punto de Equilibrio
Costos Fijos F	Precio de Venta p	Costo Variable b	
Aumentos	_____	_____	aumentos
Disminuciones	_____	_____	disminuciones
_____	aumentos	_____	disminuciones
_____	disminuciones	_____	aumentos
_____	_____	aumentos	disminuciones
_____	_____	disminuciones	aumentos

Clases de costos

En esta parte clasificaremos las clases de costos que normalmente se presentan en el análisis del punto de equilibrio: costos fijos, costos variables y costos semi-variables.

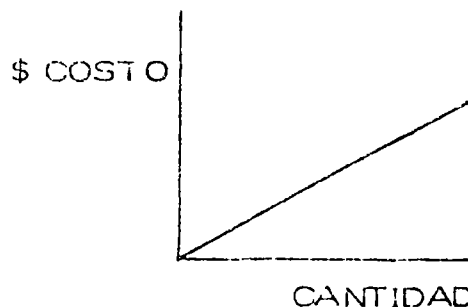
Los costos fijos son los que no varían con la producción de distintas cantidades. Algunos ejemplos son: renta, seguro y determinados costos de instalaciones industriales. La representación gráfica de esta clase de costo se muestra en la figura 2.

Los costos variables son los que aumentan o disminuyen en proporción constante con la cantidad de artículos producidos. Por ejemplo, si 10 artículos cuestan \$1.000 y 20 artículos cuestan \$2.000, 30 artículos costarán \$3.000, debido a que los costos aumentan en proporción constante de \$100 por artículo. La representación gráfica de esta clase de costo se muestra en la figura 3.



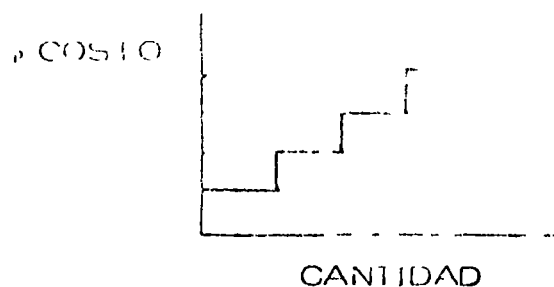
COSTO FIJO

FIGURA 2



COSTO VARIABLE

FIGURA 3



COSTO SEMI-VARIABLE

FIGURA 4

Los costos semi-variables son los que permanecen fijos hasta que se alcanzan cierta cantidad y luego saltan a un nivel mayor. En este nivel mayor permanecen fijos hasta que se alcanza una segunda cantidad, en donde vuelve a saltar. Un ejemplo de un costo semi-variable puede encontrarse en el manejo de pedidos. El número de pedidos que puede manejar el personal llega a cierta cantidad máxima, por ejemplo, 10.000 pedidos diarios. Entonces, para cualquier cantidad inferior a 10.000 hay un costo fijo de personal. Si los pedidos sobrepasan de 10.000 diarios, la empresa necesitaría más personal. Esto produciría un aumento en el costo. El nuevo personal podría manejar hasta 15.000 pedidos diarios, pero al sobrepasarse ese número de pedidos, el costo aumentaría nuevamente, ya que se necesitarían más empleados. La representación gráfica de un costo semi-variable se muestra en la figura 4.

Normalmente, el primer paso para determinar el punto de equilibrio es el enfoque gráfico cuando se trata de estos costos — especialmente varios costos semi-variables. Una vez que se determinen, utilizando el gráfico, los valores fijos de los costos semi-variables, po-

haremos utilizar las fórmulas que tratan estos costos semi-variables -- como fijos. Todo lo que tenemos que hacer es dibujar un gráfico de to do los gastos y costos que cubren los ingresos procedentes de las ven tas. Luego, los sumamos, uno por uno, para que nos dé el gráfico de los gastos totales. Después superponemos un gráfico de la ecuación de ingresos (o colocamos datos si estamos utilizando datos tabulados), y la intersección de estos dos gráficos representa el punto de equilibrio.

A menudo, el gráfico de ingresos no está realmente representado por una línea recta. Los precios por artículo pueden ser más altos -- cuando la cantidad vendida es pequeña. Este caso se presenta, por -- ejemplo, cuando la empresa ofrece una escala de descuentos, en pro -- porción a la magnitud de la compra. En este caso, la "p" no será cons tante y el gráfico puede resultar curvilíneo o puede estar compuesto -- de diferentes fases de producción, cada una con su precio. La repre -- sentación gráfica se muestra en la figura 5.

En este gráfico de precios usamos un elemento de precio distinto -- a medida que vamos sobrepasando ciertos volúmenes. Hacemos esto -- para determinar el gráfico de ingresos, que se muestra en la figura 8. Este gráfico de ingresos es el que se utiliza en el análisis del punto -- de equilibrio.

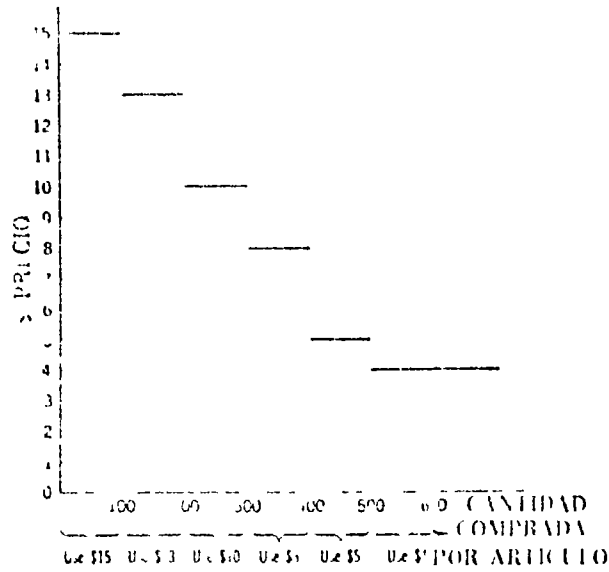


GRAFICO DE PRECIO VARIABLE
FIGURA 5

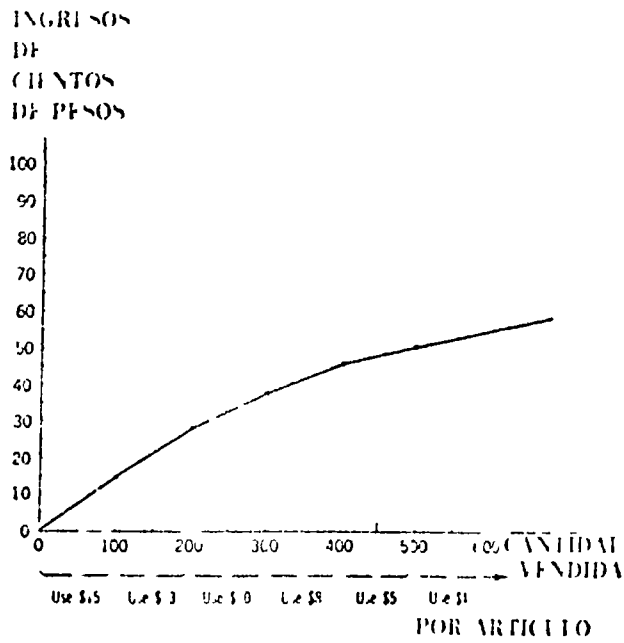


GRAFICO DE INGRESOS POR PRECIO VARIABLE
FIGURA 6

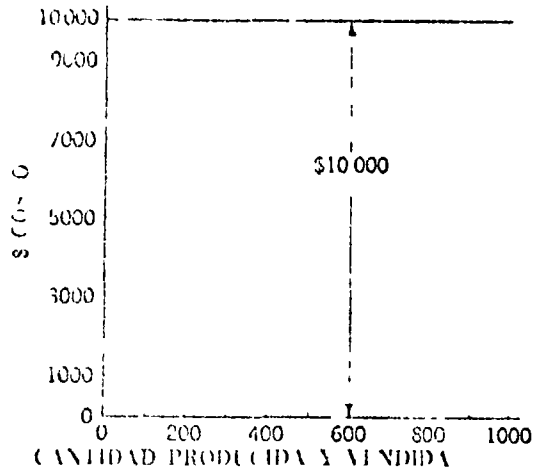
Cuando hay muchas clases distintas de costos y el gráfico de precios es complicado, el enfoque del gráfico quizá sea lo mejor que podemos esperar.

Ejemplo Supongamos que tenemos tres clases de costos y gastos asociados a la fabricación de cierto producto (A). No se mencionan por nombre o clasificación, pero se muestran en la tabla 2.

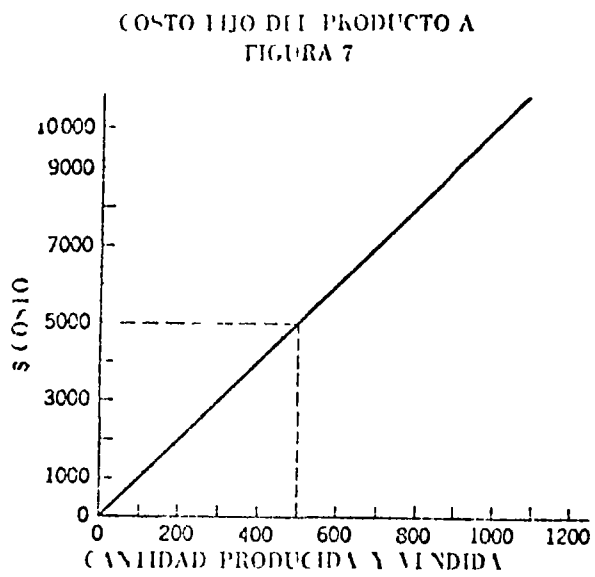
Estos costos se muestran separadamente en las figuras 7, 8 y 9 y el total se muestra en la figura 10. Nótese las características de las tres clases de costos: los costos fijos permanecen fijos en \$10.000 -- anuales, los costos variables aumentan en proporción constante en -- \$10 por artículo, los costos semi-variables permanecen fijos durante -- una fase de la producción y luego saltan a un nivel mayor (aumentan en \$1.000 después que se producen 200 artículos más).

Las escalas de precios que se ofrecen a los compradores del producto A se muestran en la tabla 3, junto con los ingresos que se consiguen de los distintos volúmenes y precios.

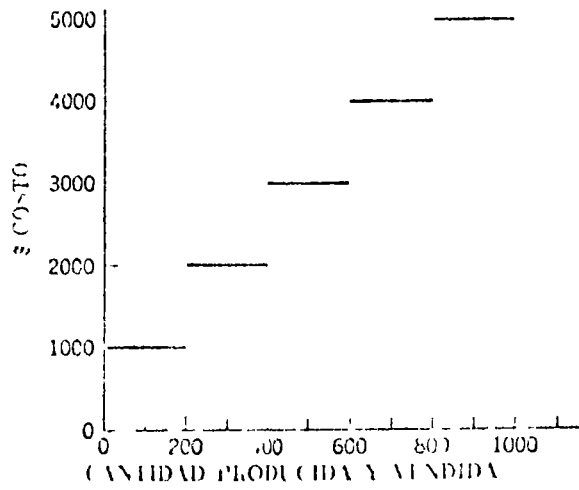
En la figura 11 se ha colocado el total de los gastos de la tabla 2 y los ingresos de la tabla 3. La intersección de ambas líneas indica -- que 500 artículos marcan el punto de equilibrio.



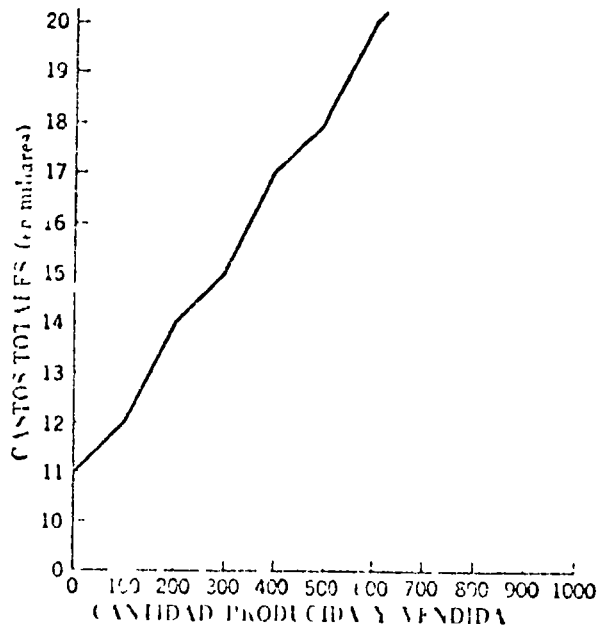
COSTO FIJO DEL PRODUCTO A
FIGURA 7



COSTO VARIABLE DEL PRODUCTO A
FIGURA 8



COSTOS SEMI-VARIABLES DEL PRODUCTO A
FIGURA 9



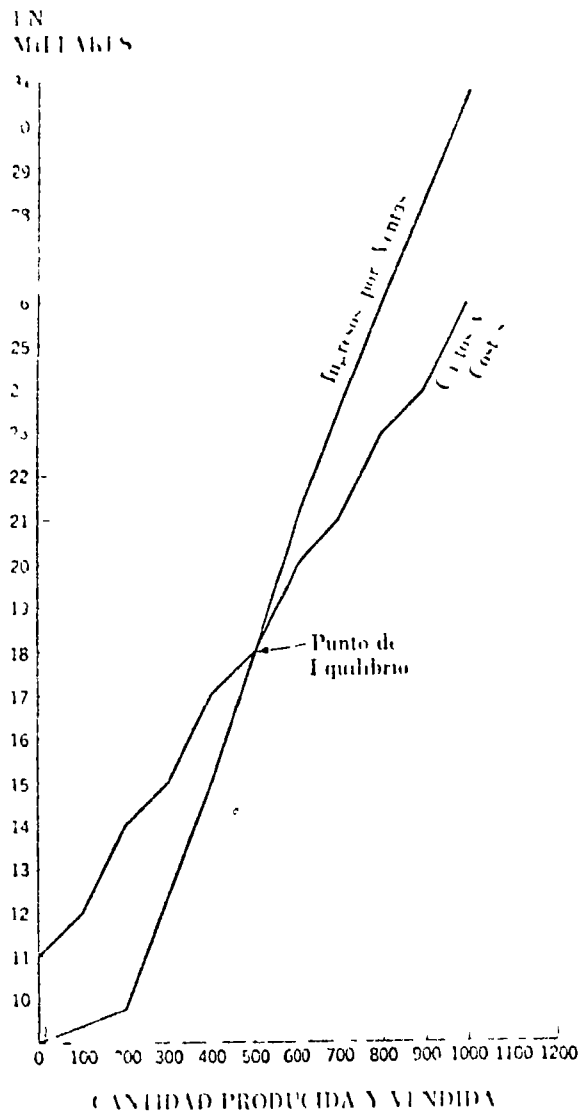
COSTOS TOTALES DEL PRODUCTO A
FIGURA 10

TABLA 2
COSTOS Y GASTOS DEL PRODUCTO A

Cantidad Producida (en ar- tículos)	Costos Fijos (en miles)	Costos Variables (a razón de \$10 por artículo)	Costos Semi- Variables (aumento de \$1000 por cada 200 ar- tículos)	Total de Gastos
0	\$10.000	0	\$1.000	\$11.000
100	10.000	1.000	1.000	12.000
200	10.000	2.000	2.000	14.000
300	10.000	3.000	2.000	15.000
400	10.000	4.000	3.000	17.000
500	10.000	5.000	3.000	18.000
600	10.000	6.000	4.000	20.000
700	10.000	7.000	4.000	21.000
800	10.000	8.000	5.000	23.000
900	10.000	9.000	5.000	24.000
1000	10.000	10.000	6.000	26.000

TABLA 3
ESCALA DE PRECIOS E INGRESOS TOTALES
DEL PRODUCTO A

Número de Artículos Adquiridos	Costo por Artículo	Cantidad Total Vendida	Ingresos por Ventas	Total de Ingresos
Los primeros 200 artículos	\$40	200	\$8.000	\$ 8.000
Los próximos 200 artículos	\$35	400	\$7.000	\$ 15.000
Los próximos 200 artículos	\$30	600	\$6.000	\$21.000
Los próximos 200 artículos	\$25	800	\$5.000	\$26.000
Los próximos 200 artículos	\$24	1000	\$4.800	\$30.800
Los 1000 artículos de arriba	\$20	1200	\$4.000	\$34.800



PUNTO DE EQUILIBRIO

FIGURA 11

Utilización del punto de equilibrio para la toma de decisiones

Los principios del punto de equilibrio pueden aplicarse a la solución de problemas distintos de los relacionados con cantidad-ganancia que formalmente tienen relación con este método.

Considere una compañía que está tratando de determinar si debe remunerar a sus vendedores a base de una comisión únicamente o a base de un salario más una comisión. Bajo el primer plan, se le pagaría a un vendedor 10% de comisión sobre las ventas, bajo el segundo, se le pagaría \$2.000 anuales más el 5% de comisión sobre las ventas. La gerencia de la empresa estaría interesada en saber en qué nivel de ventas los dos métodos costarían a la empresa lo mismo. También, cuándo un plan sería más costoso que el otro.

Estos dos planes de remuneración pueden tomar la forma de dos ecuaciones. Si "x" representase los \$ de ventas de un vendedor "y" la remuneración pagada al vendedor, la ecuación se presentaría como sigue.

Plan de Comisión Únicamente .	$y = (0,1)x$
----------------------------------	--------------

Plan de Salario más Comisión.	$y = \$2.000 + (0,05)x$
----------------------------------	-------------------------

Se determina el punto de equilibrio haciendo estas ecuaciones iguales y resolviéndolas por "x" .

$$\begin{aligned} \text{ó } (0,1)x &= \$2.000 + (0,05)x \\ \text{ó } (0,1 - 0,05)x &= \$2.000 \\ \text{ó } (0,05)x &= \$2.000 \end{aligned}$$

$$\text{entonces: } x = \frac{\$2.000}{(0,05)} = \$40.000 \text{ ventas}$$

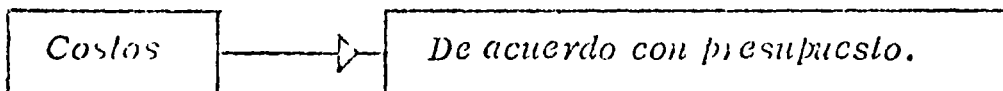
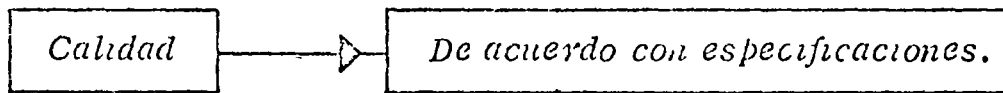
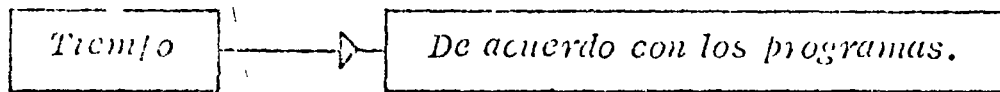
Por lo tanto, con ventas de \$40.000 ambos planes proveerán \$4.000 o sea el mismo ingreso al vendedor. Después de \$ 40.000, el plan de comisión únicamente le costará más a la empresa que el plan de salario más comisión. Con ventas menores de \$40.000 el plan de comisión costará menos. Consecuentemente, la gerencia de la empresa estará en situación de poder calcular el nivel del promedio de ventas de cada vendedor para determinar el plan que resultará más económico.

Se ha incluido este ejemplo para ilustrar otro uso del punto de equilibrio. Hay muchos otros usos. La idea básica es la solución de dos ecuaciones simultáneas, cada una de ellas conteniendo la misma variable desconocida. La decisión de si se debe utilizar la fórmula algebraica o gráfica depende de los datos de costo de que se dispongan. Se pueden encontrar otras aplicaciones en áreas tales como decidir la ubicación de una nueva planta, añadir o reducir productos de la línea de productos, decidir compras y ventas, invertir y valorar inversiones de capital, etc.

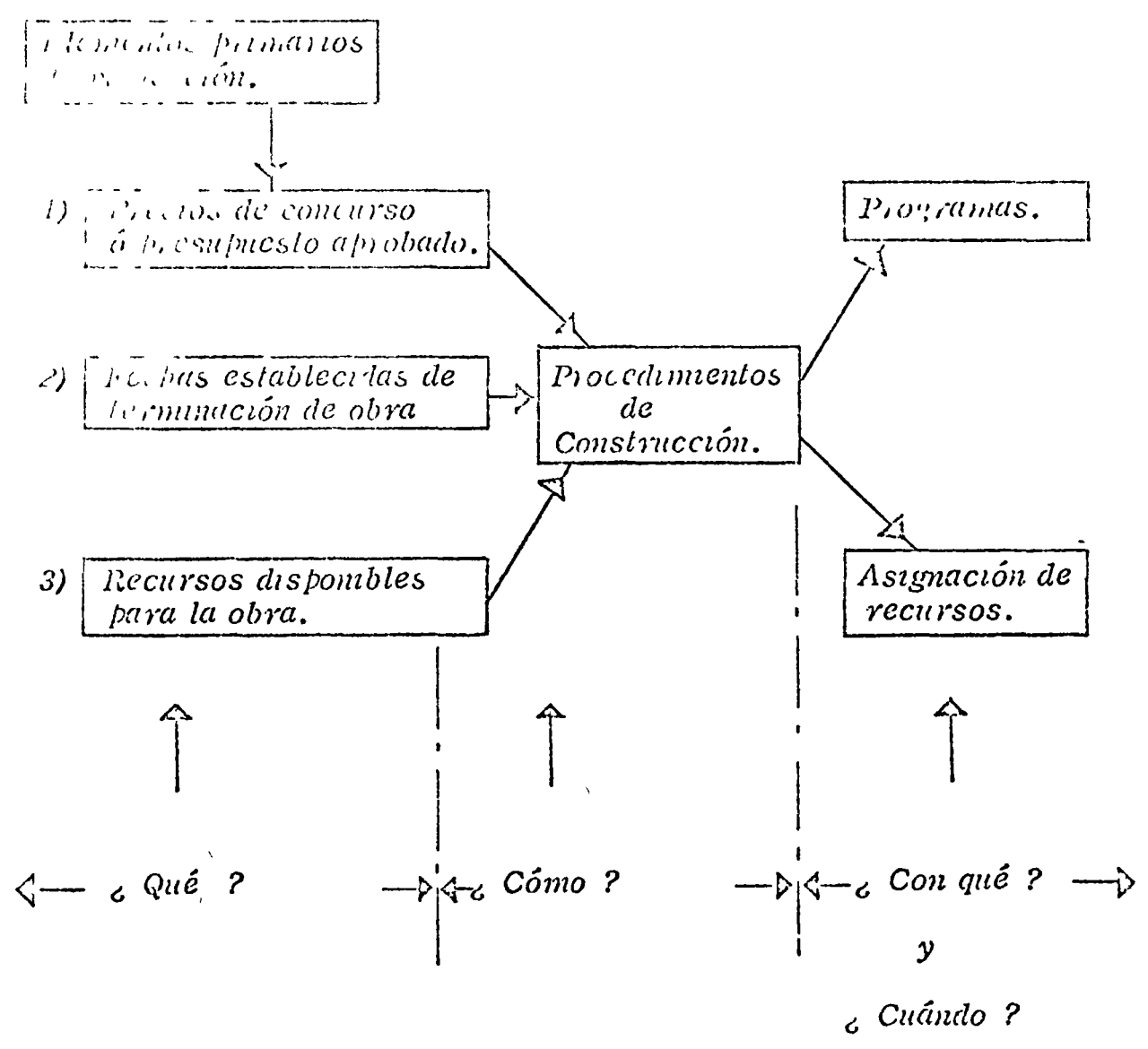
¿ Qué hay que planear?

- 1) Programas
- De Obra.*
 - De Recursos.*
 - De egresos.*
 - De ingresos.*
- 2) Costos
- De recursos.*
 - De conceptos de obra.*
 - Indirectos.*
- 3) Especificaciones
- De materiales.*
 - De resultados.*
 - De medición.*

¿ Qué hay que controlar ?

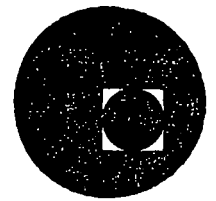


¿ Cómo planear ?





centro de educación continua
división de estudios superiores
facultad de ingeniería, unam



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

MATERIALES PETREOS PARA PAVIMENTACION Y SUS TRATAMIENTOS

Ing. Felipe Loo Gómez

Mayo 1977.

NOTA ACLARATORIA

La Secretaría de Obras Públicas, contemplando la necesidad de mantener actualizados los conocimientos de sus técnicos, así como los métodos de diseño y construcción en sus diferentes áreas, estableció, entre otros, para el logro de tal fin, el Seminario de Pavimentos, el cual propicia además el intercambio de experiencias entre el personal especializado.

Dicho Seminario quedó en funciones dentro de la Dirección General de Servicios Técnicos, desarrollando sus actividades mediante la elaboración de ponencias que se estudian y revisan en las reuniones del mismo, y una vez aprobadas se ponen a consideración de la Superioridad.

Por lo anterior, la publicación de estos trabajos, se considerará como la expresión del criterio de sus autores, revisada por el Seminario, debiendo tomarse en este sentido y sin que en ninguna forma interfiera la aplicación de las Especificaciones Generales de Construcción de esta Secretaría.

INTRODUCCION

Los materiales pétreos que se emplean en la construcción de pavimentos constituyen uno de los aspectos principales para que estas estructuras proporcionen con eficiencia el servicio y duración que se espera de ellas, dentro de las condiciones previstas en el proyecto.

Aunque la buena estructuración de los pavimentos guarda también estrecha relación con otros factores no menos importantes, tales como el empleo de ligantes asfálticos o hidráulicos, los procedimientos de construcción que se apliquen, etc., la consecución con éxito del objetivo citado al final del párrafo anterior, depende en buena parte de que los materiales pétreos utilizados se seleccionen y procesen siempre, en forma congruente con el uso a que se les destine, a fin de lograr en ellos, al menor costo posible, la calidad que se requiera en cada caso para resistir adecuadamente los efectos impuestos por el tránsito y el medio ambiente.

En el presente trabajo se tratan los diversos aspectos que deben tomarse en cuenta para la localización y estudio de los bancos de material pétreo, se dan a conocer los tipos más comunes de éstos y las ideas generales para la formulación del inventario de bancos, así como su utilidad y aplicación.

También se dan recomendaciones sobre la utilización de los diferentes tipos de materiales pétreos en las capas que integran los pavimentos y los conceptos que es necesario considerar para definir el tratamiento más adecuado de estos materiales, incluyéndose asimismo los procedimientos y equipos que se requieren a este respecto.

Finalmente, se hacen algunos comentarios sobre el empleo de materiales
bótreos de tipo especial que han dado buenos resultados en nuestro País,
mediante la aplicación de técnicas apropiadas.

MATERIALES PETREOS PARA PAVIMENTACION Y SUS TRATAMIENTOS

A. FUENTES DE ABASTECIMIENTO.

1. Generalidades sobre localización de bancos de materiales.

Con objeto de llevar a cabo los trabajos preliminares para la localización de 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 no poder contarse con estos datos se necesitará un plano en el que se tengan ubicados los ríos exigtentes, 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 la obra de que se trate.

Una vez que se cuente con un plano como el indicado anteriormente se procederá a efectuar la exploración de la región, para lo cual, si no se está familiarizado con ella, es conveniente hacerse acompañar por una persona conocedora de la zona; los recorridos de exploración se podrán efectuar en helicóptero, vehículo automotor (en ocasiones será necesario de doble tracción), lancha, caballo o a pie, según sea necesario; durante los recorridos se corregirá y completará el plano si fuera necesario, señalando tiempos de recorridos, distancias, 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 aspectos básicos que deben considerarse para seleccionar los bancos, entre otros son los siguientes: calidad, accesibilidad, facilidad de explotación, volumen disponible, tratamiento y costos.

a) Calidad.

La calidad de los materiales es uno de los requisitos más importantes que deberán tenerse en cuenta al seleccionar un banco de materiales pétreos para pavimentación, siendo necesario que de acuerdo con el destino que se le pretenda dar a estos materiales, sea la calidad que deberán cumplir con un cierto margen de seguridad, de acuerdo con las normas establecidas para el tipo de obra que se vaya a ejecutar, ya que si no es así y se seleccionan bancos cuya calidad esté en el límite tolerable por las especificaciones, el riesgo que se corre es grave, debido a que durante la producción se pueden obtener materiales inaceptables para el fin propuesto.

Este aspecto es muy importante, principalmente en lo que se refiere a ciertas características de algunos materiales, las cuales en ocasiones tienen variaciones apreciables durante su explotación.

b) Accesibilidad

Este es otro de los factores importantes que hay que tomar en cuenta, ya que de no considerarlo se pueden llegar a tener fracasos económicos de importancia si se fijan bancos inaccesibles o de muy difícil acceso, tales como los ubicados en las márgenes opuestas de ríos caudalosos, donde no hay puentes para cruzarlos y los materiales sólo se pueden transportar por medio de chalanes en ciertas épocas del año, lo que resulta oneroso; los bancos en cantiles o laderas escarpadas en donde para llegar a ellos es necesario construir caminos de acceso muy largos, caros y peligrosos de transitar o bien, cruzar zonas anegadas o pantanosas en donde es difícil y costoso construir y conservar el camino de acceso.

c) Facilidad de explotación

Las ventajas que presenta un banco en relación con otros, en lo que se refiere a facilidad de explotación, deberá tomarse en cuenta al fijarlo, ya que tiene influencia directa tanto en el aspecto económico, como en el cumplimiento de los programas de la obra.

Por tal motivo, hasta donde sea posible, se evitará localizar bancos en zonas montañosas en las cuales no se tengan sitios apropiados para la instalación del equipo para su explotación, tratamiento, maniobras y almacenamientos de los materiales procesados, en sitios tan próximos a las obras por construir, que al efectuarse el ataque del banco se ocasionan obstrucciones en ellas, con el material producto de la explotación; en las cercanías de instalaciones que son costosas para mover, tales como líneas de transmisión de energía eléctrica, subestaciones eléctricas, canales, tuberías (gaseoductos, oleoductos, etc.) o bien, en donde se ponen en peligro estructuras como cortinas de presas, torres de transmisión, edificios, etc. Otro caso que es conveniente evitar es el de extracción de materiales en playones de ríos, en donde los espesores aprovechables son pequeños y la calidad es variable o bien, cuando el material tiene que extraerse bajo agua con el consiguiente deterioro del equipo, disminución de rendimiento y consecuente aumento de costo; lo anterior se acentúa cuando es necesario usar chalanos o algún otro equipo adicional.

Con objeto de evitar en lo posible problemas como los citados anteriormente, es necesario tomar en cuenta la facilidad de explotación, estudiando la posibilidad de explotar bancos, que aunque estén más alejados de las obras, presenten menores dificultades para su ataque.

d) Volumen disponible.

Este es otro de los factores que deberán tomarse en cuenta al locali-

zar un banco, ya que en los casos en donde el material requiere para su utilización cierto tratamiento por medio de máquinas e instalaciones costosas, el volumen por extraer debe justificar estos gastos a fin de que la explotación del banco resulte económica; en el caso de bancos de materiales con volúmenes reducidos en los cuales se requieren tratamientos como los indicados, no es recomendable su explotación a menos que no se encuentren otros bancos en la región.

e) Tratamiento.

El tratamiento a que deberán sujetarse los materiales de los bancos para su utilización es otro aspecto importante para tenerse en cuenta al seleccionarlos, ya que de preferencia es conveniente trabajar con materiales cuyos tratamientos sean sencillos, tales como el disgregado, el cribado, o cuando más, el triturado, a fin de evitar aquéllos que requieran procedimientos adicionales complicados como el lavado u otros más elaborados como es el caso de las estabilizaciones; estos últimos procedimientos resultan caros y en ocasiones, por no disponerse de todo el equipo especializado necesario, se recurre a adaptaciones que al final no producen el material con la calidad adecuada, que es factible obtener, por lo que se recomienda que en caso de ser necesarios los procedimientos señalados, se utilice el equipo apropiado.

f) Costos.

Es necesario antes de recomendar el empleo de cualquier banco de material, efectuar un análisis económico de los que se tengan disponibles, teniendo en cuenta los aspectos básicos anteriormente tratados, con lo cual se estará en posibilidad de eliminar aquéllos que no sean competitivos.

2. Procedimientos de exploración y tipos de estudios que se efectúan.

Según la topografía de la región, tipo de vegetación, extensión del área por explorar, vías de acceso existentes y demás características, será el procedimiento de exploración a efectuar, pudiendo llevarse a cabo a pie, a caballo, en vehículo automotor, lancha o helicóptero. Por cualquiera de los procedimientos citados se puede llevar a cabo la exploración y durante ella se toman todos los datos necesarios de los bancos probables que se encuentren, los que ya fueron mencionados anteriormente en el segundo párrafo del inciso 1.

Los estudios que generalmente se efectúan a los probables bancos de materiales, pueden ser preliminares, definitivos o para fines de inventario.

a) Estudios preliminares.

Después de levantar un croquis del área probable del banco, se señala rán sus dimensiones aproximadas, incluyéndose en el mismo un esquema con su ubicación en relación con el camino o la obra donde se emplea rá; a continuación se ejecutarán, según el área estimada del banco, algunos sondeos que por lo general se hacen a cielo abierto, distribuidos adecuadamente en toda el área, los que se señalarán en el croquis.

Los referidos sondeos se llevarán a cabo anotando en el registro de cada uno de ellos, el espesor de la capa de despulme y su tipo de ma terial, la estratigrafía de los materiales aprovechables encontrados indicando con claridad sus características, dureza o dificultad en su ataque, humedad natural, nivel de aguas freáticas si se llega a encon trar, tipo del material subyacente al material aprovechable, tratamien to y uso probable del material aprovechable, época del año en que se efectuaron los sondeos y todas las observaciones de campo que se con-

sideren necesarias como puede ser la existencia de estratos de arcilla, fisuras con o sin relleno, tipo de relleno o empaque, etc. Una vez efectuados los sondeos a cielo abierto, los cuales tratándose de un estudio preliminar podrán ser del orden de 4 a 6 por cada 50,000 m³ de probable material aprovechable, se procederá a tomar una muestra representativa de cada sondeo, identificándola en forma adecuada a fin de evitar confusiones en el laboratorio. A todas las muestras se les efectúan ensayos completos de calidad y de acuerdo con los resultados que se obtengan, se podrá juzgar si del estudio preliminar se pasa al definitivo o bien, por la calidad resultante de los materiales se elimina el banco o se amplía el estudio hacia alguna otra zona, que por el resultado de los ensayos y las observaciones de campo, resulte conveniente estudiar por considerar que posiblemente hacia ella se extienda el material de buena calidad. En algunas ocasiones se hacen estudios geofísicos, con objeto de detectar con mayor aproximación el área que conviene sondear y muestrear. En los casos en que los bancos se localicen en cortes naturales, se aprovecharán éstos para tomar en sus paredes muestras en canal, previa eliminación de la capa superficial que se encuentre alterada por acción del intemperismo; dichas muestras complementarían las hechas en los sondeos a cielo abierto. Lo anteriormente expuesto es aplicable a los materiales que son susceptibles de atacarse con pico y pala, ya que en caso de no ser así, el estudio preliminar se limitaría a efectuar algunas barrenaciones hasta una profundidad adecuada, y considerando el tipo y características físicas del polvo que se extraiga, la dificultad en la barrenación y algunas otras observaciones de campo hechas durante este trabajo (grietas, empaque, etc.), se podrá definir si se pasa al estudio definitivo o se concluye que no es conveniente efectuarlo.

b) Estudios definitivos.

Si el estudio preliminar ha conducido al definitivo, el croquis del banco se debe efectuar con mayor precisión midiendo con exactitud sus dimensiones y estacándolo para delimitar la zona de los materiales aprovechables; su ubicación con respecto al camino es necesario determinarla con mayor precisión y calcular su volumen teniendo en cuenta el área estudiada aprovechable y el espesor promedio resultante de la capa o capas de materiales aprovechables, deduciendo los volúmenes de los desperdicios que se prevean.

En el estudio definitivo es conveniente distribuir los sondeos a cielo abierto en forma de retícula de tal manera que la distancia entre vértices adyacentes sea de 20 a 100 m, según la uniformidad, tipo de los materiales y espesor aprovechable; además, es aconsejable para su fácil identificación, poner una estaca a un lado del sondeo con su número correspondiente; también deberá llevarse un registro de cada sondeo en donde se señalen datos como los indicados para los sondeos preliminares y además los espesores de los diferentes materiales encontrados, clasificación estimativa, y todos los datos que se consideren de interés. Terminados los sondeos se tomará una muestra representativa en cantidad suficiente del material extraído de cada uno, identificándola correctamente para evitar errores en el laboratorio; a continuación se procederá a efectuar a todas las muestras individualmente los ensayos de calidad correspondientes y en el caso de que las características de ellas resulten uniformes, se obtendrá por cuarteo una muestra representativa de material del banco o bien, si hay algunas zonas con características diferentes, se obtendrán muestras representativas de éstas por medio de los materiales extraídos de los sondeos de cada una de dichas zonas; a estas muestras representativas se les efectuarán

todos los ensayos de calidad correspondientes y se les determinarán los porcentajes de las partículas retenidas en las mallas de 3", 2", 1½", 3/4" y ½", según sea el destino del material (revestimiento, sub-base, base, carpeta asfáltica, sello), así como el tamaño máximo de las mismas, con lo cual se podrá definir el tratamiento probable a que deberán sujetarse dichos materiales.

Lo anteriormente expuesto es aplicable al caso de bancos en los que los sondeos se pueden hacer con pico y pala, ya que en el caso de que ésto no sea posible, se procederá a efectuar algunos sondeos a cielo abierto por medio de explosivos y a ejecutar algunas otras barrenaciones para determinar el área y espesor del material aprovechable y como consecuencia su volumen. De los sondeos a cielo abierto se tomarán muestras representativas, las cuales en el laboratorio se someterán a trituración por medio de una máquina o por marreo, a fin de poder efectuar todos los ensayos de calidad.

Conociendo los resultados de los ensayos de calidad, el tratamiento aplicado en el laboratorio para obtener material trabajable (disgregado, cribado, triturado parcial o total, lavado, etc.), volumen de material disponible y ubicación, se estará en posibilidad de recomendar el banco y su utilización, según las especificaciones que cumpla.

c) Estudios para fines de inventario.

Los procedimientos de exploración y estudios que se efectúan para fines de inventario de bancos, normalmente son más sencillos que los estudios preliminares y definitivos ya descritos, por tratarse en general de bancos que ya fueron estudiados y empleados con anterioridad. Estos estudios es conveniente llevarlos a cabo para cada obra, ya sea carretera, aeropuerto, etc.; para iniciarlos es necesario obtener toda la información que se tenga disponible de los bancos estudiados en for-

ma definitiva, conocer cuales fueron empleados, sus volúmenes, características físicas de los materiales, tratamientos utilizados, empleo, problemas que se presentaron durante su explotación, comportamiento en la obra, etc.

Deberá efectuarse una inspección de los bancos a fin de verificar su existencia y condiciones que actualmente presentan, corrigiendo en caso de ser necesario su ubicación, y además se estimarán los volúmenes existentes. Si no se tienen ensayos de calidad recientes de los materiales o si toda la zona estudiada inicialmente fue explotada, se procederá a efectuar algunos sondeos para determinar si existe todavía material aprovechable, llevando un registro de estos sondeos, como se indicó en los estudios anteriores, procediéndose a la toma de muestras en la misma forma ya descrita, para que con la información de campo y los resultados de laboratorio se pueda decidir si los bancos se incluyen en el inventario o se eliminan por considerar que ya no son aprovechables.

En los casos de que en algunas carreteras u obras, se encuentren agotados los bancos empleados, o bien los necesarios para una determinada etapa, se procederá a efectuar la localización de nuevos bancos para sustituir a los originales en los trabajos de conservación que se lleven a cabo, ejecutando los estudios, preliminares y definitivos que sean necesarios, en la forma anteriormente descrita, al término de los cuales se podrán incluir en el inventario correspondiente.

3. Diferentes tipos de bancos de materiales.

Los bancos de materiales se presentan en la naturaleza en varias formas, siendo las más comunes las siguientes:

a) 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 o lagos; a través de su recorrido se van depositando los materiales arrastrados, quedando los boleos 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, limos y arcillas, hasta llegar a 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 deben a las diferentes velocidades que alcanzan la corriente según la sección transversal del río.

Los playones de ríos en general presentan una buena graduación en el tamaño de los materiales que los constituyen, sin embargo en ocasiones por un proceso de lavado natural las partículas finas como las arenas, los limos o pequeñas cantidades de arcilla, 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 se sedimenten limos y arcillas, lo cual puede dar origen a bancos con materiales de características plásticas que a veces no son deseables en las obras.

b) Depósitos.

Los depósitos en general están formados por materiales que llenaron algunas depresiones del terreno natural, que llegaron ahí por medio de arrastre fluvial, glacial o por eyección de volcanes, etc. En ocasiones se encuentran prácticamente descubiertos y en otras cubiertos

por otro material arrastrado. Los referidos depósitos pueden estar compuestos por fragmentos de roca, gravas, arena, limos, arcillas, cenizas volcánicas, o fragmentos de origen piroclástico.

c) Mantos de roca.

En general, los mantos de roca presentan una capa intemperizada que puede tener varios metros de espesor, o bien cubiertos por material de arrastre (despalme), aunque en ocasiones la roca sana aflora debido a la erosión de la capa alterada o por fenómenos y formaciones geológicas que dan lugar a que se descubran dichos mantos. Las rocas que constituyen 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 gabro 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 gneiss. La forma en que se presentan las rocas en los mantos puede ser en masas sólidas y duras, en formas estratificadas, en fragmentos y en alguna otra variante, caracterizadas en ocasiones por el origen de la roca.

d) Conglomerados.

Los conglomerados son formaciones de origen sedimentario y están constituidos por gravas con o sin fragmentos de roca y cantidades apreciables de arena, que generalmente han sido depositados por corrientes fluviales, todo lo 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.

Los bancos de conglomerado se encuentran generalmente en las proximidades de corrientes fluviales, en cauces antiguos; en algunas ocasiones se presentan formando estratos más o menos gruesos y en otras formando lomas originadas probablemente por erosiones o por movimientos telúricos.

e) 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.

f) Zonas de pepena.

En algunas regiones del país se presentan zonas donde sobre la superficie del suelo se encuentran fragmentos duros de roca, cuyo origen geológico puede ser variado. Se considera que dichas zonas a las que se les ha llamado de pepena, se formaron por erosión de la roca, o por erupciones volcánicas, quedando sobre el terreno los corazones o fragmentos más duros, de un tamaño tal que pueden ser cargados a mano, aunque a veces se puede necesitar, en algunos fragmentos grandes, el empleo de explosivos (moneo). 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.

4. Inventario de bancos

a) Ideas generales para su formulación

Para la formulación del inventario de bancos deberá recabarse de todos ellos la información disponible en archivos y diferentes fuentes de información, la cual incluirá, tanto los datos de los bancos explo

tados con anterioridad que todavía tienen volúmenes aprovechables, como los que se vayan estudiando para nuevas obras.

Como ya se dijo en el punto relativo a estudios para fines de inventario, en ocasiones será necesario complementar o ampliar la información existente, bien porque la que se tiene no es suficiente o porque la zona del banco de donde se disponga de información está agotada. En el primer caso será necesario ampliar la información verificando ubicaciones, volúmenes, etc., y en el segundo, efectuando estudios de campo y de laboratorio para que con los resultados que se ob-tengan de ellos, se pueda juzgar si es conveniente considerar o eliminar dichos bancos del inventario correspondiente.

b) Información básica

La información básica que debe contener el inventario de bancos se puede agrupar por carretera, tramo o zona correspondiente a una o va-rias obras y deberá estar formada por la siguiente:

Ubicación del banco en el camino u obra (km), nombre, a que lado del camino se encuentra, longitud y lado de la desviación si la hubiera. Tipo de propiedad del terreno donde se encuentra el banco, es decir, si es terreno particular, ejidal, nacional, etc.

Respecto al terreno también es conveniente informar "si está cultivado, tipo de cultivo, si hay edificaciones o instalaciones próximas que se pudieran afectar durante la explotación, etc.

Sobre el banco se indicará si está en producción y en caso de ser así se señalará quien lo explota, tipo del material producido, destino, producción promedio diario, capacidad de producción, precio del mate-rial procesado, etc.

Si la accesibilidad del banco no es todo el año, se indicará cual es la época en que es accesible.

De la información más reciente que se tenga de las características físicas representativas del material que forma el banco, se podrá tomar en cuenta un número de ensayos que sea congruente con las particularidades del banco y defina las características del material; en caso necesario se complementará dicha información con nuevas determinaciones de calidad, las indispensables para asegurar que el volumen registrado es factible de aprovechar.

De cada banco se hará un croquis en el que se muestre la zona de material aprovechable, se indique el espesor promedio del material de despalme, el espesor del estrato del material aprovechable, el volumen aproximado de este último material, la localización del banco con respecto a la carretera u obra de que se trate, así como algunas fotografías que den idea de las características sobresalientes del mismo.

Toda la anterior información se obtendrá para cada uno de los bancos del inventario y deberá estar contenida en un folder en el archivo de estudio de bancos, a fin de poder consultar, complementar o aumentar la referida información.

Como resultado de toda la información obtenida se formulará el inventario de bancos de materiales, el cual para fines prácticos deberá contener los datos siguientes:

Carretera, tramo u obra de que se trate, laboratorio que ejecutó el estudio, fecha del último estudio, número del banco, nombre del banco y su ubicación, tipo de material, usos probables, volumen disponible, espesor de despalme, tratamiento y características físicas principales del material (tanto en su estado natural como ya tratado, indicando el proceso a que fue sometido el material), tales como: tamaño máximo, porcentaje de desperdicio según sea el destino del material (en malla de 2", 3/4", etc.), zona granulométrica, valor relativo de

soporte estandar (%), límite líquido (%), contracción lineal (%), expansión (%), equivalente de arena(%), desgaste (%), afinidad con productos asfálticos, etc.

Finalmente, deberán complementarse los datos anteriores con un plano general en que se ubiquen los diferentes bancos de materiales disponibles en la región, carretera, tramo o zona correspondiente a una o varias obras, y donde también se señalen en forma resumida para cada banco de material, su número y nombre, tipo de material, tratamiento recomendable y uso probable.

o) Utilidad y aplicación.

Los inventarios de bancos de materiales tienen una utilidad manifiesta, ya que esta información se puede aprovechar en el momento que se necesite, como puede ser en el caso de reconstrucción de caminos u obras, en ampliaciones, en obras nuevas, en conservación, con lo cual no se tendrán demoras en el inicio de los trabajos por falta de bancos de materiales.

Debido a que los referidos inventarios se llevarán a cabo en toda la República, en cualquier parte que se tenga la obra se podrá tener información de los bancos existentes, tipo de materiales, tratamientos, etc., y en el caso de que la obra se encuentre en una región o zona donde no se tengan antecedentes de bancos, los estudios correspondientes se circunscribirán únicamente a esa región, con lo cual también se ahorrará tiempo en su localización.

Se considera conveniente que para una mayor utilidad de los ya referidos inventarios, se estén actualizando continuamente, con lo cual se tendrá información reciente de los bancos en explotación, los agotados, los nuevos, así como cualquier otra información que hubiera cambiado durante el lapso mencionado.

B.- UTILIZACION DE MATERIALES PETREOS EN DIFERENTES ELEMENTOS DEL PAVIMENTO.

1. Materiales de uso probable en sub-bases y bases hidráulicas

Probablemente los materiales que más uso tienen en sub-bases y bases hidráulicas son las gravas-arenas procedentes de ríos, las cuales generalmente deben 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 que complementen su granulometría, mejoren su cementación, abatan 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 emplean son los conglomerados, y aunque su uso más común es en sub-bases, también se emplean en bases; en ambos casos después de su trituración parcial y cribado, lo más usual es que se les agregue un material fino inerte, para reducir principalmente sus características plásticas. Los aglomerados 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 emplean en sub-bases, dichos materiales normalmente sólo se someten a tratamiento de desagregado o trituración parcial; también se emplean como materiales de mejoramiento en los de base (15 a 25%), los cuales comúnmente son materiales triturados total o parcialmente y 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 desagregado o trituración parcial, dependiendo éste de su grado de alteración. En ocasiones se utilizan en un porcentaje reducido (de 15 a 30%), como ma

teriales de mejoramiento en las mismas sub-bases y/o bases. Cuando se encuentran muy alteradas se han empleado en la construcción de la capa subbase.

Los materiales sometidos a trituración total y cribado, como las rocas procedentes de mantos, depósitos, pepena, 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 solos cuando cumplen con los requisitos especificados, como sucede con las calizas, pero en ocasiones es necesario incorporarles algún otro material, con ciertas características que complementen o mejoren las que tiene el material triturado como es el caso por ejemplo del basalto.

Los tipos de materiales antes señalados, son los que se emplean con mayor frecuencia, pero también se usan otros materiales de tipo especial, los cuales se tratan por separado en el inciso "E".

2. Materiales de uso probable en bases estabilizadas

Cuando por razones generales de índole económica se requiere emplear, en base de pavimento, materiales de la localidad que por sí solos no reúnen características físicas satisfactorias para estos fines, se recurre a tratar dichos materiales adicionándoles algún producto elaborado para modificar sus propiedades originales, haciendo que alcancen los valores establecidos respecto a las normas vigentes.

Generalmente los materiales de uso probable en bases estabilizadas pueden ser los mismos que los de sub-bases o bases hidráulicas, cuando dichos materiales no cumplen con las especificaciones de calidad correspondientes; en este caso se procede a la estabilización, lo cual puede ser a base de productos asfálticos, cemento Portland, mezclas de cemento Portland

y puzolana, cal hidratada, mezclas de cal hidratada y puzolana, y mezclas de cal hidratada y cemento Portland.

Los materiales empleados en estabilizaciones deberán llenar los requisitos que se indican en las Especificaciones Generales de Construcción en los incisos 91-03.3, 91-03.4 y 91-03.5. Asimismo deberán cumplir con lo indicado en dichos incisos una vez que hayan sido estabilizados.

a) Bases estabilizadas con cemento hidráulico, cal hidratada y/o puzolanas.

En las estabilizaciones con cemento hidráulico y/o cal hidratada y/o puzolanas, los casos más comunes los constituyen materiales que están excedidos de plasticidad y/o presentan bajo valor soporte, dentro de ciertos límites razonables. Mediante el empleo de pequeñas cantidades del producto estabilizante, que varían generalmente de 2 a 4% en peso del suelo seco, es posible neutralizar o reducir la actividad de la arcilla, por acciones físico-químicas, obteniéndose un descenso en el índice plástico y un aumento en la resistencia del suelo tratado. El empleo más efectivo de estos estabilizantes, se tiene para las gravas arcillosas, gravas cementadas, caliches, rocas alteradas y suelos similares.

Como un caso especial se cita el de los materiales que aún cumpliendo con las especificaciones correspondientes, conviene incrementar su calidad con el empleo de alguno de los estabilizantes antes señalados, por diversos requisitos de diseño; tal es el caso de los materiales utilizados en la base hidráulica del tramo El Tore-Satélite de la autopista México-Querétaro, donde por el elevado volumen de tránsito previsto, se le adicionó al material triturado el 3% en peso de cemento Portland, con resultados satisfactorios.

b) Bases estabilizadas con asfalto.

Aunque las bases asfálticas resultan en general más caras que las bases estabilizadas con cemento hidráulico, cal hidratada o puzolanas, su empleo se ha difundido mucho en nuestro país, debido sin duda a las ventajas que presentan respecto a las citadas en segundo término.

La función del asfalto en este caso, estriba fundamentalmente en aglomerar las partículas del suelo, proporcionando a éste suficiente cohesión y resistencia una vez compactado. Tratándose de materiales con cierto contenido de arcilla, la función del asfalto debe consistir además, en impermeabilizar las partículas de arcilla, para contrarrestar su actividad en presencia del agua. Por lo tanto, en cualquier caso donde el asfalto se utilice como producto estabilizante de un suelo, la condición primordial para su buen funcionamiento, es que quede uniformemente distribuido y dé lugar a la formación de una película que cubra y se adhiera firmemente a las partículas del suelo.

Por razones obvias, los materiales pétreos más indicados para la construcción de bases asfálticas, son las gravas arenosas, aglomerados, arcenas limosas y arenas limpias, aunque también puede ser conveniente, por diversos requisitos de diseño, emplear material producto de la trituración de rocas. Por otra parte, no deben utilizarse materiales pétreos de baja sanidad, susceptibles de fraccionarse una vez cubiertos por el asfalto o bajo los efectos del tránsito, ni tampoco materiales con grumos o terrones que no puedan disgregarse antes de la incorporación del asfalto.

3. 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 aglomerados, conglomerados, 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 conglomerados, para su empleo en mezclas asfálticas, es necesario someterlos a un tratamiento de trituración parcial y cribado, aunque con frecuencia, en el caso de los conglomerados y aglomerados, es necesario el lavado; las rocas procedentes de mantos, depósitos o pepena, se someten a trituración total y cribado, siendo también necesario en ciertos casos lavarlos, para eliminar las partículas arcillosas que se encuentren adheridas al pétreo. En algunas ocasiones, a los materiales señalados anteriormente, se les incorpora otro material pétreo, con objeto de mejorar algunas características físicas del material principal, como granulometría, plasticidad, etc., pues cualesquiera de los materiales pétreos que se pretendan emplear en mezclas asfálticas, es necesario que cumplan con las normas de calidad establecidas en las Especificaciones Generales de Construcción.

Para emplearse 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 éstos 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 bien, 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 mantos de roca caliza.

4. 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, - las 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 una apreciables 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 grava-arena de río; para el objeto, dichas rocas se deben someter a tra tamiento de trituración total y cribado con el fin de obtener la grava y la arena, y en ocasiones, es necesario llegar hasta la molienda para pro ducir el último material indicado.

Quando no se cuenta con los materiales antes señalados, pueden emplearse los aglomerados y conglomerados; en estos casos, el tratamiento que gene ralmente se requiere para su empleo es el de trituración parcial y criba do, y también por lo común, es necesario el lavado.

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

C. CONCEPTOS QUE DEBEN CONSIDERARSE PARA DEFINIR EL TRATAMIENTO DE LOS MATERIALES.

1. Características más importantes de los materiales en su estado natural.

Los materiales que constituyen los bancos o fuentes de abastecimiento, son variables y depende de sus características el tipo de tratamiento a que deben sujetarse para obtener la granulometría y demás requisitos que deben cumplir para su uso en el pavimento, como ya se apuntó se moramento en la parte relativa al uso probable de los materiales.

1) Formación

Los materiales en su estado natural teniendo en cuenta la formación que presentan, se pueden dividir en:

- Mantos rocosos, constituidos por rocas completamente sanas o con un grado variable de alteración. Entre las primeras pueden citarse principalmente las riolitas, dioritas, andesitas, basaltos, etc. Entre las segundas frecuentemente se presentan así los granitos, las calizas y las pizarras.

El origen de estos materiales desde el punto de vista geológico, puede ser ígneo, sedimentario o metamórfico.

En general, el tratamiento obligado que se da a estos materiales es de trituración total, aun cuando hay casos como en las andesitas, que en ocasiones se presentan con un grado de alteración tan avanzado que no se puede aplicar un tratamiento de trituración parcial y cribado, sometiéndolas a un tratamiento de disgregación para emplearse en subbases.

- Conglomerados o aglomerados, los cuales son materiales de origen sedimentario, principalmente o sea productos de la desintegración de ro-

cas ya existentes.

El tratamiento que se aplica a estos materiales es generalmente de trituración parcial y cribado, o trituración total, pudiéndose tener casos de conglomerados, con un tratamiento a base de disgregado, cuando se emplean en sub-bases.

- Depósitos constituídos por suelos o suelos con fragmentos de origen geológico sedimentario, citándose entre ellos los limos, arena, gravas o las combinaciones entre ambos, así como los depósitos de grava-arena con cantos rodados.

El tratamiento que debe darseles a estos últimos para su uso en pavimentación, es variable, pudiendo ser desde un simple "papeo" para la eliminación de tamaños mayores de 5.08 cm (2") en materiales de depósito como las gravas-arenas, o bien cribado simple, hasta un tratamiento de trituración parcial y cribado, lográndose en general buenos materiales para su uso en sub-bases, bases o carpetas.

Los tratamientos citados pueden complementarse cuando es necesario, con operaciones adicionales como son el lavado, la eliminación de finos arcillosos, etc.

b) Clasificación

Los materiales se clasifican por su granulometría y plasticidad, de acuerdo con el sistema utilizado por la Secretaría de Obras Públicas, que en términos generales se indica a continuación:

- Fragmentos de roca:

Son aquéllos cuyos tamaños son mayores de 7.6 cm (3") y menores de 2 m; se subdividen en grandes cuando son mayores de 75 cm y menores de 2 m, medianos si son mayores de 20 cm y menores de 75 cm y chicos cuando son mayores de 7.6 cm (3") y menores de 20 cm.

- Suelos:

Son aquéllos que tienen partículas menores de 7.6 cm (3"), subdividiéndose en suelos con partículas gruesas, que son en los que más de la mitad del material se retiene en la malla No. 200, y suelos con partículas finas en los que más de la mitad del material pasa la malla No. 200; finalmente se tienen los suelos altamente orgánicos.

Los suelos con partículas gruesas se subdividen a su vez en gravas y arenas, en las primeras más de la mitad del material se retiene en la malla No. 4, en las segundas más de la mitad del material para la malla No. 4.

Los suelos con partículas finas están formados por limos y arcillas, cuyo límite líquido puede ser menor de 50%, entre 50 y 100% y mayor de 100%.

De acuerdo con esta clasificación el tratamiento a que se deben someter los materiales varía, teniéndose por ejemplo que para los fragmentos de roca y los suelos de partículas gruesas, generalmente se requiere un tratamiento de trituración a fin de hacerlos adecuados para usarse en pavimentación, pudiéndose señalar que para el caso de fragmentos de roca, su tratamiento es siempre de trituración total y cribado y cuando se trata de suelos de partículas gruesas, los tratamientos pueden ser de trituración parcial y cribado, simple cribado e inclusive la eliminación de tamaños mayores de $1\frac{1}{2}$ ", mediante pepena.

c) Tamaño máximo.

En relación con su tamaño máximo, los materiales para pavimento pueden sujetarse a determinado tratamiento, teniéndose para el caso de los revestimientos provisionales, desde un simple "papeo" para quitar el desperdicio mayor de 3", hasta una trituración parcial y cribado, pudiéndose

tenor tratamientos a base de disgregado o cribado simple; los materiales para sub-base generalmente se obtienen mediante cribado simple, trituración parcial y cribado, y en ocasiones mediante disgregado; en las bases hidráulicas los materiales comúnmente requieren tratamiento de trituración parcial y cribado o trituración total, y con excepciones se logra mediante simple cribado; en los concretos asfálticos para bases y carpetas, generalmente por el tipo de granulometría requerida, los materiales deben ser tratados mediante trituración parcial y cribado o por medio de una trituración total; las mezclas asfálticas en el lugar, para bases o carpetas, pueden requerir por lo común materiales sometidos a trituración parcial y cribado o simple cribado; los materiales pétricos para tratamientos superficiales generalmente necesitan de un tratamiento de trituración parcial y cribado, o simple cribado y en algunas ocasiones se presentan casos en que pueden ameritar adicionalmente la operación de lavado.

a) Dureza y cementación

Otros de los factores que influyen para el tratamiento a que se deben someter los materiales de pavimentación es la dureza y cementación de los mismos; un material de baja dureza y cementación, como son algunos tepalcates, caliches, rocas alteradas, conglomerados, aglomerados y otros, es posible aprovecharlos proporcionándoles un tratamiento de disgregado o cuando más de trituración parcial y cribado; cuando se trate de rocas sanas o conglomerados fuertemente cementados, invariablemente se requiere sujetar al material a un tratamiento de trituración total y finalmente, se tiene el caso intermedio de depósitos de cantos rodados y gravas-arenas con boleas, donde es necesario aplicar al material natural un tratamiento de trituración parcial y cribado y en ocasiones, solamente de simple cribado.

Como un factor adicional que influye en el tratamiento para los materiales de pavimentación se tiene la limpieza adecuada de los mismos, siendo variables los requisitos que se deben cumplir a este respecto, según la utilización que se dé al material. Los trabajos que es necesario llevar a cabo para lograr este objeto, son por lo general uno o varios de los que se citan a continuación:

- Despalme adecuado del banco.
- Eliminación de finos arcillosos perjudiciales previamente al tratamiento del material aprovechable.
- Lavado del material.

2. Requisitos que deben llenar los materiales de acuerdo con su aplicación.

Los materiales pétreos usados en pavimentación (revestimientos provisionales, sub-bases y bases hidráulicas, bases y carpetas de mezcla asfáltica, riegos de sello, tratamientos superficiales de uno, dos o tres riegos, morteros asfálticos y agregados para concreto hidráulico) requieren cumplir una serie de requisitos en sus características físicas, entre las cuales se citan como principales las siguientes: límites de Atterberg, granulometría, valor cementante, valor relativo de soporte, equivalente de arena, desgaste, afinidad con el asfalto, intemperismo acelerado, forma de la partícula, etc., cuyos valores límites se detallan en las Especificaciones Generales de Construcción.

Los requisitos indicados, influyen en el tratamiento que será necesario darles a dichos materiales, para poder lograr que se cumplan las normas en vigor.

Así, según las características físicas que presente el material después de su extracción, dependerá, junto con la etapa de pavimentación a que se

destino, el tratamiento que se aplique, teniéndose por ejemplo, que para materiales de revestimiento y sub-base, se pueden someter a un proceso de disgregado, cribado, o trituración parcial y cribado; en el caso de bases hidráulicas, mezclas asfálticas y tratamientos superficiales, por lo general se sujetan los materiales naturales a cribado, trituración parcial y cribado, o trituración total, y en ocasiones se mejoran sus características mediante mezclas con otros materiales, e inclusive se llegan a aplicar tratamientos de lavado.

3. Aspectos económicos y de programa de obra en relación con el tratamiento de los materiales.

Otros de los factores que influyen para la determinación de los tratamientos que se deben aplicar a los materiales empleados en la pavimentación, son el económico y el de programa de obra. Desde el punto de vista económico se presentan casos en los cuales se tienen bancos de materiales para un determinado tramo, que pueden variar de una grava-arena, por ejemplo, que requiere un tratamiento de trituración parcial y cribado, a una roca de basalto con tratamiento de trituración total y aun cuando este último material presenta características de calidad mejores que el primero, teniendo en cuenta que la grava-arena reúna una calidad aceptable dentro de especificaciones, se elige ésta considerando el aspecto económico.

Este tipo de problema de tener que escoger un material entre varios, es usual cuando se presenta la necesidad de eliminar bancos por deficiencia de calidad o de volumen y sustituirlos por otros más lejanos que no presenten este problema. Otro caso que se presenta es cuando se necesita constituir y mantener desviaciones muy costosas, como sucede frecuentemen

te en el sureste y en la zona noreste del País; en este caso puede resultar más económico aumentar los acarreos y evitar el ataque de bancos que se encuentren en las condiciones señaladas, pero ésto debe definirse mediante un estudio económico.

Por otra parte, en los trabajos de construcción en general el programa de obras es determinante en el aspecto de ejecución de los mismos, ya que en base a él se tiene en cuenta los volúmenes de obra por ejecutar, las necesidades de los equipos de extracción, acarreo y compactación, así como el tratamiento de materiales no perdiendo de vista el aspecto de tiempo de ejecución. Para poder cumplir un programa de tiempo-volúmenes, las empresas contratistas que ejecuten los trabajos, ya sea con otorgamiento directo o mediante la celebración de concursos, tienen que tomar en cuenta sus equipos disponibles, recurriendo, si es necesario a la compra directa del equipo faltante o a la renta del mismo; sin embargo, es frecuente que en el aspecto de equipo por usar en el tratamiento de materiales para pavimentación, por no disponer el constructor de determinados implementos, se obligue a proponer el uso de otros bancos, que pueda atacar con el equipo que tiene disponible, aun cuando tenga que absorber los acarreos excedentes que resulten y por consiguiente se tenga un panorama aparentemente antieconómico para el contratista.

Es conveniente señalar que cuando por causas imprevisibles es necesario acortar el tiempo de ejecución de una obra, los tratamientos de los materiales empleados para la pavimentación pueden sufrir variaciones con el objeto de lograr mayor rapidez en su procesamiento, sustituyéndose algunos bancos por otros que requieran tratamientos más sencillos, como por ejemplo una trituración parcial y cribado en vez de trituración total, resultando generalmente un incremento en el costo de la fase de la obra

de que se trate, por haberse aumentado la distancia de acarreo, y/o el costo de la desviación, y/o el espesor de despalme del banco, etc.

D. PROCEDIMIENTOS Y EQUIPO PARA EL TRATAMIENTO DE LOS MATERIALES.

Los tratamientos a que se deben someter los materiales procedentes de bancos para los diferentes usos en los trabajos de pavimentación, pueden ser procedimientos tan sencillos como la eliminación de los desperdicios a mano, hasta tratamientos de trituración total y separaciones en diferentes tamaños para su desificación en planta, existiendo también otro tipo de tratamientos como disgregado, cribado, trituración parcial y lavado de materiales. Los tratamientos antes citados son los más comunes, por lo cual a continuación se hace una descripción de ellos y del equipo empleado.

1. Eliminación a mano del desperdicio.

En las etapas de revestimiento provisional y sub-base, existen materiales de bancos, principalmente en playones de grava-arena, que en general cumplen con los requisitos señalados por las normas respectivas, en forma natural, presentando sólo desperdicios mayores de 3" (7.62 cm) o de 2" (5.08 cm) en un porcentaje del orden de 5 a 10, lo que permite su eliminación a un costo bastante económico mediante el empleo de gente. El procedimiento utilizado en este tratamiento consiste en las operaciones de despalme o limpia del banco, extracción del material, la cual puede ser a base de tractor y cargador o equipo de diuga si el nivel de agua freática es tal que no sea operable el cargador y después de llevar directamente el material mediante camiones al camino, acamellonamiento del mismo con motoconformadora para facilitar la pepena de los fragmentos de tamaño mayor que el especificado. Esta última operación de pepena también

se ejecuta durante el mezclado previo al tendido del material.

2. Disgregado de materiales.

La operación de disgregado generalmente se hace en materiales del tipo de conglomerados calichosos no muy cementados, areniscas cementadas o rocas alteradas, los que se utilizan en las etapas de revestimiento provisional o sub-base, para lo cual se emplea equipo a base de pata de cabra y, o hystler, jalados generalmente con tractor. Este tratamiento se combina con el procesamiento anterior de eliminar a base de pepena el desperdicio que ya no es posible disgregar a tamaño menores. Este procedimiento frecuentemente se aplica en reconstrucciones de carreteras, donde el pavimento en operación se encuentra constituido por una base hidráulica y una carpeta de mezcla asfáltica, las que se escarifican procediéndose después a llevar a cabo un disgregado mediante el cual se rompen los pedazos de pavimento a un tamaño no mayor de dos pulgadas, utilizándose el equipo descrito, que se combina con motoconformador para facilitar la operación de pepena y darle uniformidad al material.

3. Cribado de materiales

La operación o tratamiento de cribar exclusivamente materiales para su uso en pavimentación, se aplica para aquéllos poco o nada cohesivos, cuyo porcentaje de desperdicio, pueda fluctuar de un 5 a un 25 de fragmentos con tamaño mayor que el especificado y en general es aplicable a materiales destinados para revestimientos provisionales, sub-bases, bases de tipo hidráulico y en casos muy especiales en la obtención de pétreos para carpetas de uno o dos riegos y en mezclas asfálticas en el lugar.

Dependiendo de la etapa de pavimentación y del tipo de material se efectúa la operación de cribado, la cual puede llevarse a cabo utilizando una

criba de gravedad, que consiste en una instalación simple formada por una malla de abertura cuyo tamaño es la máxima medida aceptada para dicho material, 3" (7.62 cm) en revestimiento provisional, 2" (5.08 cm) para sub-base y 1½" (3.81 cm) para base hidráulica, con una inclinación variable del orden de 30° y una tolva de entrada formada por tablonos de madera. La operación consiste en la descarga en la tolva del material en graña procedente del banco, acarreado con camión de volteo y por gravedad, pasarlo a través de la criba para caer en un camión colocado ex-profeso, resbalando el material de mayor tamaño sobre la superficie de la criba, para depositarse fuera de la misma como desperdicio. Este tratamiento es el más simple y se emplea en materiales que presentan en general una buena granulometría en estado natural, como es el caso de algunos depósitos de grava-arena.

Cuando se requiere una buena dosificación o elección de materiales pétreos en diversos tamaños, operaciones que en general se combinan con el tratamiento de trituración, se utilizan cribas vibratorias. Estas máquinas se componen de uno, dos o tres pisos de mallas de alambre o de placa perforadas con orificios de diversas formas, montadas en un bastidor ligero apoyado en resortes. El efecto vibratorio se produce por medio de una flecha excéntrica o con contrapesos que giran a elevada velocidad - accionados por un motor eléctrico, siendo el ritmo aproximadamente de 1,200 vibraciones por minuto.

La superficie de cribado está constituida por mallas de aberturas cuadradas, siendo las que más se emplean en la obra, para la obtención de materiales de pavimentación, las que se indican a continuación:

Denominacion de la malla, milímetros	Referencia
76.0	3"
50.0	2"
37.5	1½"
25.0	1"
19.0	¾"
12.5	½"
9.5	3/8"
6.3	¼"
4.75	No. 4
2.36	No. 8

La operación de cribado utilizando equipo de cribas vibratorias, generalmente se usa en combinación con equipos de trituración parcial o total como complemento, y existen cribas horizontales con doble mecanismo excéntrico y cribas inclinadas con excentrico simple. Las inclinadas son más económicas pero ocupan, para tamaños iguales, un mayor espacio vertical de instalación que las correspondientes horizontales, aun cuando en ambos tipos se logran producciones y eficiencias similares.

Los tamaños más utilizados (ancho por longitud de la superficie de cribado) son los de 4' x 8', 4' x 10', 4' X 12', 5' X 12', 5' X 14', 5' X 16' y 6' X 16', en sus variaciones de uno, dos o tres pisos.

Además de las cribas citadas, se emplean para cribar tamanos mayores, generalmente de más de 1" (25 mm), las cribas de rejas vibratorias en las que un excéntrico provoca un ligero movimiento longitudinal a fin de que el material pase a través de las barras.

Las cribas rotatorias es otro tipo que se ha utilizado mucho para clasificar los diferentes tamaños de los materiales empleados en carpetas de riego. Este tipo de cribas está formado por una estructura de forma cilíndrica que gira sobre un eje de modo que el cribado del primer tambor en serie, pase al segundo y de éste al tercero, etc., obteniéndose los diferentes tamaños que se requieran.

El equipo de cribado puede complementarse con alimentadores, transportadores y tolvas, cuando no forma parte de una planta de trituración.

4. Trituración de materiales

La trituración es en general el tratamiento al que se recurre para poder obtener la transformación del material en gréña o natural procedente de los bancos, a la sucesión de tamaños que se requirieron para las diversas etapas de pavimentación. La transformación citada no es posible llevarla a cabo en una sola etapa, por lo que la conversión del material natural en agregados útiles se debe realizar en varios pasos, según el tipo de material y la etapa de pavimentación a que se destine.

Existen diversos equipos de trituración que se complementan con equipo suplementario. El equipo de trituración propiamente dicho, puede consistir generalmente de uno, dos o tres pasos, según el material que se desee obtener, pudiendo ser de de las siguientes características:

- a) Trituradoras primarias, las cuales pueden ser de quijadas o giratorias.
- b) Trituradoras secundarias que pueden ser de rodillos, de martillos o impacto y de conos.
- c) Trituradoras terciarias de rodillos, martillos o de impacto y de conos.
- d) Trituradoras o molinos que pueden ser de barras y de bolas.

Entre el equipo complementario para los tratamientos de trituración se encuentran

- a) Alimentadores de delantal, de plato o vibratorios.
- b) Bandas transportadoras.
- c) Cribas vibratorias que pueden ser horizontales o inclinadas, cribas de rejas o cribas rotatorias.
- d) Elevadores de cangilones.

En plantas fijas en ocasiones se usan hornos secadores rotatorios y ciclones para quitar el polvo.

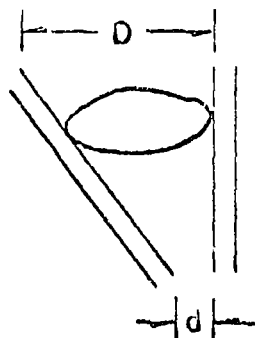
Básicamente existen cuatro métodos de reducción del tamaño del material: por compresión, por desgaste, por impacto y por corte.

Los equipos de trituración utilizan diversos métodos de reducción dependiendo de su tipo, así se tiene que las quebradoras de martillos emplean el impacto, desgaste y corte; las de rodillos, impacto, corte y compresión; las giratorias, el impacto y la compresión, lo mismo que las quebradoras de quijadas y de cono.

Para definir el tipo de equipo de trituración más adecuado desde el punto de vista del material que se pretende utilizar como desde el aspecto económico, es necesario tener en cuenta la naturaleza del material por emplear, teniéndose dos conceptos que definen los comportamientos y campos de utilización de los equipos:

- El índice de reducción y el coeficiente de forma.

Indice de reducción.



Se define como la relación entre el tamaño del fragmento a la entrada del equipo y el tamaño del material triturado a la salida del equipo. Este valor varía de acuerdo con el tipo de trituradora según su construcción y métodos de reducción empleados.

$$I R = \frac{D}{d}$$

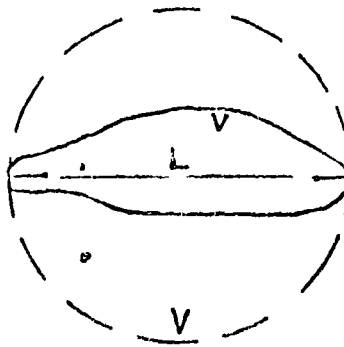
IR = Índice de reducción.

D = Dimensión o abertura de entrada.

d = Dimensión o abertura de salida.

- Coeficiente de forma.

Se define como la relación entre el volumen de un fragmento de roca y el volumen de una esfera hipotética de diámetro igual a la dimensión mayor del fragmento:



$$C = \frac{v}{V}$$

C = Coeficiente de forma

v = Volumen del fragmento.

V = Volumen de la esfera de $\phi = L$.

L = ϕ de la esfera de volumen V.

De la fórmula anterior se obtienen los siguientes valores promedios en los fragmentos más comunes:

Forma del fragmento			Coefficiente de forma
Esférico			1
Cúbico	$\frac{2}{\pi\sqrt{3}}$	=	0.37
Tetraedro regular	$\frac{1}{\pi\sqrt{2}}$	=	0.22
Canto rodado		=	0.34
Grava triturada		=	0.22
lajas		=	0.07
Agujas		=	0.01

En relación con las formas de los fragmentos, los dos últimos no deben aceptarse debido a que por su forma las partículas tienen fuerte tendencia a fracturarse.

- Trituración primaria.

Esta etapa es la inicial en un proceso de trituración y se lleva a cabo mediante equipos de quijadas o giratorios. En general para realizar la primera etapa de reducción de materiales pétreos se usa la quebradora de quijadas de simple toggle con excéntrico superior, siendo un equipo de mecánica simple, utilizándose en las plantas portátiles en tamaños que van de 12" X 36" a 42" X 48", con pesos de 5,300 kg hasta 48,000 kg y producciones desde 18 a 840 toneladas por hora, dependiendo del tamaño del equipo, su abertura de salida y naturalmente la naturaleza geológica del material, alcanzando índices de reducción promedio de 8:1.

Básicamente la trituradora de quijadas consiste en una biela porta-quijadas accionada por un volante, que se mueve acercándose a una plancha fija y al entrar el material a la cavidad trapezoidal que queda entre las dos, es triturado hasta alcanzar el tamaño de la boca de salida. Por razones de eficiencia, se recomienda que los fragmentos de material sean de un tamaño igual a la sexta parte de la abertura de la boca de alimentación.

La granuladora o quebradora de quijadas secundaria, trabaja bajo los mismos principios, admitiendo tamaños menores. Esta máquina tiene la ventaja de dar un coeficiente de reducción hasta de 8:1 y la granulometría del producto muy uniforme y cúbica.

Las quebradoras giratorias no se utilizan en los grupos móviles por ser de grandes dimensiones y muy pesadas, por lo que su empleo es en instalaciones fijas de tipo minero o de producción de cemento.

Las dimensiones, expresadas generalmente en pulgadas, se refieren al rectángulo de su boca de admisión (ancho por largo), para las quebradoras de quijadas y por el tamaño de admisión, en pulgadas, de la boca de alimentación, para las quebradoras giratorias.

- Trituración secundaria y terciaria.

Para estas etapas de la trituración se tienen equipos variados tanto desde el punto de vista de su construcción como de su efecto, teniendo quebradoras de rodillos, impacto y de conos.

- Trituradora de rodillos. Este equipo reduce los tamaños del material a base de un efecto de compresión y de corte. Su uso en la actualidad ha quedado limitado para triturar materiales suaves y poco abrasivos como las rocas calizas, ya que los materiales que presentan un alto contenido de sílice, originan en los rodillos, sobre su superficie cu

líndrica surcos y desgaste que elevan considerablemente los costos de mantenimiento.

El diámetro de los rodillos, con el objeto que puedan triturar los fragmentos de roca, debe de ser 20 a 30 veces el tamaño máximo por triturar, siendo su producción proporcional al ancho del rodillo, teniendo su limitación en este aspecto ya que cuando es demasiado ancho se producen desgastes irregulares, siendo más notables en el centro que en las orillas del rodillo. Su índice de reducción es generalmente de 3:1 que es demasiado bajo debido principalmente a las limitaciones en los tamaños de alimentación, pudiéndose aumentar este índice de reducción, mediante un tercer rodillo, con el consiguiente aumento en su costo inicial y en su operación.

El coeficiente de forma de este tipo de quebradoras es bajo, produciendo se gran cantidad de material lajeado.

- Trituradoras de impacto o de martillos. Este tipo de quebradoras, utilizan los fuertes impactos de la roca o material impulsado contra las placas del bastidor, por uno o dos motores que hacen girar a los martillos a bastantes revoluciones por minuto. Con este tipo de equipo se obtiene material triturado de forma cúbica con elevado coeficiente de forma, índice de reducción de 20:1 o inclusive de 30:1; sin embargo, tiene la limitación que no es adecuada para materiales con alto contenido de sílice (más del 5%), por el fuerte desgaste que sufren sus martillos y barras de impacto, siendo aconsejable su uso en materiales no abrasivos como calizas, dolomitas, asbestos, etc.

Quando se tienen materiales húmedos, puede emplearse la trituradora de martillos no atascable, la cual tiene una placa rompedora viajera que está en movimiento continuo, forzando la alimentación de material o

movimiento que se atasque la trituradora, siendo eficiente para triturar piedra caliza, cementos, esquistos y bauxita.

- Trituradoras de cono. Este equipo se usaba anteriormente en instalaciones de tipo minero, sin embargo su uso se ha generalizado en obras civiles, principalmente de caminos, de 10 años a la fecha. Se pensaba que este tipo de máquinas tenía una mecánica complicada, de alto mantenimiento y operación costosa, sin embargo, la realidad ha demostrado que este equipo aun cuando tiene una mecánica precisa y con unidades robustas, su mantenimiento y costos de operación no son mayores que las quebradoras de quijadas o de rodillos en operaciones normales.

Su mecanismo consiste, en una cavidad o receptáculo en el que gira una flecha en posición vertical, cuyo movimiento excéntrico permite dejar entre las dos paredes, en determinado momento, una cavidad mas amplia sobre la cual cae el material. Al completarse el movimiento circular, el cono regresa donde ha caído el material y lo tritura hasta reducirlo al tamaño regulado con anticipación en la máquina.

Se tienen las siguientes ventajas:

Producciones relativas elevadas con alto índice de reducción del orden de 10:1.

Utilización completa y regular de sus elementos de desgaste en la cámara de trituración, utilizándose los efectos combinados de compresiones e impactos sucesivos, dando por resultado poco desgaste por abrasión y un producto con un alto coeficiente de forma.

Protección contra fragmentos metálicos (dientes de cucharón de cargador, cabezas de marro, etc.) no triturables, por un dispositivo a base de resortes en el perímetro de su bastidor.

Dimensiones compactas que hacen práctica su instalación en plantas móviles.

Costos de mantenimiento bajos por la elevada duración de sus piezas de desgaste.

Las quebradoras de conos se empezaron a usar en construcción de caminos en unidades portátiles de tamaños de 36" (diámetro inferior del cono), con peso de 11,000 kg y producción de 80 toneladas por hora a una abertura de salida de 1" (para producir material para base de $1\frac{1}{2}$ ").

A medida que se presentó la necesidad de construir carreteras más modernas incluyendo autopistas de varios carriles de circulación, se tuvieron exigencias de volúmenes mayores, siendo necesario usar tamaños mayores como el cono de 48" con peso de 22,000 kg y producciones de 170 toneladas por hora y el de 66", con peso de 42,000 kg y rendimiento del orden de 275 toneladas por hora, con material para base de tamaño máximo de $1\frac{1}{2}$ ".

Las quebradoras de cono se fabrican para trituración secundaria, terciaria y cuaternaria y aun cuando su aspecto exterior es prácticamente el mismo, la geometría de sus cámaras de trituración presentan grandes diferencias, teniéndose que para los equipos cuaternarios la abertura de salida es más pequeña para producir material más fino y lógicamente admiten material de menor tamaño que los terciarios y secundarios.

- Molinos de barras. Este tipo de quebradora se emplea generalmente en casos especiales, para una etapa cuaternaria o sea para producir material fino que no se produce en las etapas secundarias y terciarias y que se requiere para tener la sucesión de tamaños, en la granulometría exigida para materiales para base o carpeta asfáltica.

Esta quebradora está constituida por un tambor cilíndrico de placa de acero estructural, horizontal y revestido con placas de acero al manganeso, para su protección interior, estando accionado a través de una corona dentada y un piñón o bien, mediante un tren de neumáticos con ejes horizontales.

El cilindro está cargado con barras cilíndricas de acero duro de 2 y 3 pulgadas de diámetro, de longitud ligeramente inferior a la dimensión longitudinal del cilindro. Estas barras accionadas por la rotación del cilindro ruedan unas sobre otras produciendo una acción interna de molienda.

Dependiendo del grado de finura del producto por obtener, existen tres tipos de alimentación y descarga.

Con entrada y salida axiales.

Con entrada axial y salida periférica por un extremo.

Con doble entrada axial y salida periférica por la parte media.

El primer tipo se utiliza para finos hasta la malla Núm. 50, el segundo para tamaños hasta la malla Núm. 20 y el tercero para tamaños hasta la Núm. 4.

Este tipo de trituradora también puede ser de bolas en lugar de barras.

- Equipo complementario. Entre este equipo se tienen los alimentadores que proporcionan la operación de alimentación del material en greña a la quebradora primaria. Esta operación se puede llevar a cabo en la forma más sencilla o sea descargando los vehículos de transporte a la boca de la quebradora o por medio de equipos especiales de alimentación. Entre estos últimos se tienen:

Alimentador de mandil. Se compone de paletas metálicas que forman un tablero que se mueve a una velocidad de 3 a 10 m por segundo, accionado por un motor eléctrico. Este tipo de alimentador es adecuado para instalaciones de alta producción de tipo minero o cementero.

Alimentador de plato. Está constituido de una placa metálica rectangular, montada sobre rodillos, moviéndose en forma de vaivén por medio de una biela excéntrica. Este equipo es adecuado para instalaciones pequeñas y medianas que utilizan depósitos de río.

Alimentador vibratorio con rejilla (Grizzly) de precribado. Se usan en instalaciones medianas y elevadas producciones teniendo la ventaja de que precriban el material pequeño que tiene el material en greña, mandando sólo a la quebradora primaria el material que requiere trituración.

Las características deseables para seleccionar un equipo de trituración pueden resumirse como sigue:

Que se admitan los tamaños grandes que se reciban.

Que resista mejor el desgaste por abrasión.

Que tenga capacidad para absorber cargas máximas.

Que produzca el tamaño deseado a la salida.

Que la máquina ceda con seguridad al hallar material no reducible.

Que no se obture.

Que tenga la menor demanda de energía por tonelada de producto terminado.

Que requiera un mínimo de supervisión.

Que funcione económicamente con un mantenimiento mínimo.

Que tenga una mayor vida útil.

A continuación se incluye una tabla en la que se recomienda en forma general el tipo de trituradora más adecuado para materiales de diversas características. Esta tabla aparece en el libro "Movimiento de Tierras" editado por el Colegio de Ingenieros Civiles de México, A.C., Edición 1967. (ver en la siguiente hoja).

5. Lavado de materiales

Este tratamiento forma parte en algunas ocasiones de la operación de trituración y cribado de materiales para pavimentación, principalmente en la producción de pétreos utilizados en carpetas asfálticas y concretos hidráulicos. La operación de lavado se aplica en aquellos materiales que por sus características naturales presentan problemas de contaminación con arcilla, materia orgánica y/o polvo, originando que no se puedan emplear como se encuentran, por lo tanto, en el tratamiento ya sea de cribado o trituración y cribado, se requiere adaptar equipos de lavado, entre los cuales se citan los siguientes:

TABLA GENERAL DE APLICACIONES DE EQUIPO DE TRITURACION

MATERIAL	MUY DURO A DURO	QUEBRADIZO Y DESENUZABLE	BLANDO	PEGAJOSO Y HUEEDO	FIBROSO
Pizarras y esquistos	Quijadas Conos	Quijadas Conos Martillo Cilindros	Martillos Cilindros	Martillos no atacable Cilindros no atacable	
Calizas	Martillos Granuladora	Granuladora Martillos Cilindros	Granuladora Martillos Cilindros	Martillos no atacable Cilindros no atacable	
Piedra (1) Mineral	Quijadas Conos Barra Bolas	Quijadas Conos Granuladora Martillos Cilindros	Martillos Cilindros	Martillos no atacable Cilindros no atacable	Martillos Cilindros
Productos Químicos	Quijadas Conos	Quijadas Conos Granuladora Cilindros	Granuladora Martillos Cilindros	Martillos no atacable Cilindros no atacable	Martillos Cilindros

México, D. F., a 20 de septiembre de 1973.

PAB'sl. (1).- Se considera que dentro de esta clasificación se incluyen los fragmentos de rocas como basaltos, granitos, dioritas, andesitas, etc., así como boleos y gravas de río.

- a) Gusanos lavadores. Se componen de un recipiente o de placas metálicas, cuya parte inferior por lo general se cubre con caucho para formar un tanque de clasificación, con un vertedor para arrojar el agua excedente con los limos y arcillas disueltas en ella. En el interior del cuerpo o recipiente, gira lentamente una espiral longitudinal accionada en su extremidad superior por un motor eléctrico con reductor de velocidad, la cual sirve para extraer el material ya lavado.
Se tienen gusanos lavadores con diámetros de 20, 24, 30, 36, 42 y 48 pulgadas.
- b) Tambores desenlodadores o "Scribbers". En el caso que se tenga necesidad de llevar a cabo un lavado más onérgico de materiales fuertemente contaminados con arcillas, se utilizan los tambores desenlodadores, que constan de un cilindro de placa de acero en cuyo interior se montan espas o paletas metálicas que mueven el material. Existe un dispositivo de riego de agua a presión para realizar en el interior del tambor el lavado del material. A la salida, el agua sucia se escurre por los orificios del cilindro de evacuación. Generalmente se usan tambores de los diámetros siguientes: 60, 72, 84, 96, y 114 pulgadas.
- c) Cribas con chiflones. Es una instalación para producción limitada que consiste en pasar el material por una serie de cribas vibratorias a distintos niveles, con un sistema de una o varias barras de chiflones de agua, para sopalar los finos y arrastrarlos al fondo de un recipiente metálico de donde salen por gravedad para su decantación.
En este caso se lava y clasifica en distintos tamaños el material.

6. Dosificación en planta

Se tienen entre los diversos tratamientos para materiales de sub-base y base, la dosificación en planta, procedimiento que se ha estado usando con mayor frecuencia en los trabajos de construcción de carreteras, principalmente por el hecho de tenerse cada vez más, la necesidad de contar con mejores pavimentos, en armonía con el tránsito cada vez mayor en número y tonelaje. Los materiales procedentes de bancos y sometidos a diversos tratamientos, principalmente trituraciones parciales, totales y cribados, con frecuencia adolecen de deficiencias como por ejemplo las contaminaciones con arcilla, que originan que presenten una plasticidad fuera de especificaciones; en otros casos se tienen problemas de deficiencias en ciertos tamaños, en menos o en más, o bien, el material presenta un valor cementante casi nulo, siendo esto bastante común en las gravas de río utilizadas en bases de pavimento, originándose problemas para lograr la compactación requerida.

Con el objeto de corregir las deficiencias señaladas, se recurre a separar en 2 ó 3 tamaños el producto triturado, operación que se lleva a cabo al procesar el material en la instalación que se tenga, pudiendo mediante bandas transportadoras descargarlo directamente en las tolvas de la planta dosificadora, o efectuar esta operación mediante el empleo de cargadores. Para la dosificación se usa un equipo que está constituido principalmente por un cuerpo formado por 2, 3 ó 4 tolvas horizontales, que descargan sobre una banda rotatoria horizontal, la cual, mediante un elevador de oanglones, transporta los materiales a un recipiente metálico, donde se le incorpora el agua necesaria. Una vez dosificados, mediante un sistema de paletas

accionadas por un motor eléctrico, se produce el mezclado de los materiales para descargarlos a los camiones de volteo mediante una banda transportadora. Este equipo de dosificación se utiliza como se ha indicado, para mezclar materiales que garanticen tanto una granulometría adecuada como la incorporación del material de mejora que se requiera, así como para disminuir el empleo de motoconformadoras, ya que los materiales con su humedad adecuada llegan al camino exclusivamente para ser tendidos mediante la citada motoconformadora o utilizando extendedoras, garantizándose así una buena sucesión granulométrica, calidad y uniformidad, aumentando por consiguiente el buen acabado de las bases hidráulicas. Por otra parte, este procedimiento de dosificación es el indicado para caminos que se localizan en zonas montañosas de alta precipitación pluvial, donde las maniobras de mezclado y tendido de los materiales se dificultan considerablemente.

E. CASOS ESPECIALES

En ocasiones, para la ejecución de los trabajos de pavimentación no se dispone en la localidad de los materiales que tradicionalmente se utilizan en este tipo de obras, resultando más conveniente emplear materiales de tipo especial que no se usan comúnmente y que en algunos casos no llenan los requisitos especificados, pero que por su buen comportamiento en pavimentos construídos con anterioridad o bien, por razones que generalmente guardan relación con el costo y/o el programa de obra, resulta ventajoso su uso. Entre los materiales que se utilizan en trabajos de pavimentación y que pueden considerarse dentro de un tipo especial, están el tezontle, las escorias de fundición, los desperdicios de minas como son los materiales obtenidos de los procesos de beneficio,

las conchas y conchuelas de mar, el yeso, el sascab y la arcilla calcinada.

También puede considerarse como un caso de material de tipo especial, el que en su estado natural cubre los requisitos señalados en las especificaciones y no necesita ningún tratamiento.

A continuación se hacen algunos comentarios sobre dichos materiales y el uso que generalmente se les da en las obras de pavimentación:

1) Tezontle.

Es un material derivado del basalto, el cual puede considerarse como un producto piroclástico que presenta una estructura cavernosa y que es un material ligero porque es poroso; es altamente friccionante y, generalmente de color rojo oscuro o negro, siendo variable el tamaño de los fragmentos. Otro producto piroclástico derivado del basalto, es el "lapilli", que está formado por fragmentos de tezontle de tamaño no mayor de 2 ó 3 cm.

El uso de estos materiales en sub-bases o bases hidráulicas ha tenido éxito siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- a) Calidad adecuada, principalmente en lo que se refiere a su susceptibilidad para degradarse bajo los efectos del tránsito.
- b) Cementación correcta, mediante la mezcla con otro material apropiado, para evitar los reacomodos originados por las vibraciones del tránsito de los vehículos.
- c) Protección suficiente cuando se emplea como base hidráulica, proporcionada tanto por el riego de impregnación, como por la carpeta asfáltica, la cual debe ser cuando menos de dos riegos en caminos de tránsito ligero y de mezcla asfáltica, en caminos de tránsito medio o pesado.

2) Sascab.

El material "sascab" que abunda en la Península de Yucatán, consiste en una formación caliza, comúnmente con alto contenido de finos, bajo plasticidad y elevado valor soporte, debido este último principalmente a su buena fricción interna.

Tomando en cuenta los ensayos de control de laboratorio efectuados durante la construcción de diversos caminos en la región, se puede apreciar una variación muy considerable en las características físicas de este material, habiéndose encontrado cerca de 40 tipos diferentes de "sascab". Salvo muy raras excepciones, puede decirse que ninguno de los tipos de "sascab" conocidos hasta la fecha, cumple con las especificaciones para base de pavimento, por lo que no es recomendable su empleo para tal objeto.

El criterio que se ha seguido, con buenos resultados, en la pavimentación de las carreteras principales de la Península de Yucatán, consiste en emplear para la capa subrasante, "sascab" procedente de bancos seleccionados, de la mejor calidad disponible en la región, dentro de un criterio económico de acarreos (2 a 3 kilómetros de promedio), con lo cual la subrasante, por su calidad, viene a desempeñar también la función de sub-base y naturalmente el espesor de la base de pavimento se reduce generalmente al mínimo que permiten las especificaciones.

3) Yeso.

A principios del año 1967, se planteó el problema referente al posible aprovechamiento de diversos macizos rocosos de yeso tipo alabastro, para la construcción de la base de pavimento de la carretera

Escárcega-Chetumal, mediante un proceso de trituración total a tamaño máximo de $1\frac{1}{2}$ ". En este caso resultaba conveniente el empleo de este material, en virtud de que se acortaban considerablemente los acarreos con respecto a otros bancos disponibles en la zona.

Tomando en cuenta lo anterior, se efectuaron oportunamente estudios de laboratorio a largo plazo, sometiendo el yeso triturado a diversos efectos de intemperismo, tales como humedecimiento y secado alternados y humedecimiento prolongado, hasta por un lapso de 12 meses, habiéndose obtenido resultados satisfactorios en sus características físicas. También se hicieron análisis químicos, los cuales revelaron que se trata de yesos de alta pureza (mayor de 90%) y que son estables químicamente.

Por otra parte, se construyeron dos tramos experimentales de base de pavimento, empleando yeso triturado a tamaño máximo de $1\frac{1}{2}$ ", con objeto de observar directamente los efectos del intemperismo y del tránsito, sobre la capa ya compactada con y sin riego de impregnación. Las muestras tomadas para su ensaye, en el momento del tendido, después de la compactación y a edades de 3, 6 y 12 meses, acusaron resultados dentro de la calidad especificada para base hidráulica de pavimento, registrándose solamente cierta degradación atribuible más bien al efecto de los rodillos lisos utilizados durante el proceso de compactación. Con estos antecedentes se procedió a la construcción de un tramo de más de 100 kilómetros, utilizando en la base hidráulica el citado material y protegiéndola con una carpeta asfáltica de un riego, en la cual se empleó roca caliza triturada. El comportamiento de esta base construída con yeso, ha sido satisfactorio hasta la fecha, después de 2 años de terminado el camino.

4) Conchuela de mar

En el litoral del Golfo de México, en las zonas cercanas al Puerto de Tampico, Tamps. y en la isla de Ciudad del Carmen, Camp., se han empleado bancos de conchuela de mar para la construcción de bases hidráulicas, y bases y carpetas asfálticas.

La conchuela procedente de los bancos cercanos a Tampico, se encuentra con un avanzado grado de alteración, consistiendo en pequeñas laguitas de conchuela mezclada con finos procedentes de la misma; este material en su mayor parte, se degrada fácilmente. Su graduación granulométrica es defectuosa y no pasa la prueba de desgaste; sin embargo, se ha utilizado en la construcción de bases hidráulicas en calles y caminos de la zona y en el aeropuerto del lugar, y en este último, también se construyó la base asfáltica, con mezcla hecha en el lugar, empleándose el citado material. En todos los casos antes mencionados se utilizó la conchuela sola, sin mezclarle algún material pétreo y su comportamiento ha sido aceptable.

En la pavimentación del tramo Ciudad del Carmen-Puerto Real de la carretera Costera del Golfo, se utilizó arena-conchuela para la construcción de la base asfáltica en el lugar. En este caso la conchuela se presenta generalmente entera y sana, y no obstante que este material acusa un valor relativo de soporte algo bajo debido a su deficiente granulometría y falta de cohesión, una vez incorporado el asfalto se obtiene una mezcla de muy buena calidad, como se ha comprobado por su excelente comportamiento en la obra mencionada. Por otra parte, este material también se empleó para la construcción de la carpet asfáltica del aeropuerto de Ciudad del Carmen, encontrándose en general en buenas condiciones no obstante que no ha dado servicio durante

to más de 25 años.

5) Escorias de fundición

La escoria de fundición conocida también como grasa, generalmente es un material pesado, frágil, vidrioso, muy duro y que al triturarse no produce finos por lo cual, para utilizarse en la construcción de bases o sub-bases de pavimento, es necesario mezclarlo con otro material fino para corregir los defectos de su granulometría y proporcionarle una cementación adecuada. Este material se ha empleado con resultados satisfactorios en la construcción de bases de pavimento en algunos tramos de caminos cercanos a San Luis Potosí, S.L.P., lugar en donde se encuentran depósitos de dicho material. Por otra parte, su principal inconveniente es que presenta dificultades para su trituración, pues es muy abrasivo.

6) Desperdicios de minas

Durante el proceso de beneficio de materiales procedentes de la explotación de minas, se obtienen materiales pétreos que son considerados como desperdicios, una vez que se les ha extraído el mineral. Estos materiales se han empleado con éxito en la construcción de bases y sub-bases de pavimento y generalmente resulta económico su empleo.

Entre estos desperdicios pueden citarse los "jales", que generalmente consisten en una arena fina obtenida por trituración y que resulta adecuada como mejoramiento de materiales arcillosos, para corregir su plasticidad.

Otro material es el que se obtiene durante el beneficio de minerales de fierro, como es el caso del extraído en el Cerro del Mercado en Durango, Dgo., del cual queda como desperdicio el material denominado

"esté el medio pesado" que consiste en una roca riolítica triturada a tamaño máximo de 3", cuya granulometría no acusa material fino; es to material después de triturarse a tamaño máximo de 1½" es de muy buena calidad para utilizarse en la construcción de sub-bases y bases de pavimento.

7) Materiales que no requieren tratamiento

El caso de los materiales que no requieren tratamiento se ha incluido en este inciso relativo a los materiales especiales, por considerar que el caso corriente es generalmente que a los materiales utilizados en la construcción de sub-bases, bases y carpetas asfálticas, se les somete a un tratamiento que puede ser trituración, lavado, disgregado, cribado, etc., o se les mezcla con otro material que mejore sus características, resultando difícil encontrar materiales que cubran las especificaciones correspondientes tal y como se encuentran en el banco. Este caso se presenta principalmente en los tipos de bancos que se u dican a continuación:

- a) Bancos de grava-arena en playones de arroyos o ríos, en lugares donde se han depositado tamaños cuya graduación granulométrica y demás características físicas llenan los requisitos establecidos en las especificaciones correspondientes.
- b) Aglomerados que cumplan con los requisitos especificados, los cu los por encontrarse sin cementación, no necesitan ningún tratamiento. Generalmente son de origen piroclástico, de tamaño adecuado con partículas angulosas.
- c) Rocas con un proceso avanzado de alteración, las cuales se disgregan con el equipo de ataque y no necesitan un tratamiento especial.

Un ejemplo de este material es el "tucuruguay", el que proviene de una roca granítica muy alterada y se ha empleado frecuentemente en la costa del Océano Pacífico, lugar donde abunda, en la construcción de sub-bases de pavimento.

México, D. F., 22 de julio de 1974.

