

DIRECTORIO DE PROFESORES CURSO

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

Ing. Luis Miguel Aguirre Menchaca
Administrador General
Geosol, S.A.
Ant. Taxqueña 174
Coyoacán
Z.p.21
Tel.: 544.66.02 y 03

Ing. Federico Alcaraz Lozano
Gerente de Ingeniería
Sácmag de México, S.A.
New York 310-7°
México 18, D.F.
Tel.: 523.90.20 y 12

Ing. Pedro Luis Benítez Esparza
Coordinador de Ingenios
Fabricaciones Ingeniería y Montaje, S.A.
Guanajuato 163 P.B.
México, D.F.
Tels.: 584.13.07, 584.13.41 y 584.18.31

Ing. Santiago Corro Caballero
Coordinador de Vías Terrestres
Instituto de Ingeniería
U. N. A. M.
Tel.: 550.03.88

Ing. Carlos Manuel Chavarri Maldonado
Jefe de la Secc. de Servicio Social
Depto. de Ing. Civil, P.B.
Facultad de Ingeniería, UNAM
Tel.: 548.96.69

Ing. Fernando Favela Lozoya
Vicepresidente ICA
Minería 145 Entrada 1 Edificio 2-3°
México 18, D.F.
Tel.: 516.04.60 Ext. 320

Ing. Carlos Fernández Loaiza
Supervisor de Estudios Geotécnicos
Oficina de Mecánica de Rocas
Depto. de Geotécnia
Dirección General de Servicios Técnicos
Xola y Ave. Universidad
Tel.: 519.76.60

DIRECTORIO DE PROFESORES

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

Ing. Emilio Gil Valdivia
Jefe del Depto. de Obras
Dirección General de Aeropuertos
S.O.P.
Xola 1755-3°
México 12, D.F.
Tel.: 19.86.29

Ing. Alfredo Guerra Guajardo
Gerente General
Cía. Guerra, S.A.
P. de la Reforma 369
México, D.F.
Tel.: 533.64.32

Ing. Ludwig Lindner Strauss

Tel.:

Ing. Felipe Loo Gómez
Jefe de Zona
Dirección General de Aeropuertos
S.O.P.
Xola 1755-3°
Tel.: 530.42.44

Ing. Roberto Pasquel Luján
Superintendente de Obra
Cía. Guerra, S.A.
P. de la Reforma 369 Desp. 5 Mezanine
Mexico, D.F.
Tel.: 533.64.32

Ing. Miguel Quintero Nares
Jefe de la Ofic. de Terracerías y Pavimentos
Dirección General de Servicios Técnicos
Departamento de Geotecnia
Centro SCOP
Xola, P.B.
México, D.F.
Tel.: 519.13.46

DIRECTORIO DE PROFESORES

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

Ing. Alfonso Rico Rodríguez
Jefe del Departamento de Geotécnia
Dirección General de Servicios Técnicos
Xola y Av. Universidad 1°Piso
S.O.P.
México 12, D.F.
Tel.: 519.51.65

Ing. Fernando Rodarte Lazo
Jefe de la Ofi. de Estudios Especiales
Departamento Técnico S.O.P.
Xola 1755-3°
Tel.: 510.01.90

Ing. Roberto Sosa Garrido
Gerente de Terracerías y Pavimentos
Geotec, S.A.
Londres 44
Coyoacan México 21, D.F.
Tel.: 544.20.85

Ing. Manuel Zárate Aquino
Jefe de la Oficina de Estudios
Geosol, S.A.
Ant. Taxqueña 174
Coyoacán
México 21, D.F.
Tel.: 544.66.02 y 03



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

3

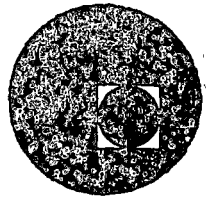
Fecha	Duración	Tema	Profesor
Mayo 3	9:00 a 9:15 a. m.	INTRODUCCION	Ing. Fernando Favela Lozoya
	9:15 a 12:30 h	GENERALIDADES SOBRE MECANICA DE SUELOS	Ing. Alfonso Rico Rodríguez
	12:30 a 13:30 h 14:30 a 16:00 h	ESTABILIZACION DE SUELOS CON ADITIVOS	Ing. Carlos Fernández Loaiza
	16:00 a 19:00 h	SELECCION DEL TIPO DE PAVIMENTO, MATERIALES PARA PAVIMENTOS Y GENERALIDADES SOBRE PAVIMENTOS	Ing. Felipe Loo Gómez
Mayo 4	9:00 a 13:30 h 14:30 a 17:00 h	DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS	Ing. Luis Miguel Aguirre Menchaca
"	17:00 a 19:00 h	TALLER DE DISEÑO	Ing. Miguel Quintero Nares
Mayo 5	9:00 a 10:30 a. m.	DISEÑO DE PAVIMENTOS EN AEROPUERTOS	Ing. Fernando Rodarte Lazo
"	10:30 a 12:30 h	EVALUACION DE PAVIMENTOS	Ing. Fernando Rodarte Lazo
"	12:30 a 13:30 h	TALLER DE DISEÑO DE PAVIMENTOS EN AEROPUERTOS	Ing. Fernando Rodarte Lazo
"	15:00 a 16:30 h	CRITERIOS DE CONSERVACION	Ing. Miguel Quintero Nares
"	16:30 a 18:00 h	PLANEACION DE LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCION	Ing. Carlos Manuel Chavarrí Maldonado
"	18:00 a 19:00 h	IMPORTANCIA DE LAS TERRACERIAS	Ing. Miguel Quintero Nares
Mayo 6	9:00 a 12:00 h	MATERIALES PETREOS	Ing. Pedro Luis Benítez Esparza
"	12:00 a 13:30 h	BASES Y SUB BASES	Ing. Alfredo Guerra Guajardo
"	15:00 a 16:30 h	FACTORES QUE AFECTAN LA COMPACTACION	Ing. Federico Alcaraz Lozano
"	16:30 a 18:00 h	MÉTODOS DE COMPACTACION	Ing. Roberto Pasquel Luján
"	18:00 a 19:00 h	CARPETAS DE RIEGOS	Ing. Federico Alcaraz Lozano

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

Fecha	Duracion	Tema	Profesor
" 7	9:00 a 10:30 a.m.	CARPE FAS DE MEZCLAS	Ing. Emilio Gil Valdivia
" 7	10:30 a 12:30 h	TRANSPORTE, COLOCACION Y COMPACTACION DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS EN CALIENTE. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION Y CRITERIOS PARA LA ELECCION DEL EQUIPO. CAUSAS QUE ORIGINAN DEFECTOS DE CONSTRUCCION Y METODOS PARA EVITARLOS Y CORREGIRLOS	Ing. Roberto Pasquel Luján
" 7	12:30 a 13:30 h 15:00 a 17:00	PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS RIGIDOS.	Ing. Ludwig Lindner Strauss
" 7	17:00 a 19:00 h	CONTROL DE PRODUCCION	Ing. Fernando Favela Lozoya
Mayo 8	8:00 a 9:30 am	CONTROL DE CALIDAD	Ing. Alfonso Rico Rodríguez
	9:30 a 12:30 h	INVESTIGACION (PANEL)	Ing. Alfonso Rico Rodríguez Ing. Santiago Corro Caballero Ing. Luis Miguel Aguirre Menchaca Ing. Miguel Quintero Nares Ing. Roberto Sosa G. Ing. Manuel Zárate Aquino Ing. Carlos Fernández Loaiza
" 8	12:30 a 13:30	MESA REDONDA	
" 8	13:30 a 13:40	CLAUSURA DEL CURSO	



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



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS



ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ

MAYO DE 1976.

Palacio de Minería
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Tels.: 521-40-23 521-73-35 5123-123

Handwritten notes and a large bracketed area at the top of the page.



Capítulo III
Pavimentos flexibles.

IX-1. Introducción.

Un pavimento puede definirse como la capa o conjunto de capas de materiales apropiados, comprendida (s) entre el nivel superior de las terracerías y la superficie de rodamiento, cuyas principales funciones son las de proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, de color y textura apropiados, resistente a la acción del tránsito, a la del intemperismo y otros agentes perjudiciales, así como transmitir adecuadamente a las terracerías los esfuerzos producidos por las cargas impuestas por el tránsito (Ref. 1). En otras palabras, el pavimento es la superestructura de la obra vial, que hace posible el tránsito expedito de los vehículos con la comodidad, seguridad y economía previstos por el proyecto. La estructura o disposición de los elementos que lo constituyen, así como las características de los materiales empleados en su construcción, ofrecen una gran variedad de posibilidades, de tal suerte que puede estar formado por una sola capa o, más comúnmente, por varias y, a su vez, dichas capas pueden ser de materiales naturales seleccionados, sometidos a muy diversos tratamientos; su superficie de rodamiento propiamente dicha puede ser una carpeta asfáltica, una losa de concreto hidráulico o estar formada por acumulaciones de materiales pétreos compactados. De hecho, la actual tecnología contempla una gama muy diversa de secciones estructurales diferentes y elegir la más apropiada para las condiciones específicas del caso que se trate no es, por cierto, la tarea más sencilla a que se enfrenta el especialista.

De un modo bastante arbitrario y con fines fundamentalmente prácticos, los pavimentos se dividen en flexibles y rígidos. Sin embargo la rigidez o flexibilidad que un pavimento exhibe no es fácil de definir tan adecuadamente como para permitir una diferenciación precisa entre uno y otro tipo de pavimento; es hasta cierto punto materia de juicio el precisar que

tan rígido puede ser un pavimento flexible o que tan flexible -- puede llegar a ser un pavimento rígido.

Aun cuando de lo anterior puede desprenderse -- que los términos empleados para distinguir un pavimento de otro no son del todo adecuados, su uso ha sido tan ampliamente difundido que se considera conveniente conservarlos. Por otra parte, la cuestión resulta un tanto bizantina si se toma en cuenta que muy rara vez surgirá por ella una confusión importante en la comunicación práctica. El hecho es que los pavimentos se diferencian y definen en términos de los materiales de que están constituidos y de como se estructuran esos materiales y no por la forma en como distribuyen los esfuerzos y las deformaciones producidos por los vehículos a las capas inferiores, lo que quizá constituiría un criterio de clasificación más acertado.

Para los fines de este libro se considerará un pavimento rígido aquel cuyo elemento fundamental resistente sea una losa de concreto hidráulico; en cualquier otro caso, el pavimento se considerará flexible. Tan arbitraria clasificación concuerda bastante con la generalmente aceptada.

Es evidente que la superficie terrestre no -- ofrece jamás las condiciones de rodamiento que exigen los modernos medios de transporte. Ello es cierto aunque se de al adjetivo moderno un alcance muy retroactivo en el tiempo. A medida -- que los vehículos evolucionaron en peso, velocidad, comodidad y autonomía se fue creando la necesidad de proporcionarles una pista de circulación con unas condiciones de curvatura, pendiente, visibilidad, sección transversal, uniformidad, textura, etc., -- apropiadas a una demanda de operación cada vez más exigente. -- Las ideas anteriores condujeron a la construcción de terracerías y condicionaron su evolución. Oviamente la superficie de las --

terraceras que ofrecen condiciones de rodamiento apropiadas y confortables al volumen creciente de vehículos cada vez más rápidos y pesados. Las razones económicas que saltan a la vista, en la construcción de las terracerías se impone el empleo de los materiales más baratos a ellas; pero llevó desde un principio a la utilización de suelos y fragmentos de roca. Las superficies de rodamiento obtenidas directamente como resulte de las terracerías, formadas solo por materiales naturales pétreos, solo resuelve los problemas derivados de la producción del tránsito moderno si éste es realmente muy pequeño. Aún seleccionando los materiales áridos o los fragmentos de roca más apropiados y aún sometidos mecánicamente (compactación) no se logrará una superficie de rodamiento adecuada cuando los volúmenes del tránsito circulante sean ya de regular intensidad; los materiales naturales, utilizados como tales pueden proporcionar condiciones adecuadas de operación durante un cierto tiempo, pero no se ha logrado hasta hoy dar a tales condiciones la debida permanencia cuando los volúmenes de tránsito excedan de los mínimos a considerar. Los cuales, por otra parte abunda bastante en muchos países de desarrollo industrial aún limitado.

La experiencia debe establecerse claramente -- una primera distinción en lo que a la consideración de la superficie de rodamiento se refiere. En caminos de muy escaso tránsito (a veces se ha dicho de menos de 200 vehículos diarios), las razones económicas impondrán el uso de superficies de rodamiento de bajo requerimiento, formadas por fragmentos de roca o velas de éstos con suelos (travertimientos), bien seleccionados y compactados; será posible así obtener una superficie de bajo costo que pueda proporcionar durante algún tiempo condiciones apropiadas de transitabilidad, con tal de que la reconocida susceptibilidad de estos materiales a la acción del agua se considere debidamente en otros aspectos del proyecto, como podrían ser la per-

diente longitudinal y transversal, la curvatura, el drenaje superficial, etc. Convendrá repetir que en muchos países en desarrollo, los caminos de muy bajo tránsito son regla, antes que excepción, por lo que la utilización de soluciones como la anterior debe estar constantemente presente en la mente del proyectista. Este tipo de soluciones puede conducir al establecimiento de una red de transporte adecuada a las verdaderas necesidades sociales y económicas, con tal de que se cumpla un único requisito: que el nivel tecnológico con que se apliquen sea el más elevado posible, pues es obvio que las soluciones "baratas" quedan menos protegidas "per se" que otras que formen parte de proyectos de muy elevado costo. Desgraciadamente suele suceder lo contrario y el ingeniero dedica mayor atención técnica a las obras de las grandes autopistas que a las de los caminos modestos, con la consecuencia de que se desacrediten sin motivo valedero muchas soluciones simples con las que, en los casos apropiados, podrían lograrse grandes ahorros de inversión.

Independientemente de las líneas de razonamiento anterior, de tanto interés en la ingeniería de las vías terrestres y a las que habrá que hacer ulterior referencia, queda en pie el hecho de que, cuando el nivel de tránsito empieza a tener importancia se hace imperativo recubrir la superficie de las terracerías con una capa que cumpla los siguientes requisitos:

- 1 - Ser estable ante los agentes del intemperismo.
- 2 - Ser resistente a la acción de las cargas impuestas por el tránsito.
- 3 - Tener textura apropiada al rodamiento.
- 4 - Ser durable.
- 5 - Tener condiciones adecuadas en lo referente a permeabilidad.
- 6 - Ser económica.

Los requisitos anteriores definen una capa de ma

terial granular de muy buena calidad, que no es posible obtener en forma del todo natural y cuyas partículas deben estar inclusive ligadas de algún modo artificial. Los suelos naturales cohesivos nunca podrían soportar la acción directa y prolongada del tránsito; los materiales granulares, tal como se encuentran, a pesar de su mayor resistencia potencial ofrecerían una superficie inestable por falta de coherencia.

La capa de que se habla resulta entonces necesariamente de mayor costo que el material de las terracerías y esto hace que los factores económicos adquieran en ella un papel relevante. En principio, el problema económico se resolvería con una capa de rodamiento muy cara, pero muy delgada; esta capa podría cubrir también los requisitos de estabilidad, duración, textura y permeabilidad, pero por su pequeño espesor se transmitirían a la terracería niveles de esfuerzos muy altos que perjudicarían pronto a la propia superficie de rodamiento por falta del requerido apoyo. Hay entonces intereses opuestos que es preciso conciliar y dicha conciliación ha tratado de lograrse siguiendo dos líneas de conducta diferentes:

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

2 - La superficie de rodamiento se logra mediante una carpeta bituminosa relativamente delgada, de alto costo y alta calidad, pero entre ella y las terracerías se interpone un sistema de varias capas de materiales seleccionados cuya calidad, por lo común, va disminuyendo con la profundidad, congruentemente con los niveles de esfuerzos producidos por el tránsito,

que siguen una ley en ese mismo sentido decreciente. En rigor - el problema de dimensionamiento consistiría en principio en hacer variar el espesor y la calidad de los materiales empleados - en cada capa de manera que coincidieran las dos leyes. Este es el orden de ideas que conduce a los pavimentos flexibles.

En este caso, a igualdad de otros factores, puede decirse que el espesor del pavimento depende fundamentalmente del material de la terracería, que constituye su apoyo.

En algunas ocasiones puede convenir, como un refinamiento posterior dentro de la tosca evolución de ideas que se ha venido describiendo, utilizar en las capas de pavimento, materiales cuya resistencia a la tensión sea considerable, añadiendo a los materiales térreos porcentajes apropiados de un aglutinante, como el cemento, el asfalto o la cal; las capas así tratadas ven correspondientemente aumentada su capacidad de distribución de esfuerzos, con lo que pueden tenerse grandes ahorros en espesor.

De hecho, estas soluciones a base de capas semirígidas de suelo-cemento, suelo-asfalto, etc. constituyen un tercer tipo de pavimentos, cuyo uso parece extenderse continuamente. Sin embargo, la tónica común suele ser encasillar a estos pavimentos semirígidos en el grupo de los pavimentos flexibles.

De lo expuesto, parece desprenderse la idea de que el problema de la estructuración de un pavimento es claro y sencillo y lo es, en efecto, en lo que se refiere al planteamiento básico; sin embargo, en el momento en el que los criterios anteriores tratan de ajustarse a cualquier caso particular surge - tan gran número de incertidumbres que el panorama se oscurece - y se dificulta mucho la definición de la óptima norma de conduc-

ta. Las dificultades de orden específico son de varias clases. En primer lugar, no existe una solución teórica rigurosa al problema de los pavimentos. La distribución de esfuerzos y deformaciones no puede calcularse en un sistema multicapa constituido por materiales térreos y sujeto a la acción dinámica de las cargas impuestas por el tránsito. Existen soluciones teóricas a este problema y en lo que sigue se hará referencia a alguna de ellas, pero estas soluciones se han edificado sobre hipótesis simplificadas que no pueden resultar satisfactorias para quien tenga experiencia de materiales y de comportamiento de pavimentos; tal es, por ejemplo, el caso de las soluciones que consideran al sistema formado por capas homogéneas, isótropas y linealmente elásticas. Aún aceptando la validez de tales hipótesis y pasando por encima del hecho innegable de que con el uso de tales teorías el proyecto de pavimentos se complica mucho desde el punto de vista matemático, al grado de escapar a las posibilidades de muchos ingenieros experimentados, queda en pie el hecho de que la construcción de pavimentos no puede hacerse con el refinamiento que una aplicación razonada de tales teorías exigiría; no sería juicioso emplear para el proyecto teorías muy detalladas y complejas, si los procesos de construcción han de hacerse de tal modo que no pueda garantizarse suficientemente el que se alcancen en obra las refinadas condiciones del proyecto.

En segundo lugar, están las insuperables dificultades que actualmente presenta el valuar de un modo razonable la acción de los agentes naturales del clima, a los que todo pavimento queda invariable e indefinidamente expuesto.

En tercer lugar conviene mencionar las complicaciones que introduce en el problema del proyecto el gran número de variantes posibles en los criterios a adoptar. En un caso dado se ofrecen al ingeniero multitud de materiales, unos más de-

jos, otros más cerca, con propiedades diferentes, que se traducen en ventajas o inconvenientes concretos. A ello se suma la extensa posibilidad de jugar con los espesores de las diferentes capas; un mayor espesor de un material barato de poor calidad puede substituir, incluso con ventaja, a un menor espesor de un mejor material, más caro. Las reglas de este juego, de por sí variado y complejo, se complican al considerar los límites aceptados de calidad de materiales, allende los cuales no convendría independientemente del espesor utilizado, que varían de una capa a otra, de un clima a otro, de una topografía a otra.

El tránsito es la carga que ha de soportar el pavimento y cuyos efectos, junto con los climáticos, deben quedar en niveles no destructivos; pues bien, pocas solicitaciones con más desconocidas y tienen sus efectos peor estudiados. El tránsito varía en intensidad y número de vehículos, en calidad y peso de los mismos y es una carga móvil, repetida, causante de esfuerzos transitorios, deformaciones transitorias y permanentes, de efectos especiales relativamente poco conocidos, como la fatiga, el rebote elástico, etc., todo lo cual complica, al grado de hacer ilusorio, todo intento de definir en un pavimento una "condición de cargas exteriores", en el sentido en que puede llegarse a tal definición en otros campos de las estructuras.

Incontestablemente existe una quinta consideración que complica mucho los criterios a utilizar en el diseño de pavimentos y es la enorme variedad de circunstancias en que tal proyecto ha de efectuarse. El proyecto del pavimento de una gran autopista impone criterios que han de tener substanciales diferencias respecto al diseño de un pavimento de un camino vecinal. Este tipo de variantes de criterio es importantísimo, independientemente de que se tenga la sensación de que no siempre es tomada en cuenta en su debida proporción.

Los factores económicos de costo, vida útil a considerar, definición de condiciones aceptables de servicio o de condiciones que ameriten reparación o reconstrucción constituyen un complejo trasfondo en todo el panorama de decisión conectado con el proyecto y la construcción de los pavimentos. Todos los criterios y variantes posibles han de examinarse a fin de elegir dentro de un panorama económico que trascienda, desde luego, la consideración simplista de lo que es más barato o más caro, para analizar toda la gama de factores sociales conectados con la inversión pública y todas las consideraciones de grado y calidad de servicio.

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

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

Se hacen a continuación unos breves comentarios sobre estas características.

- a - La resistencia estructural.

La primera condición que debe cumplir el pavimento es soportar las cargas impuestas por el tránsito dentro del nivel de deterioro y paulatina destrucción previstos por el proyecto. Las cargas del tránsito producen esfuerzos normales y corrientes en todo punto de la estructura. La metodología técnica -

para el análisis de resistencia de los pavimentos es proporcionada por la Mecánica de Suelos y es sabido que en ese campo las teorías de falla de mayor aceptación hoy son las de esfuerzo cortante; como consecuencia, en el estudio de los pavimentos flexibles suele considerarse a los esfuerzos cortantes como la principal causa de falla desde el punto de vista estructural; correspondientemente, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos resulta ser la propiedad fundamental.

Las teorías de capacidad de carga de la Mecánica de Suelos suelen referirse a medios homogéneos e isotrópicos; la heterogeneidad de la estructura de los pavimentos flexibles, así como su anisotropía, producen así una primera incertidumbre en el planteamiento teórico de resistencia. Es justo señalar que la Mecánica de Suelos actual se preocupa por desarrollar soluciones que tomen en cuenta las condiciones actualmente consideradas "reales" y que ya existen algunos meritorios esfuerzos al respecto (teorías de Burmister, Igjanov, Bakhiev, Acun, Hogg, etc.).

Además de los esfuerzos cortantes actúan en los pavimentos esfuerzos adicionales producidos por la aceleración y frenaje de los vehículos y esfuerzos de tensión que se desarrollan en los niveles superiores de la estructura, a cierta distancia del área cargada, cuando esta se deforma verticalmente hacia abajo. De hecho, el problema de la resistencia se plantea en general en relación con la estructura de los materiales del pavimento, pues aunque los materiales de la terracería sean de poca calidad, el espesor protector que el propio pavimento representa hace que los esfuerzos que llegan a aquellos niveles alcancen valores inferiores a la capacidad de carga a la falla de los suelos. Este es un panorama general, pero seguramente no satisfactorio. De hecho, los autores de este libro tienen la fuerte sensación de que muchas de las fallas que actualmente se consi-

deros de pavimento se fraguan en la terracería y que el criterio de no hacer intervenir a ésta solamente en el diseño del pavimento, asignándole un papel pasivo, debe ser revisado en el futuro próximo. Tal revisión conducirá, probablemente, a una mayor exigencia en la calidad de los materiales de terracería, en sus tratamientos y de su protección contra el agua y al rechazo de un mayor número de materiales que los que hoy se consideran adecuados para su uso en la construcción de vías terrestres. La aplicación de tales criterios conducirá, sin duda, a una elevación general en los costos de construcción, lo que deberá determinar juiciosamente la elevación del nivel de exigencia, circunscribiéndola a los casos en que realmente se justifique, pues no debe olvidarse por la borda el reconocido hecho experimental de que en casi todo el mundo las normas actuales conducen a caminos aceptables. Cuando se dice que actualmente se percibe un descuido en la calidad y métodos constructivos de los materiales de terracería no se busca, pues, la implantación indiscriminada de normas poco realistas, sino, más bien, la formación de una conciencia que permita comprender el comportamiento de un pavimento en conjunto con la terracería sobre la que está colocado y la interacción de ambas entidades, hoy bastante olvidada.

Como ya se ha bosquejado en páginas anteriores, la determinación de la resistencia de los materiales que constituyen un pavimento es un problema difícil y no resuelto satisfactoriamente; influye en él no solo el tipo de suelo y su tratamiento, sino también su interacción con los efectos de intemperie, de los que la variación del contenido de agua es seguramente el más importante. El ingeniero no está casi nunca en condiciones de predecir cual será el contenido de agua más desfavorable que llegarán a tener los materiales que maneja; sin embargo, este dato es necesario para el proyecto, que suele tender a definir la resistencia en esa condición crítica. Esta es otra de las

incertidumbres básicas de diseño, que se ha resuelto a base de hipótesis más o menos justificadas por la experiencia, tales como considerar que el suelo llegará a saturarse, adquirirá una "humedad de equilibrio", mantendrá la humedad óptima de compactación u otra próxima a ella, etc.

Otro factor que influye substancialmente en la resistencia de los materiales es el tipo de cargas que se les aplica y la velocidad con que ello se hace. Los pavimentos están sujetos a cargas móviles y los efectos de éstos son menos conocidos y diferentes que los de las cargas estáticas; esta es otra fuente de incertidumbre que se ha tratado de resolver en los análisis teóricos (Bocassines, Burmister, etc.) admitiendo que las cargas actuantes son de tipo estático. En las pruebas de laboratorio y en los métodos de diseño en ellos fundados, la situación es un poco más realista, pues si bien las pruebas se realizan con cargas estáticas o con velocidades de aplicación muy lentas, su correlación para la obtención de normas de criterio se hace con el comportamiento real de los pavimentos bajo cargas móviles.

El hecho de que las cargas actuantes sean repetitivas afecta a la larga a la resistencia de las capas de pavimento de relativa rigidez, por lo que en el caso de los pavimentos flexibles este efecto se presenta sobre todo en las carpetas y las bases estabilizadas, donde pueden ocurrir fenómenos de fatiga muy difíciles de analizar y cuantificar. En los suelos con resiliencia potencial, la repetición de las cargas puede llegar a provocar el colapso, fenómeno que no ha sido posible introducir en el diseño mediante una medición con pruebas de laboratorio o de campo suficientemente confiables. Además, la repetición de las cargas es causa de rotura de granos (Capítulo I del volumen I de esta obra) e. las partículas granulares, lo que mo

dificulta la resistencia de la capa en forma difícilmente cuantificable. La repetición produce también la interpenetración de partículas granulares en las capas de suelo más fino.

La resistencia de los materiales que forman los pavimentos interesa desde dos puntos de vista.

1 - En cuanto a la capacidad de carga que pueden desarrollar las capas constituyentes del pavimento para soportar secundariamente las cargas del tránsito.

2 - En cuanto a la capacidad de carga de la capa subrasante, que constituye el nexo de unión entre el pavimento y la terracería, para soportar los esfuerzos transmitidos y transmitir, a su vez, esfuerzos a la terracería a niveles convenientes.

Ambos puntos son de primordial importancia en la selección de los materiales que deben constituir las diferentes capas del pavimento, siendo el requisito de mayor importancia cuanto más cercana sea la posición de la capa en relación a la superficie de rodamiento. Llenar muy satisfactoriamente los requisitos de capacidad para una cierta capa es hasta cierto punto independiente de su propio espesor, pues éste es más bien necesario desde el punto de vista de la transmisión de esfuerzos a capas inferiores; una capa delgada puede soportar en sí misma las cargas impuestas, pero transmitirá altos esfuerzos a las inferiores, en tanto que una capa gruesa, cuya resistencia individual mejora poco con el aumento de espesor, se distinguirá por transmitir esfuerzos de mucho menor nivel a las capas subyacentes. Lo anterior es especialmente cierto cuando los materiales de pavimento no tienen resistencia a la tensión, pues si ésta es importante aumenta mucho la capacidad de distribuir los esfuerzos.

a mayores áreas subyacentes. Por lo que en este caso la capacidad de transmitir bajos esfuerzos depende más bien de la resistencia intrínseca de la capa y no de su espesor.

También se insistirá suficientemente en lo importante que es el anterior punto 2 en el equilibrio general del pavimento. Una subrasante resistente será capaz de tolerar niveles de esfuerzo relativamente altos, con lo que, de acuerdo con la línea de razonamiento arriba expuesta, podrá usarse sobre ella espesores reducidos sin comprometer la estabilidad general. Lo que conducirá a importantes ahorros en la inversión, ya que, como debe repetirse, los costos de las diferentes capas de un pavimento flexible crecen en general según estas estén más cerca de la superficie.

b - La deformabilidad.

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

En los pavimentos las deformaciones interesan, como es usual en la ingeniería, desde dos puntos de vista. Por un lado, porque las deformaciones excesivas están asociadas a estados de falla y, por otro, porque es sabido que un pavimento deformado puede dejar de cumplir sus funciones, independientemente

de que las deformaciones no hayan conducido a un colapso estructural propiamente dicho.

Las cargas del tránsito producen en el pavimento deformaciones de varias clases. Las elásticas son de recuperación instantánea y suelen denominarse plásticas dentro de la tecnología, a aquellas que permanecen en el pavimento después de cesar la causa deformadora. Bajo carga móvil y repetida, la deformación plástica tiende a hacerse acumulativa y puede llegar a alcanzar valores inadmisibles. Paradójicamente, este proceso suele ir acompañado de una "densificación" de los materiales, de manera que el pavimento "fallado" puede ser más resistente que el original.

La deformación elástica repetida preocupa sobre todo en los materiales con resistencia a la tensión, colocados en la parte superior de la estructura, en los que puede llegar a generar falla ^{por fatiga} si el monto de la deformación es importante y los materiales son susceptibles. Los materiales que acusan fuertes deformaciones elásticas bajo carga, los más peligrosos a este respecto, son muchas veces de origen volcánico.

Existe hoy una fuerte corriente de opinión en el sentido de que la deformabilidad de los pavimentos flexibles es el punto básico a considerar y, de hecho, un buen número de métodos de diseño en boga se centran en mantenerla en límites tolerables. El señalar estos límites es tarea bastante más compleja de lo que en principio pudiera pensarse y la solución suele intentarse con base en normas de experiencia de grupos de ingenieros. Otro problema importante radica en medir la deformación que el pavimento va a sufrir realmente bajo la carga. Este problema debe considerarse en dos fases. Primero, la estimación de las deformaciones elásticas, que es posible de hacer con razonable precisión una vez conocidos los materiales que constituirán

En el pavimento, obteniendo su módulo de deformación, por medio de alguna de las diversas pruebas de campo que hoy existen y que pueden realizarse sobre terraplenos de prueba en las condiciones consideradas críticas; estas pruebas pueden ser de placa, con un dinamómetro tipo Benkelman, con algún aparato dinámico, tipo Dynaflect o con deformómetros sónicos, eléctricos, etc. Algunas instituciones realizan muchas de estas mediciones en pavimentos contruídos, esperando de obtener correlaciones para predecir entre las deformaciones elásticas y el límite, tránsito o naturaleza de los materiales. Tampoco faltan intentos de medir el módulo de deformación en el laboratorio (por ejemplo, prueba triaxial de Hanes), tropiezo con los inconvenientes de tener que realizar un experimento poco representativo, pues es difícil reproducir en el laboratorio las condiciones críticas del campo y superar los problemas de escala. Conocido el módulo de deformación de las diferentes capas, la deformación elástica puede calcularse con base en alguna de las teorías que más atrás se han mencionado.

La segunda base del problema de medición de deformaciones se refiere a las plásticas, efecto acumulativo de la carga repetida. Este aspecto se ha atacado con criterios puramente empíricos, cuyo aprovechamiento por los métodos de diseño requiere de extrapolaciones experimentales; por ejemplo, la diversidad de las cargas se refiere a una carga única, llamada estándar, resultado de estudios estadísticos en tramos experimentales o en carreteras, sometidos a la acción de tránsito real o clasificado. Se intenta que la carga estándar tome en cuenta el efecto de la repetición, pues al definirla se ha correlacionado su propio efecto destructivo con el que causarían las cargas reales con sus repeticiones respectivas. Una vez fijado el tránsito "de análisis", lo que suele hacerse actualmente en todos los métodos de diseño que toman en cuenta estas cuestiones es prefijar, con base expo-

rimental, una deformación permanente máxima y el pavimento se deforma de manera que ésta se presente únicamente al final de la vida útil prevista.

Existen dos criterios para fijar la deformación máxima permisible; o bien se habla de la que produce la falta del camino, entendiéndose por ésta la condición en la que el pavimento llega a perder las características de servicio para la que fue diseñado (criterio AASHTO o de índice de servicio) o bien se tiene en cuenta la deformación que obligue a una reconstrucción de determinada importancia económica (criterio británico).

c - La durabilidad.

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

Una vez fijado el criterio que proporcione la duración deseada en el pavimento, surgen muchas incertidumbres de carácter práctico para lograrla; ya se ha mencionado que el efecto del clima y del tránsito dista de estar bien establecido, de

manera que su influencia en la vida del pavimento no puede definirse con exactitud. Los pavimentos pueden estar expuestos durante su vida útil a circunstancias de orden extraordinario, tales como lluvias ciclónicas, inundaciones, terremotos, etc., resulta aun más complicado tratar de establecer la resistencia deseada de un pavimento ante este tipo de eventos & las normas de proyecto que han de implantarse para alcanzar una determinada duración.

Como una consecuencia de lo anterior, los autores no conocen ningún método de diseño que tome en cuenta los requisitos de durabilidad de un modo cuantitativo, racional o independiente del ^{momento} ~~sentido~~ particular.

d.- El costo.

Como todas las estructuras de ingeniería un pavimento representa un balance entre la satisfacción de requisitos de resistencia y estabilidad en general, por un lado y el costo, por otro. Un diseño correcto será el que llegue a satisfacer los necesarios requerimientos del servicio a costo mínimo. Naturalmente que para lograr el equilibrio podrán seguirse una gran cantidad de posibles líneas de conducta y de aquí emerge uno de los aspectos de diseño más inciertos y de los que demandan mayor criterio.

De hecho, la primera disyuntiva se tiene al elegir el tipo de pavimento a emplear en cada caso; los pavimentos rígidos, flexibles o semirígidos son ventajosos o inconvenientes según los casos, hablando comparativamente. En general los pavimentos rígidos demandan poco gasto de conservación y se deterioran poco, pero su costo de construcción es alto y está circunscrito a la disponibilidad de los materiales necesarios y a un

equipo de construcción especializado. Los pavimentos flexibles requieren menor inversión inicial, pero una conservación más costosa. Los pavimentos semi-rígidos pueden constituir soluciones muy económicas cuando los materiales de que se dispone para la construcción los hacen convenientes, pues permiten muy apreciables reducciones en los espesores. No hay reglas fijas que permitan establecer el tipo de pavimento conveniente en cada caso y el punto deberá establecerse en cada situación particular. Las normas anteriores permiten pensar que los pavimentos rígidos serán especialmente deseables en zonas urbanas, calles y avenidas y en carreteras de muy alto tránsito, en las que cualquier interrupción de servicio o deterioro del mismo sean de importancia existe una marcada preferencia por parte de los pilotos hacia el uso de los pavimentos rígidos, basada en la mayor suavidad de operación que con ellos puede lograrse cuando están bien construidos y en la mucho mayor permanencia de estas dos condiciones idóneas con respecto a los pavimentos flexibles; se ha mencionado también que el color y la naturaleza de un pavimento asfáltico hacen que las capas de aire más próximas a la tierra se calienten mucho bajo fuerte acción solar, con lo que el aire pierde densidad y se dificultan las operaciones de aterrizaje y, sobre todo de despegue de aviones. Por estas razones, (entre otras varias), el uso de pavimentos de concreto hidráulico en aeropuertos de importancia es casi universal, pero queda en pie la consideración, que debe ser ponderada en cada caso, de que en México, un pavimento flexible puede ser dos o dos y media veces más barato que uno rígido; este hecho suele inclinar la balanza en favor de las pistas asfálticas en aeropistas más modestas, en que el menor tráfico aéreo debilita la argumentación en favor de la comodidad, la seguridad o la rapidez de operación y en las que las interrupciones de servicio por operaciones periódicas de conservación no causan tantos trastornos.

Elegido el tipo de pavimento, deberán seleccio-

darse los materiales que intervendrán en su estructura. No es posible que éstos se ofrezcan en abundancia y que el problema consista en establecer su selección idónea, pero también es posible que - escaseen a tal grado que obliguen al proyecto del pavimento en su conjunto a adaptarse a los que existan.

Cuando se fijan los bancos de materiales que se utilizarán en la construcción de un pavimento sobreviene muchas problemas de solución incierta en lo referente a la homogeneidad de los bancos, los métodos de extracción a seguir, los tratamientos a dar a los diferentes materiales, el volumen de los desperdicios y el del material aprovechable, etc., todos los cuales se reflejan mucho en los costos.

Otro de los factores que intervienen en forma decisiva en los costos de un pavimento y para cuya definición no existen tampoco reglas fijas confiables es el relativo a las - - normas de construcción a que han de sujetarse los diferentes materiales para cumplir con los requerimientos de un proyecto determinado. La compactación, por ejemplo incluye un gran número de incertidumbres importantes que han de resolverse sobre la marcha - con base en la experiencia y el sentido común de los proyectistas y los constructores.

e - Los requerimientos de la conservación.

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

Esta debe intentarse siempre, conjungando la experiencia precedente con una buena información de las condiciones locales.

La intensidad del tránsito también se refleja en el aspecto que ahora se analiza; se trata ahora de prever el crecimiento futuro, tanto del número como del tipo de los vehículos circulantes.

Otro factor a tomar en cuenta en la conservación de los pavimentos es el futuro comportamiento de las terracerías, sus deformaciones, derrumbes, saturaciones locales, etc., pues de otra manera podrá llegarse a graves problemas de conservación y de reconstrucción. Es frecuente que el comportamiento esperado para las terracerías se refleje en forma decisiva en los pavimentos. Un caso típico, pero no único, lo constituyen los pavimentos provisionales que se colocan sobre las terracerías que sufrirán deformaciones por estar asentadas en terrenos de cimentación blandos y compresibles.

Las condiciones de drenaje y subdrenaje de la vía terrestre son seguramente uno de los puntos más importantes para definir tanto la vida de un pavimento, como su necesidad de conservación. El proyecto de aquellos elementos debe considerarse en muchas ocasiones como formando parte del diseño del pavimento, pues forma con él un todo integral inseparable; todas las incertidumbres inherentes a los problemas de subdrenaje de las carreteras y las aeropistas afectan, por consiguiente, al proyecto de los pavimentos.

La degradación estructural de los materiales constitutivos por carga repetida, ya mencionada, es otro aspecto importante a reflejarse en los requerimientos de conservación. Aunque existen en la actualidad algunas pruebas orientadoras en

relación al comportamiento de los materiales a este respecto, son muchas las dudas que podrán presentarse en cualquier caso particular; es fundamental que sean resueltas con buen juicio y experiencia, pues es un hecho comprobado que los descuidos en este terreno se reflejan rápidamente en una conservación costosa y - aun en la necesidad de reconstrucciones.

Frecuentemente los pavimentos sufren falta de conservación sistemática, con lo que su vida se acorta imprevisiblemente. Esto sucede sobre todo invocando escasez de recursos, impostergables necesidades sociales para la construcción de obras nuevas. Evidentemente ambas razones no pueden ignorarse, pero una red de carreteras y aeropistas es un costoso patrimonio nacional del que muchas cosas dependen y que tampoco puede dejarse deteriorar en forma indiscriminada. Los países que sientan la necesidad social de dedicar casi toda su energía a construir obras nuevas, deberán tener lógicamente la mayor necesidad de conservar las ya hechas; lo que habrán de hacer es fijar muy realísticamente el nivel de servicio que se desee, situándolo en la posición tan modesta como convenga, pero en el momento así definido, la conservación necesaria deberá ejercerse indefectiblemente.

f - La comodidad.

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

Las deformaciones longitudinales de un pavimento, por ejemplo, pueden constituir un pecado contra la comodidad, independientemente de que, desde un punto de vista estrictamente mecánico, representen poco o nada de deficiencia estructural o riesgo de falla. En caminos de especificaciones altas, por lo tanto, el proyectista deberá elevar su nivel de exigencia, haciendo intervenir en su criterio consideraciones de esta índole, que no figuran en otros caminos más modestos, en que menores velocidades y espesores e intensidades de tránsito hacen estos problemas menos críticos.

La presente no es una obra sobre pavimentos. El inmenso desarrollo que este campo específico ha tenido en los últimos años hace que haya llegado a constituirse un dominio independiente; hoy hay especialistas en pavimentos en el mismo sentido y con independencia a como los hay en Mecánica de Suelos aplicada, en Hidrología, en Planeación o en tantas otras de las disciplinas que deben figurar en un equipo humano dedicado a las vías terrestres. El campo de los pavimentos tiene sus propios desarrollos, sus propios congresos y medios de información y de ninguna manera puede considerársela dentro de la Mecánica de Suelos Aplicada, objeto de este libro. Pero los autores han tenido siempre la sensación de que, por estar los pavimentos formados por suelos, la mecánica de estos materiales tiene mucho que decir al respecto; creen, por ejemplo, que una formación académica con base en la Mecánica de Suelos es la mejor que puede ofrecerse al joven que aspire a interiorizarse en el difícilísimo campo de los pavimentos.

Entre Pag 23'

El presente Capítulo debe verse con el trasfondo que representan las ideas anteriores. Poco se dirá en él de los planteamientos técnicos propios del campo específico de los pavimentos o de los métodos de diseño que en él se han desarro-

De hecho parece un tanto cuestionable en la actualidad el poder desarrollar una tecnología de los pavimentos sin una sólida base de tecnología de materiales y de información sobre resistencia, deformabilidad y relaciones esfuerzo - deformación de suelos proporcionada por la Mecánica de Suelos. Tal parece que la costumbre va imponiendo un tratamiento a los problemas de pavimentación que incluye algunos peligros ocultos. Cabe preguntarse si un pavimento puede ser concebido como un conjunto de capas colocadas en la parte superior de una carretera, como frecuentemente se hace hoy y si no sería mucho más racional hablar de un diseño estructural del camino o de una sección estructural del mismo, que incluyen en un conjunto único e indivisible todos sus elementos, terreno de cimentación, terracería, subrasante, sub-base, base y carpeta. Parece muy difícil llegar a proyectar con éxito a los pavimentos en tanto la atención del proyectista se concentre solo en las capas superiores de ese conjunto, siendo que las inferiores influyen siempre y frecuentemente son determinantes.

lado; estas cuestiones deberán abordarse a través de la literatura especializada. Se trata simplemente de mencionar y comentar algunos conceptos con que la Mecánica de Suelos puede contribuir a este campo, tan debatido e incierto.

[Faint, mostly illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the page]

[Faint, mostly illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the page]

IX-5 Algunas ideas sobre los planteamientos teóricos del problema del dimensionamiento de los pavimentos flexibles.

Han pasado más de 40 años desde la presentación del método del Valor Relativo de Soporte (C.B.R., California Bearing Ratio), hecha por O.J. Forter (Ref. 22), que constituyó el primer intento para dimensionar los pavimentos flexibles con una base racional, fundada en una correlación empírica entre el comportamiento del futuro pavimento y el de su material constitutivo en una cierta prueba de laboratorio. También han pasado más de 20 años desde que Burmister (Ref. 10) presentó el primer intento para describir un pavimento por un modelo formado por varias capas elásticas. Estos dos modelos de afrontar el problema del dimensionamiento de los pavimentos flexibles y de explicar su comportamiento estructural pueden seguir sirviendo de ejemplo de casi toda la metodología actual de ataque a esos problemas, los cuales, ha de señalarse por otra parte, siguen sin solución satisfactoria, aun cuando el paso del tiempo haya traído ciertos perfeccionamientos en relación al contenido de las referencias originales.

El método del V.R.S. (Ref. 7), de carácter empírico según se ha señalado, se ha entronizado en la práctica de casi todas partes; últimamente ha tenido perfeccionamientos de interés por parte del U.S. Army Corps of Engineers (Ref. 23) y algunas de tales mejoras se señalarán brevemente en páginas posteriores a este Capítulo. Puede considerarse que habiendo nacido como un método puramente empírico, el V.R.S. ha recibido tal cantidad de atención, experiencia, investigación y análisis de correlaciones, etc. que hoy dista bastante de plantear una simple correlación y se ha vestido con un ropaje cada día más complejo de "racionalismo"; es también cierto que dista de ser un método "científico" y que rara vez proporciona relaciones adecuadas

de causa a efecto o conocimiento fundamental del comportamiento estructural del pavimento flexible.

Las teorías que conciben a los pavimentos como una serie de capas elásticas se han desarrollado lentamente, por sus complejidades matemáticas (véase, por ejemplo, la Ref. 14). Un avance substancial en este campo se logró al desarrollar el concepto de coeficientes de influencia para los esfuerzos y las deformaciones, cuyo cálculo suele requerir el uso de computadoras electrónicas (Refs. 10, 24 y 25). Actualmente, tales coeficientes de influencia para los esfuerzos están calculados para sistemas de tres capas y para ^{gran} variedad de circunstancias (Ref. 26). Los coeficientes de influencia para deformaciones no existen en condiciones generales, pero la Ref. 27 proporciona una solución aproximada del problema.

El cálculo numérico de los coeficientes de influencia hizo posible la comprobación experimental de muchas de las afirmaciones de la teoría que representa a los pavimentos flexibles por medio de un sistema de varias capas elásticas; de esta manera se compararon los esfuerzos y las deformaciones medidas con los calculados teóricamente (Ref. 28), encontrándose con concordancias razonables solo en los pavimentos con alta resistencia a la tensión (base tratada con cemento). Los esfuerzos posteriores para comparar teoría y mediciones de campo han ido dando resultados que, en general, pueden calificarse de erráticos y decepcionantes.

La teoría de las varias capas elásticas se ha extendido en épocas más recientes a sistemas visco-elásticos, tanto para el análisis de esfuerzos como para el de deformaciones (Refs. 29, 30, 31 y 32). Como quiera que la concepción de una capa de pavimento como un sólido linealmente elástico, con constantes fijas, resulta poco satisfactoria se han hecho también intentos

para calcular los esfuerzos y las deformaciones en sistemas con "constantes elásticas" variables (Ref. 33), analítico con la teoría de la elasticidad no lineal (Ref. 34) ó análisis estadísticos (Ref. 35).

Resúmenes bastante completos de las realizaciones y conclusiones de la teoría elástica al problema del dimensionamiento de los pavimentos están incluidos en las Refs. 36 y 37.

En general, es fácil percibir un cierto desencanto por parte de los investigadores en la aplicación de la teoría elástica pura y llevada a sus últimas consecuencias en la resolución de los problemas de diseño de los pavimentos. Muchos investigadores de tendencia teórica han abandonado esa línea de acción, dedicándose más bien a enfoques sistemáticos de tipo general, en que con ayuda de computadoras trata de valuar todo el conjunto de factores que influyen en el diseño, formando esquemas que proporcionen líneas de decisión óptimas, al ser alimentados con los datos específicos del problema de que se trate, obtenidos en el campo, directamente en el terreno o en estructuras viales en condiciones afines a la que se proyecte.

Estos enfoques de la ingeniería de sistemas difícilmente puede concebirse que lleguen a traer mejoras fundamentales en los esquemas conceptuales del problema del proyecto y construcción de pavimentos. Dependerá de lo correcto de los datos alimentadores y de lo correcto de las concepciones básicas del problema el resultado que se obtenga al seguir una cierta línea de optimización de decisiones. Estos enfoques parecen más prometedores en otros aspectos del problema de los pavimentos, tales como jerarquización de inversiones o distribución del gasto.

Parece indudable que los enfoques de análisis del comportamiento estructural de los pavimentos han de revisarse y medirse correspondientemente. Mucho es lo que falta por saber sobre el comportamiento de las diferentes capas, el papel de cada una y su interrelación, así como de las relaciones del pavimento con la terracería. En el estudio de estos aspectos está probablemente la mayor promesa del futuro. Así, la medición de propiedades y sus cambios en los pavimentos construidos, el uso de pistas de laboratorio, del tipo de la que ya fué mencionada en páginas anteriores y la determinación realista de los efectos de los distintos factores que ejercen influencia seria, seguramente, los trabajos que puedan ofrecer mayor recompensa.

Una vez que se entienda el papel de cada capa y la interacción entre todas, que se lleguen a establecer claramente los requisitos a exigir en los suelos empleados y las propiedades de éstos que convengan o perjudiquen, el papel del agua en los distintos suelos, etc., será posible intentar una labor generalizadora que desemboque en un método de cálculo racional, acorde con las leyes de la Mecánica de Suelos y con las peculiaridades estructurales de los pavimentos.

En tanto tales métodos estén disponibles, parece que lo que ha de hacerse es reconocer con humildad la carencia, abandonando intentos de teorización que incluyan hipótesis no sostenibles en la construcción práctica; apegarse en todo lo posible a la experiencia sana precedente, medir el comportamiento de lo que se vaya haciendo, para detectar sus fallas y limitaciones y corregirlas a tiempo. La necesidad de usar algún método de diseño que sirva de calibrador de experiencias comunes y de guía para quienes no tengan suficiente experiencia personal, probablemente debe atenderse al presente con métodos sencillos de carácter semi-empírico (V.R.S. y el método de California fundado en el uso del estabilómetro de Hvem), manejados de la man-

na que mejor se adapte a las condiciones que han de prevalecer en el campo en cuanto a compactación, contenido de agua y sus cambios, evolución del tránsito, etc.

Abandonando estos aspectos de enfoque general, por otra parte tan fascinantes, se comentarán ahora algunos con ci m i e n t o s que la investigación sobre el tema ha ido estableciendo y que se estiman útiles para el planteamiento de un correcto criterio técnico personal.

Parece ser una hipótesis razonable que para cargas de carreteras y aun de aeropistas se puede considerar para análisis de capacidades de carga que el peso de las masas de material de pavimento involucradas es despreciable; por consiguiente, puede establecerse con cierta seguridad que, con tal que las presiones de las llantas sean aproximadamente constantes y las huellas de la misma forma, para todos los demás factores constantes, el espesor del pavimento flexible para el mismo volumen de tránsito será proporcional al ancho de la llantas o, aun mejor, a la raíz cuadrada del área de contacto de dichas llantas (Ref. 7). La relación entre el espesor requerido y la presión de contacto, cuando el área no es constante, no está definida; sin embargo, las comparaciones que se han hecho entre los efectos de una rueda sencilla y de ruedas dobles parecen indicar que el espesor requerido de pavimento depende de la presión de contacto de la llanta. Así también, el análisis de medidas de deflexiones en pavimentos construídos indica que las deflexiones causadas por las cargas son aproximadamente proporcionales al espesor del pavimento requerido para soportar convenientemente dichas cargas. Teóricamente y experimentalmente, las deflexiones, cuando se miden en espesores de pavimento proporcionales a la raíz cuadrada del área de la llanta, resultan ser proporcionales al producto de la presión de contacto de dicha llanta, multiplicada por la raíz cuadrada de su área de apoyo.

des, la componente factorial será con mucha la de la experiencia.
to sean leyes, la resistencia pasiva será más efectiva; cuando sea el
de una carga reducida para el momento. Cuando las pruebas de resistencia
proporción de los esfuerzos prácticos aplicados al estado normal de reposo
países involucrados y de otros muchos factores no bien conocidos; el tipo y
diversa, especialmente del modo y variación relativa de las presiones
acción de ambos parámetros para definir la resistencia total, según sea
exterior nula (véase el capítulo I del Volumen I de esta obra). En conse-
— resistencia al esfuerzo cortante que el suelo posee bajo presión normal —
parámetros, una relación con la fricción interna y como que el tipo de
— el esfuerzo cortante de los materiales se expresa en términos de los
sin embargo, en las ecuaciones interpretaciones de laboratorio, la resis-
—

zo cortante como las indicadas para valorar el riesgo de dichas fallas.
lo que muchos ingenieros han propuesto las pruebas triaxiales en suelo.
no de esfuerzo cortante bajo condiciones específicas de confinamiento; por
frecuentemente las fallas de sustrato, se han descrito en

se en el caso específico de los parámetros.
verdad para los suelos, a fin de determinar su "estado", tal como interés
relaciones entre problemas. Así en que la necesidad de establecer pruebas
trabaja que una parte de pruebas de prototipos pueden servir para el estudio
que se debe a ciertos materiales. Ya se ha mencionado la experiencia con
del momento en desarrollo para tener todos los detalles de la prueba y el
de relación entre la calidad de la experiencia y el momento

pero requiere / el número de aplicaciones de carga.
trabaja que existe un estado de tensión lateral, en especial horizontal, cuando el es-
— las obtendrán en un caso de prueba. / se elige que como resultado de la
son de las variables se ha determinado con base en resultados experimentales
la relación describe entre el volumen de terreno y el estado

Todas estas consideraciones hacen difícil definir una prueba de esfuerzo cortante sencilla que exprese la capacidad de un suelo para soportar los cargas del tránsito.

IX-5 Pruebas de laboratorio especiales en la tecnología de pavimentos.

Dentro de la tecnología de los pavimentos se han desarrollado algunas pruebas especiales que conviene mencionar por el uso creciente de ellas se hace, en algunos casos, o por que sirvan de base a métodos de trabajo de aplicación muy extendida. Dentro de esta orden de ideas se tratarán, aunque sea someramente, las pruebas de placa, las de Valor Relativo de Soporte y alguna de tipo triaxial.

A. - Pruebas de Placa.

Se hacen para valuar la capacidad portante de las subrasantes, las bases y, en ocasiones, los pavimentos completos. Se utilizan en la actualidad tanto en pavimentos rígidos como flexibles.

La prueba consiste (Ref. 7) en cargar una placa circular, en contacto estrecho con el suelo por probar, midiendo las deformaciones finales correspondientes a los distintos incrementos de carga utilizados. En aeropistas es frecuente el uso de placas de 75.2 cm de diámetro (30 Pulg.), pero en carreteras suelen emplearse placas menores, de 30.5 cm de diámetro (12 Pulg.), cuya área se parece a la de apoyo de una llanta. Para impedir la flexión de la placa se le colocan encima otras, de diámetros decrecientes, que dan al conjunto la rigidez deseada. La carga se transmite a las placas con gatos hidráulicos, con reacción dada generalmente con camiones cargados. Las deforma-

ciones producidas se miden usualmente en cuatro puntos de la placa, dos a dos opuestos y dispuestos en cruz, por medio de extensómetros ligeros a un punto cuyo apoyo se coloca lo suficientemente lejos de la placa como para poder considerarlo fijo. En la Fig. IX-11 aparece esquemáticamente el conjunto.

Entra Fig. IX-11

La carga unitaria que se puede considerar que aplica la placa, depende de la relación entre su perímetro y su área, así como de la resistencia que sea el suelo. La carga unitaria (presión normal) que la placa transmite, para una deflexión dada, corresponde a la ecuación (Ref. 39):

$$\sigma = n + m \frac{p}{A} \quad (9-2)$$

Donde:

- σ , es la presión normal transmitida por la placa
- n, m , son coeficientes empíricos obtenidos experimentalmente.
- p/A , es la relación entre el perímetro y el área de la placa.

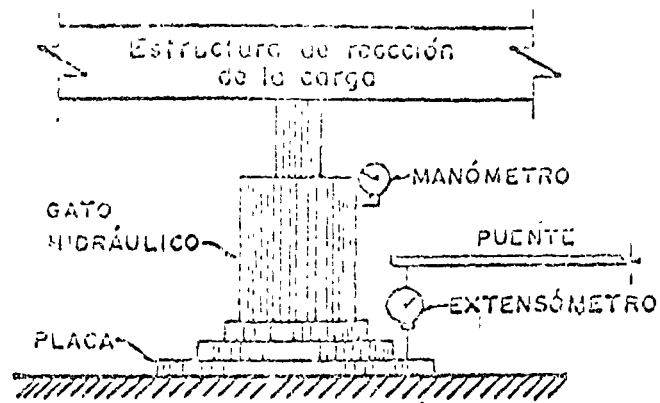


Fig.- IX- II Esquema del dispositivo para la prueba de placa.

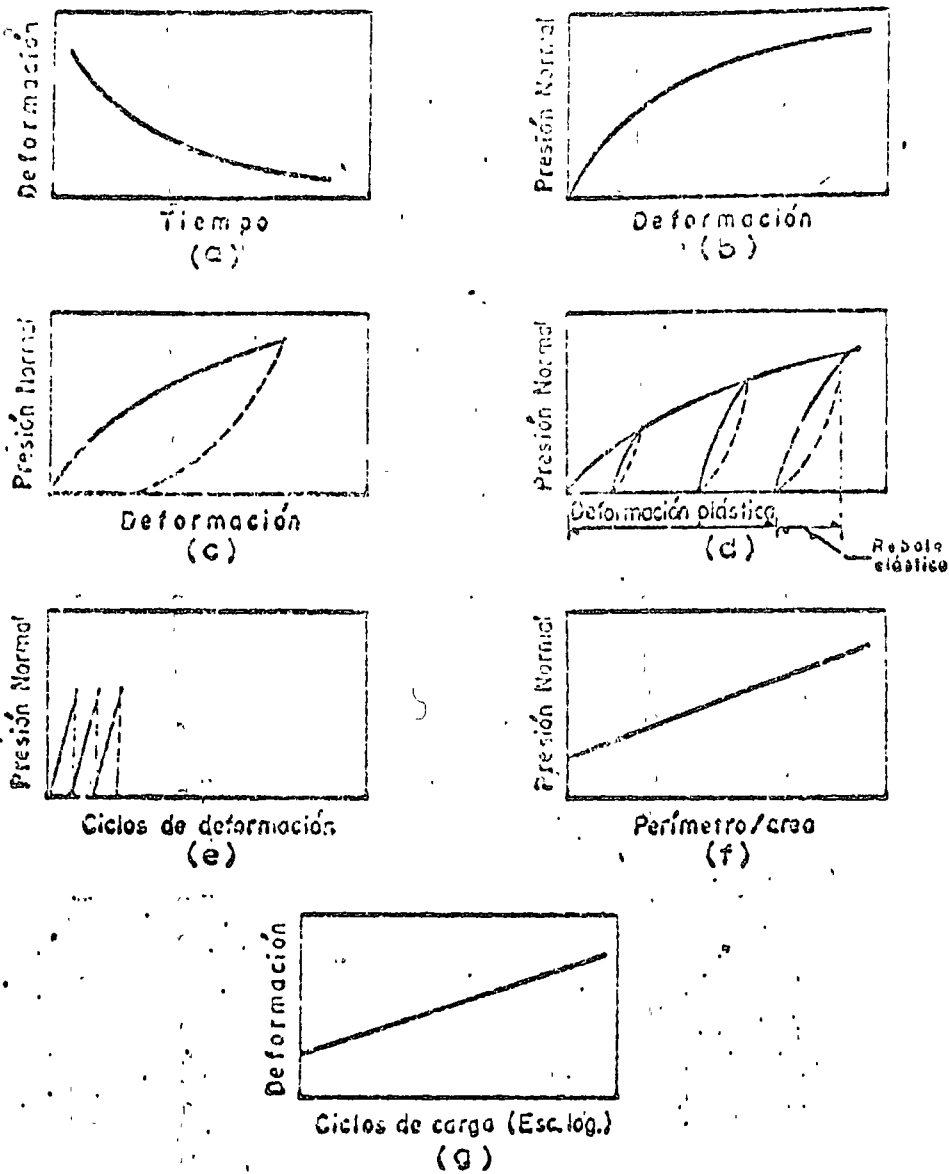
La fórmula se basa en relaciones empíricas y no presupone -- para el suelo ningún modo especial de comportamiento (por ejemplo, elástico). Los valores de n y m han de determinarse haciendo por lo menos dos pruebas con placas diferentes, con la misma deflexión y midiendo la presión en cada una.

La Fig. IX-12 (Ref. 38) muestra el tipo de información que es posible obtener de una prueba de placa, así como la forma típica de las curvas que resultan.

Entra Fig. IX-12

Por medio de pruebas de placa puede calcularse el módulo de reacción de una subrasante dada. Este concepto se define como la presión que ha de transmitirse a la placa para producir al suelo una deformación preñijada.

$$k = \frac{P}{\Delta} \left[\frac{\text{fuerza}}{\text{Long}^3} \right] \quad (9-3)$$



- a .- Curva deformación - tiempo
- b .- Curva presión - deformación
- c .- Curva presión - deformación con descarga
- d .- Curva con aplicación cíclica de la presión
- e .- Curva de carga repetida
- f .- Efecto del tamaño de la placa
- g .- Curva de carga repetida - deformación

Fig. - IX - 12 Información típica que es posible obtener de una prueba de placa (D. S. 30)

Este concepto es de aplicación directa en el proyecto de pavimentos rígidos (Capítulo X de este Volumen); también se utiliza en algunos métodos de diseño de pavimentos flexibles, tales como el debido a McLeod (Ref. 7, en la que podrán consultarse una serie de métodos de diseño de uso más o menos popular).

El módulo de reacción así definido depende del diámetro de la placa que se use para calcularlo, pues a presión constante, el asentamiento de la placa circular crece con su diámetro, por lo que si se fija un asentamiento dado, la presión necesaria para producirlo irá siendo menor a mayor diámetro de la placa; esta es una de las razones por las que conviene estandarizar el diámetro de las placas que se utilicen.

A pesar del amplio uso que se ha hecho del concepto módulo de reacción en la tecnología de los pavimentos, ha de señalarse su falta de significación intrínseca como medida de cualquier propiedad fundamental de los suelos; su valor estriba en servir como parámetro de cálculo, al comparar módulos obtenidos de la misma manera en suelos diferentes.

El módulo de reacción, como cualquier otro parámetro de comportamiento de la subrasante, depende de la humedad del suelo. En el laboratorio o en una prueba de campo debería trabajarse con el contenido de agua que va a llegar a tener el suelo en el pavimento, que es la llamada humedad de equilibrio (en general, diferente a la humedad de compactación), pero ésta no se conoce a priori. Lo que se hace es trabajar con un contenido de agua que se considera crítico; algunas instituciones lo hacen con el que corresponde a la saturación; otras, como las del estado de Texas (E.U.A.), con el que resulta de un proceso de curado previamente especificado, que se describe más adelante dentro de las normas para la prueba triaxial de Texas. El punto es

ciertamente delgado o indudablemente de aquellos en los que el criterio -- del ingeniero resulta decisivo; además no es privativo del tipo de pruebas que ahora se describo, sino que afecta todas las pruebas de campo y laboratorio que hayan de hacerse para proyectar pavimentos no construidos todavía.

Cuando se usa un criterio para establecer la humedad que se considera representativa de las futuras condiciones de trabajo medias de los suelos, los resultados de las pruebas de placa, hechas sobre los suelos con un contenido de agua en general diferente, han de corregirse con un factor -- que dependa de la relación de resistencias a la compresión simple de dos especímenes del suelo probados uno en la condición natural en que se haya hecho la prueba y el otro con el contenido de agua que se haya considerado el crítico de proyecto o el representativo de las condiciones futuras de equilibrio. La utilización de la prueba de compresión simple en este caso, aunque se vea razonable, no deja de ser arbitraria.

Durante la prueba, la carga se aplica en incrementos; un nuevo incremento se coloca sobre la placa, cuando la velocidad de deformación -- bajo el incremento anterior sea del orden de $0.001 \frac{\text{cm}}{\text{min}}$ (0.002 Pulg/min).

En algunos casos es deseable determinar durante la prueba los montos relativos de deformación elástica y permanente (plástica); para lograrlo, se aplican cargas de intensidad variable, las que se mantienen hasta que cesa toda deformación. En ese momento se retira la carga y se aplica un incremento subsecuente y mayor, para ir obteniendo una gráfica como la de -- la Fig. IX-12. Tras aplicar la carga final, se produce un proceso de descarga en decrementos, con los mismos valores que en la carga, para obtener las gráficas de recuperación del suelo y, por lo tanto, las deformaciones que -- han de considerarse elásticas.

En el anexo IX-2 se describen con alguna detalle la serie de pruebas propuestas por Melton (Refs. 1 y 10), que fue adoptada por el Instituto de Asfalto de los E.U.A. MacLeod hace la prueba con una resistencia de carga y fija las deformaciones de la prueba en 0.500 cm para compactar la y en 1.27 cm para apropietas, usando los diámetros que se señalan por cada caso en los párrafos iniciales de esta sección.

B - Prueba de Valor Relativo de Soporte.

Esta prueba fue originalmente desarrollada por el Departamento de Carreteras del Estado de California; actualmente es de uso muy extendido y el método de diseño en ella fundado quizá sirva para proporcionar más de la mitad de todos los pavimentos que se construyen actualmente en el mundo.

El Valor Relativo de Soporte (VRS) se obtiene de una prueba de penetración, en la que un péstago de 19.4 cm² (3 Pulg.²) de área se hace penetrar en un espécimen de suelo a razón de 0.127 cm/min. (0.05 Pulg./min); se mide la carga aplicada para penetraciones que varían en 0.25 cm (0.1 Pulg.). El Valor Relativo de Soporte del suelo se define como la relación, expresada como porcentaje, entre la presión necesaria para penetrar los primeros 0.25 cm (0.1 Pulg) y la presión requerida para tener la misma penetración en un material arbitrario, adoptado como patrón, que es una piedra triturada en la que se producen las presiones en el péstago que se muestran en la Table IX-3.

Tabla III-5

Presiones para distintas penetraciones del vástago -
en el material patrón.- Prueba V.R.S.

Penetración		Presión en el vástago	
cm	Pulg.	kg/cm ²	lb/Pulg ²
0.25	0.1	70	1,000
0.50	0.2	103	1,500
0.75	0.3	133	1,900
1.00	0.4	161	2,300
1.25	0.5	182	2,600

Como se dijo, la penetración que se usó para calcular el V.R.S. es la de los primeros 0.25 cm; como regla general, el V.R.S. disminuye cuando la penetración en que se hace su cálculo es mayor, pero a veces si se calcula con la penetración de -- 0.5 cm (0.2 Pulg) resulta más grande que el obtenido de la primera penetración; en tal caso, se adopta como V.R.S. el obtenido con la segunda penetración (0.5 cm).

El espécimen de suelo con el que se hace la prueba está confinado en un molde de 15.2 cm (6 Pulg) de diámetro y 20.3 cm (8 Pulg) de altura. En el método de prueba original utilizado en California, el espécimen se preparaba en tres capas varilladas que llenasen el molde; después el material se presionaba con 140 kg/cm² aplicados uniformemente en su superficie superior. En estas condiciones, eran preparados especímenes con humedades diferentes, hasta encontrar una en la que los 140 kg/cm² provocaran la exudación del agua en la parte inferior del molde; este espécimen, tras un periodo de saturación de 4 días, se suponía representativo de las condiciones más desfavorables que pudieran llegar a prevalecer en el futuro pavimento.

En España, una institución de la Armada, Grupo de Ingenieros - - (Ref. 59) ha desarrollado un método de prueba que consiste del tipo de ensayo en los procedimientos de preparación de especímenes. Este método se describe con detalle en el Anexo IV de la presente Base. Se emplea un método dinámico de compactación de los especímenes, para lo que se usan las prácticas AASHTO estándar y modificadas (ver Capítulo IV del volumen I de esta obra) y, otra con energía de compactación constante. Se trata de reproducir razonablemente las condiciones de compactación usadas con el equipo de campo.

Para reproducir la sobrecarga que vaya a tener una determinada capa en el pavimento real, por efecto del paso de las superiores, al probar el material constitutivo se coloca sobre él una placa que comunicará al espécimen una presión equivalente a la sobrecarga que se tendrá en el pavimento; la placa está provista de una perforación en el centro para permitir el paso del pistón que efectuará la penetración.

Los factores que más afectan a los valores obtenidos en la prueba del V.R.S. son la textura del suelo, su contenido de agua y su condición de compactación. En los suelos friccionantes, prácticamente no hay expansión durante la saturación, por lo que el monto de la sobrecarga dada por la placa perforada no es significativo durante esa etapa de la prueba; sin embargo, el valor de la sobrecarga sí influye mucho en la etapa de penetración, pues el confinamiento afecta mucho la resistencia de los suelos friccionantes. En los suelos arcillosos ocurre precisamente lo opuesto.

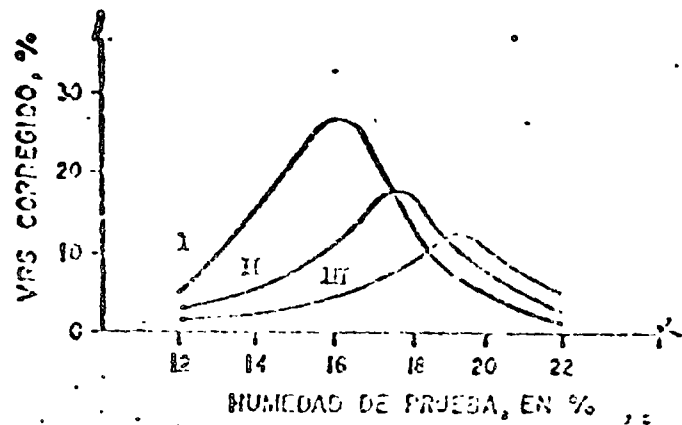
Generalmente la curva presión - penetración obtenida de una prueba de V. R. S. es lineal para bajas penetraciones y tiende a hacerse ligeramente curva, con la concavidad hacia abajo, a penetraciones mayores; en ocasiones, sin embargo, la gráfica muestra curvas con concavidad hacia

arriba en un pequeño tramo correspondiente a las penetraciones iniciales; -
 esto ocurre, sobre todo, cuando el pistón no está exactamente normal a la -
 superficie de la muestra al iniciarse la prueba. En estas condiciones será -
 preciso corregir los resultados de la prueba, desplazando la gráfica ha-
 cia la izquierda, de manera que su parte recta, prolongada haciendo caso -
 omiso de la pequeña curvatura inicial, pase por el origen. Los valores del
 V.R.S. así obtenidos se denominan el "V.R.S. corregido".

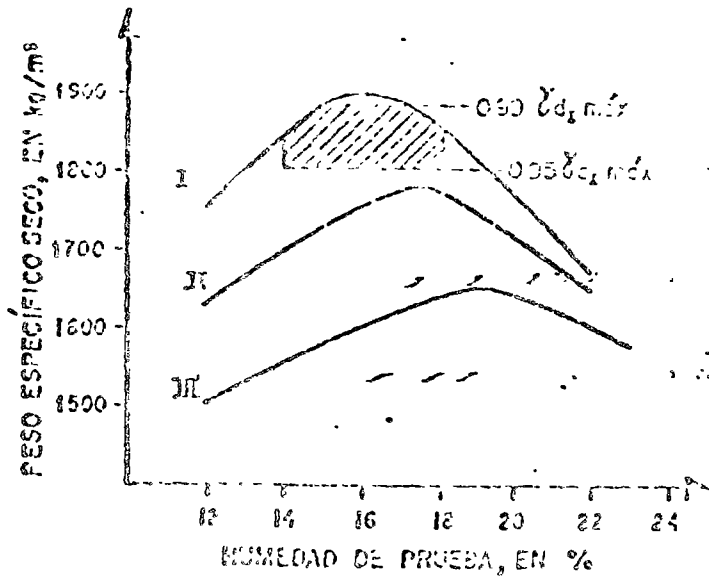
Los resultados de una prueba completa para la determinación -
 del V.R.S. se vacían en una combinación de tres gráficas; a ellas se refie-
 re la Fig. IX-13.

Entra Fig. IX-13

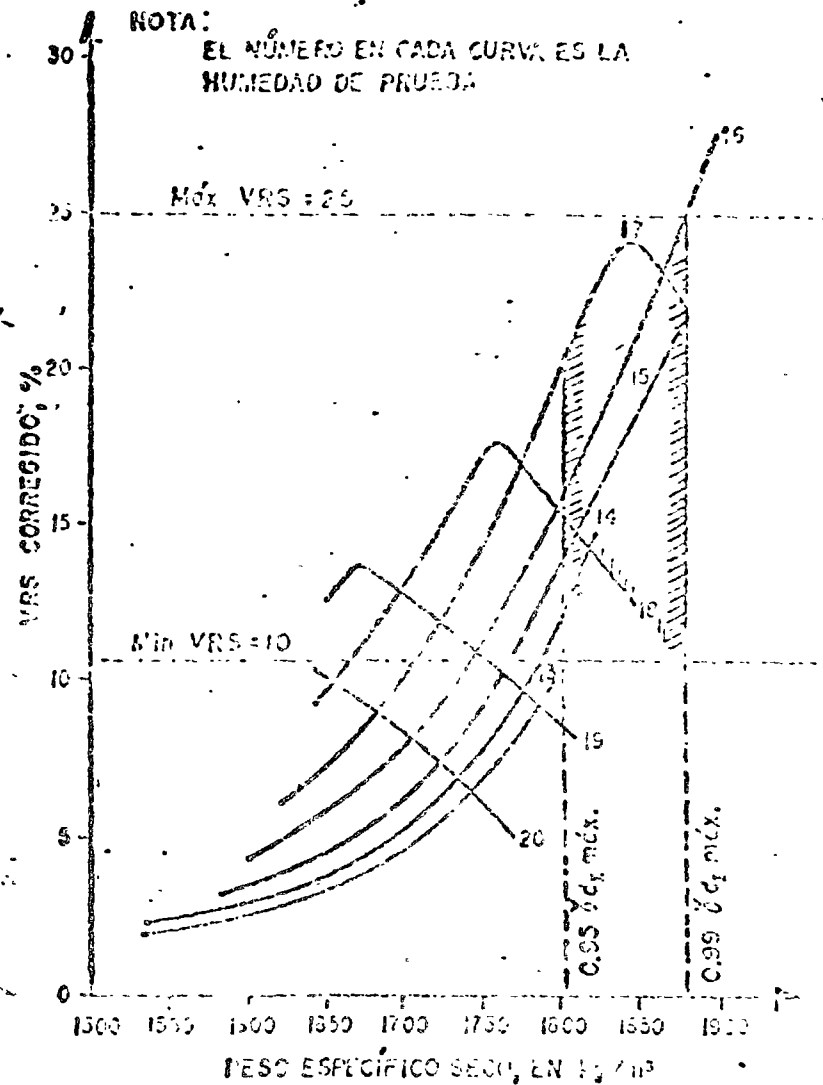
En la parte a) de la figura aparecen gráficas resultado de --
 las pruebas de compactación que se realizaron para fabricar los especímenes -
 en que se efectuaron las pruebas de V.R.S. Según la norma del Cuerpo de - -
 Ingenieros, las pruebas de compactación serán del tipo de impactos, con una -
 gías de compactación decrecientes. En la parte b) de la misma figura apare-



(b)



(a)



(c)

Fig.- IX-13 Criterio del Cuerpo de Ingenieros para la elección del VRS de diseño (Ref.59)

17

con respecto lentamente los resultados típicos de las pruebas de V.R.S. pa-
ra los mismos especímenes a que se refiere la parte a); nótese que el - - -
V.R.S. no es una característica constante del suelo, sino circunstancial y -
que refleja el contenido de agua y la condición de compactación (energía y -
método de compactación). Existe un V.R.S. máximo, que corresponda a una hu-
medad relativamente cercana a la óptima de compactación. Obsérvese también -
que para los suelos con contenido de agua alto, el V.R.S. del suelo compac-
tado con mayor energía específica puede ser menor que el que se obtiene usan-
do una energía menor, con tal de que el contenido de agua sea más bajo; sin-
embargo, el máximo V.R.S. obtenible sí es mayor cuanto mayor sea la energía -
específica con que se haya compactado el espécimen.

En la parte c) de la Fig. IX-13 se muestra una gráfica de la -
que pueden extraerse conclusiones de valor práctico muy grande y que, de ne-
cho, ilustra el procedimiento que recomienda el US Army Corps of Engineers -
(Ref. 39) para elegir el valor del V.R.S. de diseño en un caso particular --
dado. Se han dibujado los valores del V.R.S. corregido contra los pesos es-
pecíficos secos de los especímenes probados; cada curva dibujada corresponde
a pruebas de penetración en que el suelo tenía la misma humedad de compacta-
ción pero fué compactado con diferente energía específica y se obtiene fijan-
do una humedad, por ejemplo 14% (curva marcada con el número 14). En la par-
te a) pueden obtenerse los tres pesos específicos que en el caso tratado co-
rrespondieron a la humedad 14%, con las diferentes energías de compactación -
usadas; en la parte b) pueden obtenerse los valores del V.R.S. corregido en esos
tres casos. Se tienen así tres pesos específicos y tres valores del V.R.S.,
obtenidos en tres especímenes compactados con 14% de humedad, usando las tres
energías específicas que se hayan manejado. Con estos tres pares de valores -
se contruye la curva 14 de la parte c) de la Fig. IX-13.

Las curvas de la Fig. IX-12, e indican que no siempre a mayor peso específico se tienen mayores valores del V.R.S. Por ejemplo, la curva - 23 muestra pesos consistentes según el peso específico crece. Todo depende del contenido de agua del suelo, lo anterior proporciona un método de trabajo práctico. Supóngase que en el campo se va a trabajar con un contenido de agua comprendido entre 14% y 18% (Fig. IX-13.a). Supóngase también que se desea obtener en el campo un peso específico seco comprendido entre el 95 y el 98% del máximo correspondiente a la energía I . Estos valores determinan el intervalo de humedades y pesos específicos que deben exigirse en el campo (ver el punto de la Fig. IX-13.b). Ahora, en la parte c) de la Fig. IX-13, se ve que para humedades entre 14 y 18% y los pesos específicos seleccionados, el V.R.S. puede oscilar entre 11% y 20%, aproximadamente, también puede verse cuán peligroso sería en el campo que la humedad subiera de 18%, pues en ese caso el valor del V.R.S. del suelo se abatiría muy fuertemente. Con base en lo anterior podría fijarse un V.R.S. de diseño próximo al límite inferior, del orden del 12%, por ejemplo.

Con gráficas análogas a las de la Fig. IX-13, el proyectista podrá adoptar un valor del V.R.S. de diseño lógico, según el peso específico máximo que ha de exigirse en el campo y tener un criterio respecto a la gravedad de un error por defecto o exceso en el control de la humedad de campo.

Cabe preguntarse, dado el extenso, casi universal uso, que hoy se hace de la prueba de V.R.S. como base e índice para proporcionamiento de espesores de pavimentos flexibles, cual pueda ser su valor para prueba destinada a medir la resistencia de los suelos y cual su ubicación dentro del conjunto de técnicas de laboratorio o de campo que la Mecánica de Suelos ha desarrollado y recomienda para medir tan fundamental característica.

En primer lugar, se produce un ensayo de penetración o punzonamiento en el cual un cástago penetra al suelo colocado en un molde por el ejercicio de una presión que se aplica con velocidad controlada; se mide la presión ejercida para un conjunto de penetraciones previamente establecido, al final de la prueba se está en condiciones de dibujar una gráfica presión-penetración, en la que entre otros valores son previamente seleccionados, y los primeros pueden variar fuertemente de caso a caso, según la naturaleza del suelo, su contenido de agua, las condiciones de compactación, etc.

Así, independientemente del aspecto de correlación práctica de que tan grande tenga que ser la presión que se aplique al suelo para producirle una cierta penetración prefijada, en comparación a la presión que se requiere para lograr la misma penetración en un material ideal (Tabla IX-5), la prueba de V.F.S. puede contemplarse como un cierto tipo de prueba esfuerzo - Deformación.

Desde este punto de vista cabe preguntarse cual sea su representatividad. Se sabe que un mismo material puede tener comportamientos -- muy variados en esfuerzo - deformación, según sean las circunstancias en que se le hace trabajar. Así, un comportamiento específico esfuerzo - deformación -- obtenido en el laboratorio solo tiene valor ingenieril cuando se refiere a un comportamiento circunstancial que corresponda a un comportamiento estructural común en las obras de ingeniería y aún así, las conclusiones que se obtengan de tal análisis de laboratorio no serán de validez general, sino -- solo aplicables a aquellos casos de la práctica en que prevalezcan las mismas condiciones de trabajo que se tuvieron en la prueba de laboratorio.

El punzonamiento es una forma extraña de trabajo de los mate--

riales típicos y, desde luego, no se puede a ninguna circunstancia de trabajo de interés práctico a que vaya a ser sujeta un suelo en un pavimento to bajo las cargas del tránsito y sometido a los cambios de temperatura que podría sufrir tanto por el tránsito como por el ambiente en una prueba de V.R.S. En principio, las resoluciones de la prueba de V.R.S. podrá considerarse aplicable al comportamiento estructural de un pavimento.

Adicionalmente, la prueba tiene características que la hacen de interpretación difícil. Sus condiciones de frontera son, a la vez, estáticas (paredes y fondo del molde) y dinámicas (sobrecarga en las placas y presión del pistón), las cuales no son fáciles de conciliar para una interpretación clara. Las características viscosas del material juegan un papel importante y tampoco son fáciles de visualizar. Se afirma, además que el dimensionamiento de una capa de pavimento tiene que estar ligado a la resistencia de los suelos y no solo a su deformabilidad; la prueba atiende únicamente a esta segunda característica.

No se ha investigado, hasta donde los autores de este trabajo conocen, el efecto de escala en la prueba de V.R.S., pero es de esperar que sea extraordinariamente fuerte, lo que hace pensar que la prueba tiene poco significado intrínseco.

Es posible pensar que el comportamiento de una prueba de V.R.S. dependa, sin de cuentas, de cual sea la resistencia del suelo a la penetración del vástago, de manera que aunque la prueba no sea una prueba de resistencia, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo está involucrada de un modo indirecto, a través del mecanismo del punzonamiento. Es claro, por otra parte, que debe ser imposible establecer ninguna relación —

cuantitativa con tal resistencia. La resistencia a los golpes de un borzo cortante depende de muchas factores (St. Paul, T del tom I de esta obra) -- ninguno de los cuales se controla en una prueba V.R.S., quizá con excepción de la velocidad de aplicación de la carga. En tales condiciones no es posible pensar en valores de resistencia o variaciones de la misma.

En segundo lugar, las dispersiones de los resultados de la prue ba son tan grandes cuando se hace variar el contenido de agua del suelo o -- sus condiciones de compactación, que prácticamente puede entenderse cualquier valor de resistencia para el V.R.S., sin más que variar a voluntad tales conceptos. Así, cual deba ser el contenido de agua que represente la condición del pav vimento future y cual la compactación del suelo y su evolución con el tiempo, pasan a ser los aspectos fundamentales del análisis, más importantes incluso que un valor específico de un V. R. S. correspondiente a una condición parti cular ocaso. La prueba resulta así valiosa para definir el future comportamien to de un suelo en un pavimento. Este explica -- que en Instituciones diferentes y países distintos el uso del V.R.S. pueda -- conducir a resultados prácticos de detalle tan discrepantes como los que se obsorvan.

Otro aspecto digno de mención es la gran dispersión de resulta dos inherent e a la prueba, que se manifiesta en las grandes diferencias obte nidas por distintos operadores, trabajando correctamente sobre el mismo sue lo con la misma técnica. La tabla IX-9 (Ref: 40) es significativa. Se re fiera al número de pruebas que se indican, hechas en materiales para subra sante, sub-base y base; en todos los casos se utilizaron operadores compete tes y técnicas coropiadas.

Tabla IX-9
Dispersión en la prueba de VRS

Materiales	Nº de pruebas	Valor máximo	Valor mínimo
Submasas	5	10	2
Sub-base	5	142	57
Base	5	172	55

La información contenida en la tabla anterior, además de hacer resaltar la dispersión en la prueba de VRS, en la que generalmente tanto se confía, hace nacer un sano escepticismo en relación a los resultados que un laboratorio pueda proporcionar, en los que tan común es confiar ciegamente. Es de recordar que en la investigación glosada en la Tabla IX-9 están excluidos los errores, hasta donde pudieron ser percibidos por un equipo de expertos; probablemente representa condiciones de trabajo mucho más exigentes que las normales en las tareas de la ingeniería de las vías terrestres.

Se ha dicho que a veces es posible hacer una idea del valor de una cierta tecnología de laboratorio, de un cierto criterio o de una tendencia del pensamiento, si se los considera en una situación extrema, de límite, casi podría decirse, caricaturesca. Utilizando esta línea de pensamiento, imagínese que una prueba de VRS se le hace al agua, en un medio sin fugas. El resultado sería, teóricamente, un VRS infinito, pues el agua es incompresible en el horizonte del ingeniero civil. Obviamente, la arena o los suelos en general no son agua, pero la inquietud que provoca la reflexión anterior permanece.

A veces se ha invertido que una prueba de VRS plantea al suelo

un tipo de falla análoga al considerado por Prandtl, pero que, en su lugar, da lugar a las teorías de capacidad de carga. La afirmación anterior no es correcta, la idealización de Prandtl considerada al ser tirado en que comienza el ensayo, es tanto que en la prueba del VRS, la penetración es finita. Las condiciones antes de y después de la adopción son evidentemente muy distintas.

Los méritos de la prueba del VRS no radican entonces en su valor teórico, en su representatividad como modelo ni en sus características de firmeza como medio seguro de correlación entre comportamientos de un suelo en el laboratorio y experiencia de campo. Cabe entonces preguntarse --- cual es la razón de su popularidad. Los autores de esta obra piensan que en esta popularidad hay mucho de razón histórica y de compromiso contraído cotidianamente a través de un uso cada vez más extendido. La prueba y el método de diseño en ella fundado fueron quizá el primer esfuerzo para dimensionar un pavimento yendo más allá del capricho personal; desde entonces, los ingenieros de carreteras se han acostumbrado a referir a la prueba y a sus resultados su experiencia cotidiana, inclusive sin visualizar muchas veces que la gran dispersión inherente a la prueba la hace una base de correlación muy poco firme. Muchos ingenieros de gran mérito y experiencia no han usado jamás otro método de diseño, por lo que se encuentran mentalmente "calibrados" solo respecto al VRS, independientemente de lo difícil que resulte lograr una adecuada "calibración". Además de lo anterior, existe la circunstancia de que, como se verá, el método de diseño fundado en la prueba del VRS es extraordinariamente sencillo, requiere poca información previa de campo y resulta rápido y económico. También es cierto que la ingeniería actual aparentemente no ha sido capaz de desarrollar otro método de diseño (con sus serias limitaciones).

Parece evidente que a la luz de todas las consideraciones antes

... método de diseño de pavimentos al VRS...
... como un método empírico, elemento de univariabilidad...
... difícil implementación técnica...
... con carácter más...
... el momento de su comportamiento...
... la responsabilidad personal del ingeniero que aplica el método...
... que la obra de construcción se vea y disponga...
... ma.

Para fuera de una cosa razonable que no al tanto de esta próxi-
mo el momento en que el estado de diseño con esta en la prueba del VRS haya
de ser reforzado por otros en la rutina de trabajo de las construcciones. Ya
hay métodos con más base racional y es de esperar que la situación mejore -
todavía en el futuro, pero cuando una institución constructora de pavimentos
decida implantar un nuevo método de diseño ha de tener muy presente que el di-
seño y la construcción de los pavimentos tiene más de experimental y es eso
que ha sido en llamarse "el arte del ingeniero". Cualquier método que se aplique
ya el VRS seguirá necesitando de grandes dosis de experiencia número y sentido
de la correlación entre el comportamiento de laboratorio y el de campo. Los
ingenieros de la institución hipotética mencionada tendrán toda su experien-
cia referida a la prueba del VRS, de manera que la implantación efectiva de
un nuevo método de diseño, con base racional experimental, los dejará indefensos.
Parece que no queda duda de que la incorporación de nuevos métodos de diseño,
cuya conveniencia no se discute, ha de haberse implementado, de manera que la
institución maneje durante un tiempo suficientemente grande la prueba del
VRS y el nuevo método que se desea implementar, hasta que se establezcan las ne-
cesarias correlaciones entre los dos y se refleje la experiencia personal de
los técnicos con el nuevo método.

C - Pruebas triaxiales

La tecnología de los pavimentos ha desarrollado un conjunto de pruebas de tipo triaxial, en las que están basados diferentes métodos de diseño de pavimentos (Ref. 7). Las pruebas se han aplicado a determinar las propiedades de las subrasanetas y de las capas del pavimento propiamente dichas, incluyendo en algunos casos a las carpetas. En general, se asemejan a la prueba rápida común en la práctica de la Mecánica de Suelos (ver Capítulo I del Volumen I de este libro) y como añaden a ella, desde un punto de vista teórico.

C-1 Prueba triaxial de Kayzas (Ref. 41).

La prueba hecha en la cámara triaxial desarrollada por el estado de Kayzas (E.U.A.) es la base de todo un método de diseño de pavimentos, en uso en aquel estado (Ref. 7).

La prueba mide el módulo de deformación de los suelos, definido como la pendiente de la curva esfuerzo - deformación obtenida. Para evitar problemas de representatividad de la muestra, el espécimen utilizado dentro de la cámara triaxial es grande (unos 10 cm en un diámetro). Las condiciones de humedad más desfavorables para la vida del pavimento se reproduce saturando el espécimen, pero se acepta que esta condición puede resultar conservadora en exceso, por lo que se le introduce un factor corrector, n , función de la precipitación pluvial de la zona de construcción (Tabla IX-10)

Tabla IX-10

Factores de corrección para la condición de saturación en la prueba triaxial de Kansas.

Factor de corrección	Precipitación pluvial media. cm/año.
0.5	38 - 50
0.6	51 - 65
0.7	64 - 76
0.8	77 - 89
0.9	90 - 101
1.0	102 - 127

El módulo de deformación se determina en la prueba haciendo uso de una gráfica Esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) vs Deformación y señalando en ella el esfuerzo desviador que se supone actuará en el pavimento real; el módulo de deformación es el secante correspondiente a ese punto (Fig. IX-11).

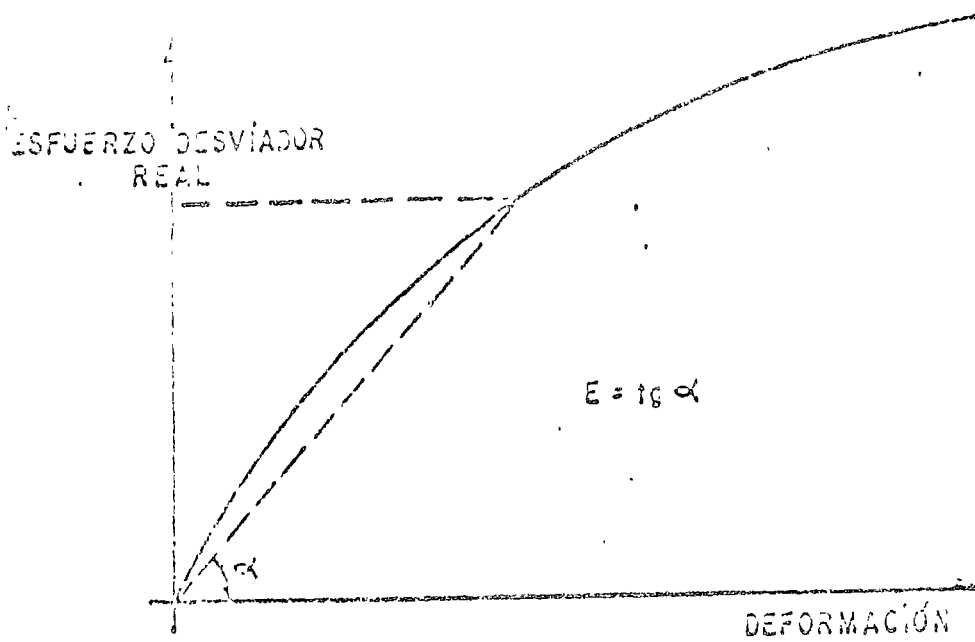


Fig.- IX -14 Criterio para obtener el modulo de deformación en en la prueba de Kansas (Ref.7)

C - 2 Prueba triaxial de lazo.

Las autorizadas a supervisar del proyecto y la construcción de carreteras en el estado de Jalisco, han desarrollado un tipo de prueba triaxial cuyos datos son obtenidos por medio de la resistencia de los suelos (Ref. 42), dichos ensayos se utilizan en un método específico de diseño desarrollado en el estado de Jalisco. La cámara triaxial usada es un cubo de acero inoxidable con una membrana interior de nitrógeno; entre la membrana y la cámara se introduce aire a presión para dar el esfuerzo de confinamiento. La cámara es de tamaño relativamente grande (30.5 cm de altura, por 17.2 cm de diámetro interno), con el objeto de poder probar materiales con abundantes partículas gruesas que son usuales en la tecnología de los pavimentos.

El material es compactado en cuatro capas por impactos, utilizando el compactador automático mecánico que ha sido mencionado en el Capítulo IV del Volumen I de esta obra; el material se encuentra confinado en un molde análogo al que se usa en las pruebas del VRS. Después de compactado, es secado al horno, a 80°C durante 8 hrs. y, tras esta operación, se deja en contacto con una fuente de agua durante 10 días como mínimo o durante un tiempo, un día, numéricamente igual al índice plástico del suelo. Durante este período de saturación el material se somete al suelo a una sobrecarga de 0.07 kg/cm² (1 lb/2). De esta manera se suponen reproducidas en el laboratorio las condiciones más desfavorables de la vida del pavimento.

C - 3 El método de ensayo de lazo
(Ref. 42).

El estopleamiento de lazo es otro dispositivo triaxial que sirve de fundamento a un método específico de diseño de pavimentos flexibles.

El aparato permite realizar una prueba que mide el comportamiento mecánico de los materiales bajo combinaciones de esfuerzos en niveles inferiores a $\frac{1}{2}$ de falla.

Para la preparación y compactación de los especímenes por probar en el estabilómetro, se desarrolló el compactador mecánico por empuje y el método de compactación, que fueron descritos con cierto grado de detalle en el Capítulo IV del volumen 1 de esta obra.

El estabilómetro es básicamente una cámara triaxial (Fig. IX-15) formado por un cilindro metálico dentro del cual hay una membrana de hule; entre el cilindro metálico y la membrana de hule queda un espacio angular que se llena de aceite para transmitir la presión lateral sobre el espécimen.

Entre Fig. IX-15

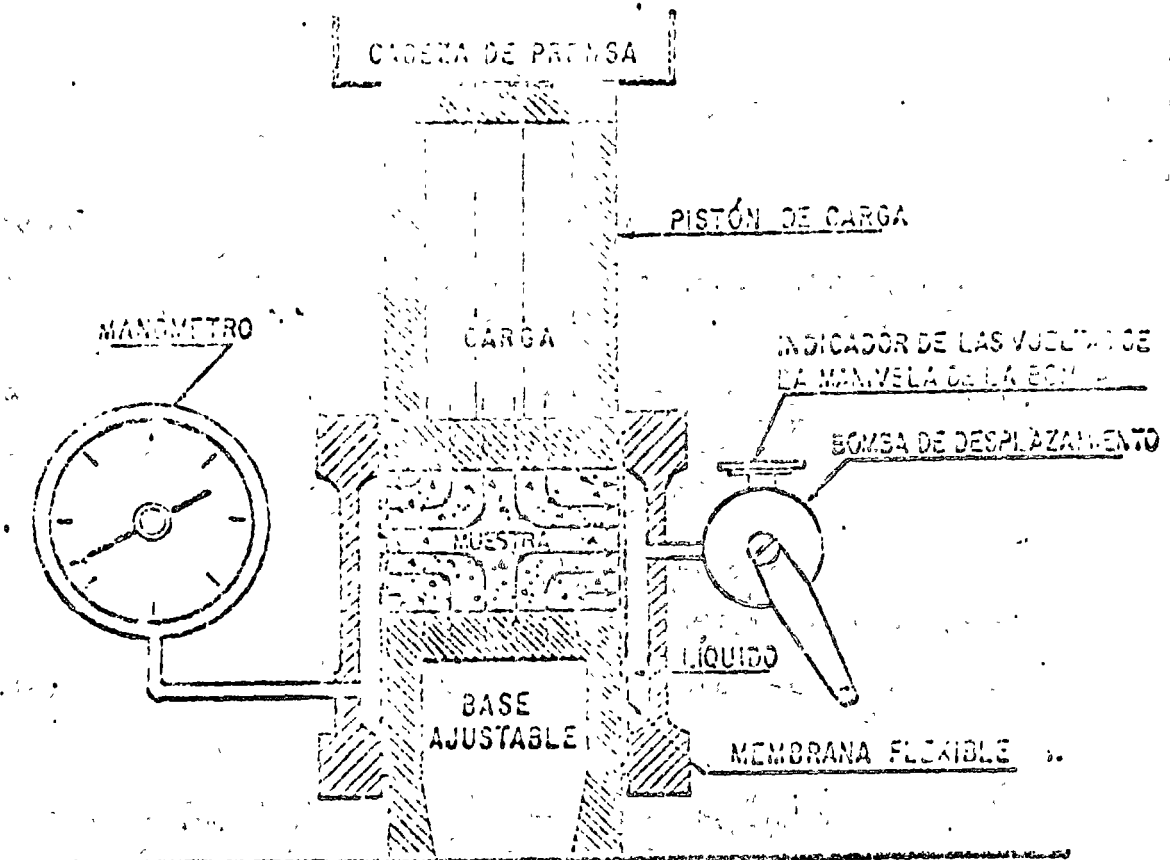


Fig. IX-15 Esquema del Estabilómetro de Hveem (Ref. 42).

Al aplicar carga vertical al espécimen, se transmite una presión horizontal al aceite, que puede leerse en el manómetro. Las presiones verticales que se aplican son de 5.6 y 11.2 kg/cm² (80 y 160 $\frac{lb}{pulg^2}$).

Los resultados de la prueba se interpretan a través de un valor, llamado de Estabilidad, también propuesto por Hveem según la fórmula:

$$R = 100 - \frac{100}{\frac{2.5}{D} \left(\frac{p_v}{p_h} - 1 \right) + 1} \quad (9-4)$$

en donde:

- R = número de Estabilidad de Hveem, sin dimensiones.
- p_v = presión vertical aplicada. El valor de R se mide generalmente para 11.2 kg/cm² (160 $\frac{lb}{pulg^2}$)
- p_h = presión horizontal en las paredes del espécimen medida en el manómetro.
- D = desplazamiento horizontal del espécimen, correspondiente a una presión horizontal de 7 $\frac{kg}{cm^2}$ (100 $\frac{lb}{pulg^2}$). El desplazamiento se mide por el número de vueltas que registra el indicador de la manivela de la bomba y que han sido necesarias para hacer variar la presión lateral medida en el manómetro desde el valor que se haya registrado en la prueba al aplicar la presión vertical, hasta el valor señalado de 7 kg/cm².

El procedimiento detallado para la prueba con el estabilímetro de Hveem forma parte del anexo IX-c de este Capítulo.

D = Otros tipos de pruebas.

Se mencionarán en este lugar algunas pruebas especiales, desarrolladas por el Departamento de Carreteras de California, E.U.A., que sirven para aplicar

por el método de Hveem, en proyectos de espesores de pavimentos flexibles. --
(Ref. 42).

D - 1 Presión de exudación.

Tras compactar a los especímenes, utilizan el método que para ello preconiza el Departamento de Carreteras del Estado de California, y que se describe en un anexo IX-5 de este Capítulo, deberá efectuarse la prueba para determinar la presión de exudación, que consiste en medir el esfuerzo de compresión necesario para que el espécimen compactado con una cierta humedad expulse el agua de los poros. Para tal fin existe un dispositivo que consta de una base con siete celdas fotoeléctricas y un registrador. El espécimen dentro del molde se coloca sobre la base y se le aplica una carga continuamente incrementada, registrándose como presión de exudación la que hace que el agua expulsada cierre el circuito de por lo menos cinco de las celdas perimetrales. La celda central indica el contacto entre el espécimen y la base del aparato, por lo que deberá registrar continuamente. El Departamento de Carreteras de California especifica que el valor de estabilidad obtenido en el estabilómetro de Hveem (expresión 9 - 4) que se utiliza para el cálculo del espesor necesario del pavimento corresponda a un contenido de agua tal del espécimen quedará a éste una presión de exudación de 21 kg/cm^2 (300 lb/pulg^2); por este motivo es común medir la presión de exudación en especímenes preparados con contenidos de agua tales que hagan variar este concepto entre 7 y 55 kg/cm^2 (100 y 800 lb/pulg^2).

D - 2 Presión de expansión.

Esta prueba mide la presión que desarrolla, bajo ciertas condiciones, un espécimen de suelo al que se permita absorber agua libre; la prueba se efectúa de tal manera que no se permitan cambios importantes durante

ella en el peso específico del suelo. El dispositivo correspondiente se muestra en la Fig. IX-15. Consiste en un puente metálico calibrado de tal manera que es conocido para cada fibra del puente, la presión que se ejerce desde una placa circular de 10.1 cm de diámetro (4"), apoyada sobre el espécimen, la cual presión se transmite al puente por medio de un vástago.

Entre Fig. IX-16

La presión de expansión se mide saturando al espécimen, tal como se muestra en la figura. En el procedimiento de diseño en vigor en el estado de California, E.U.A. constituye una condición de diseño que el peso del pavimento ha de ser suficiente para neutralizar la presión de expansión medida.

El anexo IX-c describe con algún detalle la prueba.

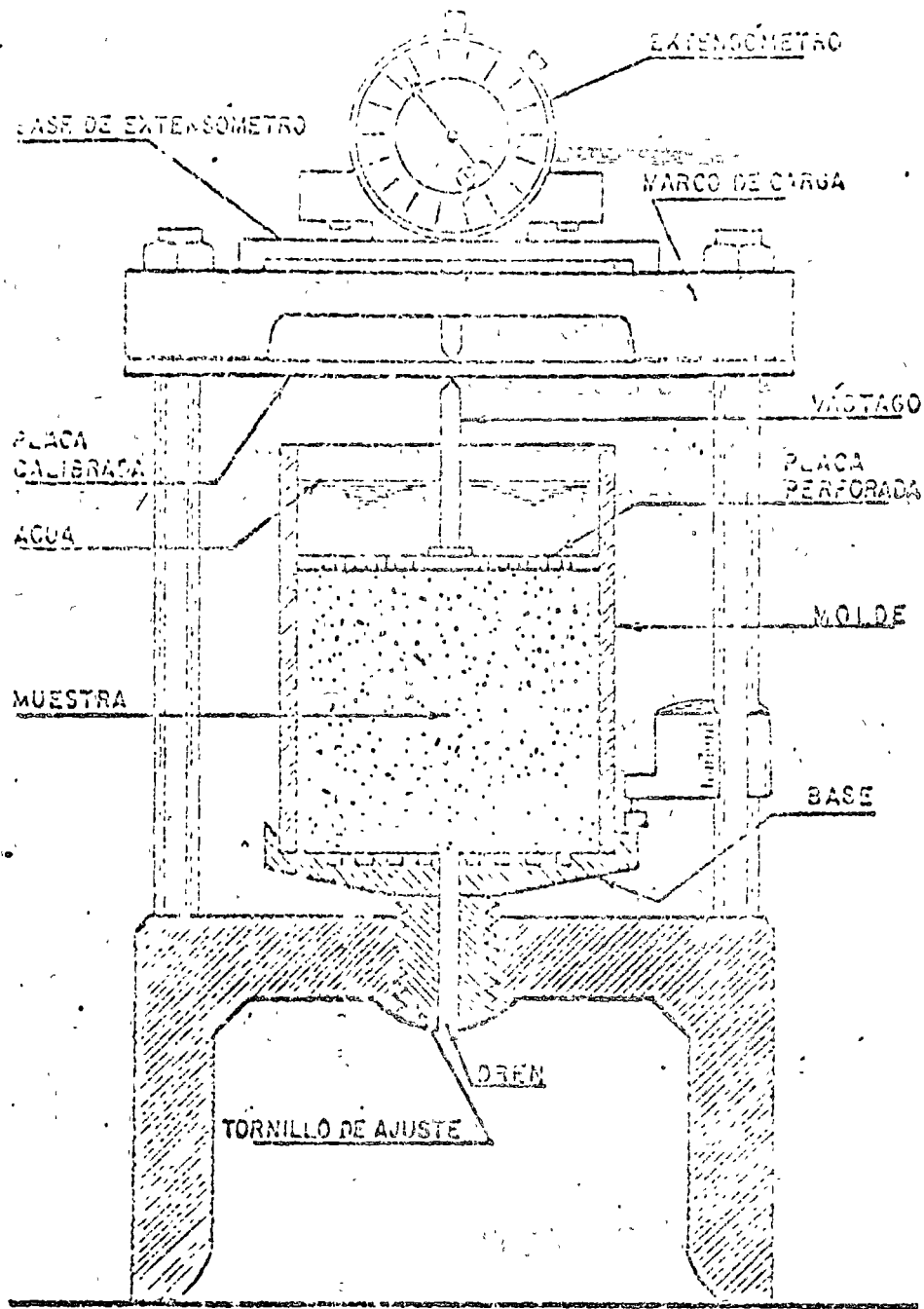


Fig. IX-16 Esquema del Expansiómetro de Hveem. (Ref. 42)

D = 3 Valor de cohesiómetro.

El cohesiómetro mide la resistencia a la tensión por flexión de un espécimen de suelo (Fig. IX-17), se supone que dicho valor está relacionado con la resistencia al esfuerzo cortante que desarrolla el espécimen bajo un confinamiento representativo del que tendrá en el pavimento. La prueba se aplica sobre todo a los materiales que formarán las capas superiores de la estructura.

Entra Fig. IX-17

El espécimen se coloca dentro de dos mordazas articuladas, una móvil y otra fija; la primera está ligada a una barra (palanca de carga), en cuyo extremo se va ejerciendo una fuerza creciente, hasta la falla de la muestra.

El valor del cohesiómetro está dada por la fórmula:

$$C = \frac{W}{D(0.20 H + 0.044 H^2)} \quad (9 - 5)$$

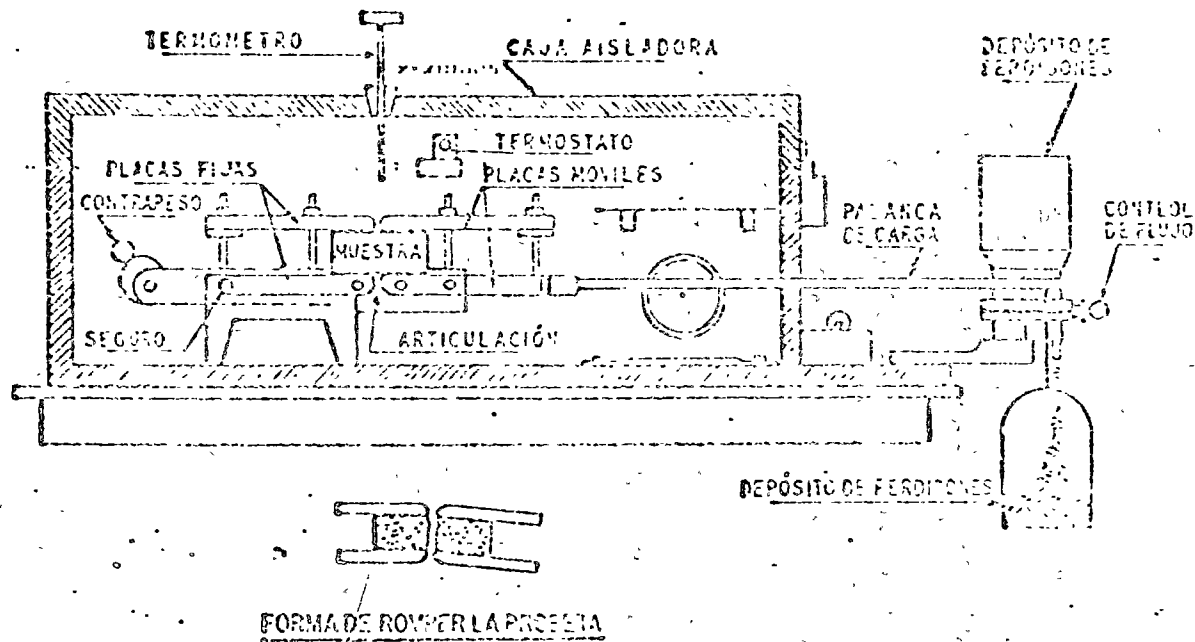


Fig. IX-17 Esquema del cohesiómetro de Hvem. (Ref. 42)

sendo, utilizandose las dimensiones que propone el Departamento de Carreteras de California E.U.A. (Ref. 43):

C, valor de conestómetro, en $\frac{\text{gr}}{\text{pulg}^2}$

W, peso de los pedregones en el depósito extremo, en gr.

D, diámetro o ancho del espécimen, en pulg.

H, altura del espécimen, en pulg.

El procedimiento para obtener el valor de cohesímetro se detalla en el anexo IX^oc de este Capítulo.

Anexo IX-a

Prueba de Placa (McLeod)

(Ref. 1)

IX-a.1. Generalidades.

La prueba se usa para medir el valor portante de los suelos a cualquier profundidad, tanto del terreno natural, como de la terracería o de cualquier capa de un pavimento flexible.

Según el tipo de problema en estudio, se tienen las siguientes características:

a) Carreteras.

Placa de 30.5 cm (12")

Deformación de 0.508 cm (0.2")

Diez repeticiones de la carga.

b) Aeropistas.

Placa de 76.2 cm (30")

Deformación de 1.27 cm (0.5")

Diez repeticiones de la carga.

IX-a.2 Equipo para la prueba.

Intervienen tres tipos de sistemas:

a) Sistema de reacción.

b) Sistema de carga.

c) Sistema de medición de deformaciones.

a.- Sistema de reacción.

Será proporcionada por un crujón con peso mínimo de 12 Tn para pruebas en carreteras y de 20 Tn para trabajos en aeropistas. Deberá contarse con una estructura apropiadamente rígida contra la que se puedan ejercer tales empujes; la defensa o la armadura del vehículo suelen ser apropiadas para ello.

b.- Sistema de carga.

Está constituido por un gato hidráulico, con manómetro y sus ^{unos} ~~adita~~ mentos y por un juego de placas circulares, con 2.5 cm de espesor mínimo y con las siguientes dimensiones.

- 1 - Carreteras. Por lo menos se usarán dos placas, de 30.5 cm (12") y 15.24 cm (6").
- 2 - Aeropistas. Por lo menos se usarán cuatro placas, de 76.3 cm (30"), 60.96 cm (24"), 45.7 cm (18") y 30.5 cm (12"); resulta conveniente añadir otra placa de 15.24 cm (6").

c.- Sistema de medición de deformaciones.

Está constituido por dos o mas micrómetros, con aproximación de 0.01 mm. Si son dos, deberán colocarse en oposición, a 180° ; si son tres, con separación angular a 120° y si son cuatro, lo que es preferible, en cruz. Los micrómetros estarán a una distancia mínima del borde de la placa de asiento (la mayor) de 2.5 cm.

Se deberá contar con cronómetros.

IX-a.3 Procedimiento de prueba.

1 - Se centra cuidadosamente la placa bajo el gato hidráulico, colocándola sobre una capa de arena fina o yeso, para proporcionarle un asiento uniforme; sobre la plana de asiento y concéntricas con ella se colocan las demás placas, en orden decreciente de diámetros.

2 - Para ajustar los sistemas de carga y control se aplica rápidamente, retirándola de inmediato, una carga suficiente para producir una deformación no menor de 0.25 mm (0.01"), ni mayor de 0.5 mm (0.02"). Después se aplica la mitad de la carga anterior y se ponen en cero los micrómetros para empezar la prueba; esta última carga es llamada de ajuste.

3 - Se aplica a continuación una carga que provoque una deformación aproximada de 1 mm (0.04") y se sostiene hasta que la velocidad de deformación sea de 0.025 mm por minuto (0.001"/min), durante tres minutos seguidos. Después se quita esta carga y se observa la recuperación, hasta que alcance un cambio de 0.025 mm por minuto (0.001"), también durante otros tres minutos. La misma carga se aplica y se retira de la misma manera seis veces, registrando todas las lecturas de los micrómetros.

4 - Se incrementa la carga hasta producir una deformación aproximada de 5.08 mm (0.2"), aplicándola y retirándola seis veces, siguiendo el procedimiento antes descrito.

5 - Finalmente, la carga se incrementa hasta dar una deformación aproximada de 10.1 mm (0.4") y se sigue el procedimiento anterior.

6 - En todos los casos, al punto final de cada etapa se detendrá al alcanzar una velocidad de deformación o de recuperación de 0.025 mm por minuto (0.001"/min) o inferior, durante tres minutos consecutivos.

7 - La deformación para una carga dada en cualquier tiempo se determinará por promedio aritmético de las lecturas de todos los extensómetros.

8 - Deberán recabarse datos auxiliares durante la prueba, tales como temperatura, condiciones del tiempo, operador, hora de las pruebas, condiciones extraordinarias de cualquier índole, etc.

IX-a.4 Cálculos y dibujo de gráficas.

1 - Para cada repetición de carga se determinará la deformación cuando la velocidad de ésta es de 0.025 mm por minuto (0.001"/min).

2 - Las cargas aplicadas, leídas en el manómetro del gato, se corregirán utilizando la curva de calibración correspondiente al equipo de carga usado, que debe estar disponible por trabajo previo de calibración del gato en laboratorio. Ya corregidas, a dichas cargas se les sumará la de ajuste (también corregida de la misma manera) y las cargas muertas del equipo, tales como los pesos de las placas, el del gato hidráulico, etc. La suma de todas las cargas mencionadas es la carga total corregida. La carga total corregida debe anotarse en cada caso con su correspondiente deformación, obtenida como se indicó en el inciso 1, tabulando los dos conceptos para las sin repeticiones indicadas para cada caso.

3.- Usando los datos anteriores debe determinarse una corrección a la deformación, graficando las cargas totales corregidas contra la deformación correspondiente a la quinta repetición de la carga (Fig. IX-a.1).

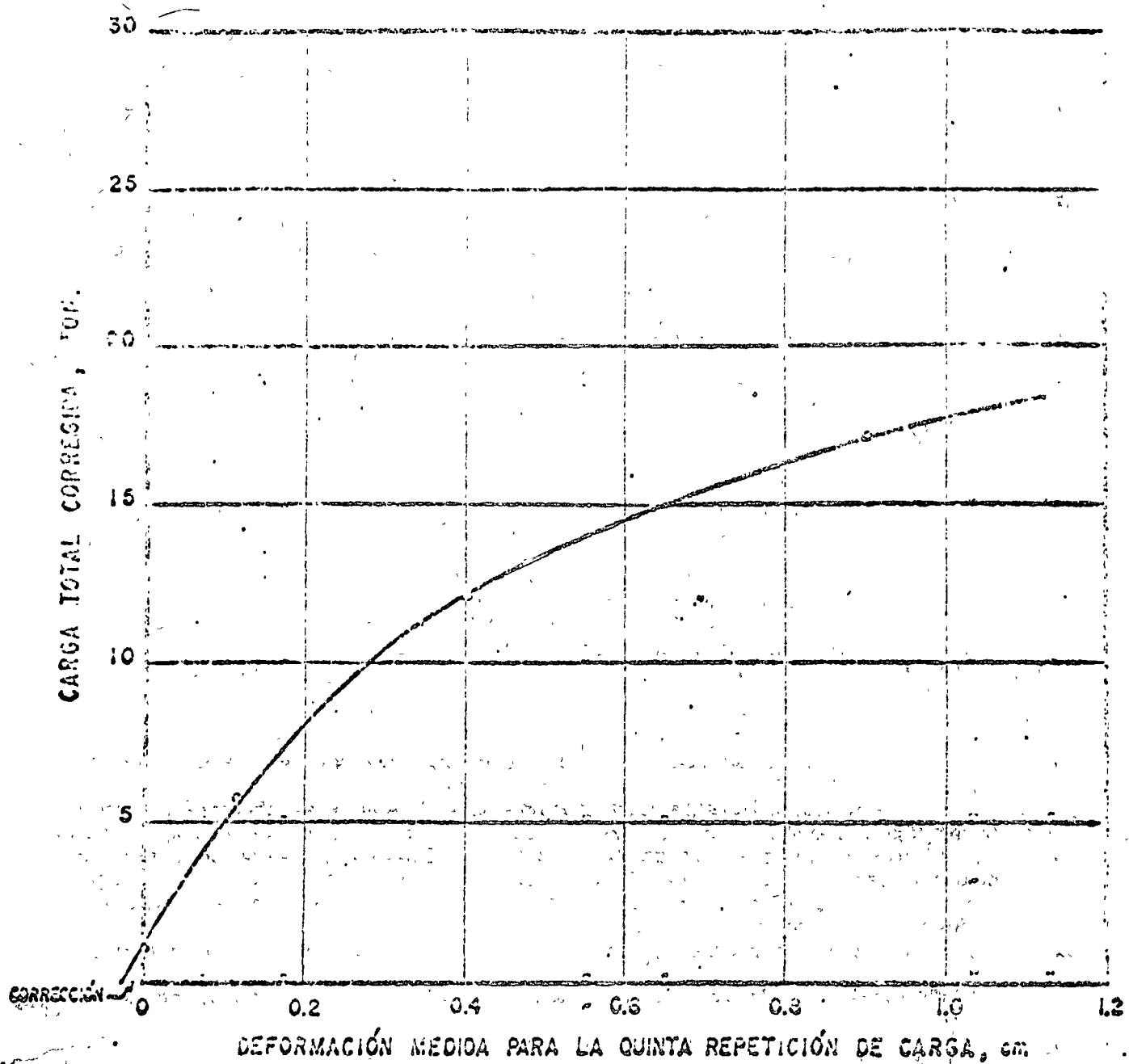


Fig. IX - a. 1. Determinación de la corrección del punto inicial para la medida de deformación

Entra Fig. IX-a.1

4 - La corrección para la deformación obtenida de la Fig. IX-a.1 se suma a cada una de las deformaciones medidas, reetabulándose los valores mencionados en el inciso 2.

5 - Se elaboran gráficas de las deformaciones corregidas contra el número de repeticiones de cada carga total corregida (en escala logarítmica), - extrapolando las rectas que resultan hasta las diez repeticiones; si algún punto cae fuera de la recta, deséchese. (Fig. IX-a.2)

Entra Fig. IX-a.2

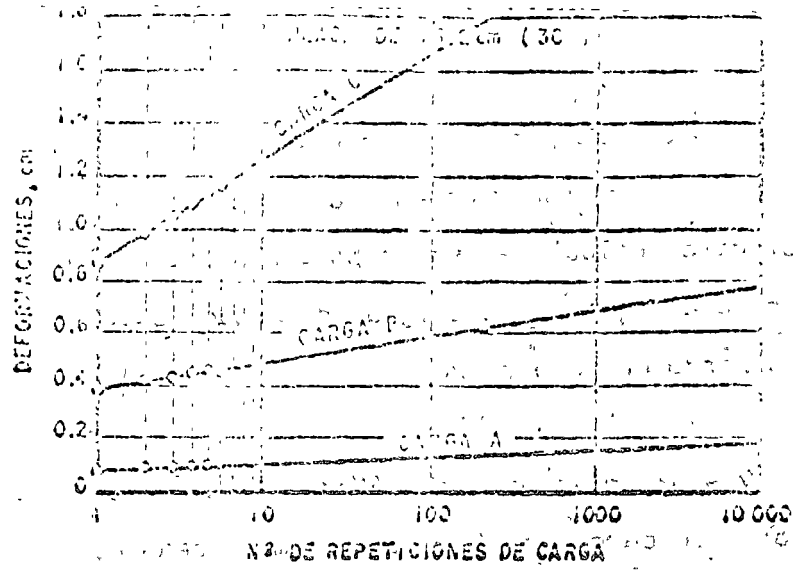


Fig.- IX- u. 2. Influencia sobre la deformación de las repeticiones de carga para cada una de las tres magnitudes de carga

6 - Se muestran típicamente las curvas obtenidas contra las deformaciones correspondientes a diez repeticiones de carga (Fig. IX-a.3). De esta gráfica se calcula el valor portante del suelo (módulo de resiliencia), entrando con la deformación prefijada para cada caso, la cual ya ha sido señalada al comienzo de este anexo.

7 - Según McLeod, el método es extrapolable a un mayor número de repeticiones de carga, si ésto se estima deseable.

Entra Fig. IX-a.3

Anexo IX-a

Prueba del V.R.S.
(Método del Cuerpo de Ingenieros de los E.U.A.)
(Refs. 7 y 40)

^b
X-~~1~~.1 Generalidades.

La experiencia ha demostrado que las más pequeñas deformaciones -

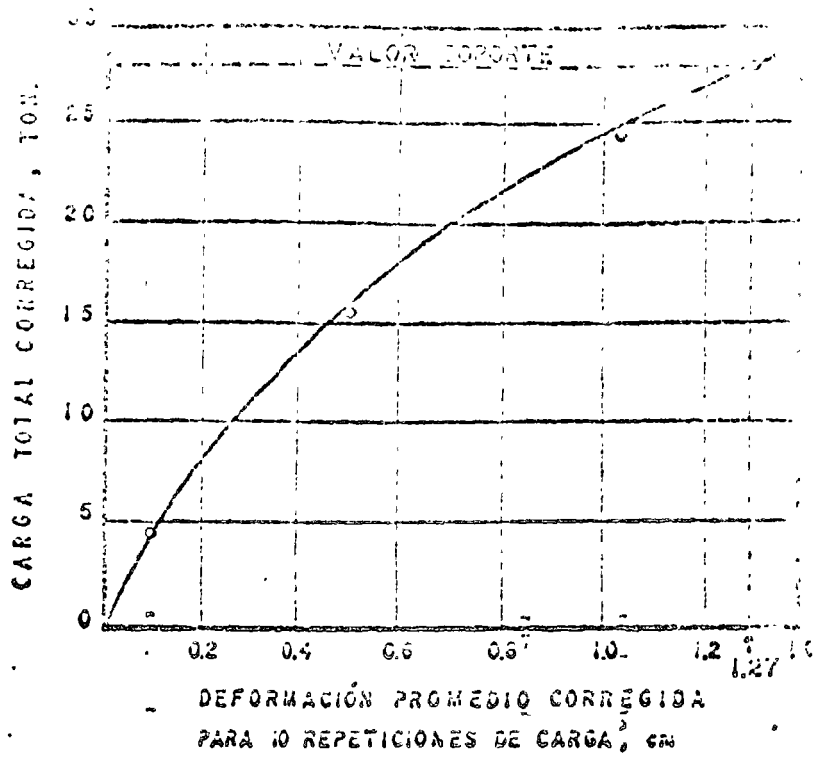


Fig. - IX - a.3. Carga total corregida contra deformación corregida para 10 repeticiones de carga.

V.2.5.

en el procedimiento de la prueba. Por motivos de gran importancia en los resultados de las mismas. Por esta razón hay necesidad de que los procedimientos de prueba se detallan paso a paso, a pesar de la dificultad todavía. Para materiales tales como agregados gruesos, el procedimiento no ha demostrado ser completamente satisfactorio, siendo necesario realizar varias pruebas con el fin de determinar un valor promedio razonable. En algunos casos en que los agregados se encuentran en tan pequeña cantidad que no afectan la estabilidad del suelo, las partículas pueden removerse, con lo cual se evitan las incongruencias en los resultados de la prueba. Sin embargo, para la mayoría de los suelos, los métodos aquí presentados han demostrado ser satisfactorios. En los párrafos siguientes se presentan los procedimientos y el equipo sugeridos para pruebas en muestras remoldeadas y compactadas, en especímenes inalterados y determinaciones en el campo.

X-^b 1.2 Equipo.

El equipo usado en la preparación y ensayo de especímenes remoldeados es el que sigue:

1) Molde cilíndrico de 15.2 cm (6 pulg) de diámetro y altura de 17.8 cm (7 pulg), equipado con un collarín de extensión de 5.1 cm (2 pulg) de altura y una placa de base perforada. La placa de base y el collarín se pueden fijar en ambos extremos del cilindro. Cuando se tiene un grupo de moldes es aconsejable tener una placa de base adicional, pues se requieren dos placas en el momento de invertir el molde durante la preparación del espécimen.

2) Un disco separador de 15 cm (5 15/16 pulg) de diámetro y 3.81 cm (2.5 pulg) de altura, para insertarlo como fondo falso en el molde cilíndrico, durante la compactación.

3) Un compactador semejante al utilizado en la prueba de compactación AASHTO Modificada [4.54 kg (10 libras) de peso y 3.1 cm (2 pulg) de diámetro en la superficie de golpeo].

4) Vástago ajustable y placa perforada, trípode y micrometro con aproximación al 0.0025 de centímetro (0.001 pulg) para medir la expansión del suelo.

5) un anillo con peso de 2.27 kg (5 lb); varias pesas de un diseño especial, de 2.27 kg (5 lb) de peso cada una, adecuadas para ser colocadas como sobrecarga en la superficie del suelo, durante el proceso de saturación y de penetración.

6) Pistón de penetración de 4.9 cm (1.92 pulg) de diámetro y aproximadamente 10 cm (4 pulg) de longitud.

7) Máquina de prueba o gato de tornillo con su marco especial, que pueden usarse cualquiera de los dos, para introducir el pistón en el espécimen con una velocidad de 0.127 cm/min (0.05 pulg por minuto).

8) Equipo general de laboratorio, como cucharas para mezclado, espátulas, envasadores, balanzas, tanque de saturación, cápsulas para determinación de contenido de agua, horno, etc.

X-3 Preparación de probetas remoldeadas.

V.R.S.
El procedimiento es tal que los valores de σ_{ult} se obtienen a partir de especímenes de prueba que posean el mismo peso específico y contenido de agua que se espera encontrar en el campo. Por lo general, para la

mayoría de los materiales, la compactación crítica del prototipo es cuando ha absorbido la cantidad máxima de agua. Por ese motivo y con el fin de obtener un resultado conservador, el diseño de ^{V.M.S.} ~~W.M.S.~~, adoptado por el Cuerpo de Ingenieros de los E.U.A., es el ^{V.P.S.} ~~W.P.S.~~ obtenido después de que los especímenes -- han sido sumergidos en agua un período de cuatro días. Durante este tiempo se confinan en el molde por medio de una sobregarca igual al peso del pavimento que actuará sobre el material. El procedimiento que se da a continuación se ha formulado como resultado de los estudios hechos y deberá seguirse por lo general.

1) Se seca la muestra hasta que se pueda desmoronar. El secado deberá hacerse al aire libre o bien empleando el horno siempre y cuando la temperatura de la muestra no exceda de 60°C. En seguida se rompen los grumos, teniendo cuidado de no triturar las partículas. Se quita el material cuyo tamaño es mayor de 1,9 cm (3/4 pulg), reemplazándolo por una cantidad igual de material cuyos tamaños están comprendidos entre las mallas No. 4 y de 5/4 de pulg, mezclando completamente la muestra.

2) El método de compactación usado es, en general, una prueba dinámica tipo Proctor.

Las modificaciones hechas por el Cuerpo de Ingenieros incluyen cambios en el peso del pisón compactador de 2.5 kg (5.5 lb) a 4.54 kg (10 lb), altura de caída del compactador de 45.8 cm (18 pulg) en lugar de 30.5 cm (12 pulg), compactación de las probetas en el molde en cinco capas iguales ligeramente menores de 2.54 cm (1 pulg) cada una, en lugar de tres capas iguales; se dan 55 golpes por capa, usándose agregados hasta 1,9 cm (3/4 pulg) de tamaño. Todo material mayor de ese tamaño, es separado y reemplazado por una cantidad igual de material comprendido entre las mallas No. 4 y 3/4 de pulg. Ningún material se vuelve a utilizar. El molde se coloca sobre un piso de pa-

cestal de concreto durante la compactación.

Se compacta un número suficiente de especímenes con variaciones en su contenido de humedad, con el fin de establecer definitivamente el contenido de agua óptimo y el peso volumétrico máximo. Si las características de compactación del material son perfectamente conocidas, será suficiente compactar cuatro o cinco especímenes con contenidos de agua dentro de un intervalo de más o menos dos por ciento del contenido de agua óptimo. Dichos especímenes se preparan con diferentes energías de compactación, de manera que normalmente se usan la energía Proctor estándar, la Proctor modificada y una energía aún inferior a la Proctor estándar.

Se tienen así especímenes que con contenidos de agua diferentes alcanzan distintos pesos volumétricos secos, con lo que se puede estudiar suficientemente la variación del ^{V.M.S.} ~~índice~~ con estos dos factores, que son los que lo afectan principalmente. La altura de caída del compactador deberá controlarse cuidadosamente, así como distribuir los golpes uniformemente sobre el espécimen.

Los resultados se dibujan en un diagrama de contenidos de humedad contra peso volumétrico, trazándose una curva que pase por los puntos obtenidos.

3) El índice con la extensión de collarín se fija a la placa de base, insertándose un disco separador sobre dicha placa. En la parte superior del disco se coloca un papel filtro grueso o una malla de alambre fina.

4) Las muestras deberán compactarse para la prueba de ^{V.M.S.} ~~índice~~ utilizando el mismo procedimiento descrito en el inciso 2 de esta sección, usando los esfuerzos de compactación y los contenidos de agua recomendados en la sección X-^b 7.5. Después de compactar la muestra, se quita el collarín, cortándose

el espécimen, se coloca sobre la superficie superior una malla o un papel filtro grueso y una placa de base perforada se fija a la parte superior del molde. Se invierte el molde, quitándose la placa de base que se encontraba en el fondo, así como el separador, determinándose el peso volumétrico.

5) Se coloca el vástago ajustable a la placa sobre la superficie del molde, aplicando una pesa en forma de anillo, con el fin de producir una intensidad de carga igual al peso del material del pavimento con 2.27 kg (5 lb) de más o menos, pero en ningún caso el peso será menor de 4.54 kg (10 lb). Sumérgase el molde con las pesas en agua, para permitir el libre acceso del agua por arriba y por abajo del espécimen, tomando medidas iniciales para determinar la expansión y dejando que se humedezca durante cuatro días. Se puede permitir un período menor de inmersión para suelos permeables, si es aparente que se ha conseguido el contenido de agua máximo. Al final se toman medidas de la expansión, calculándose ésta como un porcentaje de la altura del espécimen.

6) Quítese el agua superficial y permítase el drenado del espécimen durante quince minutos. Se debe tener cuidado de no alterar la superficie del espécimen durante la remoción del agua libre, para lo cual es necesario inclinar los especímenes. Se retiran tanto la placa perforada como los pesos de sobrecarga y se pesa el espécimen, quedando este último listo para la prueba de penetración.

^b IX-3.4 Prueba de penetración.

Debido a que el procedimiento de prueba que se usa actualmente es el mismo para todos los tipos de especímenes, no será necesario repetirlo al referirse a cada tipo de suelo en particular. El procedimiento descrito en

los siguientes párrafos es aplicable también a las pruebas hechas en el campo, una vez que la superficie de prueba haya sido preparada.

1) Se aplica una sobrecarga sobre todos los suelos, que sea suficiente para producir una intensidad de carga igual al peso del material del pavimento (con \pm 2.27 kg de aproximación), pero no menor de 4.54 kg (10 lb). Si la muestra ha sido saturada previamente, la sobrecarga deberá ser igual a la colocada durante el período de saturación. Para evitar el empuje hacia arriba del suelo dentro del agujero de las pesas de sobrecarga, es conveniente colocar un disco con perforación circular de 2.27 kg (5 lb) de sobrecarga sobre la superficie del suelo antes de la colocación del pistón y de la aplicación de los pesos restantes.

2) Colóquese el pistón de penetración con una carga de 4.54 kg (10 lb) y pónganse los medidores de deformación y de esfuerzo en cero. Esta carga inicial es indispensable para asegurar un asentamiento satisfactorio del pistón, debiendo considerarse como carga cero cuando se determina la relación presión - penetración.

3) Se aplica carga sobre el pistón de penetración de manera que la velocidad de aplicación sea aproximadamente de 0.127 cm/min (0.05 pulg./min). Obténganse lecturas de carga a 0.053, 0.127, 0.190, 0.254, 0.317, 0.381, 0.444, 0.508, 0.571, 0.635, 0.698, 0.762, 0.825, 0.889, 0.952, 1.015, 1.078, 1.142, 1.205, 1.268, 1.331, 1.394, 1.457, 1.521, 1.584, 1.647, 1.710, 1.773, 1.836, 1.899, 1.962, 2.025, 2.088, 2.151, 2.214, 2.277, 2.340, 2.403, 2.466, 2.529, 2.592, 2.655, 2.718, 2.781, 2.844, 2.907, 2.970, 3.033, 3.096, 3.159, 3.222, 3.285, 3.348, 3.411, 3.474, 3.537, 3.600, 3.663, 3.726, 3.789, 3.852, 3.915, 3.978, 4.041, 4.104, 4.167, 4.230, 4.293, 4.356, 4.419, 4.482, 4.545, 4.608, 4.671, 4.734, 4.797, 4.860, 4.923, 4.986, 5.049, 5.112, 5.175, 5.238, 5.301, 5.364, 5.427, 5.490, 5.553, 5.616, 5.679, 5.742, 5.805, 5.868, 5.931, 5.994, 6.057, 6.120, 6.183, 6.246, 6.309, 6.372, 6.435, 6.498, 6.561, 6.624, 6.687, 6.750, 6.813, 6.876, 6.939, 7.002, 7.065, 7.128, 7.191, 7.254, 7.317, 7.380, 7.443, 7.506, 7.569, 7.632, 7.695, 7.758, 7.821, 7.884, 7.947, 8.010, 8.073, 8.136, 8.199, 8.262, 8.325, 8.388, 8.451, 8.514, 8.577, 8.640, 8.703, 8.766, 8.829, 8.892, 8.955, 9.018, 9.081, 9.144, 9.207, 9.270, 9.333, 9.396, 9.459, 9.522, 9.585, 9.648, 9.711, 9.774, 9.837, 9.900, 9.963, 10.026, 10.089, 10.152, 10.215, 10.278, 10.341, 10.404, 10.467, 10.530, 10.593, 10.656, 10.719, 10.782, 10.845, 10.908, 10.971, 11.034, 11.097, 11.160, 11.223, 11.286, 11.349, 11.412, 11.475, 11.538, 11.601, 11.664, 11.727, 11.790, 11.853, 11.916, 11.979, 12.042, 12.105, 12.168, 12.231, 12.294, 12.357, 12.420, 12.483, 12.546, 12.609, 12.672, 12.735, 12.798, 12.861, 12.924, 12.987, 13.050, 13.113, 13.176, 13.239, 13.302, 13.365, 13.428, 13.491, 13.554, 13.617, 13.680, 13.743, 13.806, 13.869, 13.932, 13.995, 14.058, 14.121, 14.184, 14.247, 14.310, 14.373, 14.436, 14.499, 14.562, 14.625, 14.688, 14.751, 14.814, 14.877, 14.940, 15.003, 15.066, 15.129, 15.192, 15.255, 15.318, 15.381, 15.444, 15.507, 15.570, 15.633, 15.696, 15.759, 15.822, 15.885, 15.948, 16.011, 16.074, 16.137, 16.200, 16.263, 16.326, 16.389, 16.452, 16.515, 16.578, 16.641, 16.704, 16.767, 16.830, 16.893, 16.956, 17.019, 17.082, 17.145, 17.208, 17.271, 17.334, 17.397, 17.460, 17.523, 17.586, 17.649, 17.712, 17.775, 17.838, 17.901, 17.964, 18.027, 18.090, 18.153, 18.216, 18.279, 18.342, 18.405, 18.468, 18.531, 18.594, 18.657, 18.720, 18.783, 18.846, 18.909, 18.972, 19.035, 19.098, 19.161, 19.224, 19.287, 19.350, 19.413, 19.476, 19.539, 19.602, 19.665, 19.728, 19.791, 19.854, 19.917, 19.980, 20.043, 20.106, 20.169, 20.232, 20.295, 20.358, 20.421, 20.484, 20.547, 20.610, 20.673, 20.736, 20.799, 20.862, 20.925, 20.988, 21.051, 21.114, 21.177, 21.240, 21.303, 21.366, 21.429, 21.492, 21.555, 21.618, 21.681, 21.744, 21.807, 21.870, 21.933, 21.996, 22.059, 22.122, 22.185, 22.248, 22.311, 22.374, 22.437, 22.500, 22.563, 22.626, 22.689, 22.752, 22.815, 22.878, 22.941, 23.004, 23.067, 23.130, 23.193, 23.256, 23.319, 23.382, 23.445, 23.508, 23.571, 23.634, 23.697, 23.760, 23.823, 23.886, 23.949, 24.012, 24.075, 24.138, 24.201, 24.264, 24.327, 24.390, 24.453, 24.516, 24.579, 24.642, 24.705, 24.768, 24.831, 24.894, 24.957, 25.020, 25.083, 25.146, 25.209, 25.272, 25.335, 25.398, 25.461, 25.524, 25.587, 25.650, 25.713, 25.776, 25.839, 25.902, 25.965, 26.028, 26.091, 26.154, 26.217, 26.280, 26.343, 26.406, 26.469, 26.532, 26.595, 26.658, 26.721, 26.784, 26.847, 26.910, 26.973, 27.036, 27.099, 27.162, 27.225, 27.288, 27.351, 27.414, 27.477, 27.540, 27.603, 27.666, 27.729, 27.792, 27.855, 27.918, 27.981, 28.044, 28.107, 28.170, 28.233, 28.296, 28.359, 28.422, 28.485, 28.548, 28.611, 28.674, 28.737, 28.800, 28.863, 28.926, 28.989, 29.052, 29.115, 29.178, 29.241, 29.304, 29.367, 29.430, 29.493, 29.556, 29.619, 29.682, 29.745, 29.808, 29.871, 29.934, 30.000, 30.063, 30.126, 30.189, 30.252, 30.315, 30.378, 30.441, 30.504, 30.567, 30.630, 30.693, 30.756, 30.819, 30.882, 30.945, 31.008, 31.071, 31.134, 31.197, 31.260, 31.323, 31.386, 31.449, 31.512, 31.575, 31.638, 31.701, 31.764, 31.827, 31.890, 31.953, 32.016, 32.079, 32.142, 32.205, 32.268, 32.331, 32.394, 32.457, 32.520, 32.583, 32.646, 32.709, 32.772, 32.835, 32.898, 32.961, 33.024, 33.087, 33.150, 33.213, 33.276, 33.339, 33.402, 33.465, 33.528, 33.591, 33.654, 33.717, 33.780, 33.843, 33.906, 33.969, 34.032, 34.095, 34.158, 34.221, 34.284, 34.347, 34.410, 34.473, 34.536, 34.599, 34.662, 34.725, 34.788, 34.851, 34.914, 34.977, 35.040, 35.103, 35.166, 35.229, 35.292, 35.355, 35.418, 35.481, 35.544, 35.607, 35.670, 35.733, 35.796, 35.859, 35.922, 35.985, 36.048, 36.111, 36.174, 36.237, 36.300, 36.363, 36.426, 36.489, 36.552, 36.615, 36.678, 36.741, 36.804, 36.867, 36.930, 36.993, 37.056, 37.119, 37.182, 37.245, 37.308, 37.371, 37.434, 37.497, 37.560, 37.623, 37.686, 37.749, 37.812, 37.875, 37.938, 38.001, 38.064, 38.127, 38.190, 38.253, 38.316, 38.379, 38.442, 38.505, 38.568, 38.631, 38.694, 38.757, 38.820, 38.883, 38.946, 39.009, 39.072, 39.135, 39.198, 39.261, 39.324, 39.387, 39.450, 39.513, 39.576, 39.639, 39.702, 39.765, 39.828, 39.891, 39.954, 40.017, 40.080, 40.143, 40.206, 40.269, 40.332, 40.395, 40.458, 40.521, 40.584, 40.647, 40.710, 40.773, 40.836, 40.899, 40.962, 41.025, 41.088, 41.151, 41.214, 41.277, 41.340, 41.403, 41.466, 41.529, 41.592, 41.655, 41.718, 41.781, 41.844, 41.907, 41.970, 42.033, 42.096, 42.159, 42.222, 42.285, 42.348, 42.411, 42.474, 42.537, 42.600, 42.663, 42.726, 42.789, 42.852, 42.915, 42.978, 43.041, 43.104, 43.167, 43.230, 43.293, 43.356, 43.419, 43.482, 43.545, 43.608, 43.671, 43.734, 43.797, 43.860, 43.923, 43.986, 44.049, 44.112, 44.175, 44.238, 44.301, 44.364, 44.427, 44.490, 44.553, 44.616, 44.679, 44.742, 44.805, 44.868, 44.931, 44.994, 45.057, 45.120, 45.183, 45.246, 45.309, 45.372, 45.435, 45.498, 45.561, 45.624, 45.687, 45.750, 45.813, 45.876, 45.939, 46.002, 46.065, 46.128, 46.191, 46.254, 46.317, 46.380, 46.443, 46.506, 46.569, 46.632, 46.695, 46.758, 46.821, 46.884, 46.947, 47.010, 47.073, 47.136, 47.199, 47.262, 47.325, 47.388, 47.451, 47.514, 47.577, 47.640, 47.703, 47.766, 47.829, 47.892, 47.955, 48.018, 48.081, 48.144, 48.207, 48.270, 48.333, 48.396, 48.459, 48.522, 48.585, 48.648, 48.711, 48.774, 48.837, 48.900, 48.963, 49.026, 49.089, 49.152, 49.215, 49.278, 49.341, 49.404, 49.467, 49.530, 49.593, 49.656, 49.719, 49.782, 49.845, 49.908, 49.971, 50.034, 50.097, 50.160, 50.223, 50.286, 50.349, 50.412, 50.475, 50.538, 50.601, 50.664, 50.727, 50.790, 50.853, 50.916, 50.979, 51.042, 51.105, 51.168, 51.231, 51.294, 51.357, 51.420, 51.483, 51.546, 51.609, 51.672, 51.735, 51.798, 51.861, 51.924, 51.987, 52.050, 52.113, 52.176, 52.239, 52.302, 52.365, 52.428, 52.491, 52.554, 52.617, 52.680, 52.743, 52.806, 52.869, 52.932, 52.995, 53.058, 53.121, 53.184, 53.247, 53.310, 53.373, 53.436, 53.499, 53.562, 53.625, 53.688, 53.751, 53.814, 53.877, 53.940, 54.003, 54.066, 54.129, 54.192, 54.255, 54.318, 54.381, 54.444, 54.507, 54.570, 54.633, 54.696, 54.759, 54.822, 54.885, 54.948, 55.011, 55.074, 55.137, 55.200, 55.263, 55.326, 55.389, 55.452, 55.515, 55.578, 55.641, 55.704, 55.767, 55.830, 55.893, 55.956, 56.019, 56.082, 56.145, 56.208, 56.271, 56.334, 56.397, 56.460, 56.523, 56.586, 56.649, 56.712, 56.775, 56.838, 56.901, 56.964, 57.027, 57.090, 57.153, 57.216, 57.279, 57.342, 57.405, 57.468, 57.531, 57.594, 57.657, 57.720, 57.783, 57.846, 57.909, 57.972, 58.035, 58.098, 58.161, 58.224, 58.287, 58.350, 58.413, 58.476, 58.539, 58.602, 58.665, 58.728, 58.791, 58.854, 58.917, 58.980, 59.043, 59.106, 59.169, 59.232, 59.295, 59.358, 59.421, 59.484, 59.547, 59.610, 59.673, 59.736, 59.799, 59.862, 59.925, 59.988, 60.051, 60.114, 60.177, 60.240, 60.303, 60.366, 60.429, 60.492, 60.555, 60.618, 60.681, 60.744, 60.807, 60.870, 60.933, 60.996, 61.059, 61.122, 61.185, 61.248, 61.311, 61.374, 61.437, 61.500, 61.563, 61.626, 61.689, 61.752, 61.815, 61.878, 61.941, 62.004, 62.067, 62.130, 62.193, 62.256, 62.319, 62.382, 62.445, 62.508, 62.571, 62.634, 62.697, 62.760, 62.823, 62.886, 62.949, 63.012, 63.075, 63.138, 63.201, 63.264, 63.327, 63.390, 63.453, 63.516, 63.579, 63.642, 63.705, 63.768, 63.831, 63.894, 63.957, 64.020, 64.083, 64.146, 64.209, 64.272, 64.335, 64.398, 64.461, 64.524, 64.587, 64.650, 64.713, 64.776, 64.839, 64.902, 64.965, 65.028, 65.091, 65.154, 65.217, 65.280, 65.343, 65.406, 65.469, 65.532, 65.595, 65.658, 65.721, 65.784, 65.847, 65.910, 65.973, 66.036, 66.099, 66.162, 66.225, 66.288, 66.351, 66.414, 66.477, 66.540, 66.603, 66.666, 66.729, 66.792, 66.855, 66.918, 66.981, 67.044, 67.107, 67.170, 67.233, 67.296, 67.359, 67.422, 67.485, 67.548, 67.611, 67.674, 67.737, 67.800, 67.863, 67.926, 67.989, 68.052, 68.115, 68.178, 68.241, 68.304, 68.367, 68.430, 68.493, 68.556, 68.619, 68.682, 68.745, 68.808, 68.871, 68.934, 68.997, 69.060, 69.123, 69.186, 69.249, 69.312, 69.375, 69.438, 69.501, 69.564, 69.627, 69.690, 69.753, 69.816, 69.879, 69.942, 70.005, 70.068, 70.131, 70.194, 70.257, 70.320, 70.383, 70.446, 70.509, 70.572, 70.635, 70.698, 70.761, 70.824, 70.887, 70.950, 71.013, 71.076, 71.139, 71.202, 71.265, 71.328, 71.391, 71.454, 71.517, 71.580, 71.643, 71.706, 71.769, 71.832, 71.895, 71.958, 72.021, 72.084, 72.147, 72.210, 72.273, 72.336, 72.399, 72.462, 72.525, 72.588, 72.651, 72.714, 72.777, 72.840, 72.903, 72.966, 73.029, 73.092, 73.155, 73.218, 73.281, 73.344, 73.407, 73.470, 73.533, 73.596, 73.659, 73.722, 73.785, 73.848, 73.911, 73.974, 74.037, 74.100, 74.163, 74.226, 74.289, 74.352, 74.415, 74.478, 74.541, 74.604, 74.667, 74.730, 74.793, 74.856, 74.919, 74.982, 75.045, 75.108, 75.171, 75.234, 75.297, 75.360, 75.423, 75.486, 75.549, 75.612, 75.675, 75.738, 75.801, 75.864, 75.927, 75.990, 76.053, 76.116, 76.179, 76.242, 76.305, 76.368, 76.431, 76.494, 76.557, 76.620, 76.683, 76.746, 76.809, 76.872, 76.935, 77.000, 77.063, 77.126, 77.189, 77.252, 77.315, 77.378, 77.441, 77.504, 77.567, 77.630, 77.693, 77.756, 77.819, 77.882, 77.945, 78.008, 78.071, 78.134, 78.197, 78.260, 78.323, 78.386, 78.449, 78.512, 78.575, 78.638, 78.701, 78.764, 78.827, 78.890, 78.953, 79.016, 79.079, 79.142, 79.205, 79.268, 79.331, 79.394, 79.457, 79.520, 79.583, 79.646, 79.709, 79.772, 79.835, 79.898, 79.961, 80.024, 80.087, 80.150, 80.213, 80.276, 80.339, 80.402, 80.465, 80.528, 80.591, 80.654, 80.717, 80.780, 80.843, 80.906, 80.969, 81.032, 81.095, 81.158, 81.221, 81.284, 81.347, 81.410, 81.473, 81.536, 81.599, 81.662, 81.725, 81.788, 81.851, 81.914, 81.977, 82.040, 82.103, 82.166, 82.229, 82.292, 82.355, 82.418, 82.481, 82.544, 82.607, 82.670, 82.733, 82.796, 82.859, 82.922, 82.985, 83.048, 83.111, 83.174, 83.237, 83.300, 83.363, 83.426, 83.489, 83.552, 83.615, 83.678, 83.741, 83.804, 83.867, 83.930, 83.993, 84.056, 84.119, 84.182, 84.245, 84.308, 84.371, 84.434, 84.497, 84.560, 84.623, 84.686, 84.749, 84.812, 84.875, 84.938, 85.001, 85.064, 85.127, 85.190, 85.253, 85.316, 85.379, 85.442, 85.505, 85.568, 85.631, 85.694, 85.757, 85.820, 85.883, 85.946, 86.009, 86.072, 86.135, 86.198, 86.261, 86.324, 86.387, 86.450, 86.513, 86.576, 86.639, 86.702, 86.765, 86.828, 86.891, 86.954, 87.017, 87.080, 87.143, 87.206, 87.269, 87.332, 87.395, 87.458, 87.521, 87.584, 87.647, 87.710, 87.773, 87.836, 87.899, 87.962, 88.025, 88.088, 88.151, 88.214, 88.277, 88.340, 88.403, 88.466, 88.529, 88.592, 88.655, 88.718, 88.781, 88.844, 88.907, 88.970, 89.033, 89.096, 89.159, 89.222, 89.285, 89.348, 89.411, 89.474, 89.537, 89.600, 89.663, 89.726, 89.789, 89.852, 89.915, 89.978, 90.041, 90.104, 90.167, 90.230, 90.293, 90.356, 90.419, 90.482, 90.545, 90.608, 90.671, 90.734, 90.797, 90.860, 90.923, 90.986, 91.049, 91.112, 91.175, 91.238, 91.301, 91.364, 91.427, 91.490, 91.553, 91.616, 91.679, 91.742, 91.805, 91.868, 91.931, 91.994, 92.057, 92.120, 92.183, 92.246, 92.309, 92.372, 92.435, 92.498, 92.561, 92.624, 92.687, 92.750, 92.813, 92.876, 92.939, 93.002, 93.065, 93.128, 93.191, 93.254, 93.317, 93.380, 93.443, 93.506, 93.569, 93.632, 93.695, 93.758, 93.821, 93.884, 93.947, 94.010, 94.073, 94.136, 94.199, 94.262, 94.325, 94.388, 94.451, 94.514, 94.577, 94.640, 94.703, 94.766, 94.829, 94.892, 94.955, 95.

un contenido de agua promedio, para la profundidad completa de la muestra.

5) Se calcula la presión aplicada por el penetrometro y se ubica la curva esfuerzos-penetración. Para obtener las presiones reales de penetración a partir de los datos de la prueba, el punto cero de la curva se ajusta para corregir las irregularidades de la superficie, que afectan la forma inicial de la curva.

6) Se determinan los valores de presión corregidos para 0.25 y 0.51 cm (0.1 y 0.2 pulg) de penetración, a partir de los cuales se obtienen los valores de ^{V.R.S.} ~~V.R.S.~~ dividiendo estas presiones entre las estándar de 70 y 105 kg/cm² (1,000 y 1,500 lb/pulg² respectivamente). Se multiplica cada relación por 100 para obtener la relación en porcentaje. Por lo general ^{V.R.S.} ~~V.R.S.~~ se selecciona para 0.25 cm (0.1 Pulg) de penetración. Si el ^{V.R.S.} ~~V.R.S.~~ para 0.51 cm (0.2 pulg) de penetración es mayor que el correspondiente al anterior deberá repetirse la prueba. Si la prueba de comprobación da resultados similares, ^{V.R.S.} ~~V.R.S.~~ deberá usarse el ^{V.R.S.} ~~V.R.S.~~ para 0.51 cm (0.2 pulg).

^b
IX-4.5 Datos y resultados de la prueba

Los datos y resultados de la prueba que deberán suministrarse con los siguientes:

- 1) Procedimiento de compactación.
- 2) Esfuerzo de compactación.
- 3) Contenido de humedad al fabricar el espécimen.
- 4) Peso específico.

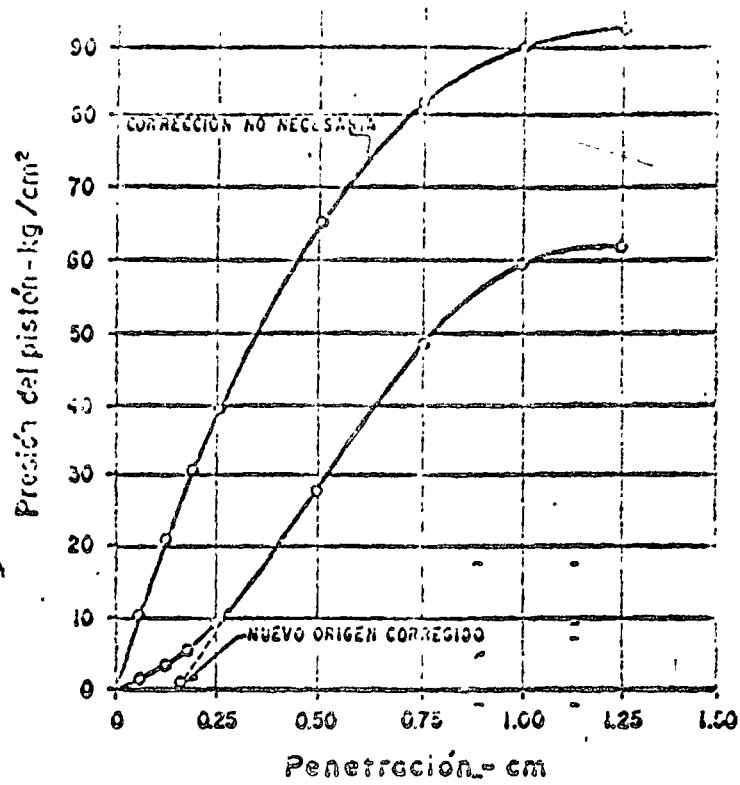


Fig.- IX-b.1 Gráfico Presión - Penetración en una prueba de V.R.S.

- 5) Sobrecarga de saturación y de penetración.
- 6) Expansión de la muestra.
- 7) Contenido de humedad después de la saturación.
- 8) Contenido de humedad óptima y peso específico máximo determinados mediante la prueba de compactación AASHO Modificada, descrita en la sección IX-^b2.3.
- 9) Curva Presión - Penetración. (Fig. IX-^b1)

— Entro Fig. IX-^b13

IX-^b2.6 Procedimiento de preparación de muestras remoldeadas.

En el ensaye de especímenes remoldeados por el método de California, todas las capas subrasantes y bases han sido agrupadas en tres clases con respecto al comportamiento durante la saturación:

a) Arenas sin cohesión y gravas, b) suelos cohesivos, y c) suelos clasificados como GW, GP, SW_c y SP. En el segundo grupo están por lo general los suelos clasificados como GM, GC, SM, SC, ML, CL y OL. Los suelos de alta expansión comprenden por lo general a los clasificados como MH, CH, y OH. Se dan procedimientos por separado para cada uno de estos grupos.

a) Arenas sin cohesión y gravas

Por lo general los suelos sin cohesión se compactan fácilmente mediante rodillos especiales o por medio del tránsito hasta su peso específico máximo especificado por el método AASHO Modificado; prueba que se efectúa usando 55 golpes por capa y con un contenido de agua correspondiente a la saturación de la muestra para obtener el peso volumétrico máximo. Si la saturación no baja al ^{V.2.6} ~~al 100%~~ de una arena sin cohesión y grava, podrá ser omitida en las pruebas posteriores del mismo material.

Gato incluye por lo general suelos

b) Suelos cohesivos

Los suelos de este grupo se ensayan de manera de obtener datos que mostrarán su comportamiento sobre un intervalo completo de contenidos de humedad anticipados para muestras representativas. Las curvas de compactación se desarrollan para 55, 25 y 10 golpes por capa, sumergiendo y penetrando cada espécimen, con el fin de obtener una familia completa de curvas que muestran la relación entre el peso específico, contenido de agua y ^{V.R.S.} ~~W_{max}~~. Como ayuda para determinar la validez de los datos de compactación se colocan sobre un papel semilogarítmico el peso específico máximo contra la energía de compactación (trabajo por unidad de volumen); los puntos así obtenidos dan, por lo general, una línea recta.

c) Suelos expansivos

Los procedimientos de prueba para suelos de gran expansión son los mismos que los descritos antes para suelos cohesivos. Sin embargo, los objetivos del programa de prueba no son exactamente los mismos. Las pruebas que se realizan en suelos expansivos tienen como finalidad la determinación del contenido de humedad y el peso volumétrico que producen la expansión mínima. El contenido de humedad y el peso volumétrico apropiados para este caso no son necesariamente los valores óptimos obtenidos a través de la prueba AASHTO Modificada. Por lo general la expansión mínima y el máximo ^{V.R.S.} ~~W_{max}~~ saturado ocurren para un contenido de humedad ligeramente mayor que el óptimo. Cuando se ensayan suelos que se expanden con facilidad, puede ser necesario que se requiera la preparación de muestras para un intervalo más amplio de humedad y pesos volumétricos que los utilizados normalmente, con el objeto de establecer la relación entre el contenido de humedad, el peso volumétrico, la expansión y, al ^{V.R.S.} ~~W_{max}~~ en un suelo determinado.

el método de la caja de penetración. La muestra se cubre con papel encerado o parafina con el fin de evitar la pérdida de humedad durante el transporte al laboratorio.

Las pruebas de infiltración o de penetración se llevan a cabo, como se explicó anteriormente, después de que se quita el papel o la parafina del extremo del espécimen, en el caso de moldes o cubiertas metálicas, o bien después de que la superficie de la caja de muestras es nivelada con una daga, capa de arena si es necesario. Los cálculos y los resultados de las pruebas se reportarán como se indicó antes.

^bX-~~A~~.8 Prueba de campo

La prueba de campo es, bajo ciertas condiciones, una prueba satisfactoria para determinar la capacidad de soporte de un material en el lugar. Básicamente el aspecto que corresponde a la penetración en esta prueba es el mismo que se describió en la sección ^bX-~~A~~.4.

La prueba de campo puede usarse en cualquiera de las condiciones que a continuación se citan:

a) Cuando el peso volumétrico en el lugar y el contenido de humedad son tales que el grado de saturación es de 80% o mayor.

b) Cuando el material es de partículas gruesas y sin cohesión, de manera que no se ve afectado por los cambios del contenido de humedad.

c) Cuando el material ha estado colocado en el lugar por varios años; en estos casos el contenido de agua puede fluctuar dentro de un intervalo reducido, considerándose que la prueba de campo arroja un índice satisfactorio de la capacidad de soporte.

ANEXO IX

Pruebas de Hveem

IX-c.1 Introducción.

El método para el diseño de espesores de pavimentos de tránsito por F. N. Hveem se basa en la determinación de las características de resistencia de los materiales que formarán el pavimento, mediante las pruebas de laboratorio que se describen a continuación.

IX-c.2 Determinación de la presión de expansión y del valor de suelos y mezclas de suelos.

a - Generalidades.

Este procedimiento de prueba se recomienda realizar en suelos que vayan a ser utilizados en bases, subbases o sustratos de una obra vial.

b - Equipo de Prueba.

1. *A.* Compactador mecánico con accesorios.
2. *B.* Una máquina de compresión con capacidad mínima de 10 Ton.
3. *C.* Moldes de compactación de 10.16 cm (4") de diámetro interior, por 12.70 cm (5") de altura.
4. *D.* Disco de hule de 10.16 cm (4") de diámetro.
5. *E.* Extensión metálica de 10.1 cm (3 31/32") de diámetro, por 12.5 cm (5") de altura.
6. *F.* Aparato de exudación.
7. *G.* Discos de bronce perforados y de papel filtro.
8. *H.* Aparato para presión de expansión con sus accesorios (Fig. ...)

9. Anillo de pruebas que tenga una deformación de 0.001 cm por Kg.
10. Estabilómetro de Hvam con sus accesorios (Fig. IX-15)
11. Cilindro metálico hueco de 10.16 cm (4") de diámetro por 15.24 cm (6") de altura.
12. Extensómetros, una llave Allen, balanza, charolas, cucharones y espátulas.

c - Preparación de los especímenes de suelo.

1. Se prepara el suelo para la prueba separando de los agregados gruesos las partículas finas adheridas a éstos y ^{se} disgregando los grumos de arcilla para que pasen la malla No. 4.

2. Se ajusta la granulometría del suelo cuando parte del material se retenga en la malla de 19.1 mm (3/4"), según lo siguiente; cuando el 75% o más pasa la malla citada, se usa la parte de la muestra que pasa dicha malla. Si menos del 75% de la muestra pasa la malla, se utiliza la fracción de la muestra que pasa la malla de 25.4 mm (1").

3. Se mezcla perfectamente una cantidad suficiente para formar un espécimen compactado de 10.16 cm (4") de diámetro por 6.35 cm (2.5") de altura con una cantidad de agua del orden de 1/2 a 2/3 de la requerida para saturarlo. Se coloca la muestra en un frasco cubierto y se deja reposar 12 horas; enseguida se agrega una cantidad de agua suficiente para saturarlo.

4. Se compacta el suelo en el molde por medio del compactador mecánico de la siguiente manera:

- Se coloca el disco de nule en el positivo de sujeción, incorporando el disco de nule en la boca del molde.
- Se pone en movimiento el compactador, ajustando la presión de aire a 1.00 kg/cm^2 (15 lbs/pulg^2).
- Se vierte el material dentro del molde dividiéndolo en 20 partes iguales y se va haciendo de colocar una parte por cada golpe del compactador.
- Terminada la operación anterior se aplican 10 golpes del compactador para asentar y nivelar el material.
- Se coloca el disco de nule sobre la parte superior del espécimen y se aplican 100 golpes usando una presión de aire calibrada para obtener una presión en el pistón de 24.5 kg/cm^2 (350 lbs/pulg^2).
- Si antes de los 100 golpes aparece agua libre alrededor de la base del molde, pare inmediatamente el compactado de la muestra y anote el número de golpes aplicado.

5. Se determina la presión de exudación del espécimen compactado de la siguiente manera:

- Se quita el molde del compactador mecánico, se nivela y se alisa la superficie compactada del espécimen por medio de una barra con extremo plano.
- Se coloca el disco perforado en la parte superior del espécimen compactado en el molde y sobre él, una pieza de papel filtro.
- Se invierte el molde de tal manera que el papel filtro quede en el fondo y se coloca sobre la placa de contacto del aparato de exudación.

- Se coloca, la placa de contacto con el molde que contiene el espécimen, sobre la platina de la máquina de compresión, contrando el sistema para obtener una aplicación de cargas uniforme. Se coloca la extensión metálica sobre la parte superior del espécimen y se hace bajar a éste hasta la placa de contacto. Enseguida baja la cabeza de la máquina de compresión hasta su ajuste con la extensión metálica.
- Se aplica sobre el espécimen una carga que se incrementa a una velocidad de 940 kg por minuto (2000 lbs/min). Se registra como presión de exudación la que se tenga cuando se prendan cinco de las seis luces exteriores del aparato de exudación. Sin embargo, si aparece agua libre alrededor de la base del molde y se prenden tres luces cuando menos, se registra la carga en ese momento y se calcula la presión de exudación. Los focos luminosos están conectados individualmente por dos alambres conductores a la parte superior de la muestra, cuando el agua aflora, se establece el contacto entre las terminales de los alambres a través del agua, encendiéndose los focos.

6. Tomando como guía los resultados obtenidos en el espécimen anterior, se preparan tres más con diferentes contenidos de agua, de manera de tener un rango de presiones de exudación entre 7 kg/cm^2 (100 lbs/pulg^2) y 56 kg/cm^2 (800 lbs/pulg^2). Estos especímenes se someterán luego a la prueba de expansión y del estabilización.

d) Prueba de presión de expansión.

1. Se deja en reposo el espécimen, a unos menos media hora después de terminar la prueba de exudación.

2. Se coloca el extensómetro sobre la barra superior del dispositivo de presión de expansión.
3. Se coloca el vástago y el disco perforado sobre la cara del espécimen compactado en el molde. Coloque el molde dentro del aparato de presión de expansión.
4. Se le dan vueltas a la placa giratoria hasta que se genere en el espécimen una deformación por sobrecarga de 0.002 cm (0.001").
5. Se ~~suman~~ ^{añaden} aproximadamente 200 cm³ de agua en el molde sobre el espécimen y déjese que se desarrolle la presión de expansión durante 16 horas.
6. Al final del tiempo de saturación, léase la deformación de la barra de acero con una aproximación de 0.00025 cm (0.0001"). Cuando la deformación es mayor de 0.025 cm (0.01"), el aparato de presión de expansión deberá ser recalibrado.

7. Se determina la presión de expansión usando la siguiente relación:

$$p_e = Kd$$

donde:

p_e = presión de expansión medida por el suelo en kg/cm²

K = constante de calibración de la barra de acero.

(kg/cm² por 0.00025 cm).

d = deformación en 0.00025 cm (0.0001 pulg) leída en el extensómetro.

a) Prueba del Estabilómetro.

Después de la prueba de expansión, se elimina el agua del molde que contiene al espécimen y con ayuda de la extensión de

lica se pasa la muestra al estabilómetro.

2. Se coloca la extensión metálica sobre el espécimen y se pone en posición el conjunto en la máquina de compresión.
3. Se baja la cabeza de la máquina de compresión hasta su ajuste con la extensión metálica.
4. Se aplica una presión horizontal de 3.5 kg/cm^2 (5 lbs/pulg^2) al espécimen por medio de la bomba del aparato.
5. Se aplica una carga vertical usando una velocidad de movimiento de la extensión de $0.12 \text{ cm por minuto}$ ($\frac{0.05"}{min}$).
6. Se registra la presión horizontal cuando la carga vertical es 910 kg (11.2 kg/cm^2).
7. Se para la carga a los 910 kg ($2,000 \text{ lbs}$) y se reduce inmediatamente a 455 kg ($1,000 \text{ lbs}$). Con la bomba del estabilómetro se reduce la presión horizontal a 0.35 kg/cm^2 (5 lbs/pulg^2), esto hará que la carga vertical sufra una reducción adicional que deberá ignorarse.
8. Se le dá vueltas a la manivela de la bomba, hasta aumentar la presión horizontal de 0.35 kg/cm^2 (5 lbs/pulg^2) a 7 kg/cm^2 (100 lbs/pulg^2). Se anota el número de vueltas necesario para cumplir lo anterior; dicha cantidad es el desplazamiento en vueltas del espécimen.
9. El valor R (resistencia) se calcula con la ~~extensión~~ extensión (9 - 4).

IX-c.3 Determinación del valor de cohesómetro.

a. Generalidades.

La prueba del cohesiómetro proporciona una medida de la resistencia a la tensión de una mezcla asfáltica compacta, un suelo cementado o cualquier mezcla de agregados. Generalmente en el caso de materiales con poca cementación no se efectúa la prueba, sino que se les asignan valores de cohesiómetro atendiendo a la experiencia que existe al respecto.

b. Equipo de prueba.

1. *x*. Cohesiómetro con equipo completo (Fig. IX-17).
2. *y*. Termómetro.
3. *z*. Balanza de 10 kg de capacidad y un gramo de aproximación.

c. Proceso de prueba.

1. Las pruebas de cohesiómetro se realizan en los especímenes -- empleados previamente en el estabilómetro.
2. Se coloca la muestra durante dos horas en un horno a 60°C.
3. Se calibra el dispositivo del cohesiómetro de tal forma que los perdigones fluyan sobre el cubo receptor situado en el extremo del brazo de palanca a un ritmo de 1800 ± 20 gr por minuto.
4. Se ajusta la unidad de calentamiento de la cámara del cohesiómetro para mantener una temperatura de 60°C.
5. Se fija el sistema con el seguro. Se saca la probeta del horno y se sujeta firmemente en posición centrada y con las placas superiores paralelas a la cara superior de la probeta. Se deja que la temperatura en la cámara del cohesiómetro alcance 60°C antes de comenzar el ensayo.

6. Se libera el sistema quitando el seguro y se permite a los perdigones, caer en el cubo receptor, dejando que esta caída continúe ^{hasta} la ruptura del espécimen en la probeta, indicada por un descenso repentino de la palanca.
7. En el caso de que el espécimen sea flexible o dúctil, más bien que quebradizo, se detiene la caída de los perdigones cuando el extremo de la palanca ha bajado de la horizontal 12 mm.
8. Se pesan con error menor de un gramo los perdigones recogidos en el cubo receptor y se anota este peso.

d. Cálculo.

El valor de cohesiómetro se calcula con la fórmula (9 - 5), mencionada en el cuerpo de este Capítulo.

Referencias Capítulo IX

- 1 - Aguirre, L. M., Rico, A., Sanchez, D. y Sosa, R.- Proyecto de espesores - de pavimentos flexibles en carreteras y aeropistas.- Ponencia presentada al Seminario de Terracerías y Pavimentos de la Secretaría de Obras Públicas de México.- México, D. F., 1972.
- 2 - Secretaría de Obras Públicas.- Especificaciones Generales de Construcción.- Parte Octava (Libro I).- Segunda Edición.- Publicaciones de la Secretaría de Obras Públicas de México.- México, D. F., 1971.
- 3 - Padilla Corona, E.- Estudio del comportamiento de pavimentos flexibles - en tramos representativos de la red nacional.- Publicación del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, patrocinada por la Secretaría de Obras Públicas.- México, D. F., 1972.
- 4 - Ratnarajah, A.- The effect of Climatic Factors on Benkelman Beam Deflections in the Melbourne Area of Victoria, Australia.- III Congreso Internacional sobre proyecto estructural de pavimentos asfálticos.- Vol. I.- Londres, 1972.
- 5 - Corro, S y Prado, G.- Análisis del comportamiento estructural de pavimentos flexibles en la pista circular. Experimentación 1971 - 1972.- Publicación del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, D. F., 1972.
- 6 - Yoder, E.J.- Principles of Pavement Design.- Capítulo 2.- John Wiley and Sons Inc.- 1967.

- 7 - Juarez Badillo, E. y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo II.- Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos.- Capítulo X.- Editorial Limusa - Wiley.- México, D. F., 1973.
- 8 - Hveem, F. N. y Sherman, G.S.- California Method for the Structural Design of Flexible Pavements.- California División of highways.- Materials and Research Department.- Sacramento, Calif., 1958.
- 9 - Juarez Badillo, E. y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo IIQ.- Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos.- Capítulo ~~IX~~^{II}.- Editorial Limusa-Wiley.- México, D. F., 1973.
- 10 - Burmister, D.M.- The Theory of Stresses and Displacements in Layered systems and Application to the Design of Airports Runways.- Proc. Highway Research Board.- Vol. 23.- 1943.
- 11 - Burmister, D.M.- The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Soil Systems.- Journal of Applied Physics.- Vol. 16.- 1945.
- 12 - Burmister, D.M.- Evaluation of Pavement Systems of the WASHO Road Test by Layered Systems Methods.- Highway Research Board.- Boletín 177.- 1956.
- 13 - Yodar, E.J. Principios of Pavement Design.- Capítulo 4.- John Wiley and Sons, Inc.- 1957.
- 14 - Flexible Pavement.- Structural Section Design Guide for California Cities and Counties.- County Engineers Association of California.- Sacramento, Calif.- 1966.

- 15 - Corro, S.- Diseño de pavimentos flexibles. Comportamiento de tramos experimentales.- Publicación del Instituto de Ingeniería de la UNAM.- No. 240.- Patrocinada por la Secretaría de Obras Públicas.- México, D. F., 1970.
- 16 - Irick, P.E. y Hudson, W.R.- Guidelines for Satellite Studies of Pavement Performance.- National Cooperative Highway Research Program.- No. 2 A.- National Academy of Sciences.- Washington, 1964.
- 17 - Hveem, F. N.- Types and Causes of Failure in Highway Pavements.- California Division of Highways.- Materials and Research Department.- Sacramento, Calif., 1958.
- 18 - Chu, T.Y., Humphries, W.K. y Chen, S. H.- A Study of Subgrade Moisture Conditions in Connection with the Design of Flexible Pavement Structures.- Tercer Congreso Internacional de Diseño Estructural de Pavimentos Asfálticos.- Vol. I.- Londres, 1972.
- 19 - McCullough, B.F.- Distress Mechanism General.- Highway Research Board.- Structural Design of Asphalt Concrete Pavement Systems.- Special Report 126.- Washington, D.C., 1971.
- 20 - Moavenzadeh, . Damage and Distress in Highway Pavements.- Highway Research Board.- Structural Design of Asphalt Concrete Pavement Systems.- Special Report 126.- Washington, D.C., 1971.
- 21 - Juarez Badiño, E. y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo II.- Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos.- Capítulo I.- Editorial Limusa.- Wiley.- México, D.F., 1973.

- 22 - Porter, O.J.- The Preparation of SubgradCs.- Proc. Highway Research Board.- Vol. 18.- 1938.
- 23 - U.S. Army Corps of Engineers.- Revised Method of Thickness Design for Flexible Highway Pavements at Military Installations.- Reporte ^{Técnico} No. 3.- - - 1951.
- 24 - Hark, R.J. y Scrivner, F.H.- Some Numerical Solutions of Stresses in two - and three - Layered Systems.- Proc. Highway Research Board.- Vol. 26.- - 1948.
- 25 - Fox, L.- Computation of Traffic Stresses in a Simple Road Structure.- II Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Rotterdam, 1948.
- 26 - Jones, A.- Tables of Stresses in Three-Layer Elastic Systems.- Highway - Research Board.- Boletín No. 342.- 1962.
- 27 - Jouffroy, G. y Micheloz, J.- Note on a Method of Analysis for Pavements.- Proc. Ann Arbor Conference.- Universidad de Michigan.- Ann Arbor Mich., - 1962.
- 28 - Sowers, G.F. y Vessic, A.B.- Vertical Stresses in Subgrades Beneath Statistically Loaded Flexible Pavements.- Highway Research Board.- Boletín No. 342.- 1962.
- 29 - Ashton, J.E. y Moavanzadeh, F.- Analysis of Stresses and Displacements in a Three - Layered Viscoelastic System.- Memoria de la II Conferencia sobre diseño estructural de pavimentos asfálticos.- Universidad de Michigan, Ann Arbor, 1967.

- 30.- Huang, Y.H.- Stresses and Displacements in Visco - elastic Layered Systems under Circular Loaded Areas.- Memoria de la II Conferencia sobre diseño estructural de pavimentos asfálticos.- Universidad de Michigan, Ann Arbor, 1967.
- 31 - Ishibara, K. y Kimura, T.- The Theory of Visco - elastic Two - Layer Systems and the Conceptions of its Application to the Pavement Design.- Memoria de la II Conferencia sobre diseño estructural de pavimentos asfálticos.- Universidad de Michigan, Ann Arbor, 1967.
- 32 - Perloff, W.H. y Moavenzadeh, F.- Deflection of Visco - elastic Medium due to a Moving Load.- Memoria de la II Conferencia sobre diseño estructural de pavimentos asfálticos.- Universidad de Michigan, Ann Arbor, 1967.
- 33 - Jones, A.- The Calculation of Stress, Strain and Displacements in Layered Systems having Constant and Variable Elastic Parameters.- Memoria de la II Conferencia sobre diseño estructural de pavimentos asfálticos.- Universidad de Michigan, Ann Arbor, 1967.
- 34 - Hicks, R.G. y Monismith, C.L.- Prediction of the Resilient Response of Pavements Containing Granular Layers using non - linear Elastic Theory.- Memoria de la III Conferencia sobre diseño estructural de pavimentos asfálticos.- Londres, 1972.
- 35 - Moavenzadeh, F. y Elliott, J. F.- A Stochastic approach to Analysis and Design of Highway Pavements.- Memoria de la III Conferencia sobre diseño estructural de pavimentos asfálticos.- Londres, 1972.

- 35 - De Barros, S. T.- A Critical Review of Present Knowledge of the Problem of Rational Thickness Design of Flexible Pavements.- Highway Research - Board Record No. 71.- 1965.
- 37 - Finn, F. N., Keshavan Nair y Monismith, C.L.- Applications of Theory in the Design of Asphalt Pavements.- Memoria de la III Conferencia sobre el diseño estructural de pavimentos asfálticos.- Londres, 1972.
- 38 - Yoder, E. J.- Principles of Pavement Design.- Cap. 8.- John Wiley and Sons, Inc.- 1967.
- 39 - The asphalt Institute.- Soils Manual. MS - 10.- College Park, Maryland, 1963.
- 40 - Yoder, E. J.- Principles of Pavement Design.- Cap. 15.- John Wiley and Sons, Inc.- 1967.
- 41 - Kansas State Highway Commission.- Design of Flexible Pavements using the Triaxial Compression Test.- Highway Research Board.- Boletín No. 8.- 1947.
- 42 - California Division of Highways.- Materials Manual. Testing and Control Procedures.- Vol. 1.- Materials and Research Department.- Sacramento, - Cal., 1964.
- 43 - Texas Highway Department.- Manual of Testing Procedures.- Public 1175.- Vol. 1.- Austin, Texas, 1965.

- 44 - Yoder, E. J.- Principles of Pavement Design.- Cap. 14.- John Wiley and Sons, Inc.- 1967.
- 45 - Development of C.B.R. Flexible Pavement Design Methods for Airfields.- Memorias del ASCE, Vol. 115.- 1950.
- 46 - U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE.- Mathematical Expression of CBR Relations.- Technical Manual No. 3 - 441.- Vicksburg, Miss.- 1953.
- 47 - U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE.- Developing A Set of CBR Design Curves.- Instruction Report No. 4.- Vicksburg, Miss.- -- 1969.
- 48 - Hveem, F.W. y Garmany, R.M.- The Factors underlying a Rational Design of Pavements.- Proc. Highway Research Board.- 1948.
- 49 - McLeod, N.W.- Flexible Pavements Thickness Requirements - Proc. Association of Asphalt Paving Technologists.- Vol. 25.- 1956.
- 50 - The Asphalt Institute.- Thickness Design. Full Depth Asphalt Pavement Structures for Highways and Streets.- Manual Series No. 1.- College Park, Maryland, 1969.
- 51 - Nascimento, U., Seguro, J.M., Da Costa, L., Guqueira, P.- A Method of Designing Pavements for Roads and Airports.- V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol. II.- Paris, 1951.

- 52 - Ivanov, N., Krivisski A., Tenerkashev, I., Babkov, V. y Biroulin, A.-
Certains aspects de la mécanique des chaussées souples.- V. Congreso -
Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Vol.
II.- Paris, 1961.
- 53 - Krivisski, A.- Design of Flexible Pavements for ^{Major Highways.- V Congreso Internacional sobre} Diseño Estructural de --
Pavimentos Asfálticos.- Vol. I.- Londres, 1972.
- 54 - Brown, S. F. y Pell, P.S.- A Fundamental Structural Design Procedure for
Flexible Pavements.- III Congreso Internacional sobre Diseño Estructural
de Pavimentos Asfálticos.- Vol. I.- Londres 1972.
- 55 - Highway Research Board.- Pavement Research Report 108. Materials and Techni-
ques.- NCHRP Synthesis 9 - 1972.
- 56 - California Division of Highways - Materials Manual Testing and Control -
Procedures.- Test Method No. Calif. 356 - A, Materials and Research De-
partment.- Sacramento, Cal., 1969.
- 57 - Department of Transport.- Airport Development, Engineering Planning and -
Construction Manual.- Section I.- Design and Evaluation of Flexible and
Rigid Pavements.- Ottawa, 1969.
- 58 - International Civil Aviation Organization.- Aerodromes, Air Routes and -
Ground Aids Division.- Aerodrome Manual.- Parts IV.- Documents 7920 - A/
865.
- 59 - The Asphalt Institute.- Asphalt Overlay and Pavement Rehabilitation.-
Manual Series No. 17.- College Park, Maryland, 1969.

- 60 - Kassiff, G., Livneh, M. y Wiseman, G.- Pavements on Expansive Clays.- Jerusalem Academic Press.- Jerusalem, 1959
- 61 - Williams, A.A.B.- The Deformation of Roads Resulting from Moisture - Changes in Expansive Soils in South Africa.- Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils beneath covered Areas.- Butterworths Ed.- Australia, 1965.
- 62 - Skempton, A.W.- The Colloidal Activity of Clays.- Memoria del III -- Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cementaciones.- Vol. I.- Zurich, 1953.
- 63 - Kassiff, G. y Holland, J.E.- The Expansive Properties of Doon Clays- as Applied to Buried Pipes.- Civ. Eng. Trans. of the Institution of - Engineers. Australia.- Vol. C.E. 8.- 1965
- 64 - Holtz, W.G. y Gibbs, H.J. - Engineering Properties of Expansive Clays -Trans. A.S.C.E.- Vol. 121.- 1957.
- 65 - McDowell, C.- Interrelationship of Load, Volume Change and Layer Thickness of Soils to the Behavior of Engineering Structures.-Proc. HAS.- - Vol. 35.- 1956.
- 66 - Seed, H.B., Richard, W.I. y Raymond, L.- Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays.-A.S.C.E. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division.- N° 88. SM 3.- 1962.
- 67 - Lambe, T. - The Character and Identification of Expansive Soils.- A- Technical Studies Report, Federal Housing Administration (FH-50) - Washington, D.C., 1960.

- 69 - Sued, H.B., Mitchell, C.K. y Chan, C.K.- Studies of Swell and Swell Pressure Characteristics of Compacted Clay.- Bolotin de H.R.B. No. 313.- Washington, 1962.
- 70 - Suarez Bacillo, E. y Rico, A.- Mecánica de Suelos.- Tomo III.- Flujo de Agua en Suelos.- Apéndice IV.- Ed. Limusa-Wiley.- México, D. F., 1969.
- 71 - Jennings, J. E.- The Theory and Practice of Construction on Partly Saturated Soils. as Applied to South African Conditions.- International Conference on Expansive Clay Soils.- Texas, 1965.
- 72 - Baker, R. y Kassiff, G.- Mathematical Analysis of Swell Pressure with Time for Partly Saturated Clays.- Canadian Geotechnical Journal.- 5.No. 4.- 1968.
- 73 - Marentin, B.P.- Water Retention and Swelling Pressure of Clay Soils.- Canadian Journal of Soil Science.- 42.No. 1.- Agricultural Institute of Canada.- 1962.
- 74 - Livneh, M., Kinsly, Y. y Zaslavsky, S.- The relationships between the Compression Curves and the Consistency Limits.- Technion Research and Development Foundation.- Haifa, 1967. Citado en la Ref. 59.
- 75 - Chen, F. H.- The Basic Physical Property of Expansive Soils.- III Congreso Internacional sobre suelos expansivos.- Haifa, Israel, 1973.
- 76 - Vajayvergiya, V. N. y Chazzaly, ... Comparison of Swelling Potentials for Natural Clays.- III Congreso Internacional sobre suelos expansivos.- Haifa, Israel, 1973.

- 76 - Merwe, C. P. van der y Ahronovitz, M.- The Behavior of Flexible Pavements on Expansive Soils in Rhodesia.- III Congreso Internacional sobre Suelos_ expansivos.- Haifa, Israel, 1973.
- 77 - Harris, F.A.- Asphalt Membranes in Expressway Construction.- Highway Rese_ arch Board.- Boletín No. 7.- Washington, D. C., 1963.
- 78 - Blight, G.E. y De Wet, J. A.- The Acceleration of Heave by Flooding.- - - Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas.- Sutterworth Press.- 1965.
- 79 Corro C., S.- Diseño Estructural de Carreteras con Pavimentos Flexibles. -- Gráficas de diseño. Publicación Técnica No. 322 del Instituto de Ingeniería - de la UNAM (Patrocinada por la Secretaría de Obras Públicas de México). México, D. F., Octubre, 1973.

CAPITULO X

PRINCIPIOS PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CAMINOS Y AEROPISTAS

X-1. Generalidades y Definiciones

El problema de la ejecución de obras de pavimentación que garantice la posibilidad de tránsito de vehículos de transporte es, en realidad, tan antiguo como el hombre mismo.

Las civilizaciones clásicas del Medio Oriente, Egipto, China, etc. y los imperios Inca y Maya dejaron evidencias históricas de mucho interés respecto a redes incipientes de caminos, con un grado de desarrollo sorprendente. El Imperio Romano ofrece quizá el primer ejemplo en el sentido moderno de cómo una red caminera bien construida y conservada ayuda a la conquista y sostenimiento de un dominio universal. La Era Napoleónica ofrece otro ejemplo del mismo fenómeno que suele citarse insistentemente; el talento del notable técnico Tressaguet hizo más que algún ejército en favor de la expansión francesa.

Sin embargo, el verdadero auge del pavimento, en el sentido actual de la palabra, ha tenido lugar con la aparición del automóvil, en primer lugar y, más recientemente, con el advenimiento de la aviación en la escala en que hoy se conoce.

Los pavimentos romanos consistían de grandes bloques rectos con buen acomodo, directamente apoyados en el terreno natural y, en muchos casos, se han conservado hasta la actualidad. Los Incas y los Mayas construyeron sus caminos aglutinando los bloques de piedra con morteros naturales y afinando la superficie de rodaje. El mencionado Tressaguet inició la construcción de pavimentos por capas ordenadas según el tamaño de sus partículas constitutivas, sus ideas fueron más tarde recogidas y mejoradas en Inglaterra por Telford y McAdam, quienes construyeron pavimentos con secciones que, en algunos casos, aún están hoy en uso.

Las fuertes cargas actuales, su velocidad de tránsito, el número de sus repeticiones, etc., hicieron que en la actualidad las técnicas de construcción de pavimentos hayan sufrido una evolución muy rápida, con una definida tendencia, infortunadamente no siempre acompañada por el éxito, a adquirir cada vez mejores bases teóricas que refuercen, justifiquen y permitan aplicar con buen criterio, el ya

muy grande conocimiento observacional que a la fecha se va teniendo. A este respecto ha de hacerse notar que la inversión nacional en obras de pavimentación constituye para cualquier país un renglón fundamental que justifica cualquier inversión realizada en búsqueda de un mejoramiento específico; baste decir que en muchos caminos la pavimentación puede suponer un 50% del costo total, para visualizar su importancia ingenieril.

Para los efectos del presente capítulo se entenderá por Pavimento la capa o conjunto de capas comprendida(s) entre la subrasante y la superficie de rodamiento de una obra vial, cuya finalidad es proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, resistente al tránsito de los vehículos, el intemperismo producido por los agentes naturales y a cualquier otro agente perjudicial. Como función estructural un pavimento tiene la de transmitir adecuadamente los esfuerzos a la subrasante, de modo que ésta no se deforme de manera perjudicial.

Por subrasante se entiende la superficie de una terracería terminada, siendo ésta última el conjunto de cortes y terraplenes de una obra vial.

Existen actualmente dos tipos básicos de pavimento: rígido y flexible.

Los pavimentos rígidos están formados por una losa de concreto hidráulico, con recubrimiento bituminoso o sin él, apoyada sobre la subrasante o sobre una capa de material seleccionado (grava y arena). Los concretos usados son de resistencia relativamente alta, generalmente comprendida entre 210 kg/cm² y 350 kg/cm² a los 28 días. En general, se usa concreto simple y, ocasionalmente, reforzado. Actualmente existe una tendencia al empleo de concreto presforzado. Las losas de concreto simple son de dimensiones pequeñas, del orden de 4 m a 8 m; estas dimensiones aumentan al usar algún refuerzo y llegan a los 100 m en concretos presforzados. Los espesores usados para las losas son del mismo orden usando o no refuerzo.

Los pavimentos flexibles están formados por una carpeta bituminosa apoyada generalmente sobre dos capas no rígidas, la base y la sub-base, la calidad de estas capas es descendente hacia abajo. En la fig. X-1 se muestra un corte típico de un pavimento flexible en terraplén.

En general, cualquier suelo natural es aprovechable para terracería; se exceptúan los suelos muy orgánicos o aquellos cuyo rebote elástico sea importante y, por lo tanto, produzcan deformaciones excesivas a las capas suprayacentes. Cuando el material de la terracería sea de mala calidad puede hacerse necesario el empleo de una verdadera capa subrasante de material de mejor calidad que haga de transición entre él y el pavimento; cuando el material de terra-

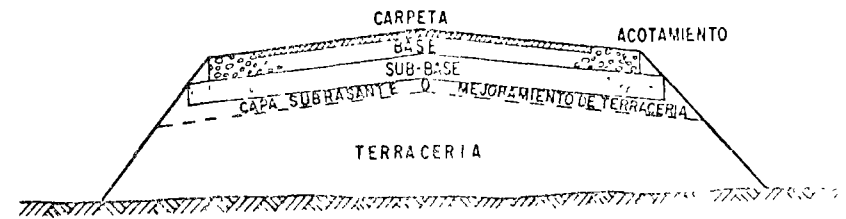


FIG X-1 Sección típica de un pavimento flexible en terraplén

cerías sea de mejor calidad, la capa subrasante está formada por el propio material de terracería con tratamiento constructivo algo mejor sobre todo en lo referente a compactación.

Aparte de los tipos de pavimentos mencionados existe actualmente el llamado semirígido que es, esencialmente, un pavimento flexible a cuya base se ha dado una rigidez alta por la adición de cemento o asfalto (base negra).

De lo anterior se desprende que, en general, un pavimento está formado por diversas capas de mejor calidad y mayor costo cuanto más cercanas se encuentran a la superficie de rodamiento, ello es principalmente, por la mayor intensidad de los esfuerzos que les son transmitidos.

Para cumplir sus funciones, un pavimento debe satisfacer dos condiciones básicas: ofrecer una buena y resistente superficie de rodamiento, con la rugosidad necesaria para garantizar buena fricción con la llanta de los vehículos y con el color adecuado para evitar reflejos y deslumbramientos, en segundo lugar, debe poseer la resistencia apropiada y las características mecánicas convenientes para soportar las cargas impuestas por el tránsito sin falla y con deformaciones que no sean permanentes y que garanticen un tráfico en buenas condiciones. Obviamente un pavimento debe ser capaz de soportar los ataques del intemperismo.

Las características de resistencia y deformabilidad se satisfacen con una capa de material que se encargue de distribuir los esfuerzos de tal modo que a la subrasante lleguen en niveles tolerables que no produzcan falla, ni asentamientos u otras deformaciones perjudiciales. Esta capa debe estar formada por materiales friccionalantes que son los más adecuados para llenar esta función estructural; esta capa es la base en pavimentos flexibles. La losa de concreto en pavimentos rígidos cumple la misma función estructural.

La capacidad de carga de los materiales friccionalantes es baja en la superficie por falta de confinamiento, razón por la que se requiere que sobre la base exista una capa de material cohesivo y con resistencia a la tensión, esta es la carpeta asfáltica que tiene además que cubrir las condiciones de buena superficie de rodamiento ya señaladas.

ladas atrás. En los pavimentos rígidos la misma losa de concreto llena esta necesidad, por sus características de cohesión.

Puede observarse entonces que en pavimentos flexibles la característica requerida en la superficie es la cohesión, en tanto que en el interior del mismo, la característica deseada es la fricción.

X-2. Funciones de las distintas capas de un pavimento

a) PAVIMENTOS FLEXIBLES

Sub-base

Para muchos, una de las principales funciones de la sub-base de un pavimento flexible es de carácter económico. Se trata de formar el espesor requerido del pavimento con el material más barato posible. Todo el espesor podría construirse con un material de alta calidad, como el usado en la base, pero se prefiere hacer aquella más delgada y sustituirla en parte por una sub-base de menor calidad, aun cuando esto traiga consigo un aumento en el espesor total del pavimento, pues, naturalmente cuanto menor sea la calidad del material colocado será mayor el espesor necesario para soportar los esfuerzos transmitidos.

Otra función consiste en servir de transición entre el material de base, generalmente granular más o menos grueso y la propia subrasante. La sub-base, más fina que la base, actúa como filtro de ésta e impide su incrustación en la subrasante.

La sub-base también se coloca para absorber deformaciones perjudiciales en la subrasante, por ejemplo cambios volumétricos asociados a cambios de humedad, impidiendo que se reflejen en la superficie del pavimento.

Otra función de la sub-base es la de actuar como dren para desalojar el agua que se infiltre al pavimento y para impedir la ascensión capilar hacia la base de agua procedente de la terracería.

Base

Hasta cierto punto existe en la base una función económica análoga a la discutida para el caso de la sub-base, pues permite reducir el espesor de la carpeta, más costosa, pero la función fundamental de la base de un pavimento consiste en proporcionar un elemento resistente que transmita a la sub base y a la subrasante los esfuerzos producidos por el tránsito en una intensidad apropiada. La base en muchos casos debe también drenar el agua que se introduzca a través de la carpeta o por los acotamientos del pavimento, así como impedir la ascensión capilar.

Carpeta

La carpeta debe proporcionar una superficie de rodamiento adecuada, con textura y color convenientes y resistir los efectos abrasivos del tráfico. Hasta donde sea posible, debe impedir el paso del agua al interior del pavimento.

b) PAVIMENTOS RÍGIDOS

Base

Sus funciones son análogas a las de una sub-base en un pavimento flexible y sirve también para proporcionar una superficie uniforme que sirva de apoyo a la losa y facilite su colado; protege también a la losa de cambios volumétricos en la subrasante que de otra manera inducirían esfuerzos adicionales a aquella. Los efectos de bombeo y otros análogos, que después se mencionarán, pueden controlarse bastante bien con una base apropiada. En este caso, la base no tiene ningún fin estructural pues la losa debe ser suficiente para soportar las cargas, la base casi no influye en el espesor de la losa en caminos e influye muy poco en aeropistas.

Losa

Las funciones de la losa en el pavimento rígido son las mismas de la carpeta en el flexible, más la función estructural de soporte y transmitir en nivel adecuado los esfuerzos que se le apliquen.

X-3. Factores que afectan el diseño de los pavimentos

Los factores que, independientemente del método y calidad del diseño de un pavimento, afectan en forma predominante a éste, pueden considerarse comprendidos en los siguientes tres grupos:

a) Características de los materiales que constituyen la terracería y la capa subrasante

Los materiales que constituyen la terracería y la capa subrasante de un camino o aeropista juegan un papel fundamental en el comportamiento y espesor requerido de un pavimento flexible e influyen poco en el espesor de la losa, pero bastante en su comportamiento en un pavimento rígido. Por ello la determinación de las características del suelo que formará la terracería y la capa subrasante, en su caso, es vital. El fin se logra aplicando los principios y métodos de trabajo usuales en la Mecánica de Suelos y es precisamente en

este sentido en el que los pavimentos caen dentro de la Especialidad objeto de esta obra y ello no sólo en lo que se refiere a terracería y subrasante, sino también a sub-base y base, cuyas propiedades mecánicas e hidráulicas definen en buena parte un problema de pavimentación.

En realidad, ya han sido mencionados en esta obra una buena parte de los métodos a usar en pavimentos para determinar las propiedades de los suelos. En lo que sigue se hace referencia a algunas ideas respecto a exploración y muestreo y más adelante habrá oportunidad de tratar algunas pruebas específicas de este campo, que no han sido mencionadas previamente.

Los métodos de exploración y muestreo en una obra vial pueden dividirse en dos tipos, según los objetivos que se persigan. En primer lugar es preciso conocer las características de los materiales con los que se formará la terracería. Hay dos modos clásicos de obtener material para este fin: por préstamo lateral y por préstamo de banco; en el primer caso el material de los terraplenes se obtiene de excavaciones laterales poco profundas a lo largo del camino y a relativa poca distancia de éste, en el segundo caso, naturalmente casi siempre más costoso, el material se acarrea de algún lugar donde exista en la cantidad y calidad requeridas (el caso de terracerías compensadas longitudinalmente, en el que se forma un terraplén con material que proviene de un corte próximo, para los fines de la presente explicación, puede considerarse una variante del segundo caso).

En el primer caso, la exploración se circunscribe normalmente a la realización de pozos a cielo abierto en el número y profundidad adecuados, de los que se extraen muestras alteradas que permitan clasificar el suelo, a fin de establecer su posibilidad de utilización en el cuerpo de la terracería. Si no realizan estos estudios expertos capaces en Mecánica de Suelos en cuyo criterio se pueda confiar, lo que es sin duda la mejor opción, se podrá señalar un criterio rutinario para la separación de pozos (generalmente a cada 100 m).

En el segundo caso habrá que localizar el banco convenientemente y muestrear sus materiales a fin de fijar sus características.

El segundo tipo de exploración consiste en conocer las características del terreno de cimentación en que la obra vial estará colocada. Se explorarán especialmente aquellas zonas en que se recele la presencia de fuentes de problemas específicos. Los métodos de exploración en estos casos son los ya mencionados en el apéndice del Volumen I de esta obra.

b) *El clima*

El principal factor climático que afecta a los pavimentos suele ser la precipitación pluvial, ya por su acción directa o por elevación de las aguas freáticas. Frecuentemente, el proyectista se ve obligado

al diseño y construcción de estructuras adicionales de drenaje, aparte del drenaje normal que nunca podrá faltar en la obra vial o al empleo de diseños especiales para el pavimento.

Las heladas, en los climas rigurosos y en suelos susceptibles, pueden ser fuente de un gran número de problemas en pavimentos. En México, sin embargo, esta condición no es crítica.

La temperatura y sus variaciones abruptas afectan los diseños, sobre todo en losas de concreto, pues inducen esfuerzos muy importantes en tales estructuras.

c) *El tránsito*

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

Una buena parte de estas características de las cargas son muy difíciles o imposibles de reproducir en los laboratorios con fines de investigación y en ello radica una buena parte de la dificultad que se deja notar en este campo. A este respecto podría hacerse el siguiente comentario de carácter general. Por distintas razones, el estudio de los pavimentos es hasta hoy algo casi puramente empírico, en muy pocos casos, algunos de los cuales se mencionarán en lo que sigue, se ha logrado incorporar la Teoría en forma satisfactoria. Esto es, desde luego, una limitación del campo, que no guarda un balance correcto entre teoría y experiencia. El criterio experimental se ha aplicado, por razones económicas, muy pocas veces al estudio de modelos a escala natural; es cierto que se han construido y estudiado algunos tramos de prueba, sobre todo en caminos, de los que se ha podido obtenerse información prometedora; el tramo de prueba construido por la AASHO en Ottawa, Ill., E. U. A., es el más esforzado más ambicioso realizado hasta la fecha en México. Recientemente, han entrado en explotación algunos de esos tramos y otros varios se construirán en un futuro próximo. A pesar de esto, es cierto el hecho fundamental de que la investigación experimental actual tiene lugar, en su mayor parte, en el laboratorio, con la realización de algunas pruebas que se suponen confiables. Y es aquí donde surgen los problemas de adaptación, pues no es posible reproducir en el laboratorio las condiciones de movilidad, variabilidad y frecuencia de las cargas, ni el efecto de su repetición. De hecho, la inmensa mayoría de las pruebas de laboratorio que se utilizan hoy son de carácter estático; su aplicación a un problema esencialmente dinámico constituye una de las deficiencias más grandes en la actual técnica de investigación de pavimentos.

La magnitud de las cargas que se aplican a los pavimentos es bastante importante: llega de 8 ton (16,000 lb) por eje, en camiones, hasta las 150 ton (300,000 lb) que pesa aproximadamente en total, un avión DC-8. Las presiones de inflado de las llantas son del orden de 4 a 6 kg/cm² (60 a 90 lb/pulg², aproximadamente) en los camiones y llegan a 13 ó 14 kg/cm² (aproximadamente 200 lb/pulg²), en los aviones más pesados.

Las aplicaciones de las cargas suelen referirse al concepto *repetición*. Se dice que en un camino o aeropista ha tenido lugar una repetición cuando ocurren dos pasadas sucesivas de una misma llanta por un mismo punto. En caminos suele considerarse que han de pasar dos unidades de un cierto tipo paña que se produzca una repetición en el pavimento; en aeropistas, la Tabla 10-1 da una idea del número de operaciones necesario de un avión para que se produzca una repetición.

TABLA 10-1

NÚMERO DE REPETICIONES POR CIENTO DE OPERACIONES

Avion	Pista	Calle de Rodaje
DC-3	3.3	7
DC-4	9.6	27
DC-6	10.4	30
Convair	7.6	21

Los términos pista y calle de rodaje se refieren a la zonificación de un aeropuerto, la calle de rodaje es la superficie por la que el avión transita entre la plataforma y la pista.

En caminos, la vida útil de la obra representa millones de repeticiones, en aeropistas miles.

El efecto de las repeticiones es tal que los espesores de pavimento en caminos y aeropistas pueden ser del mismo orden, a pesar de las cargas mucho mayores aplicadas en las segundas, por el mucho mayor número de repeticiones que se producen en los caminos.

Un efecto importante de la repetición de cargas en pavimentos rígidos es la fatiga del concreto bajo tal condición de carga. La experimentación ha probado que se precisa un esfuerzo más alto que un 50% del de ruptura para que, por repetición, provoque fatiga de importancia un esfuerzo menor que aquel valor parece ser que puede ser aplicado al concreto un gran número de veces sin efecto perjudicial; por el contrario, un esfuerzo cercano al de ruptura produce la falla del concreto con un número pequeño de repeticiones. El efecto de fatiga es mucho menos importante en pavimentos flexibles,

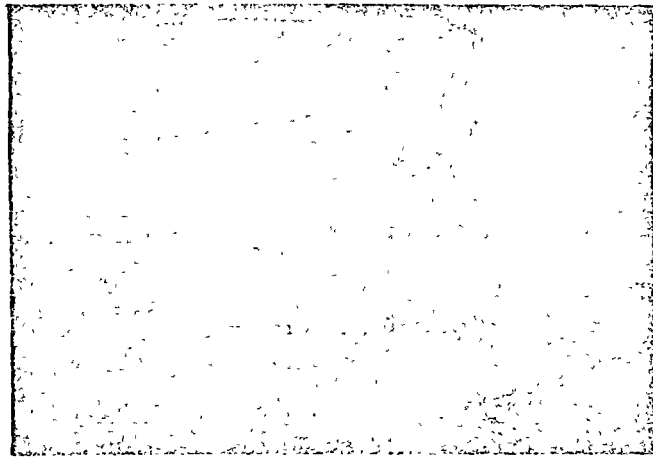
pero en éstos la repetición de la carga produce o bien deformaciones acumuladas de carácter plástico o rebote elástico, en suelos susceptibles a ello.

En general, se ha visto que el deterioro que sufre un pavimento por la repetición de la carga sigue una ley logarítmica con el número de repeticiones de dicha carga; las primeras repeticiones son de gran efecto y éste va disminuyendo cuando el número de aplicaciones aumenta.

En los materiales de base las repeticiones producen trituración de las partículas e interpenetración en las capas inferiores. En los suelos bajo la subrasante la resistencia y el módulo de deformación aumenta con las repeticiones de carga; este es un efecto benéfico.

En los pavimentos rígidos existe un efecto que por su frecuencia e indeseabilidad merece mención especial. Cuando la carga pasa sobre una grieta o junta de la losa, esta desciende y transmite presión al material bajo ella. Si este material está muy húmedo o saturado, la mayor parte de esta presión la tomará el agua, que tiende a escapar por la grieta o junta. Después de pasar la carga, la losa se recupera y levanta y este movimiento produce una succión que ayuda el movimiento del agua bajo la losa. Si el agua tiene capacidad de arrastrar partículas del suelo, saldrá sucia creando progresivamente un vacío bajo la losa, que tiende a hacer que el fenómeno se acentúe, además, el remoldeo que este efecto produce al suelo tiende a hacer que éste forme un lodo o suspensión con el agua, con lo que el fenómeno se agudiza. El fin del proceso es la ruptura de la losa bajo carga, por falta de sustentación. Este efecto recibe el nombre de *bombeo*. Para que exista bombeo es preciso que el material de soporte de la losa sea plástico, sobre todo del tipo *CH* y que esté fuertemente humedecido o saturado y es condición indispensable que se produzca un gran número de repeticiones de carga; por eso el fenómeno es frecuente en caminos y relativamente raro en aeropistas. Obsérvese que en principio nunca un suelo *CH* debe colocarse bajo una losa, por lo que el párrafo anterior debe aplicarse más bien a la fracción arcillosa que la base pudiera contener, especialmente si es alto su porcentaje. En orden de susceptibilidad al bombeo siguen a los suelos *CH*, los *CL*, *MH* y *ML*. Si los suelos en que se apoya la losa son granulares, puede producirse en ellos un fenómeno muy similar al bombeo y de análogos efectos destructivos en lo que se refiere al agrietamiento y ruptura de la losa, por falta de apoyo inferior.

La velocidad de aplicación de las cargas ejerce influencia sobre el pavimento. En general, las cargas estáticas o lentas ejercen peores efectos que las más rápidas. Por esto, en los caminos en rampa, es frecuente ver más destruidos los tramos de subida que los de



Bombeo producido por la carga circular entre dos losas de concreto

bajada y también, por lo mismo, los pavimentos en calles de rodaje y cabeceras de aeropistas, en aeropuertos, han de ser más resistentes que los del centro de las pistas.

X-4. Análisis de la resistencia en los pavimentos

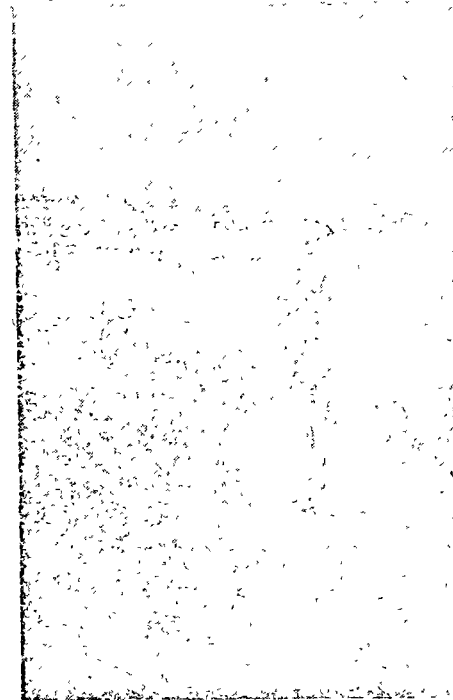
Los esfuerzos que las cargas u otras causas producen en los pavimentos se analizan en dos casos diferentes: los que se refieren a pavimentos flexibles y a los rígidos.

a) Esfuerzos en pavimentos flexibles

Se estudian únicamente los esfuerzos debidos a las cargas del tránsito.

Existen, hasta el presente, dos criterios principales para tal estudio, la Teoría de Boussinesq y la de Burmister. Ambas han sido estudiadas en el Capítulo II. Al aplicar la Teoría de Boussinesq se utiliza en pavimentos la condición de área circular uniformemente cargada, representando el contacto entre la llanta y la superficie de rodaje. La Teoría de Burmister se aplica tal como se expuso en el mencionado Capítulo II.

Los cálculos han permitido obtener algunos resultados de interés en lo que se refiere a la transmisión de esfuerzos verticales en el interior del pavimento. Si dos llantas, con la misma presión de



Pavimento mostrando fallas por deficiencia estructural.

inflado transmiten cargas diferentes, la de mayor carga transmite esfuerzos mucho mayores a lo largo de la profundidad y su efecto se deja sentir mucho más abajo.

Dos llantas con la misma carga, pero diferente presión de inflado transmiten esfuerzos muy distintos en zonas próximas a la superficie de rodaje, pero los efectos tienden a igualarse a mayor profundidad tanto más rápidamente cuanto menor sea la carga.

El esfuerzo transmitido por cualquier llanta en zonas muy próximas al apoyo de la misma se considera siempre igual a la presión de inflado, despreciando los efectos de la deformación y redistribución de esfuerzos de la propia llanta. Otro hecho interesante revelado por las aplicaciones de las teorías es que el efecto de una sola llanta de una cierta carga es prácticamente

el mismo, en lo que se refiere a esfuerzos verticales transmitidos que el de un arreglo de doble llanta, cada una de las cuales soporte la misma carga que la rueda simple.

Aparte de la transmisión de esfuerzos verticales provocados por las llantas, que se calculan como arriba se dijo, interesa estudiar la posibilidad de que un pavimento flexible ceda lateralmente en torno a la llanta, provocando el hundimiento de ésta asociado con una elevación de los materiales a sus lados. Para esto puede adoptarse un método de tanteos basado en la aplicación de un análisis de posibilidad de falla a lo largo de un arco de espiral logarítmica de ecuación.

$$r = r_0 e^{0.15\phi} \quad (10-1)$$

El sentido de las letras de la ec. 10-1 aparece explicado en la fig. X-2.a. El método consiste en probar diferentes arcos de la espiral hasta llegar al crítico, construida ésta para las características

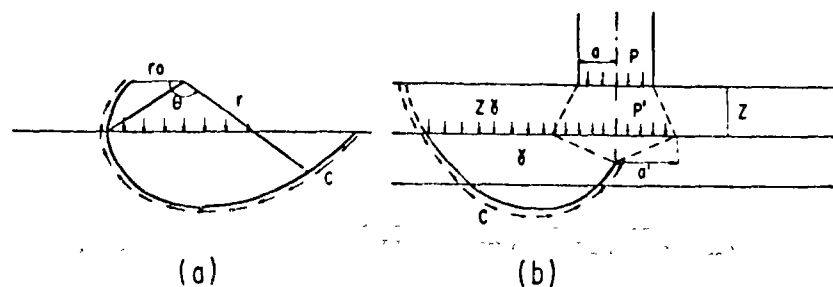


FIG. X-2 Método de la espiral para verificar la posibilidad de falla lateral en un pavimento flexible

del material de que se trate. Se comparan los momentos de las fuerzas actuantes debidas a la carga transmitida por la llanta, con las resistentes, de sobrecarga a la profundidad z , espesor de la carpeta, y de cohesión a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento. Debe notarse que la resultante de las fuerzas resistentes de fricción y de los esfuerzos normales, pasa por el centro de la espiral. Si en la superficie la huella de la llanta de radio a aplica la presión p , a la profundidad z se tendrá una presión p' , bajo el centro del área cargada, supuesta constante en toda el área y que puede calcularse con las Teorías de Boussinesq o de Burmister; también puede suponerse que esa presión p' actúa en un área circular de radio a' (fig. X-2 b) tal que:

$$a' = \sqrt{\frac{p}{p'}} a \quad (10-2)$$

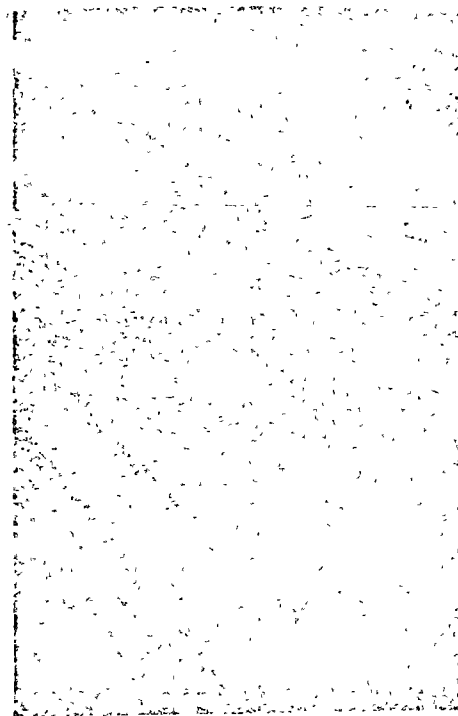
Se considera aceptable en este balance de momentos un factor de seguridad mínimo de 1.5. Un análisis similar de capacidad de carga puede hacerse al nivel de la sub-base. El procedimiento anterior resulta suficientemente aproximado para las aplicaciones prácticas. McLeod^{2,3} propuso una extensión del anterior método de tanteos, válido para el caso de perfiles estratificados, más apropiado para pavimentos.

b) Esfuerzos en pavimentos rígidos

Los esfuerzos se analizan en la losa de concreto y provienen de varios efectos:

1) Por efecto de las cargas

Estos esfuerzos son, en general, de los más importantes que pueden producirse.



Falla por cedencia lateral de la carpeta en torno a la llanta en un pavimento flexible.

Como quiera que la resistencia del concreto a la compresión es importante, los esfuerzos de tensión producidos en la flexión de la losa, son los críticos. Para su cálculo se utilizan fórmulas originalmente obtenidas por Westergaard⁴. Estas fórmulas están sujetas a las hipótesis de que la losa está formada por un material elástico homogéneo e isótropo; que los esfuerzos de interacción entre ella y el suelo soporte son verticales y proporcionales a las deflexiones de la propia losa y que ésta es horizontal y de espesor constante. La segunda hipótesis implica continuidad entre losa y apoyo. Westergaard estudió tres condiciones de carga: en esquina, en el borde y en el centro de la losa.

Para la carga en esquina, la tensión máxima se produce en el plano bisector y en el lecho superior de la losa. La carga en el borde produce la tensión máxima en el lecho

inferior y en la dirección paralela al borde de la losa. Cuando la carga obra en el centro, el esfuerzo máximo actúa en el lecho inferior y es, teóricamente, el mismo en cualquier dirección.

Las fórmulas detalladas aparecen en la ref. 5 y las mismas, modificadas por Teller y Sutherland para tomar en cuenta ciertos efectos reales, en la ref. 6.

2) Esfuerzos por temperatura

Estos esfuerzos pueden llegar a significar en la losa incluso más que los debidos a las cargas. Son principalmente de dos tipos: los de alabeo, que se producen cuando un lecho de la losa y el otro están a temperatura diferente, estableciéndose por ende flujo de calor transversalmente a la losa y los provocados por la restricción impuesta por el suelo de apoyo cuando la losa, calentada o enfriada uniformemente, trata de expandirse o contraerse.

Los esfuerzos de alabeo se producen cuando la temperatura ambiente sufre una alteración más o menos brusca, por ejemplo cuando una noche fría sigue a un día cálido.

En la ref. 5 pueden consultarse métodos y fórmulas detalladas para el cálculo de estos esfuerzos.

3) Además, existen otros esfuerzos posibles en la losa de concreto, tales como los de fraguado inicial, los causados por cambios de humedad en el concreto o los de infiltración, debidos al acuñaamiento de agregados y materias extrañas en las grietas que puedan formarse en la losa, pero en general estos esfuerzos son de pequeña magnitud y no suelen tomarse en cuenta en los análisis.

Variaciones volumétricas importantes en el suelo soporte pueden inducir en la losa de concreto esfuerzos considerables de valuación muy difícil, por lo que deben evitarse cuidadosamente.

Debe notarse que la condición crítica para el diseño de la losa no se obtendrá calculando todos los esfuerzos mencionados y sumándolos. Esto sería, sin duda, una condición excesivamente conservadora. Por ejemplo, en un día caluroso tras noche fría habría una combinación de esfuerzos por carga, más esfuerzos por alabeo, pero la losa contraída en la noche, tenderá a expandirse en el día, por lo que la reacción de la restricción en el suelo soporte será de compresión; por lo tanto, ahora:

$$\sigma_{crit} = \sigma_{cargas} + \sigma_{alabeo} - \sigma_{restricción}$$

X-5. Pruebas especiales en la tecnología de pavimentos

La actual tecnología de pavimentos ha desarrollado algunas pruebas especiales en las que se fundan métodos de diseño determinados.



Efecto de las cargas sobre una losa de un pavimento rígido



Dispositivo de campo para una prueba de placa

De ellas se menciona a continuación la de Valor relativo de Soporte (C.B.R.), la de placa y las pruebas triaxiales.

La prueba de placa se hace para valuar la capacidad soportante de las subrasantes, las bases y, en ocasiones, los pavimentos completos. Se utiliza tanto en el diseño de pavimentos rígidos como flexibles.

La prueba consiste en cargar una placa circular, en contacto estrecho con el suelo por probar, midiendo las deformaciones correspondientes a diferentes cargas. Es frecuente el uso de placas de 76.2 cm (30 pulg) de diámetro o de placas de área igual al contacto de una llanta. Para impedir la flexión del elemento se colocan encima otras placas de diámetros decrecientes, que dan al conjunto la rigidez deseada. La carga se transmite con gatos hidráulicos con reacción dada generalmente con camiones cargados. Las deformaciones de la placa suelen medirse en cuatro puntos, dos a dos opuestos y dispuestos ortogonalmente, por medio de extensómetros ligados a un puente, cuyo apoyo se coloca lo suficientemente lejos de la placa como para poder considerarlo fijo. En la fig. X-3 aparece esquemáticamente el conjunto.

Por medio de una prueba de placa puede calcularse el módulo de reacción de una subrasante dada. Este concepto se define como la presión que ha de transmitir la placa para producir en el suelo una deformación fijada previamente.

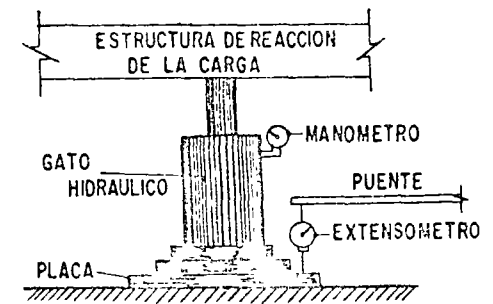


FIG. X-3 Esquema del dispositivo para prueba de placa

$$k = \frac{P}{\Delta} ; \left[\frac{\text{fuerza}}{\text{long}^2} \right] \quad (10-3)$$

Es obvio que el módulo de reacción así definido depende del diámetro de la placa que se use para calcularlo, pues como se ha indicado en el Capítulo II, a presión constante, el asentamiento de una placa circular crece con el diámetro de la misma, por lo que si se fija un asentamiento dado, la presión necesaria para obtenerlo será mayor cuanto más pequeño sea el diámetro de la placa. Esta es la razón por la que para las aplicaciones prácticas se ha tendido al uso de la placa estándar de 76.2 cm (30 pulg) de diámetro, con la que se supone que se reproducen satisfactoriamente las áreas comunes de apoyo de las cargas reales. A pesar del amplio uso que se ha hecho del concepto módulo de reacción en la tecnología de los pavimentos, ha de señalarse su falta de significación intrínseca como medida de cualquier propiedad fundamental de los suelos; su valor estriba más bien en servir como parámetro de cálculo, al comparar módulos obtenidos de la misma manera en suelos diferentes.

Este valor interviene en la aplicación de las fórmulas de Westergaard al diseño de pavimentos rígidos y para su cálculo se presenta un problema, por otra parte muy frecuente en diseño de pavimentos. Es obvio que el módulo de reacción, como cualquier otro parámetro de comportamiento de la subrasante, depende de la humedad del suelo. En el laboratorio o en una prueba de campo debería trabajarse con la humedad que llegue a tener el suelo en el pavimento, la llamada humedad de equilibrio (en general diferente de la óptima de compactación), pero ésta no se conoce *a priori*. Lo que se hace es trabajar en el laboratorio con alguna humedad que se considera crítica; algunas instituciones lo hacen con la que corresponde a la saturación; otras, como las del estado de Texas, en los E. U. A., con la que resulta de un proceso de curado que se describe adelante. El punto es delicado e indudablemente uno en el que el criterio del ingeniero resulta decisivo. Cuando se usa el criterio de la saturación total como la situación más desfavorable, los resultados de las pruebas de campo, en condiciones no saturadas, se corrigen con un factor que depende de la relación de resistencias a la compresión simple en dos especímenes del suelo probado, uno en condición natural y otro saturado.

La carga se aplica a las placas por incrementos. Un nuevo incremento se coloca cuando la velocidad de deformación bajo el anterior sea del orden de 0.001 cm/min (en realidad 0.002 pulg/min).

La segunda prueba especial del campo de pavimentos es la prueba de valor relativo de soporte o prueba de C.B.R. que fue desarrollada originalmente en el Estado de California, E.U.A., para atender a los proyectos viales de aquella entidad federativa, pero pronto su

utilización se hizo general en muchos otros lugares, sobre todo por el sencillo método de diseño de pavimentos que en ella se funda. El valor relativo de soporte se obtiene de una prueba de penetración en la cual un vástago de 19.4 cm² (3 pulg²) de área se hace penetrar en un espécimen de suelo a razón de 0.127 cm/min (0.05 pulg/min); se mide la carga aplicada para penetraciones que varíen en 0.25 cm (0.1 pulg). El C.B.R. se define como la relación, expresada como porcentaje, entre la presión necesaria para penetrar los primeros 0.25 cm (0.1 pulg) y la presión para tener la misma penetración en un material arbitrario, adoptado como patrón, que es una piedra triturada en la cual se tienen las presiones en el vástago para las penetraciones indicadas en la Tabla 10-2.

TABLA 10-2

Penetración		Presión en el vástago	
cm	pulg	kg/cm ²	lb/pulg ²
0.25	0.1	70	1,000
0.50	0.2	105	1,500
0.75	0.3	133	1,900
1.00	0.4	161	2,300
1.25	0.5	182	2,600

Como se dijo, la penetración que se usa para calcular el C.B.R. es la de los primeros 0.25 cm (0.1 pulg); como regla general, el C.B.R. disminuye cuando la penetración en que se hace el cálculo es mayor, pero a veces si se calcula con la penetración 0.5 cm (0.2 pulg) resulta mayor que el calculado con la penetración 0.25 cm (0.1 pulg); en tal caso se adopta como C.B.R. el valor obtenido con la penetración 0.5 cm (0.2 pulg).

El espécimen de suelo en que se hace la prueba está confinado en un molde de 15.2 cm (6 pulg) de diámetro y 20.3 cm (8 pulg) de altura. En el método de prueba original desarrollado en California, el espécimen se preparaba en tres capas varilladas que llenasen el molde; después el material se presionaba con una carga total de 140 kg uniformemente aplicados en su superficie superior. En estas condiciones, eran preparados especímenes con humedades diferentes, hasta encontrar una en la que los 140 kg provocaran la exudación de agua por la base inferior del molde; este espécimen,

tras un período de saturación de 4 días, se suponía que representaba las condiciones más desfavorables de humedad prevalecientes en el futuro pavimento.

En épocas más recientes el U. S. Army Corps of Engineers ha desarrollado un método de prueba que difiere del original en los procedimientos de preparación del espécimen. Este método se describe con más detalle en el Anexo X-a. Se emplea ahora un método dinámico de compactación de los especímenes, para lo que se usan las pruebas Proctor estándar, modificada u otra con diferente energía de compactación (Capítulo XIII del Volumen I de esta obra). Con esto se trata de reproducir mejor tanto las condiciones de compactación logradas con el equipo de campo, como el control que de esa compactación se efectúa en el laboratorio.

Con el objeto de reproducir la sobrecarga que en el pavimento real *vaya a tener una determinada capa* debido a las capas superiores, cuando se haga la prueba con material de aquella capa se coloca sobre él una placa con perforación central, cuyo peso comunique al espécimen una presión equivalente a la sobrecarga que se tendrá en el pavimento; la perforación central en la placa tiene por objeto permitir el paso del pistón que efectuará la penetración.

Los factores que más afectan los valores obtenidos en la prueba del C.B.R. son la textura del suelo, su contenido de agua y el peso específico seco. En los suelos friccionantes, la expansión durante la saturación es despreciable, por lo que el monto de la sobrecarga dada por la placa perforada que simula el peso de las capas superiores del pavimento no es muy significativo durante la saturación; sin embargo, este valor de la sobrecarga sí influye mucho en los resultados de la prueba en la etapa de penetración, pues el confinamiento afecta mucho la resistencia en suelos friccionantes. En suelos arcillosos ocurre precisamente lo opuesto, la expansión durante la saturación depende mucho de la presión de sobrecarga, mientras que ésta influye poco en la etapa de penetración.

Generalmente la curva presión-penetración obtenida de una prueba de C.B.R. es lineal para bajas penetraciones, y tiende a hacerse ligeramente curva, con la concavidad hacia abajo, a penetraciones mayores; en ocasiones, sin embargo, la gráfica resulta curva con concavidad hacia arriba en un pequeño tramo correspondiente a las penetraciones iniciales; esto ocurre, sobre todo, cuando el pistón no está exactamente normal a la superficie de la muestra al iniciarse la prueba, en estas ocasiones es preciso corregir los resultados de la prueba; desplazando la gráfica hacia la izquierda, de modo que su parte recta, prolongada haciendo caso omiso de la pequeña curvatura inicial, pase por el origen. Los nuevos valores de C.B.R. así obtenidos se denominan el "C.B.R. corregido".

Los resultados de una prueba completa para determinación del C.B.R. se vacian en una combinación de tres gráficas; a ellas se refiere la fig. X-4.

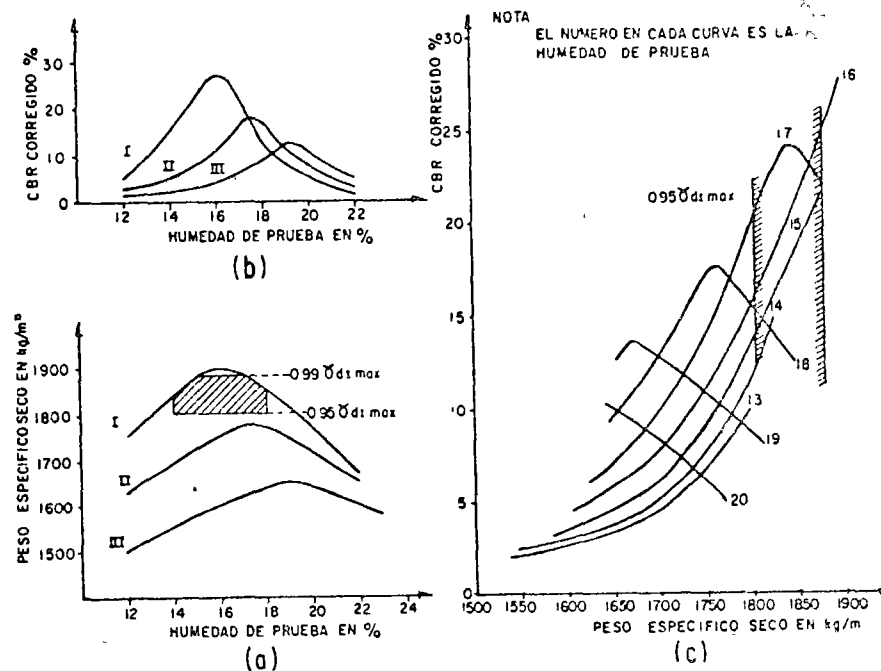


FIG. X-4 Representación gráfica de pruebas C.B.R.

En la parte a) de la figura aparecen gráficas resultado de las pruebas de compactación que se realizaron para fabricar los especímenes en que se efectuaron pruebas de C.B.R. Las curvas I, II y III se obtuvieron en este caso usando energías de compactación decrecientes. En la parte b) de la misma figura aparecen los resultados típicos de las pruebas de C.B.R. para los mismos especímenes a que se refiere la parte a); nótese que dicho valor no es una característica constante del suelo, sino que depende en forma primordial del contenido de agua con que se preparó el espécimen. Existe un C.B.R. máximo, el cual corresponde a una humedad por lo menos muy cercana a la óptima de compactación en la prueba de que se trate y obsérvese también que para suelos con alta humedad el C.B.R. del suelo compactado con mayor energía específica puede ser menor que

el que se obtiene usando una energía menor: sin embargo el C.B.R. máximo obtenible si es mayor cuanto mayor sea la energía específica con que se haya compactado el espécimen. En la parte c) de la fig. X-4 se muestra una gráfica de la que pueden extraerse conclusiones de interés práctico grande. Se han dibujado los valores del C.B.R. corregido contra los pesos específicos secos de los especímenes probados; cada curva dibujada corresponde a pruebas de penetración en que el suelo tenía la misma humedad de compactación, pero fue compactado con diferente energía específica y se obtiene fijando una humedad, por ejemplo 14% (curva marcada en el número 14). En la parte a) pueden obtenerse los tres pesos específicos que en el caso tratado corresponden a la humedad 14%, en diferentes energías de compactación; en la parte b) pueden obtenerse los valores de C.B.R. obtenidos en esos tres casos. Se tienen así tres pesos específicos y tres valores de C.B.R. obtenidos en tres especímenes compactados con 14% de humedad, usando las tres energías específicas que se han manejado; con estos tres pares de valores se construye la curva 14 en la parte c) de la fig. X-4. Las curvas de la fig. X-4 c indican que no siempre a mayor peso específico se tienen mayores valores de C.B.R. Por ejemplo, en la curva 20 se tienen, de hecho, peores condiciones. Todo depende del contenido de agua del suelo. Lo anterior proporciona un método de trabajo práctico. Supóngase que en el campo se va a trabajar con una humedad comprendida entre 14% y 18% (vease la fig. X-4.a). Supóngase también que se desea obtener en el campo un peso específico seco comprendido entre el 95% y el 99% del máximo obtenido con la energía I. Estos valores (ver zona rayada en la fig. X-4.a) determinan el intervalo de humedades y pesos específicos que deben exigirse en el campo. Ahora, en la parte c) de la fig. X-4, se ve que para humedades entre 14% y 18% y para los pesos específicos arriba mencionados, el C.B.R. puede oscilar entre 11% y 26% aproximadamente; puede también verse lo peligroso que sería en el campo de que la humedad subiese de 18%, con lo cual el valor del C.B.R. del suelo se abatiría fuertemente. Con base en lo anterior podría fijarse un C.B.R. de diseño próximo al límite inferior del orden de 12%, por ejemplo. Con gráficas análogas a las de la fig. X-4, el proyectista puede entonces adoptar un C.B.R. de diseño lógico, acotar el peso específico seco máximo que ha de exigirse en el campo y tener un criterio respecto a la gravedad de un error por defecto o exceso en el control de la humedad de campo.

La tecnología de pavimentos ha desarrollado un conjunto de pruebas tipo triaxial en las que están basados métodos de diseño de pavimentos. En las fuentes bibliográficas especializadas que se citan al fin de este capítulo podrán verse estas pruebas con detalle. En este lugar se mencionan únicamente en forma superficial, haciendo

hincapié, por otra parte, en que desde el punto de vista teórico poco añaden a lo discutido en relación a las pruebas triaxiales para determinación de la resistencia al esfuerzo cortante en suelos (Capítulo XII del Volumen I de esta obra).

Las pruebas se han aplicado a determinar las propiedades de la subrasante y las capas de pavimento propiamente dichas, incluyendo en algunos casos a las carpetas. En general las pruebas se asimilaron a la Rápida de la práctica común de la Mecánica de Suelos.

En el Estado de Texas, E. U. A., las autoridades responsables han desarrollado un tipo de prueba cuyos fines son obtener las envolventes de resistencia de los suelos en la forma usual. En este caso es de interés el método de curado del espécimen con el cual tratan de reproducirse las condiciones más desfavorables en la vida del pavimento. El material es compactado en cuatro capas en un cilindro análogo al usado en pruebas de C.B.R., después secado en un horno a 60°C durante 8 h y, finalmente dejado en contacto con una fuente de agua por un tiempo mínimo de 10 días o igual al índice plástico del suelo. Durante este período de absorción capilar el suelo está sujeto a una sobrecarga de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²). La cámara triaxial usada es un tubo de acero inoxidable con una membrana interior de hule; entre la membrana y la cámara se introduce aire a presión para dar el esfuerzo de confinamiento.

En el Estado de Kansas, E. U. A., se ha desarrollado otro tipo de prueba triaxial, en el cual se trata de medir el módulo de deformación, definido como la pendiente de la curva esfuerzo-deformación en un espécimen grande (unos 10 cm de diámetro) previamente saturado.

En California, E. U. A., Hveem ha desarrollado un aparato, llamado *Estabilómetro*, que es básicamente una cámara triaxial que mide la relación entre las presiones verticales comunicadas al espécimen y las horizontales transmitidas por éste, sin permitir deformación horizontal. Un esquema del aparato aparece en la fig. X-5.

Seguramente uno de los puntos de mayor interés en la técnica de prueba con el estabilómetro radica en la preparación del espécimen, para cuya tarea Hveem ha desarrollado un compactador especial que trata de reproducir de un modo más fiel que el usual la acción del equipo de campo, sobre todo la del rodillo pata de cabra. Un pisón especial comunica al espécimen una acción de amasado que desplaza las partículas del suelo, en es-

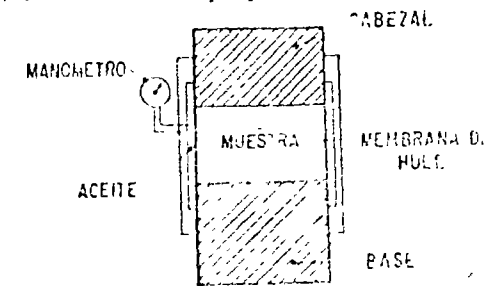


FIG. X-5 Esquema de estabilómetro de Hveem

pecial lateralmente. El pisón ejerce una presión de 245 kg/cm^2 (350 lb/pulg^2), 100 veces repartidas en toda la superficie del espécimen

Ya en la cámara se aplican al espécimen presiones verticales de 5.6 y 11.2 kg/cm^2 (80 y 160 lb/pulg^2) y se mide en el manómetro la presión lateral transmitida al fluido.

La prueba se complementa midiendo la presión de expansión y de exudación de otros especímenes del mismo suelo. La primera se mide saturando un espécimen y permitiendo que, al tratar de expandirse, empuje una viguita estándar, cuya flecha se mide. La presión de exudación es la requerida para que el agua empiece a salir del espécimen

Hveem mide la cohesión de los suelos usando un cohesiómetro^{7 y 8}.

X-6. Métodos de diseño para pavimentos flexibles

Los métodos de diseño que se han desarrollado hasta la fecha, para determinar los espesores requeridos en las diferentes capas de un pavimento para un camino o aeropista distan de ser satisfactorios. De hecho puede decirse que no existe uno al que no puedan hacerse serias objeciones de carácter teórico. Por esta razón, en la técnica de los pavimentos existen muy rígidas especificaciones respecto a la calidad de los materiales que vayan a ser usados en sub-bases, bases y carpetas

Estas especificaciones se refieren a granulometría, contenido de finos y actividad de éstos, compactación, resistencia al desgaste y al intemperismo, adherencia con los productos bituminosos y otras características. Se supone, y la experiencia parece confirmarlo hasta hoy, que si los materiales son satisfactorios desde esos puntos de vista, los métodos de diseño actuales pueden garantizar un buen comportamiento de los pavimentos construidos. Esta situación no es idónea, pero es la que actualmente prevalece.

Existe una enorme variedad de métodos de diseño para los pavimentos. Baste decir que en los E.U.A., por ejemplo, muchos estados tienen sus propios métodos para comprender la variedad de criterios que imperan. En otros países, las técnicas de distintas instituciones y estados de los E.U.A. se han adoptado con modificaciones más o menos grandes. En general, los métodos de diseño actualmente en uso son de tres tipos.

- a) Métodos con base teórica. El representante típico del grupo es el desarrollado para sus aeropistas por organismos de la Armada de los E.U.A. (US Navy).
- b) Métodos semiempíricos, que aplican los resultados de alguna teoría más o menos modificada a las conclusiones derivadas

de una prueba de laboratorio específica. Los métodos de McLeod, Hveem, y del C.B.R. pertenecen a este tipo.

- c) Métodos empíricos, apoyados únicamente en la observación y en la experiencia. La Agencia Federal de Aviación (F.A.A.) de los E.U.A. ha desarrollado un método de este tipo⁹.

1) Método de la Armada de los E U A (Navy)

Este método se aplica sobre todo a aeropistas, por resultar posiblemente poco práctico en caminos. El método es, esencialmente, una aplicación práctica de la Teoría de Burmister y hace un uso extensivo de pruebas de placa.

En primer lugar se requiere realizar una prueba de placa en la subrasante por utilizar. Se mide la presión que es necesario aplicar a una placa de 76.2 cm (30 pulg) de diámetro para producir una deformación de 0.508 cm (0.2 pulg). Como la subrasante es una capa que puede considerarse semi-infinita, la Teoría de Boussinesq puede considerarse aplicable; por lo tanto

$$\Delta = 1.18 \frac{p r}{E_2} \quad (10-4)$$

donde

- Δ = deformación de la placa rígida sobre la subrasante (según Boussinesq), en centímetros
- p = presión aplicada a la placa, en kg/cm^2
- r = radio de la placa, en centímetros
- E_2 = módulo de elasticidad de la subrasante, en kg/cm^2

En la fórmula 10-4 todo es conocido, al realizar la prueba excepto E_2 que, por lo tanto, puede calcularse.

En seguida se construye una plataforma de $5 \times 5 \text{ m}$ de 15 cm de espesor mínimo (aproximadamente 6 pulg) con el material de que se disponga para constituir la base del futuro pavimento. Se realiza otra prueba de placa sobre esa capa; aplicando la fórmula 2-33.

$$\Delta = 1.18 F \frac{p r}{E_2} \quad (2-33)$$

puede calcularse F , acotando la deformación Δ al valor 0.508 cm (0.2 pulg) (ver Capítulo II).

Con este valor de F , la gráfica de la fig. II-21 permite calcular la relación E_2/E_1 , de donde puede calcularse E_2 , módulo de elasticidad de la base.

Ahora pueden manejarse los datos reales de la llanta de diseño, cuya carga y presión de inflado, p_1 , se suponen conocidas. Con estos datos es posible calcular el área y el radio de la huella de la llanta, supuesta circular. En este momento, si se aplica la fórmula 2-32 (pues la llanta puede asimilarse a una placa flexible)

$$\Delta = 1.5 F \frac{P r}{E_2} \quad (2-32)$$

es posible calcular el nuevo valor de F , correspondiente a la placa flexible real, trabajando de nuevo con una deformación Δ acotada a 0.508 cm (0.2 pulg). Con este nuevo F , real y la gráfica de la fig. II-21, usando la relación E_2/E_1 ya calculada, puede obtenerse el espesor de la base, necesario para satisfacer las ecuaciones de Burmister, con las deformaciones dentro del valor que se ha venido utilizando de 0.508 cm (0.2 pulg), en función del radio de la llanta real; como éste ya se conoce, se tiene en definitiva un espesor de la base del pavimento, H .

En realidad, el espesor anterior debe verse únicamente como una estimación pues sólo por casualidad el cálculo saldrá coincidente con el espesor de base experimentada inicialmente. Para satisfacer las exigencias prácticas se recomienda a continuación construir bases de prueba con espesor de base de $2/3 H$, H y $1.5 H$; para ello puede disponerse una plataforma de unos 5×5 m; una de estas plataformas ha de construirse para probar los materiales en secciones en corte, otra en terraplén y aún una tercera en el caso intermedio de sección a pelo de tierra, si existen estos tipos de sección.

En estas secciones y en cada espesor de base se debe realizar una prueba con una placa de radio igual al de la llanta real de diseño,

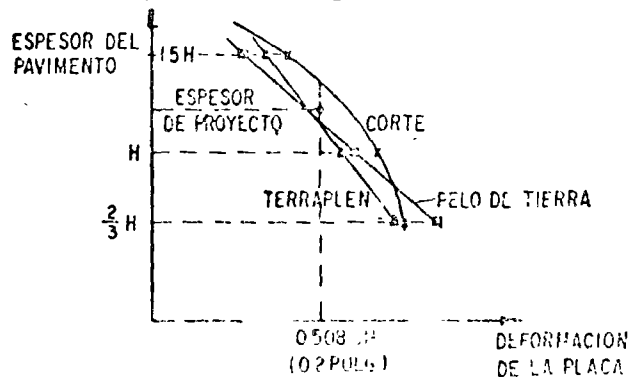


FIG. X-6 Gráfica para determinar el espesor de proyecto de un pavimento con el método de los Estados Unidos (Nº 1)

ya obtenido arriba y con una presión aplicada igual a la de inflado de la llanta de diseño. La prueba consistirá en medir la deflexión de la placa en cada caso. En estas condiciones se obtienen, en general, nueve valores de la deformación; con estos datos debe construirse una gráfica análoga a la mostrada en la fig. X-6; el espesor promedio correspondiente a la deformación acotada de 0.508 cm (0.2 pulg) es el de proyecto para el pavimento, teniendo en cuenta que parte del valor obtenido es espesor de la carpeta.

En realidad, en este método se recomienda corregir las deformaciones graficadas en la fig. X-6 para tomar en cuenta las condiciones futuras más desfavorables de humedad. Para ello se debe usar la expresión

$$\Delta_{cor} = \Delta_{campo} \frac{q_{u_{op}}}{q_{u_{op+2\%}}} \quad (10-5)$$

donde

- Δ_{cor} = deformación corregida
- Δ_{campo} = deformación obtenida en la prueba
- $q_{u_{op}}$ = resistencia a la compresión simple de una muestra del material de la subrasante compactada al 95% con la humedad óptima.
- $q_{u_{op+2\%}}$ = Id. pero compactado el espécimen con una humedad 2% arriba del valor óptimo

Lo anterior equivale a admitir que la deformación bajo la placa es función lineal de la resistencia a la compresión simple y que la humedad más desfavorable no es mayor que la óptima más un 2%.

2) El Método de McLeod

McLeod propone la fórmula de diseño

$$e = K \log \frac{P}{S} \quad (10-6)$$

donde

- e = espesor requerido de la base granular para colocar sobre la subrasante, en cm
- K = constante de diseño, en cm
- P = carga de la rueda de diseño, en kilogramos
- S = soporte total de la subrasante, en kilogramos

La aplicación práctica de la fórmula puede hacerse como se expone a continuación:

Conocida la carga y presión de inflado de la rueda de diseño, puede calcularse el radio de su área de contacto, supuesta circular y, por lo tanto, la relación P_c/A , de su perímetro a su área.

Sobre la subrasante por usar deberá hacerse una prueba de placa de 76.2 cm (30 pulg) de diámetro en aeropistas y 30.5 cm (12 pulg) en caminos con 10 aplicaciones sucesivas de una misma presión de modo que se produzca una deformación final total de 0.508 cm (0.2 pulg). Esta presión debe anotarse. En la fig X-7 aparece una gráfica resultado de las experiencias de McLeod⁹ con placas de diferentes diámetros y con diferentes suelos. En la parte a) aparece la gráfica a usar en trabajos de aeropistas y en la parte b) la que debe usarse en diseños de caminos. En las gráficas pueden obtenerse valores para distintas deflexiones admisibles bajo la rueda de diseño.

En esta gráfica puede obtenerse la relación empírica entre el soporte unitario de la subrasante en cualquier caso y el soporte unitario cuando se prueba una placa de 76.2 cm (30 pulg), en aeropistas o de 30.5 cm (12 pulg) en caminos, con deformación acotada de 0.508 cm (0.2 pulg). Con la relación P_c/A de la llanta y acotando la deformación que esta produzca en el pavimento por ejemplo a 1.27 cm (0.5 pulg), que es un valor usual en pavimentos, es decir usando esta curva, puede encontrarse la relación de soporte unitario mencionada. Este valor es igual por lo tanto al cociente del soporte unitario correspondiente al área de contacto real, s , entre el soporte de la placa de prueba de 76.2 cm (30 pulg) o de 30.5 cm (12 pulg), el cual se conoce, pues iguala a la presión que se haya tenido que aplicar en la prueba realizada a esta placa, para producir la deformación acotada de 0.508 cm (0.2 pulg). Así finalmente, el valor de s puede ser obtenido. Este, por el área de contacto de la llanta real, de radio igual a la llanta de diseño, da el soporte total S que interviene en la fórmula 10-6. La única cantidad desconocida de la fórmula 10-6 es ahora la constante K , que puede determinarse por medio de la gráfica de la fig X-8.

Así puede obtenerse el espesor de la capa que debe colocarse sobre la subrasante. A este valor deberá descontársele el espesor de la carpeta que se coloque.

En este caso, como en todos los demás, si se desea substituir parte del espesor protector de base por una subbase de inferior calidad, puede repetirse el método, aplicándolo no a la subrasante y el material de base de que se disponga, sino al material que se desee colocar como sub-base y al de base. Así, procediendo de abajo hacia arriba puede substituirse cualquier espesor de un material por otro equivalente de un material diferente.

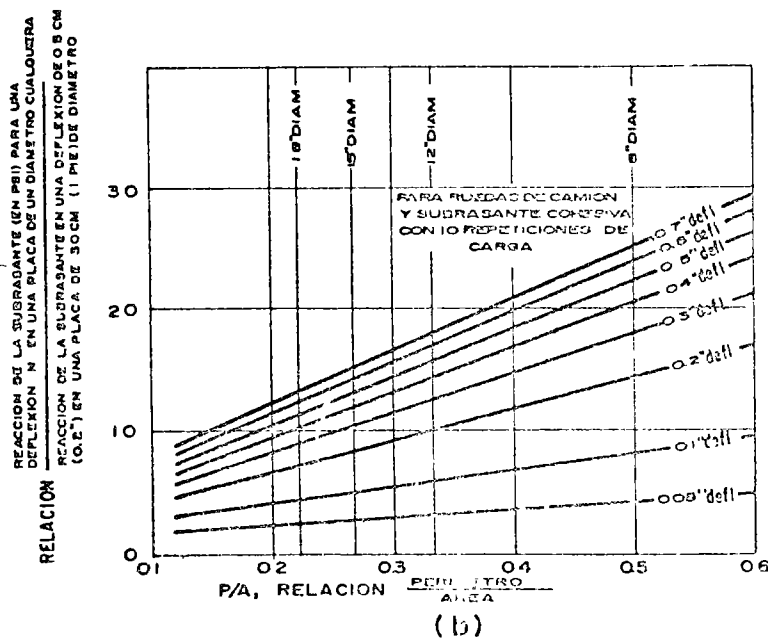
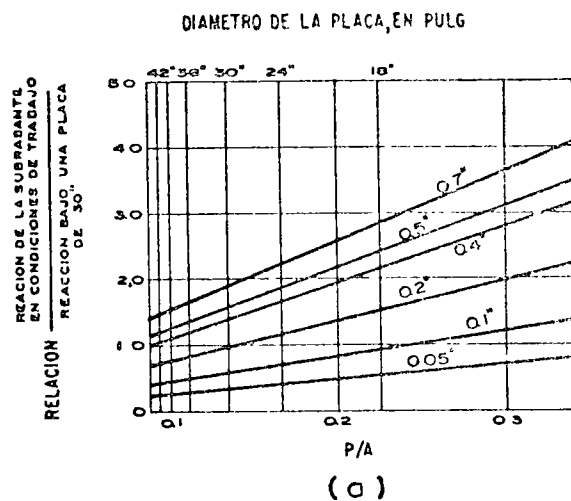


FIG. X-7 Gráfica para la aplicación del método de McLeod para diseño de pavimento flexible.

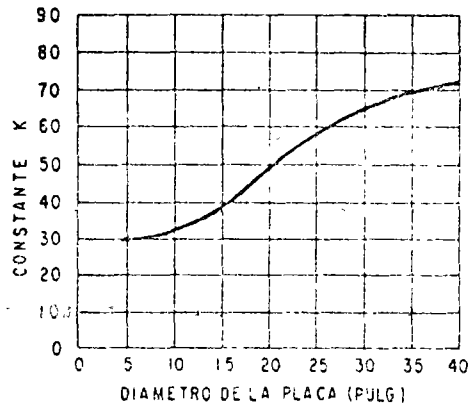


FIG. X-8 Gráfica para calcular el valor de K de la fórmula de McLeod

Debe notarse que McLeod, al especificar 10 repeticiones de aplicación de carga en su prueba de placa, base del método, trata de tomar en cuenta el efecto de las repeticiones de las cargas, tan importante en los movimientos.

Finalmente, puede mencionarse que McLeod recomienda que en el diseño de calles de rodaje en aeropistas la deformación de la base se acote el valor 0.89 cm (0.35 pulg), en lugar del valor 1.27 cm (0.5 pulg) que se mencionó arriba como usual.

3) El método del CBR

Este método está basado en la prueba de valor relativo de soporte (CBR) descrita en páginas anteriores y tiene por lo demás, un carácter puramente empírico. Probablemente es el más ampliamente difundido en el mundo lo cual no quiere decir que sea el mejor, pues adolece de algunos graves defectos que posteriormente se mencionarán. En la actualidad se utiliza tanto en pavimentos para caminos, como para aeropistas.

Con base en observación del comportamiento de pavimentos construidos durante más de 20 años y en correlaciones de tal comportamiento con el valor de CBR exhibido por las diferentes capas de tales pavimentos, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los E U A. llegó a la siguiente expresión para determinar el espesor de un pavimento en aeropistas

$$e = \sqrt{P \left(\frac{1}{81(\text{CBR})} \right) - \frac{1}{p\pi}} \quad (10-7)$$

donde

e = espesor del pavimento para proteger la subrasante, en pulg

P = carga de la rueda de diseño, en libras

CBR = valor relativo de soporte de la subrasante

p = presión de inflado de la rueda de diseño en lb/pulg²

La ecuación anterior sólo es válida para valores del CBR menores que 10 ó 12%, lo cual, por otra parte, cubre el intervalo de CBR de subrasante más frecuente en la práctica. También ha de decirse que en la ecuación figura la carga por rueda para un tren de aterrizaje formado por un sistema de ruedas sencillas, si el avión de diseño tiene tren de ruedas múltiples, para usar la fórmula será preciso encontrar la carga sencilla equivalente al sistema múltiple de que se trate, para lo que deberá seguirse el criterio que más adelante se detalla (sección X-8).

La fórmula anterior representa para CBR. < 12% la forma y tendencia de las curvas de diseño, a las que se llegó por métodos puramente empíricos. Para valores mayores del CBR, la fórmula anterior ya no representa a dichas curvas de diseño, por lo que deberá recurrirse a ellas en cada caso particular. En atención a esta necesidad, en el Anexo X-b se han recopilado las curvas que cubren las condiciones de diseño más comunes. También aparecen en el Anexo las curvas válidas para el diseño de carreteras, para las que no se ha desarrollado ninguna fórmula representativa que haya alcanzado difusión. Por otra parte, ha de señalarse que tanto en aeropuertos como en caminos existen especificaciones, muchas veces locales, sobre los espesores mínimos de base y carpeta a usar, en el Anexo X-b figuran también algunas referencias a estos valores mínimos.

Si se desea substituir una capa parcialmente por otro material de inferior calidad, el espesor necesario de éste puede encontrarse tratándolo como material por proteger, determinando su CBR y viendo cual es el espesor de mejor material que requiere encima este valor restado del espesor inicial de la capa da el espesor que puede colocarse del material de inferior calidad.

Nótese que, en este método, el espesor de material protector queda definido sólo en función del material por proteger, pero no se toma en cuenta, excepto al fijar ciertas normas mínimas de calidad, las características mecánicas del propio material protector; esto es, evidentemente, criticable y ha sido uno de los inconvenientes principales que se han puesto al método. Otra objeción es que los criterios empíricos, basados en experiencias de pavimentos pasados resultan peligrosos para aplicar a un campo tan cambiante como lo es la tecnología de los pavimentos; por ejemplo, criterios empíricos basados en comportamiento de estructuras bajo ciertas cargas no son fáciles de extrapolar a cargas crecientes prácticamente de año a año esto es cierto sobre todo en el caso de aeropistas.

4) Método de Kansas¹⁶

Este método usado muy principalmente en caminos se fundamenta en la Teoría de Boussinesq, y utiliza la prueba triaxial tipo Kansas, ya mencionada. Según Boussinesq, la deformación vertical,

a una profundidad z bajo el centro de un círculo uniformemente cargado vale

$$\Delta = \frac{pr}{E} C \quad (10-8)$$

donde

p = presión de contacto del círculo cargado

r = radio del círculo

E = módulo de deformación de la subrasante

C = es una función de z que vale

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

Si en la ec. 10-8 se substituye la presión por su equivalente en términos de la carga total de la rueda de diseño y se despeja z , igualándola al espesor del pavimento se obtiene

$$z = e = \sqrt{\left(\frac{3P}{2\pi E \Delta}\right)^2 - r^2} \quad (10-9)$$

Δ es la deformación bajo la carga P de la rueda de diseño. En la fórmula 10-9 se supone que el espesor e no contribuye a esa deformación; así Δ es producido únicamente desde ese nivel hacia abajo, según la teoría de Boussinesq. La ec. 10-9 es la fórmula que usa el método de Kansas; con ella puede calcularse un espesor sobre la subrasante tal que, según la teoría de Boussinesq, al aplicar al pavimento una carga P , la deformación bajo la llanta no sobrepase el valor Δ que se use en la fórmula 10-9.

El método de Kansas se basa también en los resultados de la prueba triaxial del mismo nombre; en esta prueba las condiciones de humedad más desfavorable para la vida del pavimento se reproducen a base de saturación del espécimen, pero se reconoce que esta condición puede resultar en exceso conservadora, por lo que se introduce un coeficiente conector n , función de la precipitación pluvial en la zona de construcción, según la Tabla 10-3.

TABLA 10-3

Coefficiente de Saturación n	Precipitación pluvial promedio anual cm
0.5	38 — 50
0.6	51 — 63
0.7	64 — 76
0.8	77 — 89
0.9	90 — 101
1.0	102 — 127

La intensidad del tránsito es tomada en cuenta introduciendo un coeficiente de tránsito, m . Se aceptó que la máxima carga por rueda era de 4,100 kg (9,000 lb); suponiendo que el porcentaje de vehículos de diferentes pesos es el mismo siempre, es decir, que la distribución del tránsito es prácticamente constante, puede describirse la intensidad del tráfico simplemente por el volumen total de éste. Sobre esas bases, el coeficiente m , queda dado en la Tabla 10-4 en función, simplemente, del volumen total de tránsito del camino.

TABLA 10-4.

Coefficiente de Tránsito m	Vehículos por día en el camino
1/2	50 — 400
2/3	401 — 800
5/6	801 — 1,200
1	1,201 — 1,800
7/6	1,801 — 2,700
8/6	2,701 — 4,000
9/6	4,001 — 6,000
10/6	6,001 — 9,000
11/6	9,001 — 13,500
2	13,501 — 20,000

Ya con estos coeficientes la fórmula 10-9 es modificada por las autoridades del Estado de Kansas, para dar lugar a la siguiente fórmula práctica de diseño.

$$e = \left[\sqrt{\left(\frac{3P \bar{m} n}{2\pi E \Delta}\right)^2 - r^2} \right] \left[\sqrt{\frac{E}{E_c}} \right] \quad (10-10)$$

donde

E = módulo de deformación de la subrasante.

E_c = módulo de deformación de la carpeta, suponiendo como primera aproximación, que todo el pavimento protector sobre la subrasante estará formado por ese material.

El factor $(E/E_c)^{1/3}$ se propuso con base en la teoría de factores de rigidez en losas y se verificó contra el desplazamiento vertical elástico debido a una carga concentrada en un sistema de dos capas. Los módulos E y E_c se determinan sometiendo a los materiales correspondientes a la prueba triaxial de Kansas.

Se ve así la secuencia del método. En primer lugar se considera que todo el pavimento sobre la subrasante estará formado por una capa única de material de carpeta asfáltica. Posteriormente se substituirá parte de su espesor por un espesor equivalente de material granular de base y, por último, parte de este espesor de base podrá aun substituirse por un espesor equivalente de sub-base, de inferior calidad.

La deformación Δ es acotada ahora al valor 0.25 cm (0.1 pulg) y r se refiere al radio del área de contacto de la llanta de diseño. Con esos datos, la fórmula 10-10 da el espesor total del pavimento requerido para proteger la subrasante.

Si se supone un espesor t_c de una carpeta cuyo módulo de deformación resulte ser E_c , el espesor de base de módulo E_b correspondiente puede calcularse con la fórmula

$$e_b = (e - e_c) \sqrt[3]{\frac{E_c}{E_b}} \quad (10-11)$$

donde

e = espesor del pavimento calculado con la expresión 10-10

e_c = espesor supuesto de carpeta

Supóngase ahora que se desea usar un cierto espesor de base e_b de módulo de deformación E_b y el resto de una sub-base de inferior calidad, con módulo de deformación E_{sb} . El espesor equivalente de ésta puede encontrarse con el criterio mostrado por la fórmula 10-11.

$$e_{sb} = (e_b - e'_b) \sqrt[3]{\frac{E_b}{E_{sb}}}$$

donde

e_{sb} = espesor requerido de sub-base

e_b = espesor de base calculado con la fórmula 10-11

e'_b = espesor parcial de base, que se desea colocar

El problema está en la correcta determinación de los módulos de deformación de los materiales en la prueba triaxial. Un criterio sería obtener la curva esfuerzo-deformación en la prueba y determinar el módulo para el esfuerzo desviador $(\sigma_1 - \sigma_3)$ real que vaya a obrar en el pavimento. La fig. X-9 muestra gráficamente este criterio. Las autoridades de Kansas han elaborado curvas esfuerzo desviador-módulo de deformación para diferentes valores de m y n , que permiten calcular fácilmente los espesores, una vez que se dispone de los datos de la prueba triaxial de Kansas, realizada en los diferentes materiales con que se cuenta para construir el pavimento.

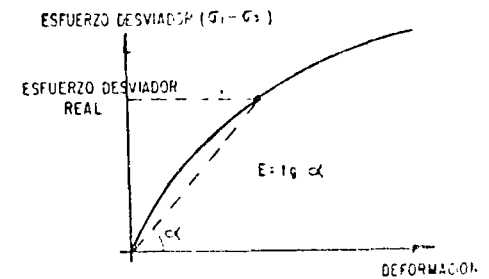


FIG. X-9 Criterio para obtener el módulo de deformación en la prueba de Kansas

5) Método de Texas^{12, 13}

En este método, principalmente usado en caminos, se hace uso de envolventes de falla de Mohr, obtenidas en la prueba triaxial de Texas, ya mencionada. La experiencia ha permitido a los ingenieros de aquel estado zonificar un plano esfuerzo normal-esfuerzo cortante en la forma mostrada en la fig. X-10.

En esta carta se sitúan las envolventes de falla obtenidas para los materiales de la subrasante o de la sub-base a los cuales se les asigna un valor de clasificación interpolando entre las curvas de frontera en la figura se ven dos curvas obtenidas y los números que les fueron asignados. Con estos datos puede entrarse en la carta mostrada en la fig. X-11.

Por ejemplo, una subrasante arcillosa de calidad 55 como la ejemplificada en la fig. X-10 necesita 53.34 cm (21 pulg) de cubrimiento protector; si se supone una carpeta de 5 cm (2 pulg) se requerirán 48.3 cm (19 pulg) de base propiamente dicha. Si se deseara colocar una sub-base podría procederse con ésta con idéntico criterio, una vez probado su material constituyente en la cámara triaxial de Texas.

Nótese en la fig. X-11 que en el eje en que se anotan las cargas de la rueda de diseño aparecen dos escalas: la superior debe usarse en diseños definitivos en caminos de alto tránsito, la otra que da espesores menores, en diseños más o menos provisionales con vida útil no superior a unos 10 años.

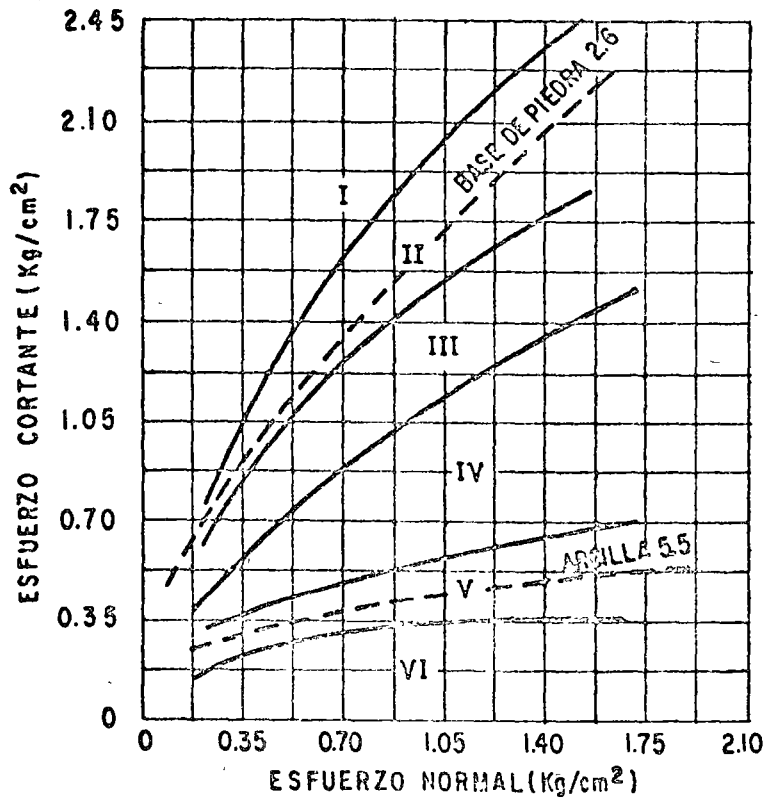


FIG. X-10 Carta de zonificación de Texas

6) Método de Hveem^{13,14}

Hveem y Carmany han desarrollado en el Departamento de Caminos del Estado de California, E.U.A. un método relativamente simple para diseño de pavimentos de caminos que está basado en la prueba del estabilómetro, ya mencionada.

En la prueba del estabilómetro se obtiene para el suelo un valor de resistencia dado por la expresión

$$R = 100 - \frac{100}{\frac{2.5}{D_2} \left(\frac{p_v}{p_h} - 1 \right) + 1} \quad (10-12)$$

donde

- R = valor de resistencia del suelo en el estabilómetro.
- p_v = presión vertical aplicada en el estabilómetro, igual a 11.2 kg/cm² (160 lb/pulg²).
- p_h = presión horizontal transmitida por el espécimen en el estabilómetro, cuando p_v tiene el valor señalado arriba.
- D_2 = desplazamiento necesario del fluido del estabilómetro para aumentar la presión horizontal de 0.35 kg/cm² a 7 kg/cm² (5 a 100 lb/pulg²), medida en revoluciones de la manivela de una bomba calibrada.

CARGA POR RUEDA (4.5 ton - 10000 lb)
PARA CARRETERAS DE LARGA VIDA (20-30 AÑOS)
2 4 6 8 10 12 14 16
PARA CARRETERAS DE VIDA CORTA (10 AÑOS)
4 8 12 16 20 24

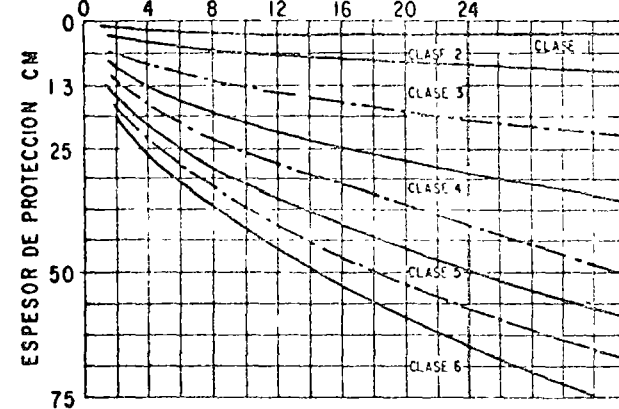


FIG. X-11 Carta de diseño. Método de Texas

A partir de aquí los autores del método proponen una fórmula para la obtención del espesor de pavimento necesario para proteger una subrasante

$$e = K p \frac{\sqrt{r} \log n}{\sqrt{C}} \left(\frac{p_h}{p_v} - 0.10 \right) \quad (10-13)$$

donde

- e = espesor protector requerido de pavimento en pulgadas
- K = constante de correlación (0.0175)
- p = presión de inflado de la llanta, en lb/pulg²
- r = radio del área de contacto de la llanta de diseño en pulg
- n = número de repeticiones de esfuerzo.
- C = valor obtenido para el material en prueba en el cohesionómetro

Esta expresión 10-13 aun puede escribirse en forma completa como

$$e = K' \frac{(IT)(90-R)}{\sqrt[3]{C}} \quad (10-14)$$

donde

K' = constante igual a 0.095 para rueda de diseño de 2 270 kg (5 000 lb), con presión de inflado de 49 kg/cm² (70 lb/pulg²) y que incluye un factor de seguridad

IT = índice de tráfico del camino

El tráfico de un camino es generalmente muy poco uniforme, por lo que, para efectos de diseño, los ingenieros de California lo refieren a la carga de rueda de 2,270 kg (5,000 lb), por medio de unos factores empíricos de equivalencia que toman en cuenta las cargas por rueda de los vehículos y sus repeticiones sobre el pavimento. Se requiere, en primer lugar, hacer una estimación del número diario de vehículos, agrupados según sus números de ejes, que transitarán por el camino. La reducción a la carga estándar se hace usando las constantes empíricas de equivalencia de la Tabla 10-5, las que multiplicadas por el número de vehículos diario de cada tipo, dan el número anual de vehículos de carga estándar que producirán los mismos efectos sobre el pavimento que los vehículos reales, circulando en un año.

TABLA 10-5

No de ejes en el vehículo	Constante de equivalencia a cargas estándar de 2 270 kg (5 000 lb) por rueda
2	3.30
3	1 070
4	2 460
5	4 620
6	3 040

El índice de tráfico se calcula con la fórmula

$$IT = 1.35(NE)^{0.11} \quad (10-15)$$

En la expresión anterior NE es el número de veces que debería pasar la carga estándar de 2,270 kg (5,000 lb) sobre un punto del

pavimento durante la vida útil que se le considere a éste, para producir los mismos efectos que produce el tránsito real en ese lapso. Se obtiene como la suma de los productos de cada número diario de vehículos de un cierto número de ejes, por la constante empírica que le corresponda, así se llega al número equivalente de repeticiones de la carga estándar en un año. Este valor, por la vida útil del pavimento, proporciona el NE final*. En California se ha considerado que la vida útil del pavimento, para fines de aplicación del presente método, son 10 años. Cabe hacer notar que el número diario de vehículos que figuran en la Tabla 10-5 se refiere al promedio de los que circulan cada día en un solo sentido.

En la fig. X-12 aparece un nomograma que es la solución de la ec. 10-14.

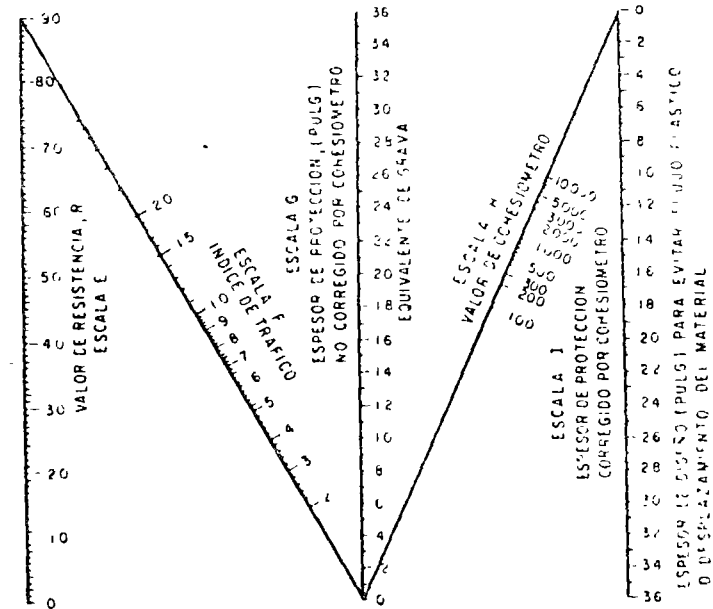


FIG. X-12 Nomograma para aplicar el método de Hoern

* Este valor suele multiplicarse todavía por un coeficiente mayor que la unidad para hacer una previsión del crecimiento futuro del tráfico en el lapso de la vida útil del pavimento

El nomograma funciona como sigue: se entra con el valor correspondiente de R ; con una recta se une ese punto con el índice de tráfico previamente calculado. Esta recta se prolonga hasta cortar la línea central del nomograma. Este punto se une ahora, con una recta, con el valor de la cohesión obtenida en prueba de cohesiómetro; la prolongación de esta recta hasta la línea de espesores de pavimento proporciona este valor.

Así se tiene un espesor requerido según la prueba del estabilómetro.

Al hacer la prueba de presiones de expansión, ya mencionada, puede obtenerse otro espesor de pavimento, precisamente el necesario para contrarrestar esa presión, expresando ésta como colchón de tierra.

En general se prueban en estabilómetro y en expansión especímenes a diferentes humedades, tratando de cubrir el intervalo en que trabajará el pavimento futuro, por lo que se tendrán juegos de espesores, correspondientes a cada humedad de prueba.

Puede ahora trazarse una gráfica de espesores requeridos por estabilómetro y por expansión (fig. X-13); los datos anteriores permiten dibujar una curva que cortará a una línea a 45° en un cierto punto. Este punto es el espesor de pavimento que satisface las dos condiciones de trabajo

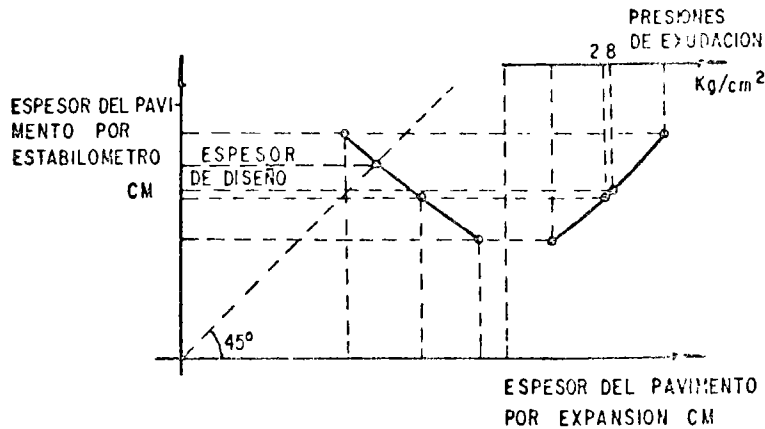


FIG X-13 Determinación del espesor de diseño con el método de Hveem

Independientemente deben calcularse las presiones de exudación de los distintos especímenes usados, contra el espesor del pavimento. Por especificación, Hveem fija la presión de exudación de 28 kg/cm^2 (400 lb/pulg^2) como la norma para definir un espesor de pavimento

para esta condición. Se tienen así dos espesores de pavimento en definitiva: uno por estabilómetro y expansión y otro por exudación. El mayor será el de proyecto.

X-7. Métodos de diseño en pavimentos rígidos

En pavimentos rígidos existen métodos de diseño basados en las fórmulas para el cálculo de esfuerzos en las losas debidas a Westergaard, pero éstos generalmente conducen a cálculos laboriosos, por lo que en la práctica se usan poco.

La Asociación de Cementos Portland (Portland Cement Association, PCA) ha desarrollado gráficas que permiten calcular los espesores de losa de un modo inmediato, a condición de conocer la carga de la rueda de diseño, la presión de inflado de la llanta de diseño, el módulo de reacción de la subrasante, k , y el módulo de resistencia del concreto a la tensión en flexión, MR . El módulo de reacción puede calcularse haciendo una prueba de placa; como ya se ha dicho, este valor influye relativamente poco en el espesor de la losa, sobre todo en cargas no muy grandes, por lo que es frecuente que se le obtenga de correlaciones empíricas. El módulo MR se expresa como un esfuerzo y puede determinarse experimentalmente probando una viga estándar, pero es más frecuente obtenerlo a partir de correlaciones con el valor f_c , resistencia del concreto a la compresión simple con 28 días de fraguado. Esta correlación, empero, depende de los agregados que se utilizan en el concreto, así como del tipo de cemento.

En general MR varía entre $0.10 f_c$ y $0.17 f_c$, correspondiendo el valor $0.10 f_c$ a las resistencias a la compresión más bajas y el valor $0.17 f_c$ a las f_c más altas. En México parece conveniente usar el valor

$$MR = 0.12 f_c \quad (10-16)$$

Este valor de MR corresponde a la condición de ruptura. En las gráficas de la PCA el valor de MR que aparece es de trabajo, con un factor de seguridad de 1.75 a 2 respecto al de ruptura.

En las figs. X-14, X-15 y X-16 aparecen gráficas de la PCA que proporcionan el espesor de losas de pavimentos para aeropistas en diferentes condiciones de carga.

Las gráficas están obtenidas a partir de la teoría para ruedas simples, arreglo doble y tandem, colocadas en el interior de la losa. Se supone en ellas un módulo de elasticidad del concreto de $280,000 \text{ kg/cm}^2$ ($4 \times 10^6 \text{ lb/pulg}^2$) y una relación de Poisson igual a 0.15. La suposición de que la carga actúa en el interior de la losa es razonable en aeropuertos, e igualmente debe aplicarse a una extensión de las losas, con juntas apropiadas que permitan que trabajen solidariamente en la suficiente proporción.

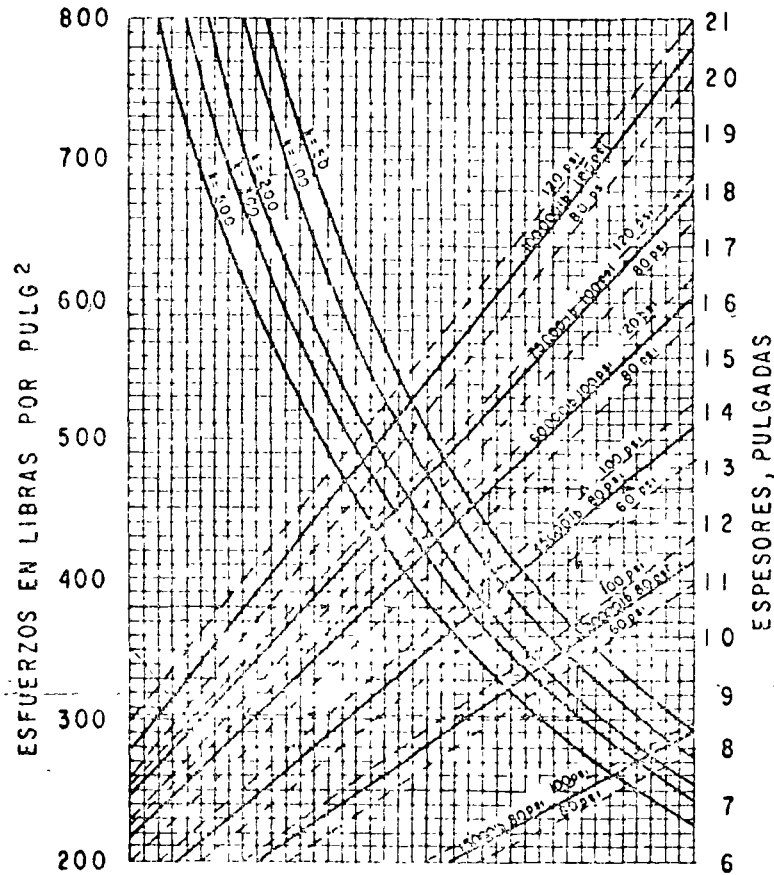


FIG X-14 Gráfica del P.C.A. para cálculo de espesor de pavimentos rígidos en aeropistas, carga de rueda simple

En la fig. X-17 aparece una gráfica que proporciona el espesor de la losa en pavimentos de carreteras; en ella se supone que la carga está aplicada sobre la junta entre losas y que éstas tienen sus esquinas protegidas, es decir provistas de los elementos adecuados para transmitir carga a las losas adyacentes. La gráfica supone cargas transmitidas por sistema dual de ruedas.

En estas gráficas no se toman en cuenta esfuerzos por temperatura, pues se tiene el criterio de que la superposición de todos los

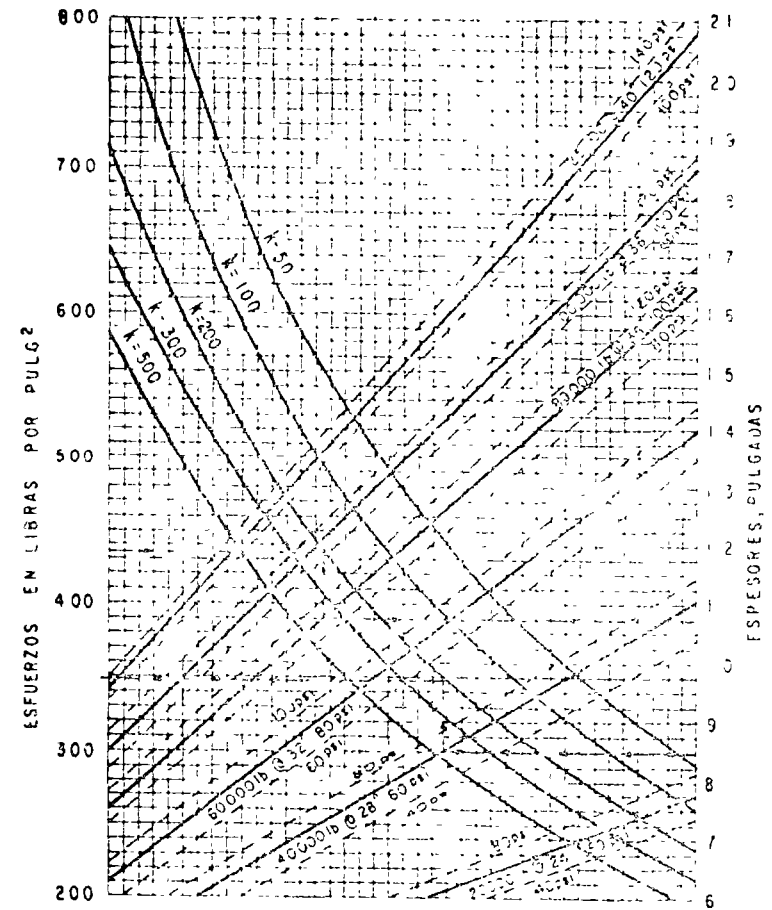


FIG X-15 Gráfica del P.C.A. para el cálculo de espesor de pavimentos rígidos en aeropistas, carga de un par de ruedas

esfuerzos desfavorables ocurre tan raramente que no ejerce efectos nocivos en cuanto a fatiga y los factores de seguridad son tales que dicha superposición no opera al esfuerzo de ruptura en una sola repetición. Se supone también que se satisfacen los requerimientos del pavimento en cuanto a juntas.

Las gráficas funcionan entrando por el MR de trabajo, llevando una horizontal hasta el módulo de relación correspondiente refieren-

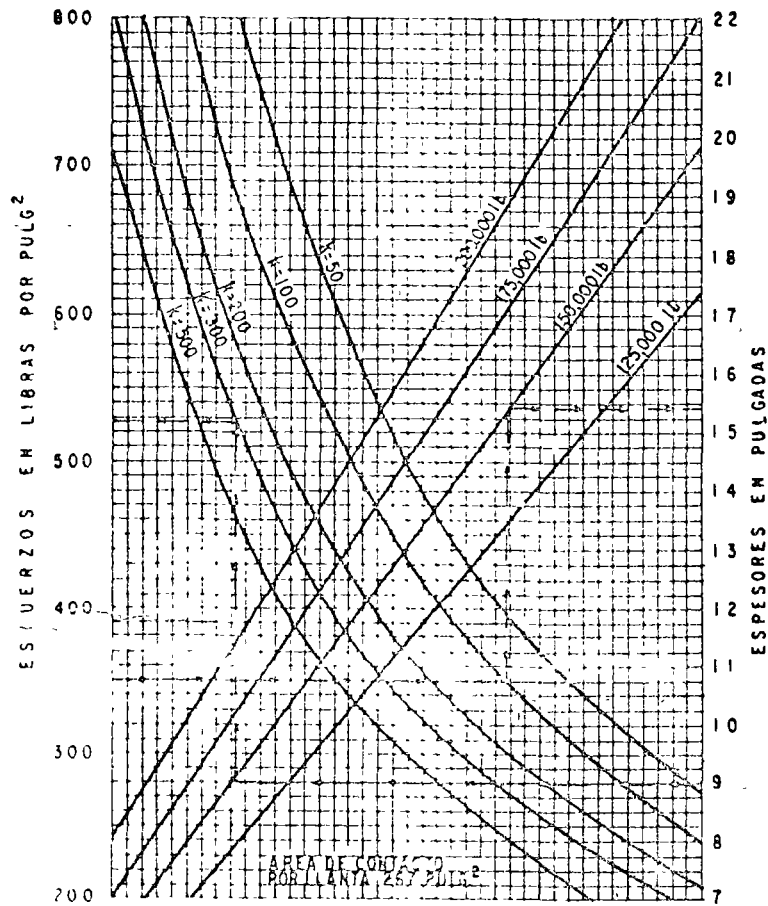


FIG. X-16 Gráfica de P.C.A. para el cálculo de espesor de pavimentos rígidos en aeropistas, carga de rueda en tandem

do este punto verticalmente a la línea de presión de inflado y leyendo horizontalmente el espesor requerido.

El cuerpo de Ingenieros del Ejército de los E.U.A. ha desarrollado otras gráficas con base en su experiencia de construcción de aeropistas y obras viales, estas gráficas podrán consultarse en cualquier fuente bibliográfica especializada y, en general, tienen el

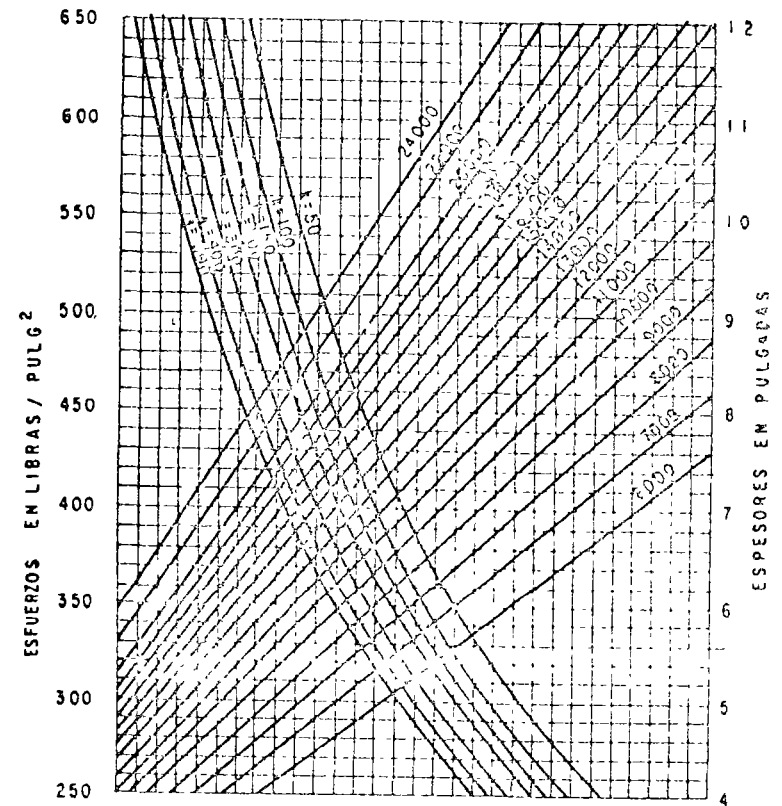


FIG. X-17 Gráfica del P.C.A. para el cálculo de espesor de pavimentos rígidos en caminos, carga de rueda doble

inconveniente de referirse a módulos de aviones militares que, frecuentemente, difieren bastante de los civiles.

X-8. Rueda de diseño. Criterios de carga equivalente

Ya se ha dicho que el tránsito que circula por un camino es en general sumamente variado en lo que se refiere al tipo de los vehículos. Ningún método de diseño toma en cuenta tanta complejidad de un modo absoluto, de hecho, es normal proyectar los pavimentos, por lo menos los flexibles, para el efecto de una carga

transmitida por una sola rueda. En primer lugar se necesita escoger un vehículo como representativo del tránsito; éste es generalmente el más frecuente o el más pesado. Además se necesita establecer una equivalencia entre el arreglo de llantas de tal vehículo y una sola rueda ideal que lo substituya racionalmente en lo que se refiere a efectos sobre el pavimento. Esta es la *rueda de diseño*.

Para llegar a la rueda de diseño se han seguido generalmente dos criterios: buscar la rueda simple que produzca a una cierta profundidad los mismos esfuerzos que el sistema, por ejemplo dual, del vehículo real o que produzca las mismas deflexiones que éste. Quizá este último criterio sea el más común.

La Teoría de Boussinesq, por ejemplo, permite establecer un criterio de equivalencia. Según esta teoría, el esfuerzo en cualquier punto bajo una carga circular uniformemente repartida depende de tres cantidades: la profundidad, z ; el radio del área de contacto de la carga r y la presión de inflado de la llanta p . Para diferentes cargas totales P los efectos de diferentes llantas de misma presión de inflado dependen de z/r , o sea que, para puntos de misma relación z/r , los esfuerzos son iguales independientemente de la carga total siempre que la presión de inflado sea la misma. Por ello, para p constante y fijado un cierto esfuerzo prefijado, se tiene:

$$\frac{z}{r} = K' \quad (10-17)$$

pero

$$r = \sqrt{\frac{P}{p\pi}}$$

de donde

$$z = \frac{K'}{\sqrt{p\pi}} \sqrt{P}$$

que puede escribirse

$$z = K \sqrt{P} \quad (10-18)$$

O sea, el espesor requerido de pavimento flexible es igual a una constante por la raíz cuadrada de la carga total de la rueda simple; el valor de K depende de la presión de inflado y del esfuerzo normal vertical admisible.

En la fig. X-18 se muestra una idealización del efecto de un sistema dual en lo que se refiere a la distribución de los esfuerzos transmitidos.

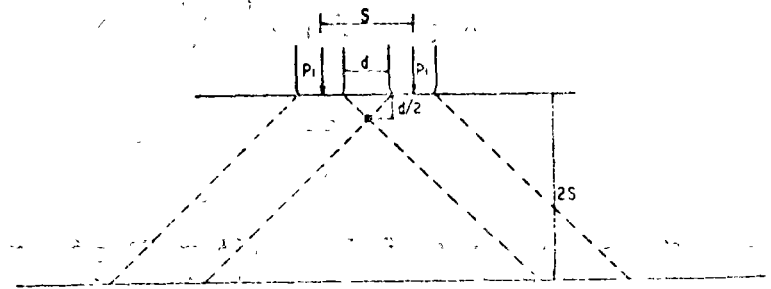


FIG. X-18 Influencia de un sistema dual en lo que se refiere a esfuerzos

Tanto la teoría como las mediciones experimentales muestran que el efecto de las dos llantas empieza a superponerse apreciablemente a la profundidad $d/2$ bajo la superficie de rodamiento; también muestran que la superposición de esfuerzos de las dos llantas es prácticamente total a la profundidad $2S$; es decir, que en un punto colocado abajo de ese nivel actuaría un esfuerzo ya igual al que se tendría si en la superficie y en el centro del espacio entre llantas actuara una fuerza única $2P_1$. Los sentidos de estas letras se aclaran en la fig. X-18.

Con estas bases, si se supone por un momento que entre las profundidades $d/2$ y $2S$ la variación de la carga que produce un esfuerzo dado a una cierta profundidad es lineal, puede adoptarse un criterio sencillo para obtener la carga simple equivalente a un sistema dual dado. En efecto, un punto colocado entre la superficie y la profundidad $d/2$ es actuado por un esfuerzo debido a la carga única P_1 ; un punto colocado más abajo de $2S$ sufre un esfuerzo debido a una carga única $2P_1$; un punto intermedio entre $d/2$ y $2S$, se razona en este método, tendrá un esfuerzo debido a una carga proporcionalmente intermedia a los valores P_1 y $2P_1$, según su situación geométrica entre los niveles $d/2$ y $2S$.

La ec. 10-18 puede escribirse

$$\log z = \frac{\log P}{2} + \log K \quad (10-19)$$

Se ve así que la relación lineal entre carga y profundidad que se supuso arriba es incorrecta, pero que tal relación sí existe entre los logaritmos de esos conceptos. De todo lo anterior se deduce el si-

guiente método gráfico para calcular la carga simple equivalente a cualquier sistema dual, según el que deberá construirse una gráfica con profundidades (en escala logarítmica), contra carga de rueda única que produce a tal profundidad el mismo esfuerzo que el sistema dual dado (en escala también logarítmica). El punto de carga P y espesor $d/2$ representa la situación en que cada carga del sistema dual actúa por separado, siendo por lo tanto P_1 la carga que actúa únicamente; el punto de coordenadas $(2P, 2S)$ representa el nivel en que el esfuerzo resultante de la superposición se hace total (carga $2P_1$). Uniendo esos dos puntos con una recta se tiene el lugar geométrico de los puntos en que una sola carga iguala al esfuerzo de las dos, reales. Entonces la carga equivalente a cualquier profundidad z se obtiene llevando por este valor una vertical hasta la recta trazada y viendo la carga correspondiente a ese punto. La fig. X-19 reproduce esa construcción. En un pavimento dado, la carga equivalente se calculará con una z igual a su espesor; así se tendrá la carga única que da a la subrasante el mismo esfuerzo que el sistema doble.

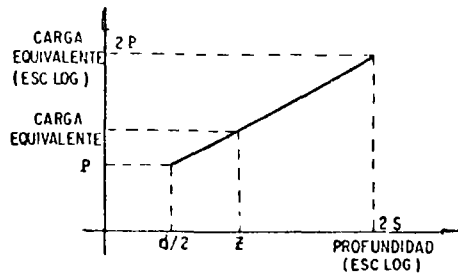


FIG. X-19 Método gráfico para encontrar la carga de la rueda de diseño equivalente a un sistema dual

Otra forma de resolver el problema usando el criterio de igual deformación, sería la que sigue. La deformación bajo el sistema dual es, según la Teoría de Boussinesq (expresión 10-8):

$$\Delta_2 = \frac{p r_d}{E} (C_1 + C_2) \quad (10-20)$$

donde:

Δ_2 = deformación producida por el sistema dual.

r_d = radio del área de contacto de cada rueda del sistema dual.

p = presión de inflado de cada rueda del mismo sistema.

E = módulo de deformación de la subrasante.

C_1, C_2 = factor de asentamiento de cada una de las ruedas de sistema dual.

La deformación bajo una sola rueda es:

$$\Delta_1 = \frac{p r}{E} C \quad (10-8)$$

donde todas las letras se refieren a una sola rueda y E conserva el sentido anterior. Si esta sola rueda equivale al sistema doble en cuanto a deformaciones se tendrá:

$$\frac{p r}{E} C = \frac{p r_d}{E} (C_1 + C_2)$$

pero

$$r = \sqrt{\frac{P_1}{p\pi}} \text{ y } r_d = \sqrt{\frac{P_2}{p\pi}}$$

donde:

P_1 = carga equivalente al sistema doble.

P_2 = carga de cada rueda del sistema doble.

por lo tanto

$$\sqrt{P_1} C = \sqrt{P_2} (C_1 + C_2) \quad (10-21)$$

ecuación que permite calcular la carga equivalente a cualquier espesor del pavimento. Los valores de las constantes C deben calcularse según se despiende de los comentarios al pie de la ec. 10-8, en el caso de que se trate de asentamientos bajo una llanta. Al calcular asentamientos debidos a la influencia de una llanta no directamente sobre el punto, deberán usarse gráficas especiales, tal como aparece en la ref. 16. Para aplicar este criterio hace falta determinar la máxima deflexión del pavimento, que puede ocurrir en el centro entre las ruedas, bajo una de ellas o en cualquier punto intermedio, dependiendo de la intensidad de la carga y del espesor del pavimento. Esta deflexión máxima es la que deberá exigirse que produzca la carga equivalente.

Existen algunas fórmulas para calcular la carga de la rueda de diseño equivalente a un sistema dual tomando en cuenta la Teoría de Burmister y las mediciones experimentales. Por ejemplo, en la aplicación del método de diseño de la Armada de los E U A (Navy) ese valor ha de calcularse con la expresión

$$P_1 = P \left(1 + \frac{z^2}{R^2} \right) \quad (10-22)$$

donde:

P_1 = carga equivalente de la rueda de diseño.

P = carga de cada llanta del sistema dual

z = profundidad a que se cumple la equivalencia, igual en los cálculos al espesor del pavimento.

$R = \sqrt{z^2 + S^2}$

S = separación de las llantas del sistema dual, centro a centro.

La fórmula 10-22 se obtiene a partir del criterio de igualdad de esfuerzos al nivel de la subrasante.

Al tratar el método de diseño de Hveem se vio otra forma de llegar a la unificación de las cargas del tránsito, en la que se procede sobre bases diferentes a las aquí tratadas; otros criterios distintos existen también y, en general, puede decirse que el problema está aún abierto a la investigación y al ingenio de los proyectistas.

ANEXO X-a

Prueba del C.B.R.

X-a.1. Generalidades

La experiencia ha demostrado que las más pequeñas diferencias en el procedimiento de la prueba C.B.R. son motivo de grandes diferencias en los resultados de las mismas. Por esta razón hay necesidad de que los procedimientos de prueba se detallen paso a paso, a pesar de lo cual surgen dificultades todavía. Para materiales tales como agregados gruesos, el procedimiento no ha demostrado ser completamente satisfactorio, siendo necesario realizar varias pruebas con el fin de determinar un valor promedio razonable. En algunos casos en que los agregados gruesos se encuentran en tan pequeña cantidad que no afectan la estabilidad del suelo, las partículas pueden removerse, con lo cual se evitan las incongruencias en los resultados de la prueba. Sin embargo, para la mayoría de los suelos, los métodos aquí presentados han demostrado ser satisfactorios. En los párrafos siguientes se presentan los procedimientos y el equipo sugeridos para pruebas en muestras remoldeadas y compactadas, en especímenes inalterados y determinaciones en el campo.

X-a.2. Equipo

El equipo usado en la preparación y ensaye de especímenes remoldeados es el que sigue:

- 1) Molde cilíndrico de 15.2 cm (6 pulg) de diámetro y altura de 17.8 cm (7 pulg) equipado con un collarín de extensión de 5.1 cm (2 pulg) de altura y una placa de base perforada. La placa de base y el collarín se pueden fijar en ambos extremos del cilindro. Cuando se tiene un grupo de moldes es aconsejable tener una placa de base adicional, pues se requie-

ren dos placas en el momento de invertir el molde durante la preparación del espécimen.

- 2) Un disco separador de 15 cm ($5\frac{1}{16}$ pulg) de diámetro y 6.3 cm (2.5 pulg) de altura, para insertarlo como fondo falso en el molde cilíndrico, durante la compactación.
- 3) Un compactador semejante al utilizado en la prueba de compactación AASHO Modificada [4.54 kg (10 libras) de peso y 5.1 cm (2 pulg) de diámetro en la superficie de golpeo]
- 4) Vástago ajustable y placa perforada, típode y micrómetro con aproximación al 0.0025 de centímetro (0.001 pulg) para medir la expansión del suelo
- 5) Un anillo con peso de 2.27 kg (5 lb) y varias pesas de un diseño especial, de 2.27 kg (5 lb) de peso cada una, adecuadas para ser aplicadas como sobrecarga en la superficie del suelo, durante el proceso de saturación y de penetración
- 6) Pistón de penetración de 4.9 cm (1.92 pulg) de diámetro y aproximadamente 10 cm (4 pulg) de longitud
- 7) Máquina de prueba o gato de tornillo con su marco especial, que pueden usarse cualquiera de los dos, para introducir el pistón en el espécimen con una velocidad de 0.127 cm/min (0.05 pulg por minuto).
- 8) Equipo general de laboratorio, como charolas para mezclar, espátulas, enrasadores, balanzas, tanque de saturación, cápsulas para determinación de contenido de agua, horno, etc

X-a.3. Preparación de probetas remoldeadas

El procedimiento es tal que los valores de C.B.R. se obtienen a partir de especímenes de prueba que posean el mismo peso específico y contenido de agua que se espera encontrar en el campo. Por lo general, para la mayoría de los materiales, la condición crítica del prototipo es cuando ha absorbido la cantidad máxima de agua. Por ese motivo y con el fin de obtener un resultado conservador, el diseño de C.B.R. adoptado por el Cuerpo de Ingenieros de los E.U.A. es el C.B.R. obtenido después de que los especímenes han sido sumergidos en agua un periodo de cuatro días. Durante este tiempo se confinan en el molde por medio de una sobrecarga igual al peso del pavimento que actuará sobre el material. El procedimiento que se da a continuación se ha formulado como resultado de los estudios hechos y deberá seguirse por lo general.

- 1) Se seca la muestra hasta que se pueda desmoldar. El secado deberá hacerse al aire libre o bien empleando el horno siem-

pre y cuando la temperatura de la muestra no exceda de 60°C. En seguida se rompen los grumos, teniendo cuidado de no triturar las partículas. Se quita el material cuyo tamaño es mayor de 1.9 cm ($\frac{3}{4}$ pulg), reemplazándolo por una cantidad igual de material cuyos tamaños están comprendidos entre las mallas No. 4 y de $\frac{3}{4}$ de pulg, mezclando completamente la muestra.

- 2) El método de compactación usado es, en general, una prueba dinámica tipo Proctor

Las modificaciones hechas por el Cuerpo de Ingenieros incluyen cambios en el peso del pisón compactador de 2.5 kg (5.5 lb) a 4.54 kg (10 lb), altura de caída del compactador de 45.8 cm (18 pulg) en lugar de 30.5 cm (12 pulg), compactación de las probetas en el molde en cinco capas iguales ligeramente menores de 2.54 cm (1 pulg) cada una, en lugar de tres capas iguales; se dan 55 golpes por capa, usándose agregados hasta 1.9 cm ($\frac{3}{4}$ pulg) de tamaño. Todo material mayor de ese tamaño, es separado y reemplazado por una cantidad igual de material comprendido entre las mallas No. 4 y $\frac{3}{4}$ de pulg. Ningún material se vuelve a utilizar. El molde se coloca sobre un piso o pedestal de concreto durante la compactación.

Se compacta un número suficiente de especímenes con variación en su contenido de humedad, con el fin de establecer definitivamente el contenido de agua óptimo y el peso volumétrico máximo. Si las características de compactación del material son perfectamente conocidas, será suficiente compactar cuatro o cinco especímenes con contenidos de agua dentro de un intervalo de más o menos dos por ciento del contenido de agua óptimo. Dichos especímenes se preparan con diferentes energías de compactación, de manera que normalmente se usan la energía Proctor estándar, la Proctor modificada y una energía aún inferior a la Proctor estándar (ver Capítulo XIII del Volumen I de esta obra). Se tienen así especímenes que con contenidos de agua diferentes alcanzan distintos pesos volumétricos secos, con lo que se puede estudiar suficientemente la variación del C.B.R. con estos dos factores, que son los que lo afectan principalmente. La altura de caída del compactador deberá controlarse cuidadosamente, así como distribuir los golpes uniformemente sobre el espécimen.

Los resultados se dibujan en un diagrama de contenidos de humedad contra peso volumétrico, trazándose una curva que pase por los puntos obtenidos

- 3) El molde con la extensión de collarín se fija a la placa de base, insertándose un disco separador sobre dicha placa. En

la parte superior del disco se coloca un papel filtro grueso o una malla de alambre fina.

- 4) Las muestras deberán compactarse para la prueba de C.B.R. utilizando el mismo procedimiento descrito en el inciso 2 de esta sección, usando los esfuerzos de compactación y los contenidos de agua recomendados en la sección X-a.6. Después de compactar la muestra, se quita el collarín, cortándose el espécimen, se coloca sobre la superficie superior una malla o un papel filtro grueso y una placa de base perforada se fija a la parte superior del molde. Se invierte el molde, quitándose la placa de base que se encontraba en el fondo, así como el separador, determinándose el peso volumétrico
- 5) Se coloca el vástago ajustable a la placa sobre la superficie del molde, aplicando una pesa en forma de aro, con el fin de producir una intensidad de carga igual al peso del material del pavimento con 2.27 kg (5 lb) de más o menos, pero en ningún caso el peso será menor de 4.54 kg (10 lb). Sumérjase el molde con las pesas en agua, para permitir el libre acceso del agua por arriba y por abajo del espécimen, tomando medidas iniciales para determinar la expansión y dejando que se humedezca durante cuatro días. Se puede permitir un periodo menor de inmersión para suelos permeables, si es aparente que se ha conseguido el contenido de agua máximo. Al final se toman medidas de la expansión, calculándose ésta como un porcentaje de la altura inicial del espécimen
- 6) Quítase el agua superficial y permítase el drenado del espécimen durante quince minutos. Se debe tener cuidado de no alterar la superficie del espécimen durante la remoción del agua libre, para lo cual es necesario inclinar los especímenes. Se retiran tanto la placa perforada como los pesos de sobrecarga y se pesa el espécimen, quedando este último listo para la prueba de penetración.

X-a.4. Prueba de penetración

Debido a que el procedimiento de prueba que se usa actualmente es el mismo para todos los tipos de especímenes, no será necesario repetirlo al referirse a cada tipo de suelo en particular. El procedimiento descrito en los siguientes párrafos es aplicable también a las pruebas inalteradas y de campo, una vez que la superficie de prueba haya sido preparada.

- 1) Se aplica una sobrecarga sobre todos los suelos, que sea suficiente para producir una intensidad de carga igual al peso del material del pavimento (con ± 2.27 kg de aproximación),

pero no menor de 4.54 kg (10 lb). Si la muestra ha sido saturada previamente, la sobrecarga deberá ser igual a la colocada durante el periodo de saturación. Para evitar el empuje hacia arriba del suelo dentro del agujero de las pesas de sobrecarga es conveniente colocar un disco con perforación circular de 2.27 kg (5 lb) de sobrecarga sobre la superficie del suelo antes de la colocación del pistón y de la aplicación de los pesos restantes.

- 2) Colóquese el pistón de penetración con una carga de 4.54 kg (10 lb) y pónganse los medidores de deformación y de esfuerzo en cero. Esta carga inicial es indispensable para asegurar un asentamiento satisfactorio del pistón, debiendo considerarse como carga cero cuando se determina la relación presión-penetración.
- 3) Se aplica carga sobre el pistón de penetración de manera que la velocidad de aplicación sea aproximadamente de 0.127 cm/min (0.05 pulg/min). Obténganse lecturas de carga a 0.063, 0.127, 0.190, 0.25, 0.51, 0.76, 1.02, 1.27 cm (0.025, 0.05, 0.075, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 y 0.5 pulg) de deformación. En los dispositivos de carga operados manualmente, puede ser necesario tomar lecturas de carga con intervalos más pequeños, para controlar la velocidad de penetración.
- 4) Se determina el contenido de agua en la capa superior con espesor de 2.5 cm (1 pulg) y, en el caso de pruebas de laboratorio, también un contenido de agua promedio, para la profundidad completa de la muestra.
- 5) Se calcula la presión aplicada por el penetrómetro y se dibuja la curva esfuerzos-penetración. Para obtener las presiones reales de penetración a partir de los datos de la prueba, el punto cero de la curva se ajusta para corregir las irregularidades de la superficie, que afectan la forma inicial de la curva. La corrección deberá hacerse según se indicó en la sección X-5.
- 6) Se determinan los valores de presión corregidos para 0.25 y 0.51 cm (0.1 y 0.2 pulg) de penetración, a partir de los cuales se obtienen los valores de C.B.R., dividiendo estas presiones entre las estándar de 70 y 105 kg/cm² (1,000 y 1,500 lb/pulg² respectivamente). Se multiplica cada relación por 100 para obtener la relación en porcentaje. Por lo general el C.B.R. se selecciona para 0.25 cm (0.1 pulg) de penetración. Si el C.B.R. para 0.51 cm (0.2 pulg) de penetración es mayor que el correspondiente al anterior, deberá repetirse la prueba. Si la prueba de comprobación da resultados similares, deberá usarse el C.B.R. para 0.51 cm (0.2 pulg).

X-a.5. Datos y resultados de la prueba

Los datos y resultados de la prueba que deberán suministrarse son los siguientes:

- 1) Procedimiento de compactación.
- 2) Esfuerzo de compactación
- 3) Contenido de humedad al fabricar el espécimen
- 4) Peso específico
- 5) Sobrecarga de saturación y de penetración
- 6) Expansión de la muestra
- 7) Contenido de humedad después de la saturación
- 8) Contenido de humedad óptima y peso específico máximo determinados mediante la prueba de compactación AASHO Modificada, descrita en la sección X-a-3
- 9) Curva Presión-Penetración

X-a.6. Procedimiento de preparación de muestras remoldeadas

En el ensayo de especímenes remoldeados por el método de California, todas las capas subrasantes y bases han sido agrupadas en tres clases con respecto al comportamiento durante la saturación:

a) Arenas sin cohesión y gravas, b) suelos cohesivos y c) suelos de gran expansión. El primer grupo incluye por lo general los suelos clasificados como *GW*, *GP*, *SW* y *SP*. En el segundo grupo están por lo general los suelos clasificados como *GM*, *GC*, *SM*, *SC*, *ML*, *CL* y *OL*. Los suelos de alta expansión comprenden por lo general a los clasificados como *MH*, *CH* y *OH*. Se dan procedimientos por separado para cada uno de estos grupos.

a) Arenas sin cohesión y gravas

Por lo general los suelos sin cohesión se compactan fácilmente mediante rodillos especiales o por medio del tránsito hasta su peso específico máximo especificado por el método AASHO Modificado, prueba que se efectúa dando 55 golpes por capa y con un contenido de agua correspondiente a la saturación de la muestra para obtener el peso volumétrico máximo. Si la saturación no baja al C.B.R. de una arena sin cohesión o grava, podrá ser omitida en las pruebas posteriores del mismo material.

b) Suelos cohesivos

Los suelos de este grupo se ensayan de acuerdo al método de datos que mostrarán su comportamiento sobre el suelo de

completo de contenidos de humedad anticipados para muestras representativas. Las curvas de compactación se desarrollan para 55, 25 y 10 golpes por capa, sumergiendo y penetrando cada espécimen, con el fin de obtener una familia completa de curvas que muestran la relación entre el peso específico, contenido de agua y C.B.R. Como ayuda para determinar la validez de los datos de compactación se dibujan sobre un papel semilogarítmico el peso específico máximo contra la energía de compactación (trabajo por unidad de volumen); los puntos así obtenidos dan, por lo general, una línea recta.

c) Suelos expansivos

Los procedimientos de prueba para suelos de gran expansión son los mismos que los descritos antes para suelos cohesivos. Sin embargo, los objetivos del programa de prueba no son exactamente los mismos. Las pruebas que se realizan en suelos expansivos tienen como finalidad la determinación del contenido de humedad y el peso volumétrico que producen la expansión mínima. El contenido de humedad y el peso volumétrico apropiados para este caso no son necesariamente los valores óptimos obtenidos a través de la prueba AASHO Modificada. Por lo general la expansión mínima y el máximo C.B.R. saturado ocurren para un contenido de humedad ligeramente mayor que el óptimo. Cuando se ensayan suelos que se expanden con facilidad, puede ser necesario que se requiera la preparación de muestras para un intervalo más amplio de humedades y pesos volumétricos que los utilizados normalmente, con el objeto de establecer la relación entre el contenido de humedad, el peso volumétrico, la expansión y el C.B.R. en un suelo determinado.

Un cuidadoso estudio de los resultados de la prueba, hecho por un ingeniero experimentado, permitirá seleccionar el contenido de humedad y el peso volumétrico adecuados para llenar los requisitos del campo. Debe hacerse notar que existe la posibilidad de que el espesor de diseño esté gobernado en algunos casos por los requisitos de compactación en lugar del C.B.R.

X-a.7. Procedimiento para preparación de muestras inalteradas

Las pruebas en muestras inalteradas se usarán en el diseño cuando no se requiere compactación y para correlacionar las pruebas en el campo, con el contenido de agua del momento, con el resultado que

darian esas muestras con el contenido de agua de diseño. Para esta última condición se deberán ensayar especímenes por duplicado, uno con la humedad de diseño y otro con la del lugar, para determinar la correlación necesaria para interpretar las pruebas en el lugar. En este caso, la reducción en el C.B.R. que acontece durante el humedecimiento, deberá aplicarse como una corrección de las pruebas de campo.

Si se quieren reducir al mínimo las alteraciones del espécimen deberá operarse con sumo cuidado y una paciencia considerable. Utilizando cilindros de acero, cubiertas metálicas galvanizadas flexibles y desplegadas o cajas diseñadas exprofeso se pueden tener muestras inalteradas satisfactoriamente. Si no se coloca un soporte lateral adecuado en los lados de la muestra, se obtendrán valores variables de C.B.R. En materiales finamente graduados, el uso de moldes y cubiertas metálicas es satisfactorio. El espacio anular que se encuentra alrededor de la muestra (cortada o labrada de un pedestal) puede llenarse con parafina o con una mezcla de parafina y 10% de resina, con el objeto de ofrecerle un soporte. Para suelos gruesos (gravosos) el método de la caja es recomendable. La muestra se cubre con papel encerado o parafina con el fin de evitar la pérdida de humedad durante el transporte al laboratorio.

Las pruebas de saturación o de penetración se llevan a cabo como se explicó anteriormente, después de que se quita el papel o la parafina del extremo del espécimen, en el caso de moldes o cubiertas metálicas, o bien después de que la superficie de la caja de muestras es nivelada con una delgada capa de arena si es necesario. Los cálculos y los resultados de las pruebas se reportarán como se indicó antes.

X-a.8. Prueba de campo

La prueba de campo es, bajo ciertas condiciones, una prueba satisfactoria para determinar la capacidad de soporte de un material en el lugar. Básicamente el aspecto que corresponde a la penetración en esta prueba es el mismo que se describió en la sección X-a-4.

La prueba de campo puede usarse en cualquiera de las condiciones que a continuación se citan:

- a) Cuando el peso volumétrico en el lugar y el contenido de humedad son tales que el grado de saturación es de 80% o mayor.
- b) Cuando el material es de partículas gruesas y sin cohesión, de manera que no se vea afectado por los cambios del contenido de humedad.

c) Cuando el material ha estado colocado en el lugar por varios años, en estos casos el contenido de agua puede fluctuar dentro de un intervalo reducido, considerándose que la prueba de campo arroja un indice satisfactorio de la capacidad de soporte.

ANEXO X-b

Gráficas para la utilización del método del C.B.R. para diseño de pavimentos flexibles

A continuación se presentan curvas para diseño de espesores de pavimento en aeropistas en las que la subrasante tenga un valor de C.B.R. > 12%; las ordenadas de dichas gráficas para C.B.R. < 12% dan valores semejantes a los de la fórmula 10-7. En la fig. X-b-6 aparece una gráfica propuesta por el Instituto de Asfaltos de los E.U.A. para calcular el espesor de los pavimentos en caminos

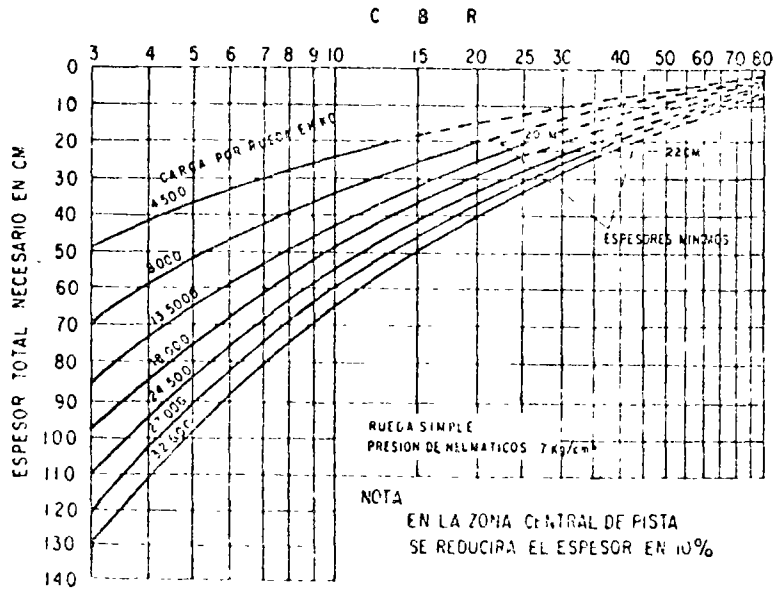


FIG. X-b.1 Curvas de cálculo de espesores de pavimento flexible en colles de rodaje, pistas y plataformas

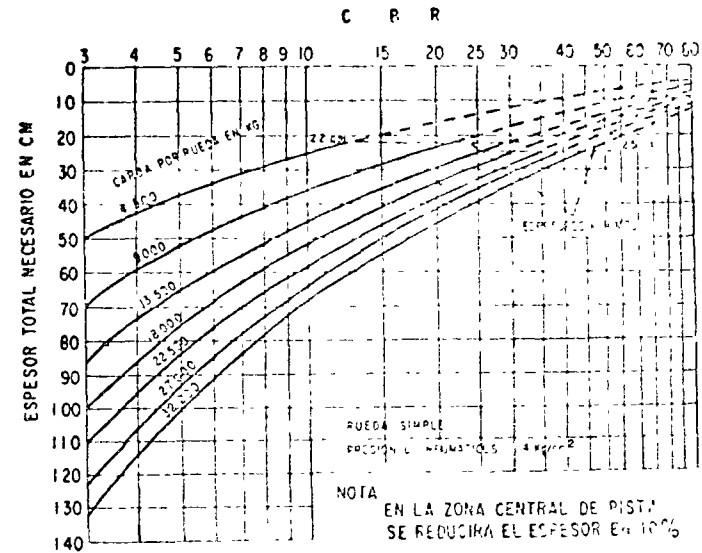


FIG. X-b.2 Curvas de cálculo de espesores de pavimento flexible en colles de rodaje, pistas y plataformas

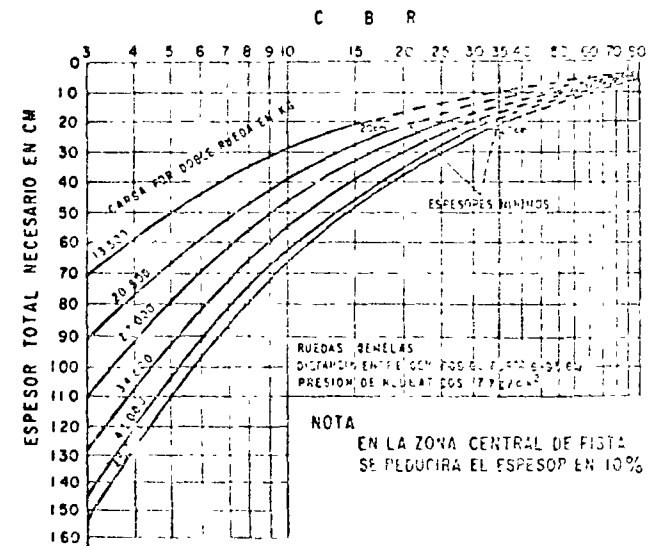


FIG. X-b.3 Curvas de cálculo de espesores de pavimento flexible en colles de rodaje, pista, y plataformas

6. Concrete Roads — *Department of Scientific and Industrial Research* — Road Research Laboratory — Her Majesty's Stationery Office — Londres — 1955. Capitulo 9.
7. California Division of Highways — *Materials Manual of Testing and Control Procedures* — Vol. I — 1956.
8. Yoder, E. J. — *Principles of Pavement Design* — Capitulo VIII — John Wiley and Sons, Inc. — 1959.
10. Kansas State Highway Commission — *Design of Flexible Pavement using the Triaxial Compression Test* — Highway Research Board Bulletin N° 8 — 1947.
11. McDowell, Ch. — *Triaxial Tests in Analysis of Flexible pavements* — Highway Research Board Report 16-B — 1954.
12. McDowell, Ch. — *Progress Report on the development and use of strength tests for subgrade soils and flexible base materials* — Proc. Highway Research Board — 1946.
13. Yoder, E. J. — *Principles of Pavement Design* — Capitulo XV — John Wiley and Sons, Inc. — 1959.
14. Hveem, F. N. y Carmany, R. M. — *The factors underlying a rational design of Pavements* — Proc. Highway Research Board — 1948.
15. Yoder, E. J. — *Principles of Pavement Design* — Capitulo XVI — John Wiley and Sons, Inc. — 1959.
16. Yoder, E. J. — *Principles of Pavement Design* — Capitulo II — John Wiley and Sons, Inc. 1959.

BIBLIOGRAFIA

- Principles of Pavement Design* — F. J. Yoder — John Wiley and Sons — 1959.
- Soil Mechanics for Road Engineers* — Department of Scientific and Industrial Research — Road Research Laboratory — Her Majesty's Stationery Office — Londres — 1961.
- Concrete Roads* — Department of Scientific and Industrial Research — Road Research Laboratory — Her Majesty's stationery office — Londres 1955
- Concrete Roads* — F. N. Sparkes y A. F. Smith — Edward Arnold and Co. Londres — 1952.
- Highway Engineering Handbook* — K. B. Woods — McGraw Hill Book — Co. — 1960.
- Planning and Design of Airports* — R. Horonjeff — McGraw Hill Book — Co. — 1962.
- Caminos* — J. L. Escario y V. Escario — Publicaciones de la E. T. S. — de Ingenieros de C. C. y P. Madrid — 1960.
- Aeropuertos* — F. L. Pedraza — Ed. Dossat — 1957.
- Engineering and Design Flexible Pavements* — EM — 1110 — 45 — 302 — Corps of Engineers — W. E. S. Technical Report 3 — 1958.
- Design of Concrete Airport Pavement* — Portland Cement Association — Chicago, Ill. — E.U.A. — 1955.
- Engineering and Design Rigid Airfield Pavements* — Department of the Army, Corps of Engineers — Waterways Experiment Station Technical — Report No. 4 — 1958.
- Concrete Pavement Design for Roads and Street Carrying All Classes of Traffic* — Portland Cement Association — Chicago, Illinois 1951
- Carreteras, Calles y Aeropistas* — Tercera edición. — Raúl Valle Rodas — Librería "El Ateneo" Editorial — Buenos Aires

SECRET

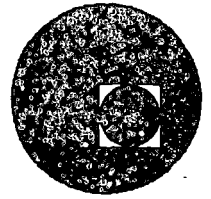
1. The first part of the document discusses the general situation of the country and the progress of the revolution. It mentions the importance of the people's support and the role of the revolutionary committees. The text is somewhat blurry but appears to be a formal report or a speech transcript.

SECRET

2. The second part of the document details the specific measures and policies being implemented. It covers various aspects of the revolution, including economic reforms, social changes, and the role of the military. The text is dense and contains many small details that are difficult to read due to the quality of the scan.



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



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS



Ing. Carlos Fernández Loaiza

Palacio de Minería
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Tels.: 521-40-23 521-73-35 5123-123

Faint, illegible text at the top of the page, possibly a header or title.



B. 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 - obtener una economía adecuada en el diseño y utilización de los suelos es- tabilizados es necesario tener un conocimiento teórico - práctico de los - principales tipos de suelos naturales y sus propiedades. Generalmente se - ha enmarcado a los suelos como gravas, arenas y arcillas ó limos. Los prime- ros intentos de clasificación se bazaban precisamente en dicha enmarcación; pero en la actualidad no resultan adecuados en trabajos muy especializados o 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 vien- to.

Desde hace mucho tiempo los agricultores han reconocido una gran varia- 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 marginado 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 ha 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.

Existen algunos sistemas para clasificar a los suelos con fines in
genierales, 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	G
-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 algu-
nas características no detectables a simple vista como lo es la alcali-
nidad o acidez. Por ejemplo: si se tiene un suelo con textura doble ~~es~~
decir, un suelo en el que se distingan 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 convenciona-
les. El sistema Northcote que se muestra en la Figura B1 resulta reco-
mendable para el uso general, con la salvedad de que la clasificación
se efectúe precisamente de acuerdo con las directrices indicadas en és

2.- Elementos esenciales en el reconocimiento de suelos.

El reconocimiento visual y manual o bien mediante clasificaciones sencillas es el primer paso para la determinación de la composición y propiedades esperadas en un suelo, el segundo paso importante es la determinación del tipo de minerales que contiene el suelo, pues de ellos depende en forma directa la estabilidad volumétrica, la cohesión y en especial la reactividad a la estabilización. La determinación del tipo de mineral, cuando de estabilizaciones 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 microscopios eléctricos, 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 de campo sencillas, como más adelante se indica.

De los cientos de minerales que se han encontrado en los limos finos y arcillas contenidos en un suelo, basta para fines prácticos con fines ingenieriles, el reconocimiento de la existencia de menos de diez de ellos. Estos y sus características principales se muestran en la Tabla B1.

3.- Métodos prácticos 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 Peterson que se describirá más adelante. Los siguientes métodos de observación visual proveen una información preliminar valiosa de los suelos en el campo, sin necesidad de efectuar pruebas de laboratorio y sirven también como una ayuda para programar un muestreo racional así como la elección de las pruebas más adecuadas con fines ingenieriles. Es pues muy recomendable que la identificación del suelo se lleve a cabo como se indica a continuación si se desea -

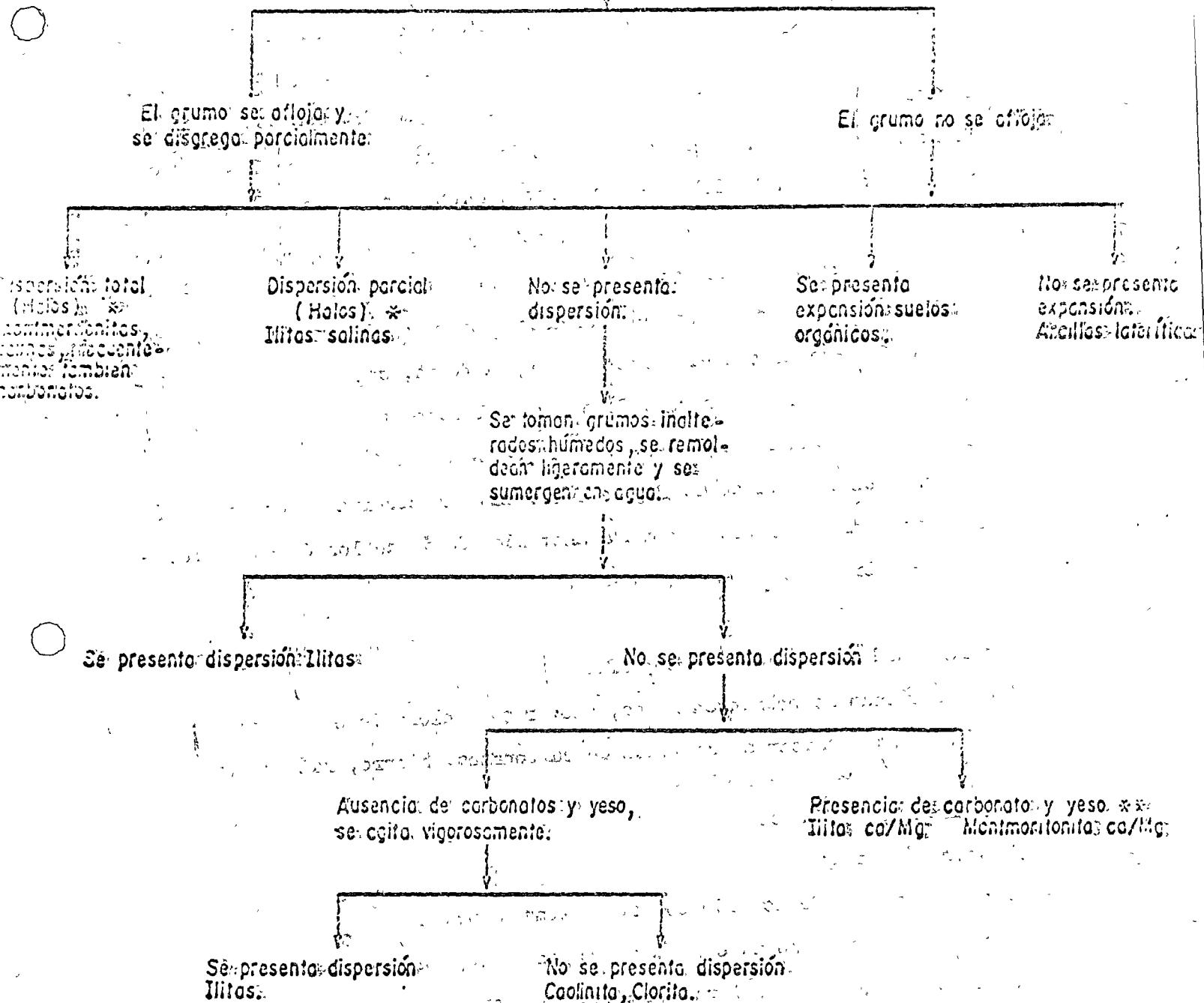
obtener el máximo de información en un tiempo mínimo y costo reducido, antes de aplicar métodos de prueba más sofisticados.

a) Observaciones generales del lugar y del perfil de suelos. Para llevar a cabo esto es necesario efectuar, de preferencia, pozos a cielo abierto o bien extraer muestras inalteradas. 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 encharcamientos 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) Apreciación 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 amasado 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 dedos, el suelo arenoso no se adherirá a ellos, el limo se desprenderá 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 queda 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} 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 prueba del rollo.

Inmersión en agua pura, del grumo secado al aire



* La dispersión se detecta mediante la formación de halos nebulosos finos, alrededor de cada grumo, fácilmente visibles contra un fondo oscuro, mientras más 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 éste. (El ácido de una batería puede ser suficiente).

*** El asentamiento del suelo en líquido que permanezca claro durante menos de 10 minutos será un signo de la ausencia de dispersión.

c) Inmersión del gramo en el suelo, completamente en agua de lluvia o -
 destilada. El procedimiento recomendable es el indicado por Horton, an-
 teriormente referido, en la prueba designada como "Prueba del Gramo". -
 Es necesario que en esta prueba se utilice agua destilada o de lluvia -
 de buena calidad. No deberán agregarse agentes dispersantes ni humectan-
 tes. El procedimiento consiste en colocar un pequeño gramo de suelo -
 seco al aire (aproximadamente del tamaño de un frijol), dentro de un
 vaso de vidrio claro lleno de agua destilada o de lluvia. "Es muy impor-
 tante que no se altere el gramo en ninguna forma, salvo el secado, an-
 tes de su inmersión en agua". Se observa el comportamiento del gramo, -
 después de la inmersión, durante un lapso de hasta 10 minutos, tomando
 en cuenta el esquema de la figura B2. Todas las observaciones de campo
 deben anotarse en forma apropiada anotando además de los datos de loca-
 lización, datos como los siguientes:

- Profundidad a partir de la superficie
- Color. Cuando se presenten motas, anotar sus coloraciones
- Inclusiones. Indicar si se trata de carbonatos, hierro, raíces, materia orgánica, etc..
- Textura y consistencia
- Dispersión en agua
- Tipo de perfil. De acuerdo con el sistema Northcote
- Geología. Tipo de rocas o formaciones en la región
- Aguas superficiales. Coloración, turbidez, etc...
- Erosión. Tipo de erosión
- Presencia de deslizamientos
- Microrelieve en los suelos
- MINERAL INTEREDO

4.- Utilización del Reconocimiento de los suelos. Propiedades de los Suelos.

El propósito del reconocimiento de los suelos descrito anteriormente -

TABLA 86. PROPIEDADES INGENIERILES DE LOS COMPONENTES DE UN SUELO.

Propiedades	Componentes										
	ARENA	LIMO	MICA	CARBONATO	SULFATO	CAOLIN	ILITA	NO. PORFIRILO- LITA.	GLOPISA	ALOPAGO	BIOTITA ORGANICA
Permeabilidad											
Seco	-	-	≡	≡	≡	-	-	-	-	≡	+
Húmedo	+	+	+	≡	≡	-	-	-	-	+	+
Estabilidad volumétrica	+	+	+	++	++	+	-	-	-	≡	+
Plasticidad X Cohesión.	-	-	-	-	-	≡	+	++	≡	++	≡
Resistencia											
Seco	+	+	+	+	+	≡	+	++	≡	≡	-
Húmedo	++	-	≡	+	≡	-	≡	-	-	-	-
Compactación con la hume- dad óptima.	+	≡	-	++	+	-	≡	-	≡	++	-
Estabilidad al Intempe- rismo.	++	+	-	++	-	+	≡	+	≡	-	-
Abrasividad	++	≡	-	-	≡	-	-	-	-	-	-
OBSERVACIONES ESPECIALES.	<p>PROBLEMAS CUANDO EL MATERIAL ES UNIFORME.</p> <p>LA BIOTITA CAUSA MAS PROBLEMAS QUE LA MUSCOVITA.</p> <p>SOLUBLE EN ACIDOS.</p> <p>ATACA A LOS CEMENTOS PORTLAND.</p> <p>TOCAR EN CUENTA LA SALINIDAD.*</p> <p>TOCAR EN CUENTA LA SALINIDAD.*</p> <p>TOCAR EN CUENTA LA SALINIDAD.*</p>										

≡ = 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 necesidad particular 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 ²⁶ 6 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 de 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.

Se ha utilizado como una norma general, el utilizar cementos Portland para las arenas y cal para las arcillas. Esta norma tiene bastante validez pero no toma en consideración muchos otros procedimientos de estabilización que pueden resultar más efectivos y económicos. En la tabla 37, 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 arcilloso es difícil de compactar pues las presiones de poro no se disipan rápidamente, se tiene baja trabajabilidad y condiciones de transitabilidad pobres. Estos dos 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 homogenización de la humedad óptima y además tienden a secarse en forma no uniforme.

- Estabilización de suelos saturados. Los asfaltos y las emulsiones asfálticas pueden no penetrar o no romper y la adición de cemento Portland manifestará resistencias menores que en el caso de utilizar 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 adicione agua, su distribución uniforme en la masa de suelo será tan importante como la del mismo estabilizantes.

Ahora bien, la posibilidad de que en un suelo varíe el grado de saturación puede medirse mediante 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 frático. 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 y con agua libre es cero. 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 designarla y se define a la succión en términos del logaritmo de la presión negativa en el agua expresada en cm. de agua y se le designa como Pf. 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 volumétrico, 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 inversa a cualquiera de los estabilizantes mencionados.

Otro tópico que no ha sido muy discutido es la permeabilidad de los suelos tomando en cuenta a los minerales constituyentes, o bien a la floculación. Pues por ejemplo, si tenemos un suelo con perfil doble en donde la capa superior está constituido por un suelo limoso o arenoso y 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 tiene que en tiempos de intensa sequía el suelo de la capa inferior retendrá una

cantidad considerable de humedad lo que puede ser muy útil para efectos de construcción.

Finalmente, un aspecto importante, se relaciona con la presencia de yeso en el suelo, cuyos efectos son potencialmente deletéreos en las estabilizaciones con cemento Portland. Se ha encontrado que en algunos suelos, el espesor de ellos contaminado con yeso se relaciona con la precipitación pluvial y la evaporación y con el grado de aridez de la zona. En lugares donde las precipitaciones son altas la capa contaminada con yeso es muy superficial, encontrándose la capa contaminada más profunda a medida que la región es más árida.

ANÁLISIS DEL MÉTODO DE EMERSON

- 1.- ESPESOR: 2 m
- 2.- COLOR: Gris oscuro a negro
- 3.- TEXTURA: Arcilloso
- 4.- CONSISTENCIA: Muy dura en estado seco a muy firme húmeda
- 5.- PORCENTAJE ESTIPEADO DE FIBROS: 95%
- 6.- AGRIETAMIENTO: Extenso y profundo con separaciones entre grietas del orden de 5 a 6 cm.
- 7.- GRUPO EN AGUA: El gramo no se aflojó al introducirlo en agua, ni se presentó dispersión. Se remolcó y se volvió a introducir en agua y tampoco se presentó dispersión.
- 8.- AFLORAMIENTOS ROCOSOS: Formaciones basálticas
- 9.- DRENAJE: Pobre
- 10.- AGUAS SUPERFICIALES: Turbias, amarillo - café
- 11.- ATAQUE DEL AGUA: Zanjas y tubificaciones
- 12.- OBSERVACIONES: Contiene carbonato

MINERAL IDENTIFICADO:

MONTMORILONITA

TABLA N° 37. RESPUESTA A LA ESTABILIZACION DE LOS PRINCIPALES TIPOS DE SUELOS.

COMPONENTE DOMINANTE EN EL SUELO	ESTABILIZANTE RECOMENDADO	OBJETIVOS
Materia Orgánica	Estabilización Mecánica.	Los demás métodos son ineficaces.
Arenas	Arcilla de baja plasticidad.	Para estabilización mecánica.
	Cemento Portland	Incrementar el peso volumétrico y la cohesión.
	Asfaltos	Incrementar la cohesión.
Limos	Ninguno que dé buenos resultados.	_____
Alófanos	Cal	Acción puzolánica e incremento en el peso volumétrico.
Caolín	Arena	Para estabilización mecánica.
	Cemento	Para resistencias tempranas
	Cal	Trabajabilidad y resistencia tardía.
Lita	Cemento	Igual que el caolín
	Cal	Igual que el caolín
Montmorilonita	Cal	Trabajabilidad y resistencia. Reducción de expansiones y contracciones.

TABLA B1. PRINCIPALES TIPOS DE MINERALES

GRUPO	MINERALES	TAMANO PROMEDIO	CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES
Arena muy fina	Cuarzo	$> 1\mu$	Abrasiva, sin cohesión
Mica	Muscovita, biotita	$> 1\mu$	Sin cohesión, se intercaliza fácilmente, difícilmente compactable.
Carbonato	Calcita, dolomita	Variable	Se pulveriza fácilmente
Sulfato	Yeso	$> 1\mu$	Ataca al cemento
Alófono	Aluminosilicatos amorfos, atapulgita, alúmina y sílica hidratadas.	Variable	Alta relación de vacíos, alta plasticidad, cambio de propiedades al secarlo al aire.
Caolín	Caolinita y halloysita.	$\approx 1\mu$	No expansivo, baja plasticidad, baja cohesión.
Ilita	Ilita y micas parcialmente degradadas	$\approx 0.1\mu$	Expansiva, plasticidad media, baja permeabilidad.
Montmorilonita	Montmorilonita y bentonita	$\leq 0.01\mu$	Altamente expansiva, muy plástica, permeabilidad extremadamente baja.
Clorita	Clorita, Vermiculita	$\approx 0.1\mu$	Expansión baja, resistencia al cortante baja.
Materia orgánica	Acido húmico y humatos	Variable	Alta permeabilidad, difícilmente compactable, se puede degradar rápidamente por oxidación.

TABLA NO. ENTENDIMIENTOS DE LA OBSERVACION VISUAL

OBSERVACIONES	COMPONENTES ARCILLOSO DOMINANTE
Aguas turbias de coloraciones amarillo-café a rojo-café.	Montmorilonitas, ilitas y salinidad de suelos.
Aguas claras	Calcio, magnesio o suelo rico en hierro, suelos altamente ácidos, arenas.
Aguas claras con tonos azules	Caolines no salinos
Zanjas de erosión o tubificaciónes en el suelo natural.	Arcillas salinas, usualmente montmorilonitas.
Ligeras erosiones o tubificaciones en el suelo natural	Caolinitas
Desprendimientos de suelos	Caolinitas y cloritas
Microrelieves superficiales	Montmorilonitas
Formaciones rocosas graníticas	Caolinitas, micas
Formaciones rocosas basálticas topografía con drenaje pobre	Montmorilonitas
Formaciones rocosas basálticas, topografía con buen drenaje.	Caolinitas
Formaciones rocosas de areniscas	Caolinitas
Formaciones rocosas de lutitas y pizarras	Montmorilonitas ó ilitas, usualmente con salinidad de suelos.

TABLA B2. INFERENCIAS DE LA OBSERVACION VISUAL

Formaciones rocosas calizas

Montmorilonitas alcalinas, y cloritas
con propiedades muy variables.

Formaciones recientes de piroclásticos

Alófanos

TABLA 53. INFERENCIAS DE LA OBSERVACION DEL
PERFIL DE SUELOS.

Arcillas moteadas o jaspeadas, con <u>co</u> loraciones rojo, naranja y blanco.	Caolinitas
Arcillas moteadas o jaspeadas, con <u>co</u> loraciones amarillo, naranja y gris.	Montmorilonitas
Arcillas gris oscuro y negras	Montmorilonitas
Arcillas café o café rojizo	Ilitas con algo de Montmorilonita
Arcillas gris claro o blancas	Caolinitas y bauxitas
Partículas pequeñas de alta refracción (micas)	Suelos micáceos
Cristales pequeños, fácilmente disgregables.	Suelos ricos en yeso o zeolitas
Nódulos suaves, diseminados, solubles en ácido	Carbonatos
Nódulos duros, café rojizo	Hierro, lateritas
Apretamiento intenso, con grietas — amplias, profundas y con espaciamientos de 5 a 6 cm.	Ilitas ricas en calcio y montmorilonitas.
Igual al anterior pero con espaciamientos en las grietas hasta de 30 cm o más.	Ilitas
Suelos disgregables de textura abierta con cantidades apreciables de arcilla	Suelos usualmente asociados con carbonatos, alófanos, o caolín, pero nunca montmorilonita y rara vez ilita.

TABLA B3. REFERENCIAS DE LA OBSERVACION DEL
PERFIL DE SUELOS.

Suelos disgregables de textura abier
ta con cantidades apreciables de ar
cilla, de color negro.

Suelos orgánicos, turba

Suelos disgregables de textura abier
ta con bajo contenido de arcilla.

Carbonatos, limos y arenas

Suelos que presentan una apariencia ~~rocosa~~
rocosa en la superficie expuesta al
intemperismo

Montmorillonitas con salinidad de sue
los.

Horizontes de suelos blancuzcos, de
espesores relativamente pequeños y
cerca de la superficie (hasta a 60 -
cm de la superficie).

Arriba del horizonte blancuzco se tie
nen limos finos, y abajo arcilla dis
persa.

TABLA B4. INFERENCIAS CON BASE EN LA TEXTURA

OBSERVACION	COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL
Suelos altamente arenosos	Buenas propiedades ingenieriles, pero si la granulometría es uniforme, generalmente se requerirá estabilización física. Si se trata de arenas limpias se puede requerir la adición de productos cementantes.
Suelos altamente limosos 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	Polvosos y sin cohesión en estado seco. Capacidad de carga baja o nula cuando se encuentran húmedos. No existen tratamientos económicos. Se recomienda evitar su uso.
Suelos altamente arcillosos, agrietados.	Causan muchos problemas debido a cambios volumétricos por variaciones en la humedad. Constituidos por montmorilonitas o illitas. Se pueden estabilizar con cal.
Suelos altamente arcillosos, no agrietados o de textura abierta.	Bien compactados presentan propiedades ingenieriles razonablemente buenas.
Suelos arcillosos; la arcilla se suaviza rápidamente con la adición de agua.	Arcillas salinas, calidad de rodamiento muy pobre al encontrarse húmedas.
Suelos arcillosos; la arcilla se suaviza lentamente en la adición de agua	Montmorilonitas ricas en calcio, baja calidad de rodamiento y muy pegajosas al encontrarse húmedas.

TABLA B5. EXPERENCIAS CON BASE EN PRUEBAS MANUALES DE CONSISTENCIA.

PRUEBA DE ROLLO	PRUEBA DE LA PEGOTA	CARACTERISTICAS DE COMPACTACION
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 francas se tienen problemas para distribuir en forma rápida y uniforme a la humedad por lo que deben tomarse cuidados especiales.

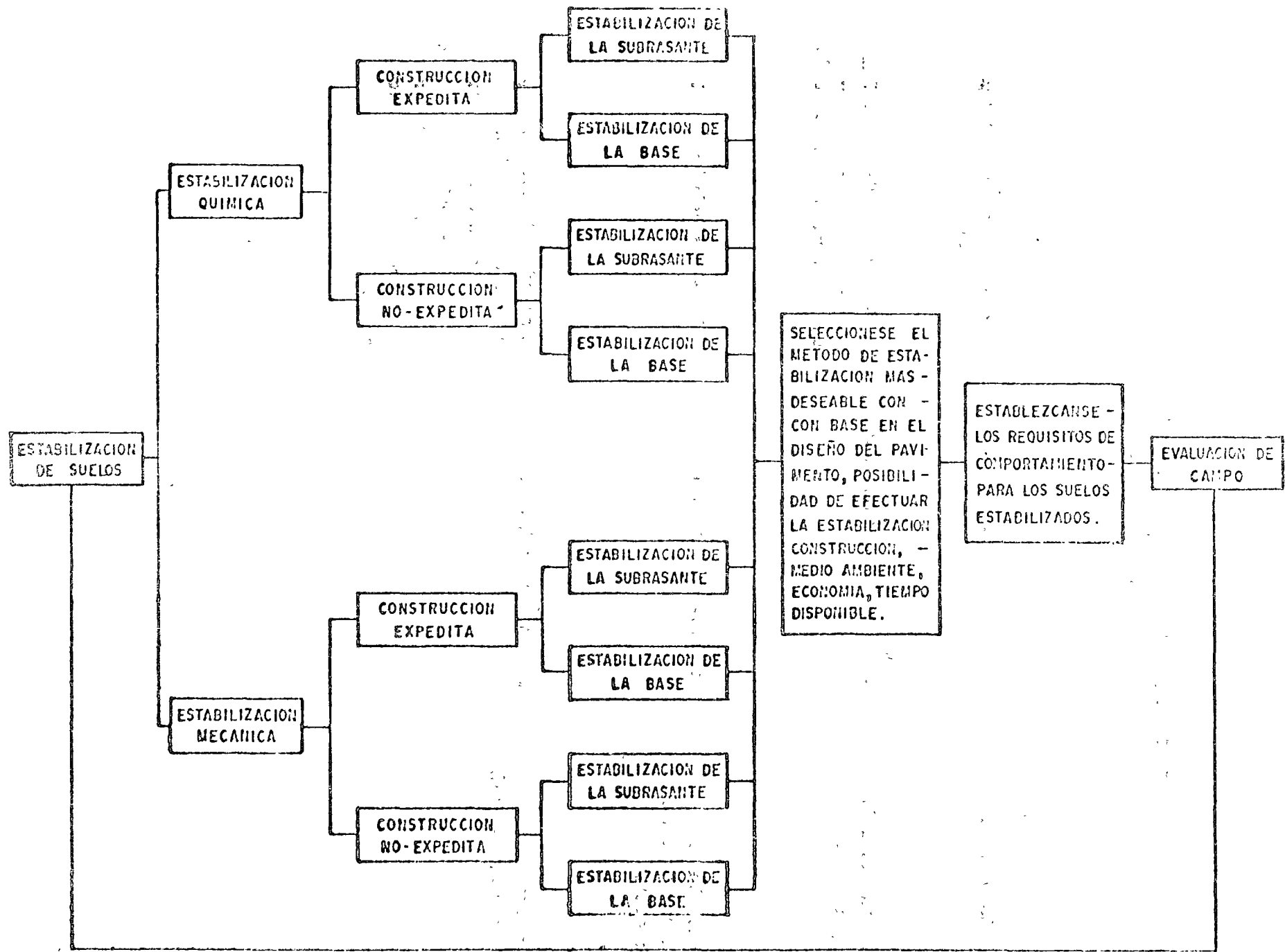


FIG. 1 Sistema índice de clasificación propuesto por la Fuerza Aérea U.S.A. con fines de clasificación de suelos.

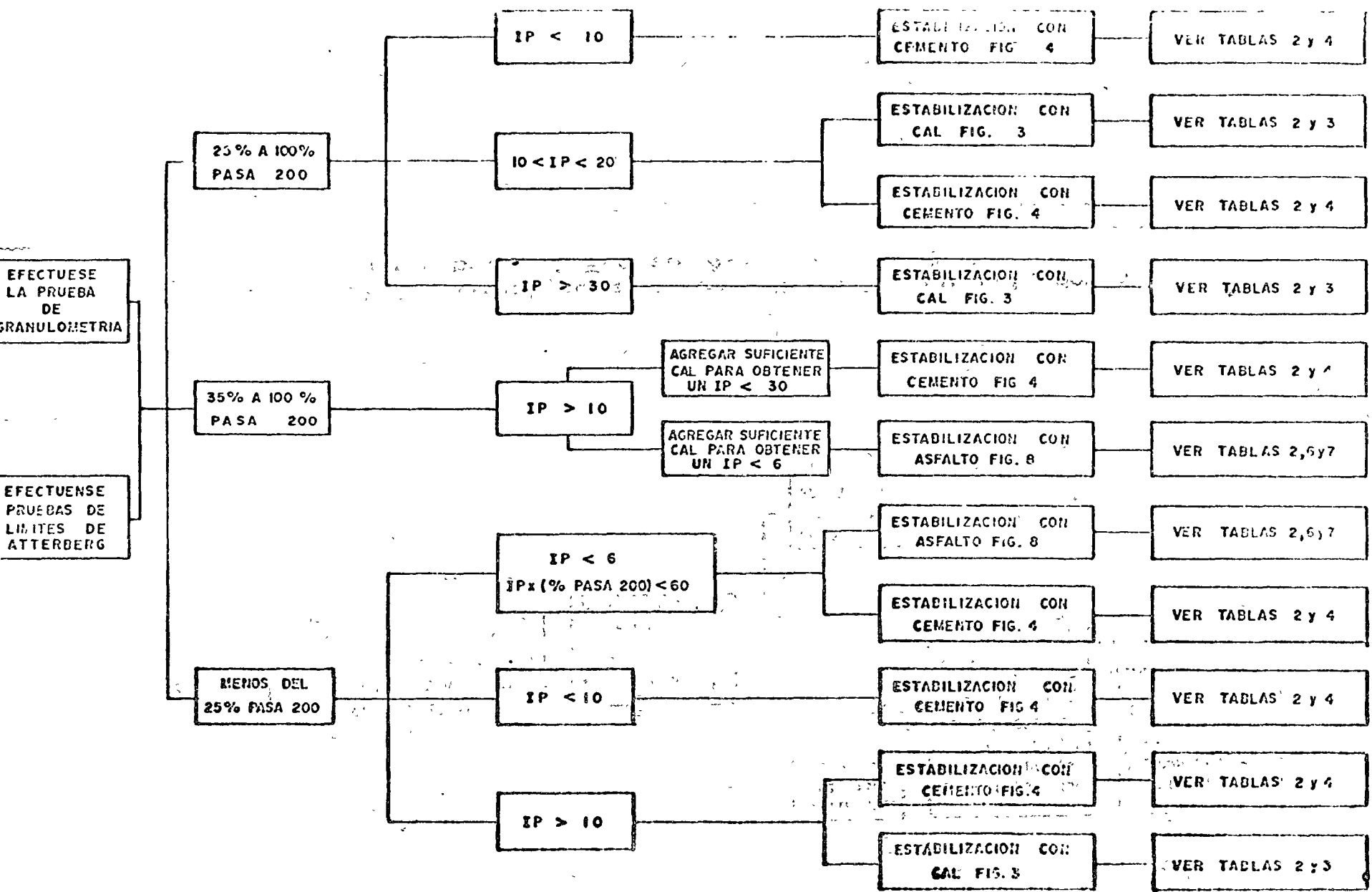


FIG. 2 Selección del agente estabilizante para la construcción No Expedita de bases (Fuera Acerca U.S.A.).

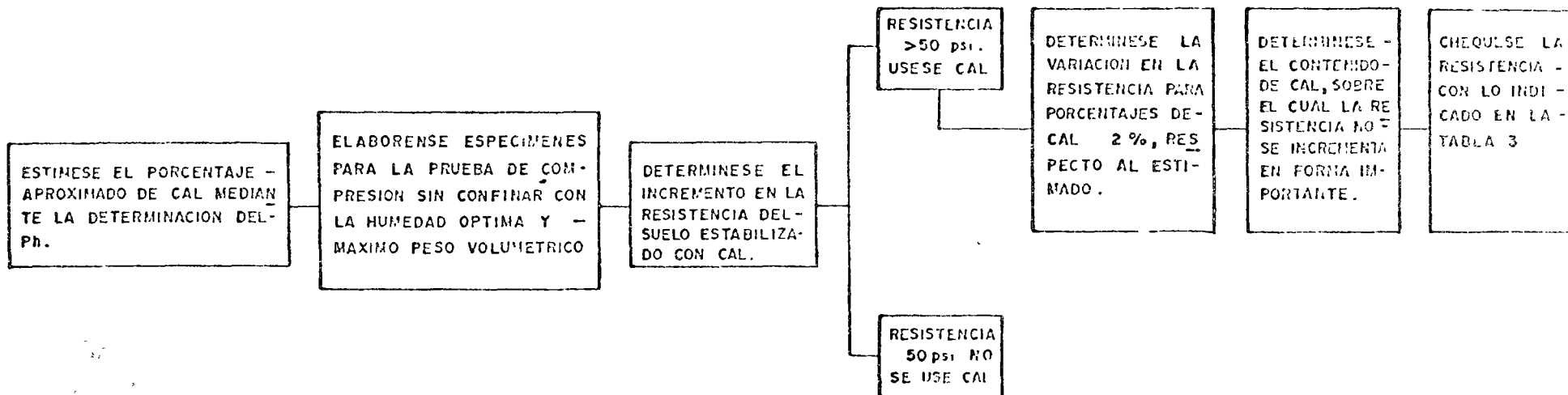


FIG. 3 Subsistema para la estabilización con cal, de la capa base. (Fuerza Aerea U.S.A.) .

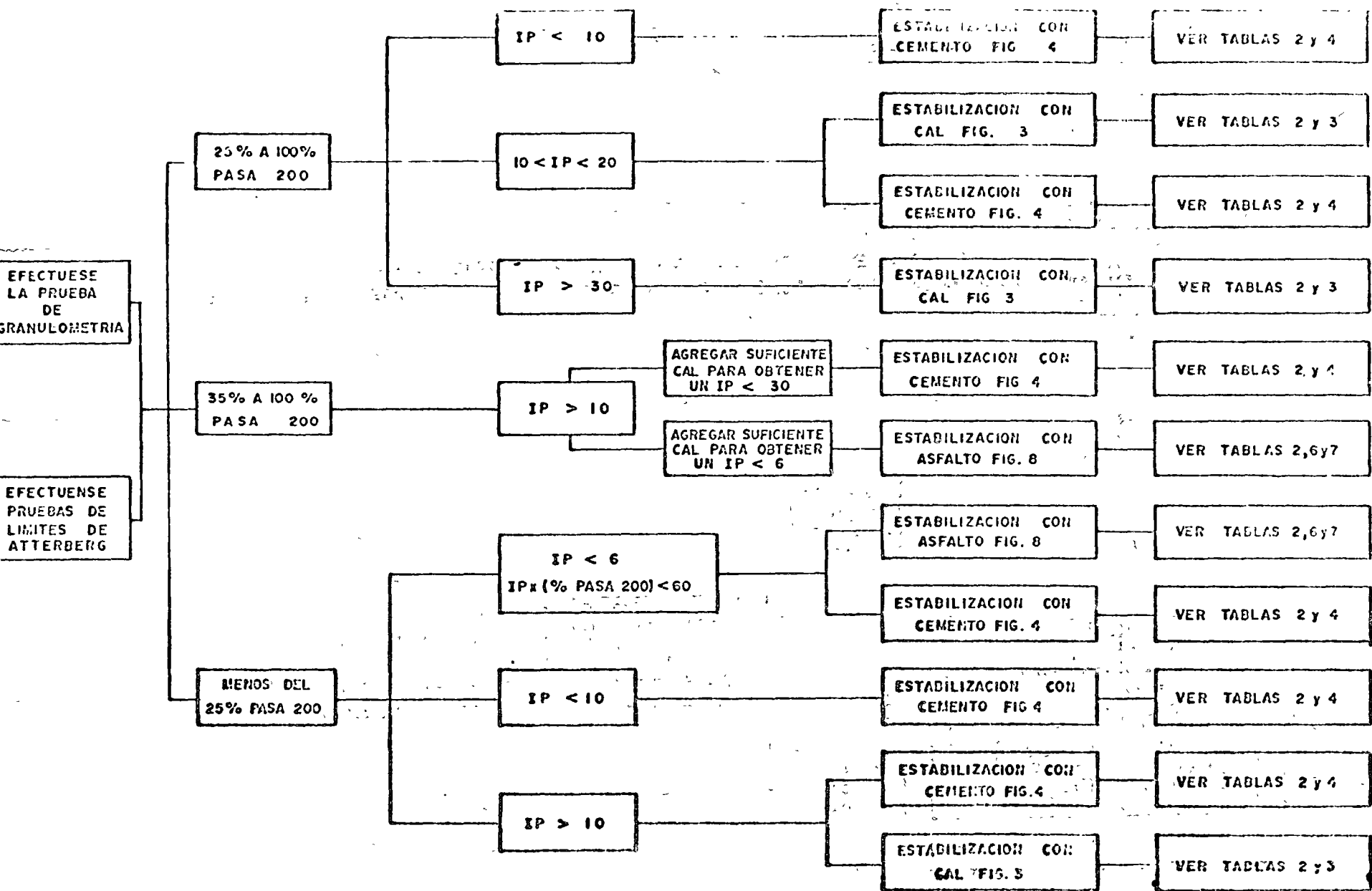


FIG. 2 Selección del agente estabilizante para la construcción No Expedita de bases (Fuerza Aérea U.S.A.).

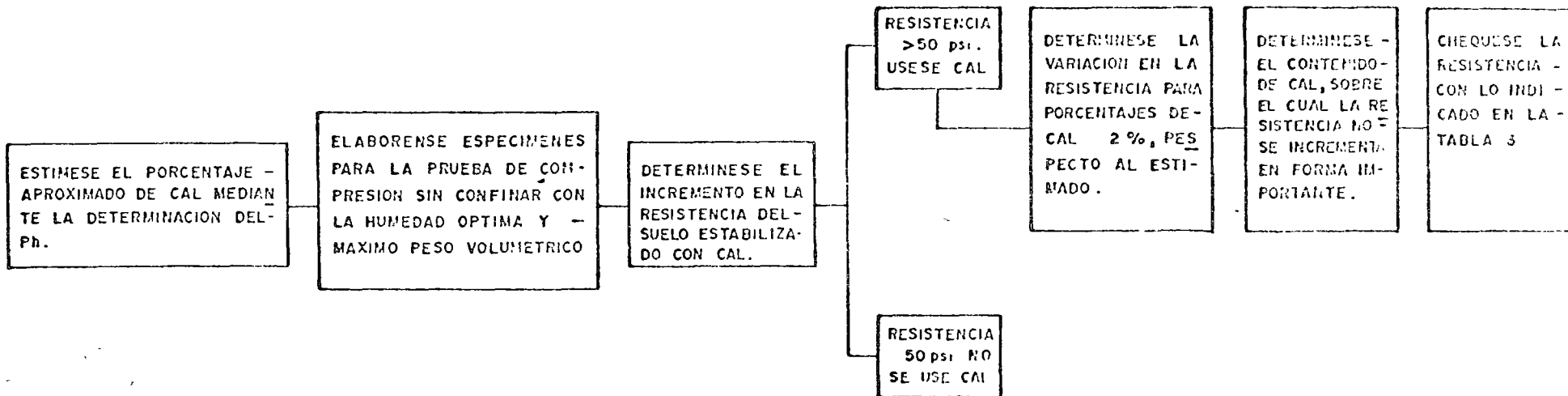


FIG. 3 Subsistema para la estabilización con cal, de la capa base. (Fuerza Aerea U.S.A.) .

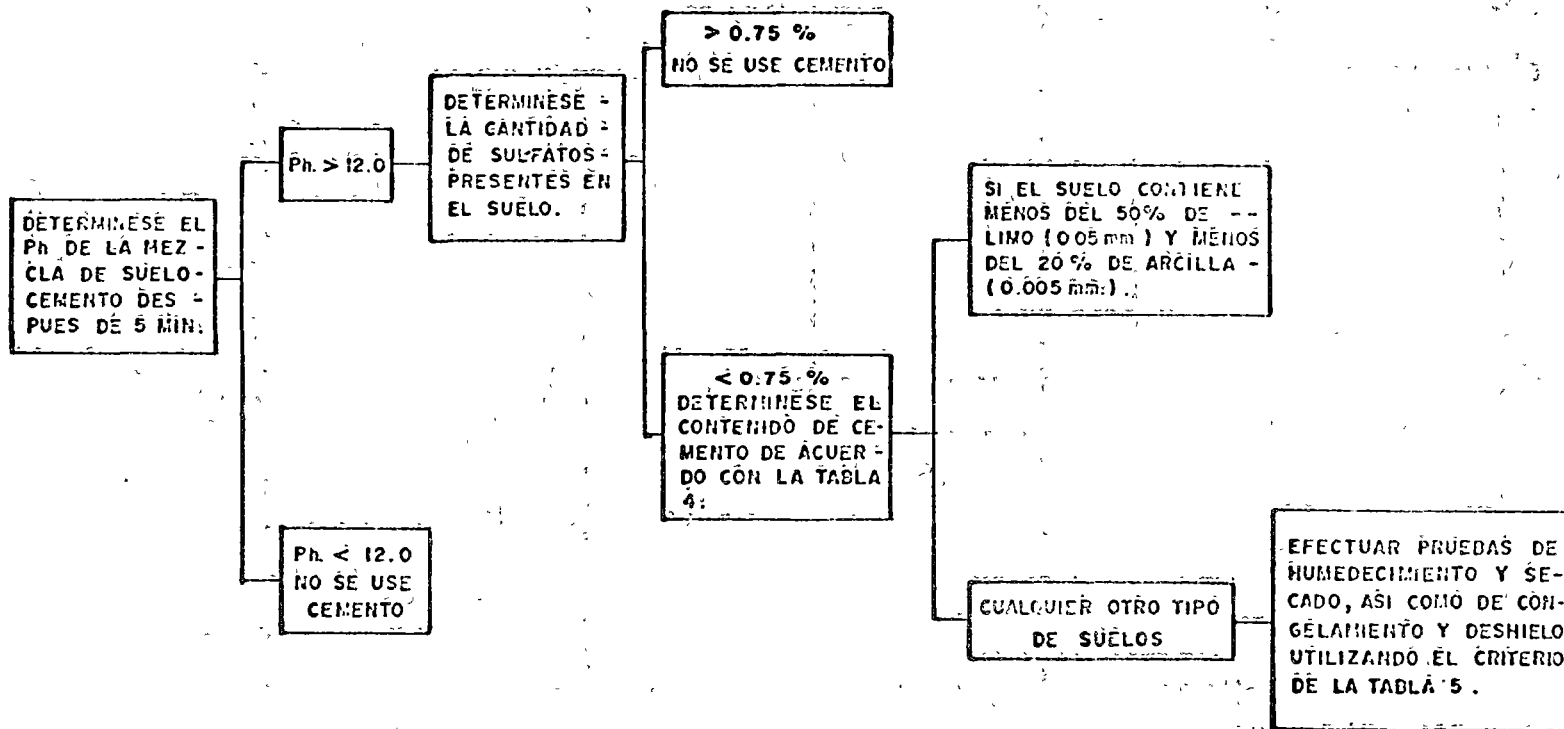
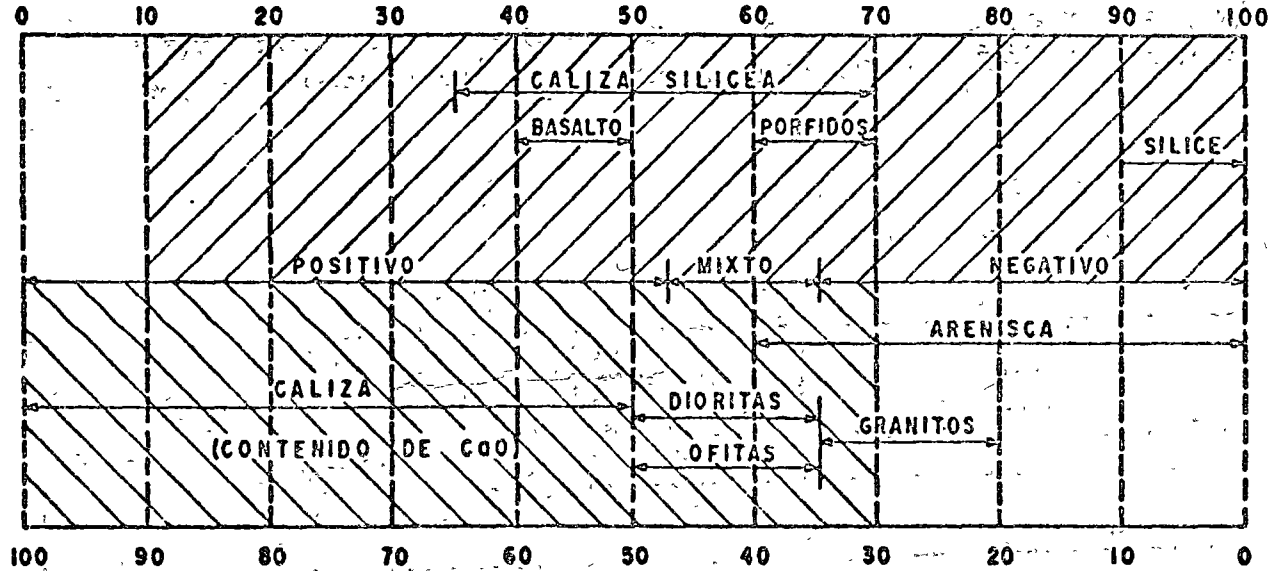


FIG. 4 Subsistema para la estabilización con cemento, de la capa base (Fuerza Aérea U. S. A.)

CONTENIDO DE SILICE (SiO₂) EN %



CONTENIDO DE ALCALIS EN %

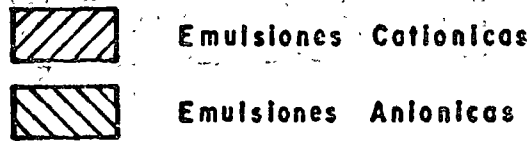


Figura 6. Clasificación de los Agregados.

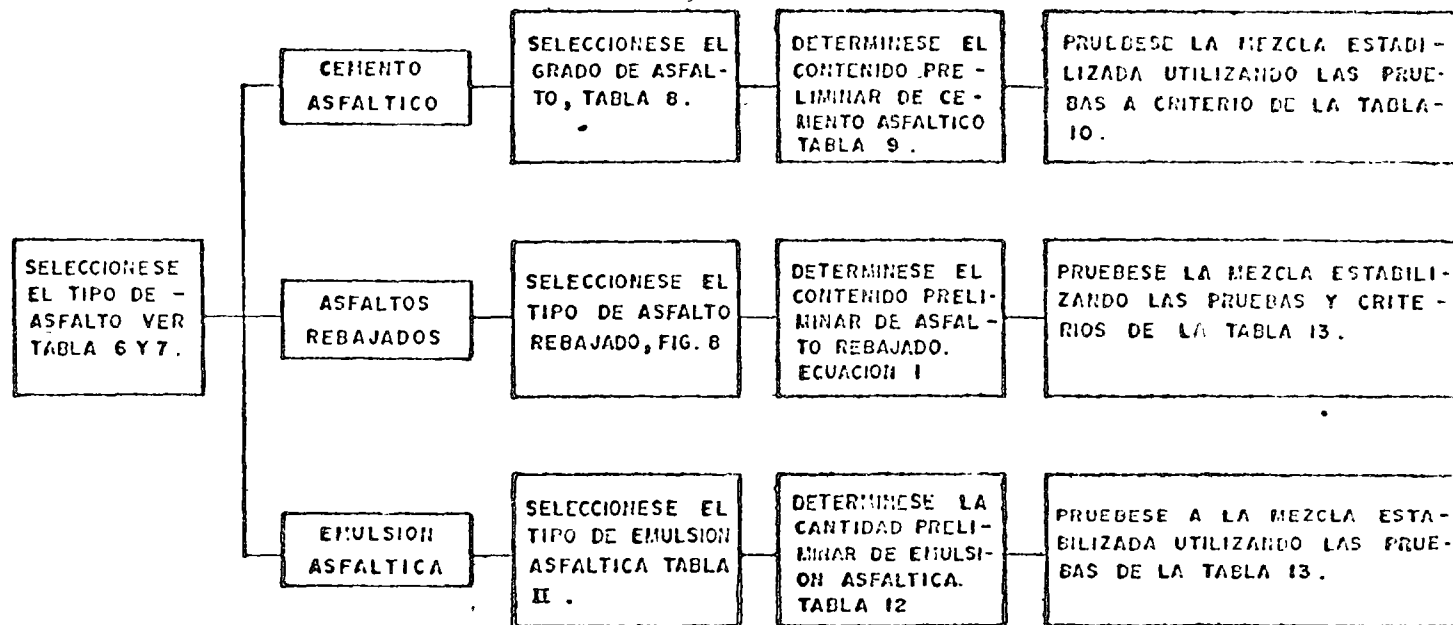


FIG. 8 Subsistema para la estabilización con productos asfálticos de la capa base (Fuerza Aérea U.S.A.).

TABLA 1

CRITERIOS PARA LA ESTABILIZACION CON PRODUCTOS ASFALTICOS.

AUTOR	% QLE PASA 200	I.P.	I.P.x(1/100 PASA 200)
Interkorn	8 a 50	18	---
American Road Builders	0 a 35	10	---
Benzin	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 CONSTRUCCION Y EL MEDIO AMBIENTE

ESTABILIZACION	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 garantice que tolerará los ciclos esperados de congelamiento y deshielo. Evítense 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.
Productos 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 capas delgadas la temperatura deberá ser, a lo más, superior a 40°F.

Construcción

Cuando se utilicen rebajados y emulsio--
nes, las temperaturas en el medio y en -
la superficie a cubrir deberán ser supe-
riores 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 SUELO CAL

USO ANTICIPADO	RESISTENCIA RESIDUAL NECESARIA (psi) (b)	REQUISITOS DE RESISTENCIA PARA VARIAS CONDICIONES ANTICIPADAS DE SERVICIO (a)			
		8 DIAS SATURACION	3 CICLOS	7 CICLOS	10 CICLOS
SUBRASANTE	20	50	50	90	120
SUBBASE Pav. Rig.	20	50	50	90 50 (d)	120
Pav. Flex. (e) 10" (Base + Carp)	30	60	60	100 60 (d)	130
8" (Base+Carp)	40	70	70	110 75 (d)	140
5" (Base+Carp)	60	90	90	130 100 (d)	160
BASE	100 (f)	130	130	170 150 (d)	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.

TABLA 4

CANTIDADES DE CEMENTO PARA VARIOS SUELOS

CLASIFICACION AASHO	CLASIFICACION SUCS (a)	RANGO USUAL EN EL CONTE NIDO DE CE- MENTO (b)		CONTENIDO DE CEMENTO, ESTI- MADO PARA LA PRUEBA DE PE SO VOL - HUM. (% EN PESO)	CONTENIDO DE CEMENTO PARA LAS PRUEBAS DE HUMED.-SE CADO Y CONG- DESHIELO (% EN PESO)
		%EN VOL	%EN PESO		
A-1-a	GW, GP, GM, SW SP, SM	5 a 7	3 a 5	5	3 a 5 a 7
A-1-b	GM, GP, SP, SP	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, MH, OH	8 a 12	8 a 13	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, MH, 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 AASHO	CLASIFICACION SUCS (a)	PERDIDA EN PESO DURANTE 12 CICLOS CONSECUTIVOS DE HUMEDECIMIENTO Y SECADO O DE CONGELAMIENTO Y DES- HIELO. (PORCENTAJE)
A - 1	GW, GP, GM, SW SP, SM	≤ 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	OH, MH, CH	≤ 7

(a) Basado en la correlación presentada por la FUERZA AEREA U.S.A.

TABLA 6

SELECCION DEL TIPO ADECUADO DE ASFALTO CON FINES DE ESTABILIZACION

MEZCLA	ARENA-ASFALTO	SUELO-ASFALTO	ASFALTO CON GRAVA TEMPERADA O GRAVA-ARENA-ASFALTO.
Caliente	Cementos Asfálticos 60 a 70 clima caliente. 85 a 100 120 a 150 clima frio		Cementos asfálticos 45 a 50 clima caliente 60 a 70 85 a 100 clima frio
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 determinar el tipo de Emulsión)

TABLA 7

PROPIEDADES GEOTECNICAS DE LOS MATERIALES ADECUADOS PARA LA ESTABILIZACION CON ASFALTO.

PROPIEDAD	ARENA-ASFALTO	SUELO-ASFALTO	GRAVA-ARENA-ASFALTO
Granulometría (% que pasa)			
1 1/2"			100
1.0"	100		
3/4"			60 a 100
Nº 4	50 a 100	50 a 100	35 a 100
Nº 10	40 a 100		
Nº 40		35 a 100	13 a 50
Nº 100			8 a 35
Nº 200	5 a 12	3 a 20	
		0 a 30 y 20 a 30	0 a 12
		Buena	
		Regular	
		Malo	
Límite líquido		> 30	
		Buena	
		< 20	
		Regular	
		20 a 30	
		Malo	
		30 a 40	
		Inadecuado	
		> 40	
Índice plástico	10	Buena	
		< 5	
		Regular	
		5 a 9	
		Malo	
		9 a 12	< 10
		Inadecuado	
		> 12	

TABLA 13

CRITERIO DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS CON EL METODO DE MARSHALL PARA ASPALTOS LIQUIDOS.

PRUEBA DE MARSHALL	CRITERIO CON BASE EN UNA TEMPERATURA DE PRUEBA DE 77°F	
	MINIMO	MAXIMO
Estabilidad (lbs)	750	-----
Flujo (0.01 pulgs)	7	16
Vacios en la mezcla, (%)	3	5

TABLA 12
 CONTENIDOS DE EMULSION ASFALTICA .

% QUE PASA LA MALLA 200	% DE EMULSION ASFALTICA CUANDO EL PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA N° 10 ES:					
	50 o menos	6.0	7.0	8.0	9.0	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

ECUACION 1

$$p = 0.02 (a) + 0.07 (b) + 0.15 (c) + 0.20 (d) ; \quad \text{en donde:}$$

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 SUELO
HUMEDO
(5% o más)

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: Determinése en las figuras 6 y 7 si se utiliza una emulsion aniónica o catiónica.

(a) Deberá humedecerse previamente al suelo con agua antes de utilizar estos tipos de emulsiones asfálticas.

TABLA 10

CRITERIO DEL METODO DE MARSHALL PARA LA DETERMINACION DEL
CONTENIDO OPTIMO DE
ASFALTO

PROPIEDAD	TIPO DE MEZCLA	PUNTO EN 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 (b)	500 lbs. o mayor	1800 lbs o mayor
	Arena-Asfalto	Máx. de la curva	-----	500 lbs o mayor	
Peso Unita-rio	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
% de vacíos 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)	- (---)
% de vacíos llenos con asfalto	Carpeta de Concreto asfáltico	80 (85)	75 (80)	75a85(80a90)	70a80(75a85)
	Base negra	70 (75)	60(65)(b)	65a75(70a80)	70a80(55a75)
	Arena-asfalto	70 (75)	--(---)	65a75(70a80)	--(---)

- (a) Los datos en paréntesis se deberán usar para el peso específico volumétrico (absorción de agua mayor de 2.5%).
- (b) Si en promedio la inclusión de contenidos de asfalto para estos puntos caen 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 ESTABILIZACION 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 70
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 corresponda 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.

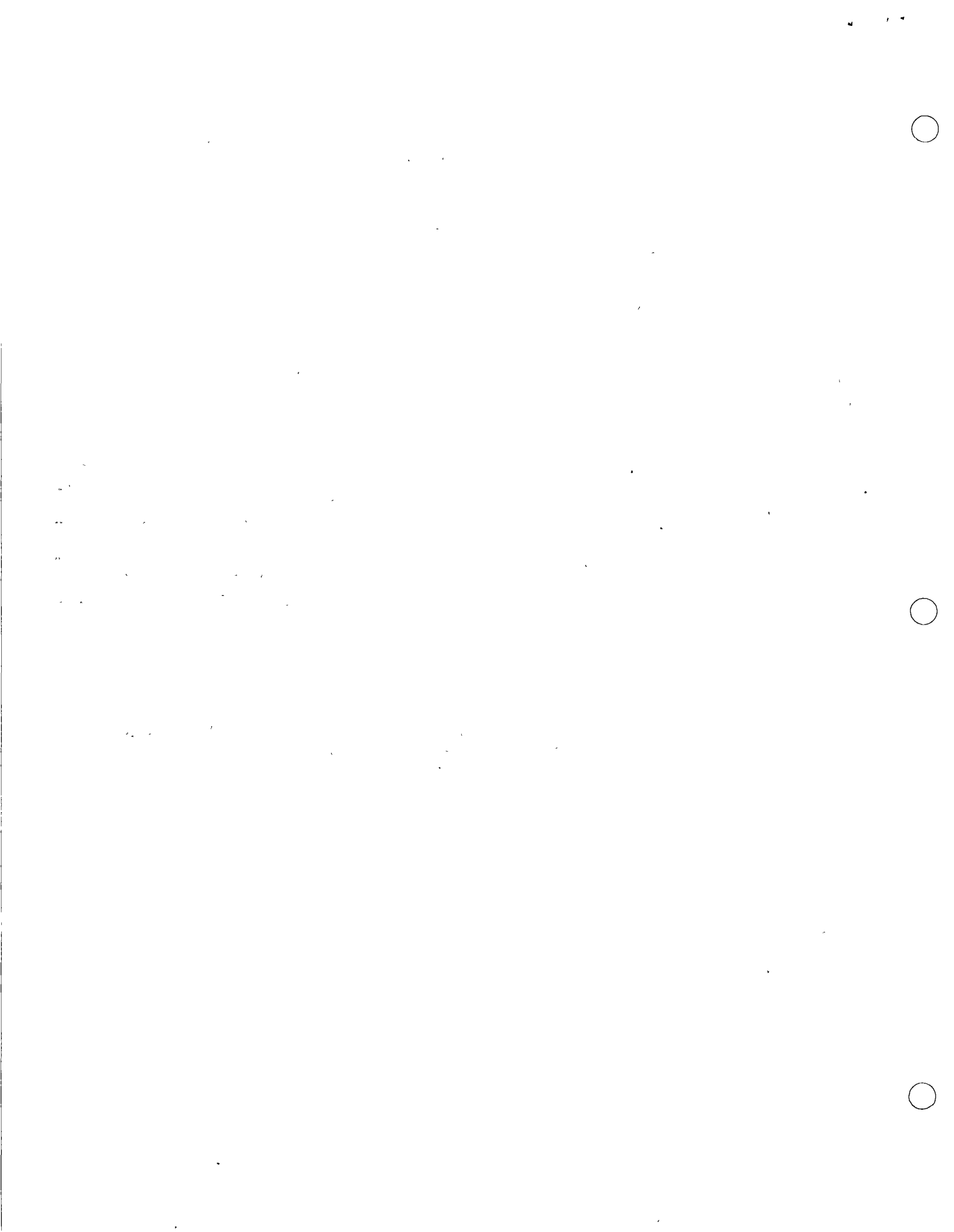
TABLA 9

SELECCION DE CONTENIDOS DE ASFALTO PRELIMINARES PARA LA CONSTRUCCION DE CAPAS DE BASE

FORMA DEL AGREGADO Y TEXTURA SUPERFICIAL.

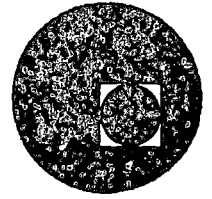
PORCENTAJE DE ASFALTO CON RESPECTO AL PESO SECO DEL AGREGADO

Redondeado y liso	4
Angular y rugoso	6
Intermedio	5





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



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS



Ing. Alfredo Guerra Guajardo

Palacio de Minería
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Tels.: 521-40-23 521-73-35 5123-123

SUBBASES Y BASES

Nuestro objetivo será señalar el procedimiento de construcción más apropiado en nuestro país, para la elaboración, transportación, tendido, afinamiento y compactación de subbases y bases.

Desde el punto de vista de procedimientos de construcción, es indistinto referirse a la subbase o a la base, pues los procedimientos para construir una y otra, en sus diferentes fases, son los mismos.

Definiremos como subbase y base a las capas sucesivas de material seleccionado que se construyen sobre la subrasante, cuya función es soportar las cargas rodantes y transmitir las a las terracerías, distribuyéndolas de manera que no se produzcan deformaciones perjudiciales en éstas.

En México, las subbases y bases se construyen, en general, con un material seleccionado, mezclado con cementante natural y agua, con cemento y agua, con cal y agua, con emulsión asfáltica o con asfalto fluxado. Las más usuales son las construidas con un material seleccionado, mezclado con cementante natural y agua, y aquéllas en las que el material seleccionado se mezcla con emulsión asfáltica.

Algunas veces, los pavimentos se diseñan con una capa de concreto asfáltico elaborada en planta estacionaria, a la que se llama base, por construirse a todo el ancho de la corona, y por no usarse como superficie de rodamiento. No nos referiremos a este caso especial porque se tratará en el tema correspondiente a carpetas asfálticas elaboradas en planta estacionaria.

Obtención y tratamiento de los ingredientes pétreos.

En nuestro país, los materiales pétreos para subbase y base se obtienen: en forma natural, por disgregado, por cribado, o por trituración y cribado. La obtención y tratamiento de los ingredientes pétreos quedó incluido en el tema correspondiente a material pétreo; sin embargo, sólo deseo insistir (estoy seguro que al tratar este tema se analizó ampliamente) en el hecho de que el equipo de trituración, que en la mayoría de los casos es el más conveniente, consta de conos y no de rodillos, como anteriormente se venía usando en forma casi generalizada en el país.

Elaboración de subbase y base

No obstante que el método más conveniente para mezclar subbase y base es utilizando plantas mezcladoras, en México este mezclado todavía se hace, en la mayoría de los casos, por medio de motoconformadora.

Todos los tipos de subbase y base, exceptuando el que se construye con un material seleccionado, mezclado con asfalto fluxado, es muy conveniente procesarlos en plantas mezcladoras de subbase y base.

Estas plantas mezcladoras son del tipo volumétrico y constan de lo siguiente: alimentador(es), desgrumador de cementante, unidad mezcladora de una o dos flechas, bomba de agua de gasto variable y/o bomba de emulsión asfáltica también de gasto variable.

La decisión más importante, después de haber determinado la capacidad de la planta mezcladora por adquirir, es la selección del tipo de alimentador(es). Exceptuando la alimentación de cemento y cal, que siempre debe hacerse con tornillos sinfín, en una planta mezcladora se puede considerar la utilización de cualquiera de los tres tipos de alimentador que se mencionan a continuación:

1. - Alimentador de banda de velocidad variable (el más exacto de los tres), utilizado para alimentar materiales finos o muy finos en volumen de regular cuantía. El flujo de material se regula por medio de ajuste de la compuerta de entrada y/o por medio de la velocidad de la banda.
2. - Alimentador de mandil (el de más alto costo de los tres), utilizable donde se requiera soportar cargas por impacto y donde sea necesario alimentar materiales gruesos y abrasivos en volumen de gran cuantía. El flujo de material se regula por medio de ajuste de la compuerta de entrada.
3. - Alimentador de plato recíprocante (el de más bajo costo de los tres), utilizable para alimentar materiales húmedos de todos tamaños en volúmenes que pueden ser de gran cuantía. El flujo se regula por medio de ajuste de la compuerta de entrada y/o por medio de la mayor o menor longitud del brazo del excéntrico y/o por medio de la velocidad.

Podría ser que para un mismo caso cupiera la posibilidad de escoger más de un tipo de alimentador.

La construcción de subbase y base con planta mezcladora, tiene las siguientes ventajas sobre el procedimiento de mezclado por medio de motoconformadora:

1. - Proporcionamiento volumétrico exacto.
2. - Homogeneidad de la mezcla.
3. - Ahorro, cuidando de no incurrir en acarreos hacia atrás.
4. - Menor interrupción al tránsito.
5. - Mejor utilización del equipo de compactación.
6. - Menos perjuicios por causa de lluvia.
7. - Mejor control general de la obra.

A continuación se hace un estudio comparativo de los elementos de costo que varían, utilizando, por un lado, motoconformadora para mezclar y, por otro, planta mezcladora.

A) Motoconformadora

1. - Revoltura

motoconformadora 12; \$ 197.45/hr
producción 54m³/hr

$$\frac{\$ 197.45/\text{hr}}{54\text{m}^3/\text{hr}} = \$ 3.66/\text{m}^3$$

2. - Agua

Extracción y acarreo del agua \$ 12.00/m³
\$ 12.00/m³ agua x 200 lt. agua/m³ = \$ 2.40/m³

$$\begin{array}{r} 1. - \$ 3.66/\text{m}^3 \\ 2. - \quad 2.40 \\ \hline \$ 6.06/\text{m}^3 \end{array}$$

B) Planta mezcladora de subbase y base

1. - Elaboración de la mezcla en planta

tractor D7, 7U, 7	\$ 291.80/hr
planta mezcladora de subbase y base	298.45
alimentador de banda de 24"	24.86
disgregador de grumos	14.07
planta de luz de 75 Kw	52.65
pipa de agua de 6000 lt	192.44
tunel de tubo	22.00
	<hr/>
	\$ 896.27/hr

producción 200 m³ sueltos/hr,

$$\frac{\$ 896.27/\text{hr} \times 1.35}{200 \text{ m}^3/\text{hr}} = \$ 6.05/\text{m}^3$$

2. - Extracción del agua que se incorporara en la planta mezcladora
\$ 1.20/m³ agua.

$$\$ 1.20/\text{m}^3 \text{ agua} \times 150 \text{ lt}/\text{m}^3 = \$ 0.18/\text{m}^3$$

- 3.- Agua para compactación que se acarrea al camino
Extracción y acarreo del agua \$ 12.00/m³ agua.
\$ 12.00/m³ agua x 50 lt/m³ = \$ 0.60/m³

1.- \$ 6.05/m³
2.- 0.18
3.- 0.60
\$ 6.83/m³

Este aparente encarecimiento del $\frac{\$ 6.83/m^3 - \$ 6.05/m^3}{\$ 6.06/m^3} = 12.7\%$

usando el procedimiento de mezclado en planta, contra mezclado usando motoconformadora, es absorbido con margen, por los ahorros que se obtienen como consecuencia de las ventajas 5, 6 y 7 antes señaladas. Para que realmente exista un ahorro global, es indispensable que la producción se organice en forma rutinaria y masiva.

Transportación

Una vez elaborada la mezcla en planta, los camiones de volteo son cargados por gravedad mediante la apertura de las compuertas de la tolva de descarga.

Pensando en acarreos no mayores de 20 Km, es usual que, para un trabajo de pavimentación en el que la subbase y la base se produzcan en planta mezcladora de 540 Ton/hr de capacidad y la carpeta asfáltica en planta de 3000 lb/pesada de capacidad, se requieran hasta 300 camiones de volteo. Sería absurdo adquirir camiones de volteo para satisfacer las demandas que se requieren en trabajos organizados a base de plantas; la inversión sería altísima y el control de los camiones prácticamente imposible. Si por alguna circunstancia no se contara con el número necesario de camiones, el trabajo se encarecería extraordinariamente.

Para agilizar el pago de los camiones, evitar errores y tener mejor control, es recomendable calcular los fletes por medio de computadora y utilizar, en lo posible, básculas de piso.

Tendido y afinado

El tendido y afinado de la subbase y base puede hacerse usando cualquiera de los siguientes procedimientos:

- 1.- Por el método tradicional utilizando motoconformadora estándar. Este es el procedimiento más barato y más inexacto, y cuando se aplica, el acabado no cumple con lo estipulado en los incisos 51-04.7 y 53-04.15 de las Especificaciones Generales de Construcción de la Secretaría de Obras Públicas.

2. - Por medio de una extendedora de carpeta asfáltica (finisher) equipada con control electrónico y dotada de un área de acabado suficiente para extender espesores hasta de 25 cm. Este procedimiento es muy recomendable para subbases y bases estabilizadas con cemento, con cal, o con emulsión asfáltica. Es un sistema muy práctico para extender subbase y base en caminos en operación y con fuerte tránsito.

Sin embargo, el gran desgaste de la extendedora, cuando no se maneja un producto asfáltico, hace que este procedimiento resulte caro, no obstante que elimina la eventualidad de camellones saturados por lluvias imprevistas y que hace trabajar muy eficientemente al equipo de compactación.

3. - Por medio de una máquina afinadora extendedora del tipo CMI equipada con sistema de control electrónico. Los alineamientos vertical y horizontal, el ancho de la corona y la presencia de tránsito hacen que la aplicación de esta máquina, en carreteras, sea un tanto difícil. Las características geométricas de los aeropuertos permiten, en ellos, la aplicación exitosa de esta máquina.

Compactación

El costo de compactación representa una muy pequeña parte del costo total de la obra. A cambio de esto, la compactación tiene una decisiva influencia en la calidad y tiempo de vida de la obra. Una compactación eficiente incrementa sustancialmente el valor soporte y la estabilidad del material, mejora la impermeabilidad en la mayoría de los casos y prácticamente elimina los asentamientos. Así, la compactación hace al suelo capaz de soportar las cargas de los vehículos y reduce sustancialmente los costos de mantenimiento.

La compactación de subbase y base ha tenido una evolución muy importante con la introducción de compactadores vibratorios autopropulsados.

Actualmente, para compactar la producción de una planta mezcladora de subbase y base de 540 Ton/hr de capacidad, se requiere de un compactador vibratorio autopropulsado de 9 Ton. de peso estático compuesto de un solo rodillo, y de un compactador neumático autopropulsado de 11 Ton. con llantas de 90 psi. El compactador neumático se utiliza, no por incapacidad del compactador vibratorio, sino, porque éste no puede orillarse lo suficiente para compactar los hombros del pavimento. El compactador vibratorio autopropulsado cuenta con la tracción suficiente para compactar espesores hasta de 25 cm., lo que hace que el número de capas de pavimento se reduzca.

El costo de compactación de subbase y base utilizando el equipo antes mencionado es como sigue:

compactador vibratorio CA25A llantas tracción	\$ 193.86/hr
compactador neumático SP54BD	<u>97.34</u>
	\$ 291.20/hr

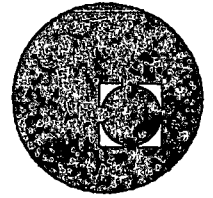
$$\frac{\$ 291.20/\text{hr} \times 1.35}{200 \text{ m}^3/\text{hr}} = \$ 1.97/\text{m}^3$$

Las ventajas principales de este método de compactación son las siguientes:

1. - Ahorro
2. - Menos interrupción al tránsito
3. - Estandarización de equipo para compactar tanto subbase y base como carpeta asfáltica.



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



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS



ING. LUIS M. AGUIRRE MENCHACA

Palacio de Minería
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Tels.: 521-40-23 521-73-35 5123-123

Handwritten text at the top of the page, including a date and possibly a name, which is mostly illegible due to fading and bleed-through.

Small handwritten mark or character.

Small handwritten mark or character.

Small handwritten mark or character.

ESTUDIO DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LAS MATERIAS PRIMAS

ESTUDIO DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LAS MATERIAS PRIMAS

2.- QUE DEBEMOS HACER:

ESTUDIO DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LAS MATERIAS PRIMAS

EXPLORACIÓN Y MUESTREO A LO LARGO DE LA RUTA

ENSAYES DE LABORATORIO

ESTUDIOS ESPECIFICOS.

ANALISIS DE TRANSITO

CLIMA Y FACTORES AMBIENTALES

RECURSOS Y POTENCIALIDAD DE MATERIALES

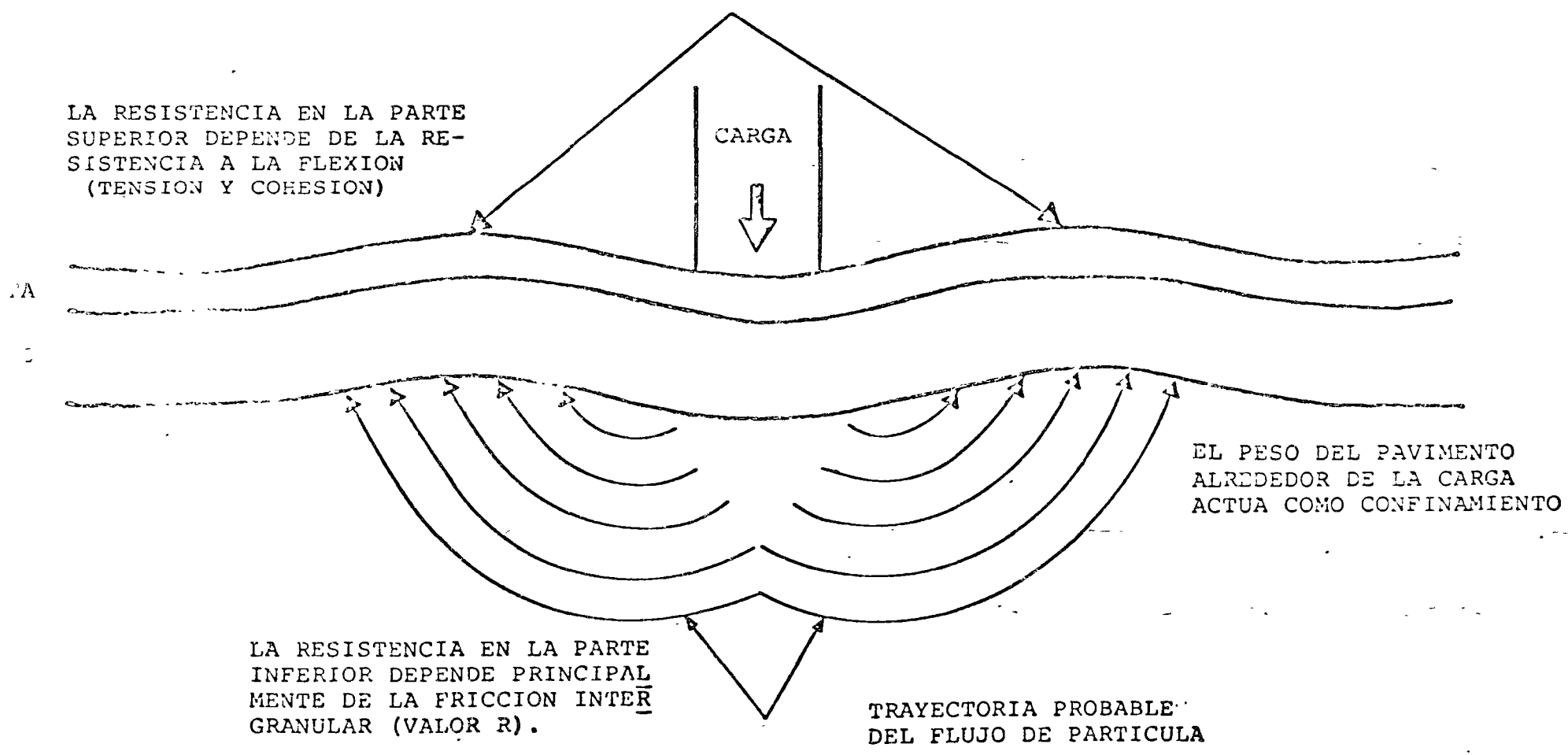
3.- QUE DEBEMOS TENER:

- 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.

AGUIRE

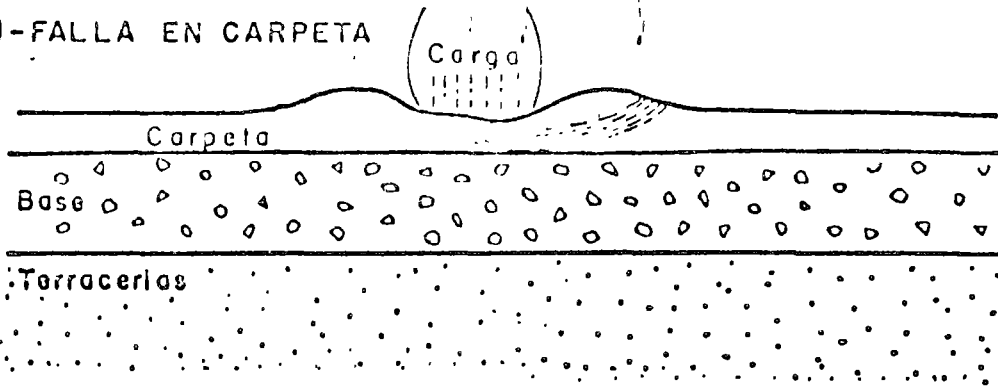
AGUIRRE

ESQUEMA DEL FENOMENO DE FLUJO PLASTICO EN EL SUELO QUE SOPORTA AL PAVIMENTO.

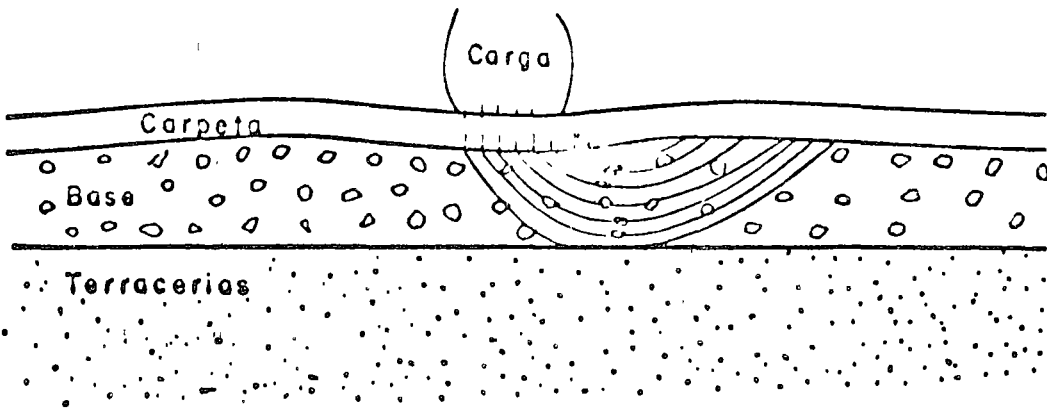


TIPOS DE FALLA

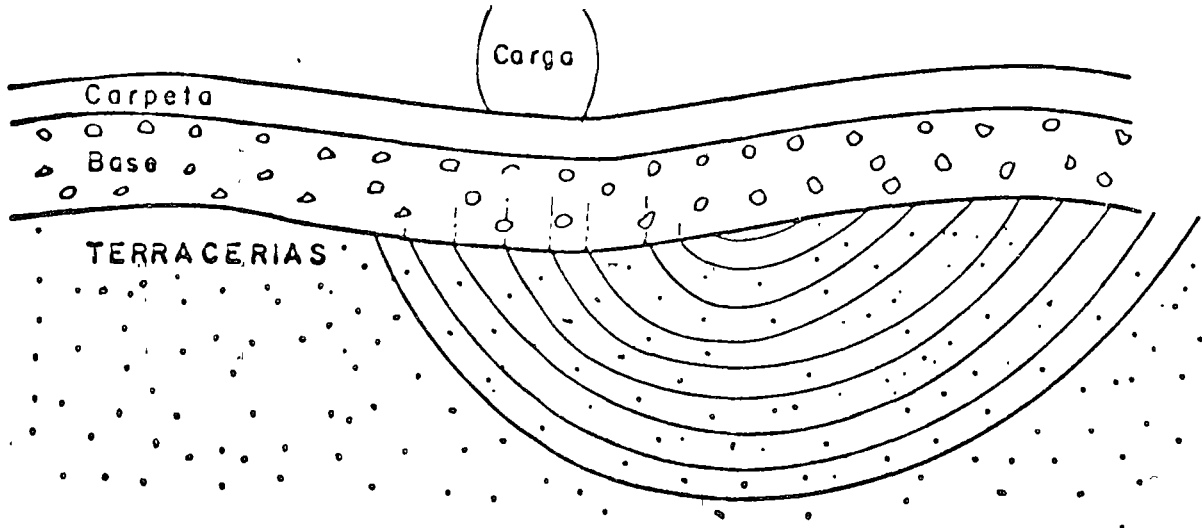
a) - FALLA EN CARPETA

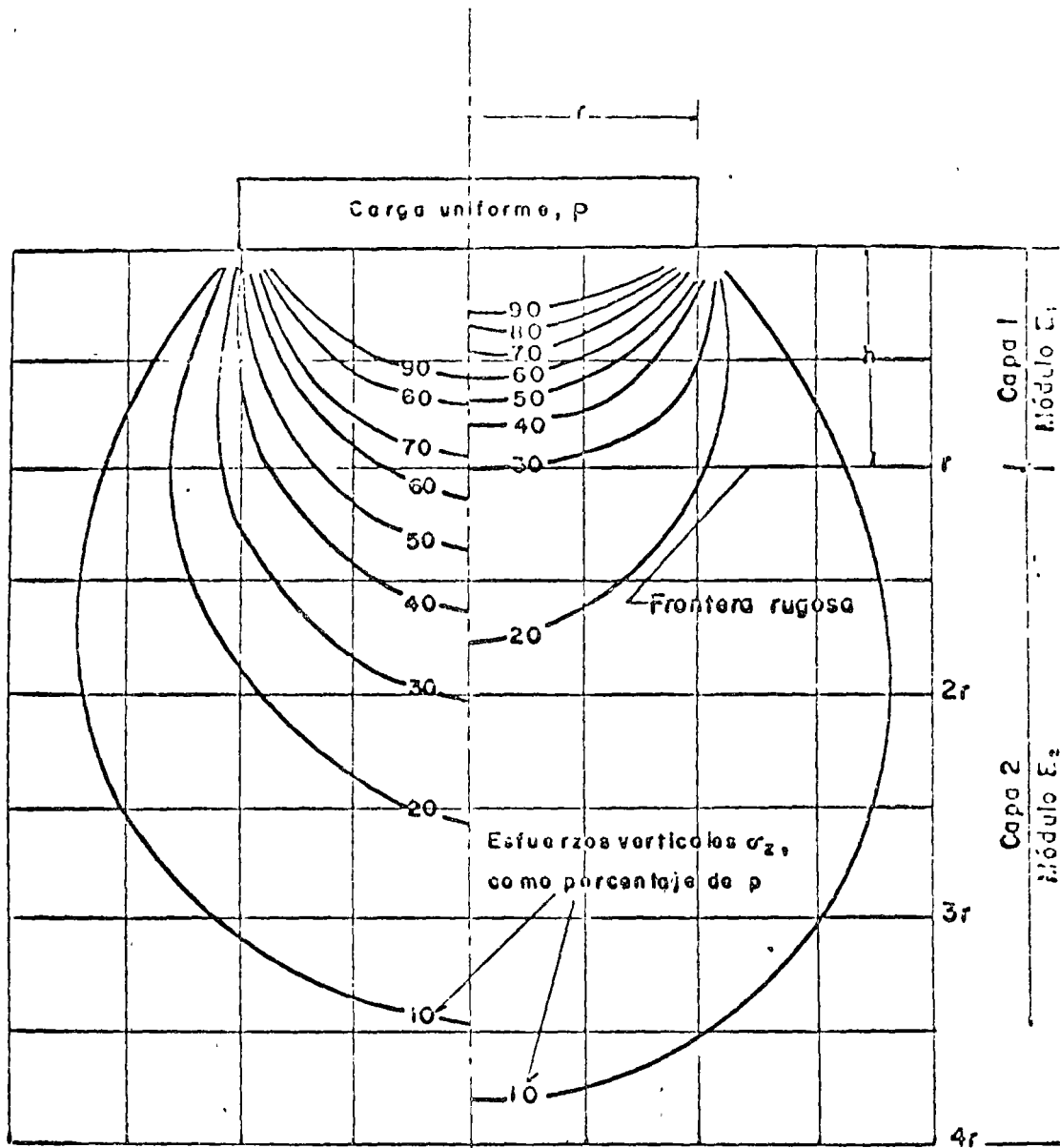


b) - FALLA EN LA BASE



c) FALLA GENERAL DEL TERRENO DE CIMENTACION





Medio homogéneo
 $\frac{E_1}{E_2} = 1$ (Boussinesq)

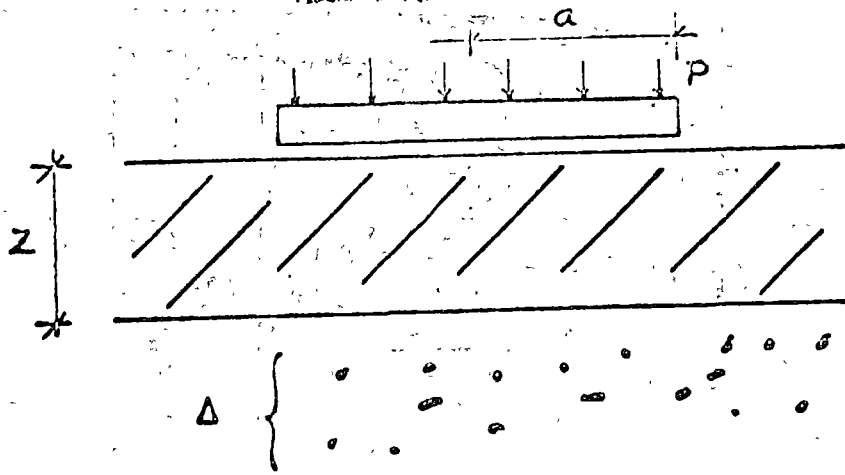
Sistema de dos capas
 $\frac{E_1}{E_2} = 10$, $\mu = 1/2$, $\frac{r}{h} = 1$ (Burmister)

COMPARACION DE LA DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VERTICALES EN UN MEDIO HOMOGÉNEO Y EN UN SISTEMA DE 2 CAPAS

6.- METODOS DE DISEÑO

- ~~1.~~ 1.- METODOS QUE PARTEN DE CONSIDERACIONES TEORICAS Y SEMITEORICAS, UTILIZANDO VALORES DE CORRELACION. PRUEBAS TRIAXIALES.
 - KANSAS (E)
 - TEXAS (c y ϕ)
 - HVEEM (R, función de $\frac{P_h}{P_v}$)
- ~~2.~~ 2.- PROCEDIMIENTOS EMPIRICOS BASADOS EN UNA PRUEBA ARBITRARIA, TAL COMO LA DE CBR.
 - CUERPO DE INGENIEROS
 - ROAD RESEARCH LABORATORY
 - WYOMING, KENTUCKY
 - SOP
- ~~3.~~ 3.- METODOS BASADOS EN PRUEBAS DE CLASIFICACION DE SUELOS. INDICE DE GRUPO.
- ~~4.~~ 4.- METODOS CON BASE EN CRITERIOS OBTENIDOS DEL TRAMO DE PRUEBA AASHO:
 - SHOOK - FINN
 - BUREAU OF PUBLIC WORKS
 - INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM.

METODO DE KANSAS.



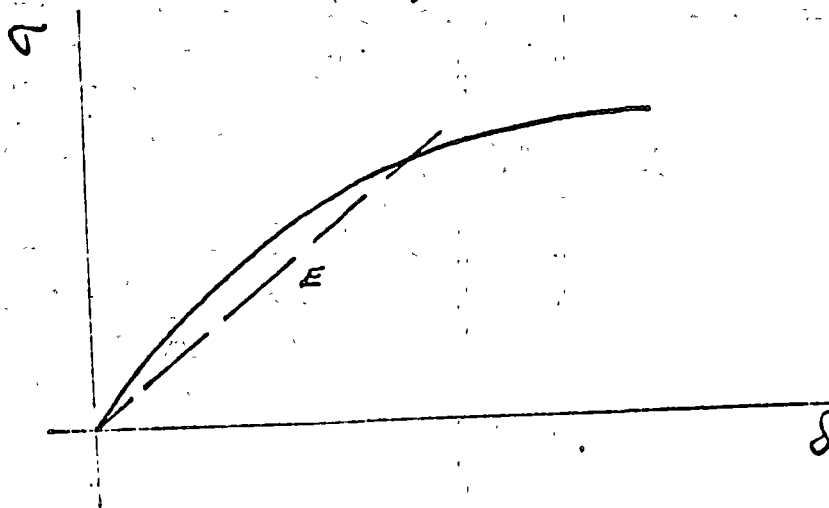
$$\Delta = \frac{Pa}{E} F ; F = \frac{3}{2} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}}}$$

$$T = z = \sqrt{\left(\frac{3P}{2\pi E \Delta}\right)^2 - a^2}$$

$$T = \left[\sqrt{\left(\frac{3Pmn}{2\pi E \Delta}\right)^2 - a^2} \right] \left[\sqrt[3]{\frac{E}{E_p}} \right]$$

m: factor de tránsito.

n: factor de saturación.



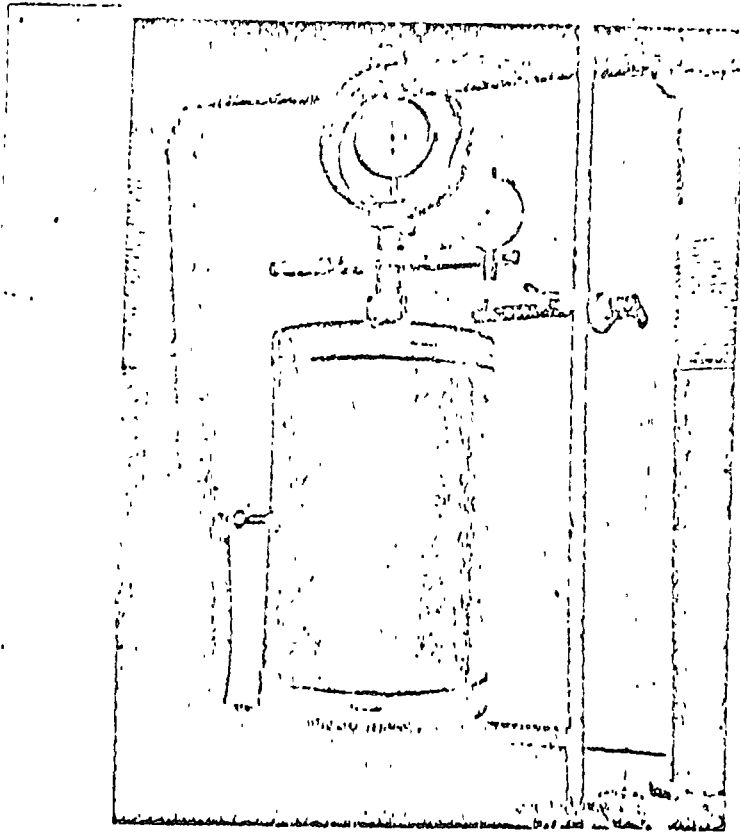


Figure 8.6. Texas triaxial cell.

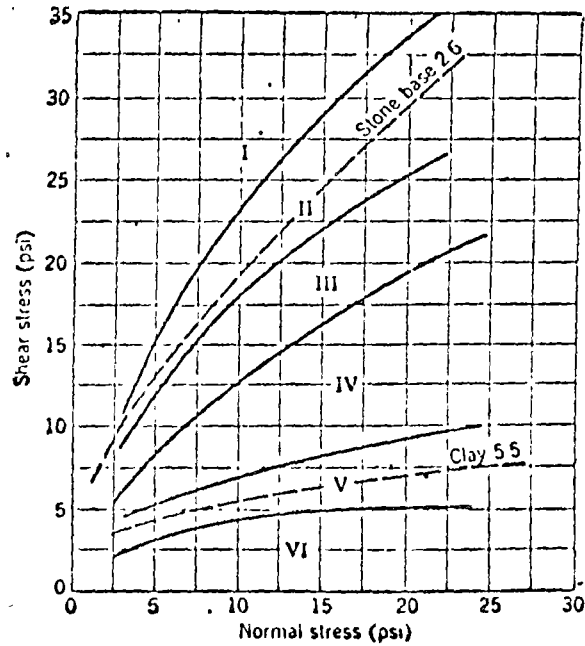
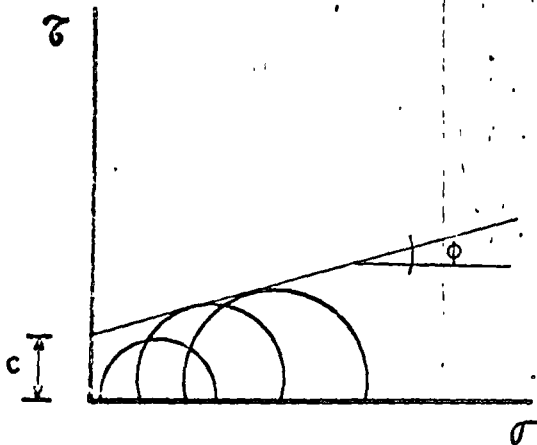


Figure 15.5. Texas classification chart. (From McDowell, Highway Research Board, Research Report 10-B.)

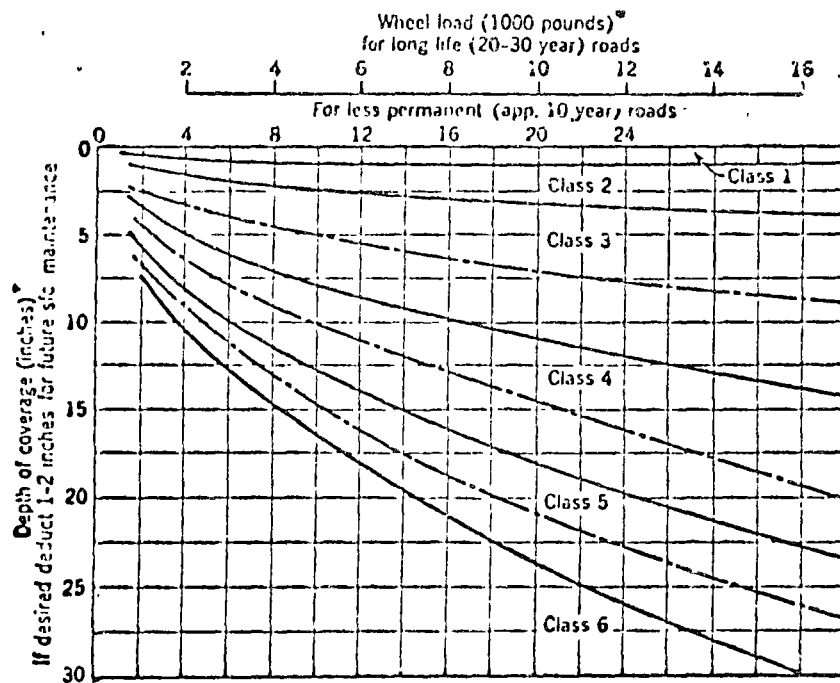
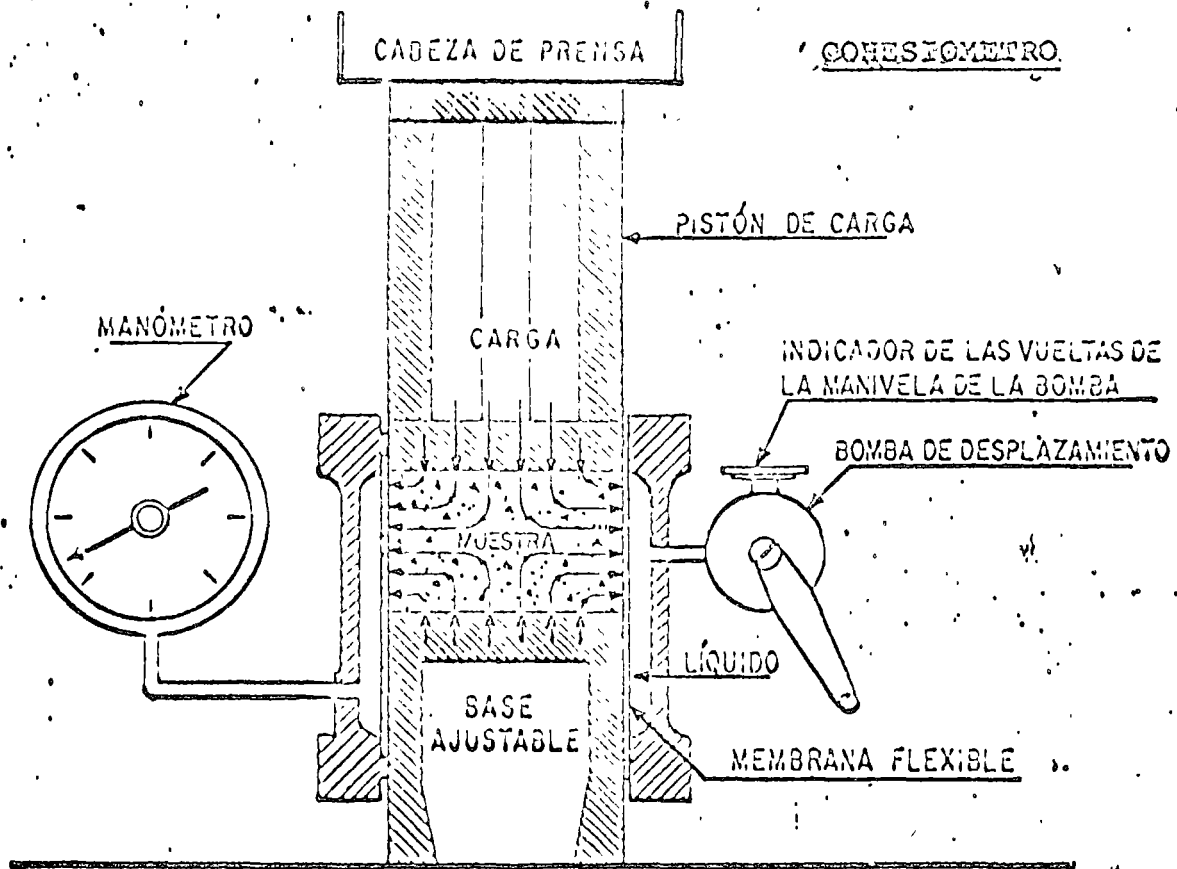


Figure 15.6. Pavement thickness. (From McDowell, Highway Research Board Research Report 16-B.)

* 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.



$$R = \left(1 - \frac{P_h}{P_v} \right) 100$$

$$T = K \frac{P \sqrt{A} \text{ Log} r}{5 \sqrt{c}} \left(\frac{P_h}{P_v} - 0.1 \right)$$

En donde:

T = espesor del pavimento

k = constante (0.0175)

P = presión de inflado de las llantas

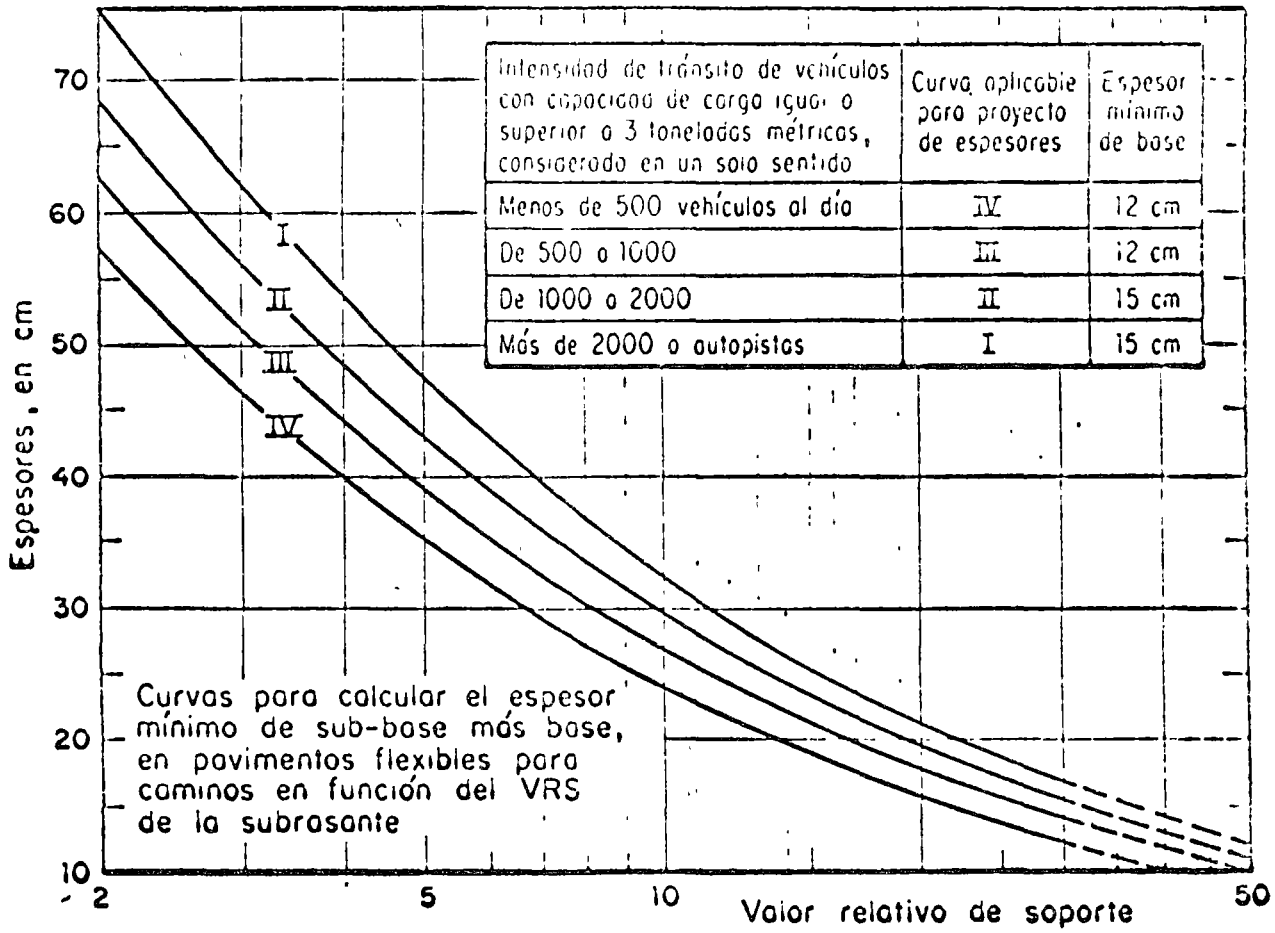
A = área de contacto

r = número de repeticiones de esfuerzos

c = Valor del cohesiómetro.

P_h = presión horizontal transmitida

P_v = presión vertical aplicada (160 psi)



Prueba 108-13, SCOP-1957

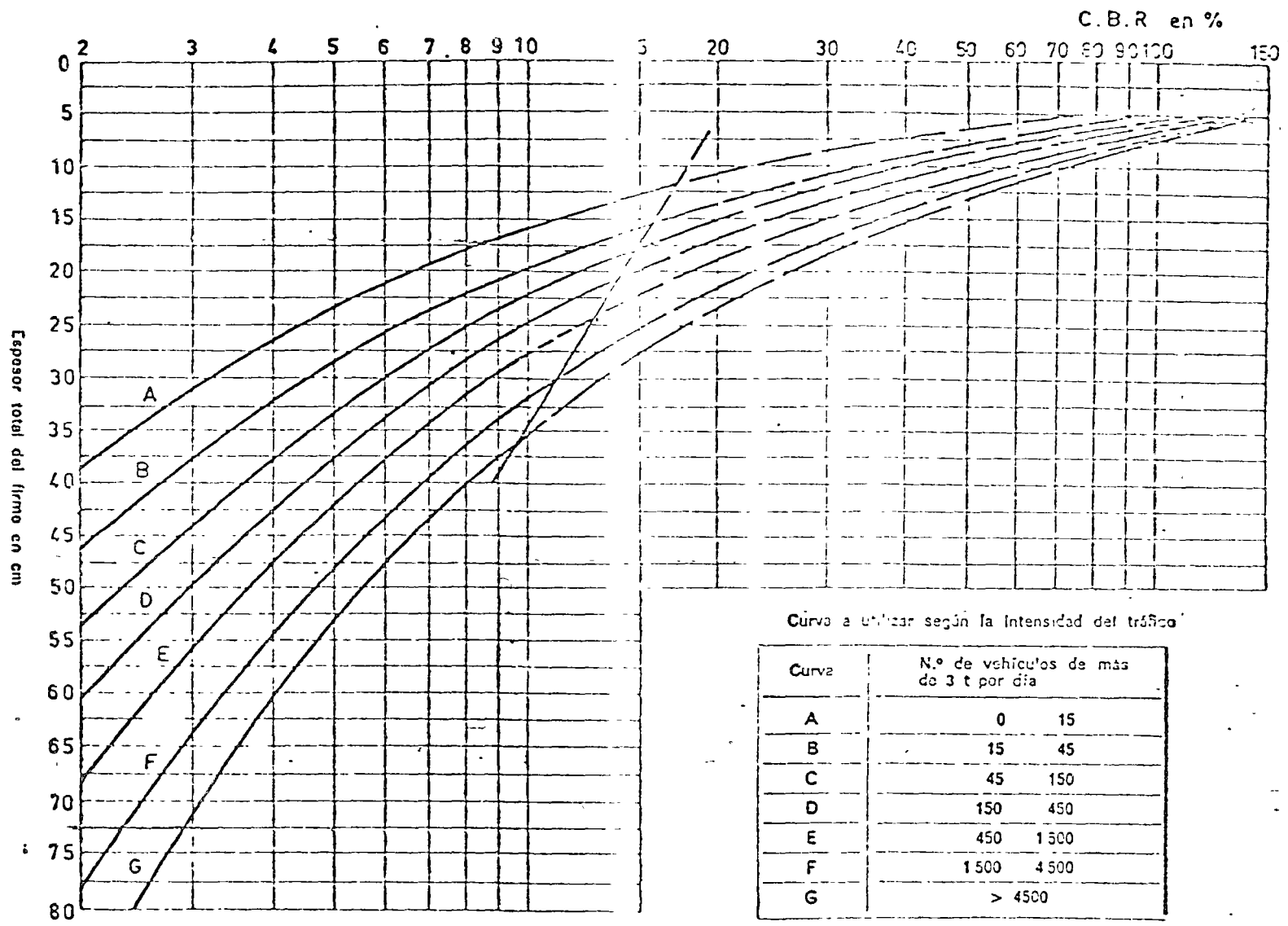


FIG. 12. Abaco de ... Research Laboratory

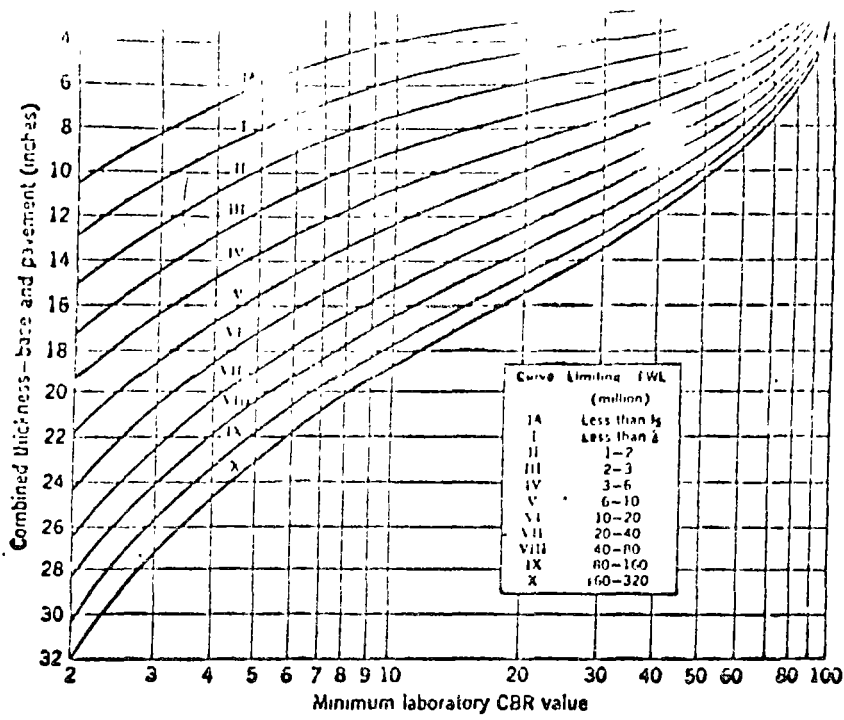


Figure 15.11. Kentucky design curves for flexible pavements. (Courtesy W. B. Drake and J. H. Havens.)

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

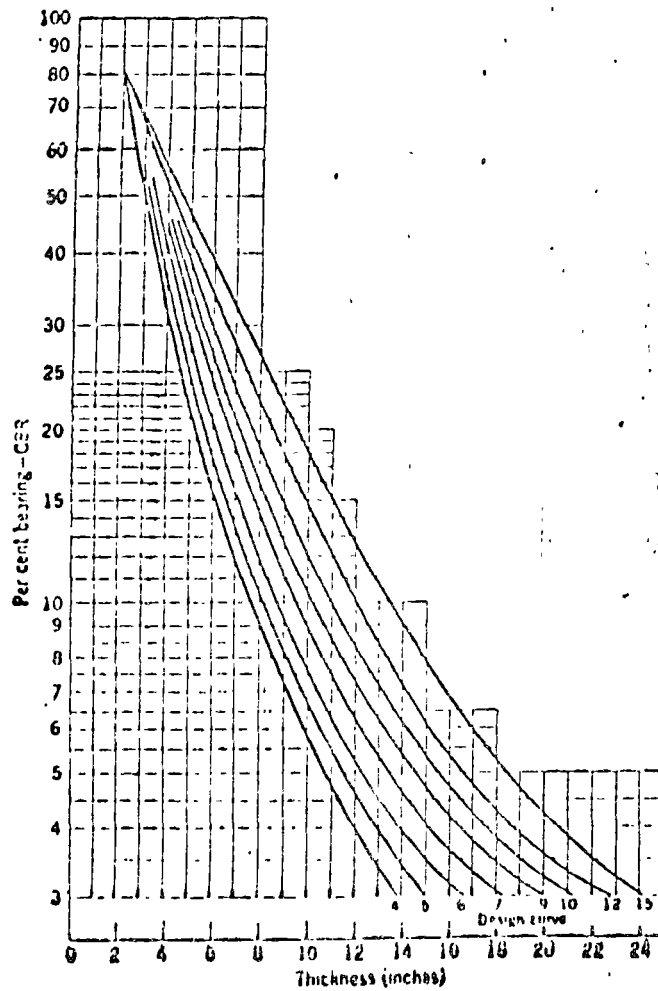


Figure 15.12. Minimum CBR values for flexible pavements. (From Marshall and Gibson, Pavement Design.)

AGURE 15

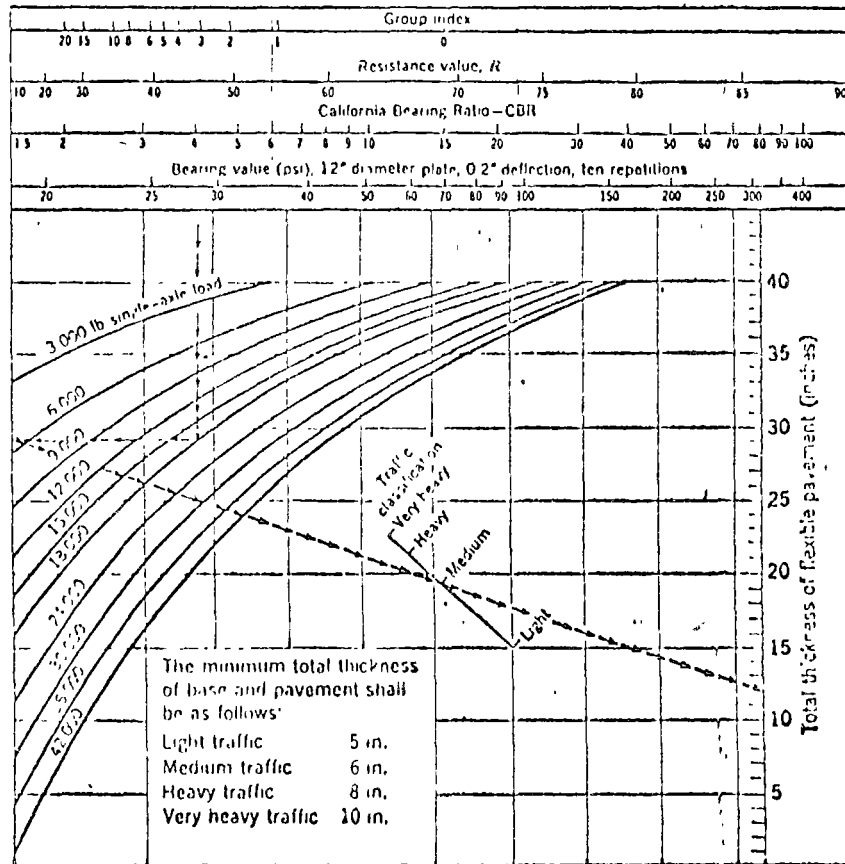
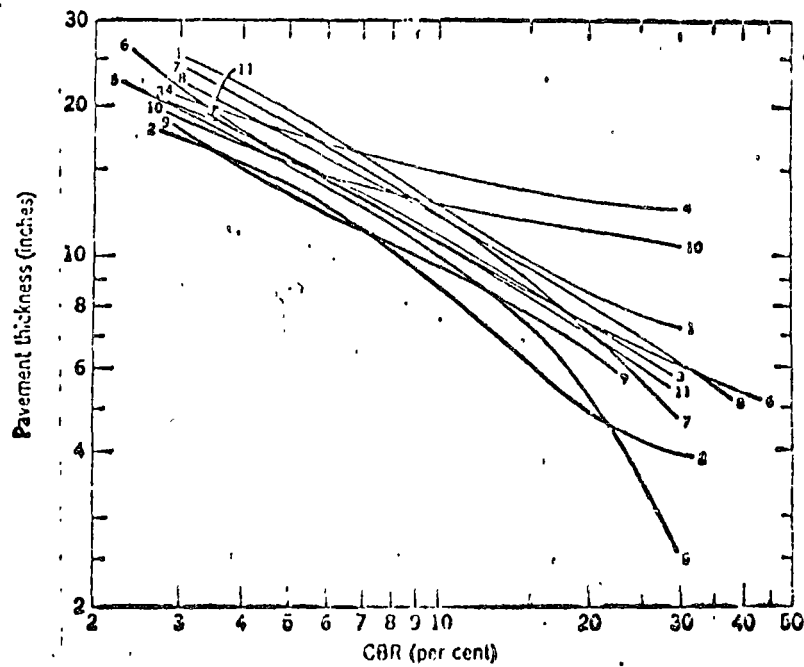


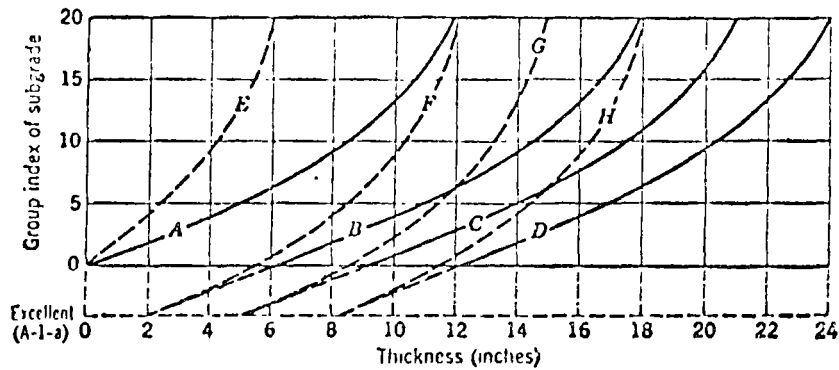
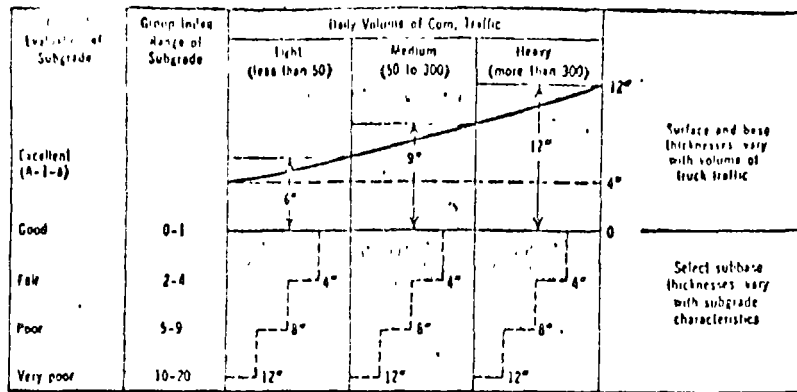
Figure 15.17. The Asphalt Institute design curves. (from the Asphalt Institute.)



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 (9000-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 Steele, Proceedings, Highway Research Board, 1945.)

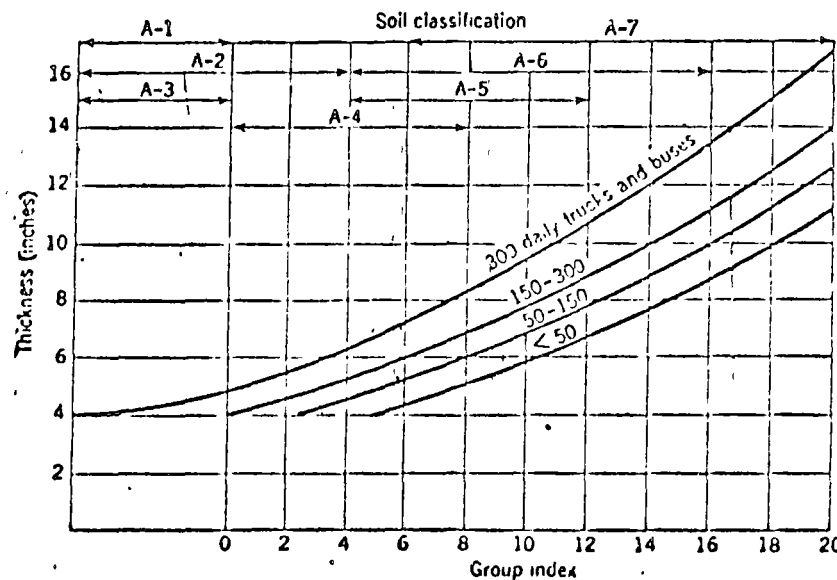


Figure 15.14. Group-index design chart. From Davis and Jones, Highway Research Board Research Report 10-B.

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:

$$\text{NUM. DE REPETICIONES} = 119.85 \times 365 \times \frac{1+0.05}{2} \times 10 = 5.47 \times 10^5$$

— 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 EMPLEABAN, Y FIJANDO PREVIAMENTE LOS ESPESORES DE CARPETA Y BASE, PODRA CALCULARSE EL ESPESOR REQUERIDO DE LA SUBBASE, POR MEDIO DE LA EXPRESION:

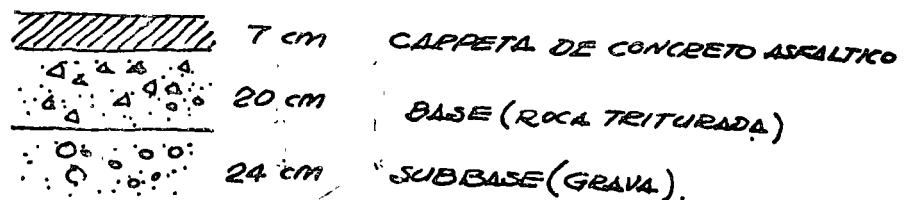
$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3$$

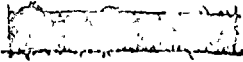
$$\left. \begin{array}{l} \text{CARPETA, } D_1 = 7.5 \text{ cm} \\ \text{BASE, } D_2 = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ FIG 40, CURVA D.}$$

$$\therefore 8.7 = 0.44(7.5) + 0.14(20) + 0.11 D_3$$

$$\therefore D_3 = 24 \text{ cm.}$$

— LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO SERA LA SIGUIENTE:



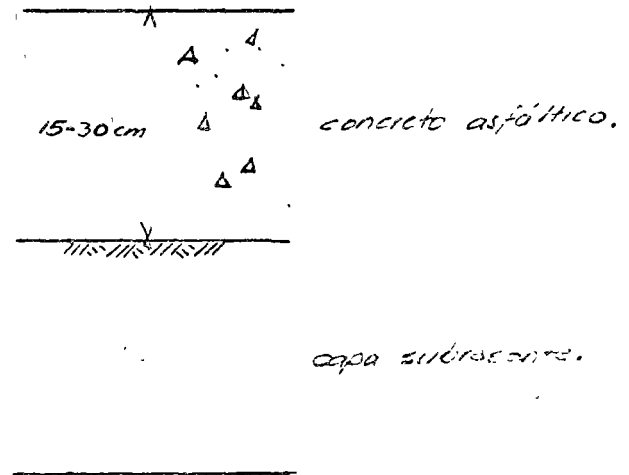
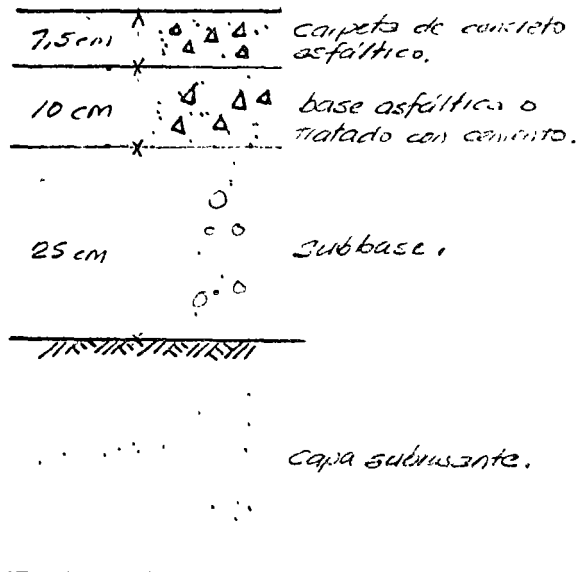
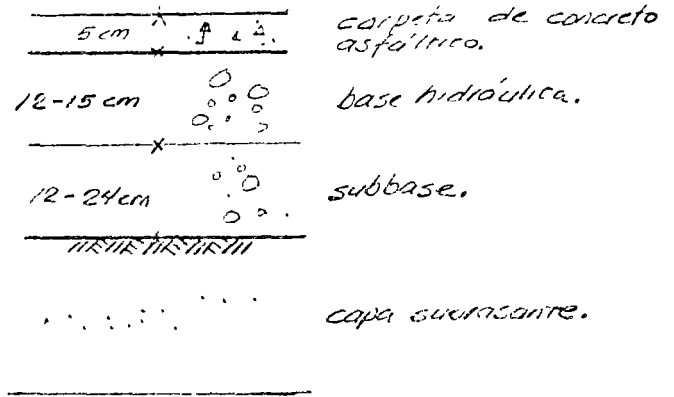
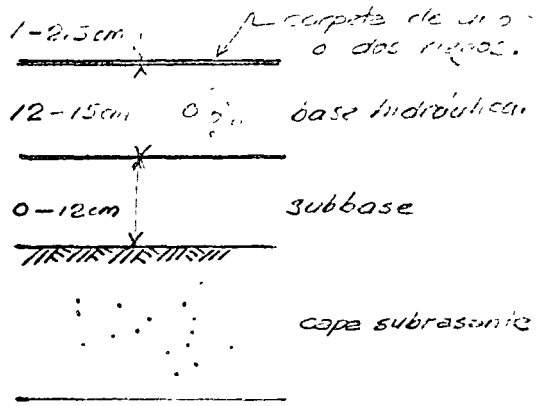


BIBLIOGRAFIA

PRINCIPLES OF PAVEMEN 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.

FIGURA

- ESTRUCTURAS TÍPICAS DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA DIFERENTES TIPOS DE TRÁNSITO



El espesor de la capa subrasante varía entre 30 y 50 cm.

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).

DUBIEZ.

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 ⁵√S

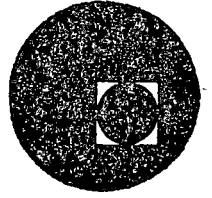
MÉTODOS DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS.

MÉTODO	CAMPO APLICACION ORIGINAL	TIPO DE COMPACTACION	DIMENSIONES ESPECÍFICAS		VEL. APLIC. ESPERADA PARA PRUEBA	TEMPERATURA DE PRUEBA	FORMA EN QUE SE APLICAN LOS ESFUERZOS.	FACTORES QUE INTERVIENEN PARA LA DETERMINACION DEL CONTENIDO OPTIMO
			d	h				
COMPRESION SIMPLE	MEZCLAS ASFÁLTICAS	ESTÁTICA Y/O DINÁMICA	4"	1.25"	LENTA	AMBIENTE		q_u vs cont. asf.
MARSHALL	CONCRETOS ASFÁLTICOS EN AEROPISTAS	DINÁMICA	4"	2.5"	2"/min.	60°C		Estabilidad. Fluencia. Vol. vacíos mezcla. Vol. vacíos rellenos con asfalto.
HUBBARD FIELD.	SHEET ASPHALT CONCRETO ASFÁLTICO	ESTÁTICA	2"	1"	2.4"/min	60°C		Estabilidad Volumen de vacíos en la mezcla
HVEEM	MEZCLAS Y CONCRETOS ASFÁLTICOS.	AMASADO	4"	2.5"	0.05"/min	60°C		Estabilidad Cohesión Expansión
SMITH	CONCRETO ASFÁLTICO. INVESTIGACION.	ESTÁTICA	4"	8"	INCREMENTOS. $v < 0.001$ / min	AMBIENTE		Cohesión ángulo fricción.

AGUIRRE



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



Palacio de Minería
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Tels.: 521-40-23 521-73-35 5123-123



Faint, illegible text or markings at the bottom of the page, possibly bleed-through from the reverse side.

MÉTODOS DE DISEÑO

iniciar la descripción de los métodos de diseño para aeropuertos, conviene aclarar las diferencias de operación que estos pavimentos presentan con los de carreteras. Así se define:

1.- Canalización del tránsito de vehículos.- En las carreteras de 4 carriles, como máximo, en ambos sentidos, por las variaciones de velocidad, el tránsito pesado se canaliza hacia la derecha de la carretera, esto con mayor significación en las carreteras congestionadas.- Esta situación plantea una canalización del tránsito en el sentido transversal, de manera que las cargas más grandes transiten próximas a la orilla de los pavimentos. Esta situación también es válida en el caso de puentes, en donde como se sabe, la pila central, en el sentido transversal, se ubica a 60 cms. de la guardiaón. La canalización anterior provocaría que en el caso de un pavimento diferencial, el mayor espesor se ubique 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 señales luminosas, a lo largo del eje de la vía. Esta condición sugiere que en el caso de aeropuertos, la canalización del tránsito se realiza en el centro de la pista y de la calle de rodaje, lo cual provoca que si se diseñan pavimentos diferenciales, el mayor espesor del mismo se encuentra entre los 16 y los 18 m. centrales. En México

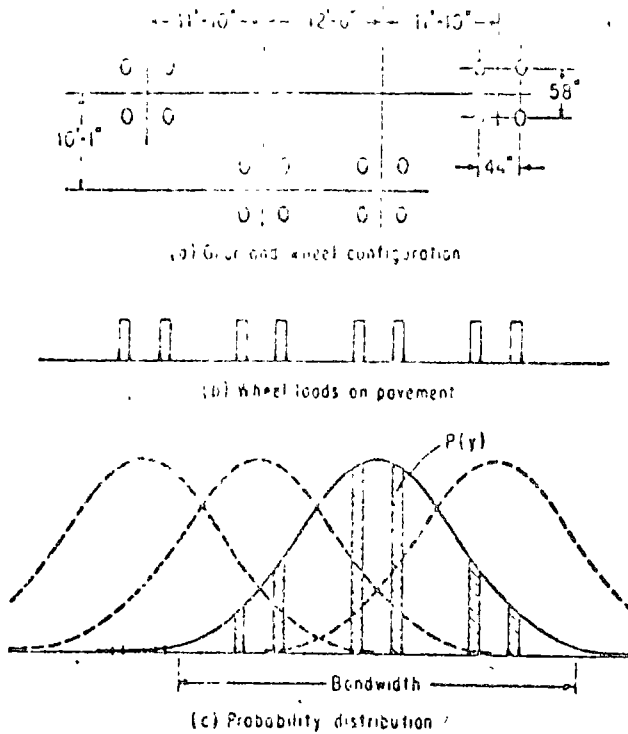


Fig. 3.14 Transverse probability distribution of wheel load—B747 aircraft.

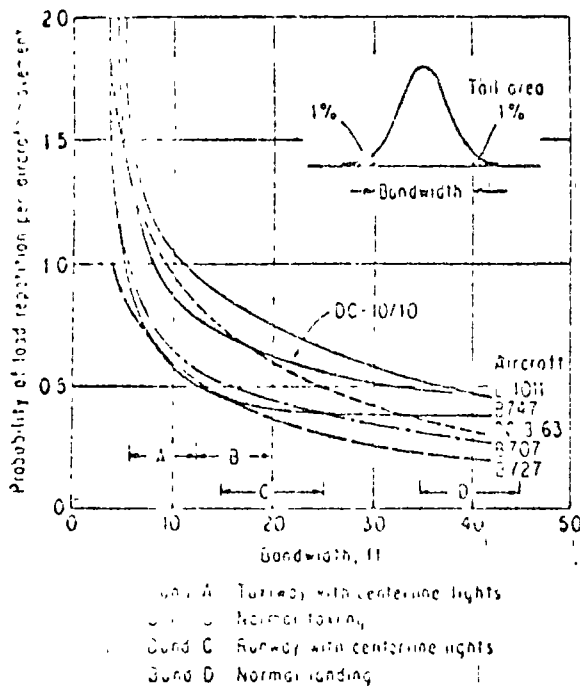


Fig. 3.15 Transverse probability distribution of wheel loads against width of wheel pair.

así es como se proyectan los pavimentos. ya que si sabemos esta condición del tránsito, sería un desperdicio de recursos construir pavimentos completos, en el sentido transversal, en los anchos de las pistas actualmente en uso, que pueden ser hasta de 60 m.

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 tipo semi-trailer, los cuales, incluyendo las ruedas del tractor, llegan a tener 18 llantas.

En aeropuertos un avión con el mismo peso, como por ejemplo el 727, el 737 ó el DC9, tienen únicamente 4 llantas principales y 2 auxiliares.

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

3.- Frecuencia del tránsito.- En carreteras la separación entre un vehículo y otro subsecuente dependerá de la propia geometría de la carretera y de la velocidad de circulación. Así a velocidades bajas se puede tener un vehículo en lapsos menores de un segundo.

En los aeropuertos, por razones de control de tránsito aéreo, bajo condiciones visuales, la separación máxima entre un avión precedente y uno subsecuente no puede ser inferior a la distancia que hay -

entrar el umbral de aproximación de la pista y el punto en donde el avión precedente la desocupa, para el subsecuente, es decir, dependerá del número de calles de rodaje de salida que la pista tenga, de la velocidad de salida y de las condiciones meteorológicas de operación. Bajo condiciones de instrumentos, la separación mínima, se incrementa a 3 millas náuticas entre un avión y otro. Esta situación se presentará solamente bajo condiciones de intenso tránsito y en la mayoría de los aeropuertos mundiales, la separación es aún mucho mayor; por lo que en aeropuertos, la repetición de cargas llegará a ser, en condiciones extremas, de cada 30 segundos, pero podrán pasar varios minutos e inclusive hasta horas para que se presente una nueva carga.

4.- Pavimentos diferenciales en sentido longitudinal.- En carreteras a lo largo de la misma, el pavimento está sujeto a la misma acción de las cargas, ya que independientemente de la velocidad, el peso del vehículo no cambia y solamente, para un vehículo en particular, se presentaría una reducción en el peso a lo largo de su trayecto, por el consumo de combustible, cuyo peso es despreciable con el del propio vehículo.

En aeropuertos, la operación de los vehículos se debe considerar bajo otras bases, ya que analizando un despegue, a medida que aumenta la velocidad, se empieza a generar sustentación en las alas las cuales empiezan a liberar el peso del avión sobre el tren de

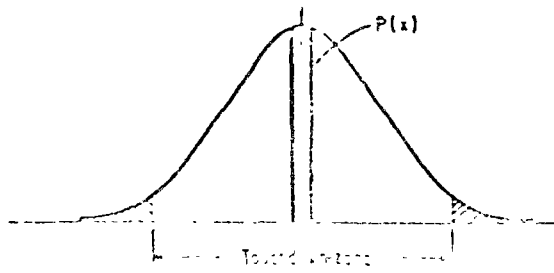
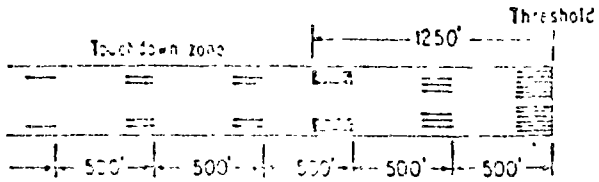
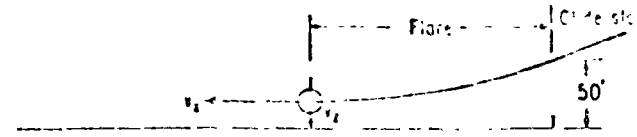


Fig. 8.16 Longitudinal distribution of aircraft.

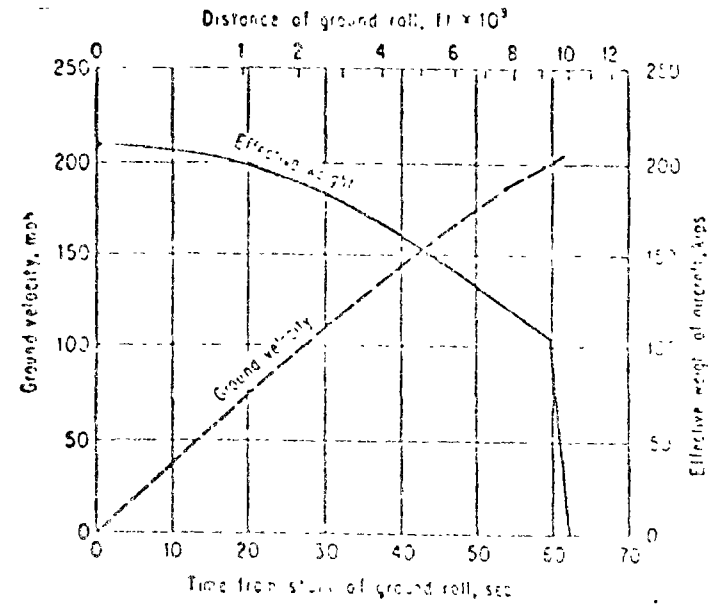


Fig. 8.3 Take off of a heavy jet.

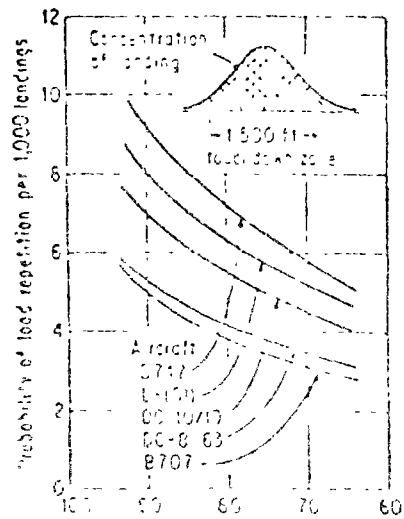
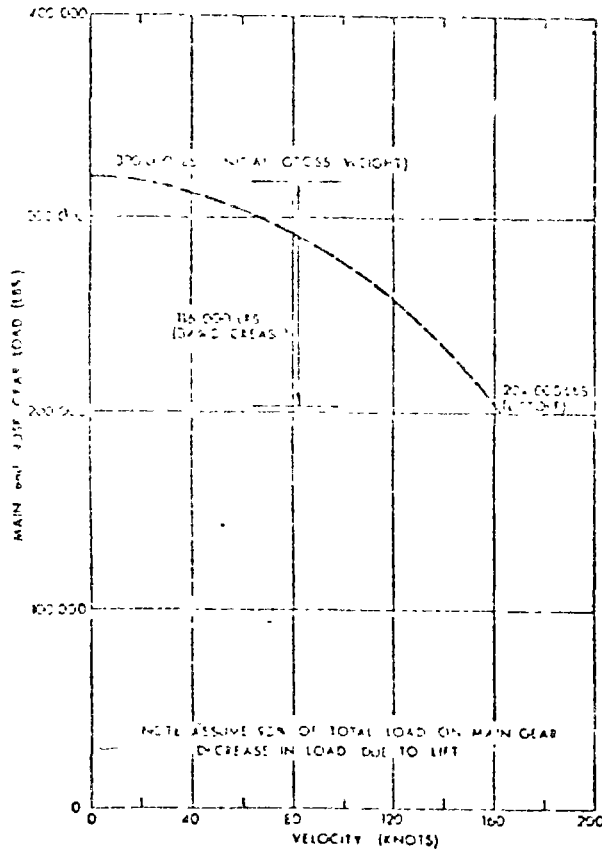


Fig. 8.17 Longitudinal probability distribution of aircraft.

elastic deformation, heat, noise and elastic rebound. The energy transfer is to a part of the deformation of the structure. By referring to Fig. 9, it can be seen that the kinetic energy increases greatly at the point of lift-off of the aircraft. Kinetic energy has increased considerably since the days of 100-300. It is recognized that lift increases with increasing velocity and reduces the effective mass force transfer to the pavement. An example of this relationship is shown in Fig. 10. Since the kinetic energy ($K.E.$) increases as



G. 10 - LOAD TRANSFER TO PAVEMENT DURING TAKEOFF--LOADING 307-3600

the square of velocity (V^2), the decrease in mass is greatly offset. This can be shown as follows using the data of Fig. 10

$$K.E. (307 \text{ knots}) = \frac{1}{2} m v^2 = \frac{1}{2} \left(\frac{270,000}{32.2} \right) (307)^2 = 149,000,000 \text{ ft-lb} \quad \dots (16)$$

$$K.E. (360 \text{ knots}) = \frac{1}{2} \left(\frac{234,000}{32.2} \right) (360)^2 = 230,000,000 \text{ ft-lb} \quad \dots (17)$$

Thus, the increase in kinetic energy is 50%.

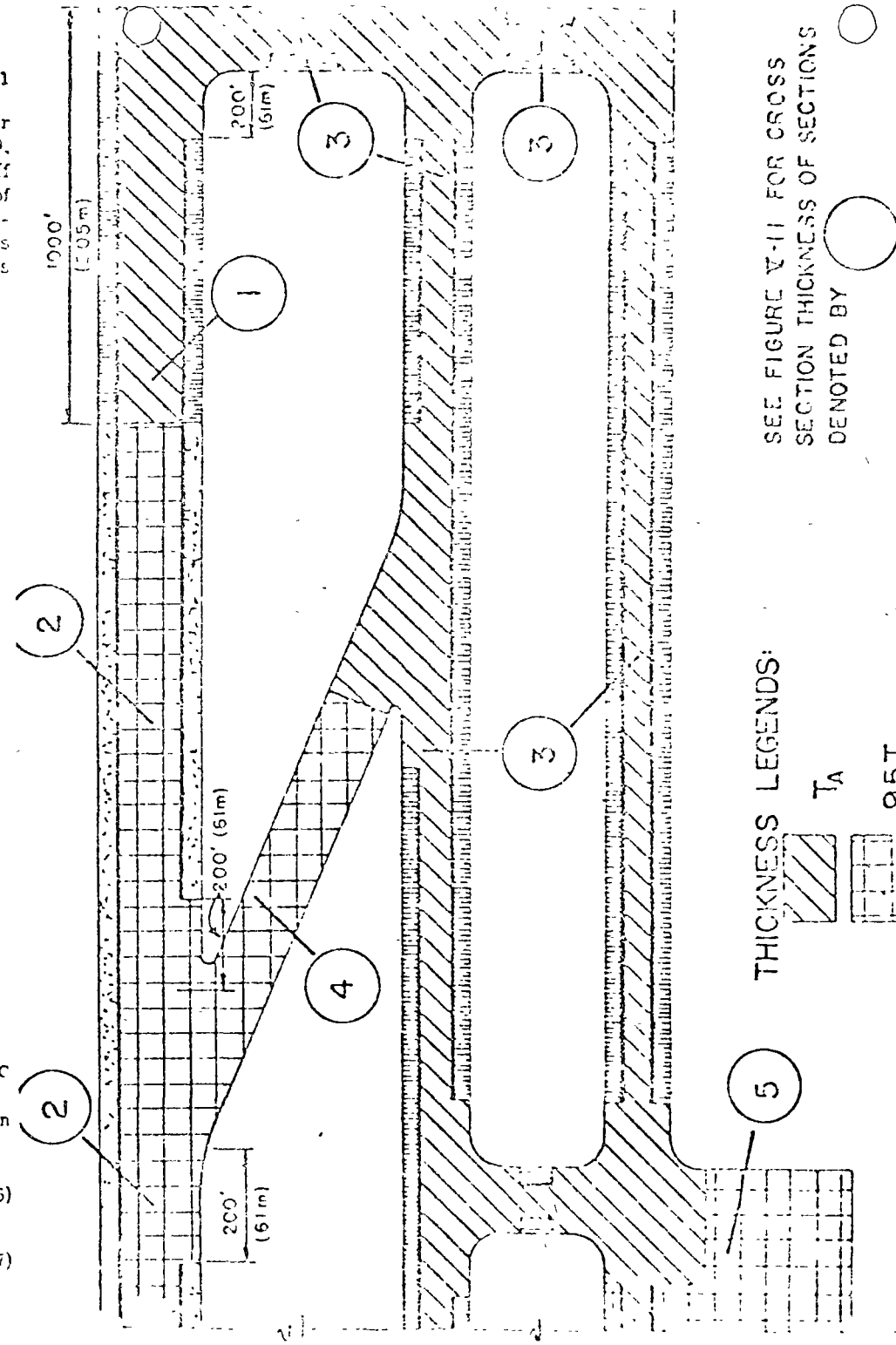


Figure V-10 - Airport pavement thickness

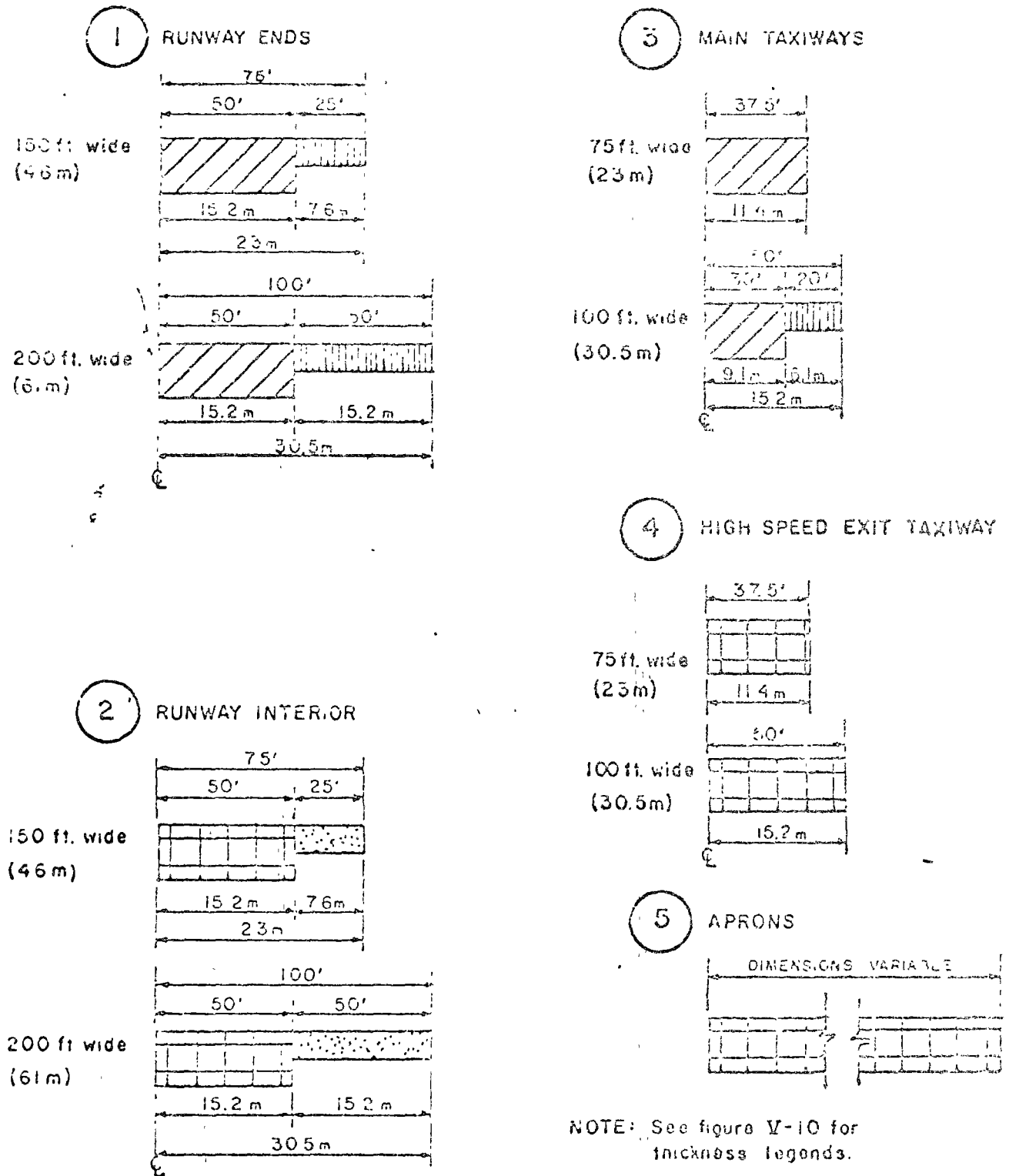


Figure V-11—Pavement area cross sections

aterrizaje y consecuentemente sobre el pavimento. Por lo anterior, se puede deducir que en aquellas pistas de aeropuertos que no son usadas como rodajes, es posible en el tramo central, (longitudinalmente) reducir el espesor de pavimento, ya que las cargas actuales son menores que al inicio de la carrera. Por lo que se refiere al aterrizaje, los pesos no son críticos y no afectan al diseño de pavimentos.

5.- 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 pavimentos de concreto hidráulico. Esta resonancia que puede ser notoria ó no, la percibe el organismo del conductor y el cerebro, dentro de una caja de resonancia que es el craneo, puede llegar a perder sensibilidad para efectos 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 de tomarse en cuenta en forma severa, sobre todo en pavimentos rígidos.

En aeropuertos la situación es totalmente diferente, ya que un vehículo en particular es capaz de responder, para efectos de resonancia, a una cierta longitud de onda y a una frecuencia en particular de --

esa misma onda, dependiendo de la velocidad de la amplitud de la onda y de la resistencia de los amortiguadores. En el caso de los aviones modernos, en donde la base del tren de aterrizaje, llamando a esta -- distancia la que existe entre la rueda de nariz y el eje transversal -- que pasa por el centro de gravedad de los trenes principales medida a lo largo del fuselaje, es muy grande, el efecto de la rugosidad del pavimento puede tener dos efectos. Uno el de vibraciones aleatorias -- por efecto de la rugosidad, y otro de oscilación por efecto también de la rugosidad y/o del perfil de la pista. Vamos a analizar estos dos efectos:

Aceptando que el vehículo responderá, dependiendo de su velocidad y de su masa a una cierta onda, la vibración se reflejará como primer efecto nocivo en el tablero de instrumentos, llegando a impedir la lectura de los mismos; el segundo efecto será de molestia temporal a los pasajeros.

Por lo que se refiere a la oscilación del avión, que también seguirá -- las mismas leyes de respuesta, el movimiento del tren de aterrizaje lo podremos asimilar a un movimiento armónico simple que combinado con la traslación del avión nos va a generar una cicloide compuesta con -- tendencias a una curva sinusoidal. 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 del despegue, provocando alteraciones en la generación de la sustentación y originando que la longitud de pista se incrementa. Por las oscilaciones, el tren de nariz puede llegar a despegarse totalmente y al regresar al pavimento, causar impactos de más del doble del peso estático. Además, en las simas, también se pueden presentar impactos en el tren principal, con un incremento del peso estático del orden del 65%. Finalmente se pueden producir en las cimas del perfil, despegues falsos con el consiguiente regreso del --
cción al pavimento, generando esfuerzos y consecuentemente deformaciones adicionales a la estructura del pavimento.

6.- Condiciones de operación.- En cualquier vía terrestre es relativamente fácil modificar la circulación de vehículos, alternando la velocidad de los mismos, para efectuar reparaciones, atender accidentes 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 de ser concebidos pensando que por el deterioro que, por razones del tránsito de cargas ó por intemperismo, se --
tengan que realizar trabajos sobre ellos;

Landing Impact at Touchdown

Figure 8.4a shows the strut fully extended, with the "air" and the oil at the same pressure. Note that the oil is a few diameters above the orifice plate.

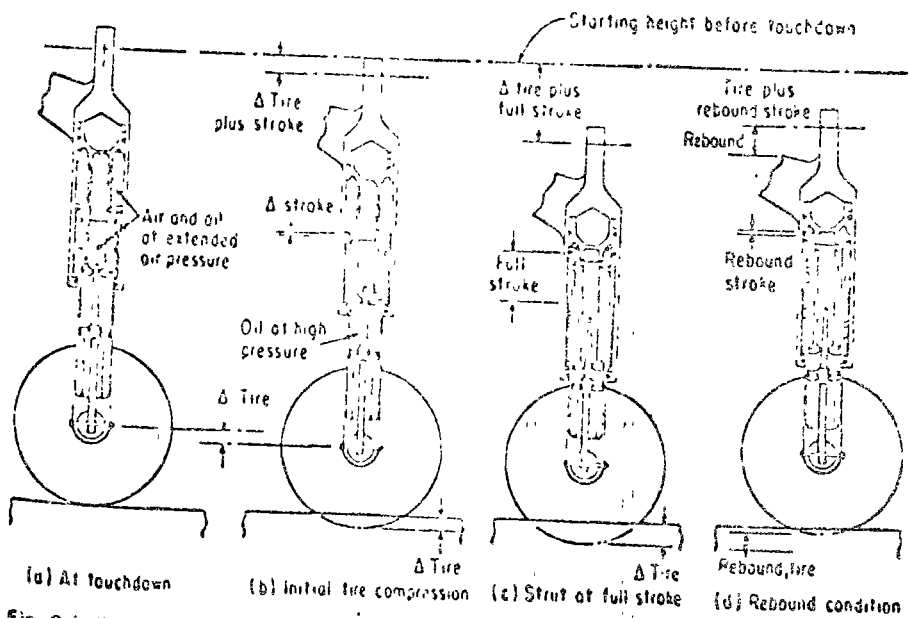


Fig. 8.4 Stages of touchdown of an aircraft.

affected similarly by a particular runway roughness pattern. That is, for a given velocity over a given runway roughness pattern, aircraft of different sizes will respond in different ways. This response is dependent on the response frequency (in cycles per sec) of the aircraft. In other words, with a given airplane, a velocity may be reached, either during takeoff or landing, which, combined with runway irregularities of a precise pattern, will create resonance between the airplane and the unevenness pattern. That is, a bump of given height and wave length will amplify the regular oscillatory up and down motion of the aircraft to the point of maximizing the cockpit acceleration to possibly undesirable levels. It has been shown by NASA studies that a narrow

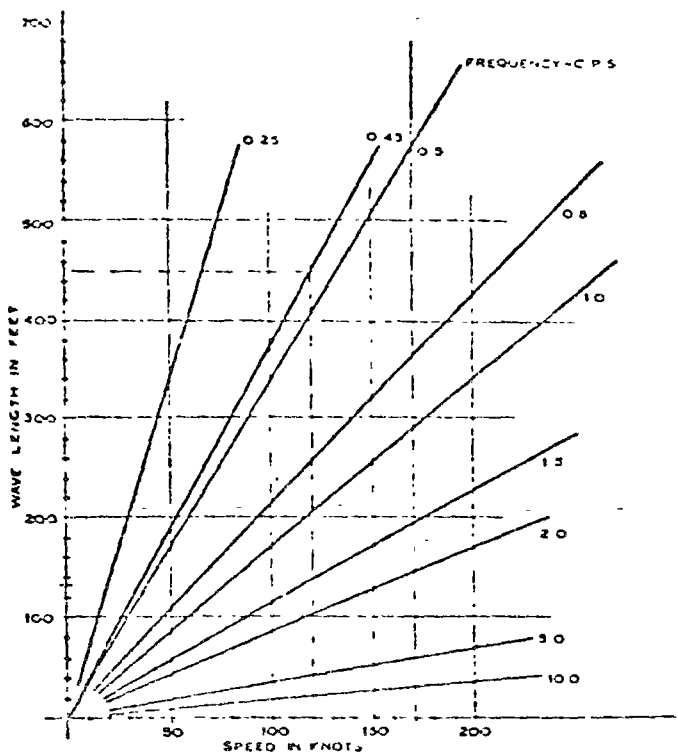


FIG. 2.—WAVE LENGTH VARIATION VERSUS SPEED FOR VARIOUS FREQUENCIES

range of frequencies will produce a particular aircraft's predominant response—i.e., the resonant response producing the maximum cockpit acceleration values.

The predominant response frequency is lower for heavier aircraft as shown by NASA data. This fact combined with increasing take-off speeds has increased the range of bump spacings (wave lengths) of importance. This relationship is illustrated in Fig. 2 where, for a given velocity, wave lengths of importance increase as the response frequency decreases and for a given frequency, wave lengths of importance increase with increasing velocity. Consideration of

wave length and speed on both sides of the ratio produce a frequency range will produce responses for a given wave length or speed only one combination will produce resonance. Predominant response frequencies vary from 2 cps to 3 cps for relatively light fighters to below 0.5 cps for the future generation of large jets.

At this point it is necessary to develop physical relationships between mass, speed, runway roughness based on the observed data of present aircraft and apply basic principles to predict the behavior of runway roughness on future aircraft and to predict the effect of future large moving loads on the runway, the latter consideration being of importance to pavement design.

APPLICATION OF SIMPLE HARMONIC MOTION

In the development of fundamental concepts applicable to all aircraft, it is important to understand the predominant response frequency-roughness relationship. An example follows:

A B-70-320 B is making a programmed takeoff. Its velocity is 120 knots and its assumed predominant response frequency is 0.5 cps.

$$V = 120 \text{ knots} = 136 \text{ mph} = 203 \text{ ft per sec}$$

Assume that at this point in the runway the unevenness pattern gives the airplane a vertical acceleration. The acceleration varies as indicated in Fig. 3.

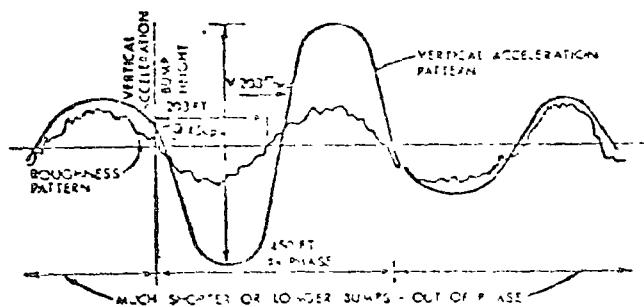


FIG. 3.—RELATIONSHIP OF VERTICAL ACCELERATION PATTERN TO ROUGHNESS PATTERN

Thus, in this assumed example, the airplane is in resonance with the runway roughness pattern for one cycle. That is, the unevenness pattern exactly coincides with the natural up and down motion of the aircraft. If the runway is perfectly flat surface if initially excited at a certain point, 1.22 sec. the aircraft will travel 450 ft on one full roughness cycle. This may be verified by referring to Fig. 2. At the end of the cycle, another cycle will occur if the airplane has a velocity which puts it in resonance with the roughness pattern. The cause of the basic shape of a roughness pattern will be discussed in another section. The vertical acceleration of the aircraft is 203 ft/sec². In this cycle, if the aircraft is in resonance with the roughness pattern, the

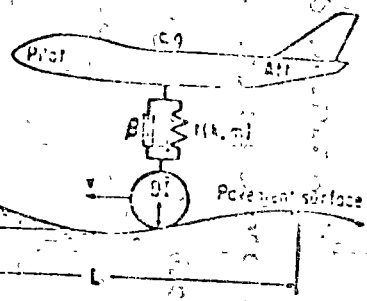
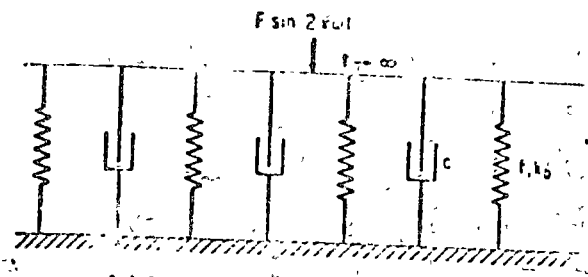
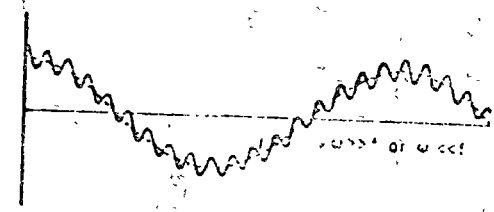


Fig. 9.1 Simplest model of aircraft vibration.

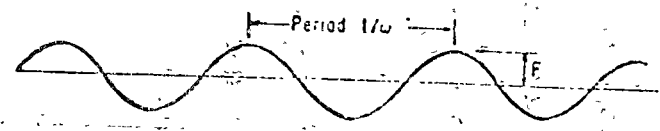


(a) Characteristics of vibration system

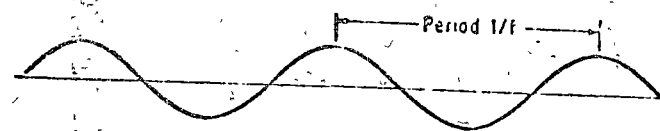


(b) Deflection of response system

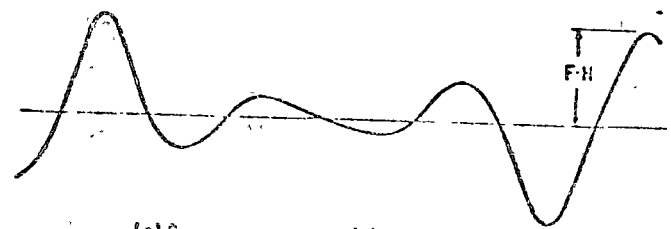
Fig. 9.3 Systems of steady state of vibration



(a) Characteristics of forcing functions



(b) Characteristics of response functions



(c) Dynamic response of forced vibration

Fig. 9.4 Steady state of forced vibration

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. Es por ello que en los aeropuertos en donde se pronostica un incremento importante en las operaciones aeronáuticas, los pavimentos quedan en primera etapa sobre-diseñados, e inclusive en muchas ocasiones, de concreto hidráulico, para estar en posibilidad de aceptar este incremento de demanda sin necesidad de efectuar trabajos posteriores y que afecten la regularidad de las operaciones o que se reduzcan los márgenes de seguridad.

MÉTODOS DE DISEÑO.

Al igual que en carreteras existen, disponibles para los ingenieros, numerosos métodos de diseño para los pavimentos. Vamos a describir en forma somera, los diferentes métodos más usados.

A.- Pavimentos Flexibles.

1.- Método del valor relativo soporte.- Este procedimiento es el más conocido en todo el mundo y a su vez, es el más utilizado de los empíricos y semiempíricos. El fundamento del procedimiento está apoyado en la prueba desarrollada por el Departamento de Carreteras del Estado de California, conocida como California Bearing Ratio ó simplemente -- CBR, y en español como Valor Relativo de Soporte ó simplemente VRS.- La prueba pretende medir las características resistentes de un suelo al esfuerzo cortante simple por penetración. Aunque el método fue desa-

rollado para carreteras, y en una oportunidad abandonado para el mismo, durante los principios de la segunda Guerra Mundial, el cuerpo de ingenieros del ejército de los EE.UU, lo actualizó para el peso de los aviones de aquella época y posteriormente, se ha estado perfeccionando incluyendo consideraciones sobre granulometría y pruebas de los límites de Atterberg. A la fecha se tienen graficas para aviones de pesos muy superiores a los originalmente considerados.

2.- Método de la Marina.- Este método, desarrollado por los ingenieros civiles de la Marina de los Estados Unidos, introduce un perfeccionamiento a las teorías de Boussineq, considerando que el suelo está formado por un sistema de capas estratificadas. El método se complementa con un análisis de deformaciones del suelo, tomando en cuenta la conversión, de una carga aplicada en una placa rígida a una llanta flexible.

3.- Método Canadiense.- Este método se apoya también en evaluaciones derivadas de pruebas de placa, concibiendo al conjunto pavimento como un sistema de capas múltiples y convirtiéndolo como equivalente a un sistema de dos capas. Utiliza como base importante, las deformaciones obtenidas de el rebote elástico de la viga Benkelman, considerando que esta deformación es una función de la capacidad resistente del sistema.

4.- Método de la FAA.- Desarrollado por la Administración Federal de Aviación de los Estados Unidos de América, se apoya básicamente en un análisis granulométrico de los materiales, con correlaciones de Atterberg y

considerando, con criterio, las condiciones de drenaje del cuerpo del pavimento y la eventualidad de que el mismo esté sujeto o no a fenómenos de congelamiento.

5.- Método del número de clasificación de cargas.- Desarrollado en Inglaterra, desde los inicios de la Segunda Guerra Mundial, se fundamenta en condiciones de deformación obtenidas a través de pruebas de placa, midiendo los efectos que las repeticiones de carga, con diferentes valores de la misma, pueden afectar al conjunto. Tiene la particularidad de que calculando los esfuerzos que provoca un tren de aterrizaje en particular, se puede determinar la posibilidad de que un avión opere en un cierto pavimento y la frecuencia estimada de repeticiones de carga, antes de que el pavimento empiece a incrementar sus costos de mantenimiento, o bien, se recorte su vida económica útil. Mediante el mismo procedimiento, es factible evaluar pavimentos ya construídos y determinar su futuro en función de las operaciones.

6.- Método del Instituto del Asfalto.- Recientemente se ha retitulado este procedimiento como un pavimento integral, denominándose en inglés -- "Full-Depth". Considera que en cualquier posición del pavimento se presentan dos deformaciones elásticas críticas, una de tensión en la parte inferior de la carpeta asfáltica y otra vertical de compresión en la parte superior de la subrasante. Además, el método está concebido para convertir las deformaciones provocadas por la mezcla de aviones en su equivalente provocados por un avión de referencia que es el DC8-63F a su --

no máximo estructural. Es decir, dependiendo de las deformaciones de cada avión, éstas se convierten a las que produciría el avión de comparación.

B.- Pavimentos Rígidos.

7.- Método de la Portland Cement Association.- Tanto este método como el del Cuerpo de Ingenieros, para pavimentos rígidos, consideran válidas las teorías del Dr. Westergaard para la distribución de una carga estática aplicada en una superficie circular sobre una losa elástica homogénea, e isotrópica, la cual se apoya sobre un material elástico. Se han analizado diferentes condiciones del material de apoyo de la losa y a la fecha se aceptan tres posibilidades: Que el material sea un líquido denso, que sea un sólido elástico semi-infinito o bien, que sea un sólido elástico de espesor finito. Las ecuaciones teóricas para el diseño con estas posibilidades, implican una severa complicación matemática para su uso rutinario, por lo que se hacen simplificaciones auxiliadas, en la actualidad, con programa de computadora que permiten desarrollos más precisos sobre la optimización de los análisis para el diseño.

8.- Método del Cuerpo de Ingenieros para pavimentos rígidos.- Como se mencionó, este procedimiento al igual que el de la PCA está apoyado en las consideraciones teóricas del Dr. Westergaard, modificándolos en función de pruebas reales de tránsito acelerado de cargas y considerando diferentes factores de seguridad que los usados por la PCA.

En términos generales, los métodos anteriores son los más conocidos en -

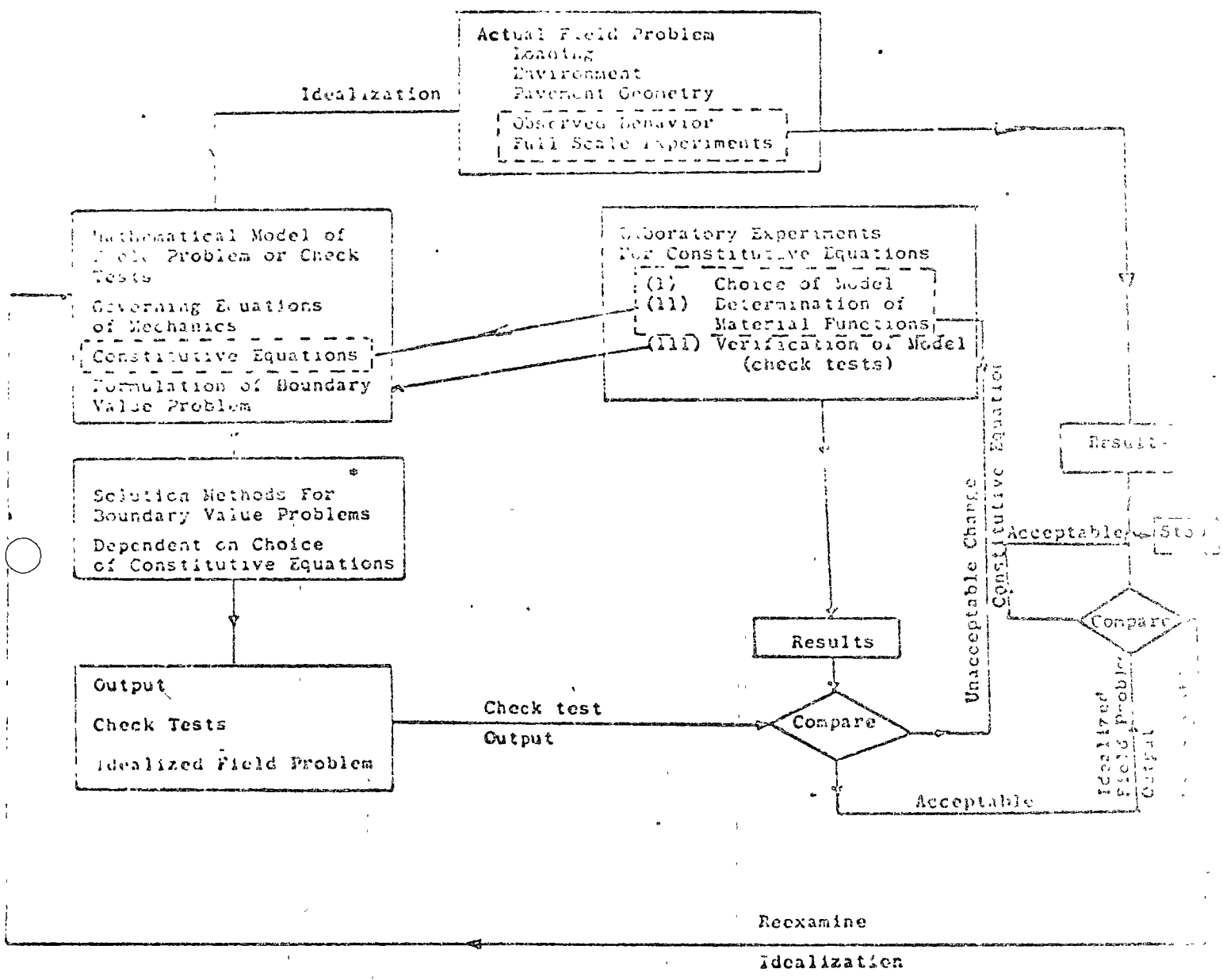
nuestro medio, pudiendo mencionarse que se utilizan básicamente los siguientes: Para pavimentos flexibles.- El método del Cuerpo de Ingenieros y el LCN. Para pavimentos rígidos.- El del Cuerpo de Ingenieros, el LCN y el de la PCA. Cabe hacer la aclaración que el método del LCN se usa primordialmente para evaluación de pavimentos ya construídos.

Vamos a describir un poco más en detalle alguno de estos métodos.

Considerando que los métodos tradicionales son bastante conocidos en el medio, vamos a explicar los conceptos y teorías que recientemente se han desarrollado, aunque no necesariamente impliquen un método en particular.

En la actualidad se acepta que un pavimento es una estructura compleja que está sujeta a muy diversas combinaciones de carga y que debe trabajar bajo una gran variedad de condiciones. Así las características de los materiales plantean una interrogación altamente complicada con el comportamiento del pavimento en conjunto, por lo que la solución debe analizarse dentro de un marco coordinado. Algunos autores consideran que la aplicación de los conceptos básicos de la Ingeniería de Sistemas, puede ser una herramienta útil para comprender el mecanismo de un pavimento.

Lo anterior es válido si aceptamos que un sistema es algo del cual se obtiene un producto a través de un proceso de operación; así es común aceptar que se tiene una alimentación, de la cual se deriva un producto y a su conjunto se le llama el Sistema. Ahora bien, el término de Ingeniería de Sistemas se usa para describir la aproximación integrada a una síntesis del



• The Solution Methods involve Iterative Techniques for Nonlinear Constitutive Equations

FIGURE 2 DEVELOPMENT OF A MODEL FOR DETERMINING PRIMARY RESPONSE

sistema en conjunto, el cual está diseñado para desarrollar diversas tareas de la manera más eficiente posible.

Tomando en cuenta estas consideraciones, aplicandolo a pavimentos, la alimentación de un sistema incluye ciertas variables como la variación de las cargas, condiciones ambientales, problemas de construcción, mantenimiento durante la operación, etc. Además se tendrán restricciones por características físicas, tales como la geometría del pavimento. La respuesta del sistema, involucra el comportamiento físico del conjunto cuando está sometido a las variables de alimentación; así se tendrán deformaciones, esfuerzos, posibilidades de recuperación, etc., además de efectos posteriores como distorciones, ruptura o desintegración. La eficiencia del producto se podrá medir en función del nivel de respuesta que se tenga a la acción de la alimentación y la posibilidad de que el sistema continúe o no aceptando nuevas solicitudes, y naturalmente comparándolo contra el costo de construcción y el de mantenimiento.

Como cualquier sistema, es necesario prefijar de antemano las características de las variables de alimentación, así como las eventuales restricciones, para el diseño del sistema y para la producción. Es necesario incluir factores complementarios como costo final, posibilidades de construcción por etapas en función de la demanda, características de la superficie de rodamiento, permanencia, etc. Asimismo, como en cualquier sistema, el proceso de retroalimentación es básico, ya que si en la actualidad se tienen pavimentos muy eficientes se debe precisamente a la retroalimentación; y como -

consecuencia, a un conocimiento más claro de la interacción, dentro del sistema de la producción y la alimentación.

Se presentan, sin embargo problemas que restringen severamente el conocimiento de la interacción mencionada anteriormente, ya que no se ha podido identificar claramente lo que se puede interpretar como la falla de un pavimento a partir del pronóstico de su nivel de servicios. Es decir, sin necesidad de llegar a una destrucción total, se requiere conocer cuando el nivel de servicio es inadecuado, bien por deformaciones o por fatiga, y el pavimento ya no satisface los requerimientos de las solicitudes a las que se ve planteado. Es posible desarrollar ecuaciones que, en función del tiempo, involucren factores como los de seguridad, costos, condiciones de textura, fallas aisladas, etc.; sin embargo subsiste el problema de apreciar en forma razonablemente precisa, cuando el pavimento se considera fallado.

Lo anterior ha planteado problemas severos en la aplicación de los diferentes métodos de diseño, ya que tendremos la duda sobre el número de cargas que nuestro pavimento podrá aceptar en un período de tiempo determinado, -tomando en cuenta naturalmente el costo, ya que, podremos diseñar un pavimento muy bueno que soporte muchas cargas pero con un costo tal que resulta antieconómico; o bien, un pavimento muy modesto, muy barato que se destruya en un plazo muy corto y que haya necesidad de reconstruir, planteamiento que también es antieconómico.

Vamos a presentar con cierto detalle, tres métodos que son los más conocidos en nuestro medio y comparándolos con algunos de los métodos más re-

entes y que aún no están suficientemente experimentados.

i.- Método del Cuerpo de Ingenieros del Ejército para pavimentos flexibles.-

Como se mencionó anteriormente, este método está apoyado en la prueba de valor relativo de soporte. Como se sabe esta prueba fue desarrollada para carreteras y utilizando originalmente cargas de 9000 libras. Posteriormente se consideró que por efectos de canalización la carga de carreteras podría ser equivalente a 12000 libras para un avión. En su oportunidad, y efectuando relaciones y correlaciones entre los esfuerzos que se producen a diferentes profundidades y con diferentes cargas, se pudo extrapolar los valores relativos de soporte mínimos antes del esfuerzo de falla total. Finalmente se construyeron las gráficas que actualmente se conocen, en donde para diferentes cargas y con los valores relativos de soporte de cada material se puede calcular el espesor necesario arriba del material en cuestión, para que no se presente un esfuerzo de falla por la acción de la carga.

Haciendo una similitud burda, el procedimiento descrito anteriormente se asemeja a una cimentación común y corriente de superficie, es decir presuponiendo una distribución de esfuerzos uniforme entre las capas, se debe proporcionar un espesor tal que el esfuerzo resistente en cualquier nivel sea superior al esfuerzo producido.

Los principales defectos de este método son obvios, ya que si bien nos estamos apoyando en una prueba mecánica, ésta no es muy representativa de el sistema de trabajo del conjunto, además se presupone una característica uniforme de los materiales en cada capa, es decir, que la sub-base, la

much more characterized, it was reasoned that the 9,000-lb truck wheel load was equivalent to a 12,000 lb aircraft wheel load. Thus, Curve A (Fig. 12-3) was assumed to represent a 12,000 lb aircraft wheel load.

At the time the CBR procedure was first adopted by the Corps of Engineers, aircraft tire pressures were on the order of 60 lb per sq in.

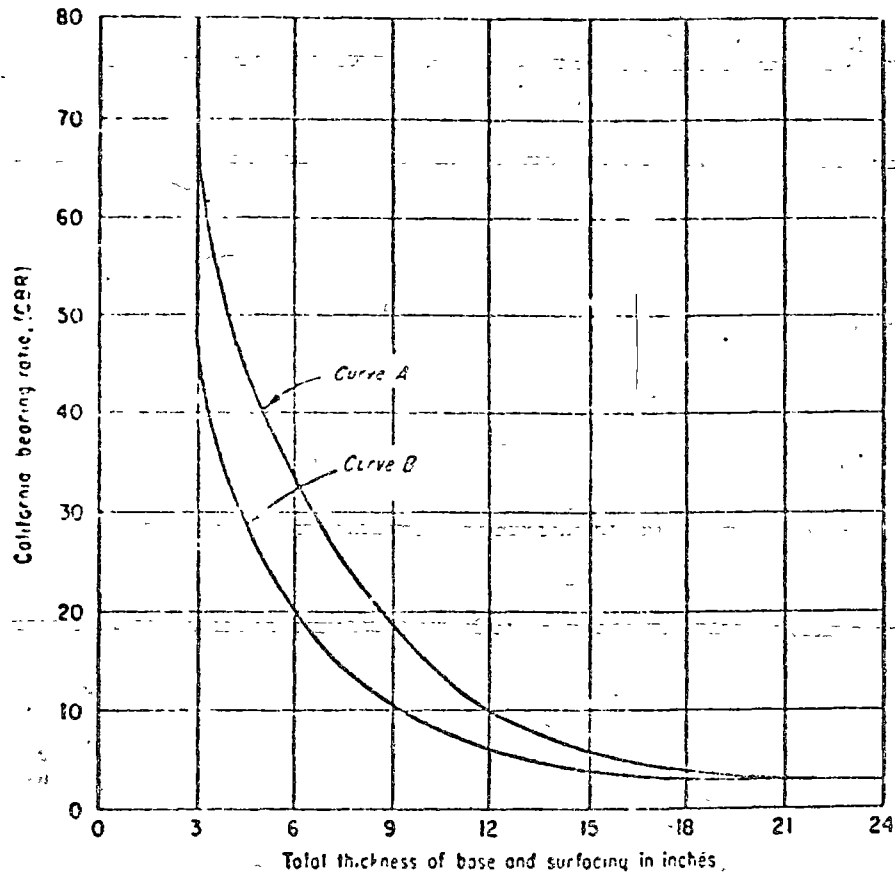


FIG. 12-3. Total Thickness of Base and Surfacing in Relation to CBR Values (COURTESY: CORPS OF ENGINEERS)

and single wheel loads ranged from 25,000 to 70,000 lb. Because of the war emergency program, an attempt was made to utilize soil mechanics theory to extrapolate from the 12,000 lb wheel load to the larger loads. The following procedure was used:

With a contact pressure of 60 psi, contact areas were computed for 12,000-, 25,000-, 40,000-, and 70,000-lb wheel loads. It was assumed that the soil was homogeneous. Shear stresses were then computed

as shown in Fig. 12-4. The thickness of the pavement structure corresponding to CBRs of 3, 5, 7, and 10 on Curve A (Fig. 12-3) were spotted on the shear stress curve for the 12,000-lb wheel load, and the corresponding stresses were noted (e.g., 5 psi for a CBR of 3). These stress values were located on the curves for the 25,000-, 40,000-, and 70,000-lb wheel loads, and the corresponding depths noted. The depths, which represent thicknesses, were then plotted on a graph of thickness versus CBR, and a chart similar to the one shown in Fig. 12-5 was developed.

From a strictly theoretical point of view, the conditions assumed in the calculations have several limitations: One such limitation is the

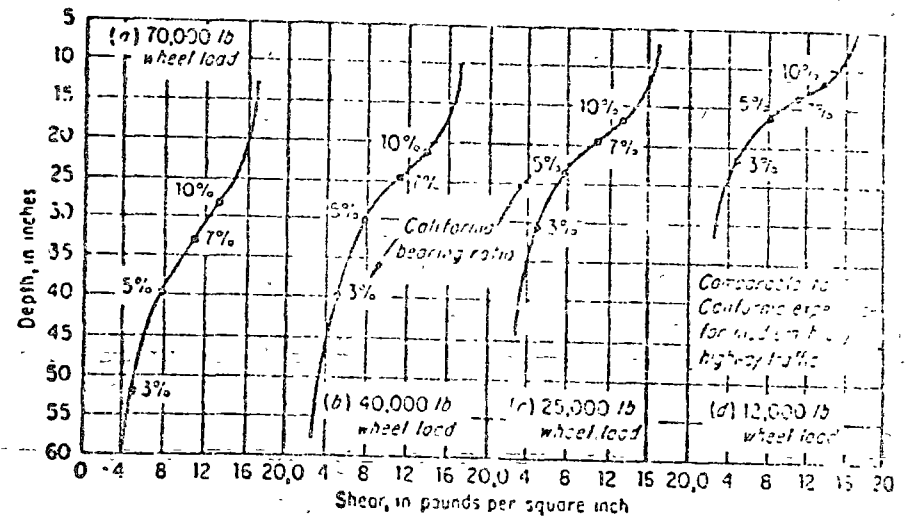


FIG. 12-4. Extrapolation of Highway Pavement Thickness by the Elastic Theory (COURTESY: CORPS OF ENGINEERS.)

assumption of a homogeneous mass for the pavement structure. Nevertheless the analysis was a good beginning and proved to be in substantial agreement with the thicknesses developed later from full-scale test tracks.

Concurrent with the theoretical approach, a comprehensive investigational program involving the construction of a number of full-scale test tracks was initiated. The results of these investigations indicated that the curves established from theoretical considerations appeared to be conservative for the higher CBR values, and for the heavier wheel loads they were not sufficient for the lower CBR values. Accordingly, the basic curves shown in Fig. 12-5 were adjusted to reflect the results of the investigational program.

Thus far the discussion has been confined to single wheel loads. During the greater part of World War II, heavy loads were used for



were supported by two main landing gear, each gear consisting of a single wheel. Toward the end of the war, the B-29 entered into service. Its landing gear consisted of dual wheels spaced 37.5 in. center to center. The introduction of the B-29 required an analysis of the effect of dual wheels on pavement thickness and the development of appropriate thickness charts to reflect the new type of landing gear.

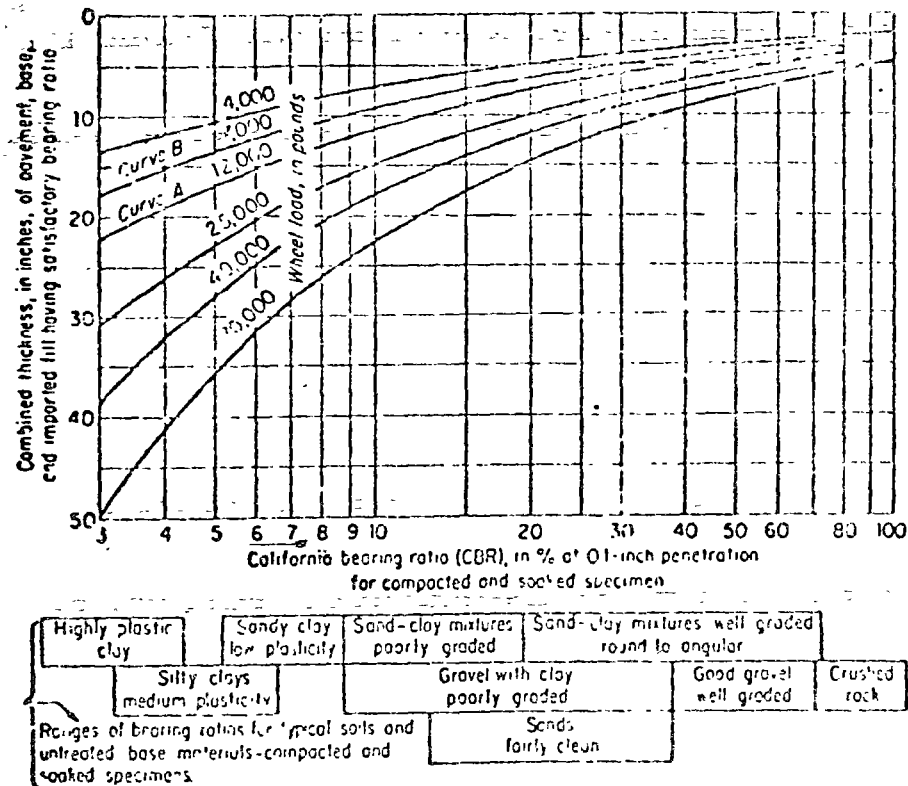


FIG. 12-5. Tentative Design of Foundations for Flexible Pavements (courtesy Corps of Engineers.)

The multiple-wheel landing gear charts were developed as follows: Fig. 12-6 is a schematic diagram of vertical stress transmitted by a B-29 landing gear on a thin and thick flexible pavement. The total load on the dual-wheel assembly is 60,000 or 30,000 lb on each tire. When the pavement is thin, the two wheels of the assembly will stress the subgrade as independent 30,000 lb units, with little or no overlapping of stresses. In a very thick pavement, the stresses from each tire overlap considerably and for all practical purposes would be the same as those induced by a single 60,000-lb wheel load. For intermediate thicknesses, the

base y la carpeta, tengan un módulo de elasticidad igual en todo su espesor.

El método es aún más conflictivo, cuando en lugar de cargas aisladas tenemos trenes de aterrizaje múltiples cuya separación entre llantas es lo suficientemente cercana para que se presenten traslapes en los esfuerzos producidos. La solución para este problema se resolvió inventando lo que se llama la rueda simple equivalente, es decir una rueda ideal que actuando con la misma presión de inflado que las llantas reales produce las mismas deformaciones que el tren en conjunto. De mediciones experimentales se encontró que a una profundidad igual a la mitad de la distancia que existe entre las huellas de las llantas, no se presentaban efectos combinados de las llantas, es decir, la rueda equivalente era igual al peso de cada una de las ruedas reales; a una profundidad del doble de la distancia transversal entre los ejes de las ruedas, para trenes dobles y el doble de la distancia diagonal en un tren Doble-Tandem, la rueda equivalente era igual a la suma de las cargas del tren real. Entre estas dos fronteras se encontró que el logaritmo de la rueda equivalente es función directa del logaritmo de la profundidad.

Con las investigaciones anteriores fue posible desarrollar gráficas para cualquier tipo de tren de aterrizaje, aceptando como válido las teorías de este método.

Aún cuando se mencionó anteriormente que este método tiene varios defectos, tenemos que reconocer que es el más usado, con diversas modificaciones, en

applied to such an arrangement of wheels by making the distance S the diagonal distance between the center of the two tires, as shown in Fig. 12-9.

In order to obtain the pavement thickness for a dual in tandem assembly, plot two points on the single-wheel curve and connect them with a straight line as before. The coordinates of the two points are $(d/2, P)$ and $(2S, 4P)$.

The procedure for determining thickness of pavement structure for multiple-wheel assemblies was reanalyzed by the Corps of Engineers in 1954. The results of the reanalysis indicated that the first procedure yielded thicknesses that were slightly on the unconservative side. Since the thicknesses derived from the application of the two procedures were

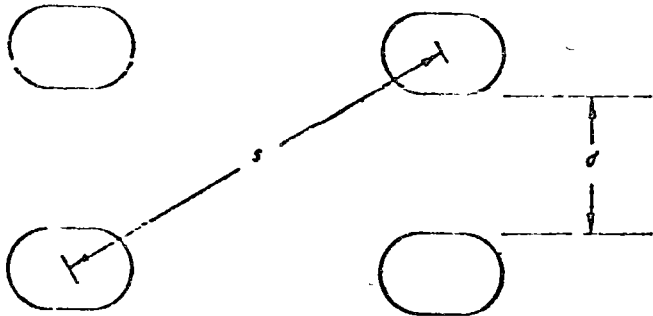


FIG. 12-9. Dual-in-tandem Landing Gear Assembly

nearly the same, the earlier method was considered reliable. The later method is briefly described in the text which follows.

A key element in the original development was the assumption that the relationship between thickness and deflection could be represented by a straight line on a log-log plot. Later test data and theoretical considerations indicated that this assumption was not entirely valid and that better limiting assumptions could be made. One of the principal causes of failure in a pavement is an undesirable amount of movement of material. This movement is manifested as strain or deflection. It was therefore reasoned that an acceptable criterion of failure would be strain or deflection. Since few or no data on strain were available, the slope or rate of change of deflection versus offset curve (Fig. 12-10) was considered as a reasonable index of critical strain.

Deflection versus offset curves were computed for single and dual wheels by use of Boussinesq's theory. Some test data on deflection profiles were also available. The test data confirmed the validity of the theory that compares P/d versus d from both the theoretical and experimental data and the test data that while at any point the slope of the deflection

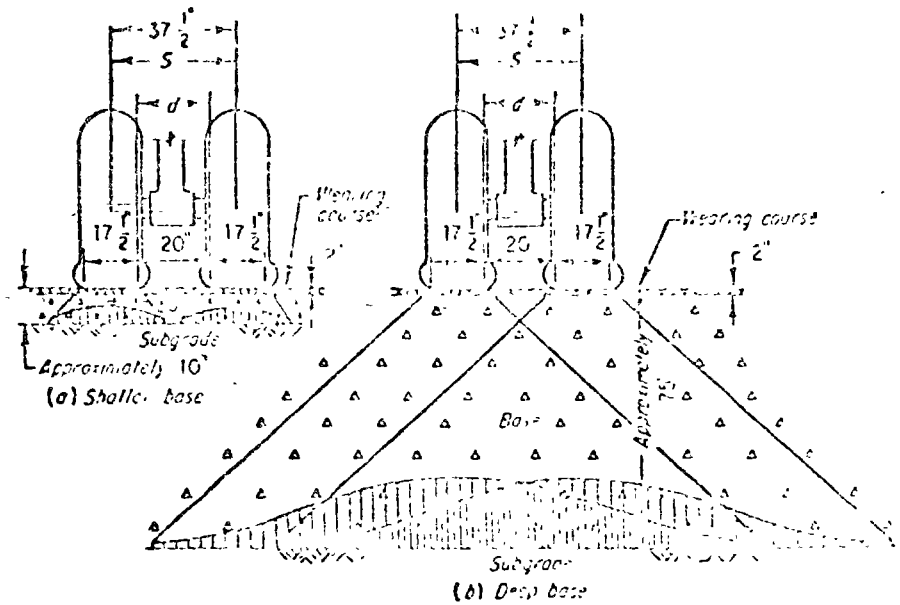


FIG. 12-6. Schematic Diagram of B-29 Dual Wheel Assembly (courtesy Corps of Engineers.)

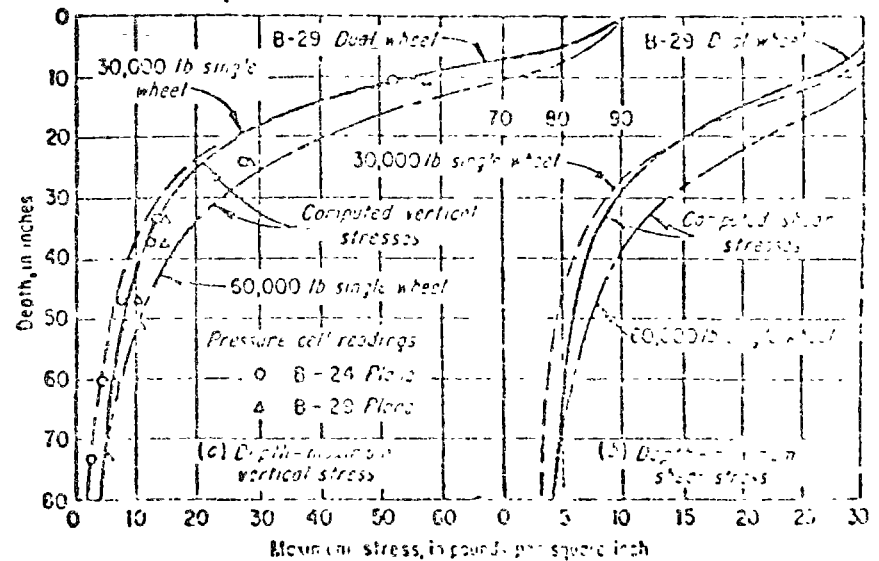
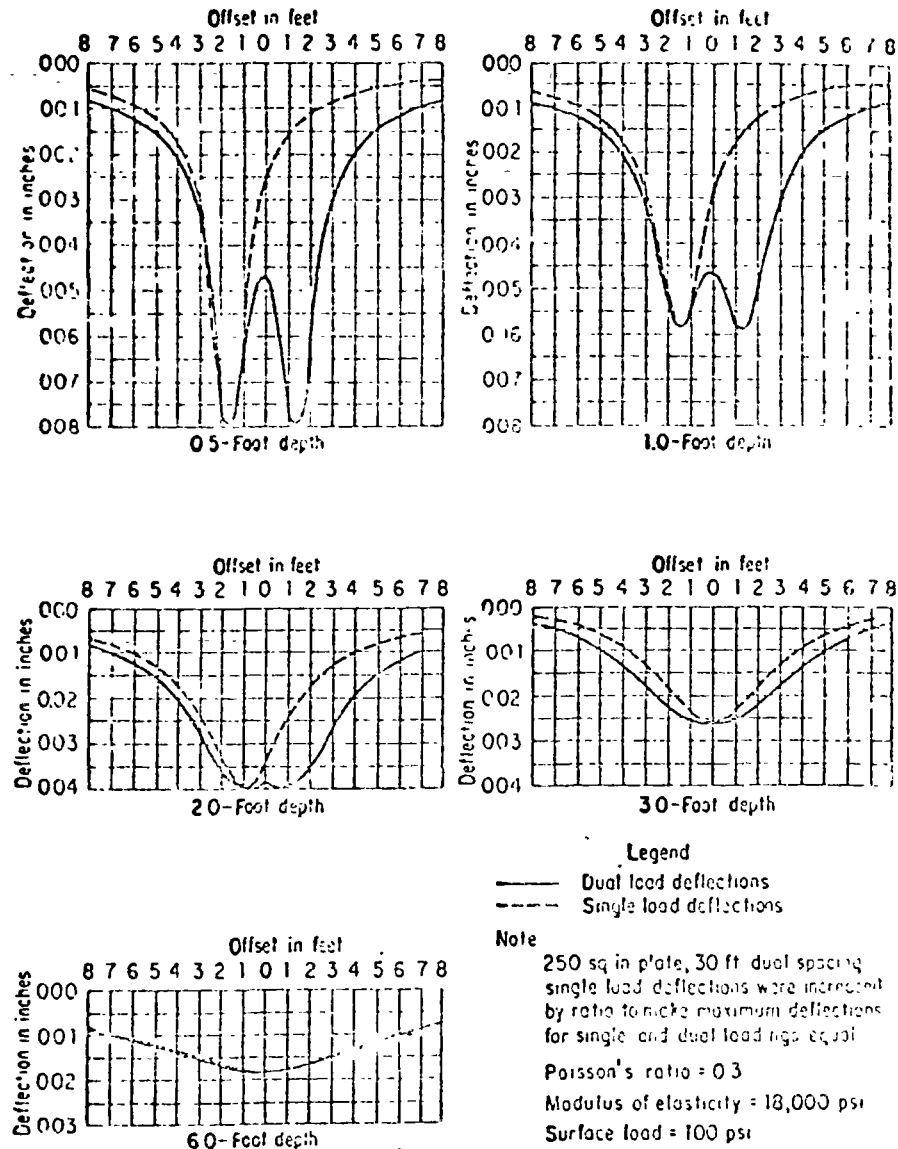


FIG. 12-7. Vertical Stresses and Shear Stresses (courtesy Corps of Engineers.)

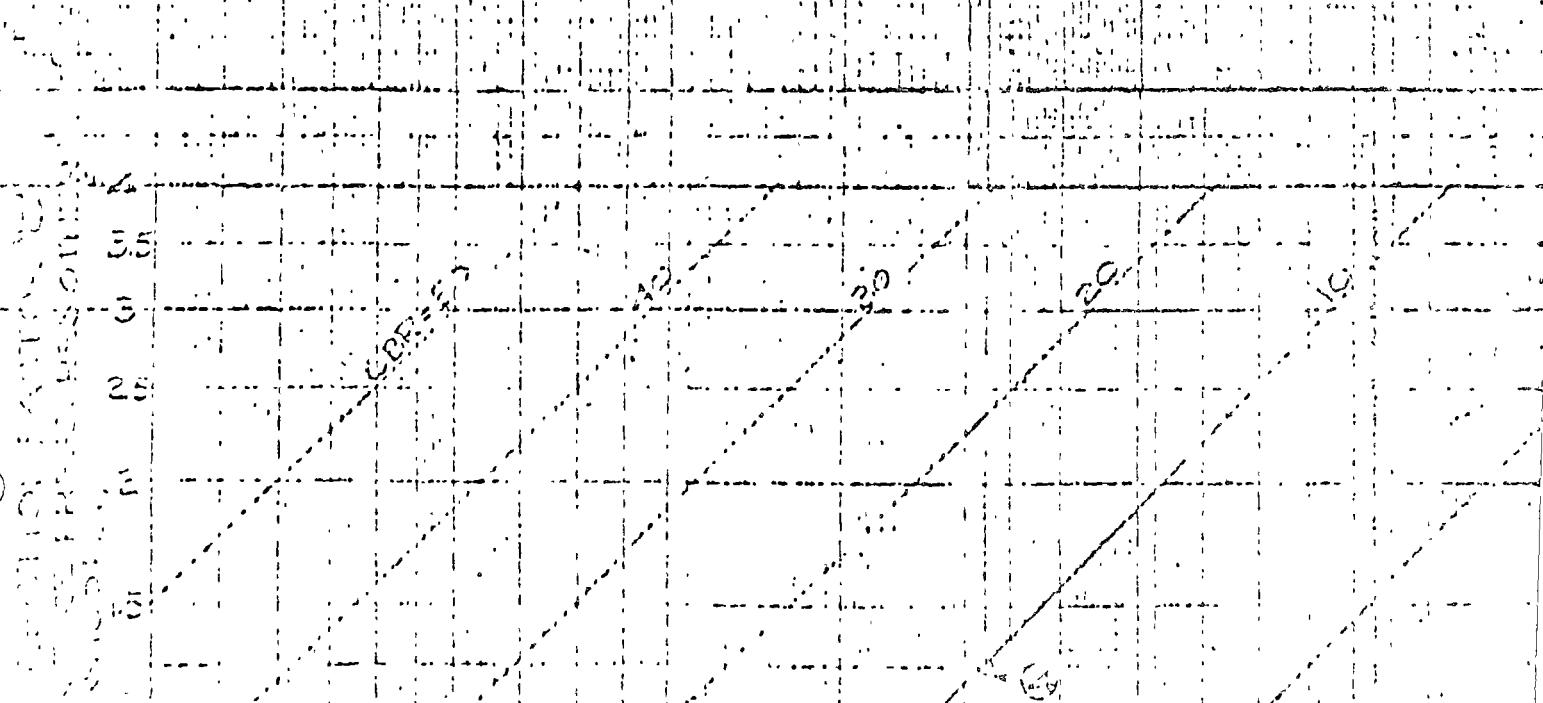
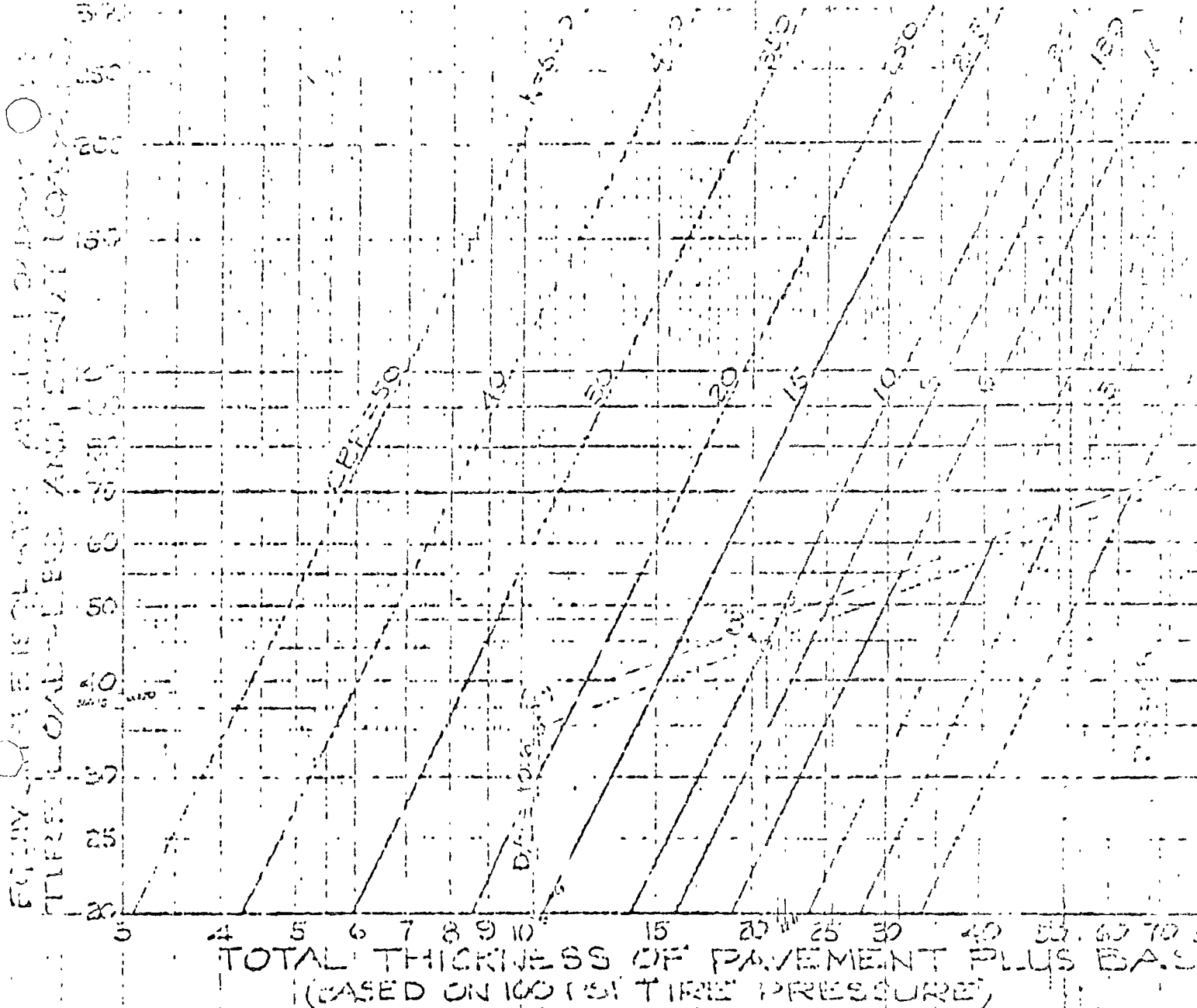
versus offset curves for the single load were equal to or steeper than those for dual wheels at equal depths, as shown in Fig. 12-10. From such an analysis it was demonstrated that a single wheel load, which yields the same maximum deflection as a multiple-wheel load, would produce equal or more severe strain in the foundation in comparison with the



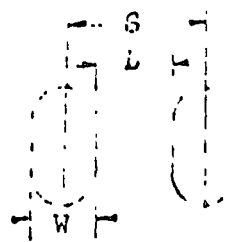
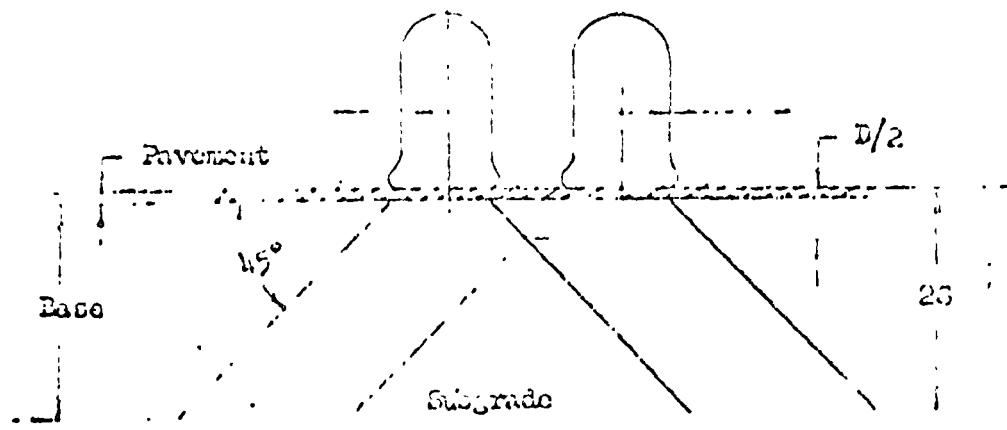
Legend
 — Dual load deflections
 - - Single load deflections

Note
 250 sq in plate, 30 ft dual spacing
 single load deflections were increased by ratio to make maximum deflections for single and dual loadings equal
 Poisson's ratio = 0.3
 Modulus of elasticity = 18,000 psi
 Surface load = 100 psi

Fig. 12-10. Comparison of Single and Dual Deflection Profiles—Theory (courtesy Waterways Experiment Station, Corps of Engineers)



DESIGN CHART - FLEXIBLE PAVEMENT - 727A



S = ϕ to ϕ distance between the wheels of one strut = 34 in.

D = Clear distance between the wheels of one strut

Tire Footprint For One Strut

Example: G.W = 143,000 lbs.
 Strut Load = 60,927 lbs. (Pg. 17)
 Tire Load = 34,974 lbs. = Strut Load/2
 Tire Pressure = 146 psi (Pg. 40)
 CBR of Soil = 10

Procedure: Tire Contact Areas = $\frac{\text{Tire Load}}{\text{Tire Press.}} = \frac{34,974}{146} = 239 \text{ in.}^2$

$$W = .6 \sqrt{\frac{\text{Contact Area}}{.5227}} = .6 \sqrt{\frac{239}{.5227}} = 12.82$$

$$D/2 = \frac{S-W}{2} = \frac{34 - 12.82}{2} = 10.59$$

$$2S = 2 \times 34 = 68$$

1. Locate Point 1 at tire load and D/2
2. Locate Point 2 at strut load and 2S
3. Connect points 1 & 2 to locate Point 3 at CBR = 10 & load LIMIT = 44,500 and total pavement thickness = 21.0 in.
4. Locate Point 4 & read C = 1.30
5. Thickness Correction = $\frac{\text{Tire Press.} - 100 \times C}{100} = \frac{146 - 100 \times 1.30}{100} = .50$
6. Corrected thickness of pavement corrected for tire pressure = 21.0 + .50 = 21.50 in.
NOTE: A 1% reduction in thickness permitted on central portions of runways.
7. $k \times 10 = \frac{\text{Gross Wt.}}{\text{E.T.M.}} = \frac{143,000}{44,500} = 3.21$

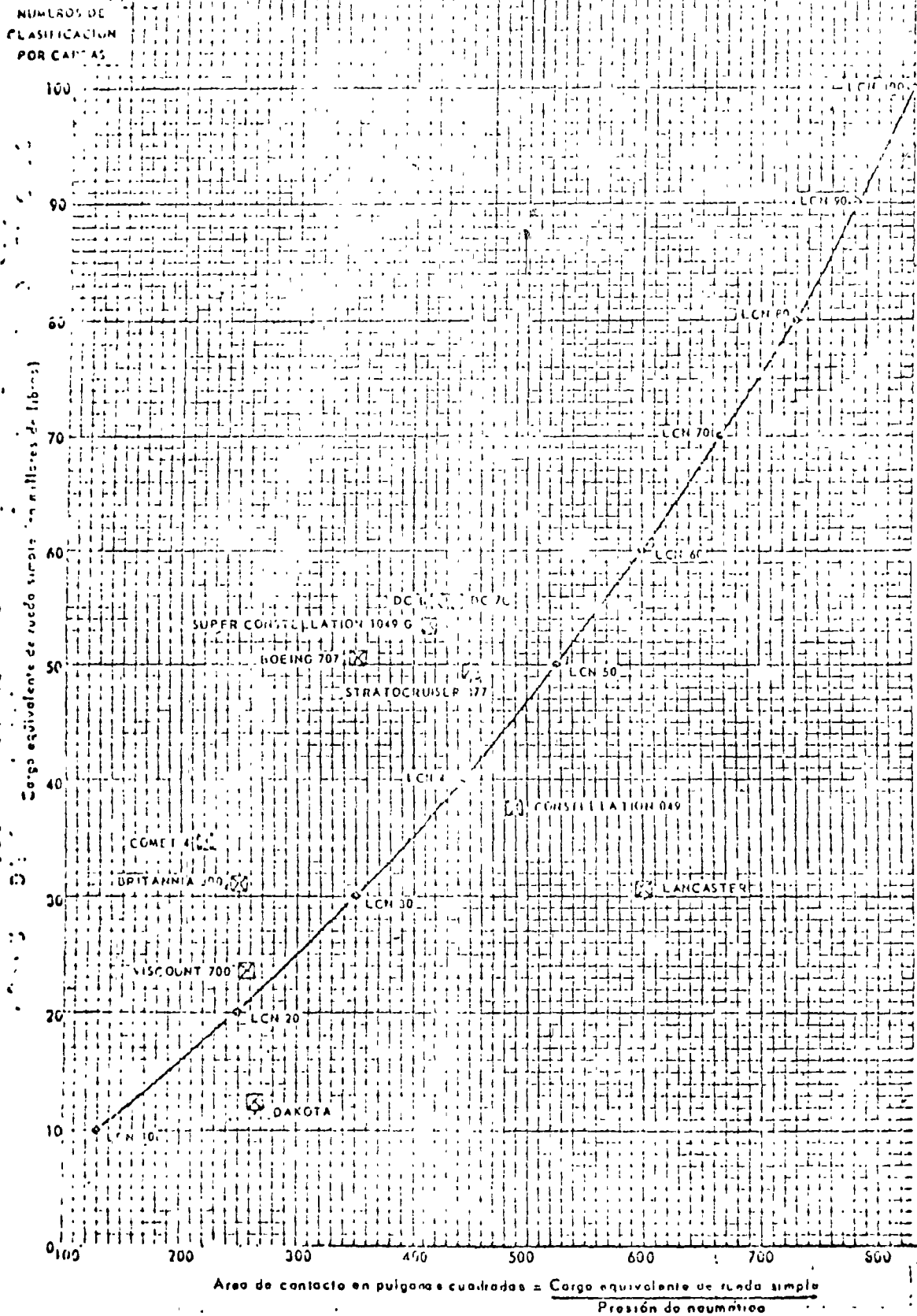
200 250

todo el mundo y gracias a los procesos de retroalimentación y la gran experiencia que se tiene en el mismo, es el apoyo principal de que se dispone actualmente para el diseño de pavimento de aeropuertos.

2.- Método del Número de Clasificación de Cargas para Pavimentos Flexibles.- Este método considera la capacidad resistente de los pavimentos a través de un número que clasifica al pavimento. Este número conocido en inglés con las siglas LCN se obtiene a partir de pruebas de placa sobre un pavimento, aceptando como válido el concepto de la rueda equivalente así como los factores de la prueba relativa de soporte.

Considerando que los criterios básicos del método son similares a los del Cuerpo de Ingenieros, en México no hemos utilizado este método para diseño, sino para evaluación de pavimentos existentes, ya que el número de clasificación de cargas resistentes, es posible compararlo con el número de clasificación de cargas actuante del avión crítico de diseño y determinar la posibilidad de frecuencias que las cargas críticas pueden operar en el pavimento. Es decir, es un método que nos permite evaluar el pavimento, a través de una prueba de resistencia de todo el conjunto y que involucra el concepto de frecuencias, de las cargas, para determinar hasta donde y con que repeticiones podemos aceptar un avión o no.

Vamos a considerar únicamente, la discusión del procedimiento de evaluación, el cual consiste en determinar, a partir de una deformación inicial, la primera carga, la cual se repite varias veces, registrando la recuperación al descargar y la nueva deformación al repetirla. A partir de un cierto número de



B - UNIDADES INGLESAS

FIGURA 4-5 CURVA TIPICA DE CLASIFICACION POR CARGAS

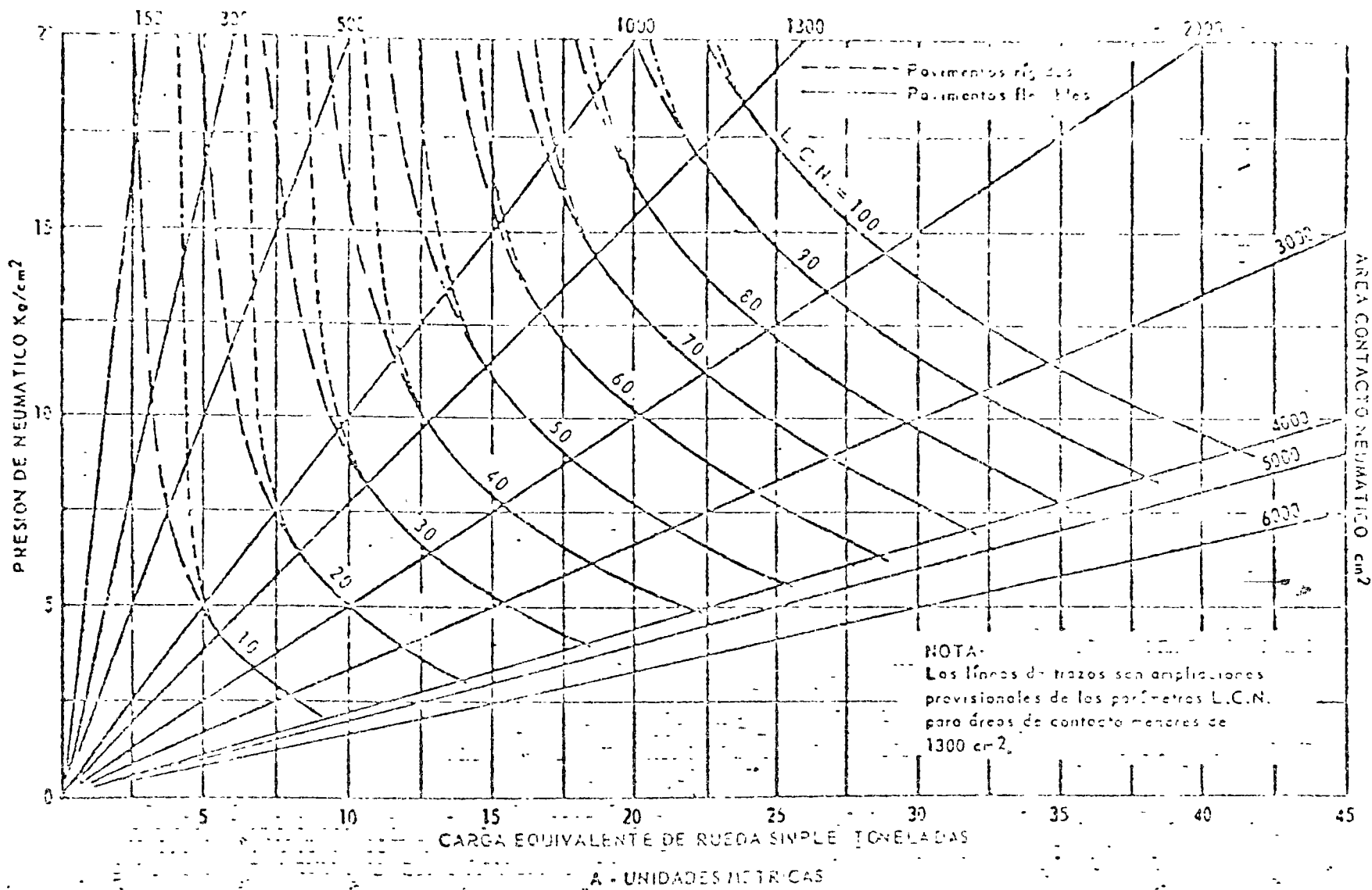
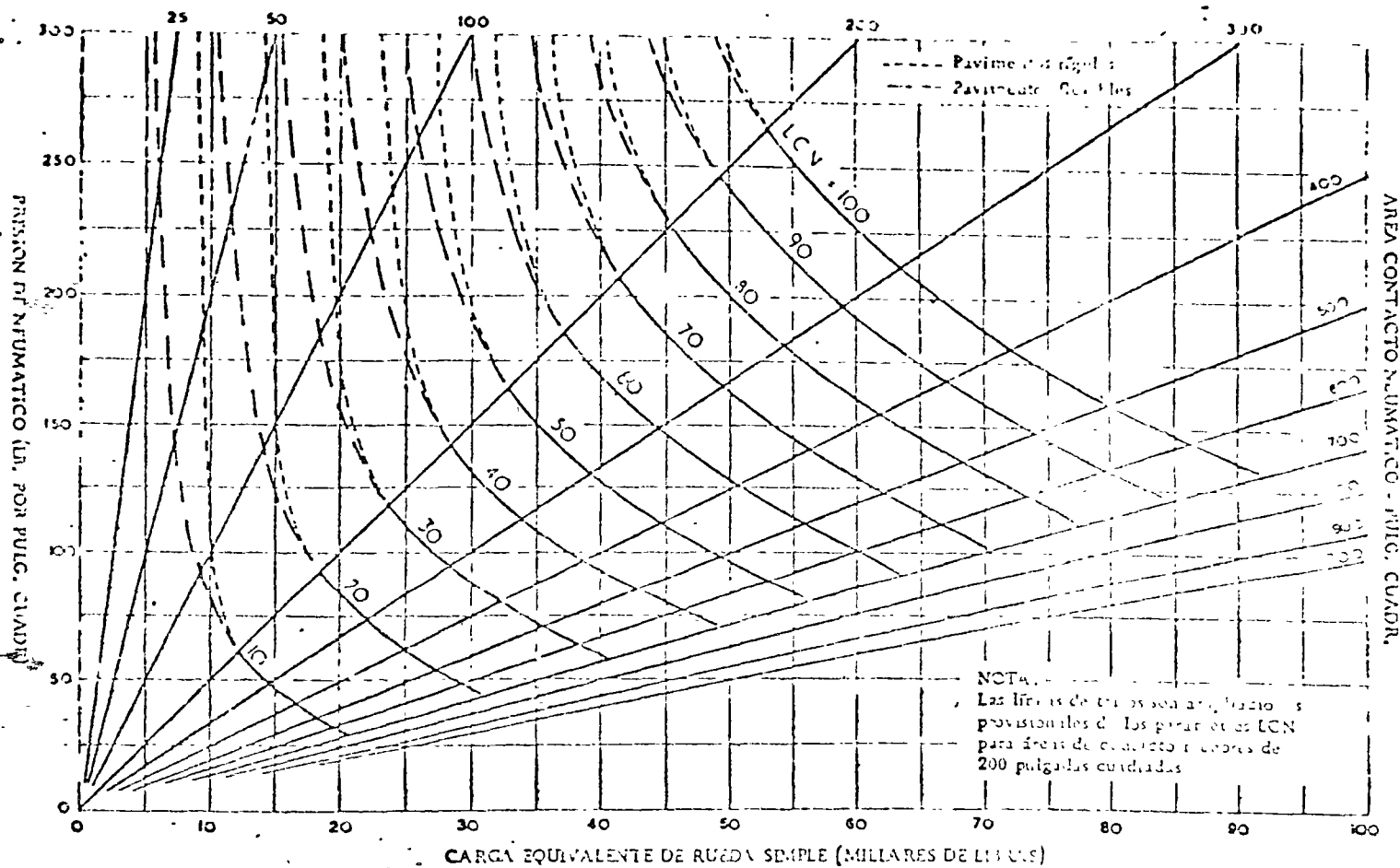


FIGURA 4-6

NUMEROS DE CLASIFICACION POR CARGAS EN FUNCION DE LA CARGA
 LA PRESION DE NEUMATICO Y EL AREA DE CONTACTO,
 PARA PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES



B - UNIDADES INGLESAS

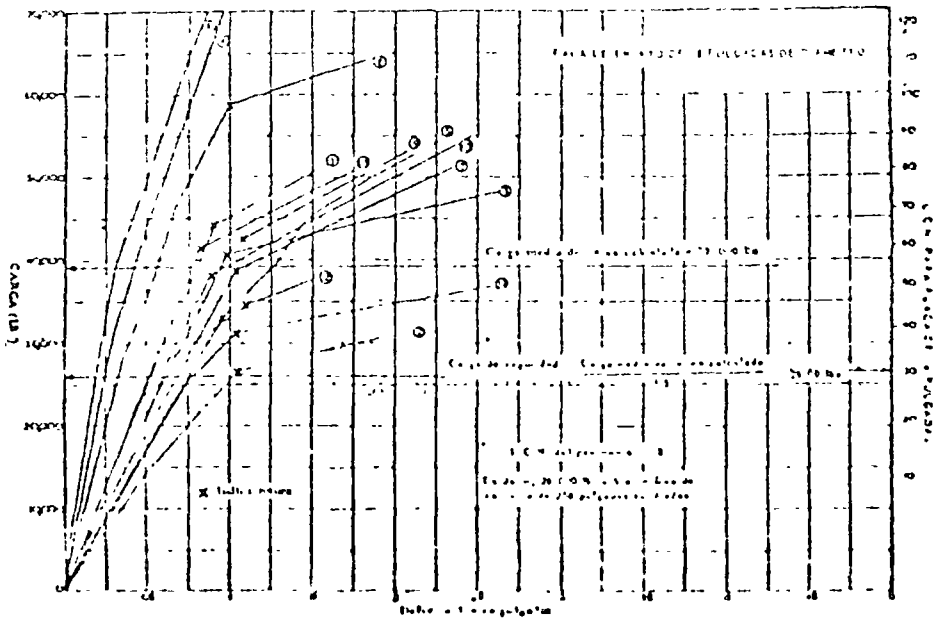
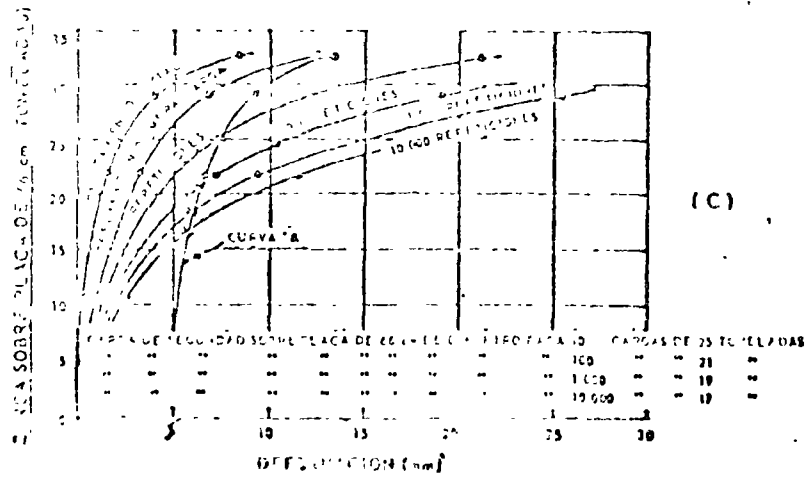
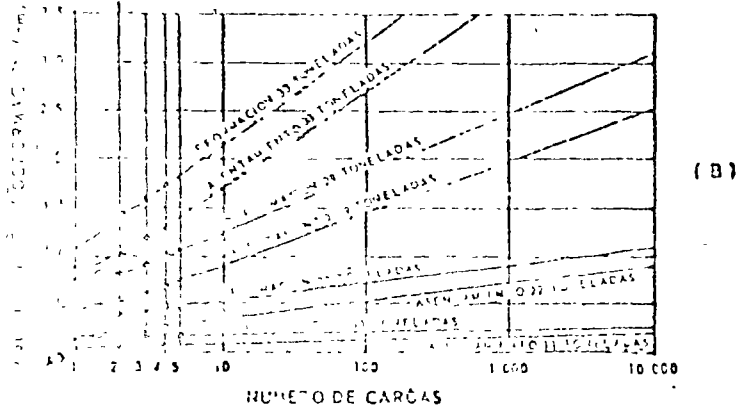
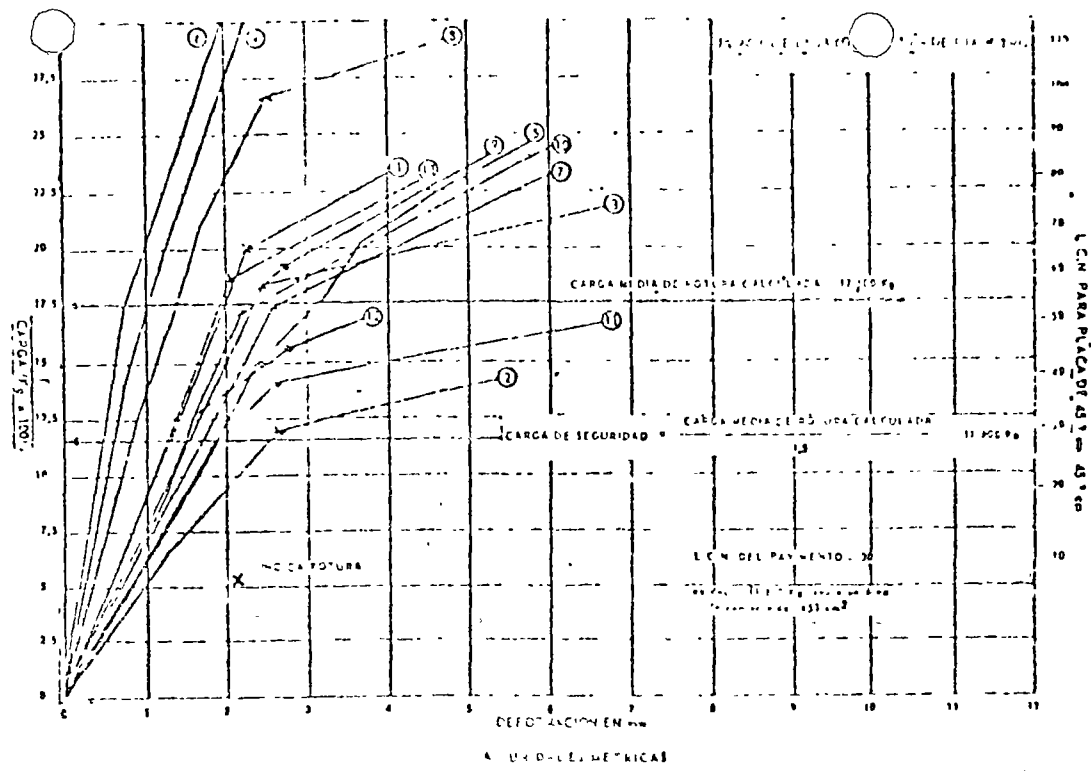
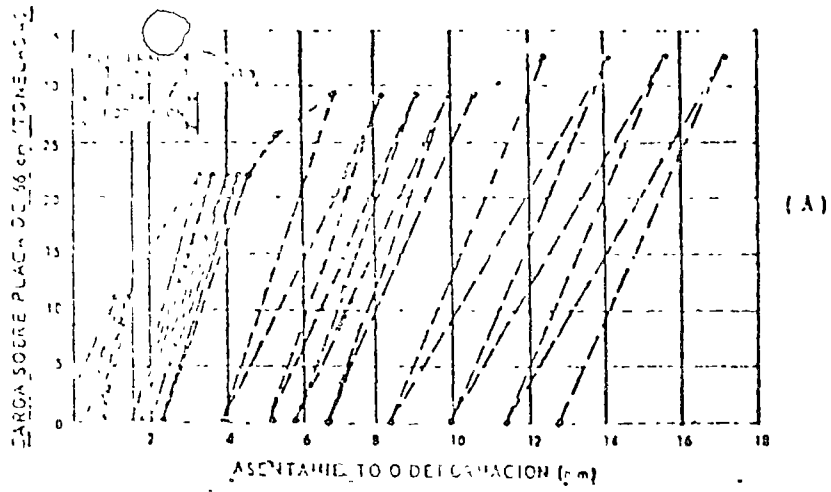
NUMEROS DE CLASIFICACION POR CARGAS EN FUNCION DE LA CARGA,
 LA PRESION DE NEUMATICO Y EL AREA DE CONTACTO,
 PARA PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES

FIGURA 4-6

repeticiones de la misma carga, ésta se incrementa hasta obtener un nuevo incremento prefijado de deformación. Esta carga se repite nuevamente en un proceso de carga y descarga y así sucesivamente hasta llegar a una deformación final en donde se considera que el pavimento está fallado, ó bien cuando a incrementos nulos de la carga la deformación se incrementa.

Convirtiendo estos valores, es posible determinar las deformaciones que se presentan para una cierta carga y para un cierto número de repeticiones de la misma, de lo cual se puede deducir, extrapoliando, repeticiones muy grandes de 1000, 3000, 5000 y hasta 10,000 repeticiones. De esta manera siguiendo el mismo análisis, se puede ahora graficar la capacidad resistente, por deformación, para cada carga y para cada frecuencia; y aplicando un coeficiente de seguridad determinar la carga equivalente final resistente del sistema. A continuación y aprovechando las pruebas ya realizadas en donde se correlaciona la carga equivalente, el área de contacto y la presión de inflado, es posible determinar el LCN del pavimento, el cual se compara con el LCN del avión.

Posteriormente el procedimiento del LCN es simplificado de manera de clasificar las capacidades resistentes del pavimento por grupos, y así ahora, se tiene lo que se llama los grupos de clasificación de cargas, identificados en inglés LCG. La simplificación se deriva de un proceso de retroalimentación de los pavimentos ingleses así como una aceptación de valores fijos para las variables estáticas. En términos generales, aunque es un procedimiento más experimentado, sus criterios originales subsisten.



UNIDADES METRICAS

UNIDADES METRICAS

UNIDADES METRICAS

Hasta aquí los métodos que como hemos mencionado, son los más utilizados en la actualidad; sin embargo, en fecha reciente el Instituto del Asfalto de los Estados Unidos de América, propuso una nueva aproximación para el cálculo de pavimentos flexibles, el cual como se mencionó ya anteriormente, Pavimento Integral o en inglés Full Depth, vamos a explicar un poco más este método.

Como se anotó, el apoyo primordial del método consiste principalmente en aceptar que se presenten dos tipos de deformación básicos, uno de tensión en la parte inferior de la capa asfáltica y otro de compresión en la parte superior de la subrasante, asimismo, el módulo de elasticidad de la capa asfáltica es dependiente de la temperatura y así la deformación vertical de compresión de la subrasante es mayor cuando el módulo del concreto asfáltico es menor (la temperatura es alta). En contra la deformación de tensión horizontal es mayor cuando se tienen valores altos del módulo de elasticidad (temperaturas bajas) y en consecuencia se pueden presentar agrietamientos en condiciones de repetición de cargas.

Por otro lado, se acepta que se puede presentar una interrelación de esfuerzos y deformaciones en una multitud de capas, lo cual obliga a diseños de análisis altamente complicados, y que se requieren un gran número de soluciones de computadora. Además como ya habíamos indicado, la variación de las cargas y deformaciones en función de la multiplicidad de aviones, se convierte, a la frecuencia respectiva, de las deformaciones producidas por un avión de comparación, que el Instituto del Asfalto consideró adecuado al

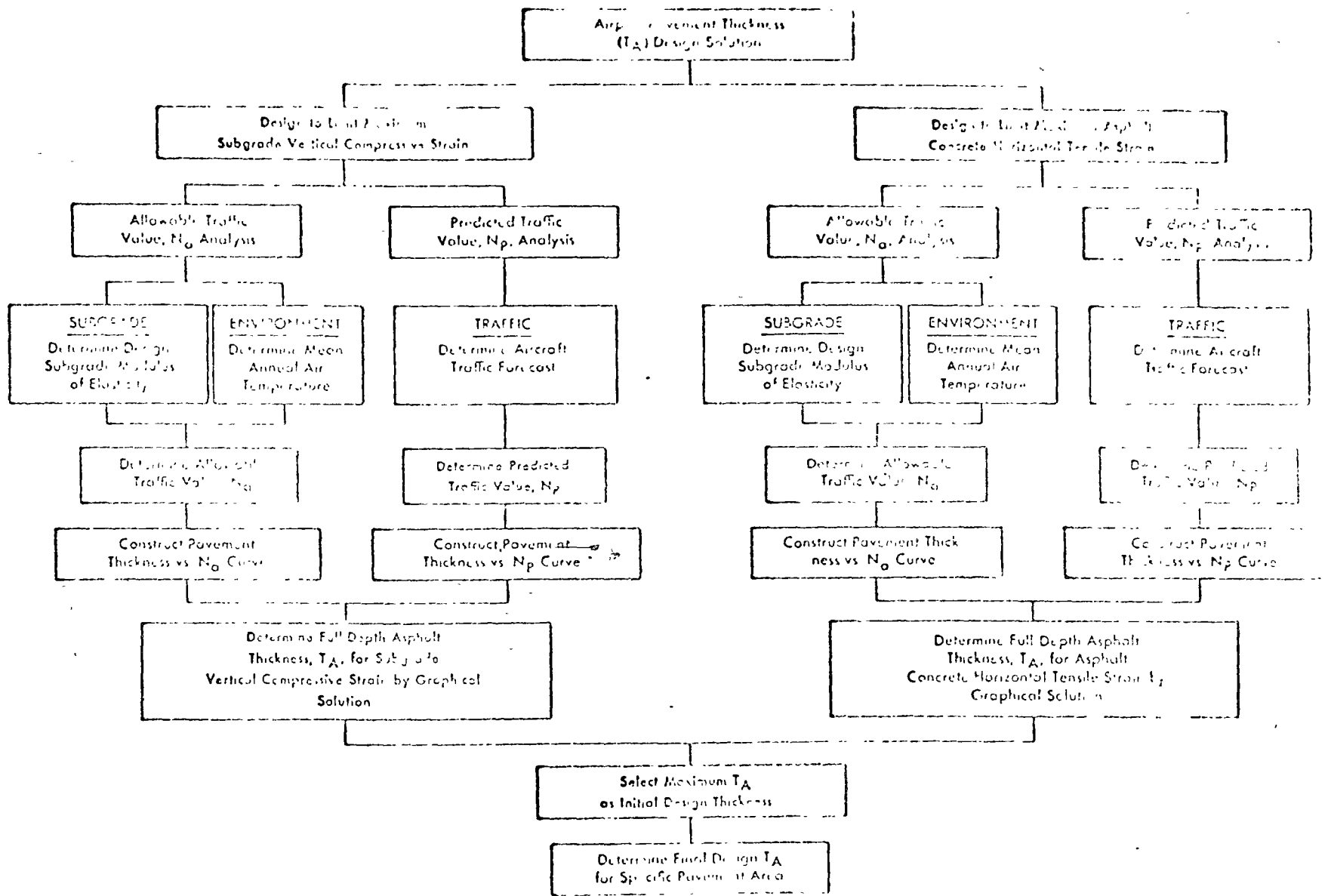


Figure Y-1—Airport pavement thickness design flow chart

DCB-63I a 100% de su peso máximo, es decir 162,000 Kg. (358,000 libras).

El método descrito en forma somera, anteriormente, es extremadamente reciente para que aún se pueda opinar sobre su bondad; no obstante lo cual, es posible indicar que el procedimiento de análisis sigue un razonamiento más lógico y que gracias al auxilio de computadoras, los desarrollos matemáticos que los otros métodos los habían eliminado, por altamente complicados, ahora ya pueden empezar a resolverse.

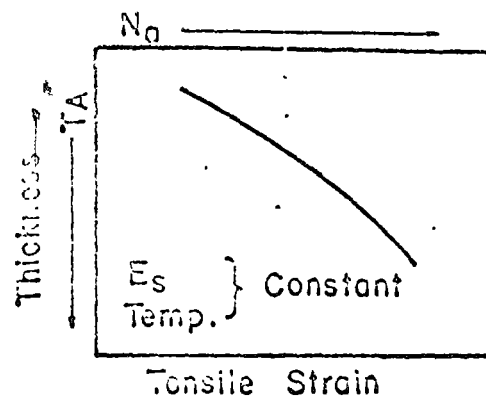
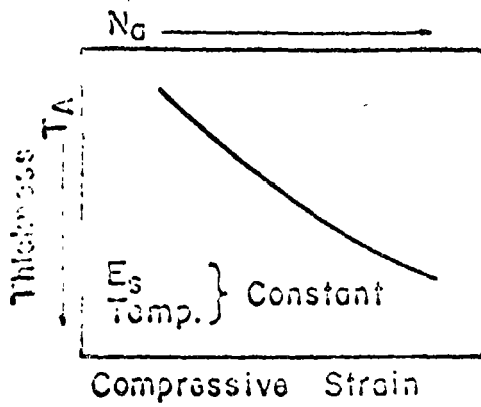
El método del Instituto del Asfalto, por otro lado, requiere necesariamente de mayores datos de alimentación, así como un mayor conocimiento sobre las características estructurales de un pavimento, de manera de poderlo utilizar e interpretar adecuadamente. A la fecha es el método más moderno que se ha desarrollado en forma general, ya que aunque existen otras metodologías altamente desarrolladas, éstas se han aplicado para soluciones particulares, de materiales, de operación y ambientales, como es el caso del método específico que se desarrolló recientemente por la autoridad del aeropuerto de Nueva York, para el aeropuerto de Newark.

Por lo que se refiere a pavimentos rígidos, es decir, de aquellos formados a base de losas de concreto hidráulico, tanto el método del Cuerpo de Ingenieros como el de la Portland Cement Association, se apoyan en las teorías básicas del Dr. Westergaard, de las simplificaciones de Pickett y Ray, etc.

Al igual que en el caso de los pavimentos flexibles, las ecuaciones teóricas que resuelven las varias condiciones de cimentación, son demasiado compli-

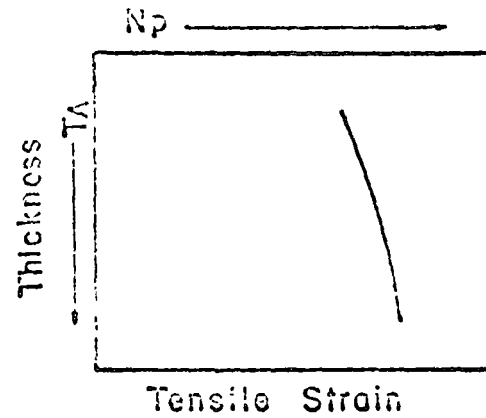
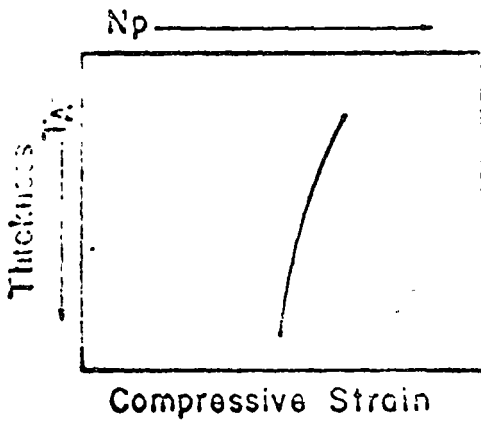
ALLOWABLE TRAFFIC VALUE ANALYSIS

Allowable Equivalent DC-C-65 F Strain Repetitions



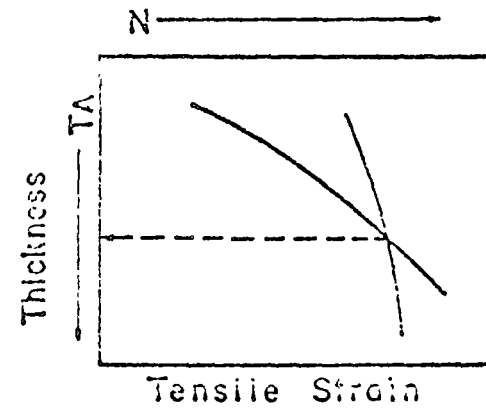
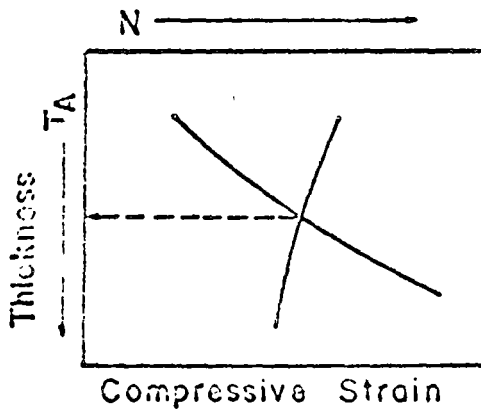
PREDICTED TRAFFIC VALUE ANALYSIS

Predicted Equivalent DC-8-63 F Strain Repetitions



GRAPHICAL SOLUTION TO OBTAIN DESIGN T_A

Equivalent DC-8-63 F Strain Repetitions



TOP OF SUBGRADE

BOTTOM OF ASPHALT
CONCRETE

Figure V-2—Steps used to determine design thickness

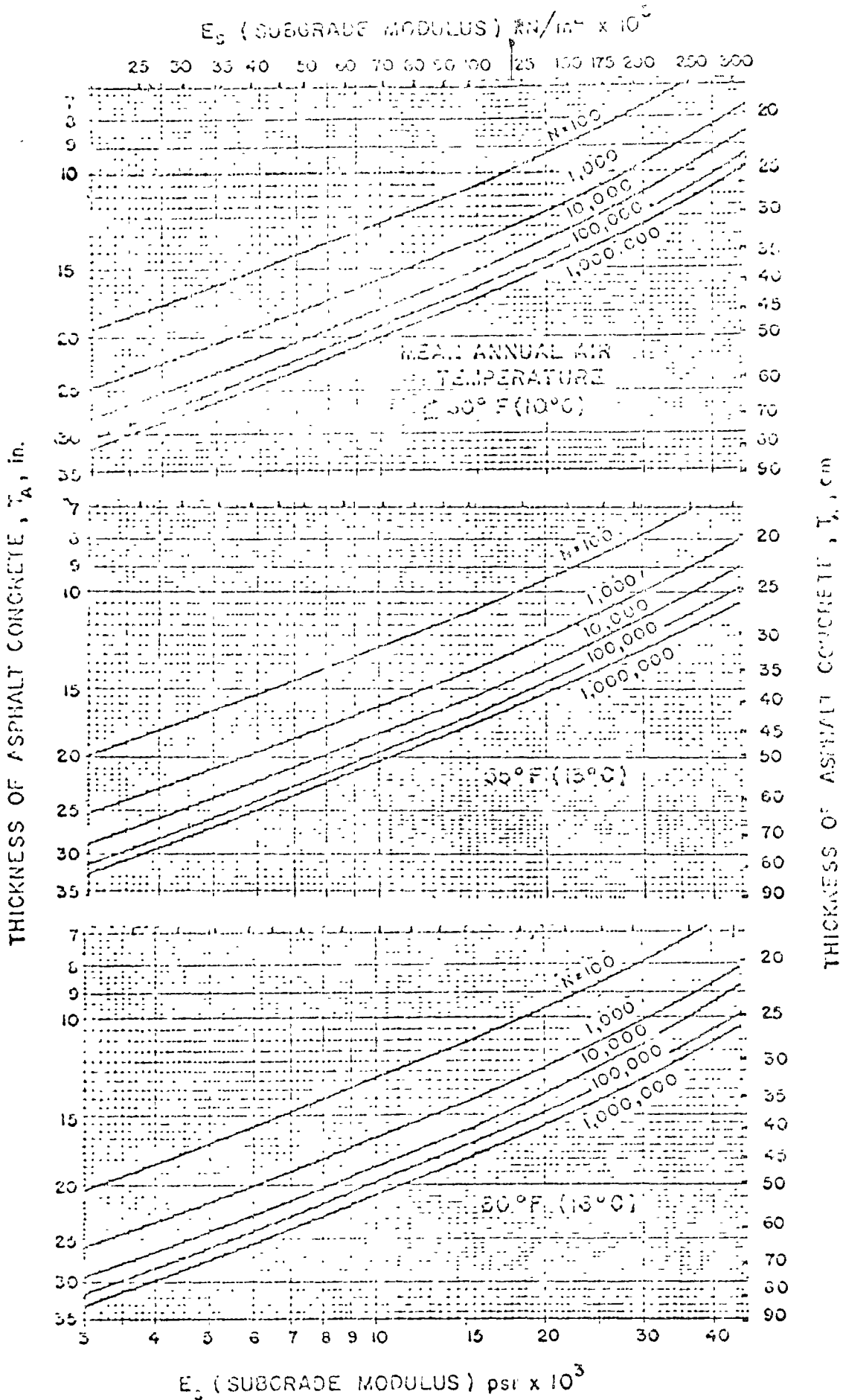


Figure V-3—Pavement thickness to limit subgrade vertical compressive strain, ϵ_s , under DG-8-637' load repetitions for different environments

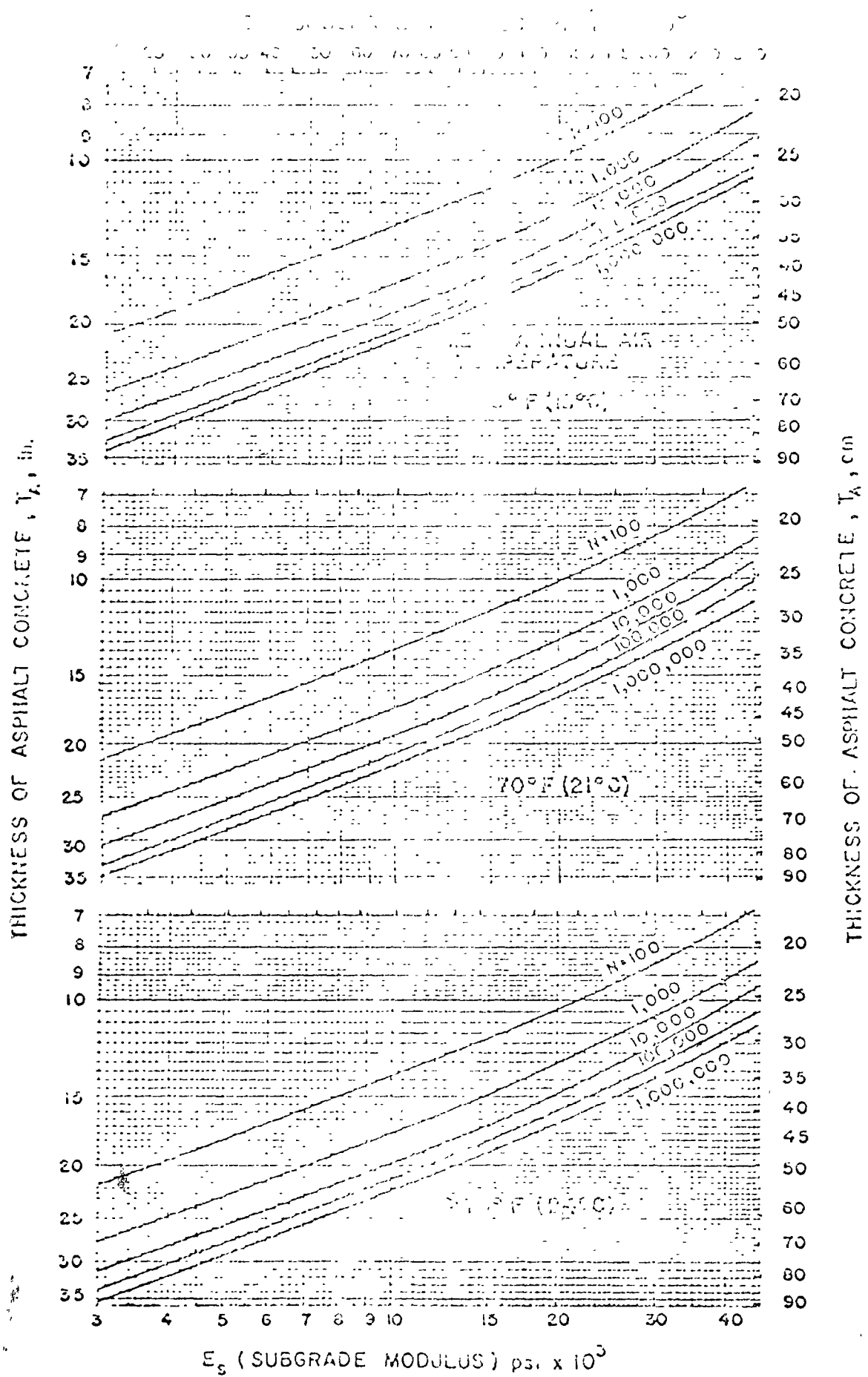


Figure V-3 (continued)—Pavement thickness to limit subgrade vertical compressive strain, ϵ_v , under DC-8-63F load repetitions for different environments

E_s (SUBGRADE MODULUS) $\text{KN/CM}^2 \times 10^3$

10-

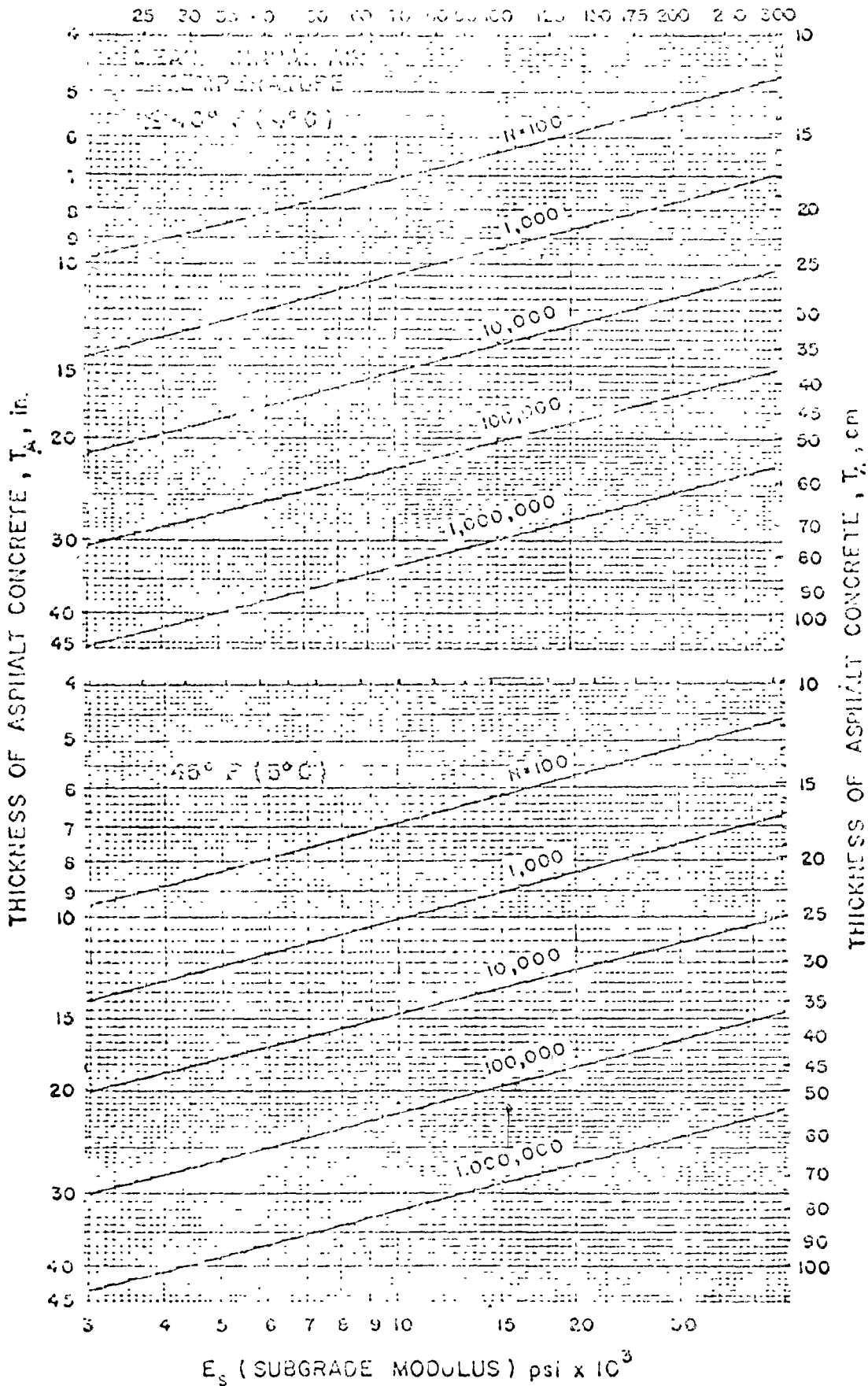


Figure V-4—Pavement thickness to limit asphalt concrete horizontal tensile strain, ϵ_t , under DC-8-63F load repetition, for different environments
(figure continued on pages 24 and 25)

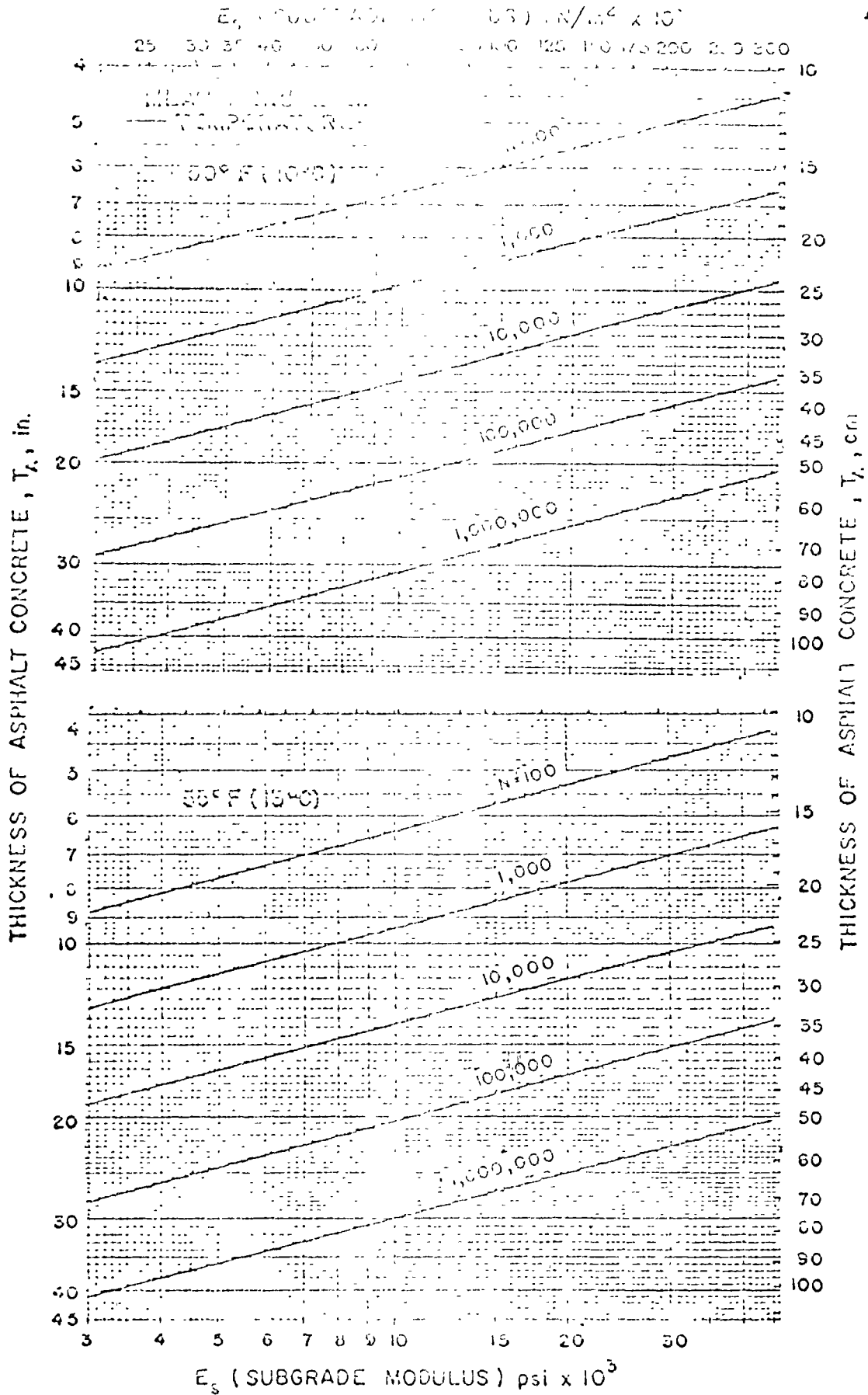
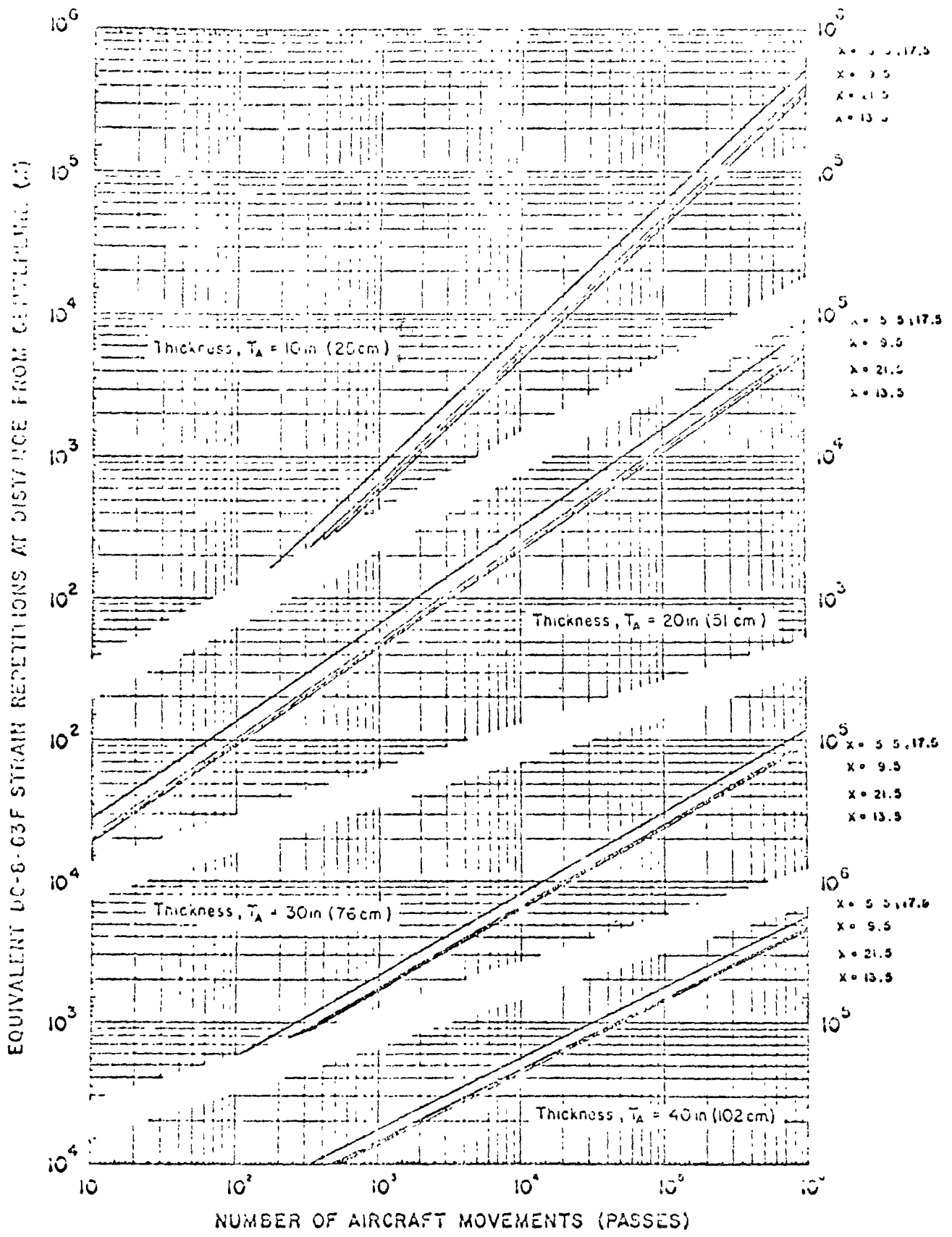


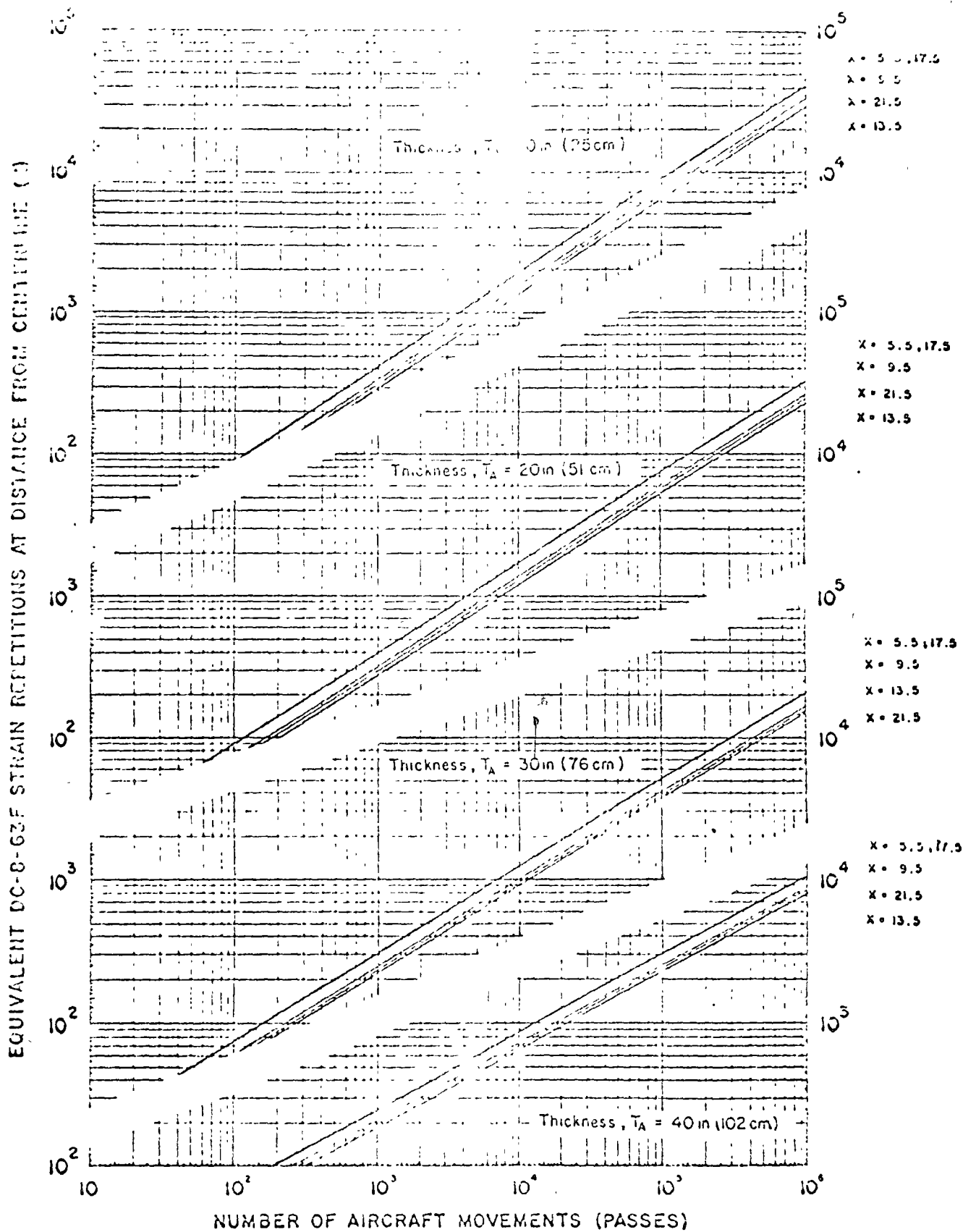
Figure V-4 (continued from page 23)—Pavement thickness to limit asphalt concrete horizontal tensile strain, ϵ_t , under DC-8-63F load repetitions for different environments (continued on page 25)



AIRCRAFT: B-747 F

STRAIN CRITERION: ϵ_c

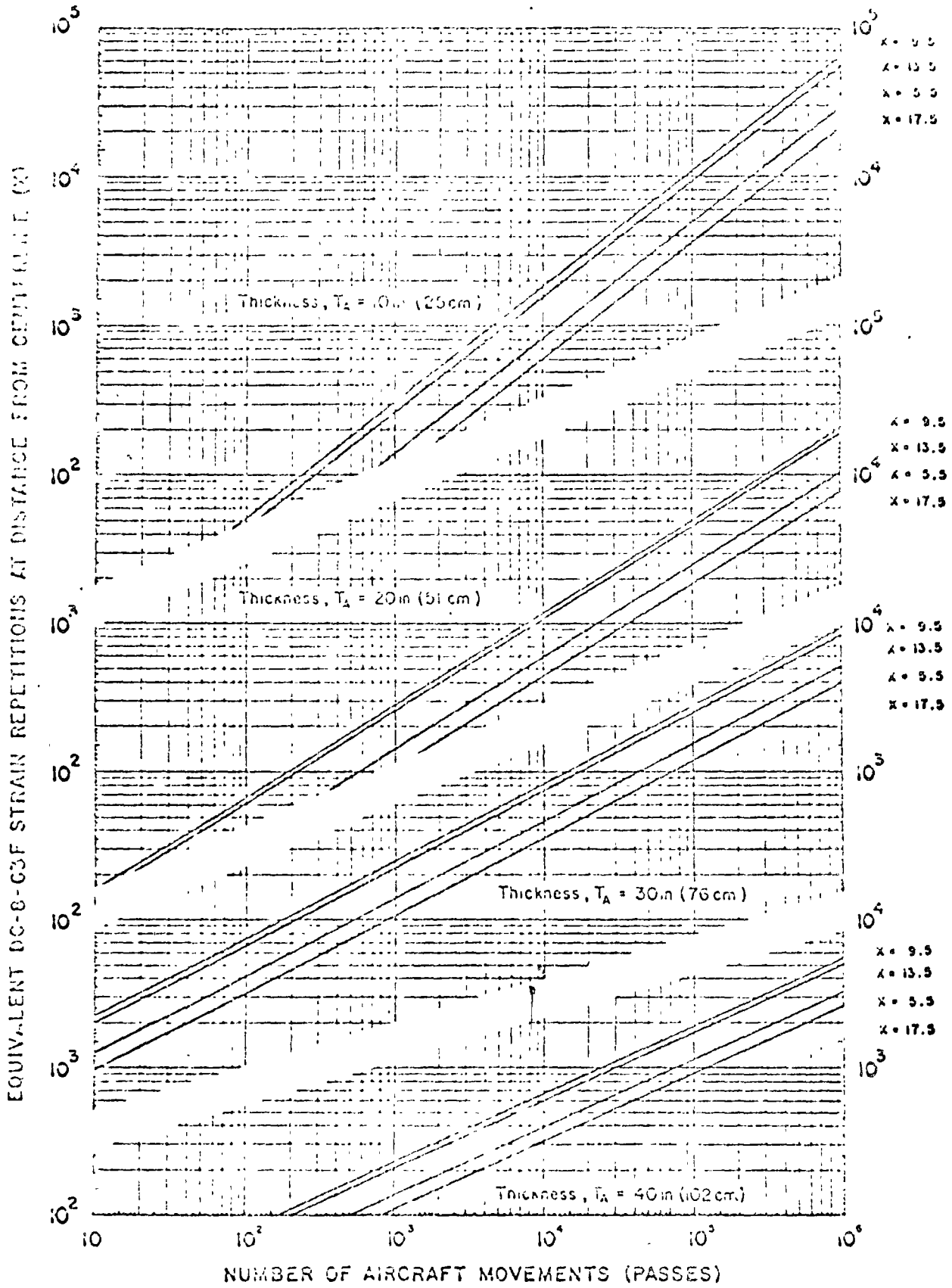
Figure X-2



AIRCRAFT: B-747

STRAIN CRITERION: ϵ_c

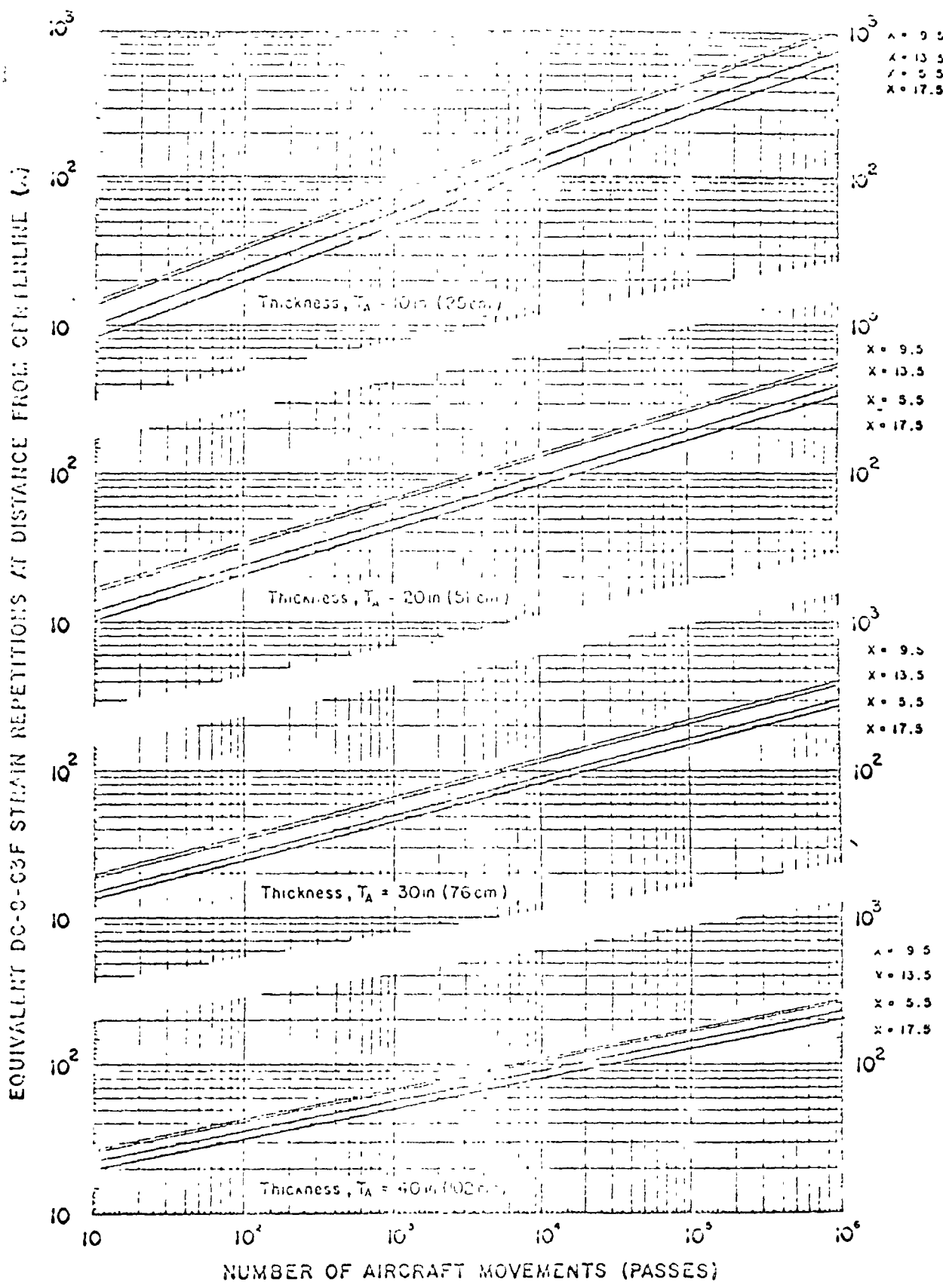
Figure X-3



AIRCRAFT: B-707-320 C

STRAIN CRITERION: ϵ_c

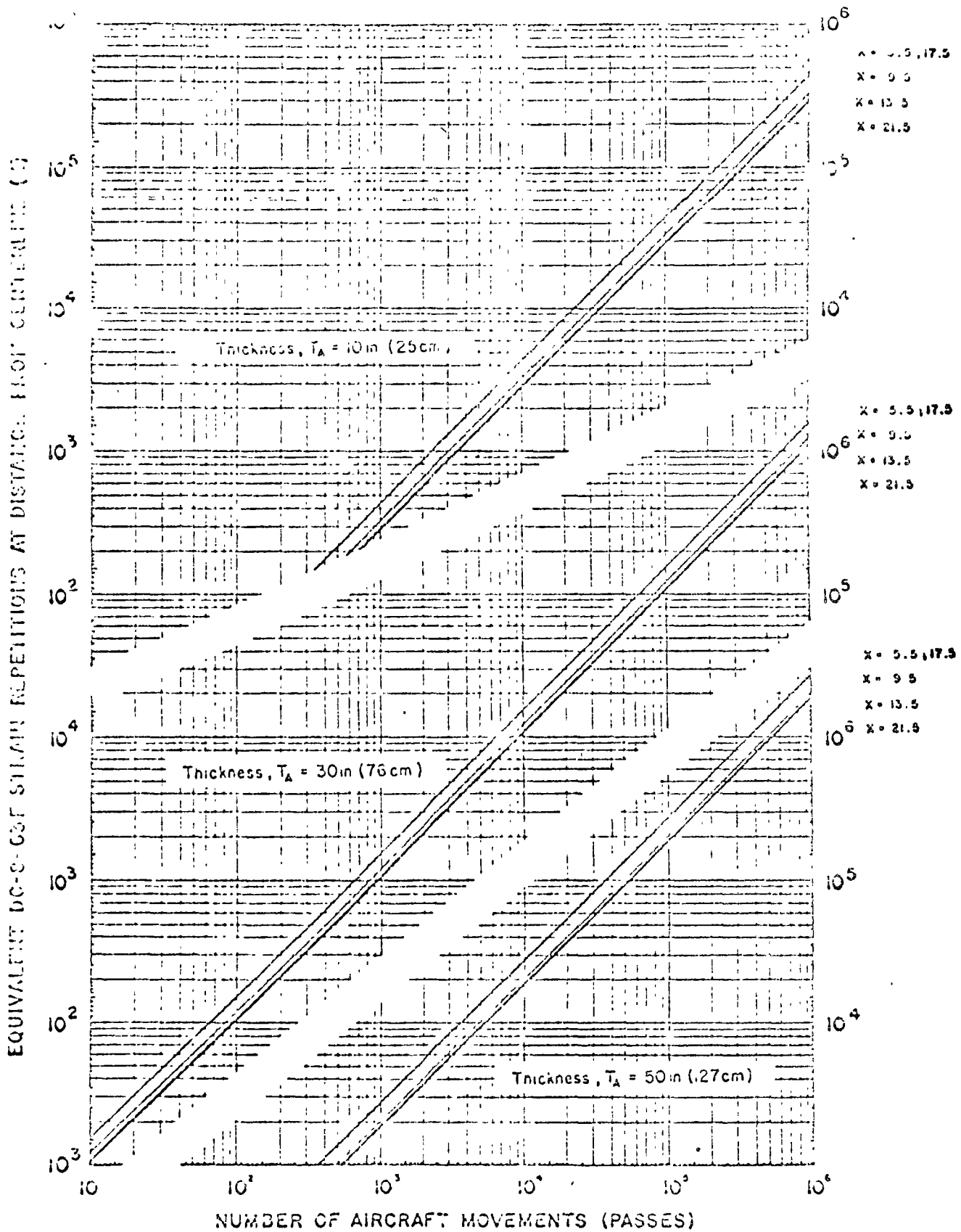
Figure X-4



AIRCRAFT: B-707-120 B

STRAIN CRITERION: ϵ_c

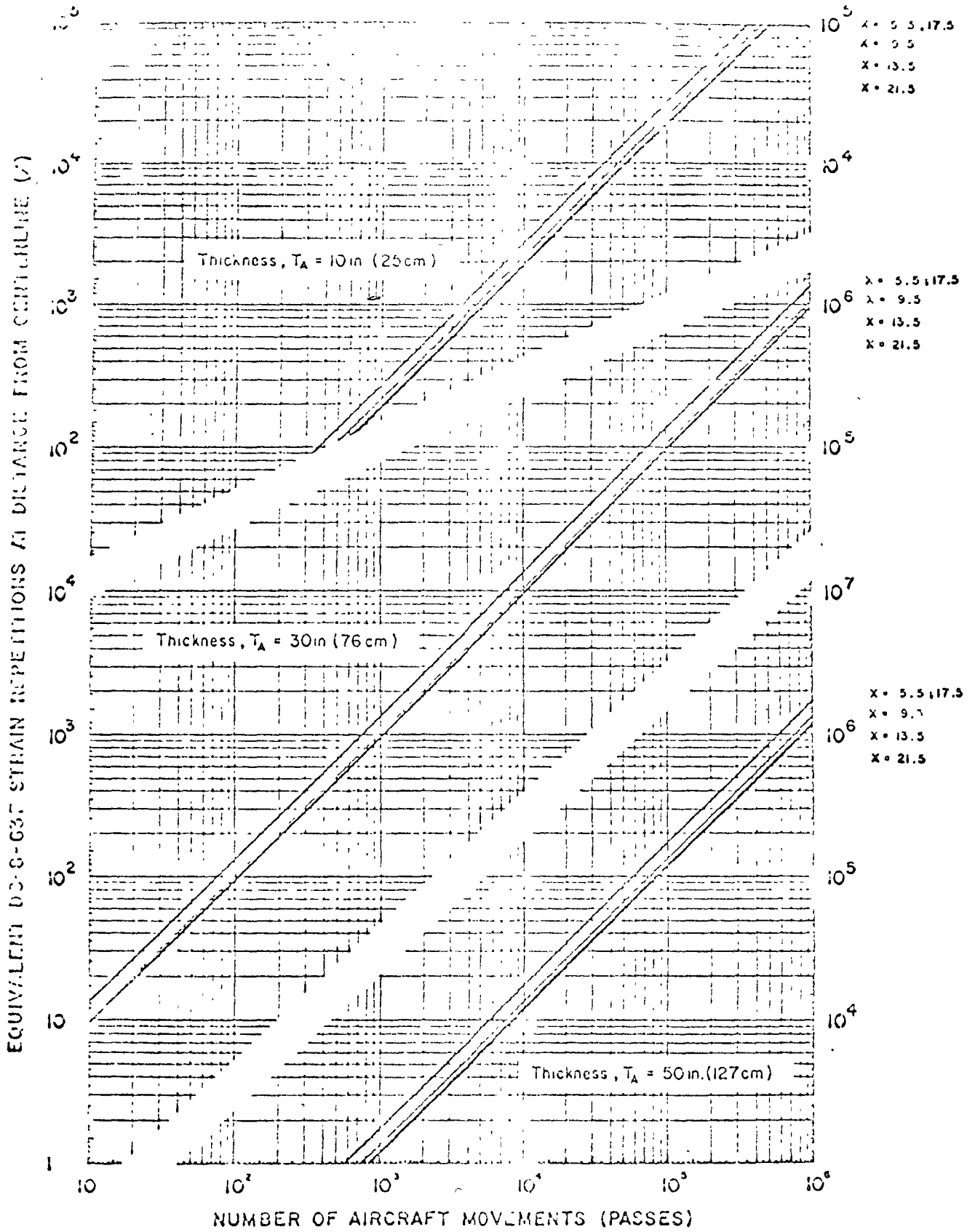
Figure X-5



AIRCRAFT: B-747 F

STRAIN CRITERION: ϵ_1

Figure X-31



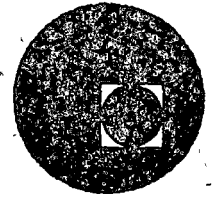
AIRCRAFT: B-747

STRAIN CRITERION: ϵ_t

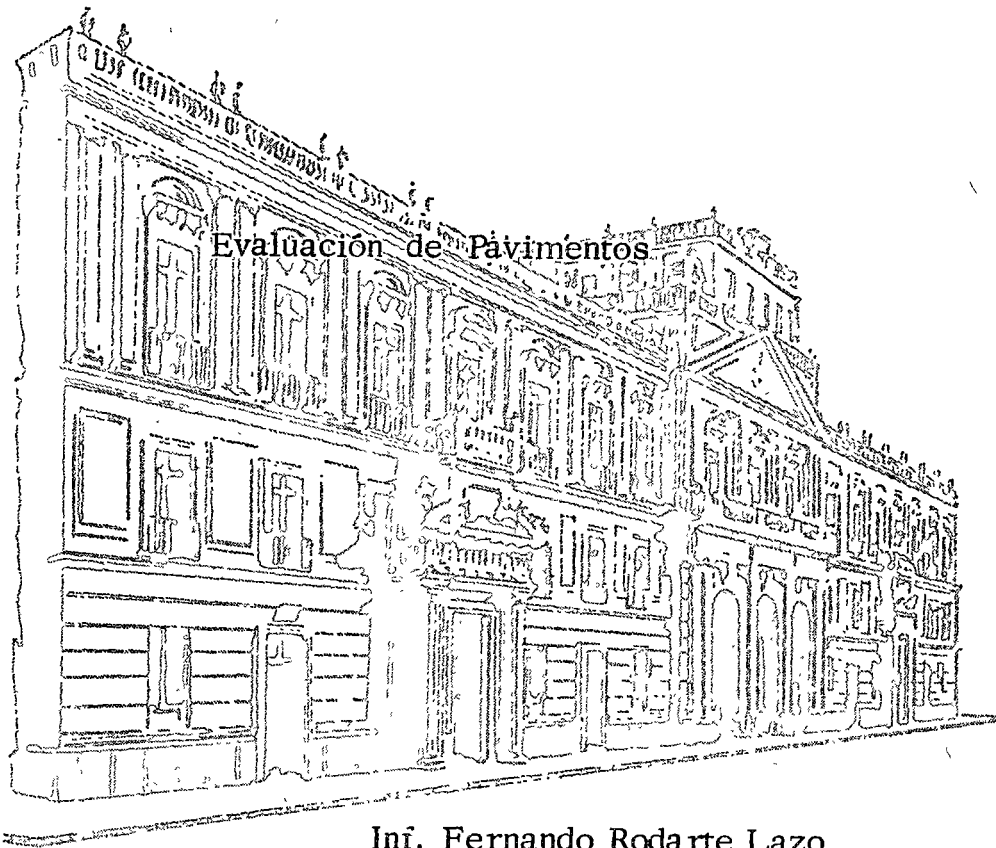
Figure X-32



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

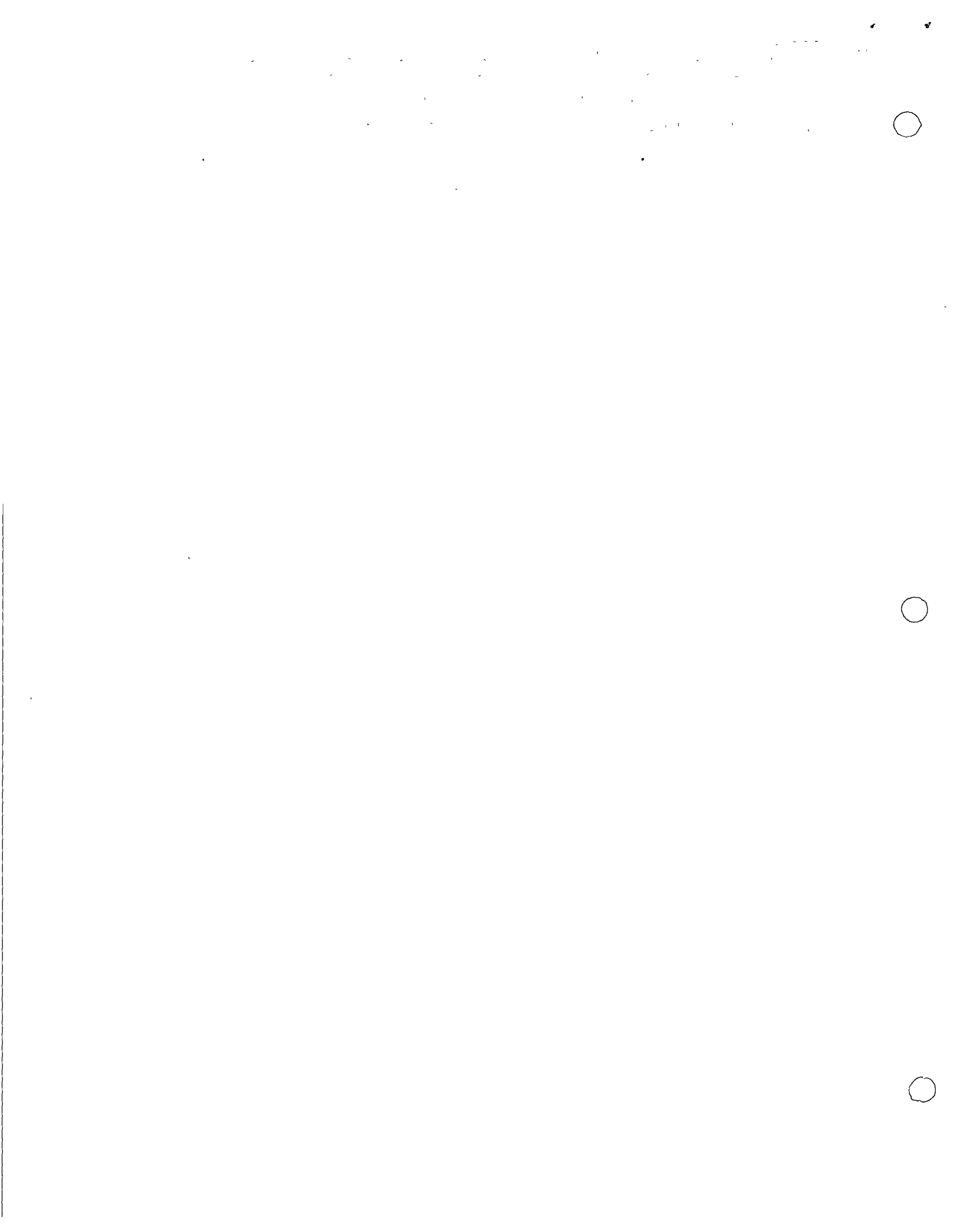


DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS



Inf. Fernando Rodarte Lazo

Palacio de Minería
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Tels.: 521-40-23 521-73-35 5123-123



Método CBR
Cuerpo de Ingenieros

EM 1110-4-5-302

Nov. 1959

CH-1961

18. SELECTION OF DESIGN CBR FOR SELECT MATERIAL AND SUBBASES.

Material	Maximum Design CER	Size in.	Maximum Permissible Value			
			Gradation Requirements, % Passing			
			No. 10	No. 200	LL	PI
Subbase	50	3	50	15	25	5
Subbase	40	3	80	15	25	5
Subbase	30	3	100	15	25	5
Select material	20	3 #	---	25 #	35 #	12 #

Suggested limits.

21. DESIGN CBR OF BASE COURSE.

No.	Type	Design CBR
1	Graded crushed aggregate	100
2	Water-bound macadam	100
3	Dry-bound macadam	100
4	Bituminous binder and surface courses, central plant, hot mix	100
5	Bitarock	60
6	Stabilized aggregate	80

22. MINIMUM BASE COURSE THICKNESS. The minimum allowable thicknesses of base courses listed in tables 2 and 3, together with minimum pavement thicknesses, have been arbitrarily established so the required subbase CBR will always be 50 or less.

Compaction Requirements for Types A, B, C, and D Traffic Areas

Material	Percentage Compaction																																								
	Materials with Design CBR Values of 20 and above												Materials with Design CBR Values below 20																												
Base courses	Maximum that can be obtained, generally in excess of 100% of modified AASHTO maximum and never less than 100%. Proof-rolling* in Type A traffic areas and central 100 ft of runways for heavy load pavements.																																								
Subbases and subgrades	100% of modified AASHTO maximum except where it is known that a higher density can be obtained practically, in which case the higher density should be required.																																								
Materials with Design CBR Values below 20																																									
Select material and subgrades in fills	As above below except that in no case will cohesionless fill be placed at less than 95% nor cohesive fill at less than 90%.																																								
Subgrade in cuts	Subgrade in cuts must have natural densities equal to or greater than the values listed below. Where such is not the case, the subgrade must (a) be compacted from the surface to meet the tabulated densities, (b) be removed and replaced, in which case the requirements given above for fills apply, or (c) be covered with sufficient select material subbase and base so that the uncompacted subgrade is at a depth where the in-place densities are satisfactory.																																								
Depth of Compaction for Select Materials and Subgrades																																									
Type of Assembly	Gear Load Mps	Depth of Compaction in Feet for Percent Modified AASHTO Compaction (Down)																																							
		Cohesionless Materials												Cohesive Materials																											
		100				95				90				100				95				90																			
		A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D								
Heavy Load Pavements																																									
Twin-twin, bicycle spacing, 37-63 in. Contact area, 267 sq in.	160 ^{oo} 265	4.5	3	3.5	2	8	5.5	6.5	4	11.5	10.5	9	5.5	14	13	11	6.5	2.5	2.5	2.5	2	1.5	4.5	3	3.5	2	6.5	6	5	3	8.5	5.5	6.5	4	10.5	9.5	8	4.5			
Light Load Pavements																																									
Single wheel Contact area, 100 sq in.	10 20 25 30	1	1			1.5	1.5			2	2			3	2.5			0.5	0.5			1	1			1	1			1.5	1.5			2	2			2.5	2.5		
Miscellaneous																																									
Twin-twin, bicycle spacing, 37-63 in. Contact area, 267 sq in.	160 200 230 265 300 330	3	3	2.5	1.5	6	5.5	4.5	2.5	8.5	8	6.5	4	10.5	10	8	5	2	1.5	1	3	3	2.5	2	1.5	3	2.5	2	1.5	4.5	4	3.5	2	6	5.5	5	3	7.5	7	6	3.5
Twin, bicycle spacing, 37 in. Contact area, 267 sq in.	50 75 100 125 150	2	2	1.5	1	4	3.5	3	1.5	5	4.5	3.5	2.5	7	6	5	3	1.5	1	1	0.5	2	2	1.5	1	3	2.5	2	1.5	4	3.5	3	2	5	4.5	4	3	6	5.5	5	3
Twin tandem, tricycle spacing, 31-63 in. Contact area, 267 sq in.	100 120 135 150 170	2.5	2	2		4.5	4	3.5	2	6.5	6	5.5	4	9	8	7	5	1	1	1		2.5	2	2		3.5	3	2.5		5	4.5	4		6	5.5	5		7	6.5	6	
Twin, tricycle spacing, 37 in. Contact area, 267 sq in.	40 60 80 100 120	1.5	1.5	1.5		3	2.5	2.5		4.5	4	3.5		5.5	5	4.5		7	6.5	6		1.5	1	0.5		1.5	1.5	1.5		2.5	2	2		3	3	2.5		4	3.5	3	
Single wheel 100-psi tire inflation pressure	10 30 50 70	1	1			1.5	1.5			2	2			2.5	2.5			0.5	0.5			1	1			1	1			1.5	1			2	2			2.5	2.5		

* Proof-rolling shall consist of 30 covers of a heavy rubber-tired roller (150-psi, 30,000-lb static tire load) on each layer of base where the required CBR is in excess of 50 and on the top of the layer immediately under these layers.
^{oo} Bangor floors.

Pavement and Base Thickness Design Criteria for Single-wheel Loads

SINGLE WHEEL
TIRE INFLATION, 100 PSI

LOAD KIPS	MINIMUM THICKNESS, IN.					
	80 CBR ¹			100 CBR		
	PAVEMENT	BASE	TOTAL	PAVEMENT	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

SINGLE WHEEL
CONTACT AREA, 100 SQ IN. EACH WHEEL

LOAD KIPS	MINIMUM THICKNESS, IN.					
	80 CBR ¹			100 CBR		
	PAVEMENT	BASE	TOTAL	PAVEMENT	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

0403588

1. Florida limerock or stabilized aggregate permitted.

TABLE 2

EM 1110-45-302

Pavement and Base Thickness Design Criteria for Multiple-wheel Assembly Loads

Heavy Load Design-Assembly Load, 265 kips
 TWIN-TWIN ASSEMBLY, BICYCLE
 SPACING, 37-43 IN. CENTER-TO-CENTER
 CONTACT AREA, 267 SQ IN. EACH WHEEL *B-52*

TRAFFIC AREA	MINIMUM THICKNESS, IN. ¹					
	100-CBR BASE			80-CBR BASE ²		
	PAV	BASE	TOTAL	PAV	BASE	TOTAL
A	5	10	15	6	9	15
B	4	9	13	5	8	13
C	4	9	13	5	8	13
D	3	6	9	3	6	9
Hangar floors and access aprons ³	3	6	9	3	6	9

TWIN-TWIN ASSEMBLY, BICYCLE
 SPACING, 37-43 IN. CENTER-TO-CENTER *B-52*
 CONTACT AREA, 267 SQ IN. EACH WHEEL

LOAD KIPS	MINIMUM THICKNESS, IN. ¹											
	TYPES B AND C TRAFFIC AREAS						TYPE A TRAFFIC AREAS					
	100-CBR BASE			80-CBR BASE ²			100-CBR BASE			80-CBR BASE ²		
	PAV	BASE	TOTAL	PAV	BASE	TOTAL	PAV	BASE	TOTAL	PAV	BASE	TOTAL
160	3	6	9	3	6	9	3	8	11	4	8	12
200	3	7	10	4	6	10	4	8	12	5	8	13
230	4	8	12	5	7	12	5	8	13	6	8	14
265	4	9	13	5	8	13	5	10	15	6	9	15
300	5	9	14	6	8	14	6	10	16	7	9	16
330	6	10	16	7	9	16	7	11	18	8	10	18

TWIN ASSEMBLY, BICYCLE
 SPACING, 37 IN. CENTER-TO-CENTER
 CONTACT AREA, 267 SQ IN. EACH WHEEL *B-47*

LOAD KIPS	MINIMUM THICKNESS, IN. ¹											
	TYPES B AND C TRAFFIC AREAS						TYPE A TRAFFIC AREAS					
	100-CBR BASE			80-CBR BASE ²			100-CBR BASE			80-CBR BASE ²		
	PAV	BASE	TOTAL	PAV	BASE	TOTAL	PAV	BASE	TOTAL	PAV	BASE	TOTAL
50	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	6	9	4	6	10	4	8	12	5	8	13
125	4	8	12	5	7	12	5	9	14	6	8	14
150	5	9	14	6	8	14	6	10	16	7	9	16

TWIN-TANDER ASSEMBLY, TRICYCLE
 SPACING, 31-63 IN. CENTER-TO-CENTER *10-1*
 CONTACT AREA, 267 SQ IN. EACH WHEEL

LOAD KIPS	MINIMUM THICKNESS, IN. ¹											
	TYPES B AND C TRAFFIC AREAS						TYPE A TRAFFIC AREAS					
	100-CBR BASE			80-CBR BASE ²			100-CBR BASE			80-CBR BASE ²		
	PAV	BASE	TOTAL	PAV	BASE	TOTAL	PAV	BASE	TOTAL	PAV	BASE	TOTAL
100	2	6	8	3	6	9	2	6	8	3	6	9
120	3	6	9	3	6	9	3	6	9	3	6	9
133	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	3	6	9	3	6	9	3	6	9	4	6	10

TWIN ASSEMBLY, TRICYCLE
 SPACING, 37 IN. CENTER-TO-CENTER
 CONTACT AREA, 267 SQ IN. EACH WHEEL *DC-6*

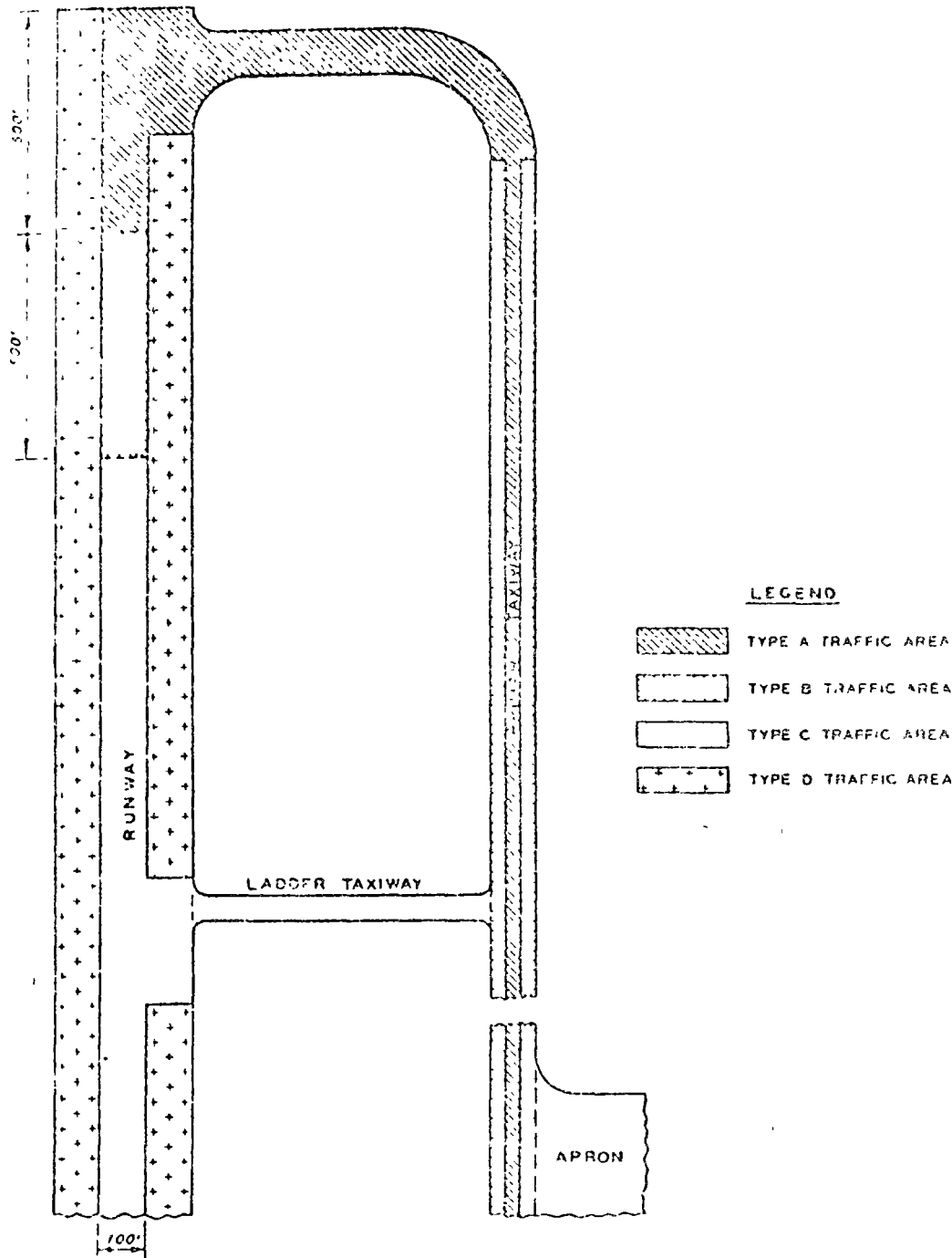
LOAD KIPS	MINIMUM THICKNESS, IN. ¹											
	TYPES B AND C TRAFFIC AREAS						TYPE A TRAFFIC AREAS					
	100-CBR BASE			80-CBR BASE ²			100-CBR BASE			80-CBR BASE ²		
	PAV	BASE	TOTAL	PAV	BASE	TOTAL	PAV	BASE	TOTAL	PAV	BASE	TOTAL
40	2	6	8	2	6	8	2	6	8	3	6	9
60	3	6	9	3	6	9	3	6	9	3	6	9
80	3	6	9	3	6	9	3	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

1. These minimum thicknesses apply when layer directly under the base course has a design CBR of 50; when the underlying layer has a design CBR of 80 the minimum thickness of base course shall be 6 in.
2. Restricted to Florida limestone except that stabilized aggregate will be permitted in type D traffic areas.
3. Applicable in other than cold climates (see paragraph 4a).
4. Florida limestone or stabilized aggregate permitted.

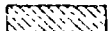
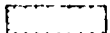

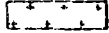
0403/C

Engineering and design Flexible Airfield Pavements - Air Force

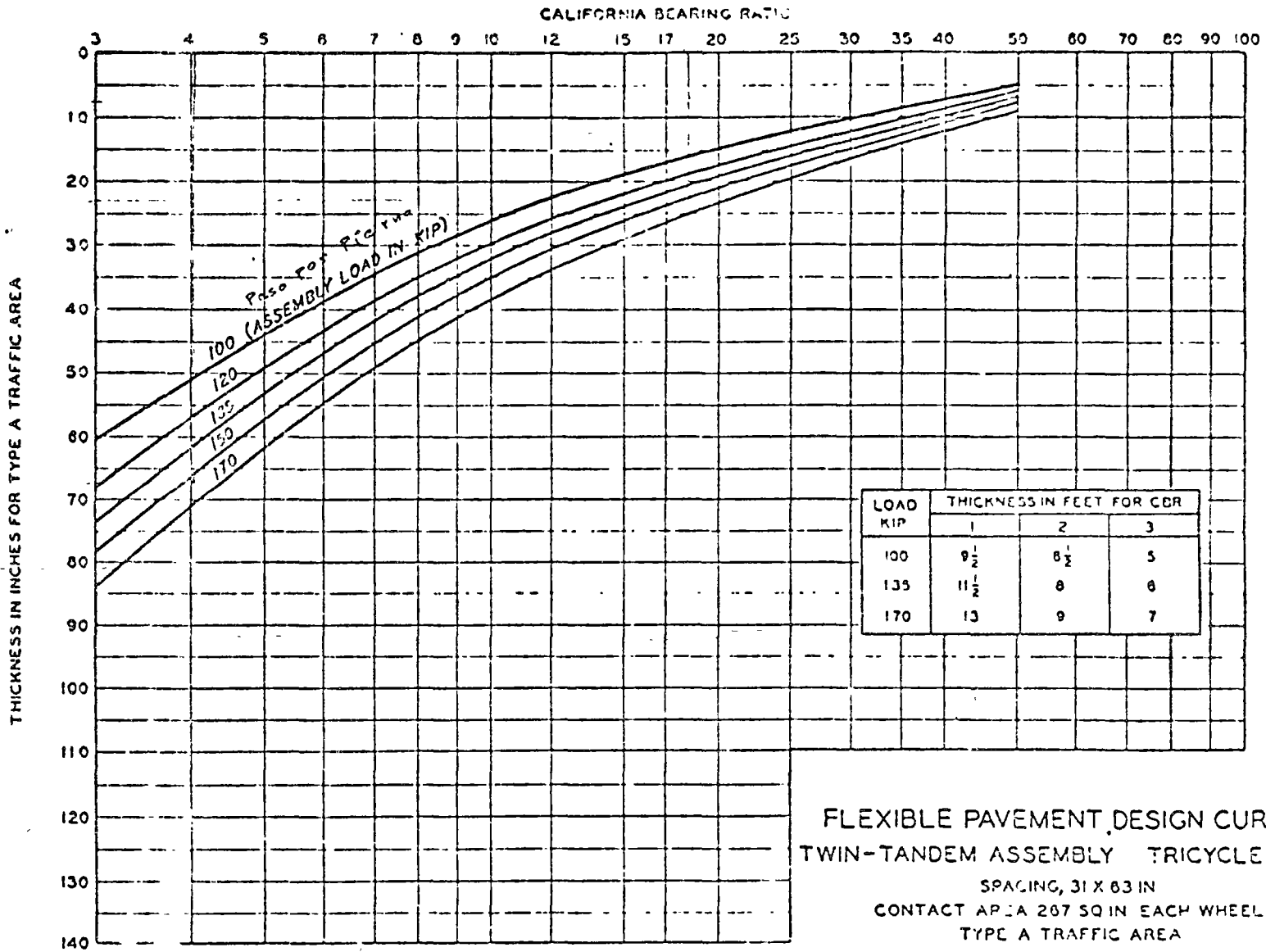
15 Ago 1958



LEGEND

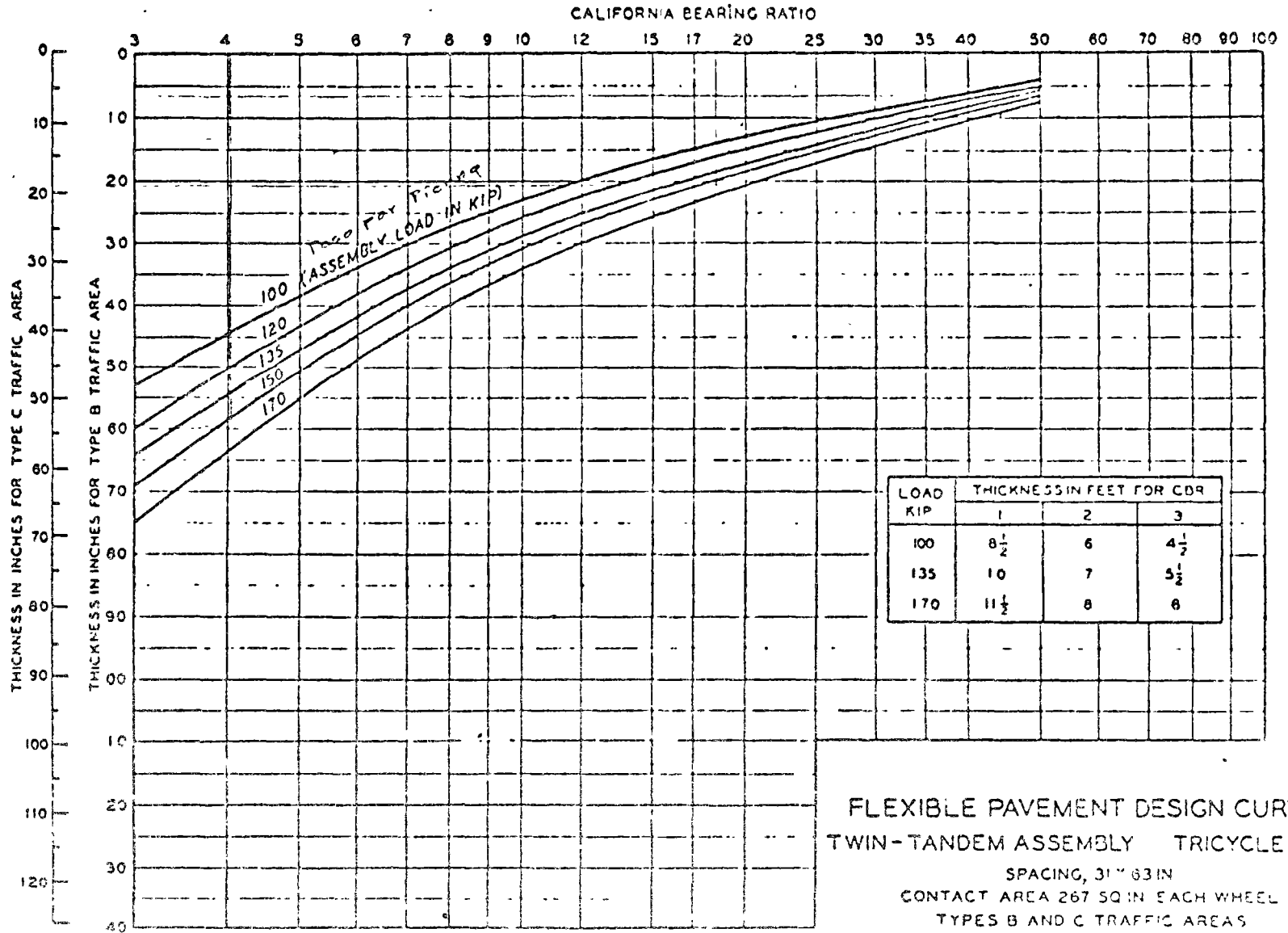
-  TYPE A TRAFFIC AREA
-  TYPE B TRAFFIC AREA
-  TYPE C TRAFFIC AREA
-  TYPE D TRAFFIC AREA

FLEXIBLE AIRFIELD PAVEMENTS
TYPICAL LAYOUT OF
HEAVY LOAD PAVEMENTS



FLEXIBLE PAVEMENT DESIGN CURVES
 TWIN-TANDEM ASSEMBLY TRICYCLE GEAR
 SPACING, 31 X 63 IN
 CONTACT AREA 267 SQ IN EACH WHEEL
 TYPE A TRAFFIC AREA

FIGURE 14



FLEXIBLE PAVEMENT DESIGN CURVES
 TWIN-TANDEM ASSEMBLY TRICYCLE GEAR
 SPACING, 31" 63 IN
 CONTACT AREA 267 SQ IN EACH WHEEL
 TYPES B AND C TRAFFIC AREAS

EM 1110-45-302

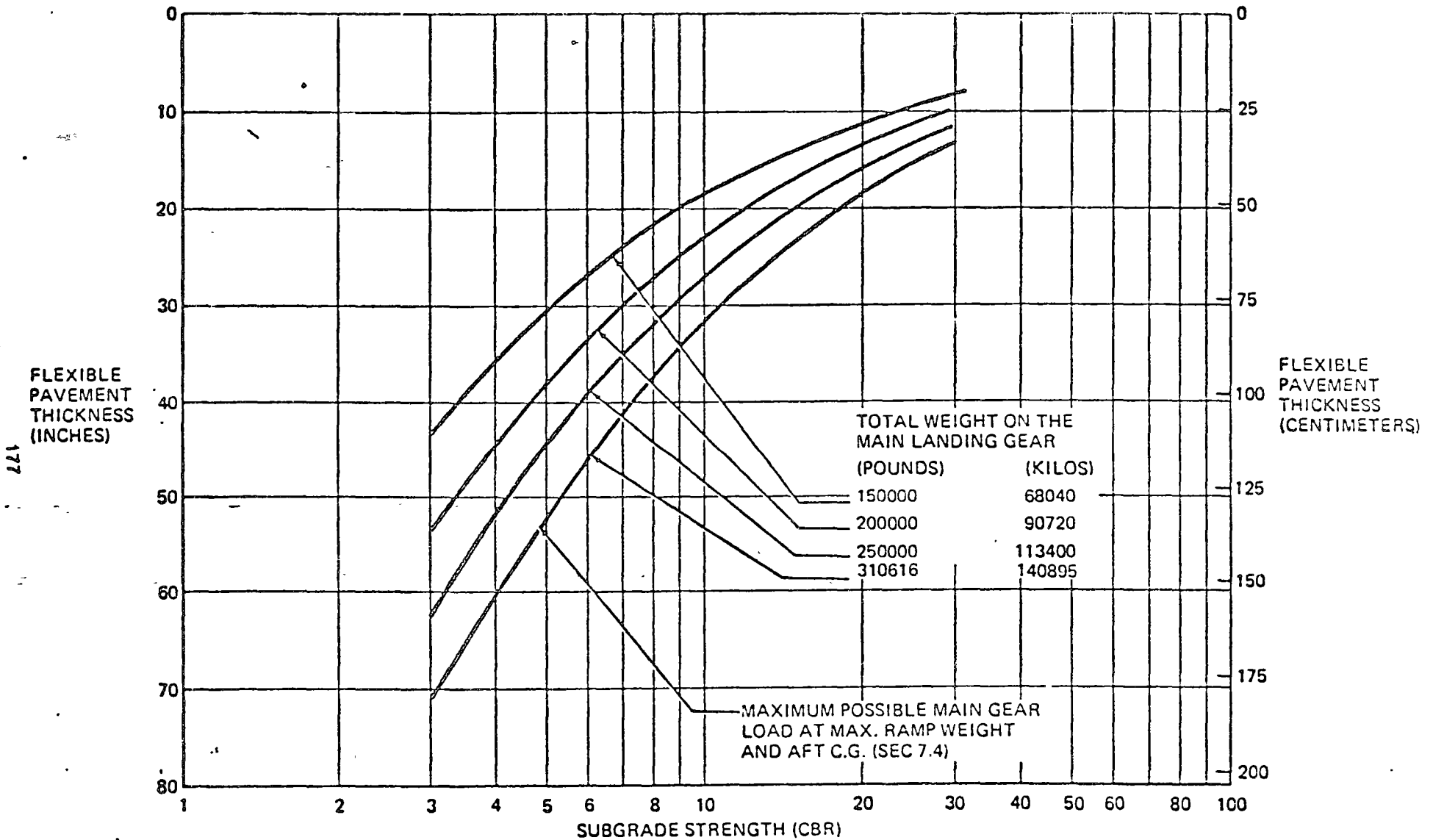
023755-C

MARCH 1954

METHOD SEFL 165A
5000 COVERAGES

44 x 16 TIRES

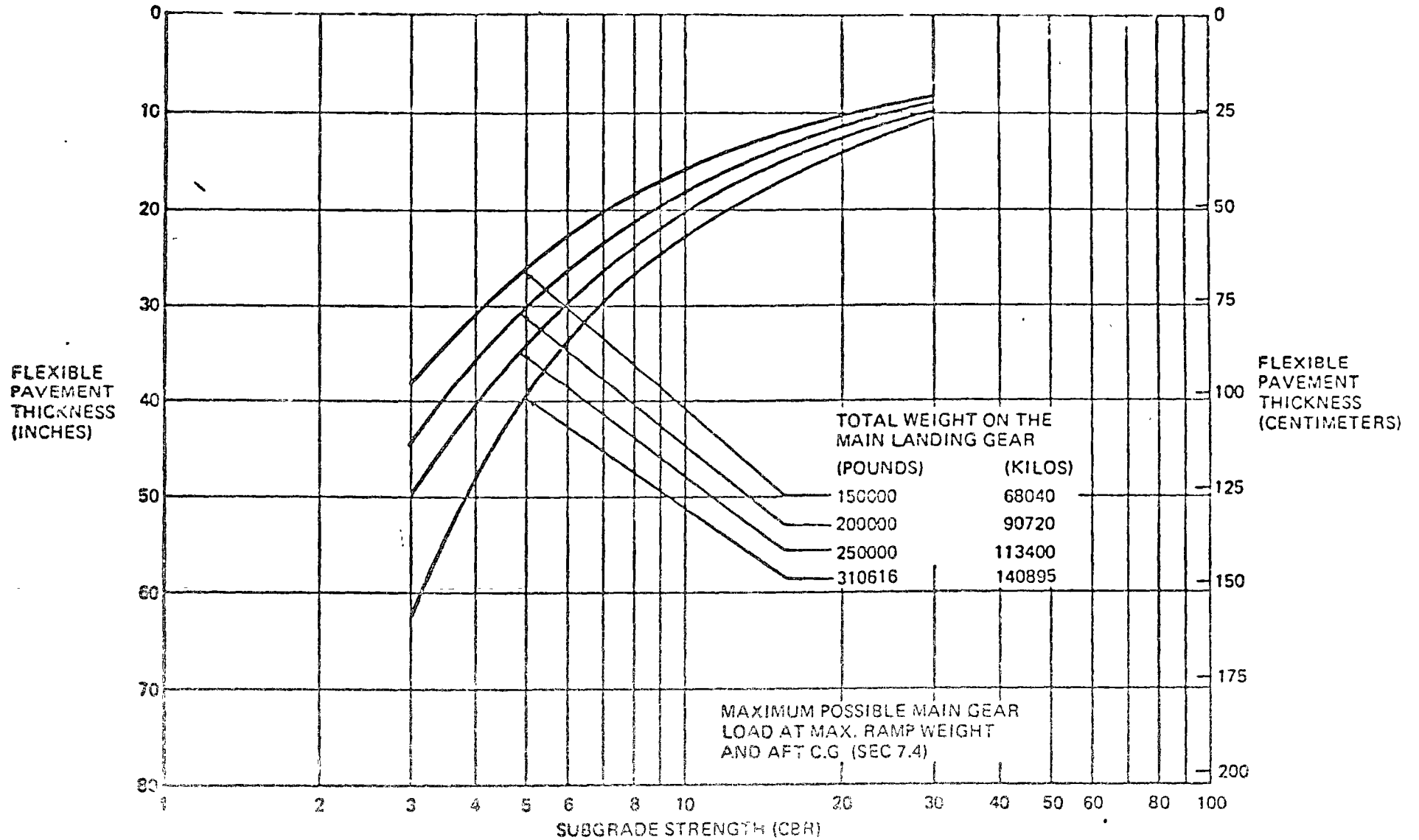
TIRE PRESSURE CONSTANT AT 180 PSI



7.5 FLEXIBLE PAVEMENT REQUIREMENTS U. S. CORPS OF ENGINEERS DESIGN METHOD
7.5.1 (REF. SEFL 165A)

MODEL DC-8-55F

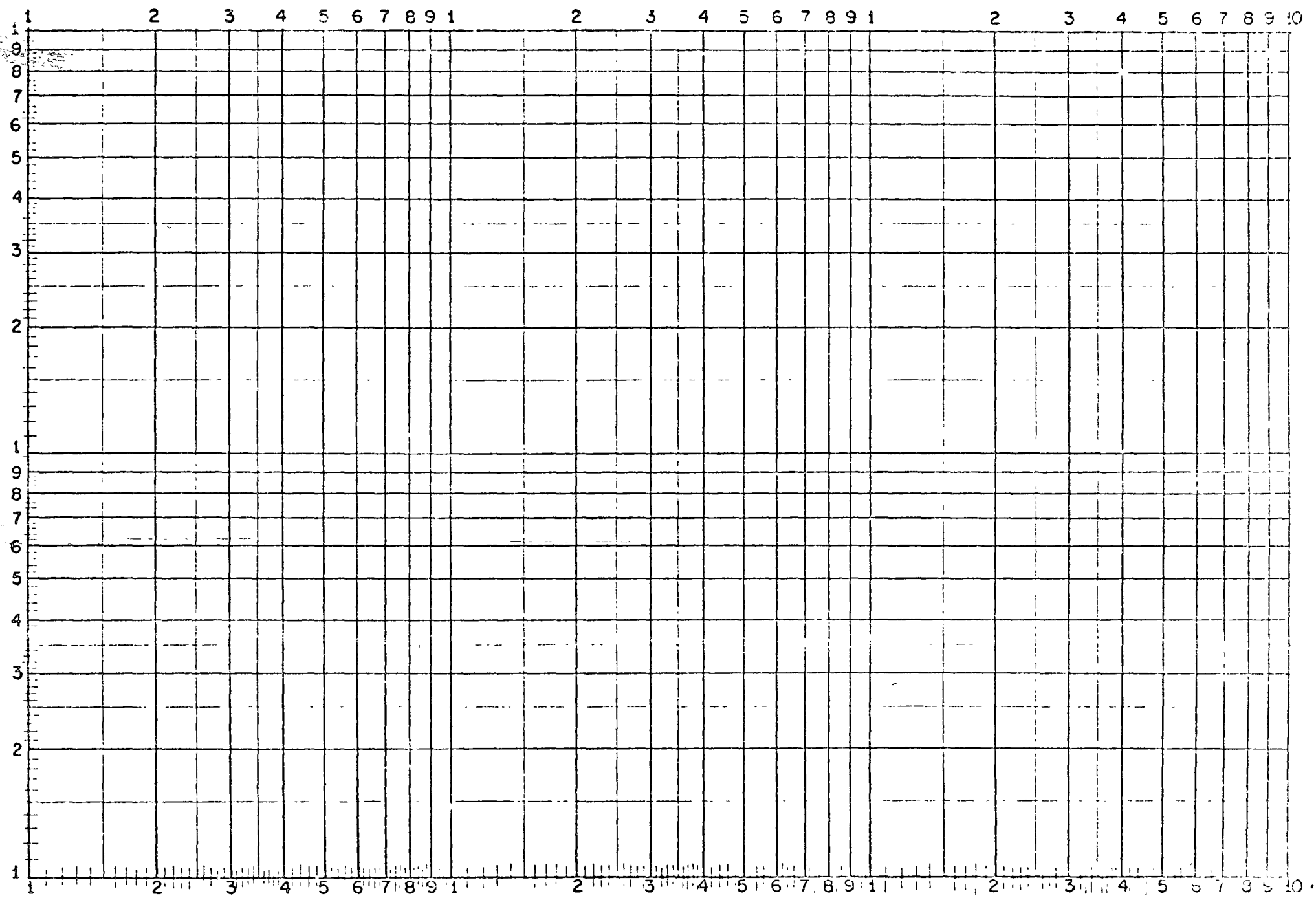
188



7.5 FLEXIBLE PAVEMENT REQUIREMENTS U. S. CORPS OF ENGINEERS DESIGN METHOD

7.5.2 (REF. ASCE PAPER 2046 JANUARY 1947)

MODEL DC-8-55F



May 28, 1974

Federal Aviation Administration

AC 150/5320-6B

Airport Pavement Design and Evaluation.

Pavimentos Flexibles.

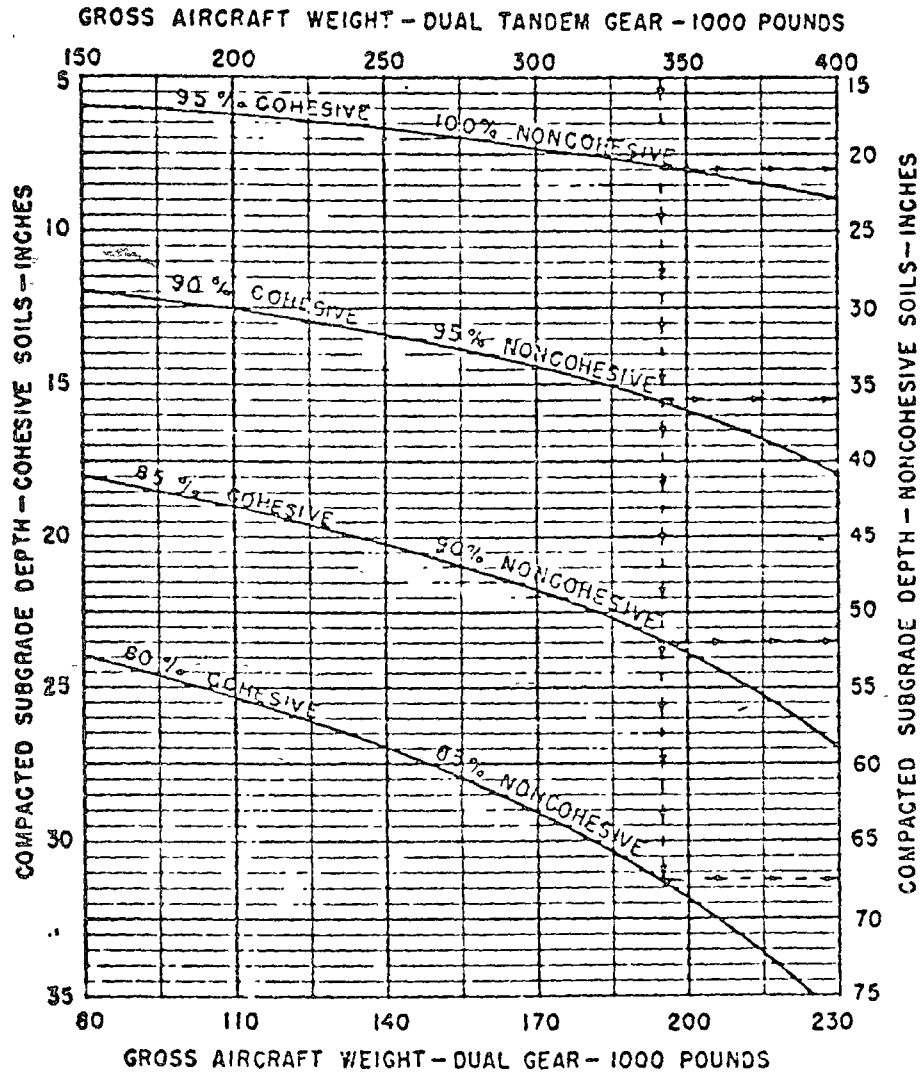
TABLE 2-1. CLASSIFICATION OF SOILS FOR AIRPORT PAVEMENT CONSTRUCTION

Soil group	Mechanical analysis				Liquid limit	Plasticity index	
	Material retained on No. 10 sieve—percent ¹	Material finer than No. 10 sieve—percent					
		Coarse sand, passing No. 10 retained on No. 40	Fine sand, passing No. 40 retained on No. 200	Combined silt and clay, passing No. 200			
Granular	E-1	0-45	40+	60-	15-	25-	6-
	E-2	0-45	15+	85-	25-	25-	6-
	E-3	0-45	25-	25-	6-
	E-4	0-45	35-	35-	10-
Fine grained	E-5	0-55	45-	40-	15-
	E-6	0-55	45+	40-	10-
	E-7	0-55	45+	50-	10-30
	E-8	0-55	45+	60-	15-40
	E-9	0-55	45+	40+	30-
	E-10	0-55	45+	70-	20-50
	E-11	0-55	45+	80-	30+
	E-12	0-55	45+	80+
	E-13	Muck and peat—field examination					

¹ If percentage of material retained on the No. 10 sieve exceeds that shown, the classification may be raised, provided such material is coarse and fairly well graded.

TABLE 2-2. AIRPORT PAVING SUBGRADE CLASSIFICATION

Soil Group	Subgrade Class		
	Good Drainage	Poor Drainage	
	No Frost or Frost	No Frost	Frost
E-1	Fa or Ra	Fa or Ra	F1 or Ra
E-2	Fa or Ra	F1 or Ra	F2 or Rb
E-3	F1 or Ra	F2 or Rb	F3 or Rb
E-4	F1 or Ra	F2 or Rb	F4 or Rb
E-5	F3 or Rb	F5 or Rb
E-6	F4 or Rc	F6 or Rc
E-7	F5 or Rc	F7 or Rc
E-8	F6 or Rc	F8 or Rd
E-9	F7 or Rd	F9 or Rd
E-10	F8 or Rd	F10 or Rd
E-11	F9 or Re	F10 or Re
E-12	F10 or Re	F10 or Re



NOTES:

1. Curved lines denote depths below the finished subgrade above which densities must equal or exceed the indicated percentage of the maximum density at optimum moisture as determined by the FAA compaction control T-611.
2. For embankment areas the charted criteria shall be met except that the minimum density of soils placed in fill shall be 90% for cohesive and 95% for noncohesive, and for the top nine inches in fill shall be not less than 95% for cohesive and 100% for noncohesive, of the T-611 density.
3. The subgrade in cut areas shall have natural densities equal to or greater than the densities shown or shall (a) be compacted from the surface to achieve the required densities, (b) shall be removed and replaced in which case the minimum densities for fills apply, or (c) when economics and grades permit, be covered with sufficient select or subbase material so that the uncompacted subgrade is at a depth where the in-place densities are satisfactory.
4. Where a noncohesive soil of F class 3 or 4 may exist, the difference in subbase thickness required in excess of that required for an F₂ soil may be deducted from the required subgrade compaction depths.
5. For swelling soils, reduced densities may be used.

FIGURE 3-2. SUBGRADE COMPACTION REQUIREMENTS FOR FLEXIBLE PAVEMENTS

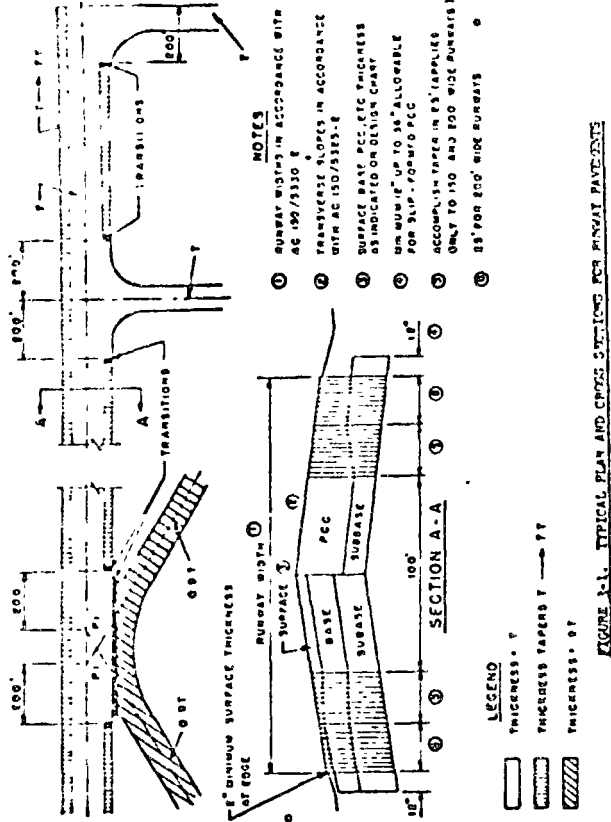


FIGURE 3-1. TYPICAL PLAN AND CROSS SECTIONS FOR RIGID PAVEMENTS

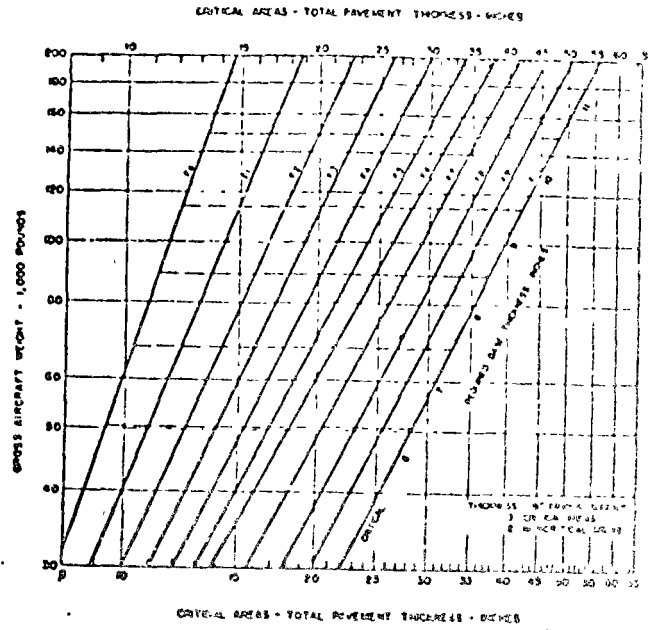


FIGURE 3-3. DESIGN CURVES - FLEXIBLE PAVEMENT - SINGLE GEAR

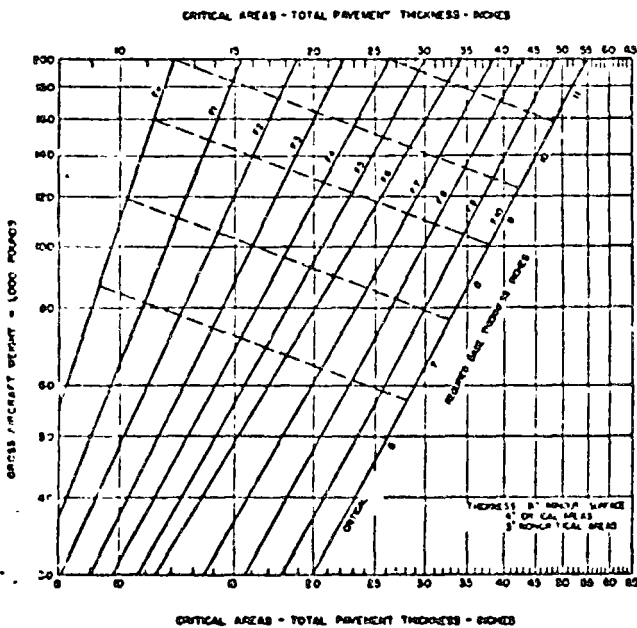


FIGURE 3-4. DESIGN CURVES - FLEXIBLE PAVEMENT - DUAL GEAR

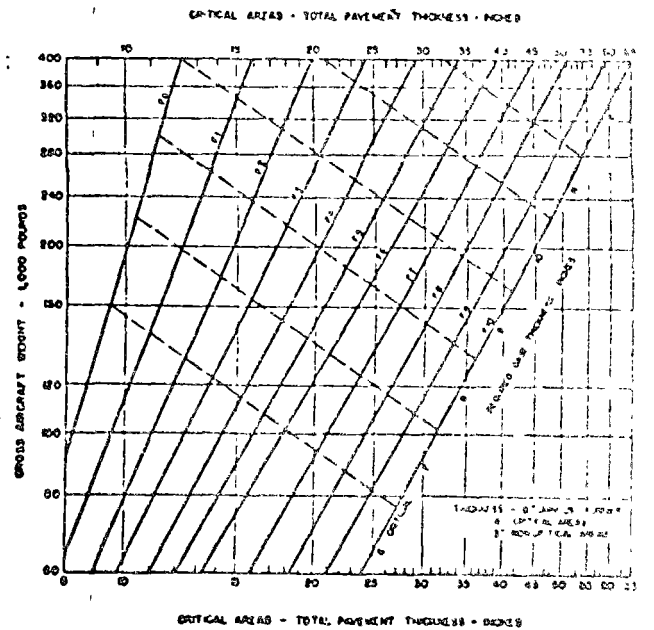


FIGURE 3-5. DESIGN CURVES - FLEXIBLE PAVEMENT - DUAL TANDEM GEAR

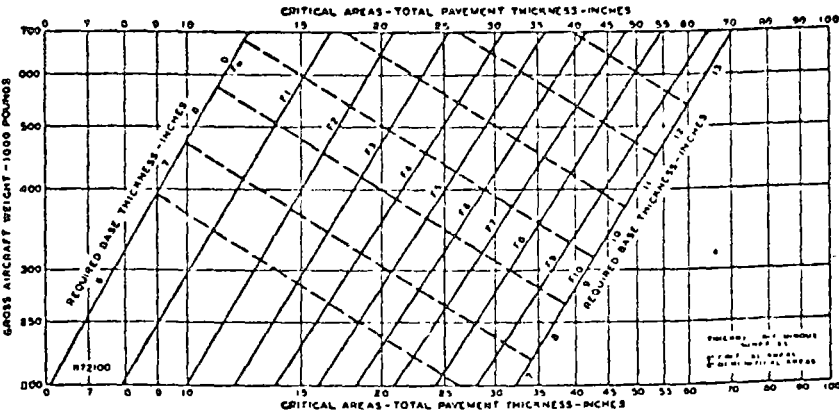


FIGURE 3-8. DESIGN CURVES - FLEXIBLE PAVEMENT DC-10-30

MAY 28, 1978

AC 150/5300-6B

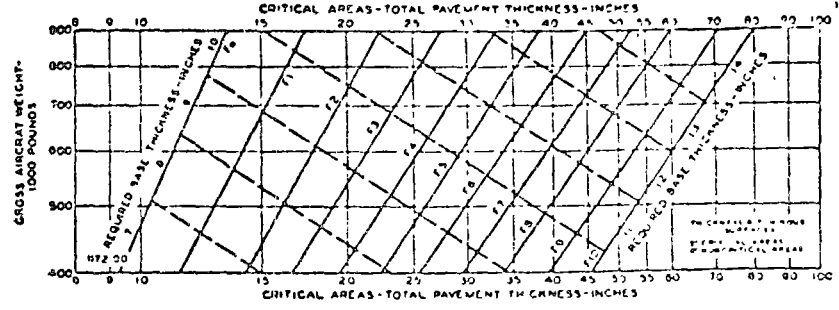


FIGURE 3-6. DESIGN CURVES - FLEXIBLE PAVEMENT DC-10-30

PAGE 81

MAY 28, 1978

AC 150/5300-6B

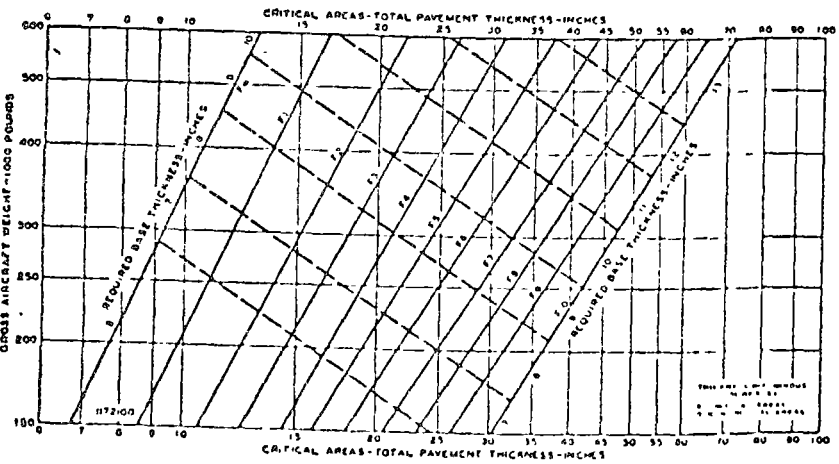


FIGURE 3-9. DESIGN CURVES - FLEXIBLE PAVEMENT DC-10-30

AC 150/5300-6B

MAY 28, 1978

PAGE 82

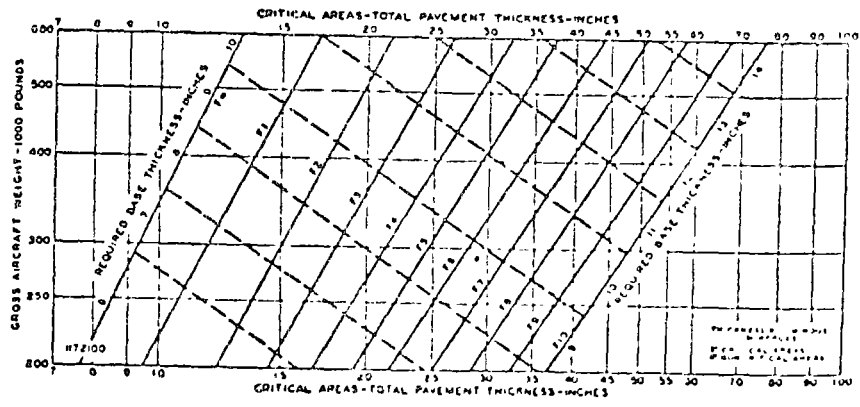


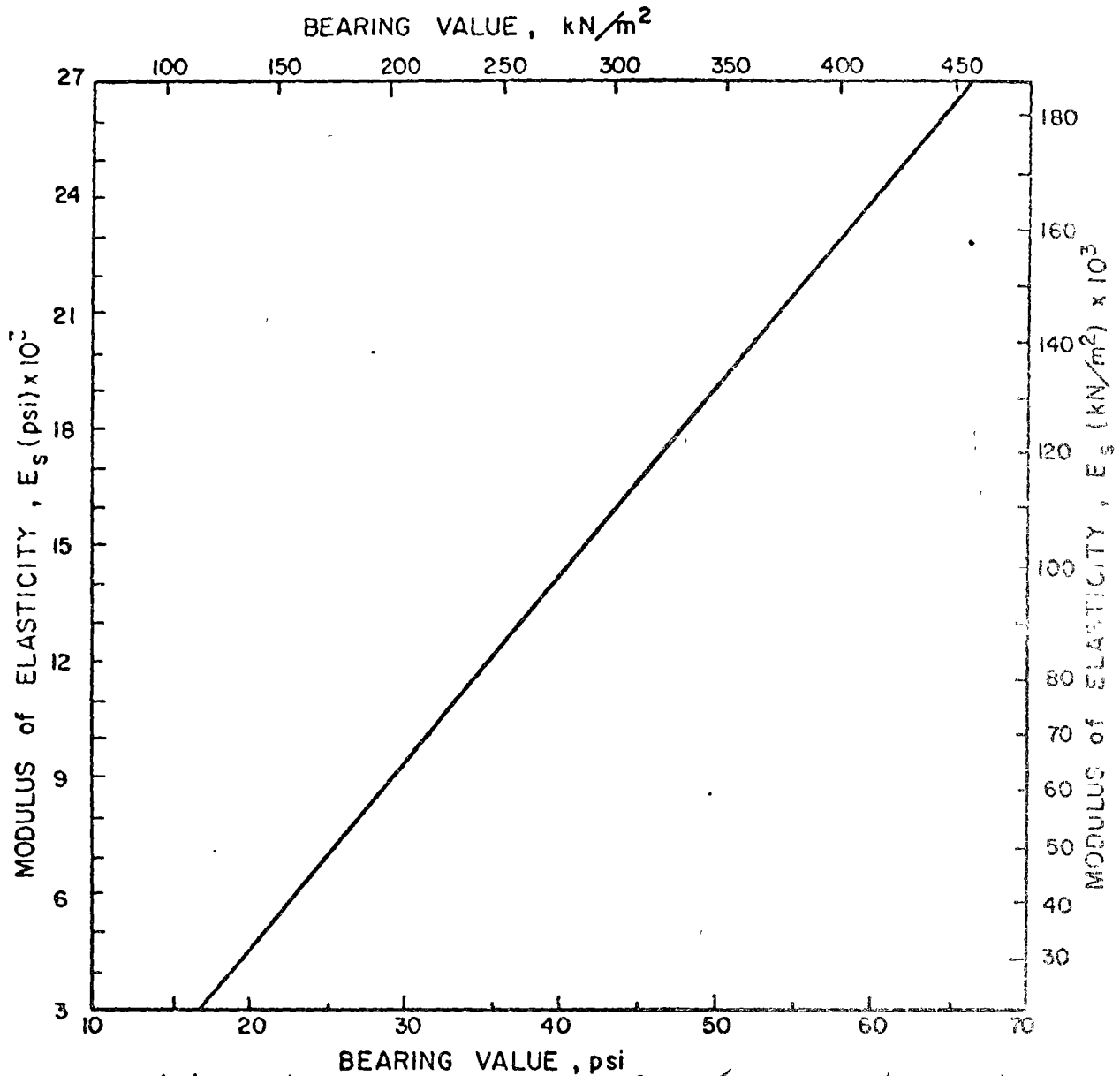
FIGURE 3-7. DESIGN CURVES - FLEXIBLE PAVEMENT DC-10-30

CHAP 3
PART 30

AC 150/5300-6B

MAY 28, 1978

Full Depth
The Asphalt Institute



BEARING VALUE, psi
(placa de 30" ϕ ; 0.5" de deflexión; 10 repeticiones)
Figure IV-1—Approximate relationship between Plate Bearing Value and Modulus of Elasticity, E_s .

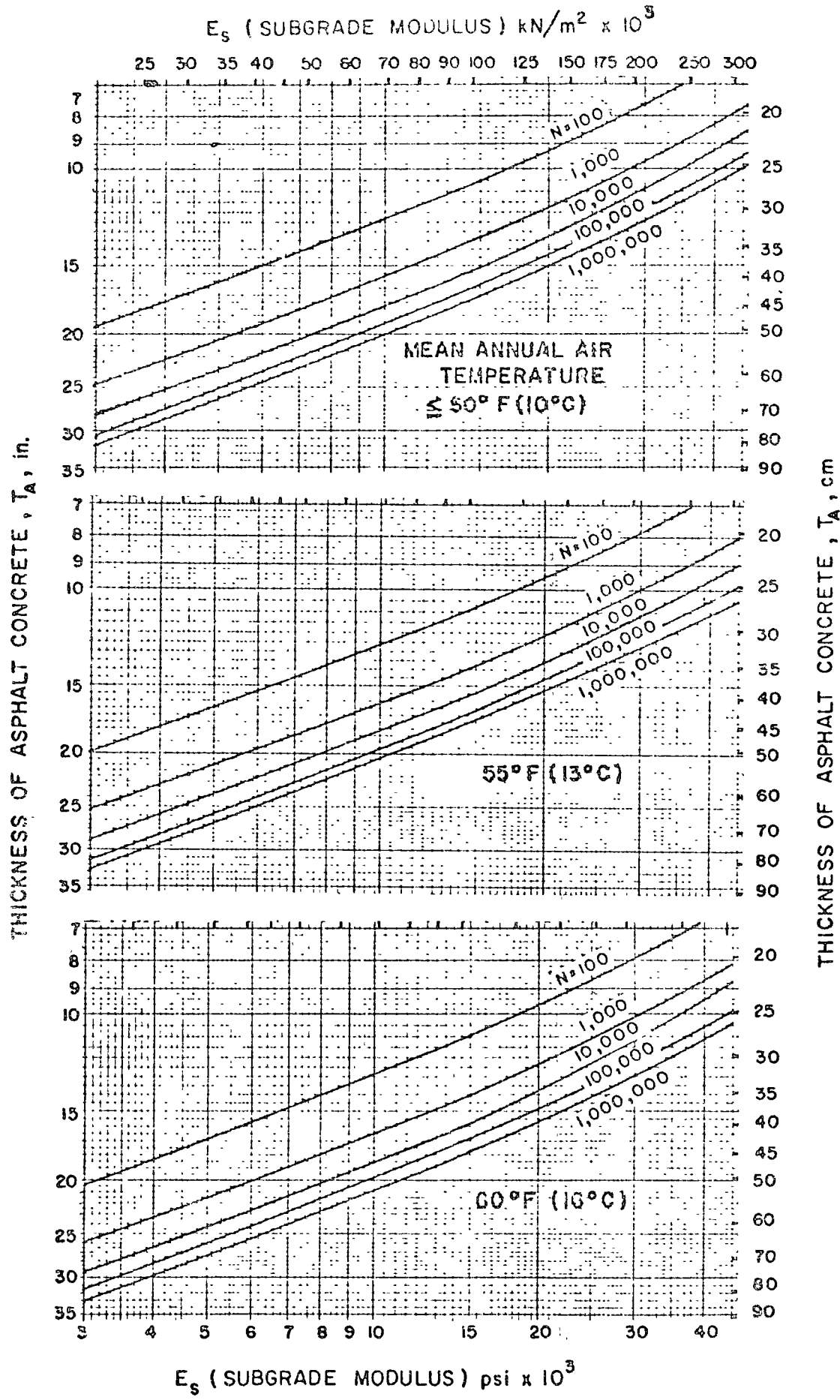


Figure V-3—Pavement thickness to limit subgrade vertical compressive strain, ϵ_v , under DC-8-63F load repetitions for different environments

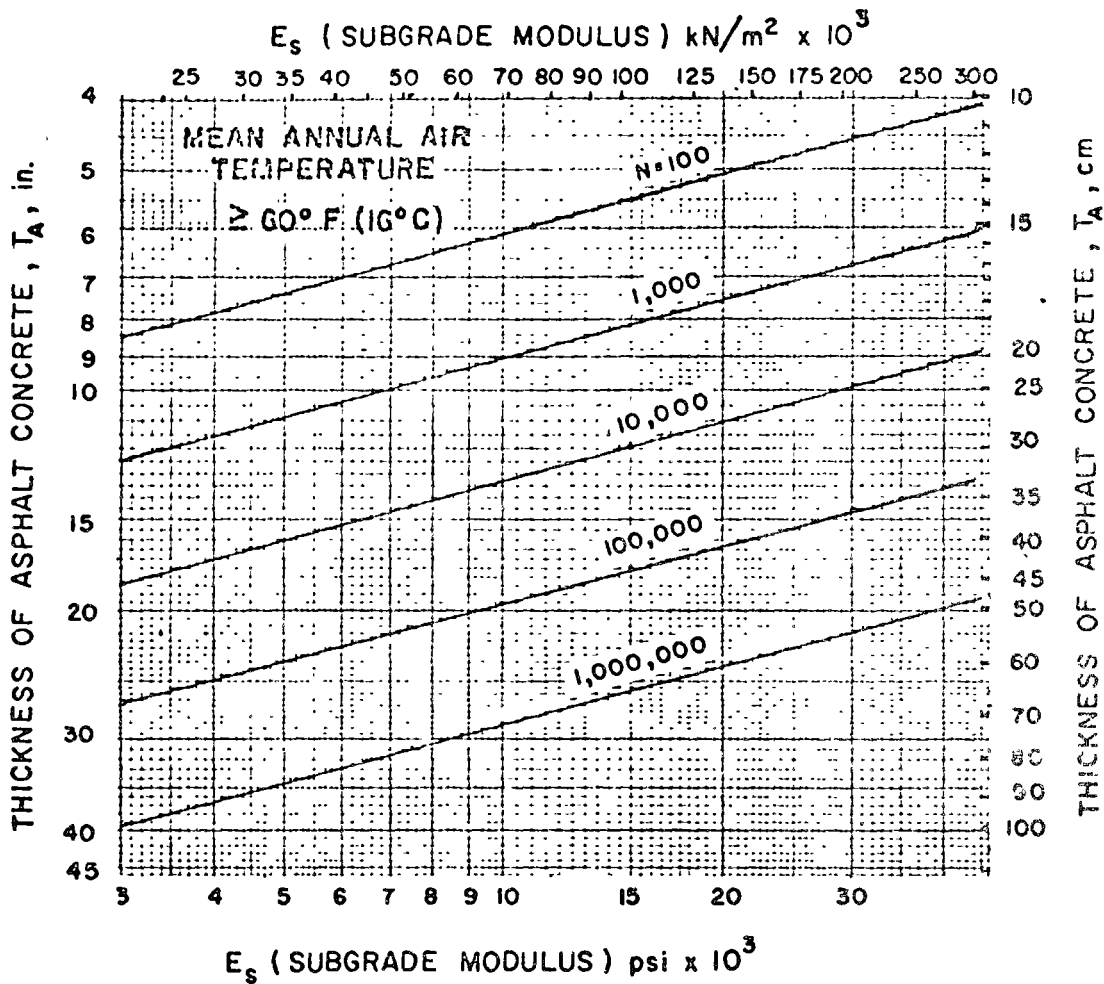
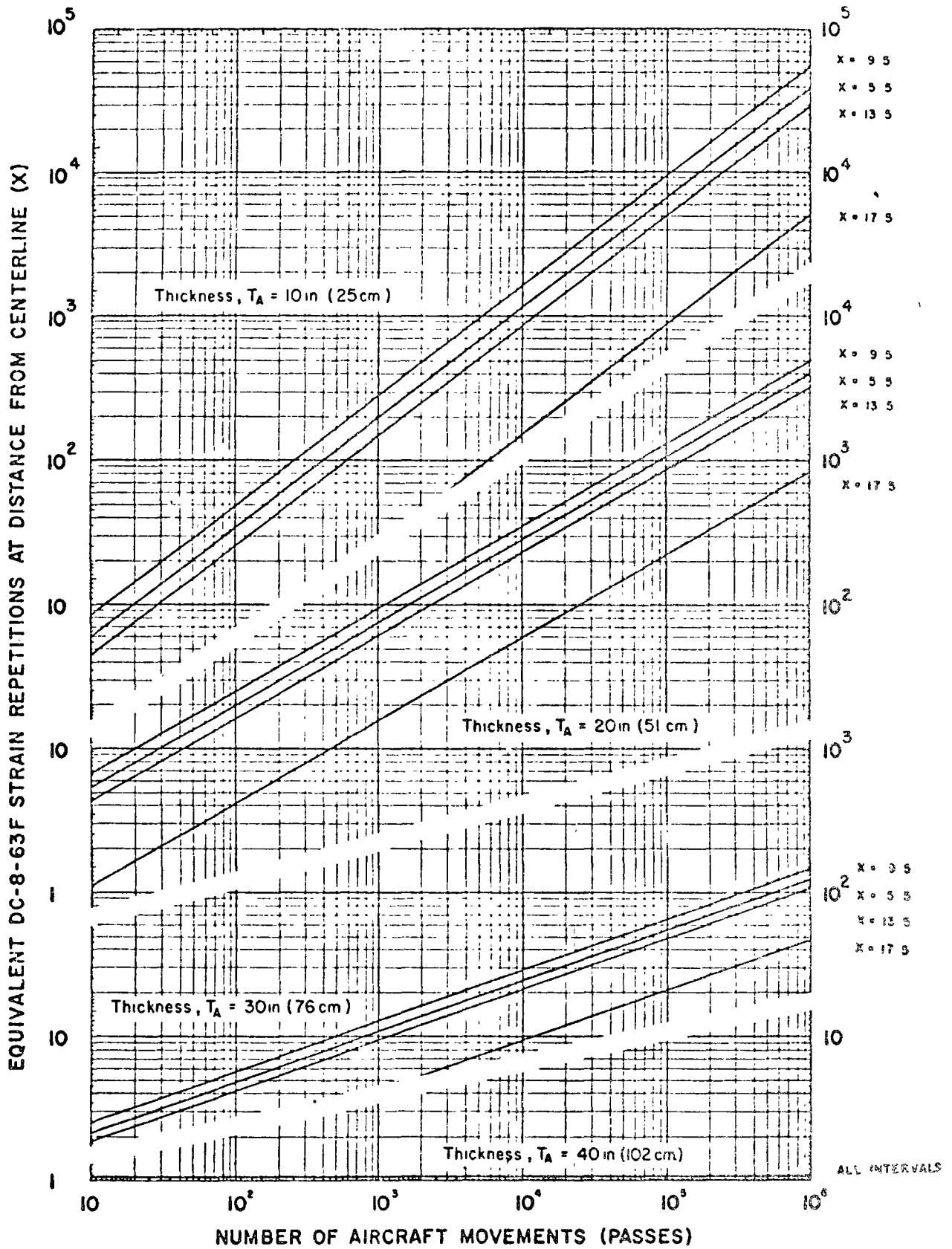


Figure V-4 (continued from pages 23 and 24)—Pavement thickness to limit asphalt concrete horizontal tensile strain, ϵ_t , under DC-8-63F load repetitions for different environments

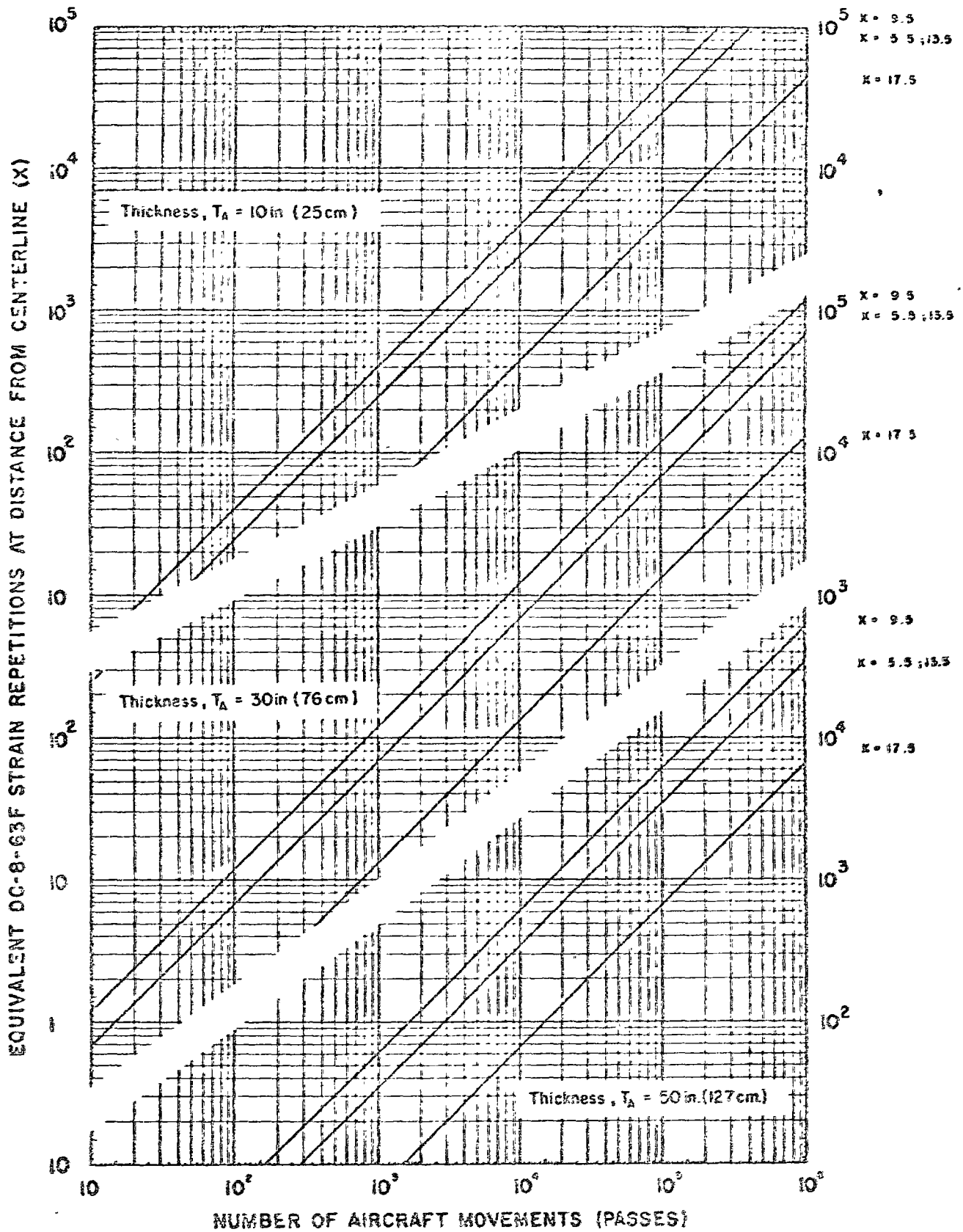
6. Using the proper chart, record on Worksheet No. 2, for each distance-from-center-line, x , the equivalent DC-8-63F strain repetitions determined from the number of movements recorded on the worksheet for the aircraft in question.
7. Repeat Steps 5 and 6 for each aircraft shown on the worksheet.
8. Determine and record on Aircraft Traffic Worksheet No. 2, for each thickness, the *sum* of the equivalent DC-8-63F strain repetitions at each distance-from-center-line.
9. Circle the maximum sum for each thickness, T_A , (see Figure V-6).
10. For each type of strain and design period, plot on the same semilogarithmic graph paper on which was plotted the Allowable Traffic Value, N_a , curve the maximum values for each assumed thickness, T_A . (An arithmetic T_A vs. logarithmic N_p plot is recommended.) This curve represents the solution for the desired Predicted Traffic Value, N_p , for one type of strain. See Figure V-7.
11. Repeat Steps 3 through 10 for the other type of strain. See Figures V-8 and V-9.



AIRCRAFT: B-727-200

STRAIN CRITERION: ϵ_c

Figure X-7



AIRCRAFT: B-727-200

STRAIN CRITERION: ϵ_s

Figure X-37

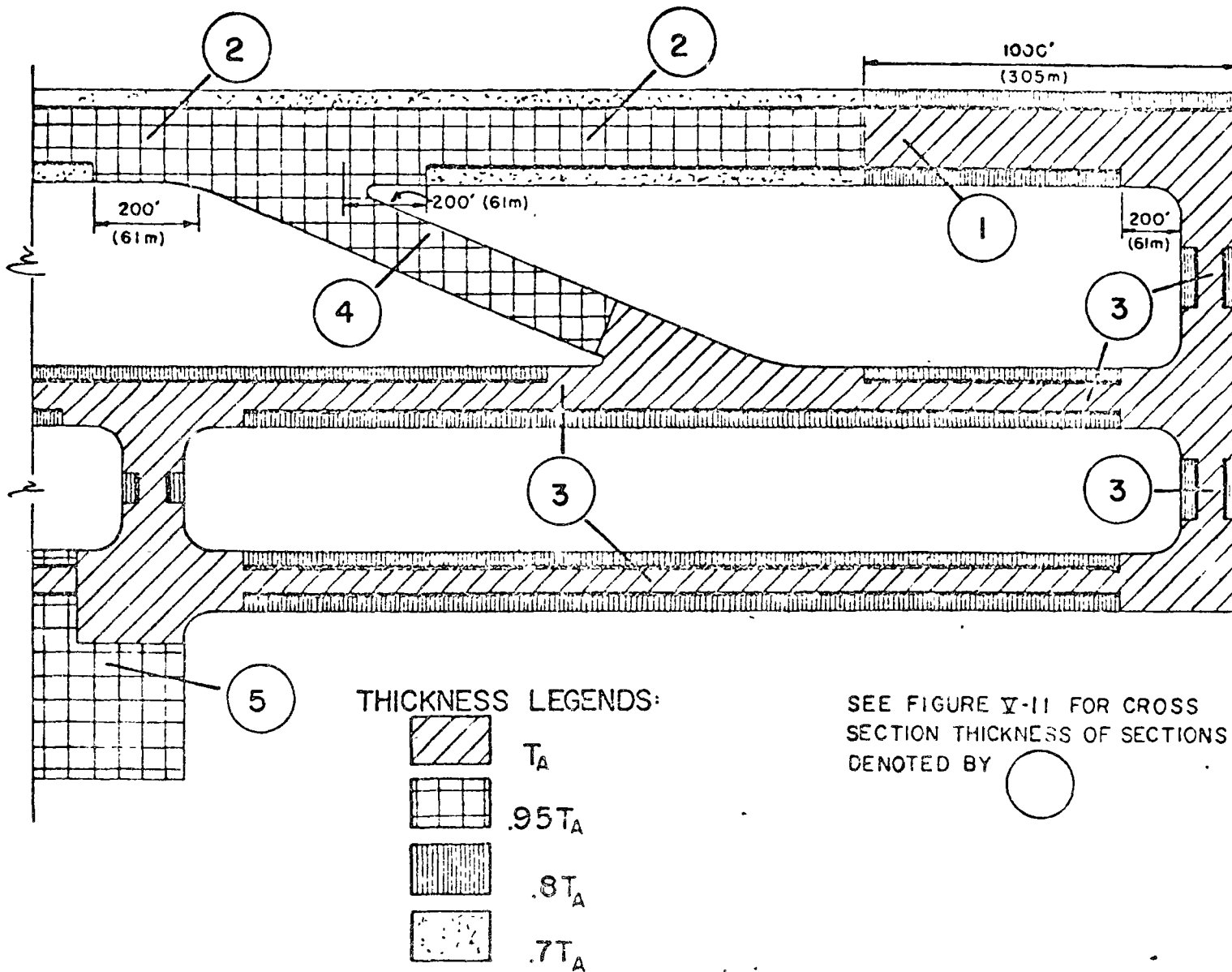
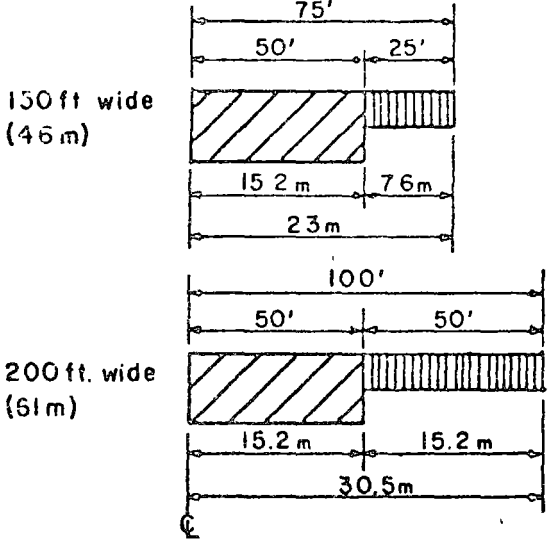


Figure V-10—Airport pavement thickness areas

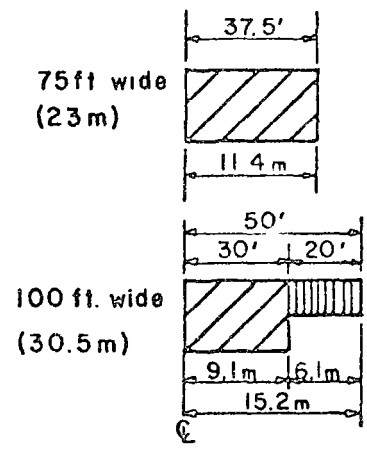
1

RUNWAY ENDS



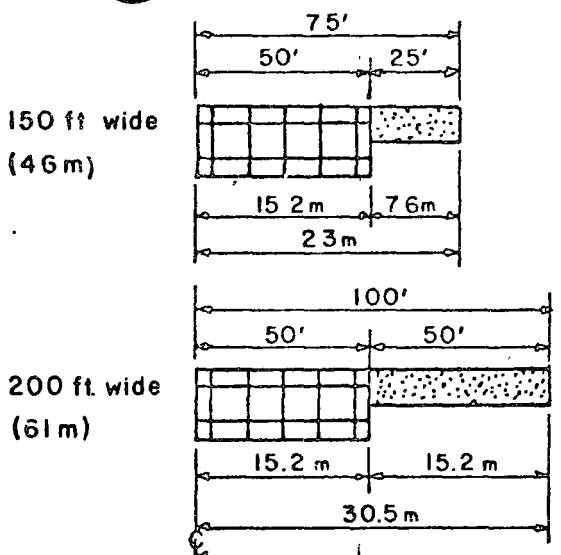
3

MAIN TAXIWAYS



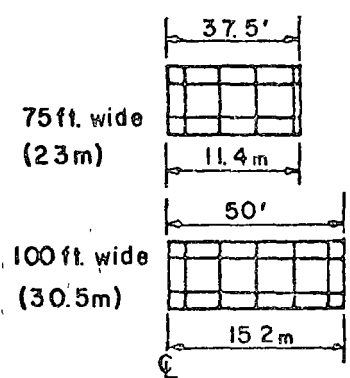
2

RUNWAY INTERIOR



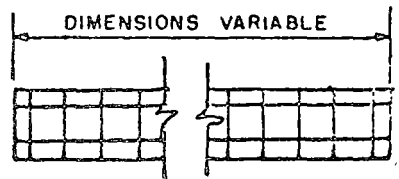
4

HIGH SPEED EXIT TAXIWAY



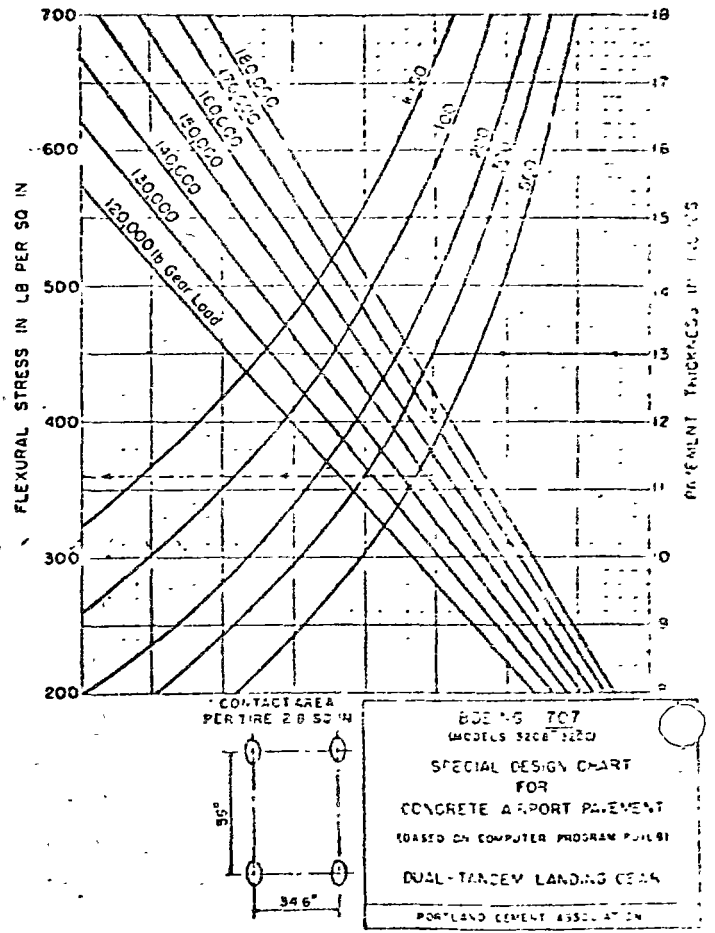
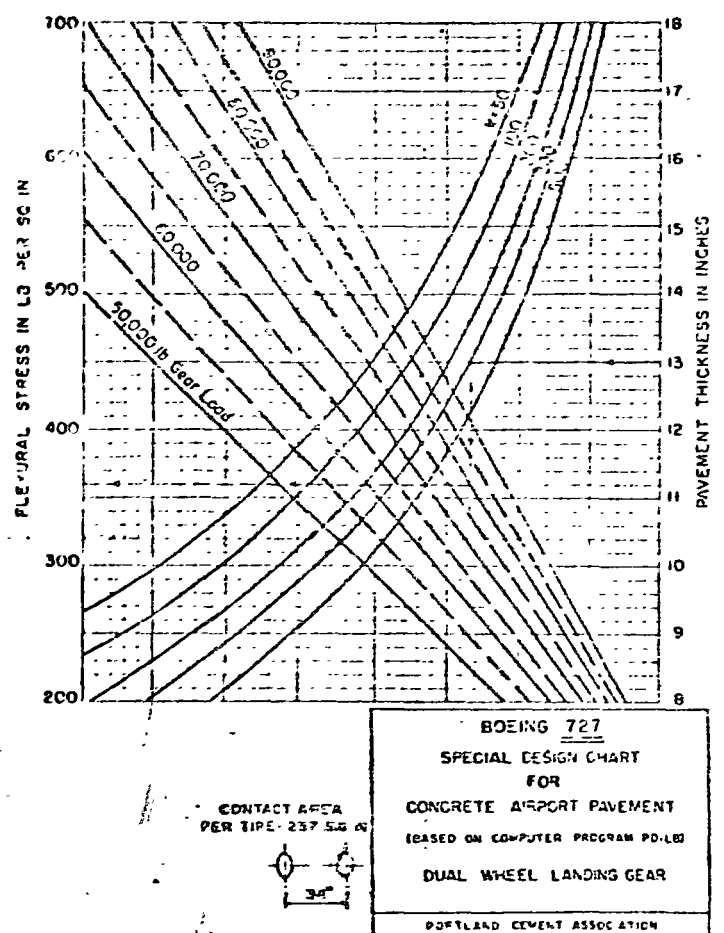
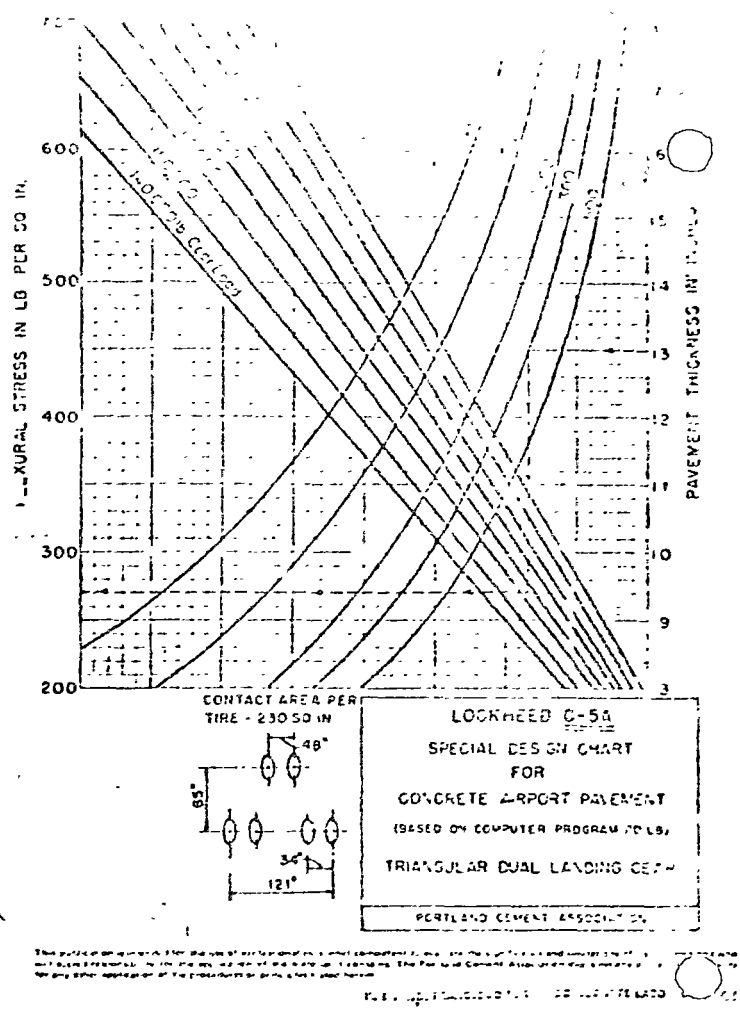
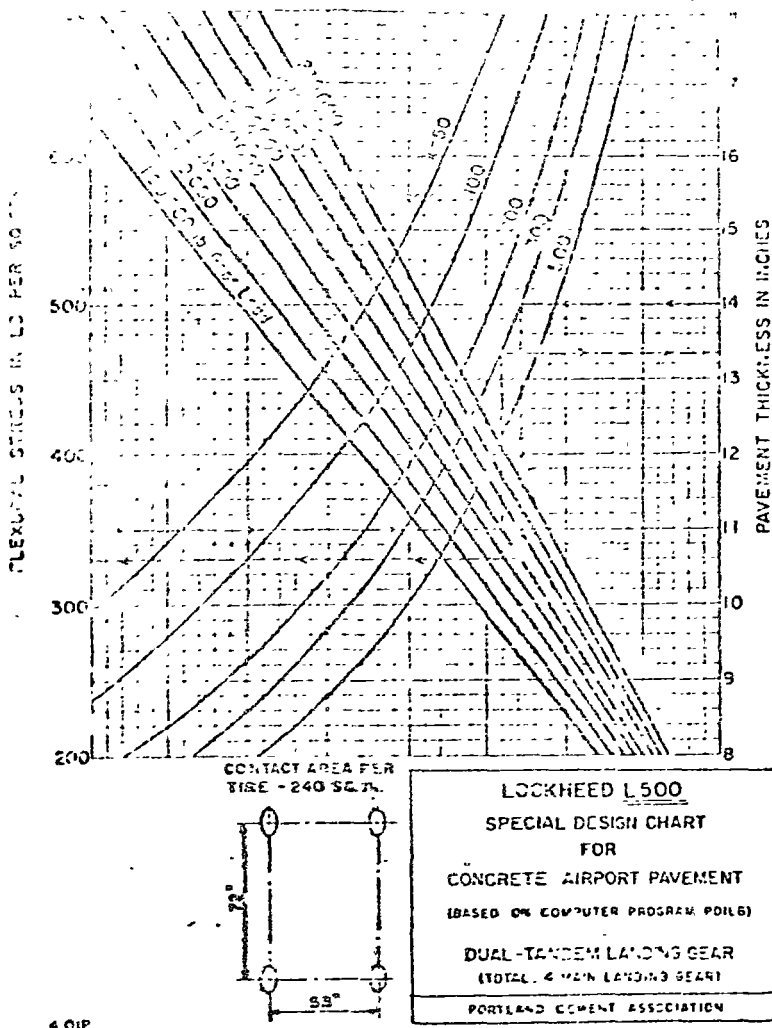
5

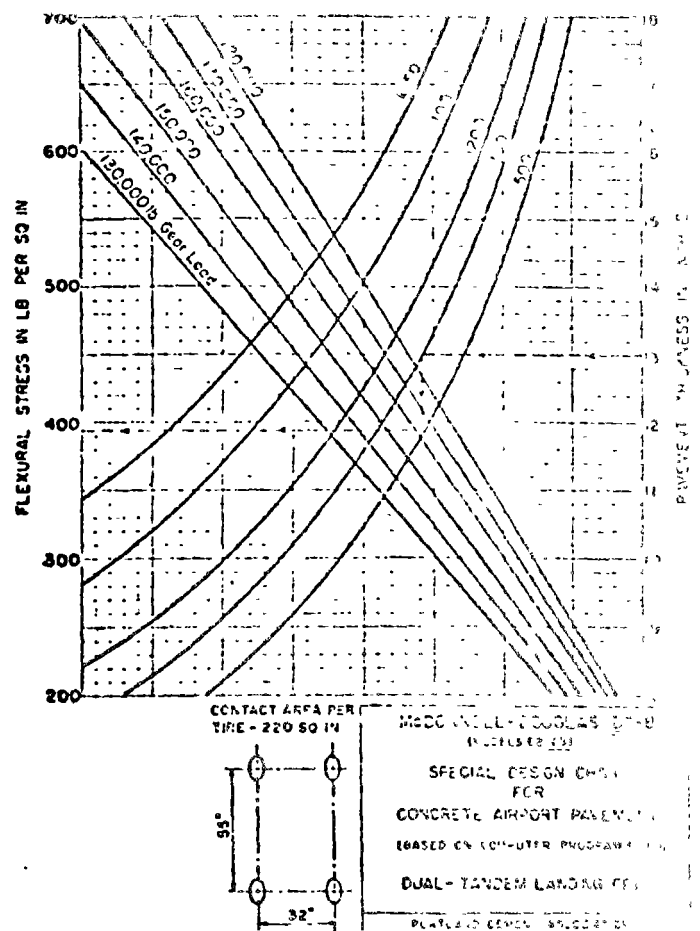
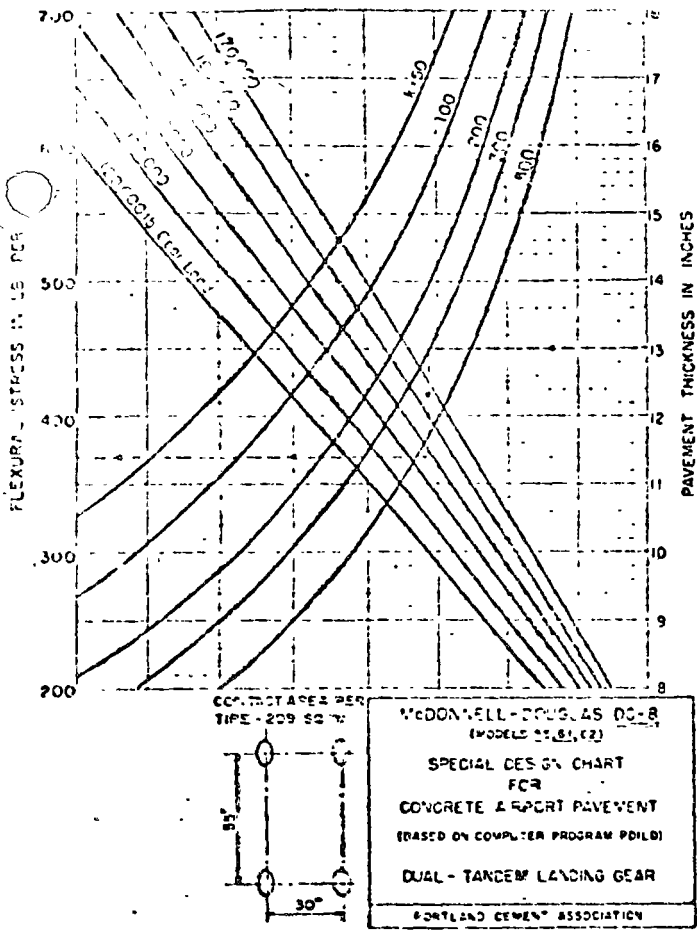
APRONS



NOTE: See figure V-10 for thickness legends.

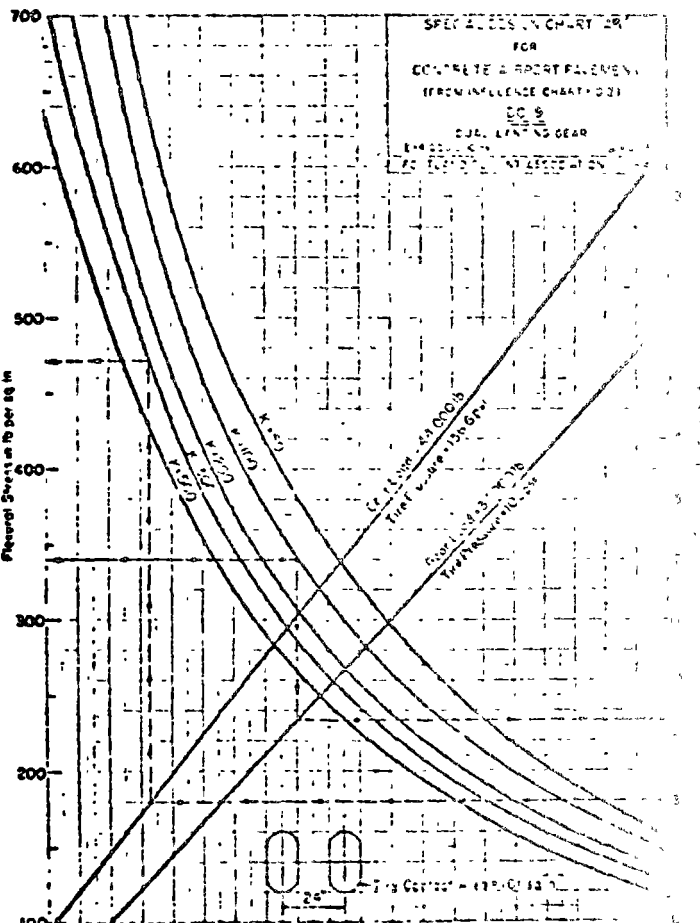
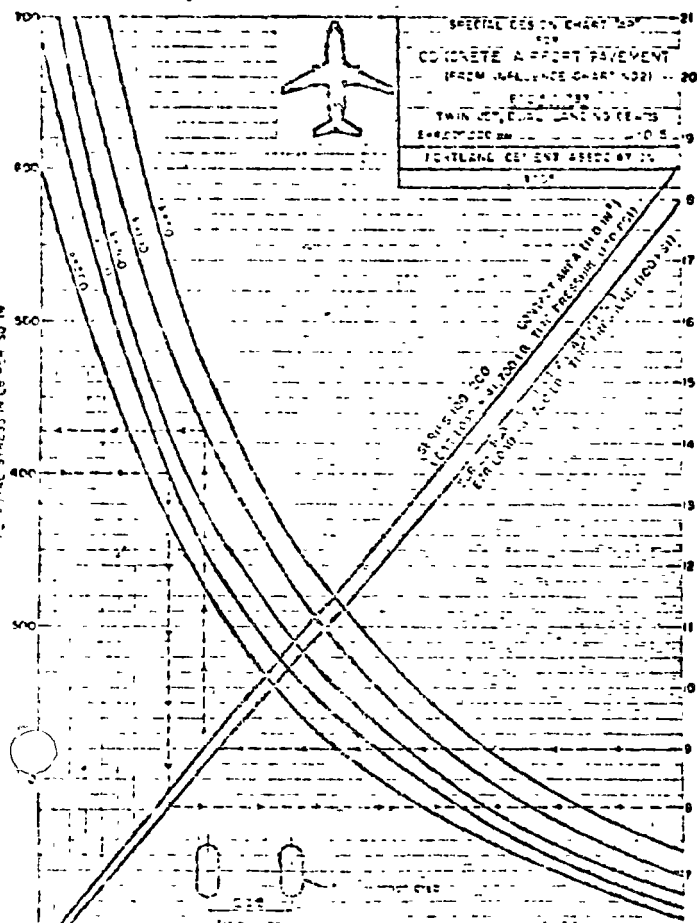
Figure V-11—Pavement area cross sections





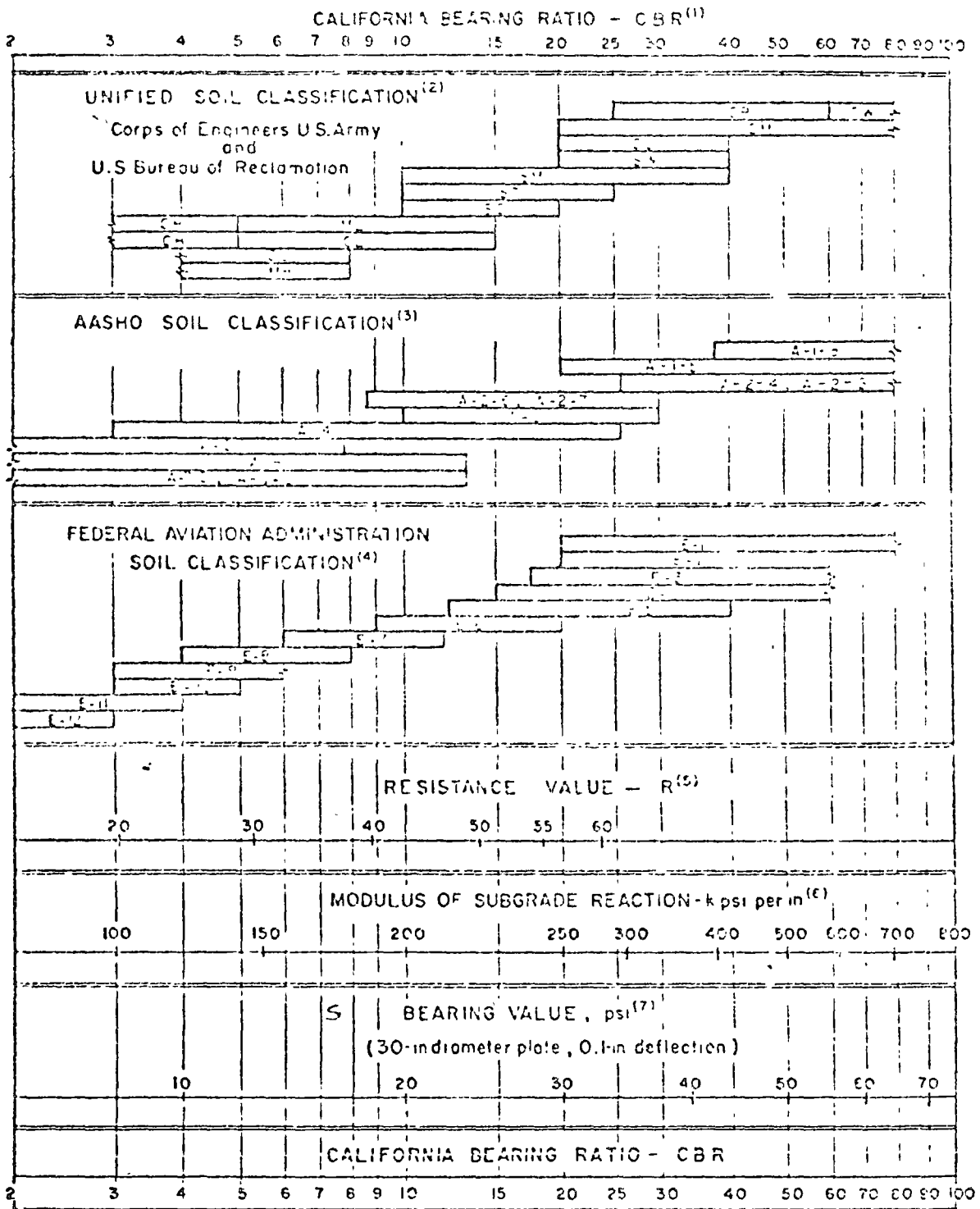
This chart is intended for the use of professional engineers to evaluate the performance of concrete pavement designs for the McDonnell-Douglas DC-8 aircraft. The chart is based on the results of a computer program (PD181) which was developed by the Portland Cement Association. The chart is based on the results of a computer program (PD181) which was developed by the Portland Cement Association.

This chart is intended for the use of professional engineers to evaluate the performance of concrete pavement designs for the McDonnell-Douglas DC-8 aircraft. The chart is based on the results of a computer program (PD181) which was developed by the Portland Cement Association. The chart is based on the results of a computer program (PD181) which was developed by the Portland Cement Association.



This chart is intended for the use of professional engineers to evaluate the performance of concrete pavement designs for the McDonnell-Douglas DC-8 aircraft. The chart is based on the results of a computer program (PD181) which was developed by the Portland Cement Association. The chart is based on the results of a computer program (PD181) which was developed by the Portland Cement Association.

This chart is intended for the use of professional engineers to evaluate the performance of concrete pavement designs for the McDonnell-Douglas DC-8 aircraft. The chart is based on the results of a computer program (PD181) which was developed by the Portland Cement Association. The chart is based on the results of a computer program (PD181) which was developed by the Portland Cement Association.



(1) For the basic idea see O. J. Porter, "Foundations for Flexible Pavements," Highway Research Board Proceedings of the Twentieth Annual Meeting, 1942, Vol. 22, pages 100-136.

(2) "Characteristics of Soil Groups Pertaining to Roads and Airfields," Appendix B, The Unified Soil Classification System, U.S. Army Corps of Engineers, Technical Memorandum 3-357, 1953.

(3) "Classification of Highway Subgrade Materials," Highway Research Board Proceedings of the Twentieth Annual Meeting, 1945, Vol. 25, pages 376-392.

(4) Airport Pavings, U.S. Department of Commerce, Federal Aviation Agency, May 1948, pages 11-16. Estimated using values given in FAA Design Manual for Airport Pavements.

(5) F. N. Mveem, "A New Approach for Pavement Design," Engineering News-Record, Vol. 141, No. 2, July 8, 1948, pages 134-139. R is factor used in California Subgrade Method of Design.

(6) See T. A. Middlebrooks and G. E. Ebertram, "Soil Tests for Design of Runway Pavements," Highway Research Board Proceedings of the Twentieth Annual Meeting, 1942, Vol. 22, page 152. A is factor used in Westergaard's analysis for design of concrete pavement.

(7) See item (6), page 164.

Fig. 10. Approximate interrelationships of soil classifications and bearing values.

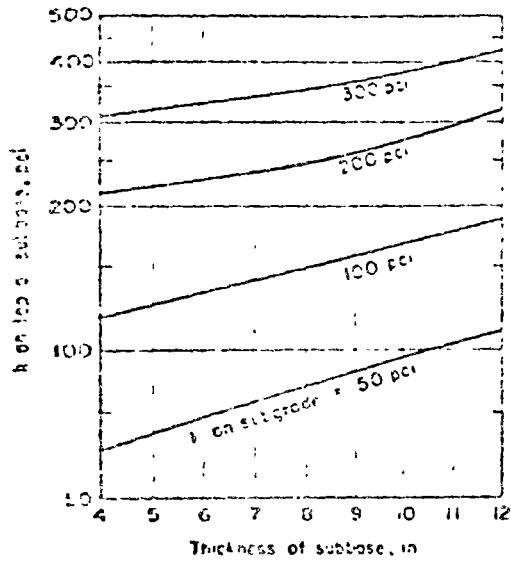


Fig. 11. Effect of granular subbase thickness on k value.

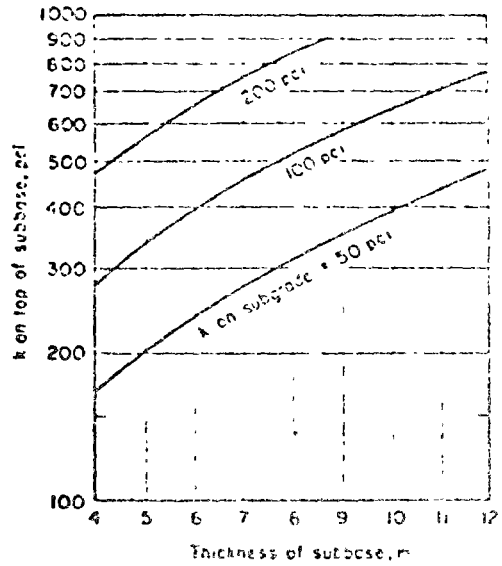
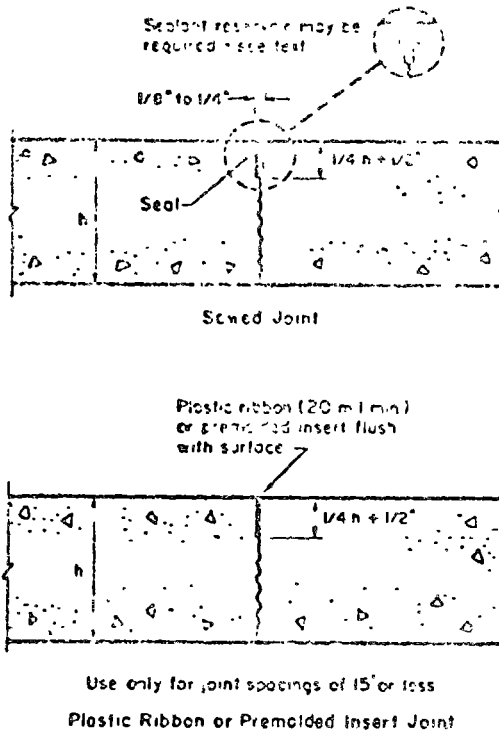
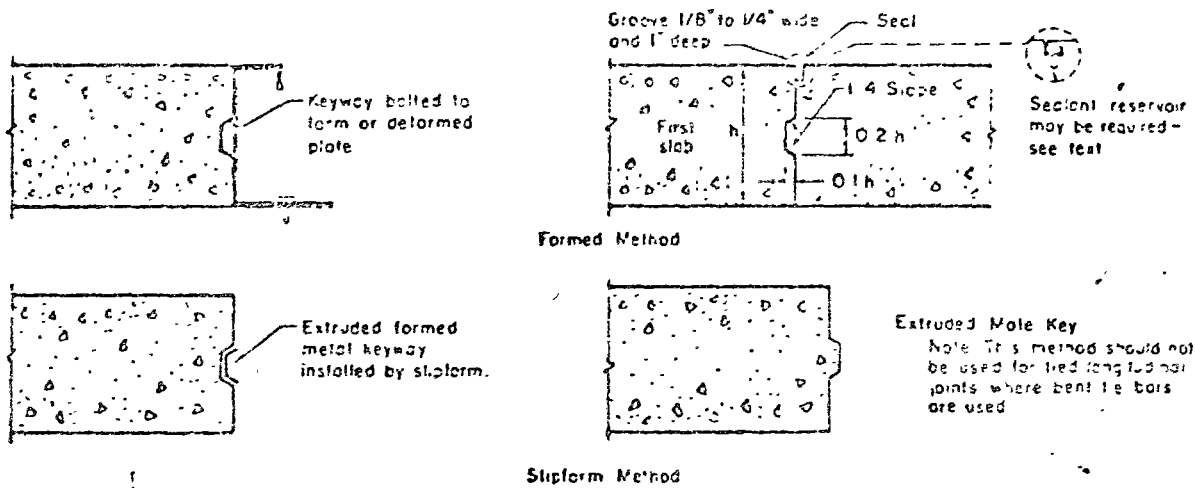


Fig. 12. Effect of cement-treated subbase thickness on k value.



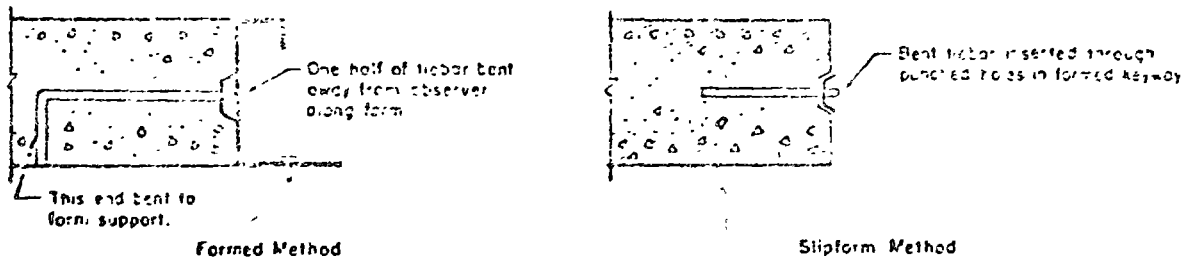
Note: Deformed tiebars of depth h/2 should be used across these joints where called for in test

Fig. 17. Intermediate longitudinal joints.



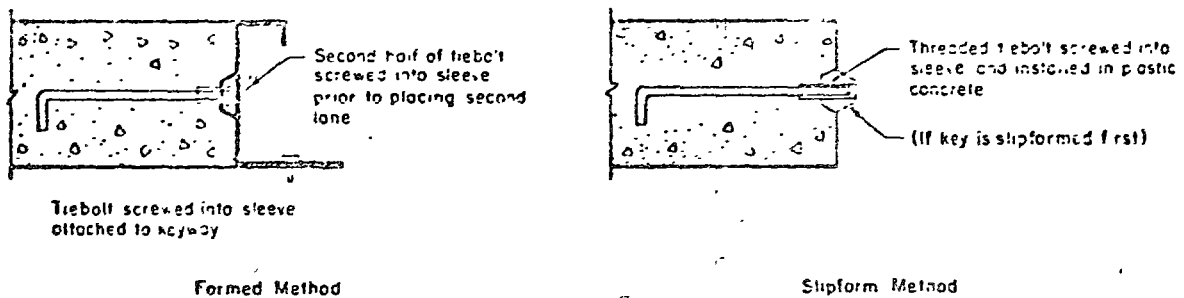
UNTIED KEYED JOINTS

(All dimensions, seal and sealant reservoir as shown upper right)



KEYED JOINTS WITH TIEBARS

(All dimensions, seal and sealant reservoir as shown upper right)

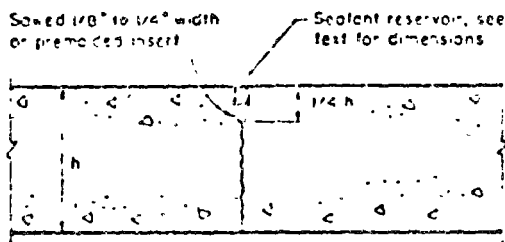


KEYED JOINTS WITH TIEBOLTS

(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

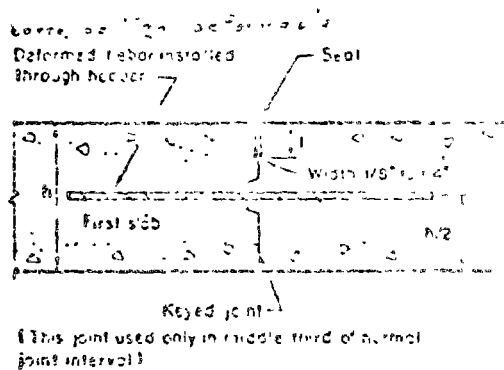
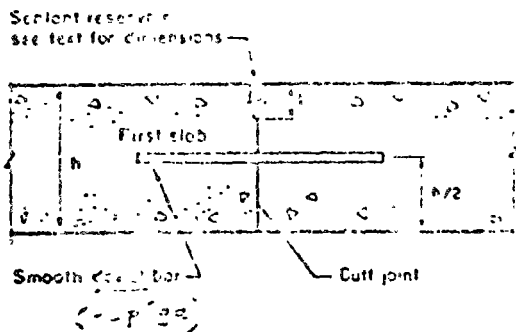
Fig. 18. Longitudinal construction joints.



Sawed or Preformed Insert

For reinforced pavements, smooth dowel bars installed at depth $h/2$
See text for use of dowel bars of certain locations in unreinforced pavements

CONTRACTION JOINT



Joints formed with header board to cross-section

CONSTRUCTION JOINTS

Fig. 19. Transverse joints.

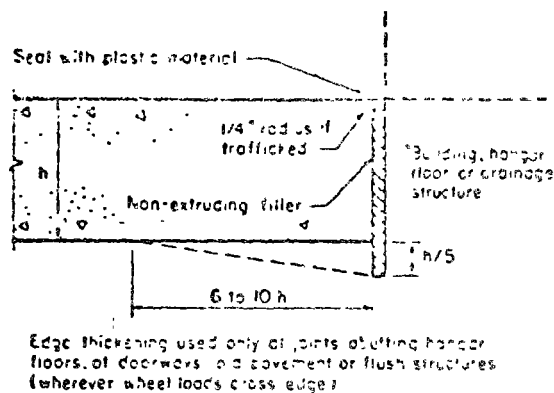
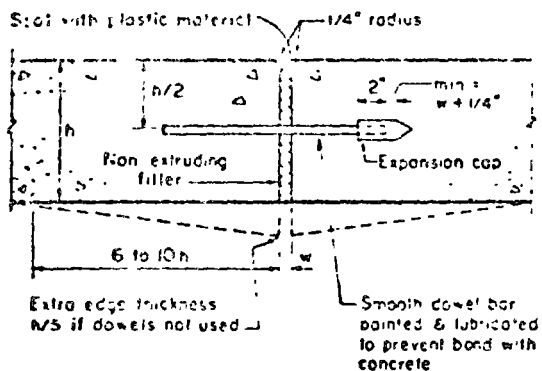
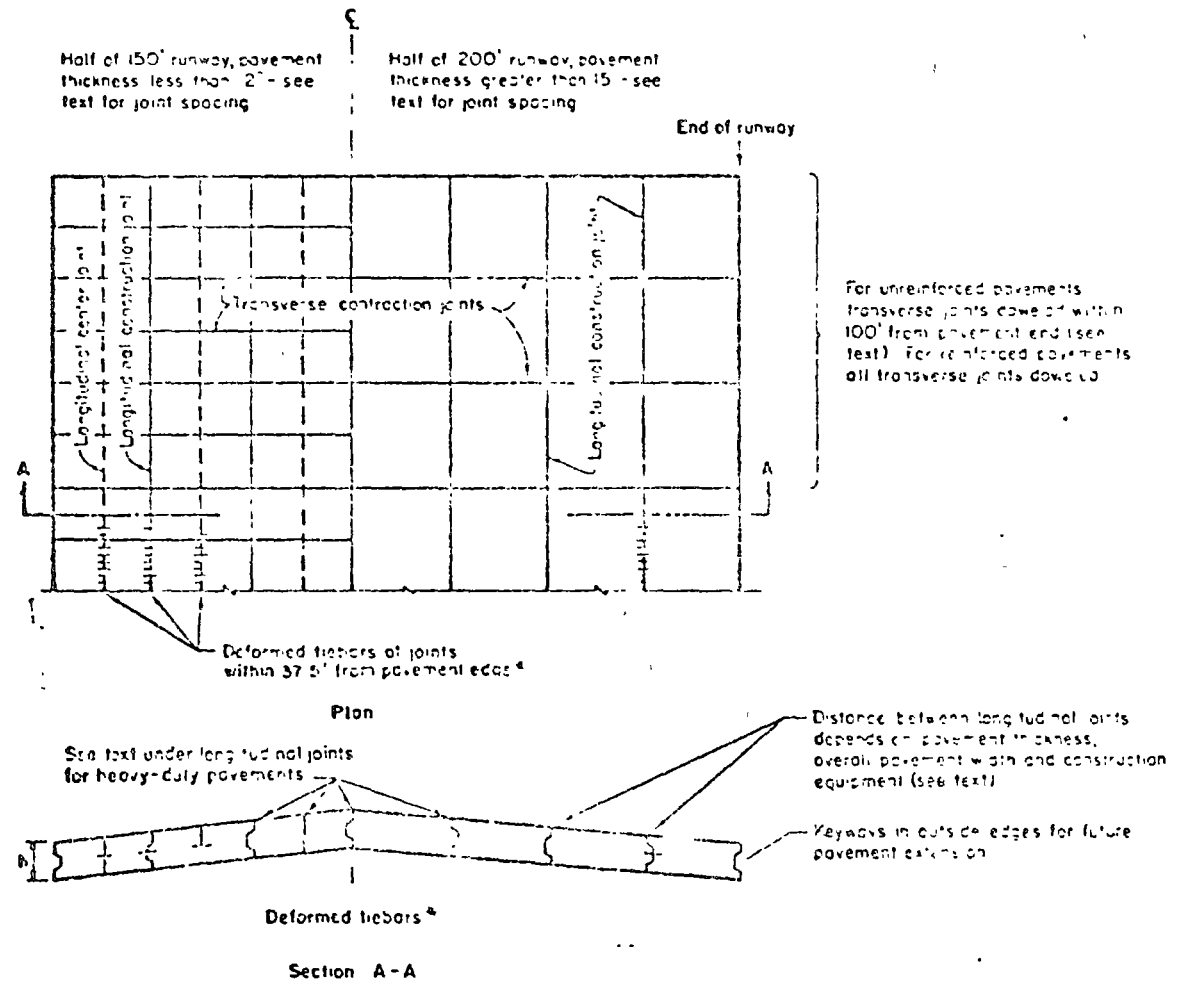
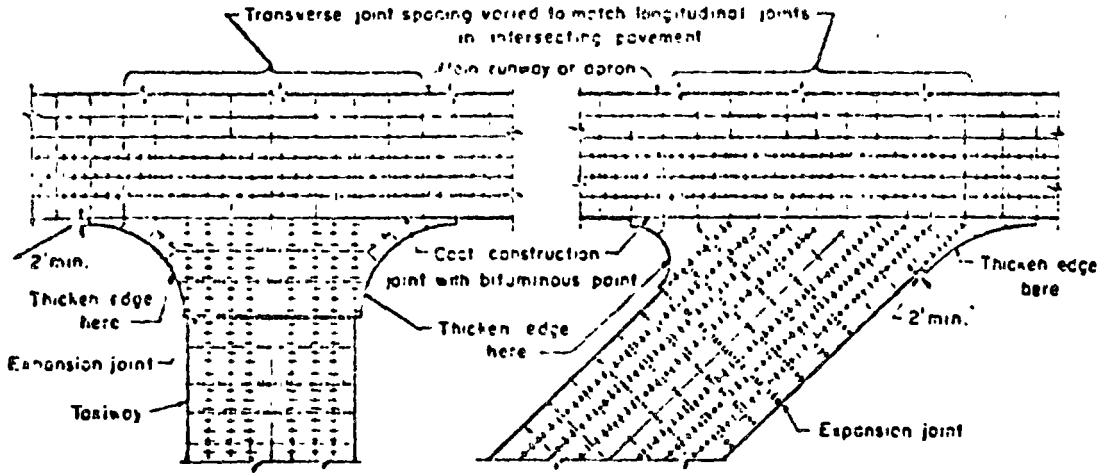


Fig. 20. Expansion joints.

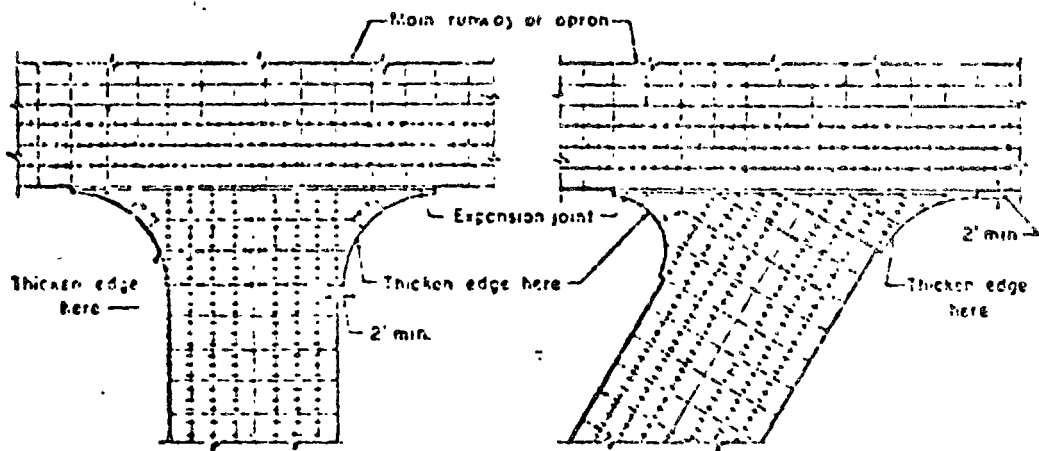


a In taxiways 75' or less in width, all longitudinal joints are provided with deformed tiebars

Fig. 21. Jointing plan for airport pavement.



LAYOUTS EMPLOYING UNITED KEYED CONSTRUCTION JOINT AT INTERSECTION



LAYOUTS EMPLOYING UNDOVELED THICKENED-EDGE EXPANSION JOINT AT INTERSECTION

Longitudinal joints tied within 375' of free pavement edges
 Unreinforced pavements - transverse joints doweled on each
 side of expansion joint (reinforced pavements - all transverse
 joints doweled).

LEGEND

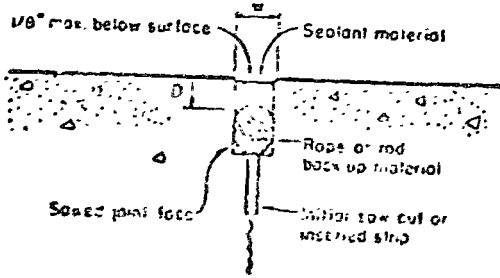
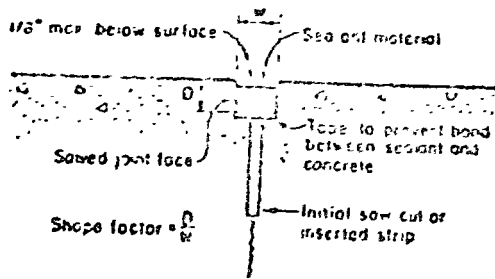
- Keyed longit construction joint.
- Transverse contraction joint.
- with tiebars
- with dowels
- Longitudinal center joint
- Transverse expansion joint with dowels
- with tiebars
- ===== Thickened-edge " " of intersection.

Note: For conditions requiring dowels, tiebars, expansion joints and thickened edges - see text

Fig. 22. Typical plans for jointing at intersections of runways, taxiways, and aprons.

Table 3. Joint Width and Depth for Poured Sealants

Joint spacing, ft.	Sealant reservoir size	
	Width, in.	Depth, in.
20	1/4	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



See text for dimensions of sealant reservoir

Fig. 23. Joint sealant reservoir and slope factor.

Table 4. Joint Width and Seal Width for Preformed Compression Seals

Joint spacing, ft.	Joint width, in.	Seal width, in.
25 or less	1/4	9/16
30	3/8	13/16
50	1/2	1
70	3/4	1-1/2

Adapted from Joint AASHTO-ACSA Task Force 6, 1965.

Table 6. ASTM Standard Reinforcing Bars*

Bar size designation	Nominal Dimensions - Round Sections			
	Weight, lb./ft.	Diameter, in.	Cross-sectional area, sq.in.	Perimeter, in.
#3	.376	.375	.11	1.176
#4	.653	.500	.20	1.571
#5	1.043	.625	.31	1.963
#6	1.502	.750	.44	2.356
#7	2.044	.875	.60	2.749
#8	2.670	1.000	.79	3.142
#9	3.400	1.128	1.00	3.544
#10	4.303	1.270	1.27	3.950
#11	5.313	1.410	1.56	4.430

The three 1968 ASTM Bar Specifications are:

- A615—Billet steel deformed bars
 - Grade 40 - Sizes #3-11, #14 and #18
 - Grade 60 - Sizes #3-11, #14 and #18
 - Grade 75 - Sizes #11, #14 and #18

- A616—Rail steel deformed bars
 - Grade 50 - Sizes #3-11
 - Grade 60 - Sizes #3-11

- A617—Axle steel deformed bars
 - Grade 40 - Sizes #3-11
 - Grade 60 - Sizes #3-11

*Courtesy of Concrete Reinforcing Steel Institute.

Table 7. Dowel Size and Spacing

Step depth, in.	Dowel diameter, in.	Total dowel length, ^a in.	Dowel spacing, in. c to c
5-6	3/4	16	12
7-8	1	18	12
9-11	1-1/4	18	12
12-16	1-1/2	20	15
17-20	1-3/4	22	18
21-25	2	24	18

^a Allowance made for joint openings and minor errors in positioning of dowels.

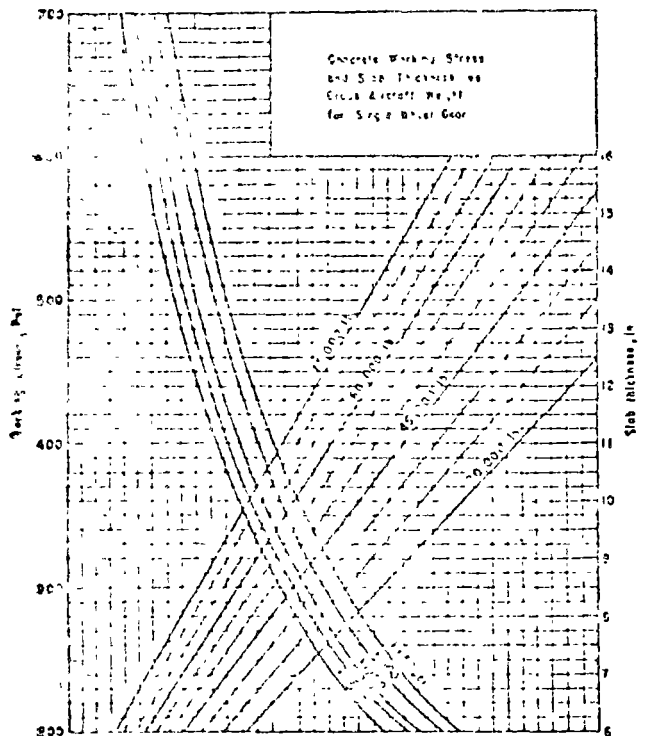


FIGURE 3-10. DESIGN CURVES - RIGID PAVEMENT - SINGLE GEAR

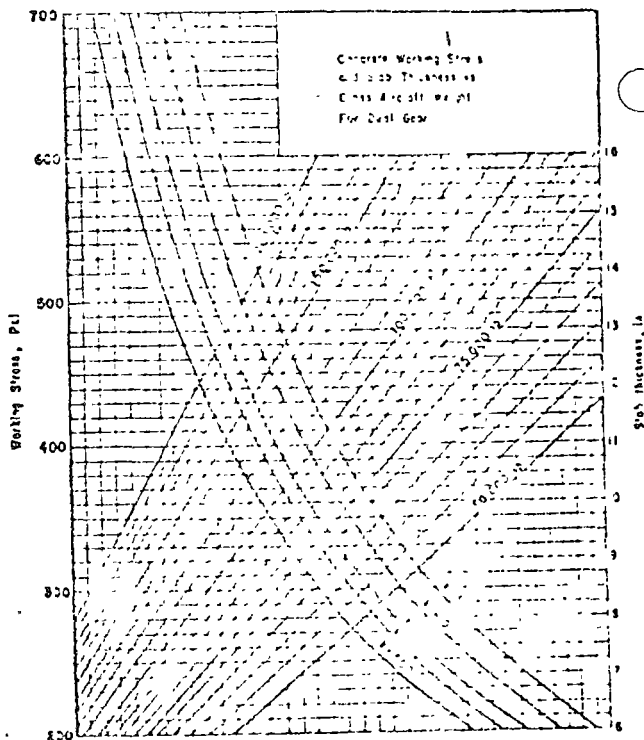


FIGURE 3-11. DESIGN CURVES - RIGID PAVEMENT - DUAL GEAR

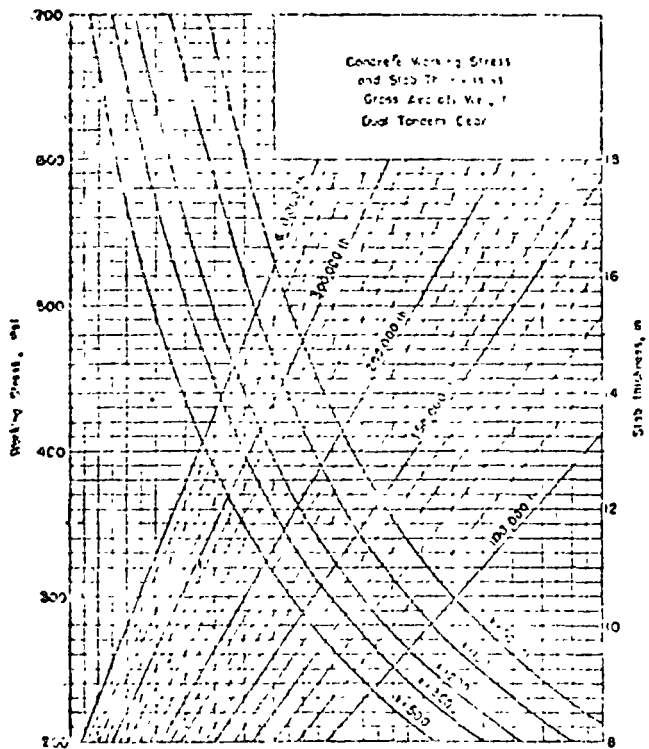


FIGURE 3-12. DESIGN CURVES - RIGID PAVEMENT - DUAL TANDEM GEAR

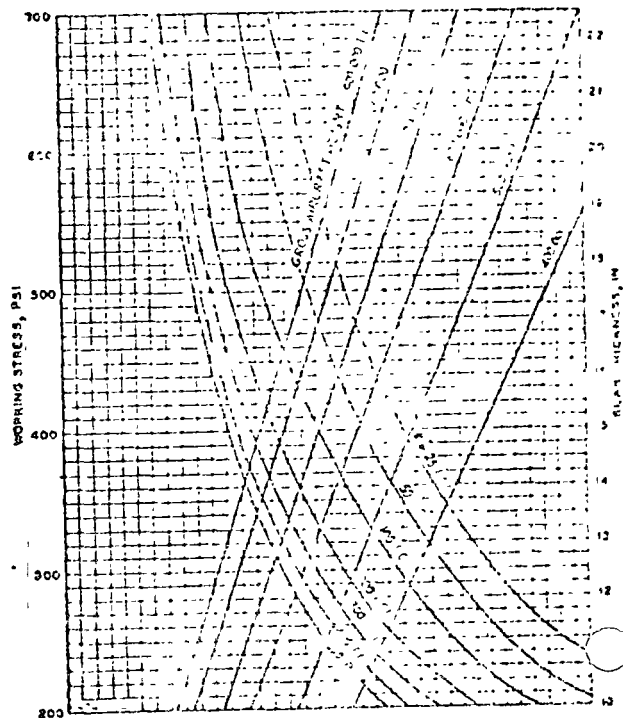


FIGURE 3-13. DESIGN CURVES - RIGID PAVEMENT - TANDEM GEAR

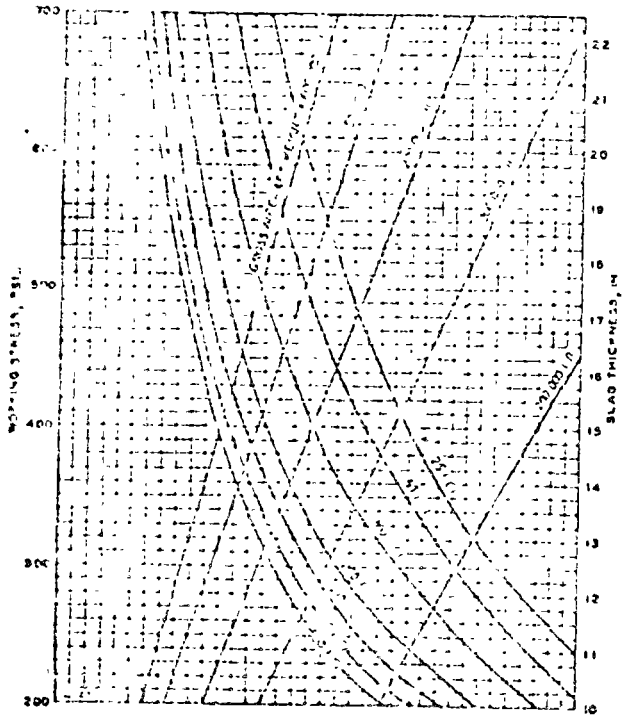


FIGURE 3-14. DESIGN EXAMPLE 3-14 (CONT'D)

Page 54

Chap 3
Part 44

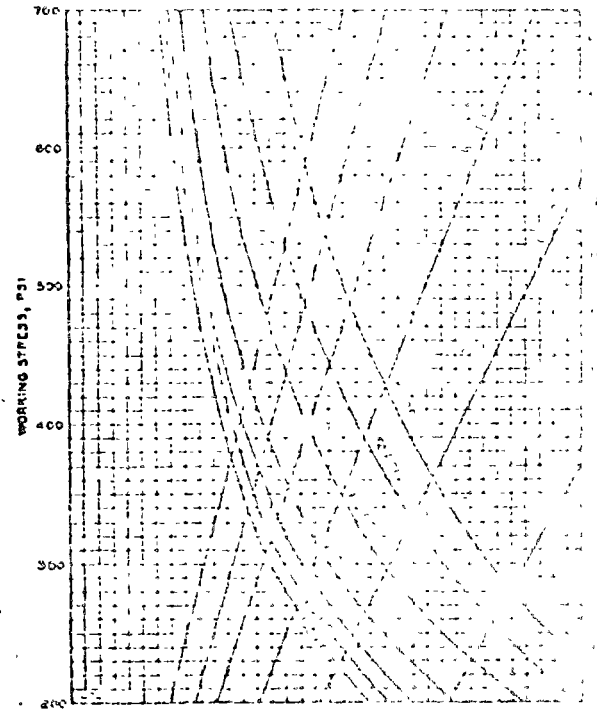


FIGURE 3-15. DESIGN EXAMPLE 3-15 (CONT'D)

Page 55

Chap 3
Part 44

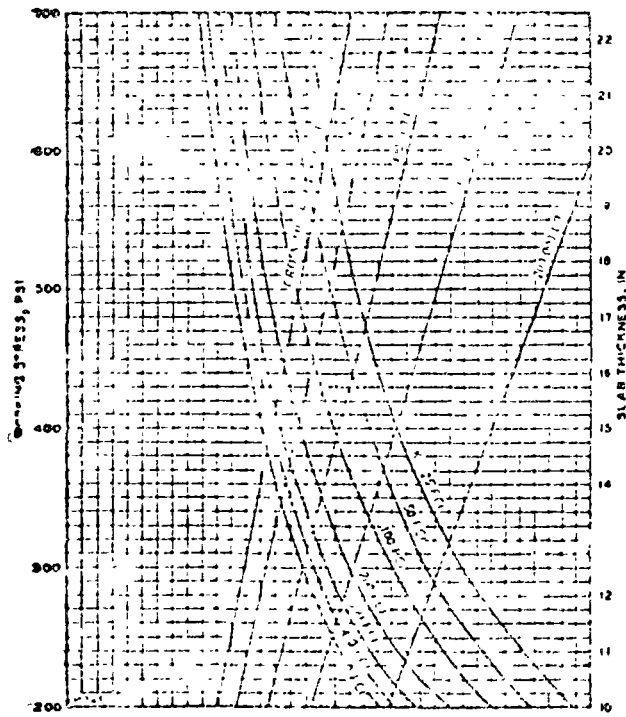


FIGURE 3-16. DESIGN EXAMPLE 3-16 (CONT'D)

Page 56

Chap 3
Part 44

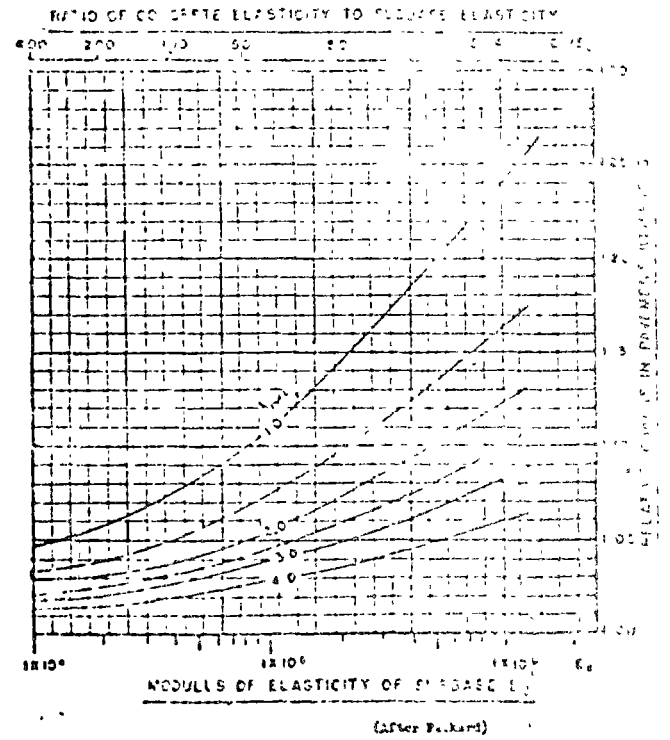
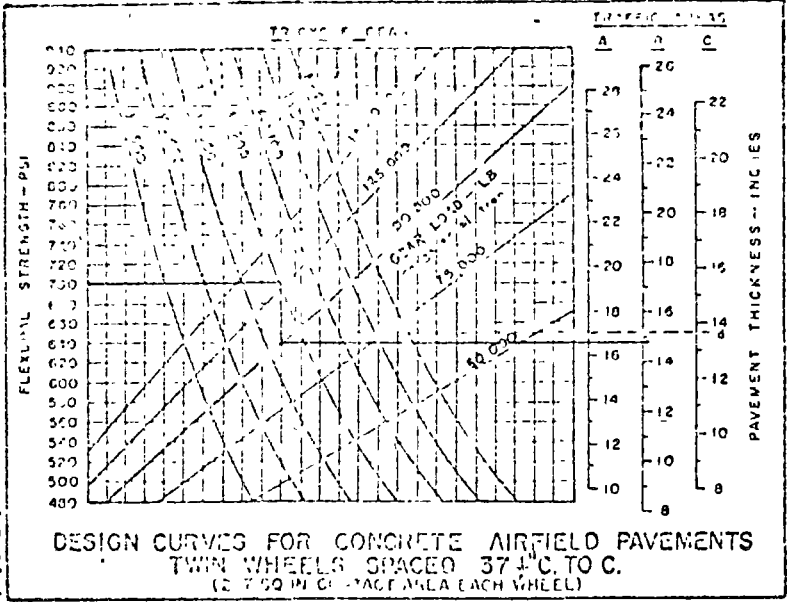


FIGURE 3-17. STABILIZED LAYER EFFECTS ON SLAB STRESS

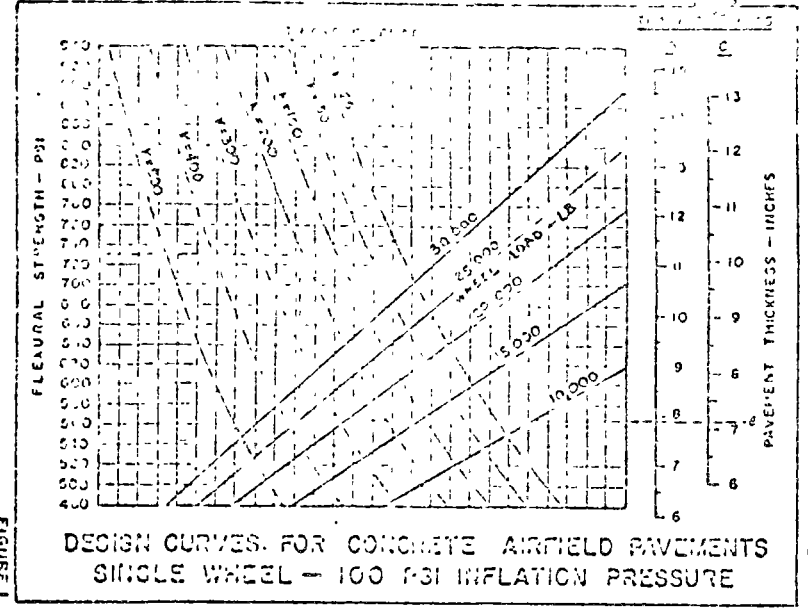
Page 58

Chap 3
Part 47



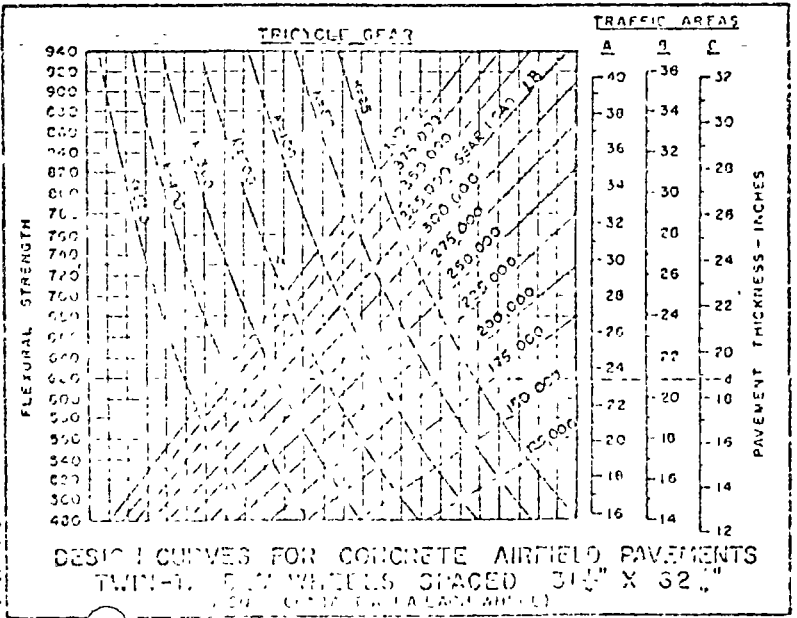
E M 1110-45-303
5 FEB 58

Pavement thickness tables



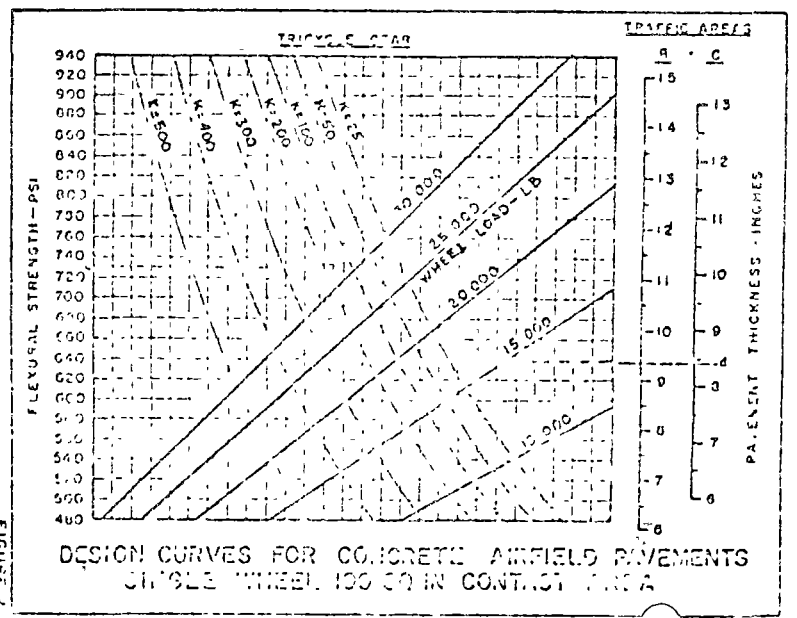
E M 1110-45-303
5 FEB 58

Pavement thickness tables



E M 1110-45-303
5 FEB 58

Pavement thickness tables

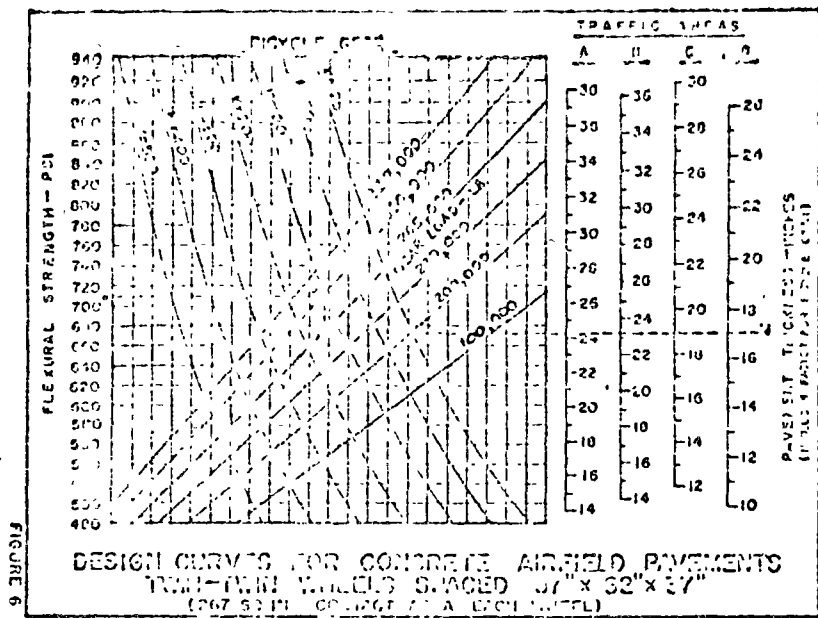


E M 1110-45-303
5 FEB 58

Pavement thickness tables

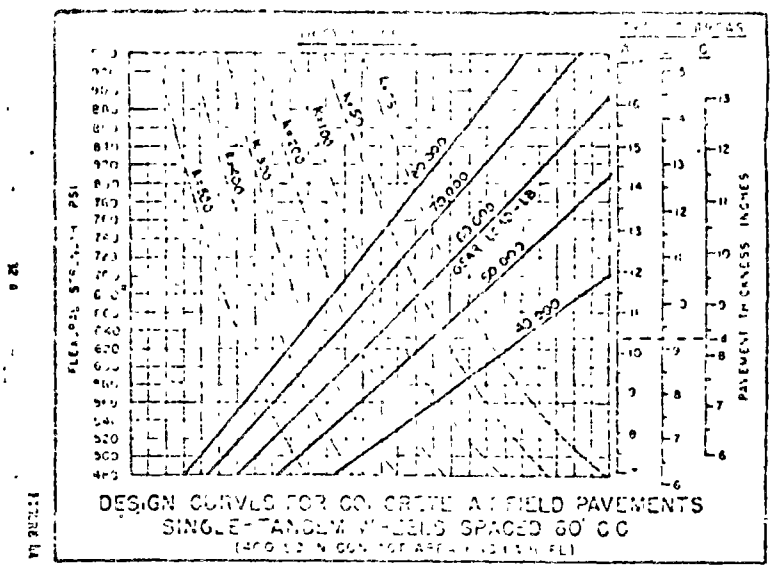
Department of the Army
Corps of Engineers

through C



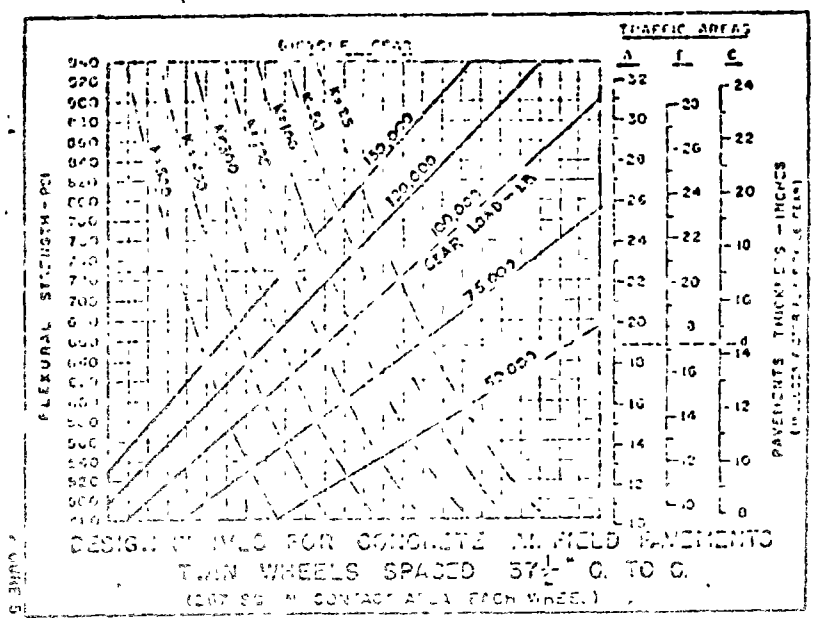
EM 10-15-30S
5 FEB 58

*Tras de bicicleta
Pavone con ruedas dobles gemelas*



EM 10-15-30S
5 FEB 58

Tras con tandem gemelas



EM 10-15-30S
5 FEB 58

*Tras de bicicleta
Pavone con ruedas dobles gemelas*

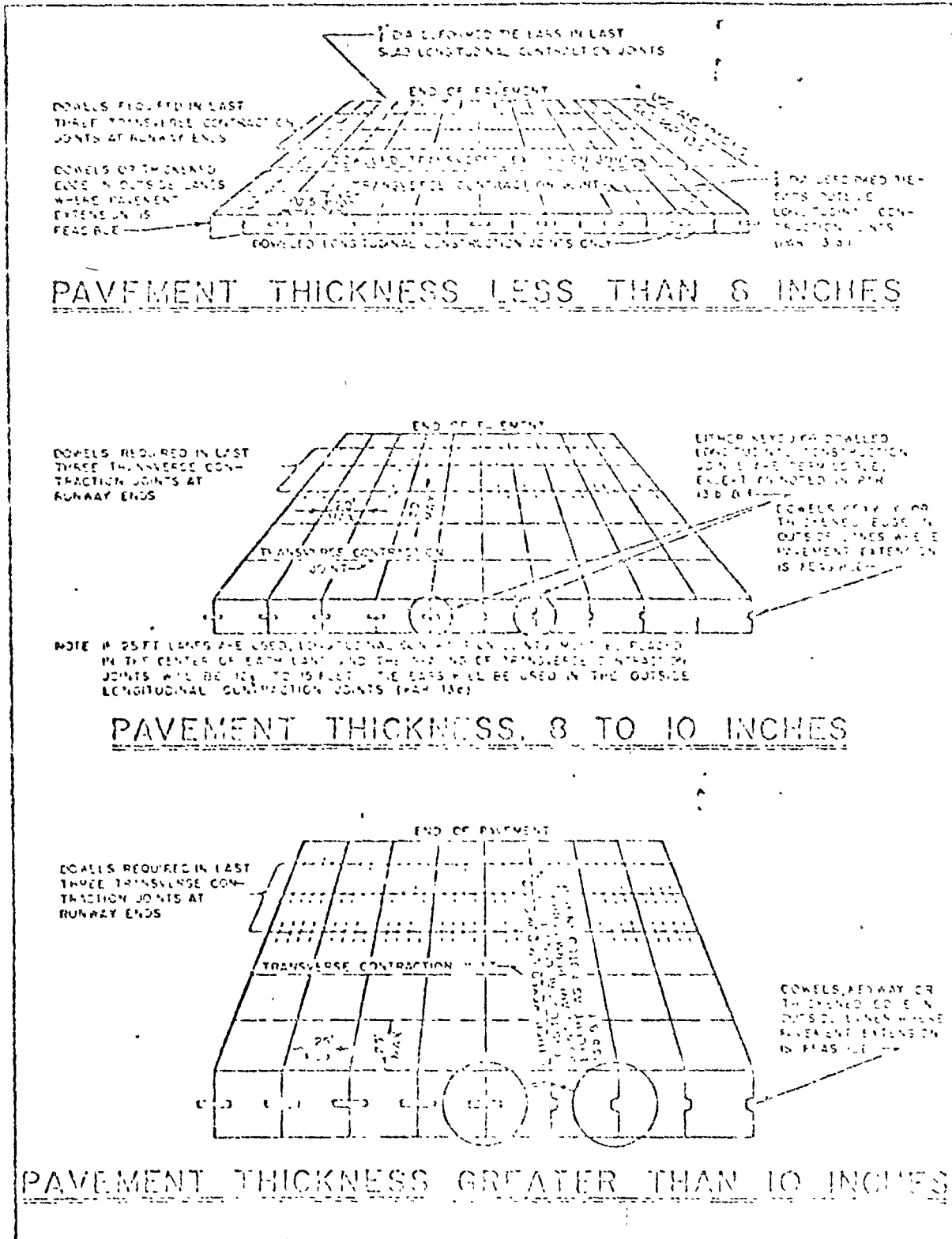
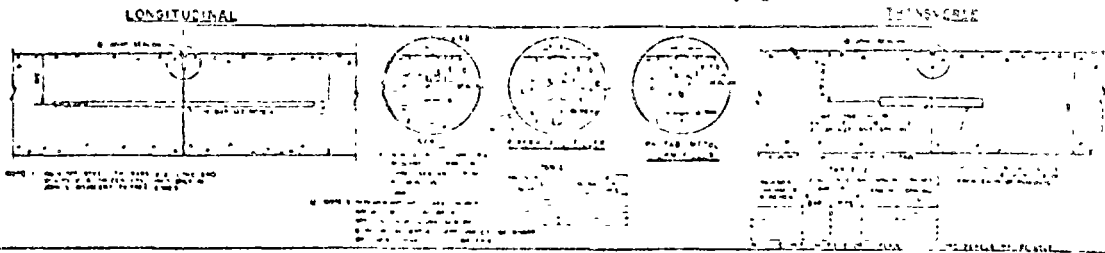
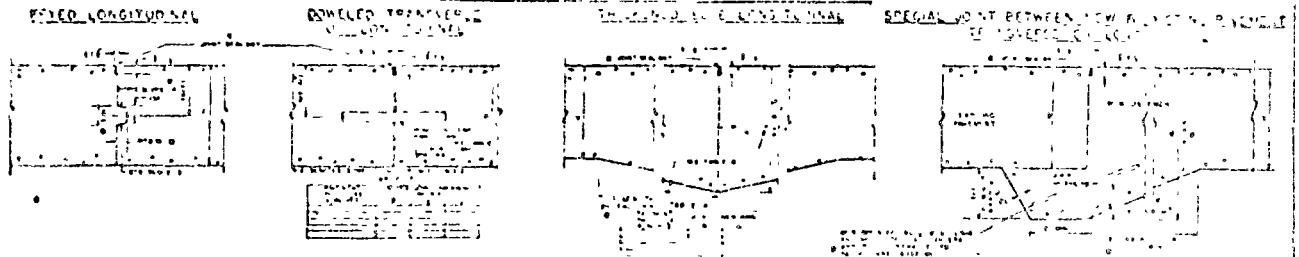


FIGURE 7

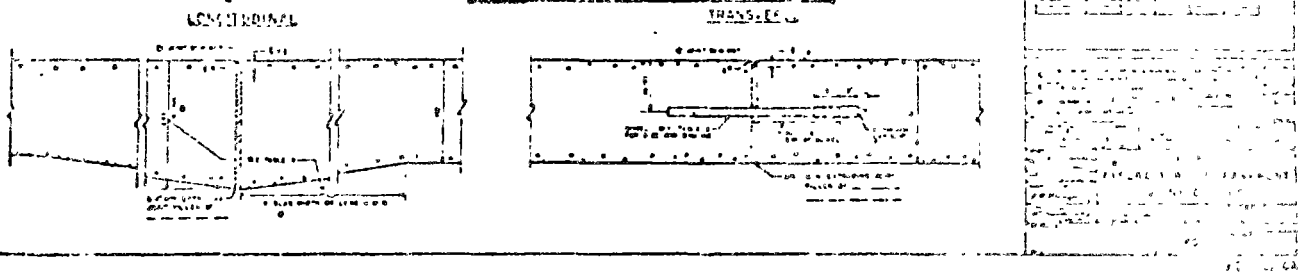
CONTRACTION JOINTS



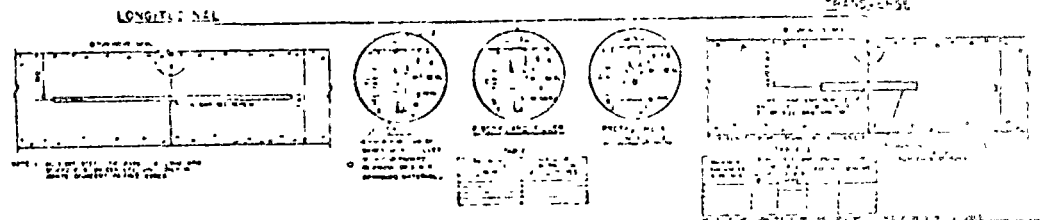
CONSTRUCTION JOINTS



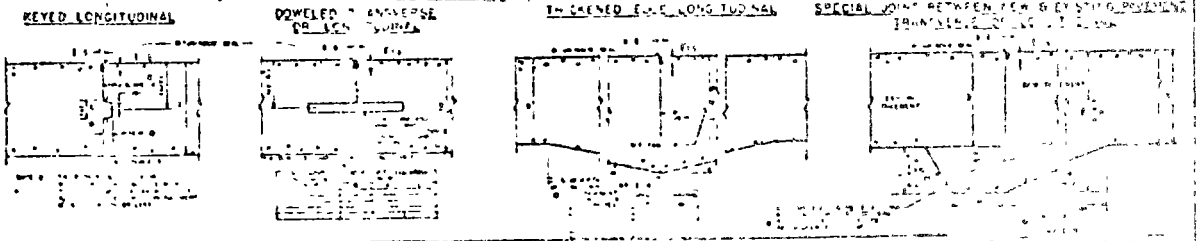
EXPANSION JOINTS



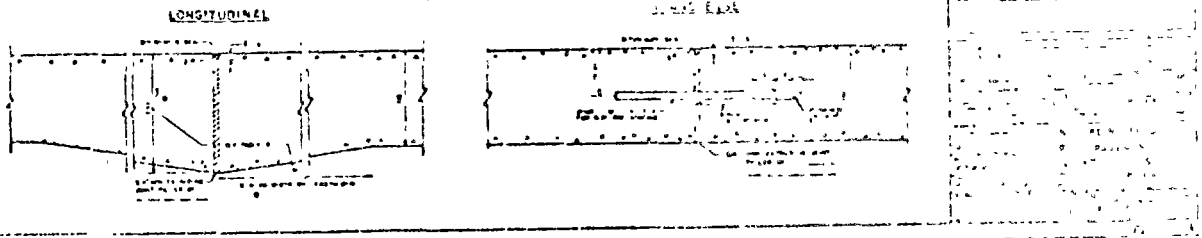
CONTRACTION JOINTS



CONSTRUCTION JOINTS



EXPANSION JOINTS



11



2 9



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



Ing. Miguel Reister Morey

Palacio de Minería
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Tels.: 521-40-23 521-73-35 5123-123

127
128
129
130
131
132
133
134
135
136
137
138
139
140
141
142
143
144
145
146
147
148
149
150
151
152
153
154
155
156
157
158
159
160
161
162
163
164
165
166
167
168
169
170
171
172
173
174
175
176
177
178
179
180
181
182
183
184
185
186
187
188
189
190
191
192
193
194
195
196
197
198
199
200



Rehabilitación y Reconstrucción de Pavimentos

En muchos países se presenta 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, pues 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 pasar una breve revista a la metodología de evaluación de pavimentos flexibles construídos, destacando algunos de los métodos de ensayo en que la Mecánica de Suelos Aplicada tenga un papel que jugar.

Los problemas de rehabilitación de pavimentos pueden ser innumerables variados y van desde la colocación de riegos de "rejuvenecimiento" o continuación de sobre-carpetas, hasta reconstrucciones integrales; - -

también 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 muy 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 (Ref. 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.

d.- Condiciones de la superficie.

La apariencia del pavimento (deformaciones, grietas, etc.) no necesariamente está ligada a la capacidad estructural y desde luego no lo está 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.

e.- Seguridad.

El concepto se valúa generalmente con base en estadísticas de accidentes.

f.- Costo.

Se refiere no solo a la erogación necesaria para pagar la rehabilitación, sino también a los costos de conservación y de operación a que se llegue.

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 efectuadas por procedimientos mecánicos en la superficie del pavimento (Ref. 55).

Adicionalmente al concepto de nivel de servicio es importante considerar las condiciones de la superficie de rodamiento en lo que se refiere a agrietamientos, deformaciones permanentes y cualquier otro defecto cuya presencia, como se mencionó anteriormente, no siempre cabe atribuirse a insuficiencia estructural. Es muy importante que en todo

programa para la ejecución de un estudio con fines de rehabilitar un pavimento se incluya un levantamiento (tan detallado como sea posible) de los deterioros que presente 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 curvómetro Benkel. Un deflectómetro del tipo Dyna-Flect permite la medición de deflexiones cuando la carga que se aplica al pavimento es dinámica. La Fig. 55 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 instalado 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 quede centrado entre ellas (nótese que no es esa 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.

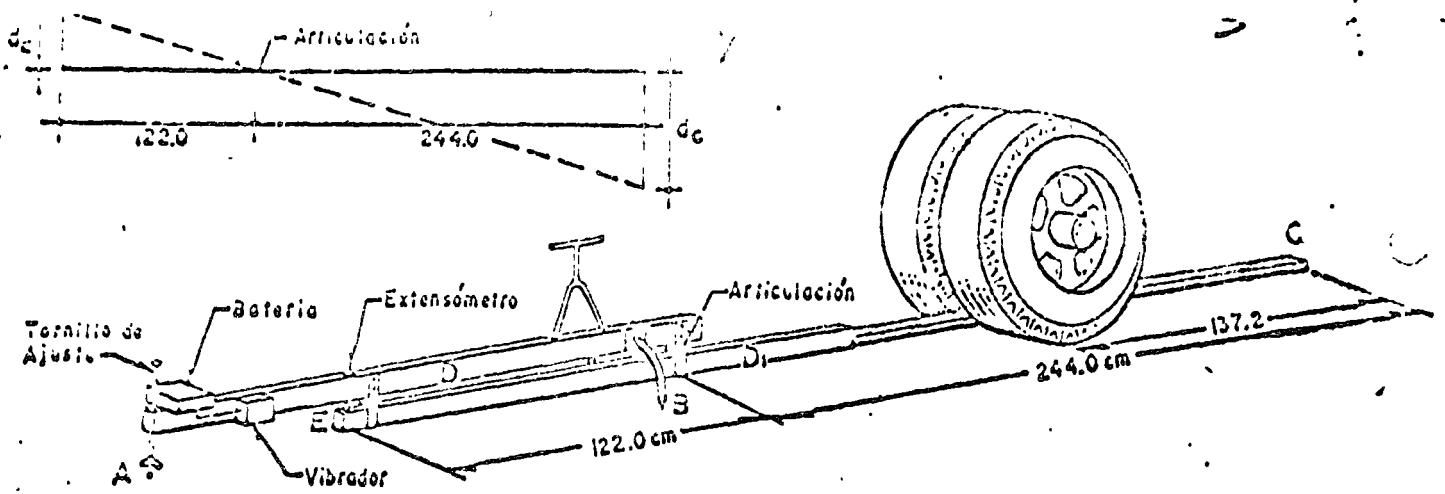


Fig.- IX - 35 Esquema del deflectómetro Benkelman

Con las dos lecturas del extensómetro es posible saber cuánto se movió el punto E en la operación y con la geometría de la viga se --- obtendrá correspondientemente la recuperación elástica de C al quitar las --- llantas, tal como se ilustra en el croquis operativo que aparece en la misma 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 deta--- lle 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 más 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 intérpre---

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 diversas Agencias bajo sus propias condiciones locales y por lo tanto fundamentalmente la valuación sólo en dichas correlaciones podría resultar poco fiel a las con-

.../...

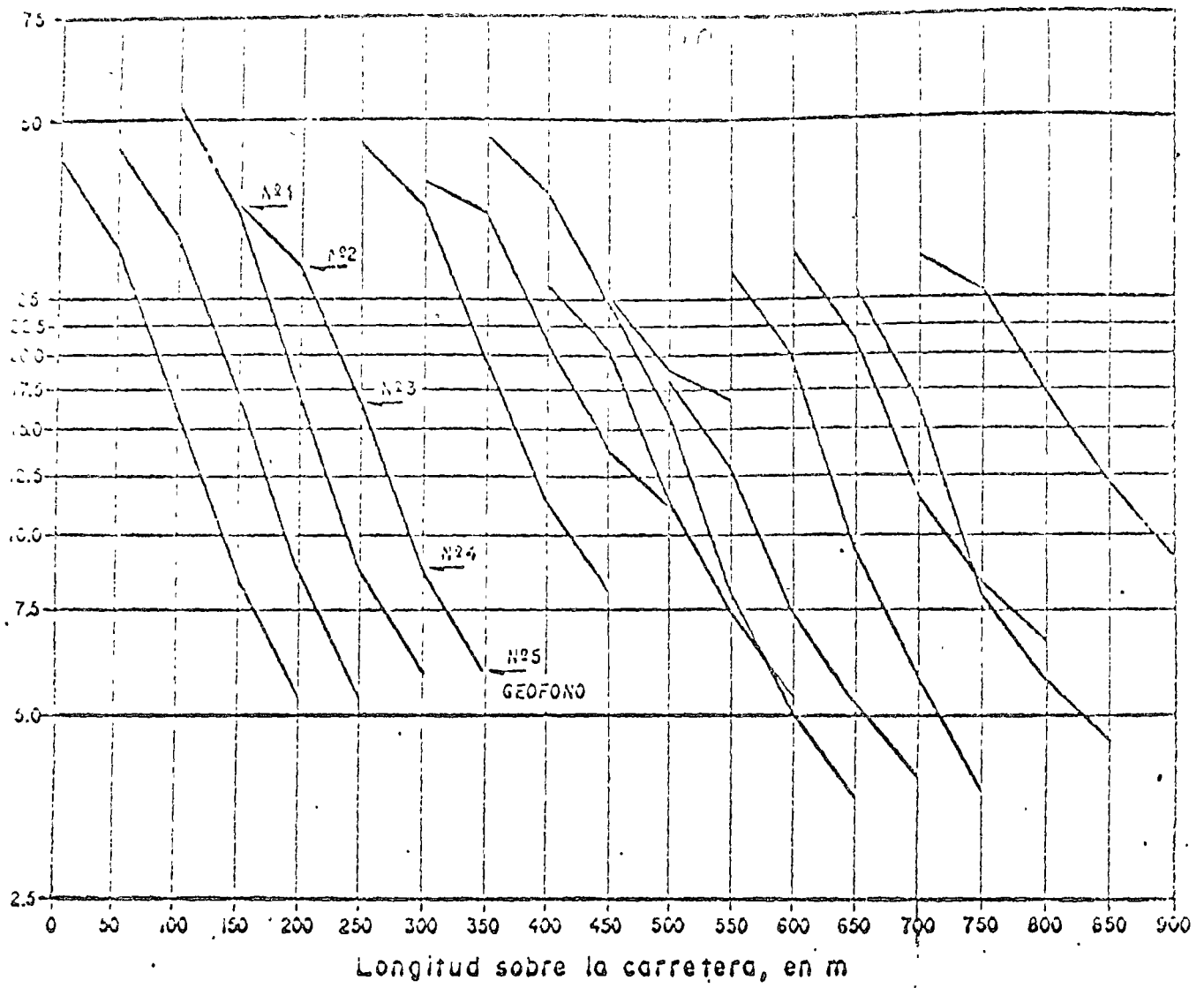


Fig.- IX-36 Curvos de deflexión medidas con Dynaflect

do 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 y 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 ábacos de correlación, de origen experimental (Ref. 5B).

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,
es el que se relaciona con la posibilidad de interrupción o retraso de di-
cno movimiento, que puede 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 desea, 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 -
línea 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.

A. 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 y 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, aun cuando incluyan en su estructuración capas estabilizadas con materiales tales como asfalto, cemento, cal, etc. Además los espesores de refuerzo deben ser proporcionados por medio de una "sobrecarpeta" de concreto asfáltico o una combinación de ésta y capas de material granular que podrá

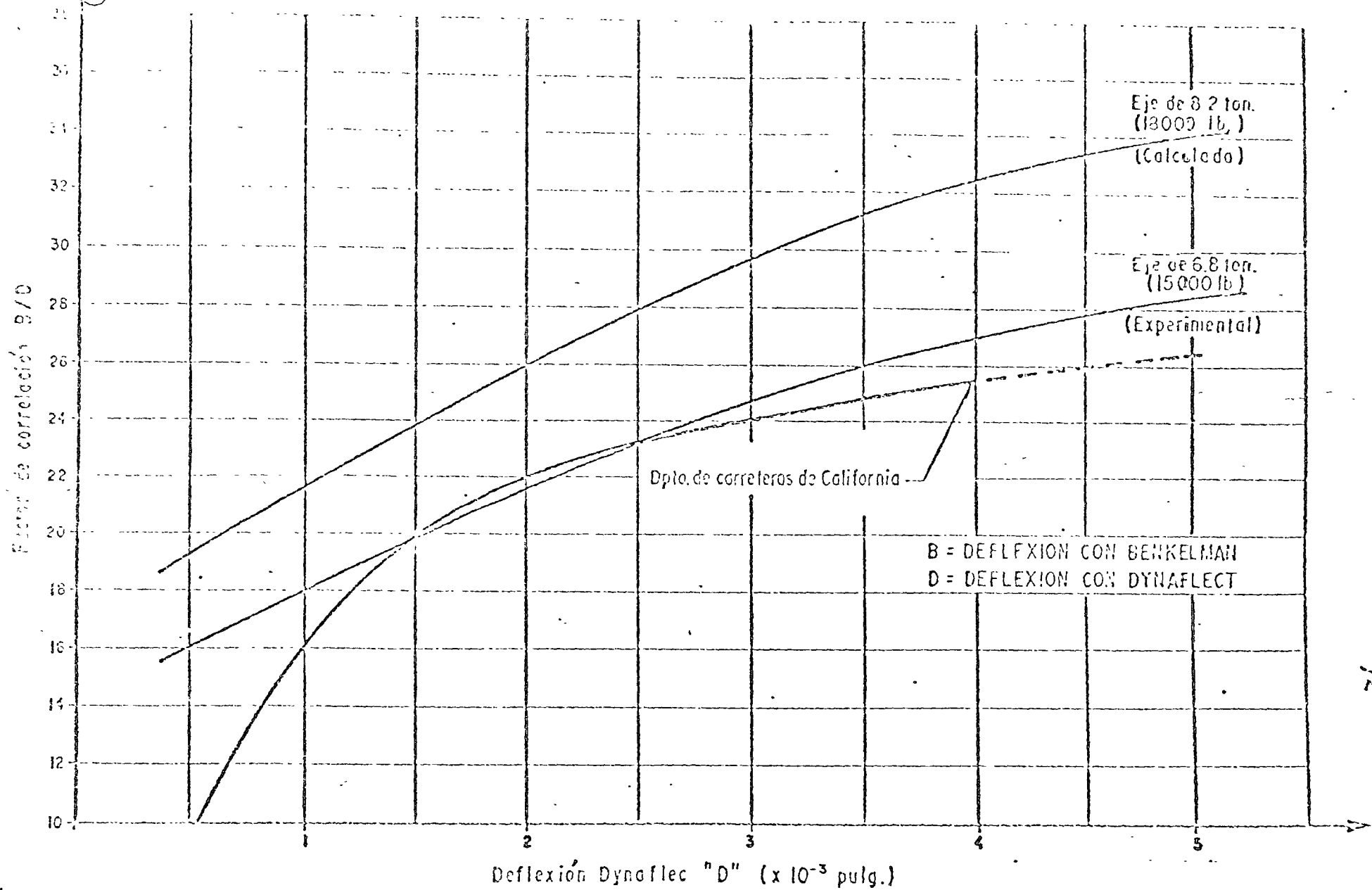


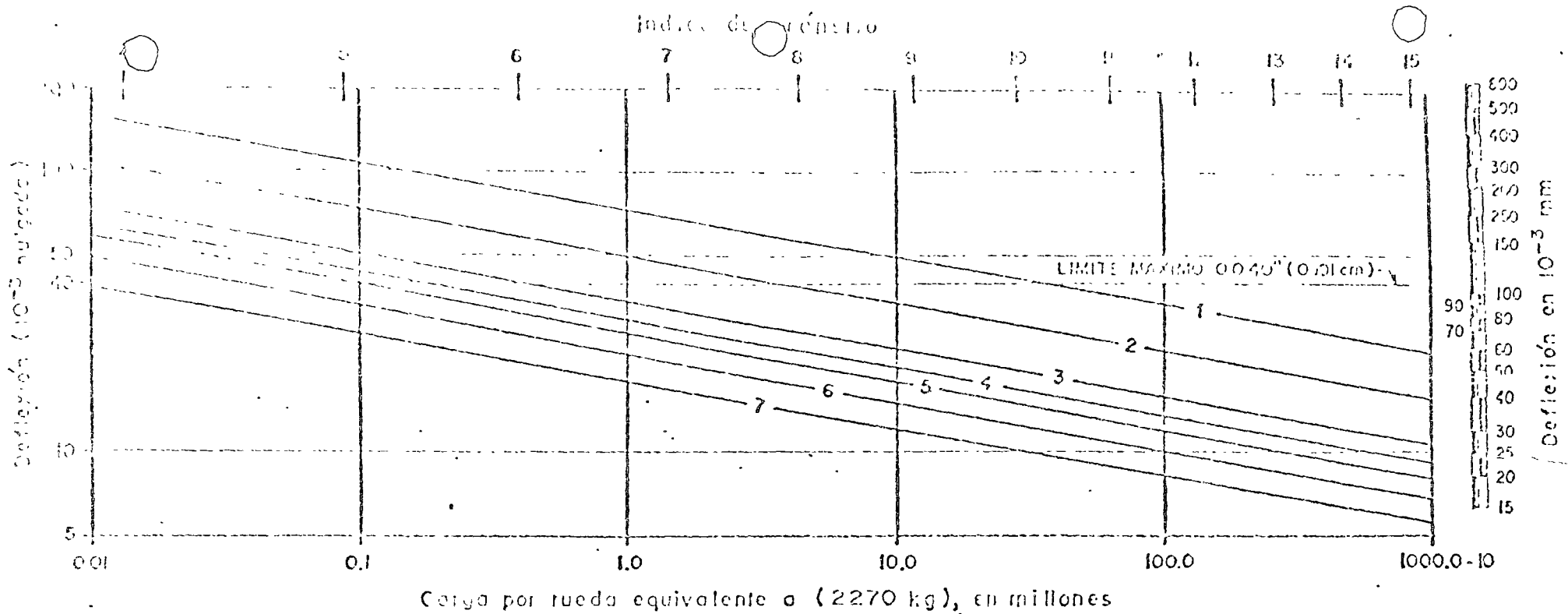
Fig.-M-57 Correlación operacional entre la Viga Benkelman y el dispositivo Dynaflect. (La curva para eje de 15 000 lb. es proporcionado por el fabricante del Dynaflect)

12'

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.

Entra 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 ~~corresponde al número de repeticiones~~ de las abscisas 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 obtiene en el eje de las ordenadas, es de 40 milésimos de pulgada. Cuando en el pavimento que se está valuando no hay ninguna capa tratada con cemento, sólo se toma en cuenta para tipificar la estructura el espesor de su carpeta; cuando haya una base tratada con cemento de 15 o más centímetros de espesor se usará invariabilmente la curva 7. Lo anterior puede parecer sorprendente si no se considera la relativa homogeneidad de buena calidad que -



TIPOS DE SUPERFICIES DE RODAMIENTO	Espesor: (cm)
1.- Tratamiento Superficial	1.2
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 Tralada con Cemento	15

Fig - IX - 38 Gráfica para la determinación del nivel tolerable de deflexión en el Método de California (Ref. 56)

sucio vorse 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 pa-
vimentos 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 -
valua.

Para valuar un pavimento siguiendo el método de California se segui-
ran las siguientes etapas:

- 1.- Con ayuda de la gráfica de la Fig. IX-38 y después de haber ha-
cho el análisis de tránsito ya descrito en páginas anteriores -
de este Capítulo, hasta llegar al número de ruedas de carga equi-
valente 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 camion lastrado con 6810 -
kgs (15000 lbs) en su eje trasero (dual). El intervalo de me-
dición es recomendado por California en el orden de los 8 m; --
pero seguramente puede variarse un poco de acuerdo con las con-
diciones 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 20% de las -
deflexiones medidas resulte mayor y el 80% restante, correspon-

diente, menor. Esta deflexión estadística se representará por δ_{80} .

- 4.- El valor del δ_{80} deberá compararse con la deflexión tolerable obtenida en el paso 1. Al hacer la comparación, téngase presente que la máxima deflexión tolerable será 0.101 cm (0.040 pulg). Si δ_{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 estudios como no sea un riego de sello o un riego de rejuvenecimiento, pero si δ_{80} resulta mayor que la deflexión tolerable deberá determinarse un porcentaje de reducción en la deflexión medida, según la siguiente expresión:

$$R_p = \frac{\delta_{80} - \delta_{tol}}{\delta_{80}} \cdot 100 \quad (9-10)$$

- 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 requieren 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.

Entra Fig. IX-39

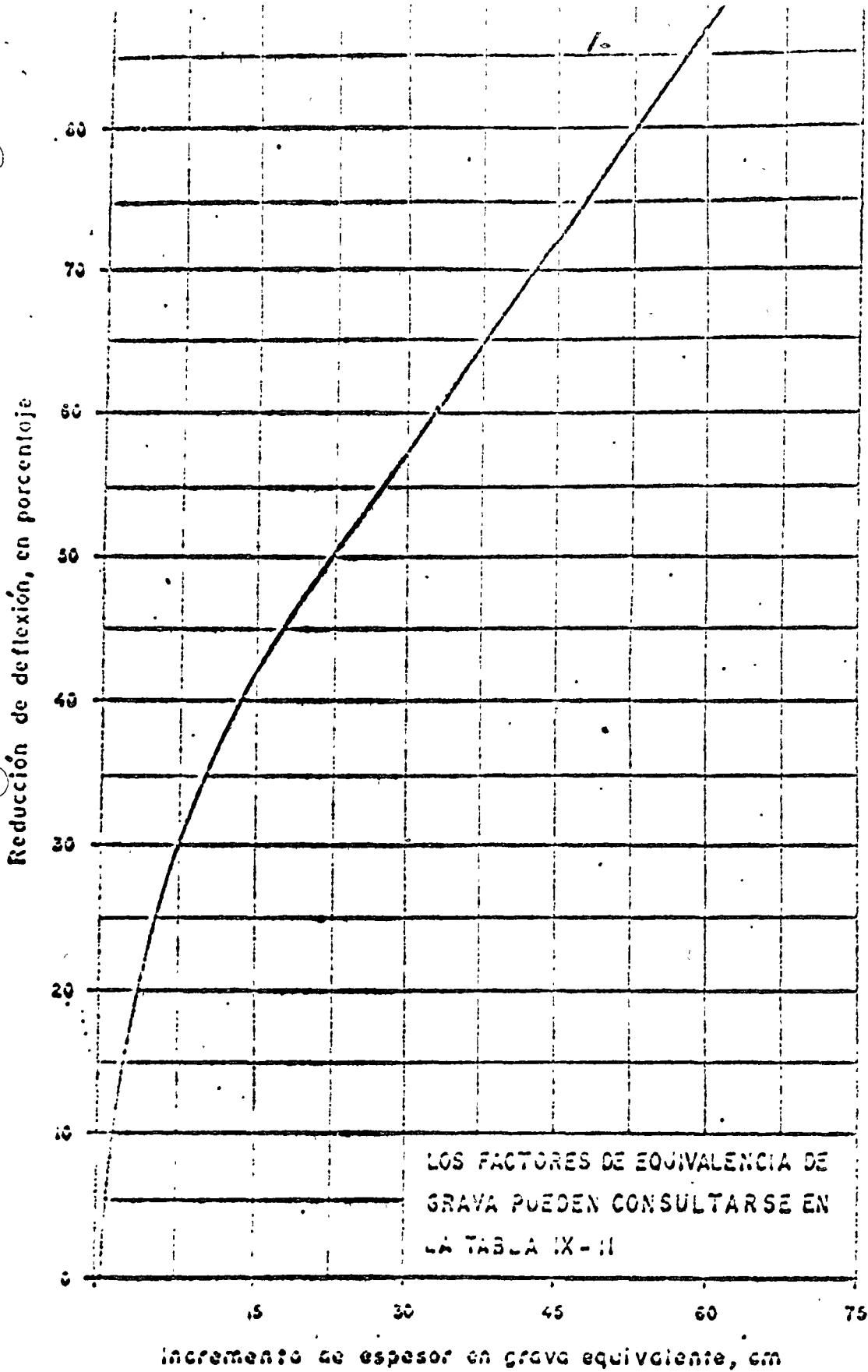


Fig. - IX - 39 Incremento del espesor de un pavimento (grava equivalente) en función del coeficiente de reducción de deflexiones, (Método de California, Ref. 53)

El método de California establece como aconsejable una revisión de los valores de refuerzo obtenidos por la secuela anterior. Según ésta, 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 tanto, 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 estudiados 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 -

de posterioro 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 una sección en estudio. La deflexión se obtiene bajo una carga de 4100 kgs (9000 lbs) en un sistema dual de llantas (6200 kgs por eje del vehículo).

Se define el concepto deflexión característica, por medio de la ecuación:

$$\delta_c = (\bar{x} + 2s) f_c \quad (9 - 11)$$

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 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.

.../...

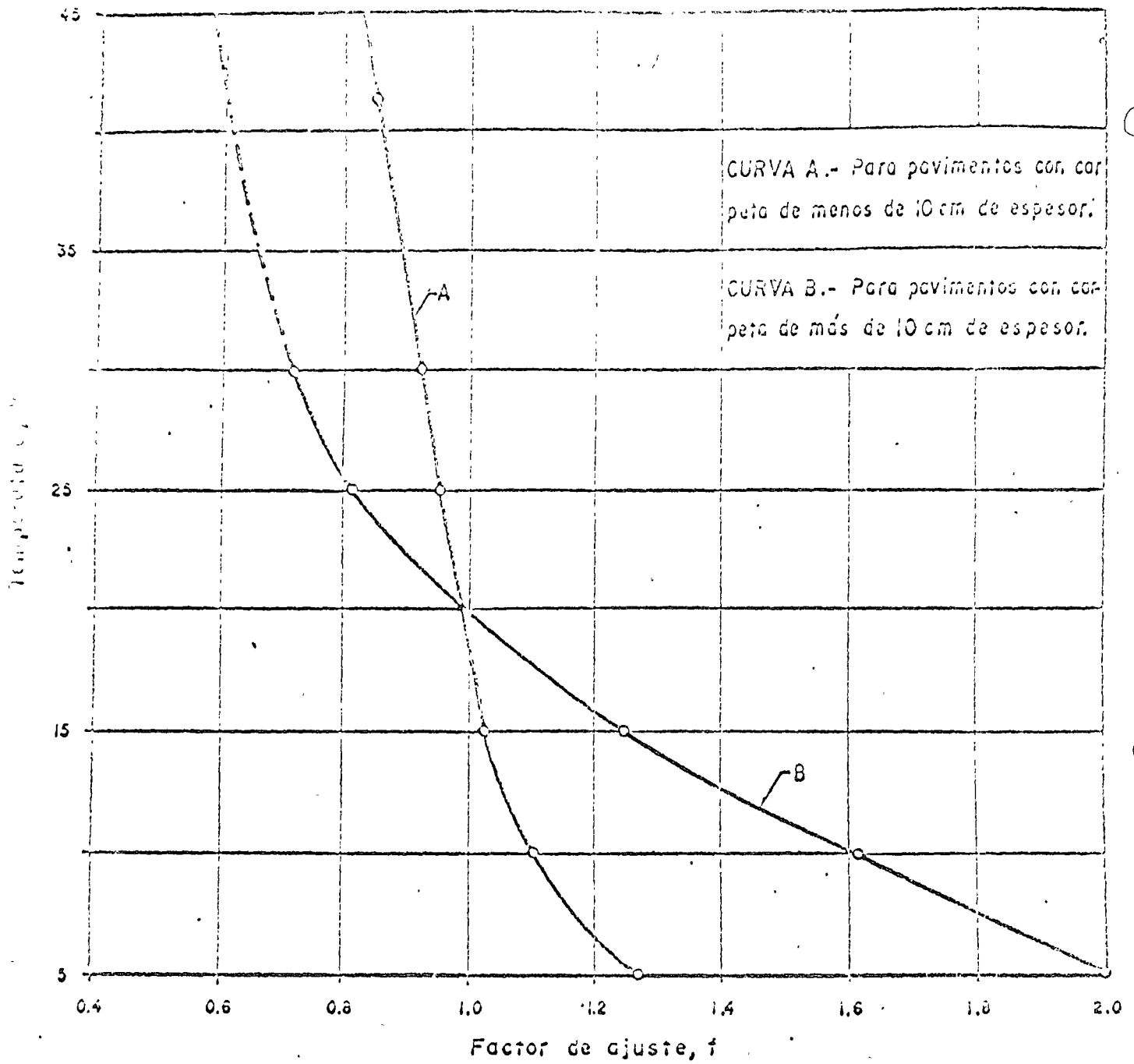


Fig.-IX-40 Factores de corrección por temperatura en las deflexiones de viga Benkelman (Método de Valuación del Instituto Norteamericano del asfalto)

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 pueda llegar a necesitar un refuerzo, de acuerdo con la de flexión 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 de flexión 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 requiera 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.

.../...

Entra 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 tránsito para diseño son los datos con los que pueda entrarse en la gráfica de la Fig. IX-41, en la que puede 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 han dado anteriormente en este Capítulo, podrían calcularse diversas 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.

.../...

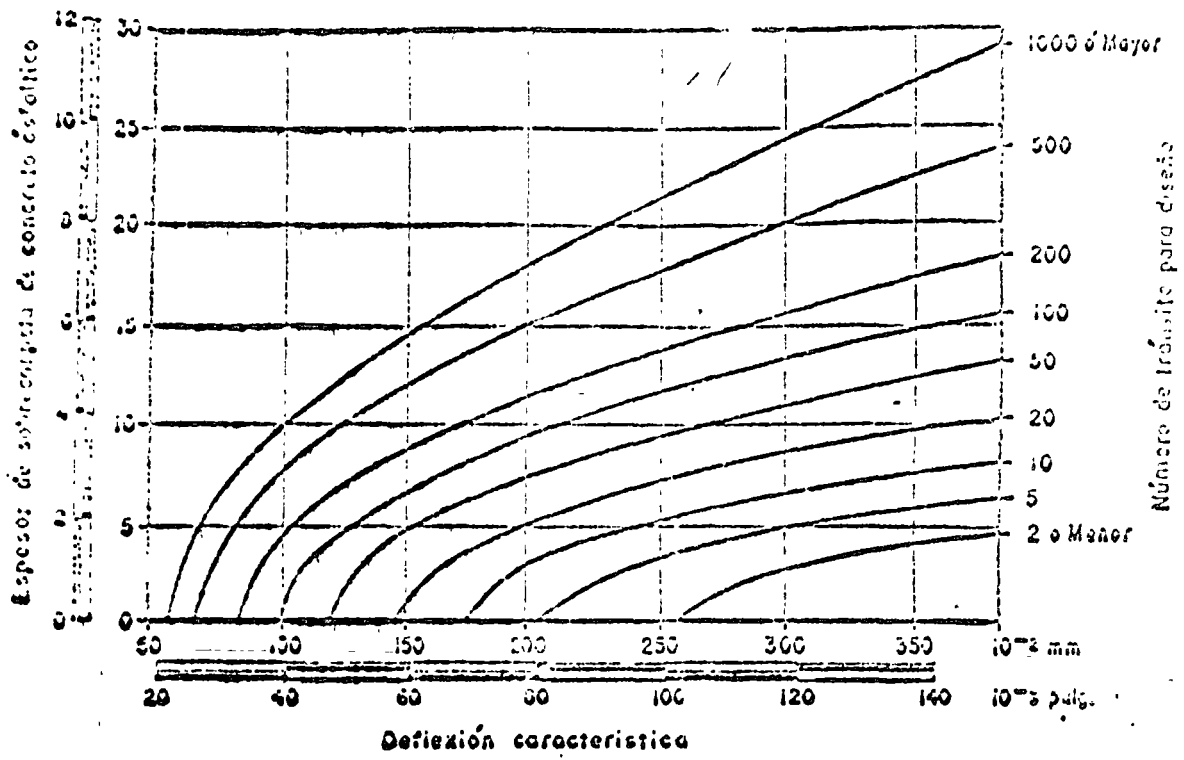


Fig.-IX-41 Espesores de sobrecarpeta de refuerzo, en función de la deflexión característica del pavimento, según el Instituto Norteamericano del Asfalto.

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 habrá 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 aeropistas, a diferencia de los anteriores, de aplicación exclusiva a carreteras. El punto de partida lo constituye la expresión, originalmente debido a McLeod (Ref. 7):

$$a = K \log \frac{D}{D_0} \quad (9 - 12)$$

.../...

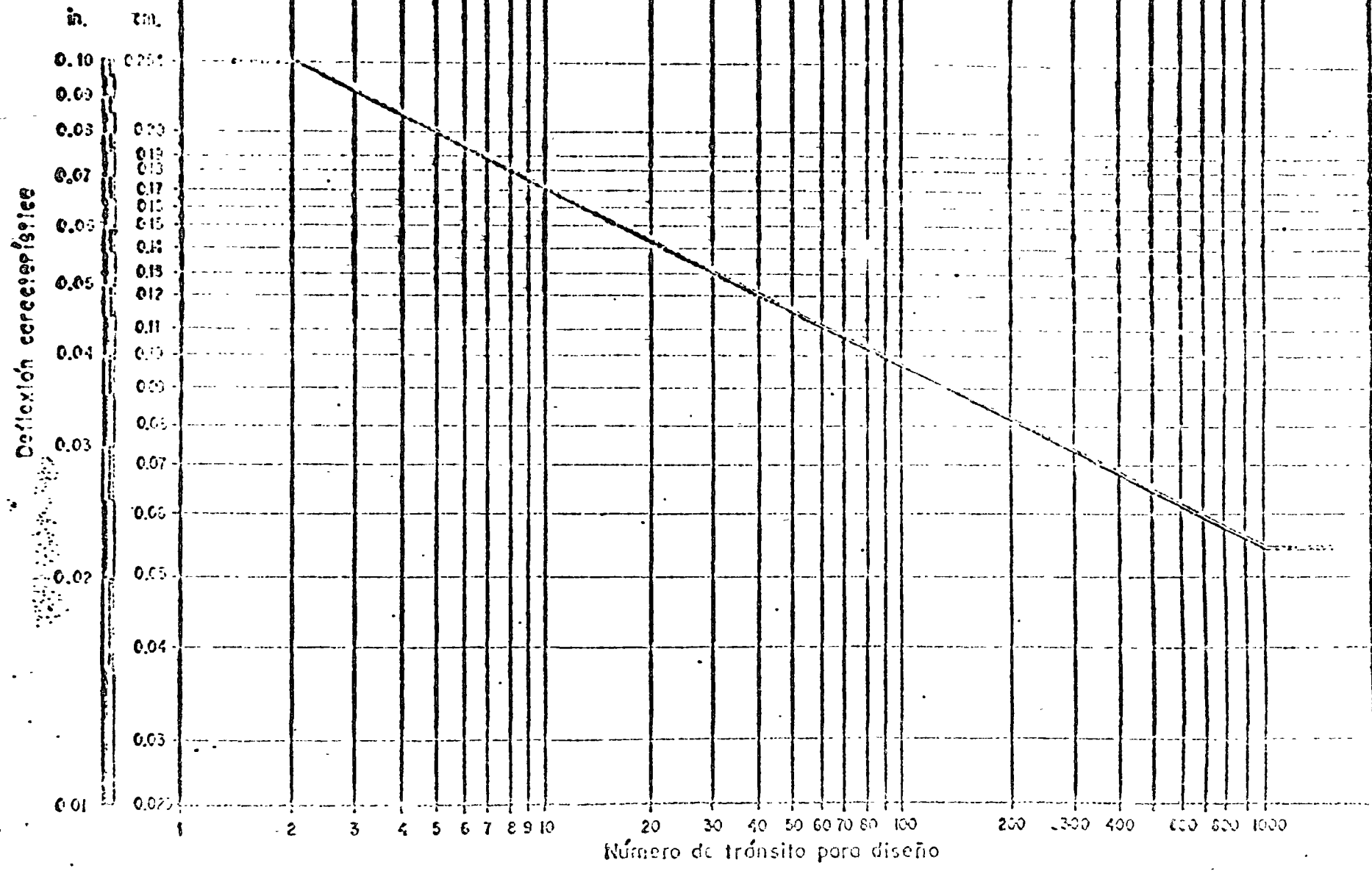


Fig. IX-42 Número de tránsito límite (a partir del que se requiere refuerzo), para una deflexión característica dada. Instituto Norteamericano del Asfalto. (Ref. 59)

donde:

a , 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 la aplica el 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 ésta es un dato conocido.

.../...

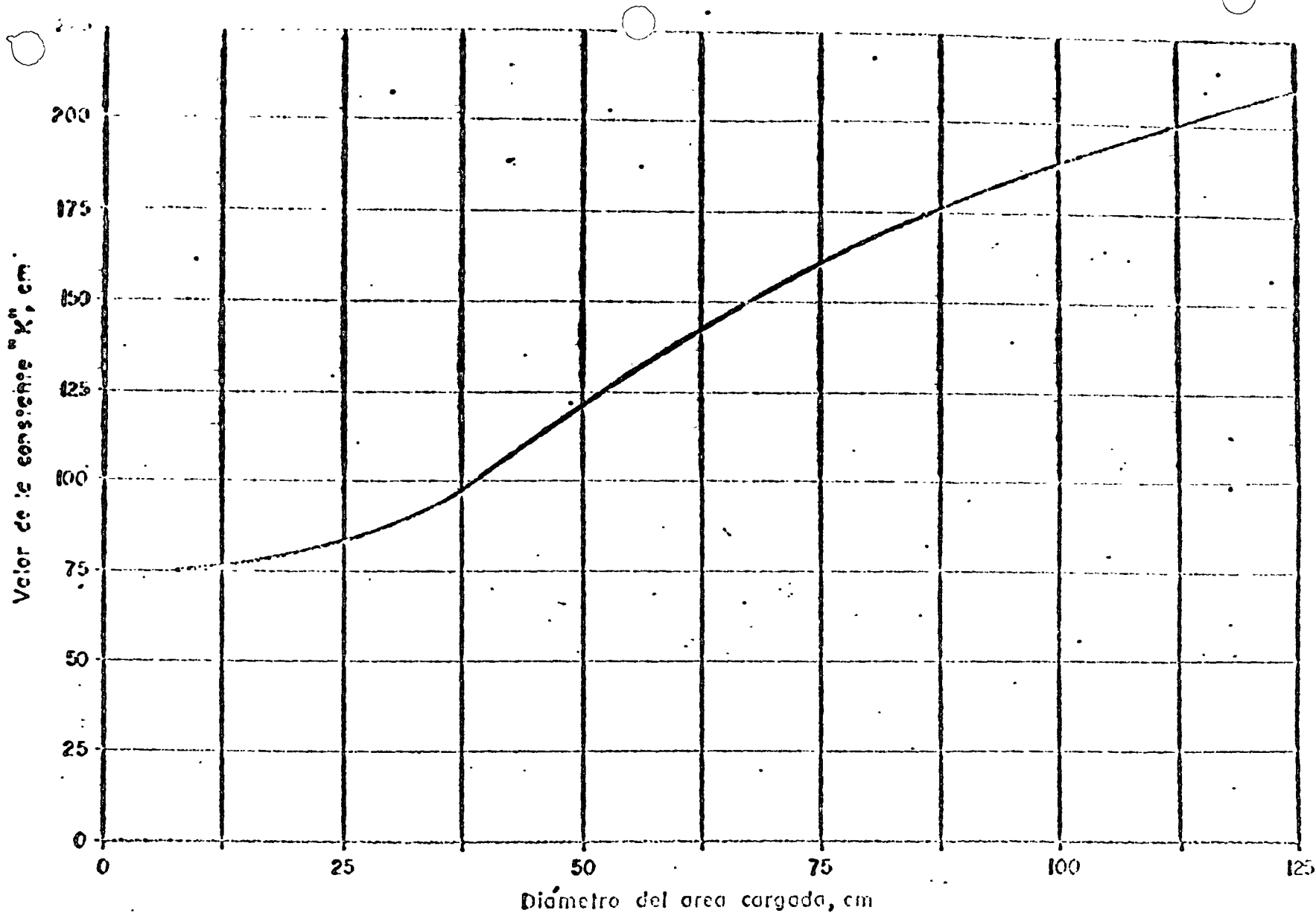


Fig.- IX-43 Valores de la constante de diseño K, en función del área circular con que se aplica la carga. Método Canadiense de valoración de aeropistas (Ref. 57)

Entra Fig. IX-43

De esta manera, en un problema práctico de valuación, la fórmula (9 - 12) pueda 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 Benkelman; 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.

.../...

Entre Fig. IX-44

Habida cuenta que exista 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 atribuirse 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 S , con la fórmula (9 - 12), obteniéndose ahora el soporte que debería de tener un pavimento con el espesor que se estudia, para operar convenientemente

.../...

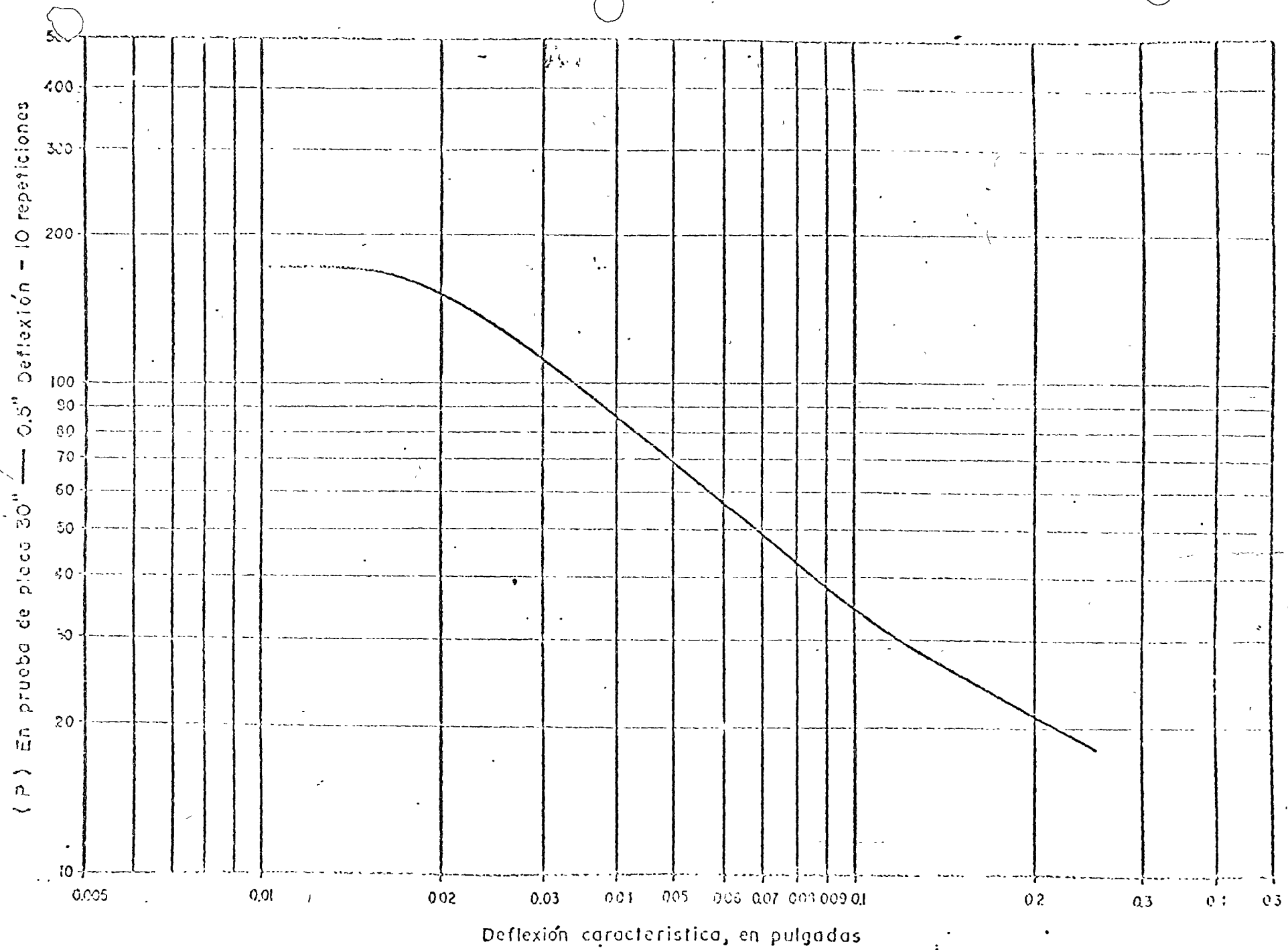


Fig - IX-41 Correlación entre resultados de curvas de flexión y análisis de esfuerzo (en lb. pul. / pul.²)

bajo la aeronave crítica que corresponda y durante el número de operaciones para las que se estime que debe diseñarse el pavimento; a este valor del coeficiente se lo llamará f_s .

Así se está en disposición de calcular el denominado factor de sobrecarga:

$$f_s = \frac{W}{S} \quad (9 - 14)$$

La experiencia Canadiense ha indicado el número de operaciones que pueda tener la aeropista 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, pudiéndose repetir 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
Menor 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 Canadiense 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 proporcione los espesores necesarios para la ^{co}inducción de carga que se tenga.

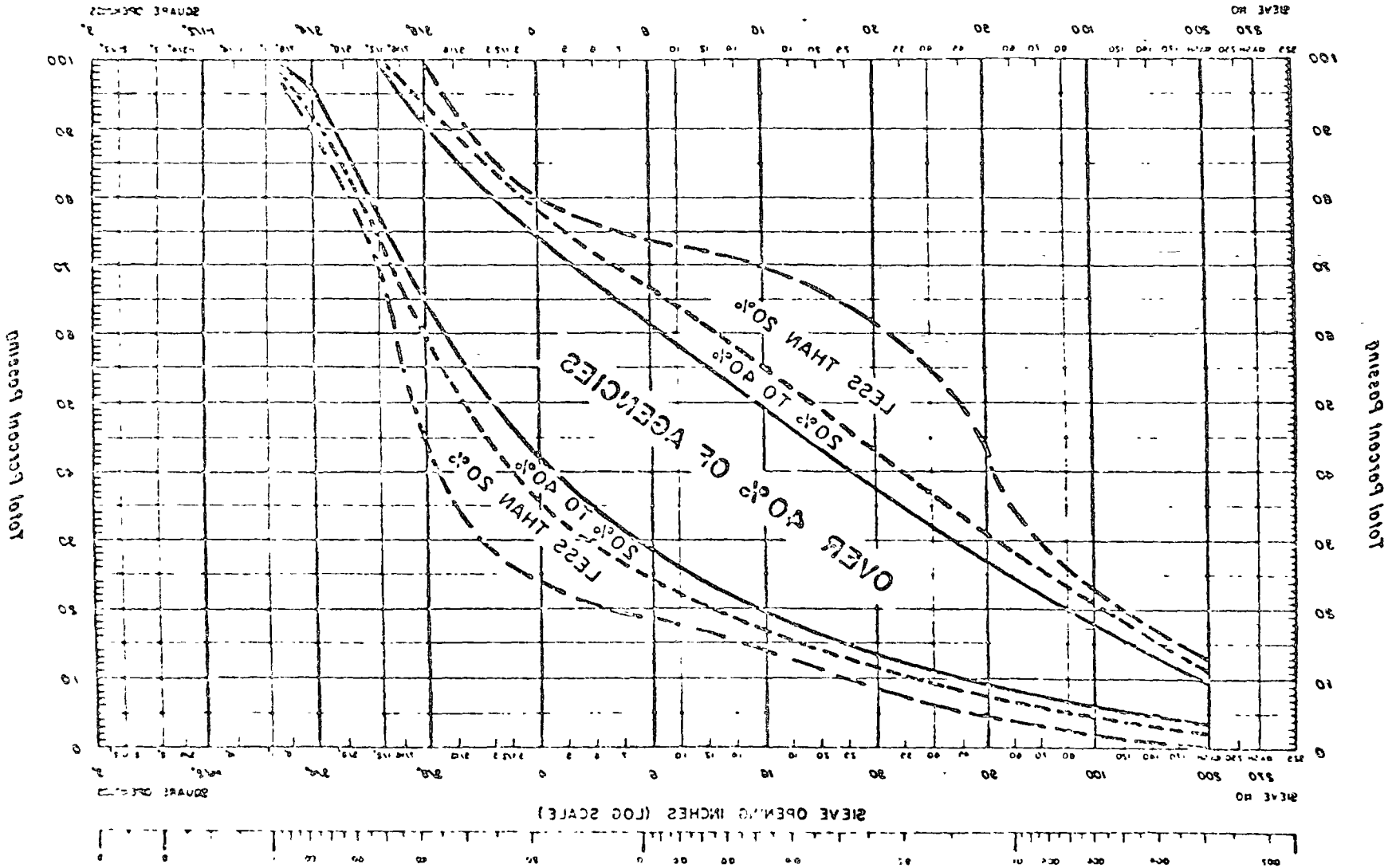
B - Procedimientos para la determinación de espesores de refuerzo de pavimentos, a partir de la utilización de métodos convencionales de diseño.

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 ha 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 *Lo* no construido.

Conviene, 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 disponer 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 ^{instrucciones}observaciones al tránsito establecido y los costos de las diversas alternativas.

U S STANDARD SIEVES ASTM DESIGNATION E 11-29



AGGREGATE GRADING CHART

THE ASPHALT INSTITUTE

Project _____
Location _____
Date _____

Sample No. _____
Source _____
Materials _____

REHABILITACION

- FINALIDAD:

- 1.- CORREGIR LOS DETERIOROS 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

CRITERIOS DE DECISION PARA JUSTIFICAR LA
NECESIDAD DE EFECTUAR LA REHABILITACION
DE UN PAVIMENTO

- NIVEL DE SERVICIO

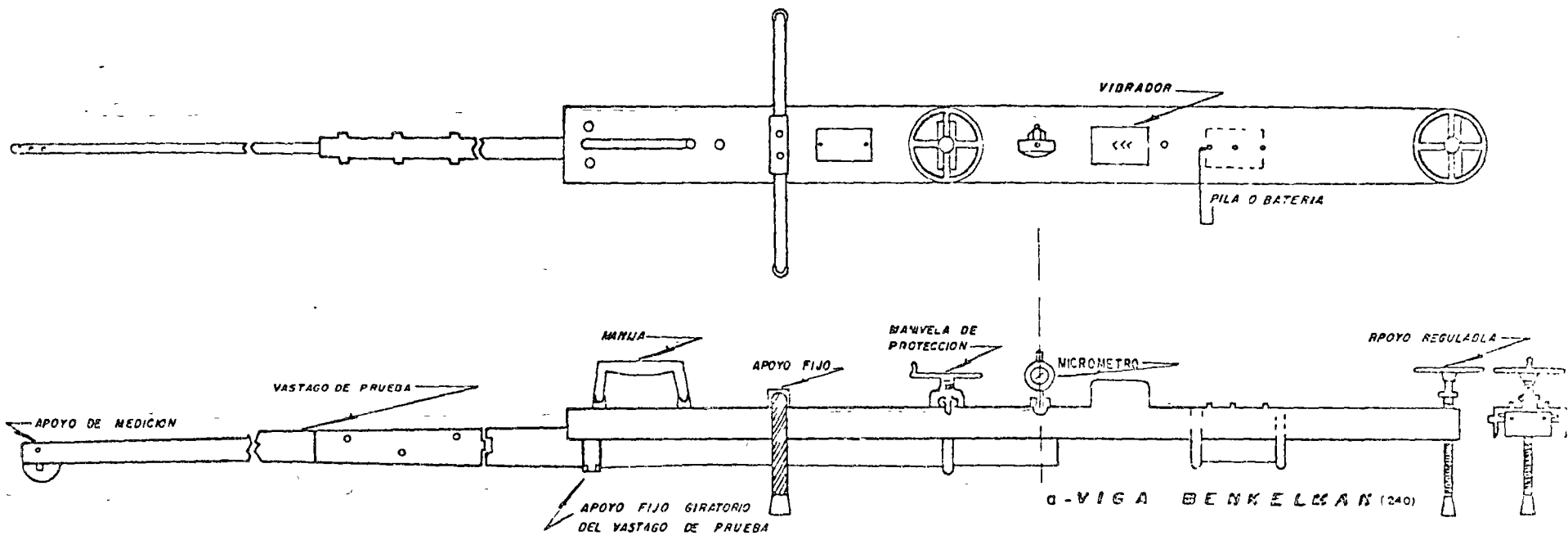
- CALIDAD DE RODAMIENTO

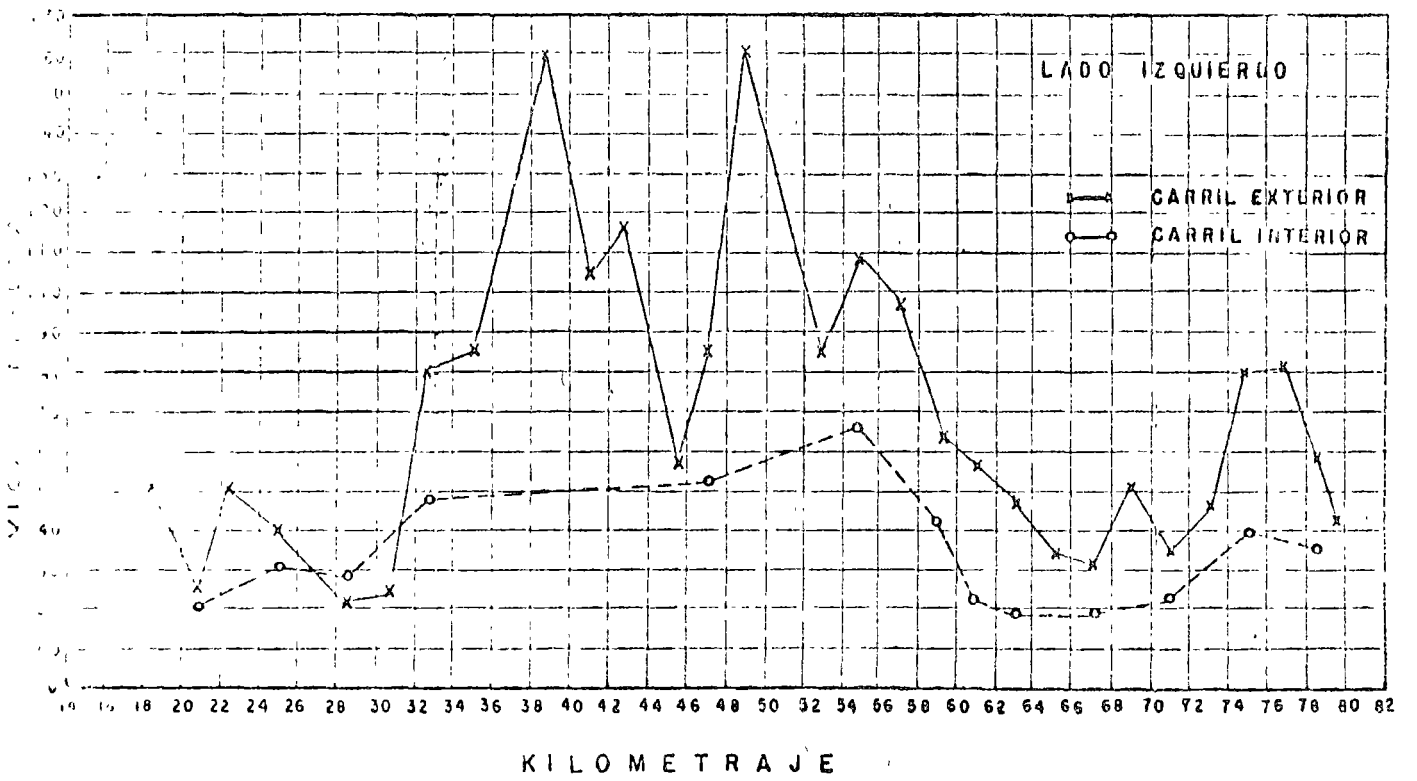
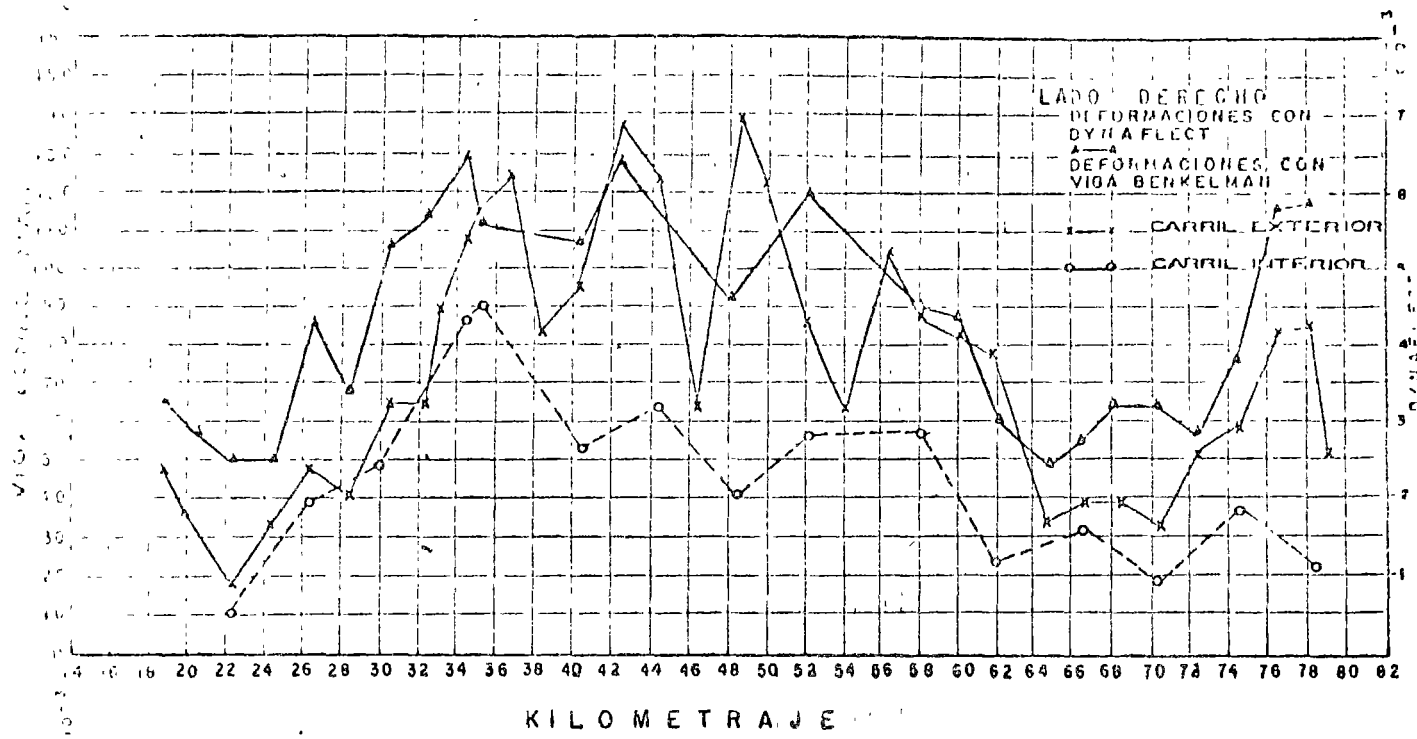
- SEGURIDAD

- CAPACIDAD ESTRUCTURAL

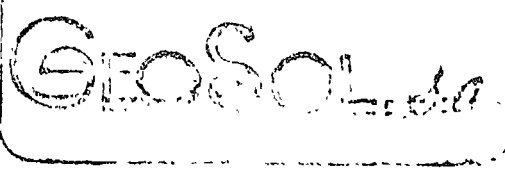
- CONDICIONES SUPERFICIALES

- COSTOS DE OPERACION, MANTENIMIENTO, ETC.





AUTOPISTA MEXICO - CUERNAVACA
 MEDICION DE LAS DEFORMACIONES CARACTERISTICAS
 EN LAS VIGAS CON VIGA BENKELMAN BAJO UNA CARGA
 DETERMINADA POR EL
 CON EQUIPO DYNAFLECT.



PERFILOGRATO TRANSVERSAL DE LABORATORIO CENTRAL DE PARIS (212)

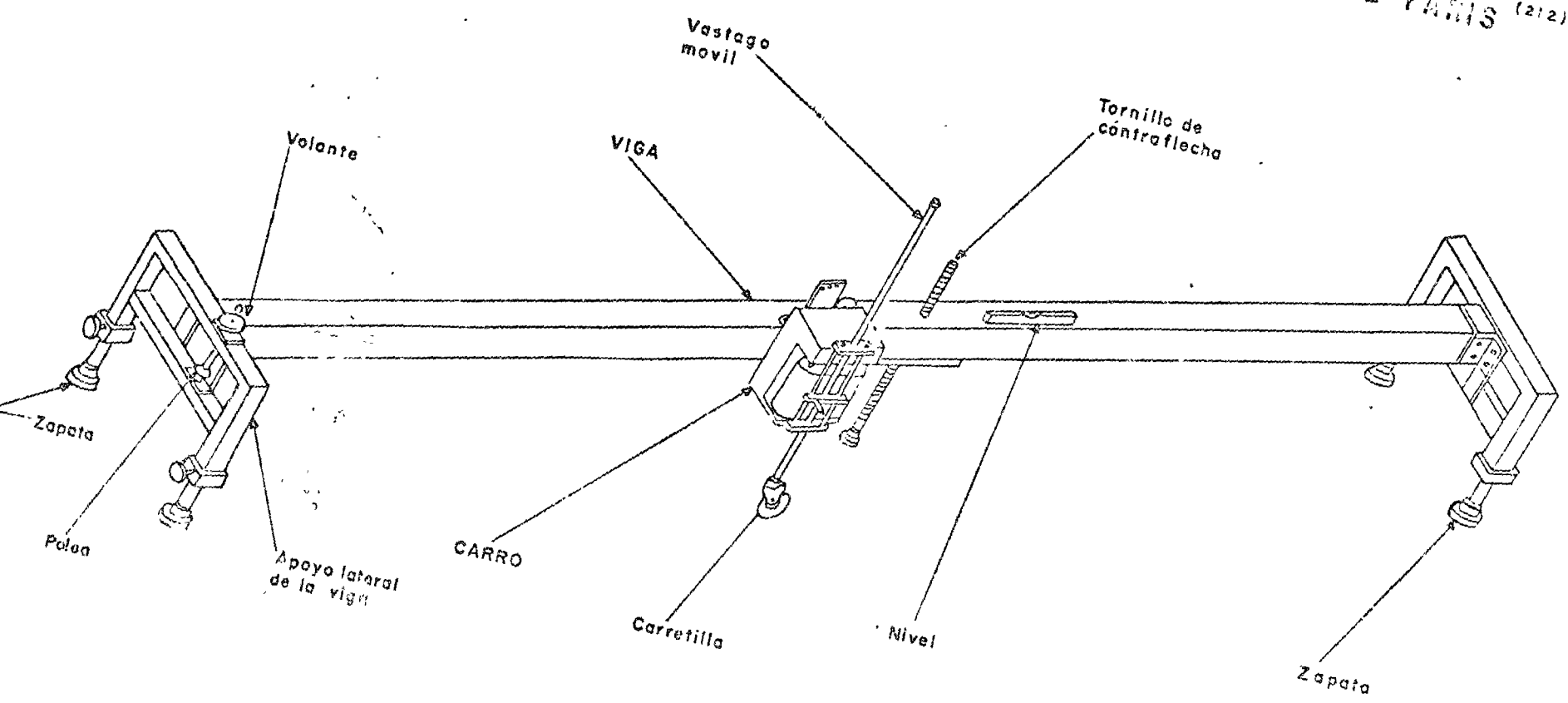
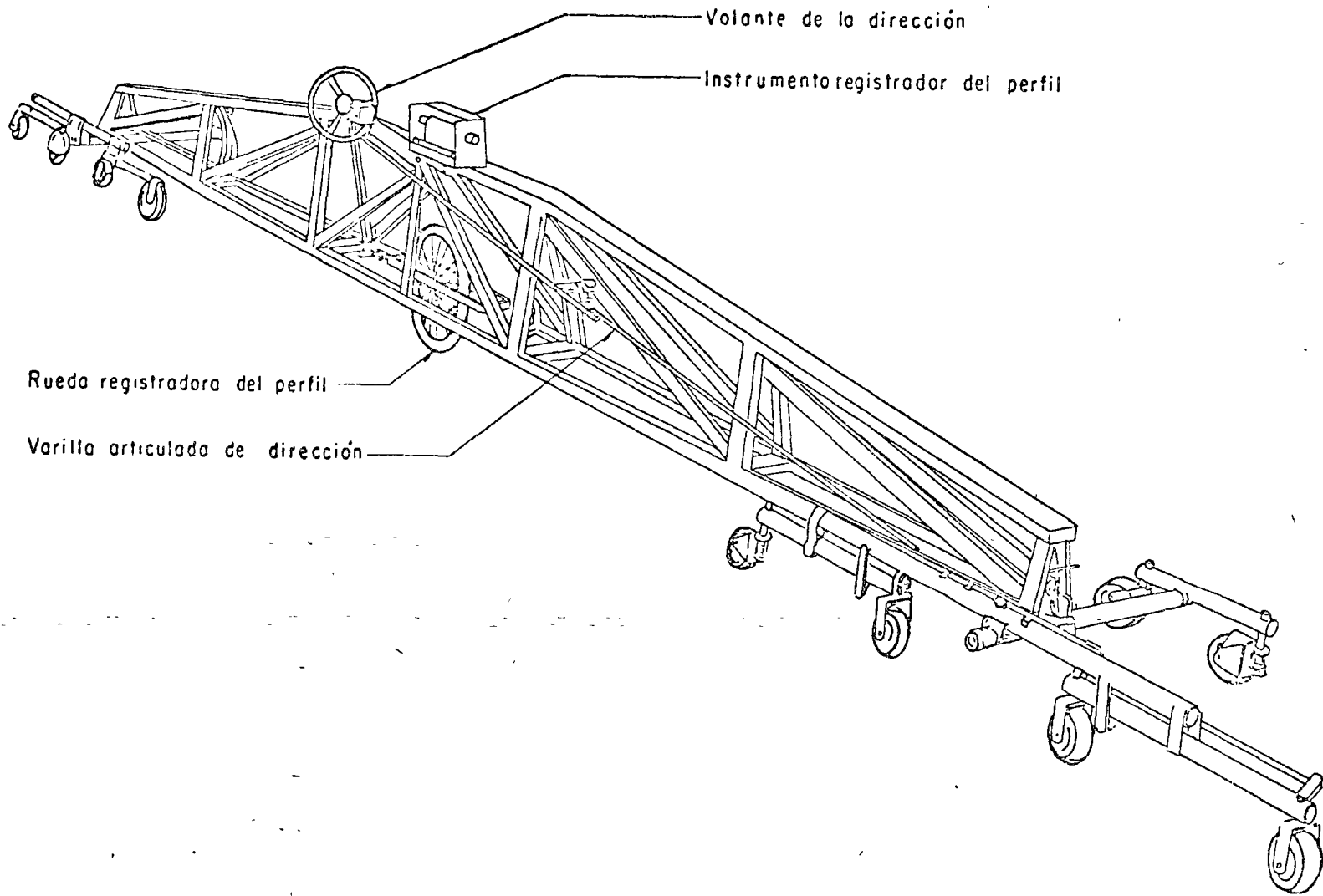
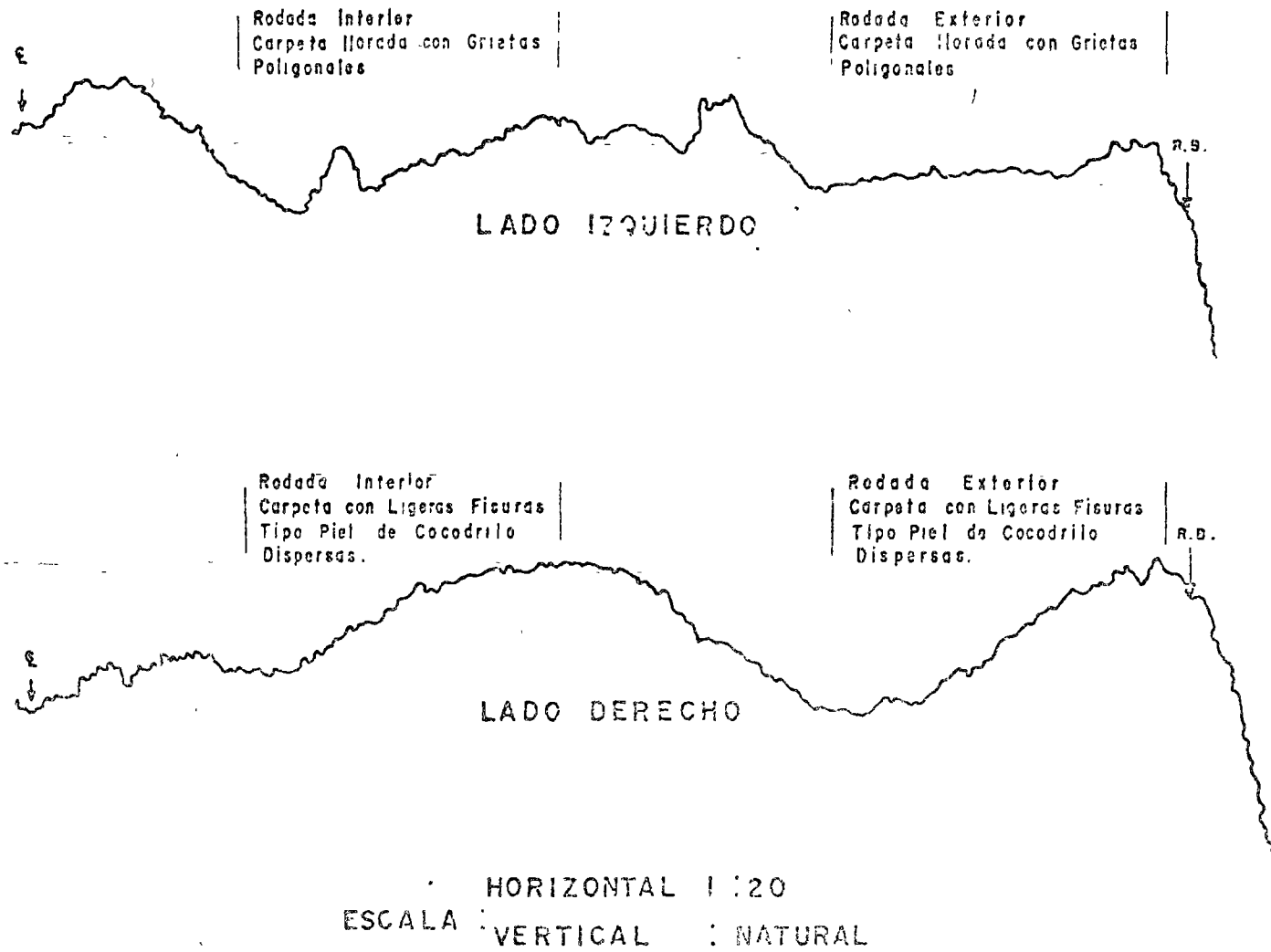


FIGURA Nº 21

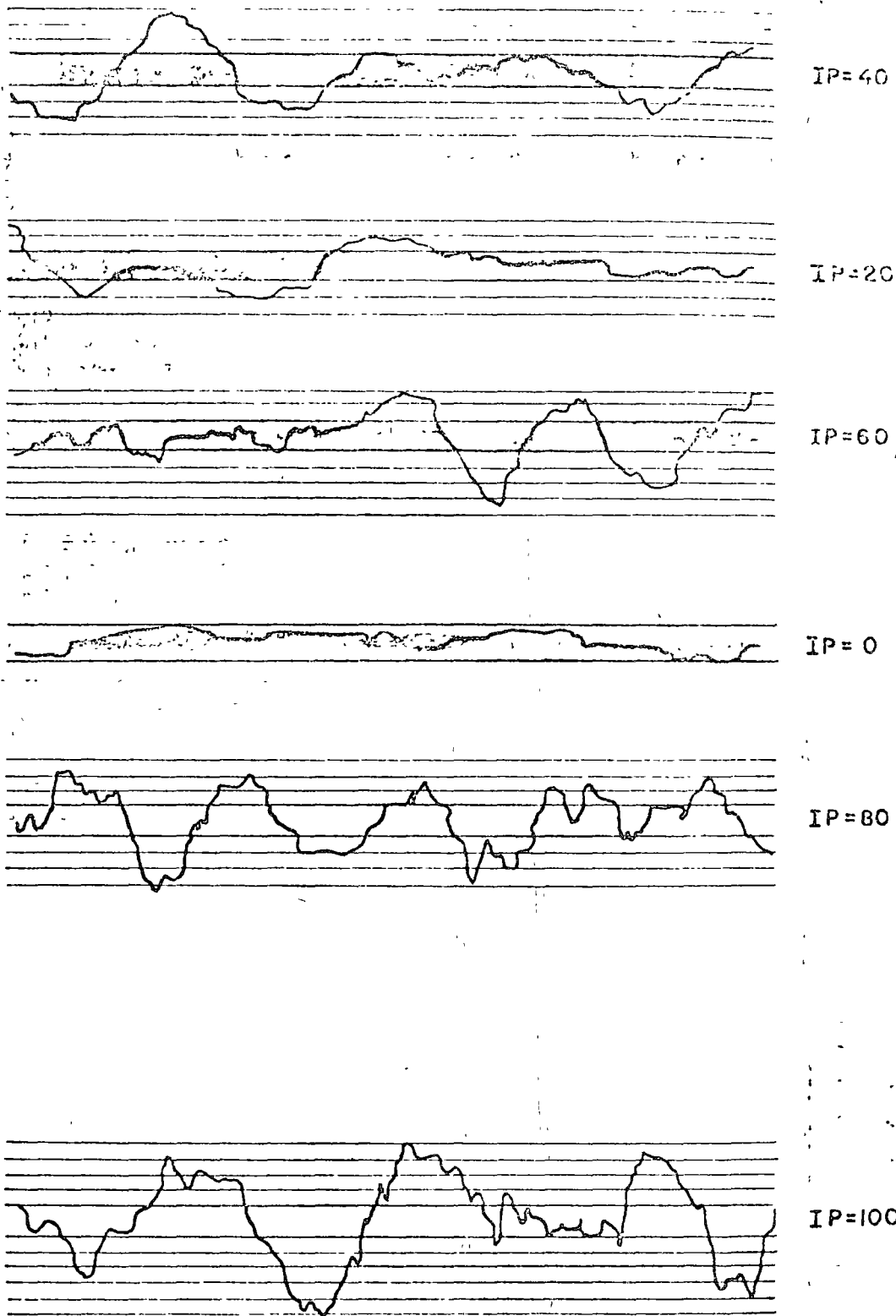


PERFILOGRAFO LONGITUDINAL TIPO HVEEM (400)

PERFILES TRANSVERSALES



EJEMPLOS DE PERFILES PARA DIFERENTES
VALORES DE INDICE DE PERFIL



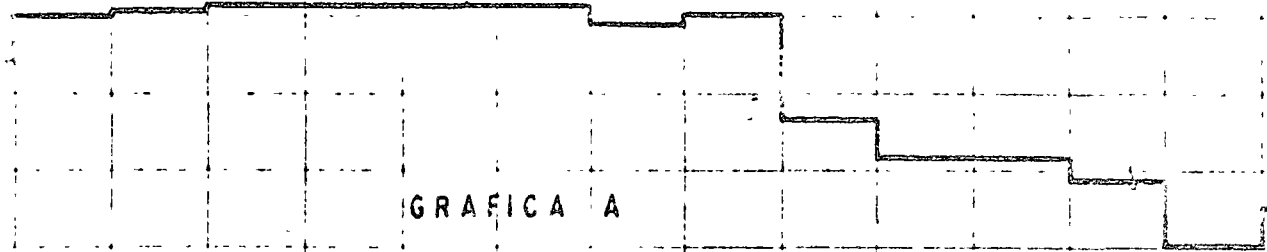
Esc.H. 1:300

Esc.V 1:1

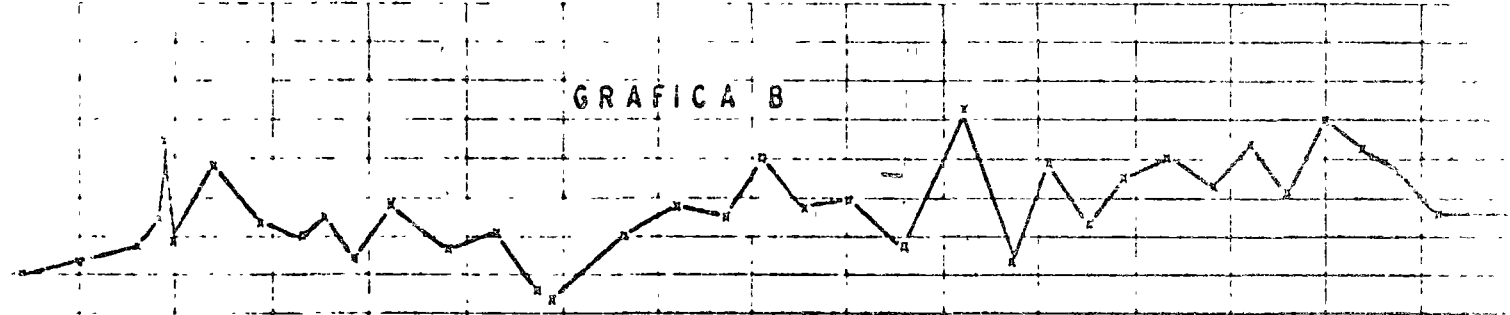
FIGURA Nº 5

0 10 20 30 40 50 60 70

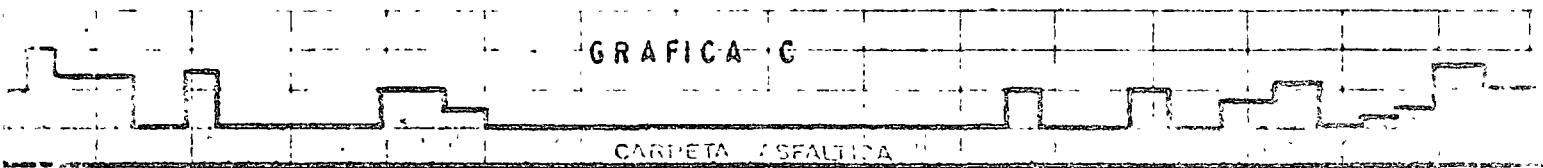
GRAFICA A



GRAFICA B



GRAFICA C



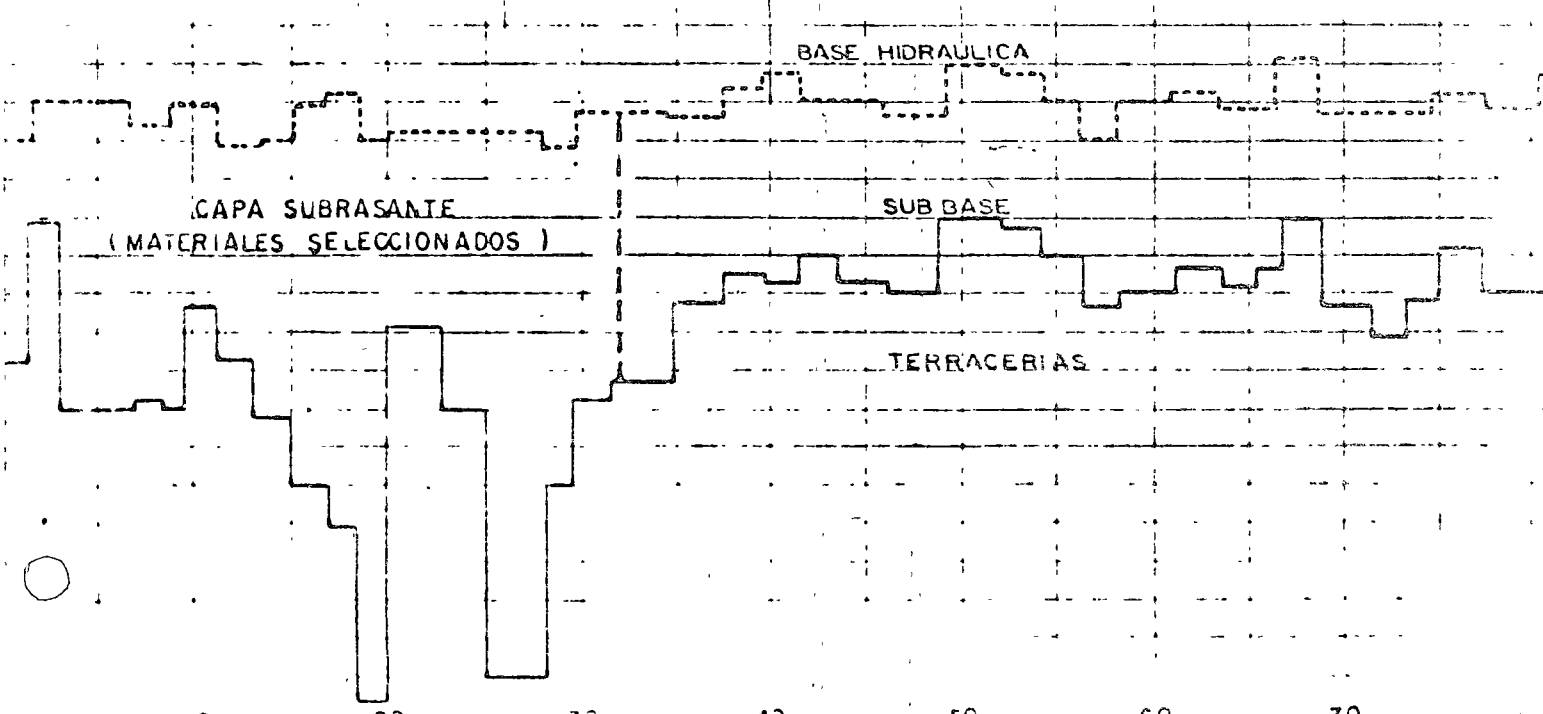
CARPETA ASFALTICA

BASE HIDRAULICA

CAPA SUBRASANTE
(MATERIALES SELECCIONADOS)

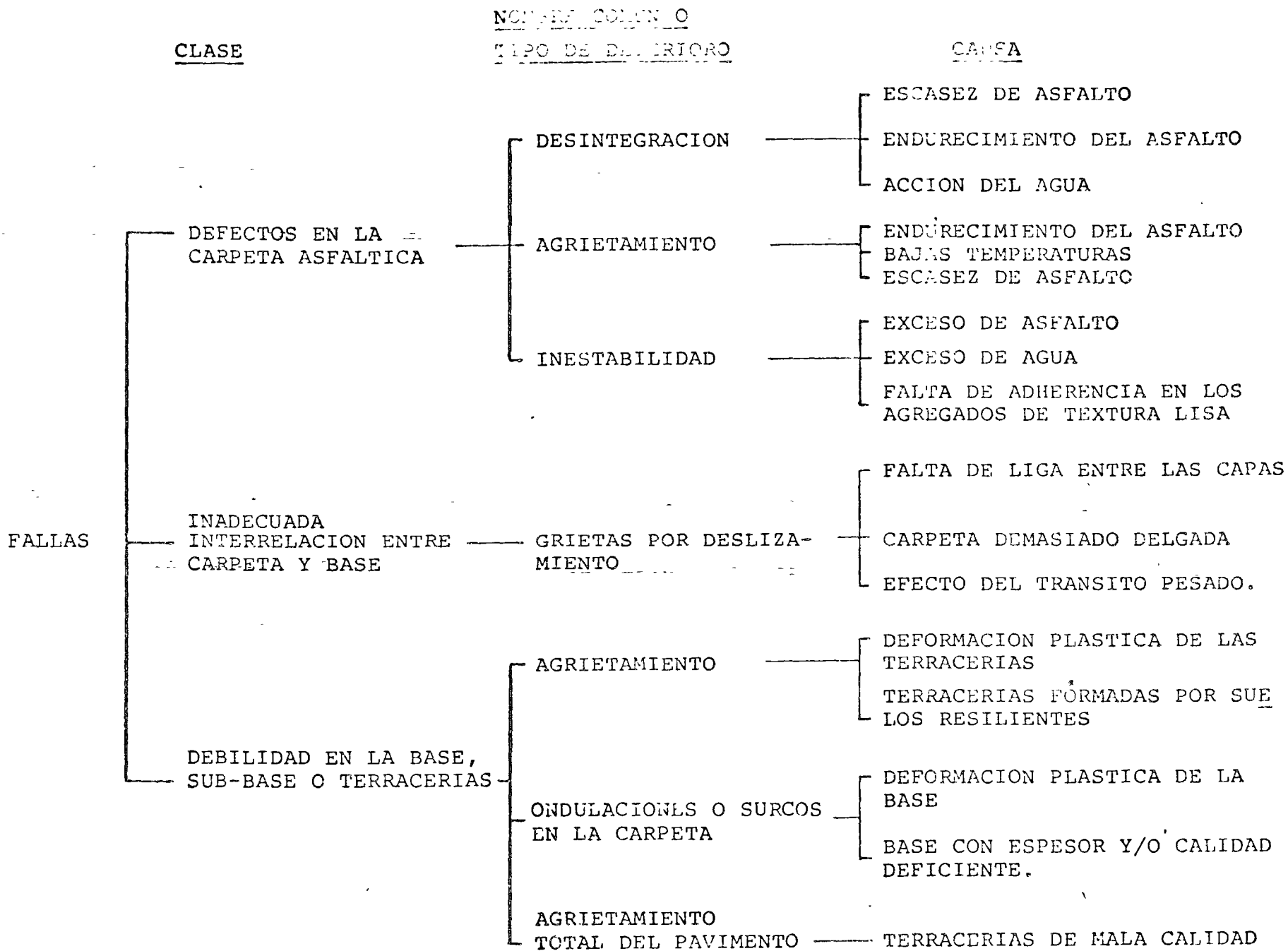
SUB BASE

TERRACERIAS



KILOMETRAJE

CLASIFICACION DE LAS FALLAS EN PAVIMENTOS FLEXIBLES



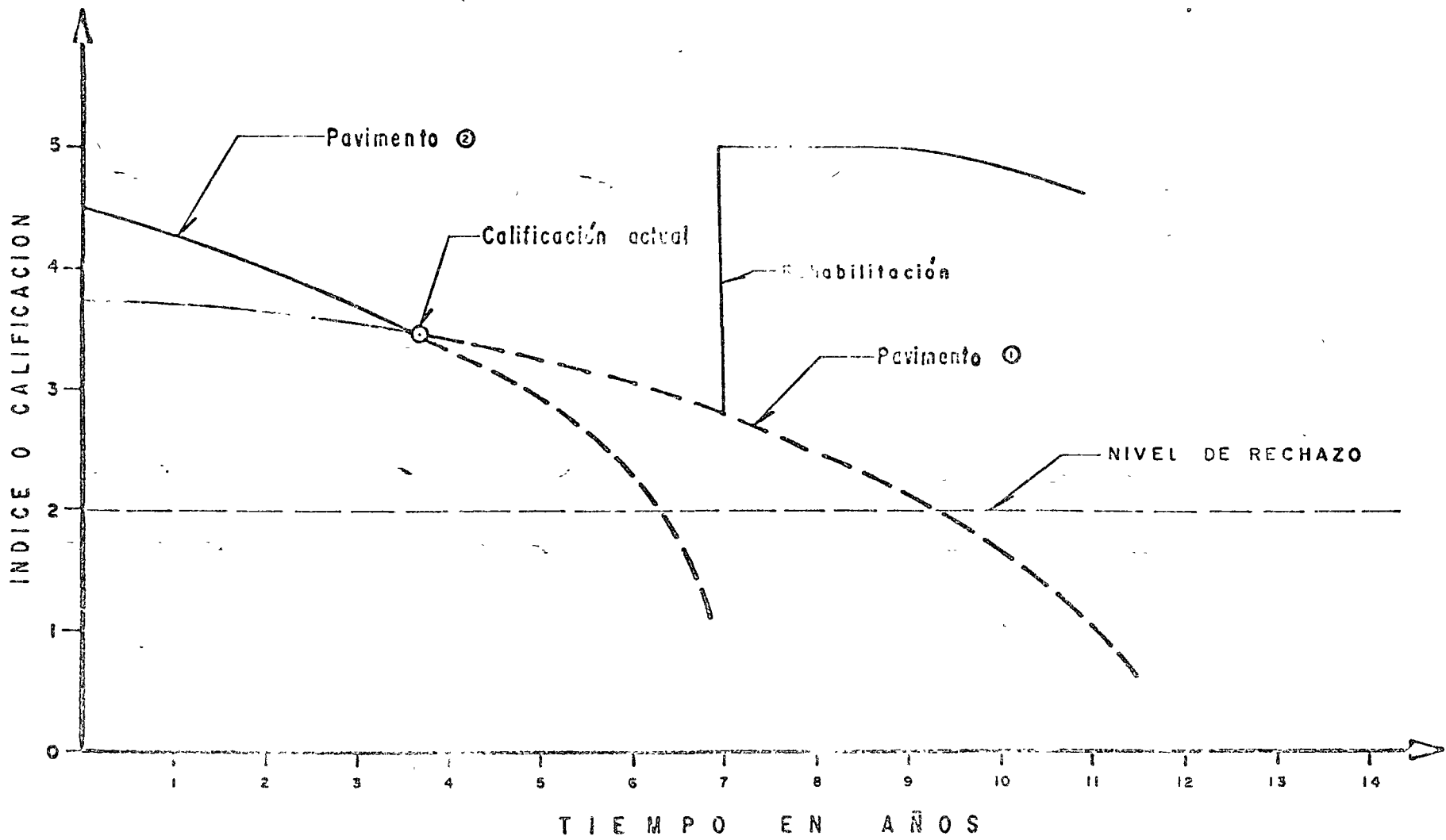
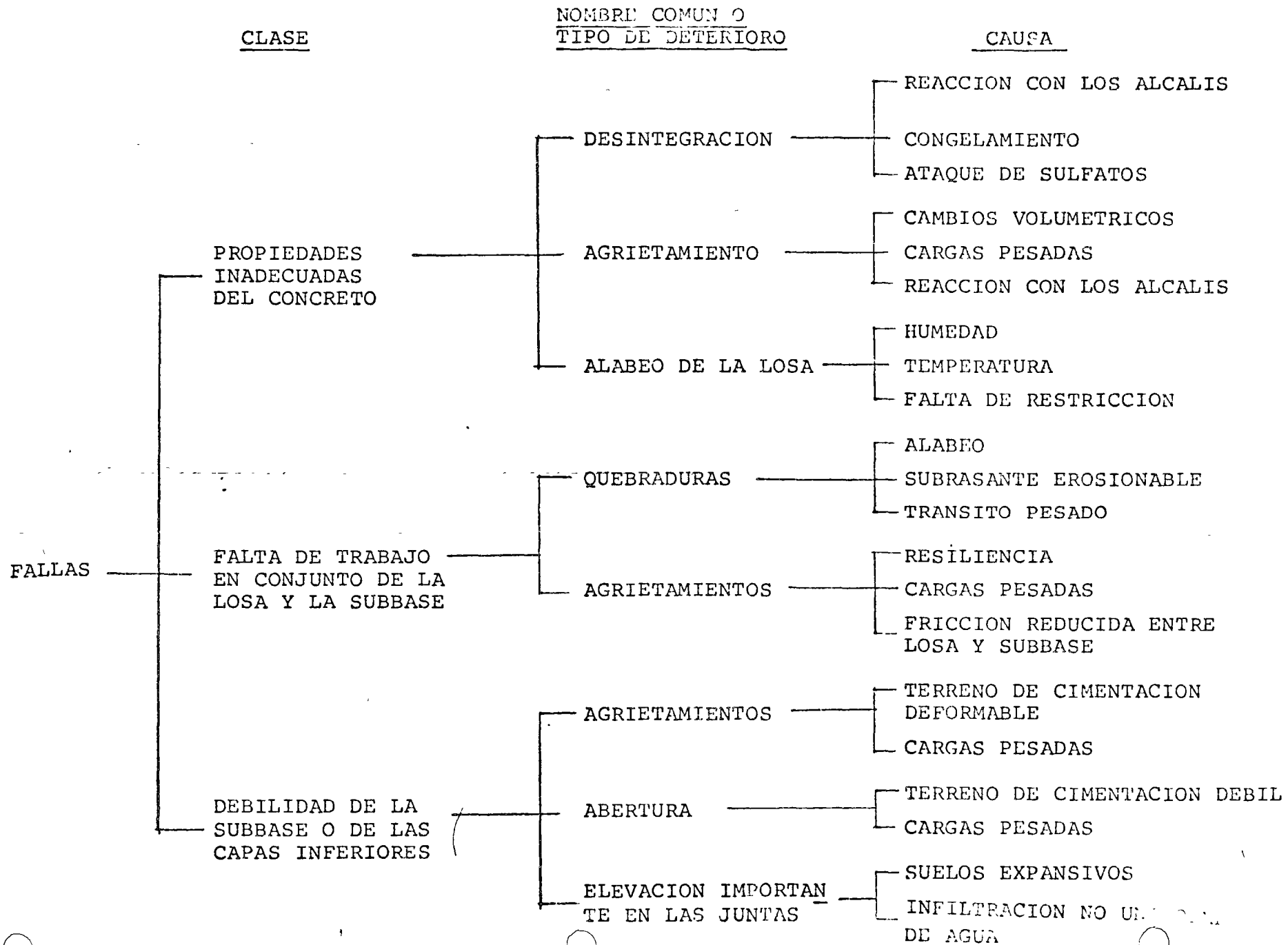
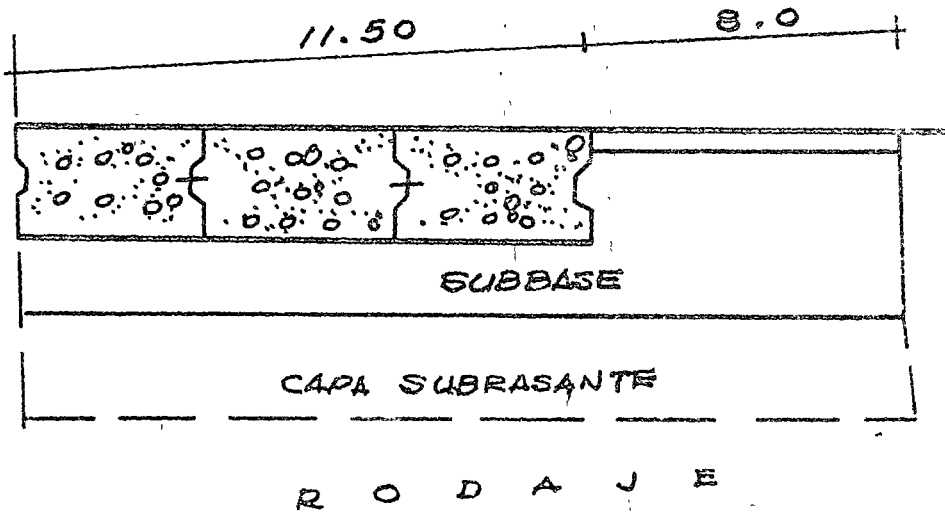
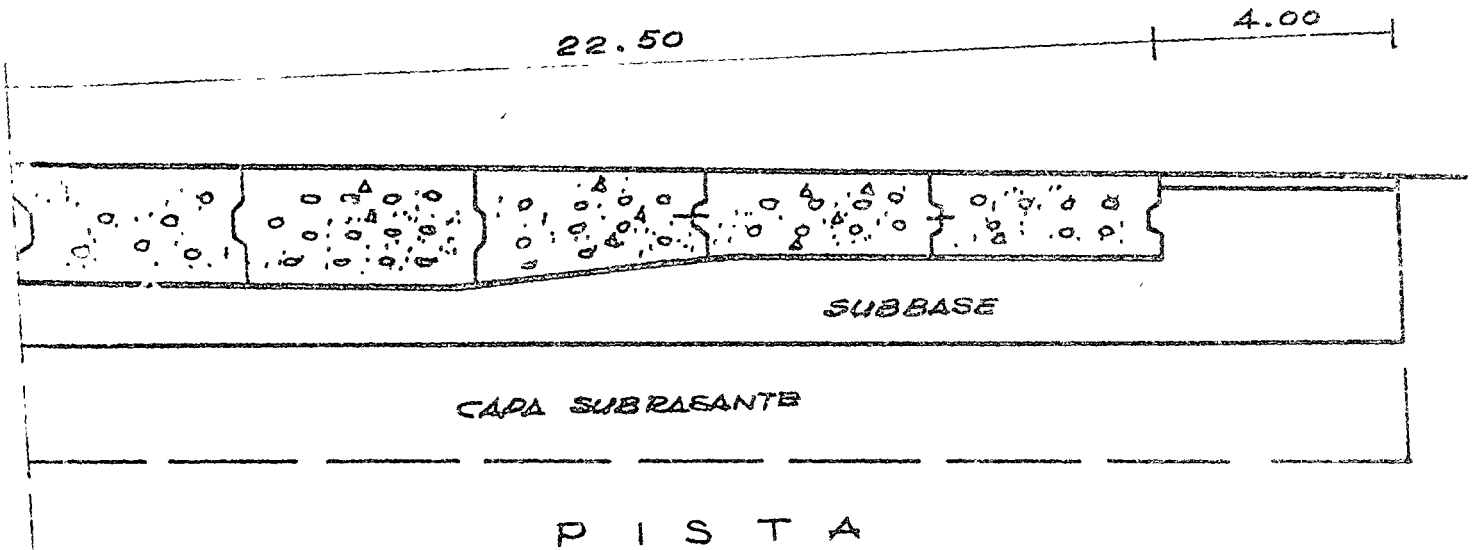


FIGURA N^o 13

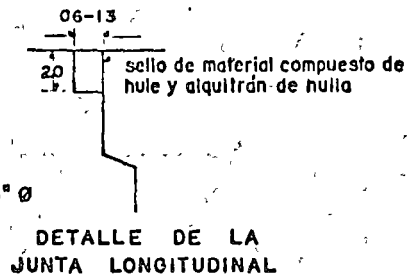
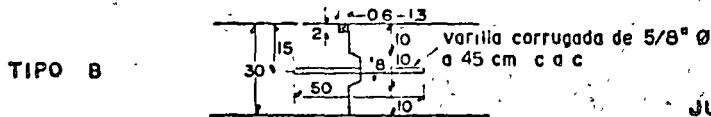
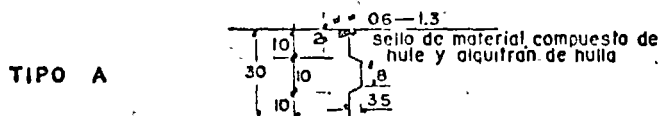
CLASIFICACION DE LAS FALLAS EN PAVIMENTOS RIGIDOS



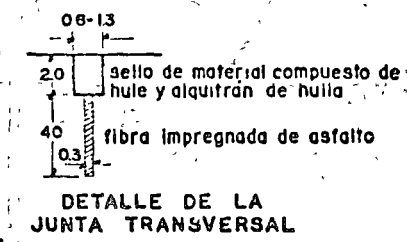
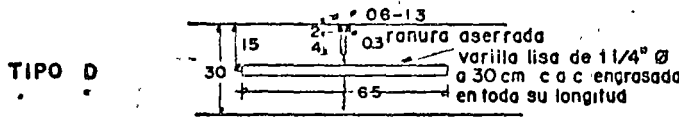
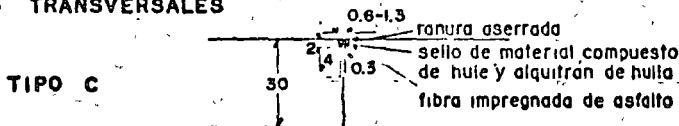
SECCIONES TÍPICAS DE PAVIMENTO RIGIDO EN AEROPUERTOS.



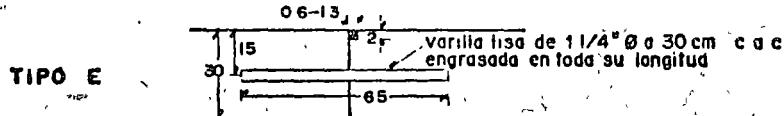
JUNTAS LONGITUDINALES



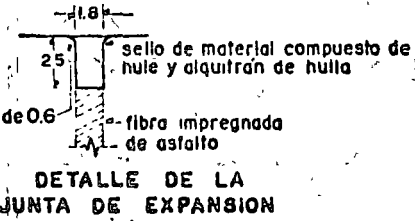
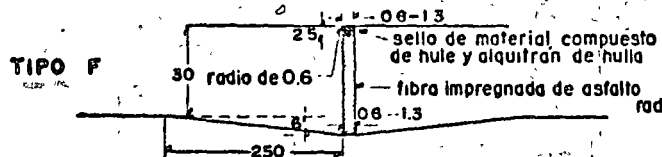
JUNTAS TRANSVERSALES



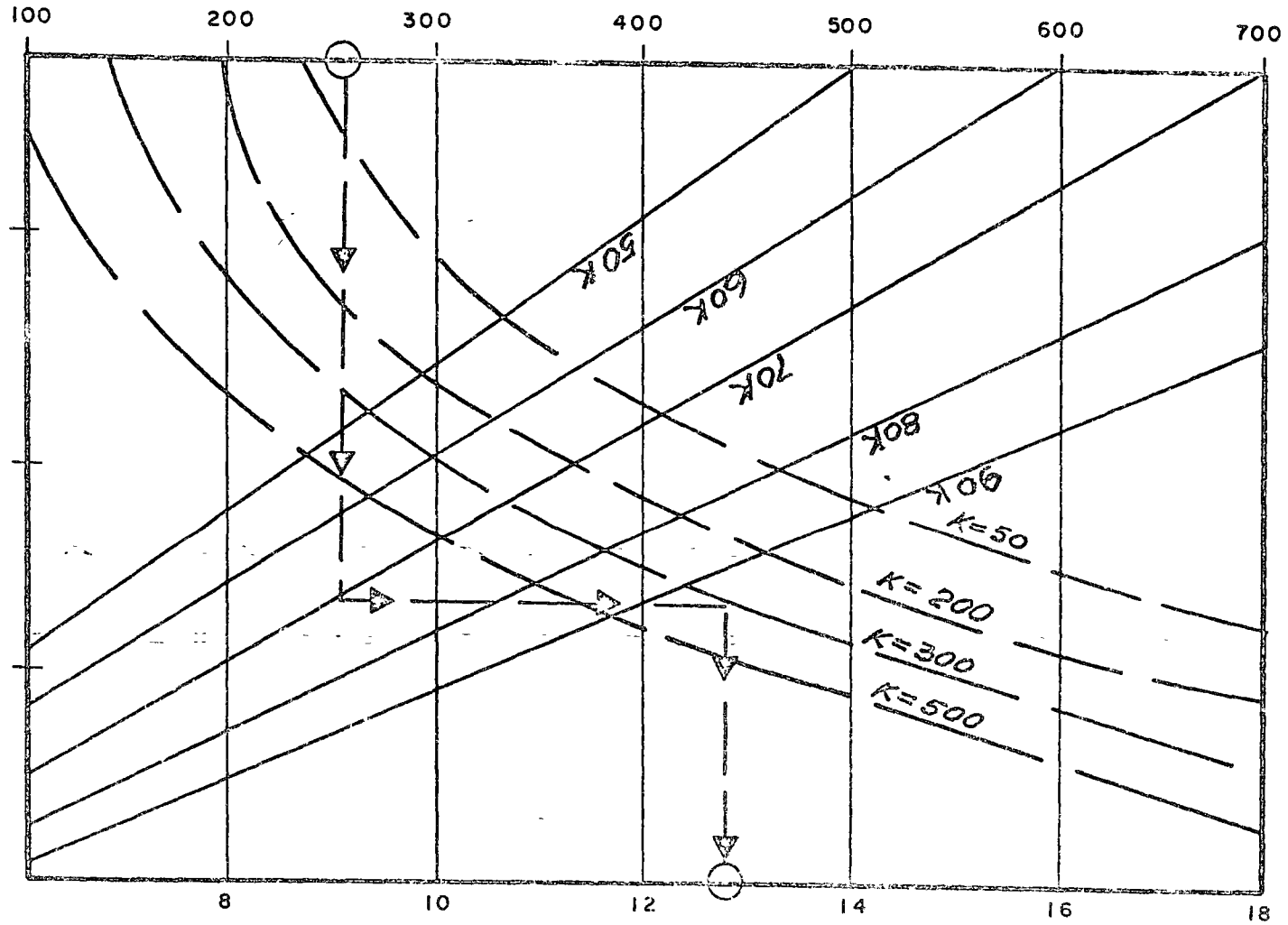
JUNTA TRANSVERSAL DE CONSTRUCCION



JUNTA DE EXPANSION



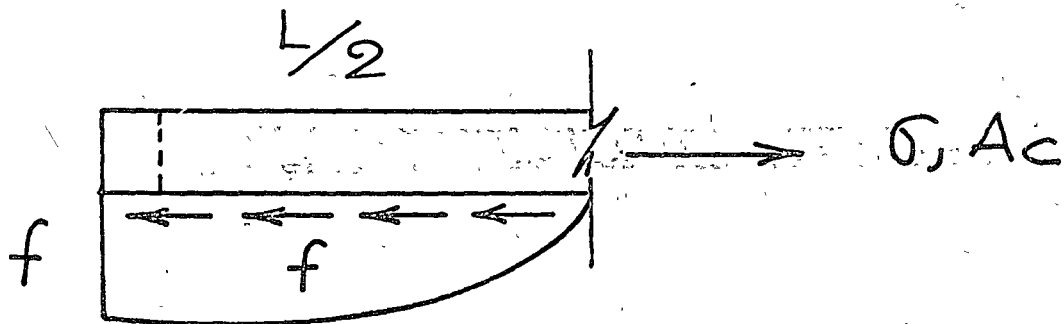
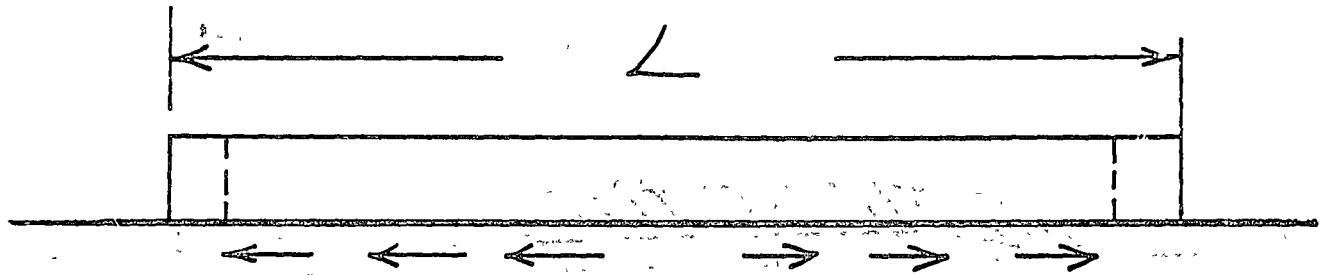
ESFUERZO A LA FLEXION, PSI.



ESPESOR DEL PAVIMENTO, PULG.

3

ESFUERZOS POR RESTRICCIÓN



$$\sigma_{Ac} = \frac{W L f}{2 \times 12}$$

$$\therefore \sigma = \frac{W L \cdot f}{24 h}$$

W = peso de la losa

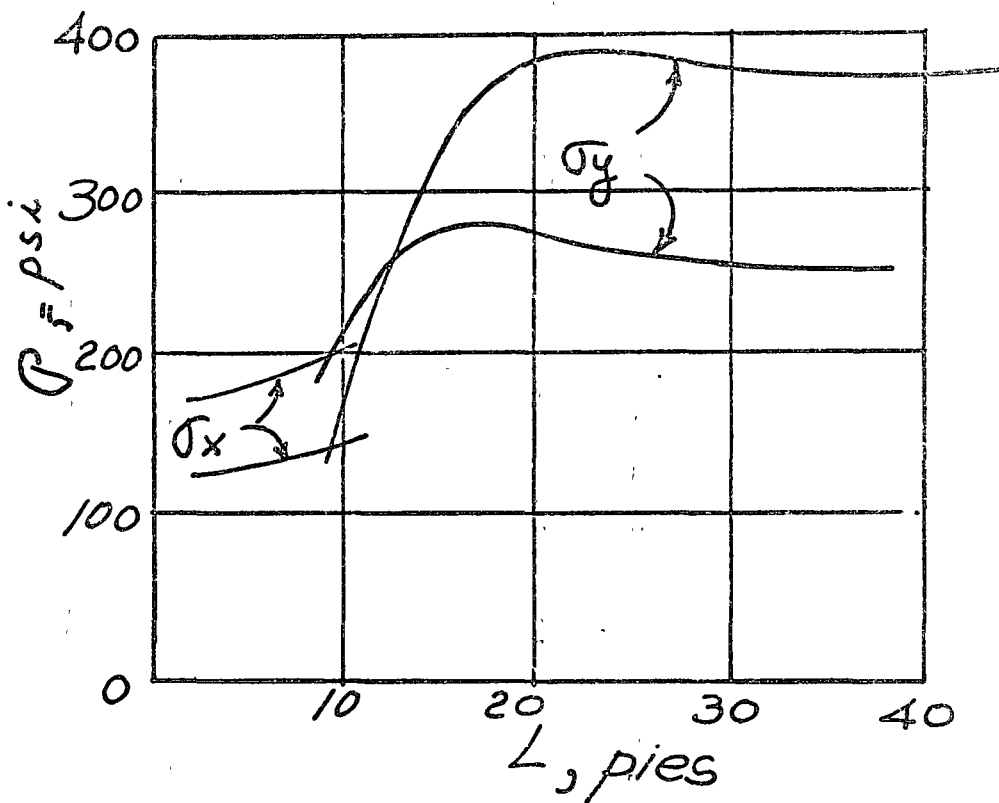
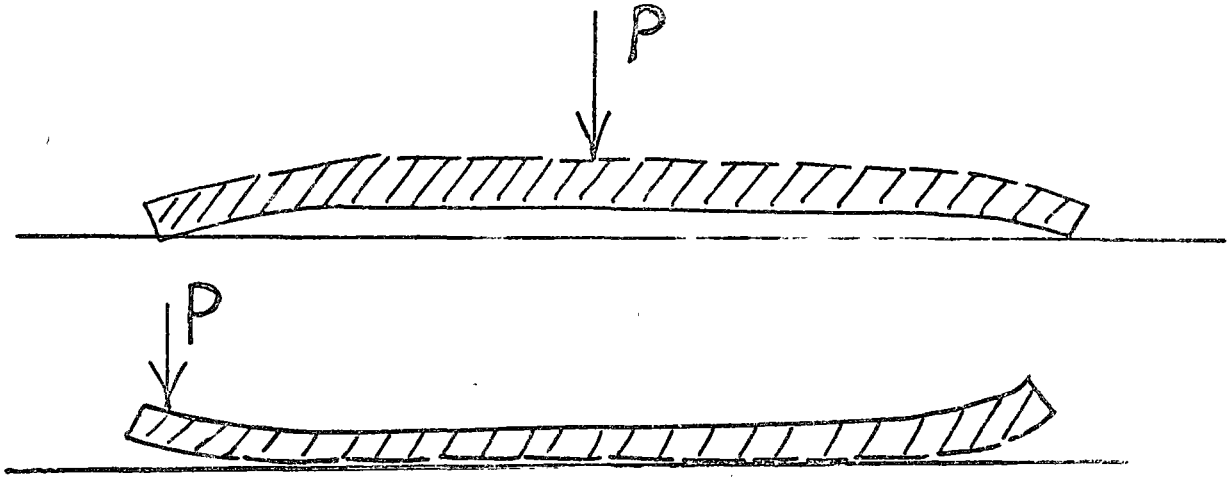
L = longitud de la losa

f = coef. de fricción

h = espesor de la losa.

2

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.

$c_1, c_2 = f(L/a)$

ECUACIONES DE WESTERGAARD.

$$\sigma_i = 0.275(1+\mu) \frac{P}{h^2} \left[\log \left(\frac{Eh^3}{Kb^4} \right) - 54.54 \left(\frac{L}{c_1} \right)^2 c_2 \right]$$

$$\sigma_a = 0.31625 \frac{P}{h^2} \left[4 \log \left(\frac{L}{b} \right) + 1.0693 \right]$$

$$\sigma_e = 0.57185 \frac{P}{h^2} \left[4 \log \left(\frac{L}{b} \right) + 0.3593 \right]$$

$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{l} \right)^{0.6} \right]$$

$$b = \sqrt{1.2a^2 + h^2} - 0.675h$$

$$L = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K}}$$

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



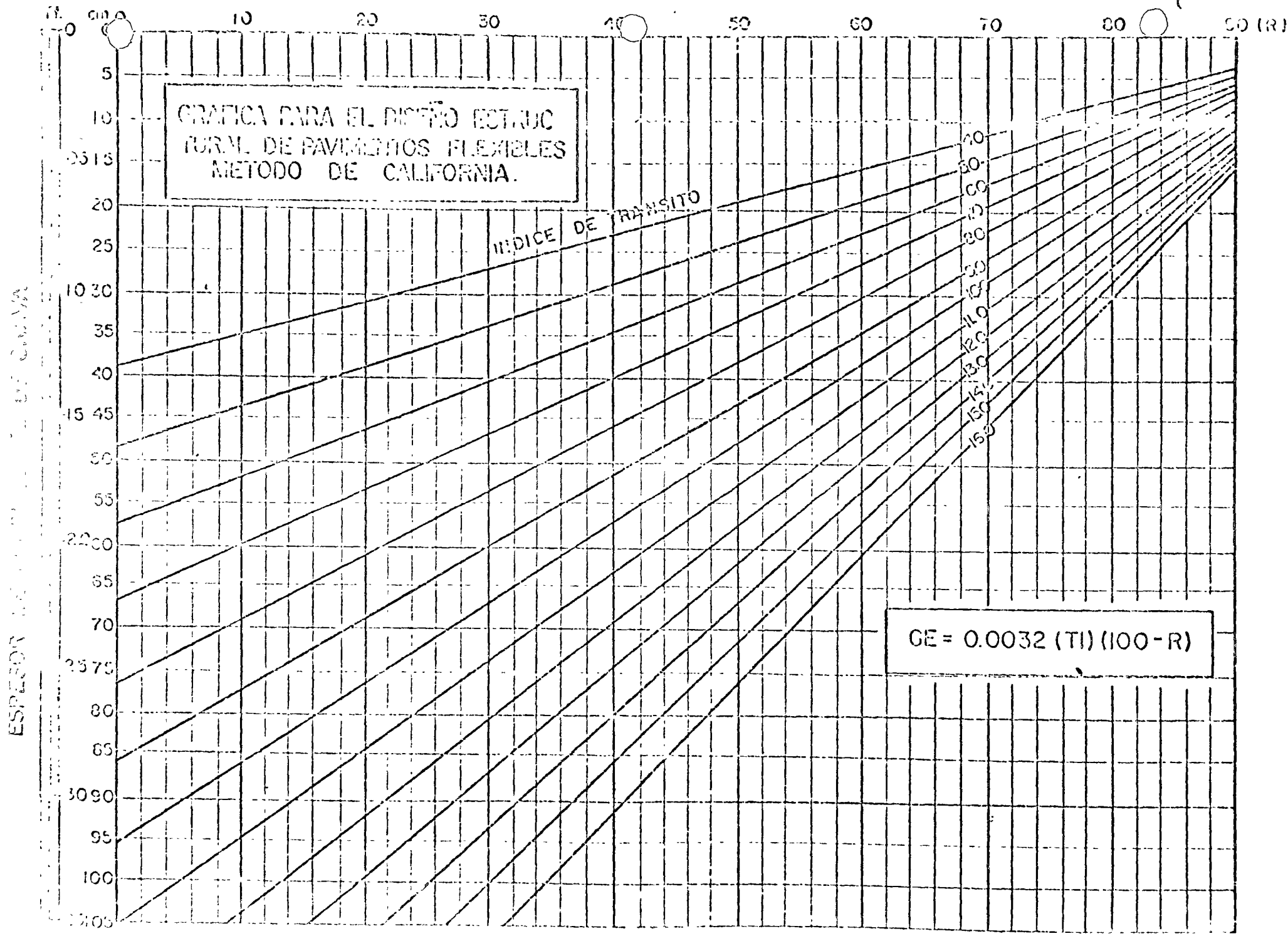
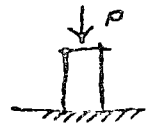
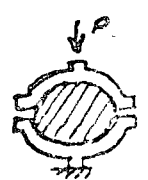
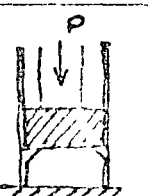
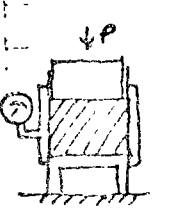
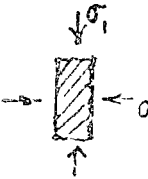


FIG. 100

MÉTODOS DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS.

MÉTODO	CAMPO APLICACION ORIGINAL	TIPO DE COMPACTACION	DISEÑO DEL ESPESOR DE LA PUNTA		VELOCIDAD PARA PRUEBA	TEMPERATURA DE PRUEBA	FORMA EN QUE SE APLICAN LAS ESFUERZOS.	FACTORES QUE INTERVIENEN PARA LA DETERMINACION DEL CONTENIDO OPTIMO
			d.	h.				
COMPRESION SIMPLE	MEZCLAS ASFÁLTICAS	ESTÁTICA y/o DINÁMICA	4"	1.25"	LENTA	AMBIENTE		f_u vs cont. asf.
MARSHALL	CONCRETOS ASFÁLTICOS EN AEROPISTAS	DINÁMICA	4"	2.5"	2"/min.	60°C		Estabilidad. Fluencia. Vol vacíos mezcla. Vol vacíos rellenos con asfalto.
HUBBARD FIELD.	SHEET ASPHALT CONCRETO ASFÁLTICO	ESTÁTICA	2"	1"	2.4"/min	60°C		Estabilidad Volumen de vacíos en la mezcla.
NVEEM	MEZCLAS Y CONCRETOS ASFÁLTICOS.	AMASADO	4"	2.5"	0.05"/min	60°C		Estabilidad Conesión Expansión
SMITH	CONCRETO ASFÁLTICO. INVESTIGACION.	ESTÁTICA	4"	8"	INDICACIONES COMO EN TABLA	AMBIENTE		cohesión ángulo fricción

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).

DWEEZ.

$$100 S = 0.17 a + 0.33 b + 2.30 c + 12 d + 135 f.$$

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.

$$p = 3.75 \sqrt[5]{S}$$

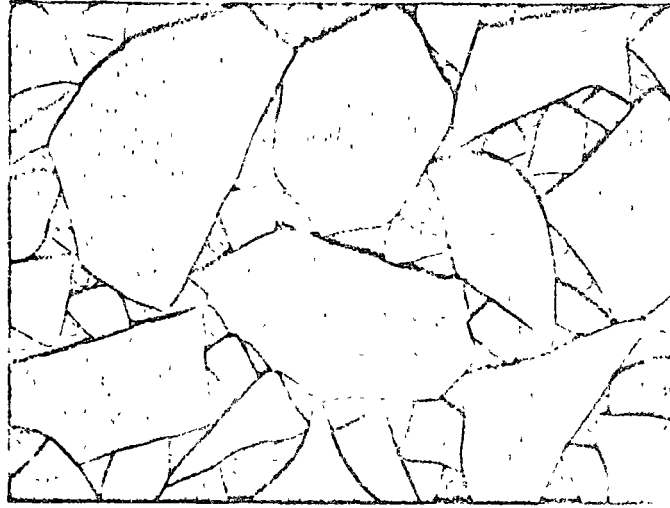


FIG. 4-3. Diagram of aggregate framework with asphalt binder.

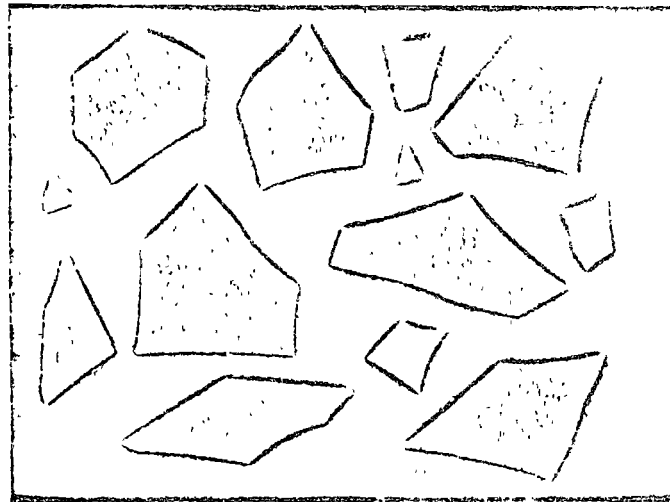


FIG. 4-4. Diagram of mix with excess asphalt binder.

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-

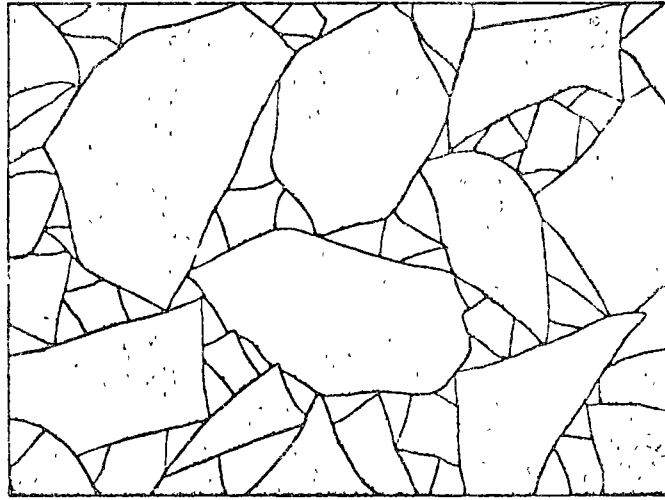


FIG. 4-1. Diagram of aggregate framework.

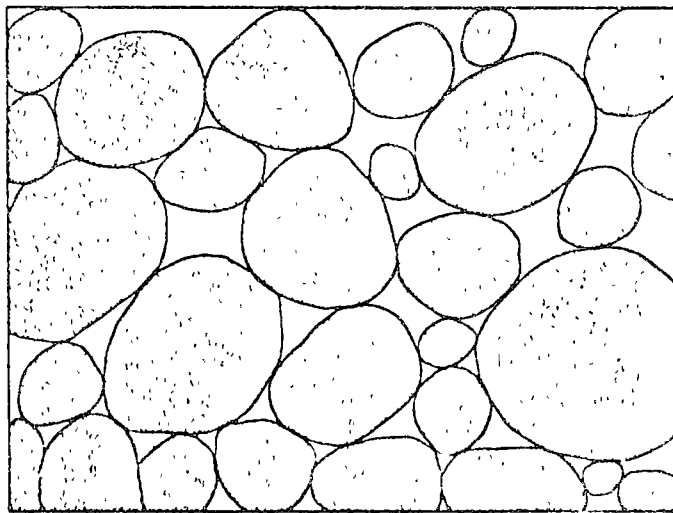


FIG. 4-2. Diagram of aggregate framework with rounded aggregate.

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 EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA

U N A M



ING. FEDÉRICO ALCARAZ LOZANO

CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
PAVIMENTOS

FACTORES QUE AFECTAN LA COMPACTACION

I N D I C E

Página

C A P I T U L O	I	
INTRODUCCION		1
C A P I T U L O	II	
CLASIFICACION DE LOS SUELOS		3
C A P I T U L O	III	
COMPACTACION		6
C A P I T U L O	IV	
TRABAJO DEL EQUIPO DE COMPACTACION		16
C A P I T U L O	V	
EQUIPO DE COMPACTACION		23
C A P I T U L O	VI	
FACTORES QUE INFLUYEN EN LA COMPACTACION		36

C A P I T U L O VII

SELECCION DE COMPACTADORES

41

C A P I T U L O VIII

REGLAS A SEGUIR EN CASO DE TENER
PROBLEMAS CON LA COMPACTACION

44

C A P I T U L O IX

RENDIMIENTO DEL EQUIPO DE COMPACTA-
CION Y COSTO DE LA COMPACTACION

46

C A P I T U L O X

CONCLUSIONES

58

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

59

C A P I T U L O I

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

La palabra "Compactación" resulta de sustantivar el Adjetivo "compacto" que deriva del latín "compactus", participio pasivo de "compingere" que quiere decir unir, juntar.

Desde tiempos antiguos se ha reconocido la conveniencia de compactar los terraplenes de los caminos. Los métodos primitivos incluían llevar -- borregos de un lado para otro del terraplén y arrastrar con caballos aplanadoras pesadas de madera.

Hasta hace pocos años se podía contar con la compactación hecha por las unidades de transporte y por aplanadoras casuales, junto con los asentamientos naturales, para estabilizar los terraplenes, de modo que retuvieran su forma y soportaran las cargas que se colocaran sobre ellos.

En los últimos quince años a habido un gran progreso en la ciencia de la compactación de los suelos. Los estudios de laboratorio han resuelto muchos problemas del comportamiento del suelo, y los fabricantes han -- diseñado una amplia variedad de equipo para producir el máximo de compactación con el máximo de economía.

La compactación de los suelos debe ejecutarse de la forma mas adecuada, ya que a excepción de unas correctas características de drenaje, es el factor que tiene mayor influencia en las condiciones funcionales de cualquier obra civil, como pueden ser terraplenes, Sub-bases, bases y superficies de rodamiento.

Se desprende de la anterior, que la vida útil de una obra, en la que interviene la compactación, dependerá en gran parte del grado de compactación especificado, el cual deberá ser estrictamente controlado.

La realización de proyectos cada vez más ambiciosos y de programas mas agresivos ha originado una intensa y constante evolución del equipo de compactación.

Se han introducido mejoras como: Poderosos sistemas hidráulicos, sensores electrónicos confiables, diseños mas funcionales, mayor versatilidad en su uso, transmisiones rápidas, potentes motores, etc., las cuales se han traducido en una mayor producción de los equipos.

Con objeto de poder cumplir con plazos cada vez menores en la ejecución de obras cada vez mayores, se ha llegado a la necesidad de utilizar equipos de gran producción.

Los grandes equipos de carga, acarreo y tiro de material, han obligado a los fabricantes de equipo de compactación a diseñar máquinas compactadoras capaces de balancear al tiro con la compactación, para evitar interferencia de actividades y pérdida de tiempo, lo que da por resultado un proyecto antieconómico.

C A P I T U L O I I

CLASIFICACION DE LOS SUELOS

Para poder clasificar los suelos nos basaremos en el "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos" S.U.C.S.

Este sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo - ambos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino; si más la mitad de sus partículas, en peso son finas.

I) SUELOS GRUESOS.

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, - que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos-- de ese grupo.

G (Gravel) Gravas y suelos en que predominen estas.

S (Sand) Arenas, y suelos arenosos.

Las gravas y las arenas se separan con la malla No. 4, de manera - que un suelo pertenece al grupo genérico G, si más del 50 % de su frac--

ción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla No. 4, y es del grupo genérico S, en caso contrario.

- a) Material practicamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (well graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.
- b) Material practicamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo P (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.
- c) Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo M (del Sueco Mo y Mjala). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.
- d) Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C (Clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

2) SUELOS FINOS.

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

M (Del Sueco Mo y Mjala) Limos inorgánicos.

C (Clay) Arcillas Inorgánicas.

O (Organic) Limos y Arcillas Orgánicas.

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdividen, según su límite líquido, en dos grupos. Si este es menor del 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (Low Compressibility), obteniéndose por esta combinación los grupos ML, CL y OL. Los suelos finos con límite líquido mayor del 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra ---

H (High Compressibility), teniéndose así los grupos MH, CH y OH.

Al final de este capítulo aparece una tabla general del "Sistema - Unificado de Clasificación de Suelos".

Los materiales friccionantes son principalmente gravas y arenas; - entendiéndose por fricción interna a la resistencia al desplazamiento entre las partículas internas del material.

Los materiales cohesivos son arcillas y limos arcillosos; cohesión podemos definirla como la atracción mutua de las partículas de un suelo - debido a fuerzas moleculares y a la presencia de humedad.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS

INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Evaluación de las partículas menores de 7.6 cm (3") y basando las fracciones en pesos estimados)				SIMBOLO DEL GRUPO (*)	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DEL SUELO	
<p>ARINAS</p> <p>Más de la mitad de la fracción gruesa (mayor de 0.075 mm) en arena y/o grava y más de la mitad de la fracción fina (menor de 0.075 mm) en limo y arcilla.</p> <p>ARINAS</p> <p>Más de la mitad de la fracción gruesa (mayor de 0.075 mm) en arena y/o grava y más de la mitad de la fracción fina (menor de 0.075 mm) en limo y arcilla.</p>	(Cantidad apreciable de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos	<p>Dese el nombre típico indiquen el tipo de partículas predominantes de grava y arena. No máximo angulosidad, con términos de superficie y dureza de las partículas, grupo nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre parentesis</p> <p>Para los suelos indistinguibles agregarse información sobre estratificación, humedad, cementación, condiciones de humedad características de drenaje</p> <p>EJEMPLO Arena limosa con grava, como un 20% de grava de partículas duras con un 15% de partículas redondeadas o subredondeadas de 15% de finos no plásticos y resistencia en estado seco, compacto y húmeda en el lugar, arena blanda (GW)</p>		
	(Cantidad apreciable de partículas finas)	Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos			
	(Cantidad apreciable de partículas finas)	Fracción fina poco o nada plástica (Para identificación véase grupo ML abajo)	GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo			
	(Cantidad apreciable de partículas finas)	Fracción fina plástica (Para identificación véase grupo CL abajo)	GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla			
	(Cantidad apreciable de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos			
	(Cantidad apreciable de partículas finas)	Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos			
<p>ARCILLAS</p> <p>Más de la mitad de la fracción gruesa (mayor de 0.075 mm) en limo y arcilla y más de la mitad de la fracción fina (menor de 0.075 mm) en limo y arcilla.</p> <p>ARCILLAS</p> <p>Más de la mitad de la fracción gruesa (mayor de 0.075 mm) en limo y arcilla y más de la mitad de la fracción fina (menor de 0.075 mm) en limo y arcilla.</p>	(Cantidad apreciable de partículas finas)	Fracción fina poco o nada plástica (Para identificación véase grupo ML abajo)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo	<p>Dese el nombre típico indiquen el tipo de partículas predominantes de grava y arena. No máximo angulosidad, con términos de superficie y dureza de las partículas, grupo nombre local y geológico, cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre parentesis</p> <p>Para los suelos indistinguibles agregarse información sobre la estructura, estado de consistencia tanto en estado indistinto como remoldeado, condiciones de humedad y drenaje</p> <p>EJEMPLO Limo arcilloso, café, ligeramente compactado, porcentaje reducido de arena fino, algunos agujeros verticales de raíces, firme y en el lugar, loess, (ML)</p>		
	(Cantidad apreciable de partículas finas)	Fracción fina plástica (Para identificación véase grupo CL abajo)	SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla			
	PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA Nº 40						
	<p>LIMOS Y ARCILLAS</p> <p>Limite liquido menor de 50</p>	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Consistencia al remolque)	DILATANCIA (Reaccion al agitado)	TENACIDAD (Consistencia cerca del limite plastico)		ML	Limos inorgánicos polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos
		Nula a ligera	Rápida a lenta	Nula		ML	Limos inorgánicos de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas arcillas limosas, arcillas pobres
		Media a alta	Nula a muy lenta	Media		CL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad
<p>LIMOS Y ARCILLAS</p> <p>Limite liquido mayor de 50</p>	Ligera a media	Lenta	Ligera	OL	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomeos, limos elásticos		
	Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas		
	Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad		
Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH	Turba y otros suelos altamente orgánicos			
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		Facilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa		Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos		

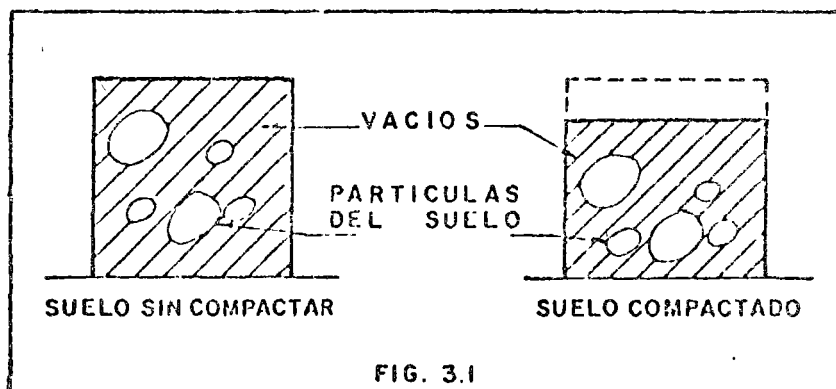
(*) Clasificación de frontera - Los suelos que poseen las características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos
 (†) Todos los tamaños de las mallas en esta carta son los US Standard

1.- D E F I N I C I O N .

En la terminología de Mecánica de Suelos, la reducción de los vacíos de un suelo recibe varios nombres: Consolidación, Compactación, Densificación, etc., existen ligeras diferencias en el significado de los dos primeros.

Consolidación, se usa para la reducción de vacíos, relativamente lenta, debida a la aplicación de una carga estática, usualmente acompañada de expulsión de agua del suelo, por ejemplo la reducción de vacíos en el suelo bajo un edificio.

El término Compactación se usa para la reducción de vacíos, más ó menos rápida, producida por medios mecánicos durante el proceso de construcción. (Fig. 3.1)



Al reducirse los vacíos del suelo hay un incremento del peso volumétrico del material, de donde se puede dar la siguiente definición.

Compactación: Es el aumento artificial, por medios mecánicos, del peso volumétrico de un suelo, esto se logra a costa de la reducción de los vacíos del mismo al conseguir un mejor acomodo de las partículas que los forman mediante la expulsión de aire y/o agua del material.

2. PROPOSITO E IMPORTANCIA.

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

- a) Resistencia mecánica.
- b) Resistencia a los asentamientos bajo cargas futuras.
- c) Impermeabilidad.

Entre las obras que requieren compactación se pueden señalar como más importantes las carreteras, las aeropistas y las presas de tierra.

Estas estructuras deberán ser capaces de soportar su propio peso y el peso de las cargas super-impuestas, si falla, el costo de la reparación puede ser muy elevado.

Desde el punto de vista del constructor el problema es obtener la densidad especificada por el diseñador. Obtenida esta densidad se asegura que la resistencia a futuros asentamientos y la impermeabilidad sean las supuestas por el diseñador, sin embargo la obtención de la densidad de diseño no necesariamente asegura la resistencia mecánica supuesta, ya que ésta depende, en muchos suelos, de la humedad a la cual fué compactado. Es necesario entonces que la compactación sea efectuada a la humedad especificada, especialmente para suelos cohesivos.

Se hace notar que compactar a mayores grados del especificado no es conveniente, es decir, compactar de más, puede resultar perjudicial al proyecto.

La falla de algunas obras han obligado a que las especificaciones de compactación sean cada vez más estrictas; las tolerancias en más ó en menos, del grado de compactación especificado, son generalmente fijadas -- desde el inicio de la obra.

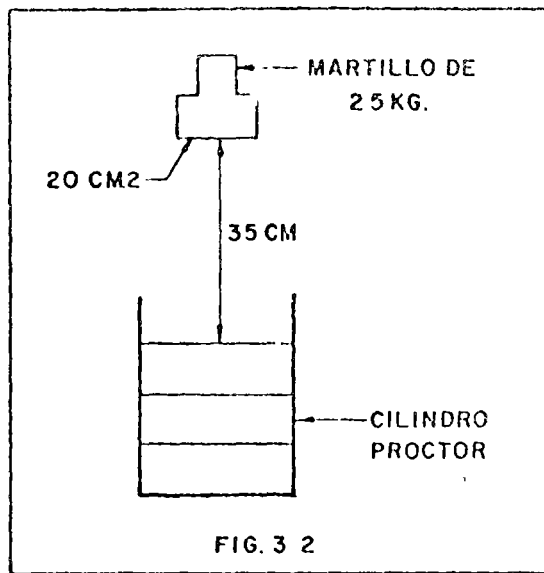
3.- PRUEBAS DE COMPACTACION .

En la construcción de terraplenes sería ideal poder medir la resistencia del suelo para determinar cuando se ha alcanzado la resistencia necesaria, pero el equipo para medir esta resistencia (especialmente a esfuerzos de compresión y cortante) es difícil de manejar, es caro y no es aplicable a todos los suelos, por lo tanto se han preparado las siguientes pruebas de laboratorio.

- A) P r o c t o r
- B) Proctor Modificada
- C) P o r t e r .

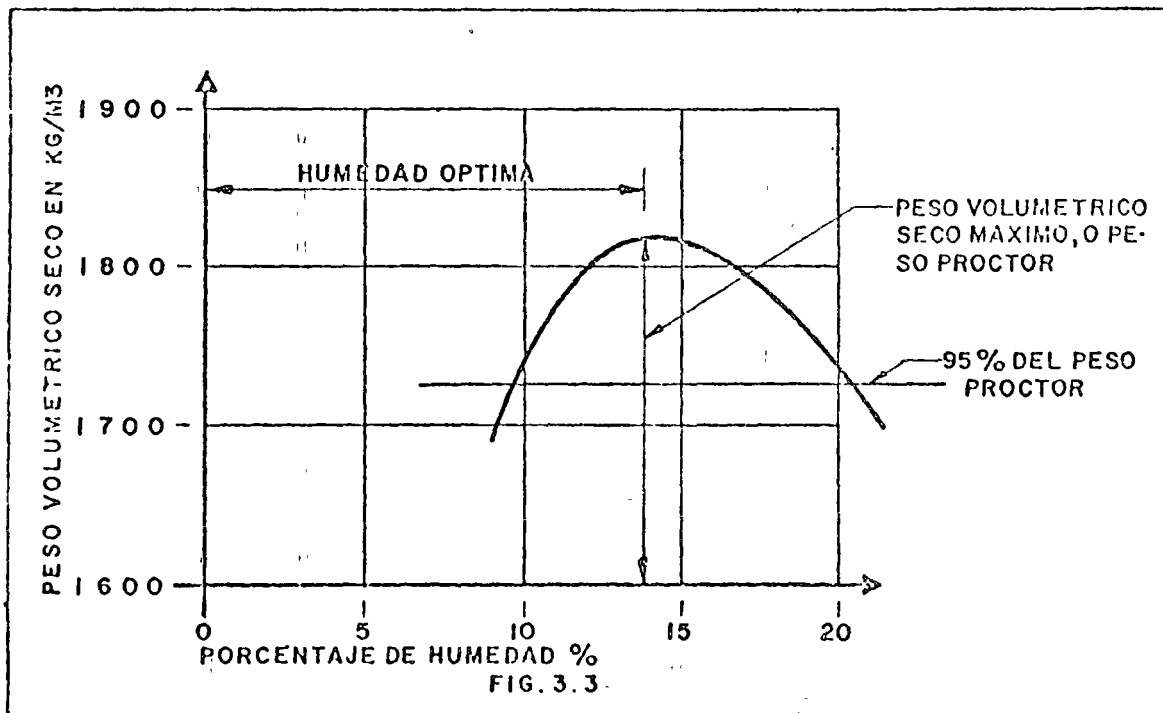
A).- Proctor: R.R. Proctor estableció que hay una correspondencia entre el peso volumétrico seco de un suelo compactado y su resistencia. El equipo para hacer pruebas de compactación en la obra es un equipo económico y sencillo. Proctor desarrolló una prueba que consiste en:

- a) Se toma una muestra representativa del suelo a compactar, de humedad conocida.
- b) Se toma un cilindro de 4" de diámetro x 4½" de altura, se llena en tres capas aproximadamente iguales con material de prueba.
- c) Cada capa se compacta con 25 golpes de un martillo de 2.5 Kg. - con un área de contacto de 20 cm²., el que se deja caer de 35 cm. de altura. (Fig. 3.2) Todo esto con el objeto de siempre - dar al material la misma energía de compactación.



- d) Se pesa el material y como el volumen es conocido se calcula el peso volumétrico húmedo, simplemente dividiendo el peso del material entre su volumen. Como la humedad es conocida, se resta el peso del agua y se obtiene el peso volumétrico seco para esa humedad.
- e) Se repite la prueba varias veces, variando cada vez el grado de humedad, con lo que se obtienen pares de valores Humedad-Peso Volumétrico seco.

Con estos pares de valores se dibuja la siguiente gráfica. (Fig.3.3)



Puede observarse que hay un cierto contenido de humedad para el cual el peso volumétrico es máximo, este peso se conoce como: "Peso volumétrico Seco Máximo" (P.V.S.M.), ó peso proctor, y el contenido de humedad como humedad óptima.

El diseñador entonces especifica el porcentaje del peso proctor que debe obtenerse en la construcción del terraplén y la humedad óptima.

Por ejemplo: Si el proyectista especifica 95% Proctor en el caso de la gráfica, tenemos: P.V.S.M. = 1820 Kg/M³.

$$95 \% \text{ de P.V.S.M.} = 0.95 \times 1820 = 1729 \text{ Kg/M}^3.$$

es decir el constructor debe obtener un peso volumétrico seco mínimo de 1729 Kg/M³ en ese material.

La razón de la existencia de un peso volumétrico máximo es que en todos los suelos, al incrementarse su humedad, se les proporciona un medio lubricante entre sus partículas, que permite un cierto acomodo de estas cuando se sujetan a un cierto trabajo de compactación. Si se sigue aumentando la humedad, con el mismo trabajo de compactación, se llega a obtener un mejor acomodo de sus partículas y en consecuencia un mayor peso volumétrico, si se aumenta más la humedad todavía, el agua empieza a ocupar el espacio que deberían ocupar las partículas del suelo y por lo tanto comienza a bajar el peso volumétrico del material, para el mismo trabajo de compactación.

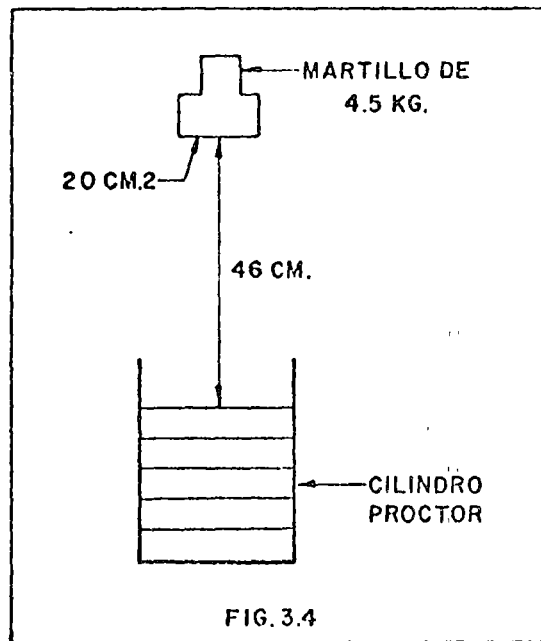
Por lo tanto, si se aumenta ó disminuye la humedad será necesario aumentar el trabajo del equipo de compactación, lo que, en general, no es económico.

B).- Proctor Modificada: Conforme fueron aumentando las cargas sobre las terracerías por el uso de camiones y aeroplanos cada vez más pesados, se vió la necesidad de desarrollar mayores densidades y resistencias en muchos materiales usando mayor trabajo de compactación. Por esta razón

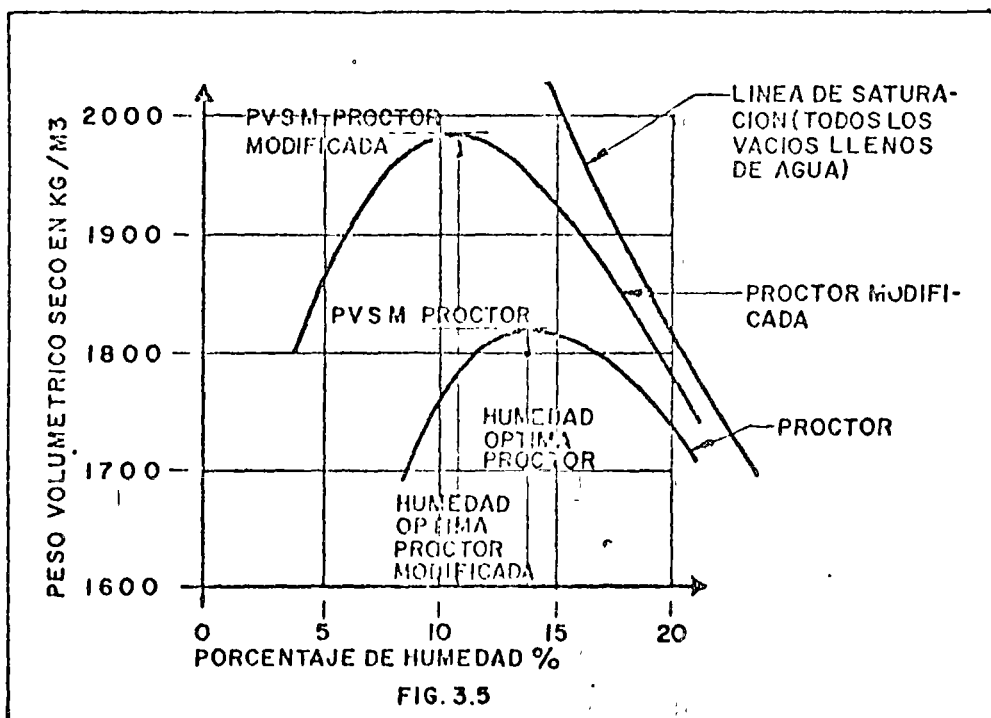
se desarrolló la prueba Proctor modificada.

Para esta prueba se usa el mismo cilindro proctor, pero el material se compacta en 5 capas con un martillo de 4.5 Kg. y cayendo de una altura de 46 cm., dando 25 golpes por capa. (Fig. 3.4)

En todos los aspectos las dos pruebas son semejantes, únicamente el trabajo de compactación se ha incrementado aproximadamente 4.5 veces.



La gráfica siguiente es un ejemplo de la prueba proctor y la prueba proctor modificada efectuadas en el mismo material. (Fig. 3.5)



Obsérvese en esta gráfica que aunque el trabajo de compactación se ha incrementado 4.5 veces, la densidad solamente se incrementó 9%, y que la humedad óptima disminuyó 3%. Esto último es invariablemente cierto.

C).- Porter: Tanto la prueba Proctor como la Proctor modificada han dado muy buen resultado en suelos cuyos tamaños máximos son de 10 mm. --- (3/8"), en suelos con partículas mayores el golpe del martillo no resulta uniforme y por lo tanto la prueba puede variar de resultados en un mismo material.

Para obviar esta dificultad se ideó la prueba Porter, que consiste en lo siguiente:

- a) Se toma una muestra del material a probar y se seca.
- b) Se pasa por la malla de 25 mm. (1") y se determina el porcentaje, en peso, retenido en la malla, si el porcentaje es menor del --- 15%, se usará para la prueba el material que pasó la malla. Si el porcentaje retenido es mayor del 15% se prepara, del material original, una muestra que pase la malla de 1" y que sea retenida en la malla No. 4, de esta muestra se pesa un tanto igual al peso del retenido, el que se agrega al material que pasó la malla de 1", con este nuevo material se procede a la prueba.
- c) A 4 Kg. de la muestra así preparada se le incorpora una cantidad de agua conocida; y se homogeniza con el material.
- d) Con este material se llena, en tres capas, un molde metálico de 6" de diámetro por 8" de altura con el fondo perforado. Cada capa se pica 25 veces con una varilla de 5/8" (1.9 cm.) de diámetro por 30 cm. de longitud con punta de bala.
- e) Sobre la última capa se coloca una placa circular ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, y se mete el molde en una prensa de 30 tons.
- f) Se aplica la carga gradualmente de tal manera que en cinco minutos se alcance una presión de 140.6 Kg/cm²., la cual debe mantenerse durante un minuto, e inmediatamente se descarga en forma gradual durante un minuto.

Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad ensayada es inferior a la óptima.

- g) Se prosigue por tanteos hasta que la base del molde se humedezca al alcanzar la carga máxima. La humedad de esta prueba es la humedad óptima. Se determina entonces el peso volumétrico seco de la muestra dentro del cilindro, a este peso se le conoce como el "Peso Volumétrico seco Máximo Porter", y que será el peso comparativo para el trabajo de campo.

Por ejemplo: si en la prueba Porter obtuvimos un "Peso Volumétrico-seco Máximo" de $2,000 \text{ Kg/m}^3$, y el diseñador ha pedido el 95% Porter, en la obra tendremos que alcanzar un peso volumétrico seco de: $0.95 \times 2,000 = 1,900 \text{ Kg/m}^3$.

4.- METODOS DE CONTROL .

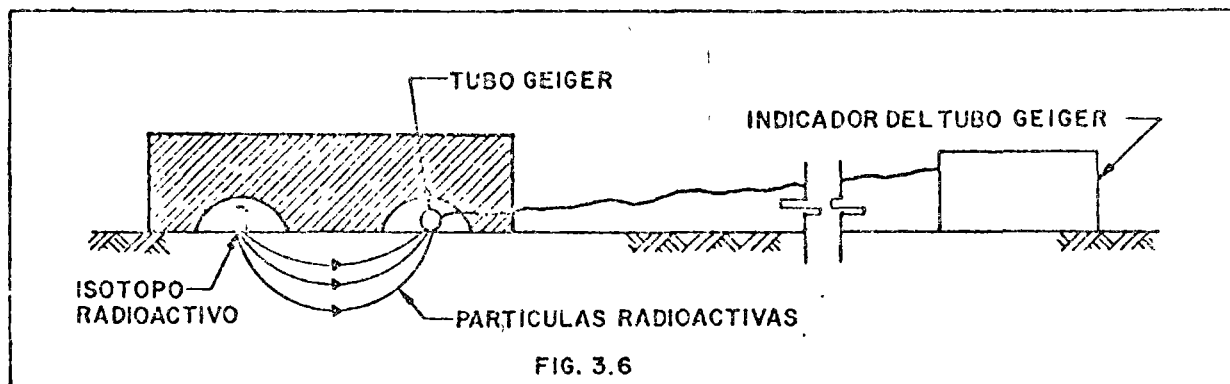
Para medir en la obra si se ha alcanzado el peso volumétrico especificado hay varios métodos:

- A) Medida física de peso y volumen.
- B) Mediciones nucleares.
- C) O t r o s .

A).- Medida Física de Peso y Volumen: En cualquiera de los métodos-existentes el principal problema radica en la determinación de la humedad-para poder calcular el peso volumétrico seco en función del peso volumétrico húmedo que es el que se obtiene en las pruebas de campo. Normalmente -se calienta una parte del material hasta secarlo y por diferencia se obtiene la humedad, pero este método es lento y peligroso porque en algunos suelos se altera el peso volumétrico con el calentamiento, debido a la evaporación de partes orgánicas principalmente. Nunca debe llegarse a la calcinación que también puede alterar el peso volumétrico, este método consiste en:

- a) Se excava un agujero de 10 a 15 cm. de diámetro, ó un cuadrado - de 15 cm por lado, a la misma profundidad de la capa por probar.
- b) El material excavado es cuidadosamente recogido y pesado. Se se ca para determinar la humedad y el peso volumétrico seco.
- c) El volumen del agujero es medido. El método usado generalmente es llenándolo con una arena de peso volumétrico constante que se tiene en un recipiente graduado.
- d) Conocidos el peso seco de la muestra y el volumen del agujero, - se calcula el peso volumétrico seco de la muestra, que debe ser igual ó mayor que el peso volumétrico seco especificado.

B).- Prueba de Medición Nuclear: Para evitar el tiempo y costo que -- significa la prueba anterior se han ideado varios métodos, uno de ellos es el Método nuclear, que consiste en un bloque de plomo que contiene un isó- topo radioactivo y un tubo geiger. (Fig. 3.6)

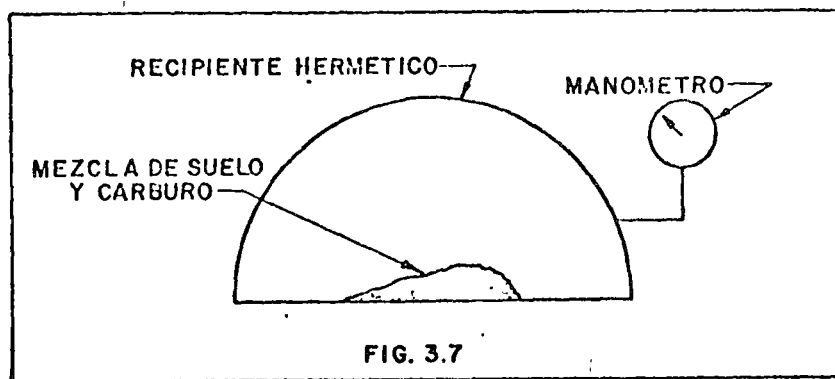


El bloque de plomo se coloca sobre la capa a probar, el número de -- partículas que llegan al tubo Geiger está en función de la masa del mate- rial que tienen que atravesar, es decir, es función del peso volumétrico, - entonces la medida del indicador debe compararse con otra medida hecha en -- una capa que tenga el peso volumétrico especificado.

Estos aparatos necesitan frecuente calibración, no siempre hay una -- indicación clara cuando el aparato no funciona bien y su exactitud varía - con el tipo de suelo.

Estas desventajas, sin embargo son despreciadas por los constructores en grandes trabajos de terracerías, pues el aparato le permite asegurar que una cierta capa ha sido compactada, con un alto grado de confiabilidad, prosiguiendo el trabajo de inmediato con la siguiente capa.

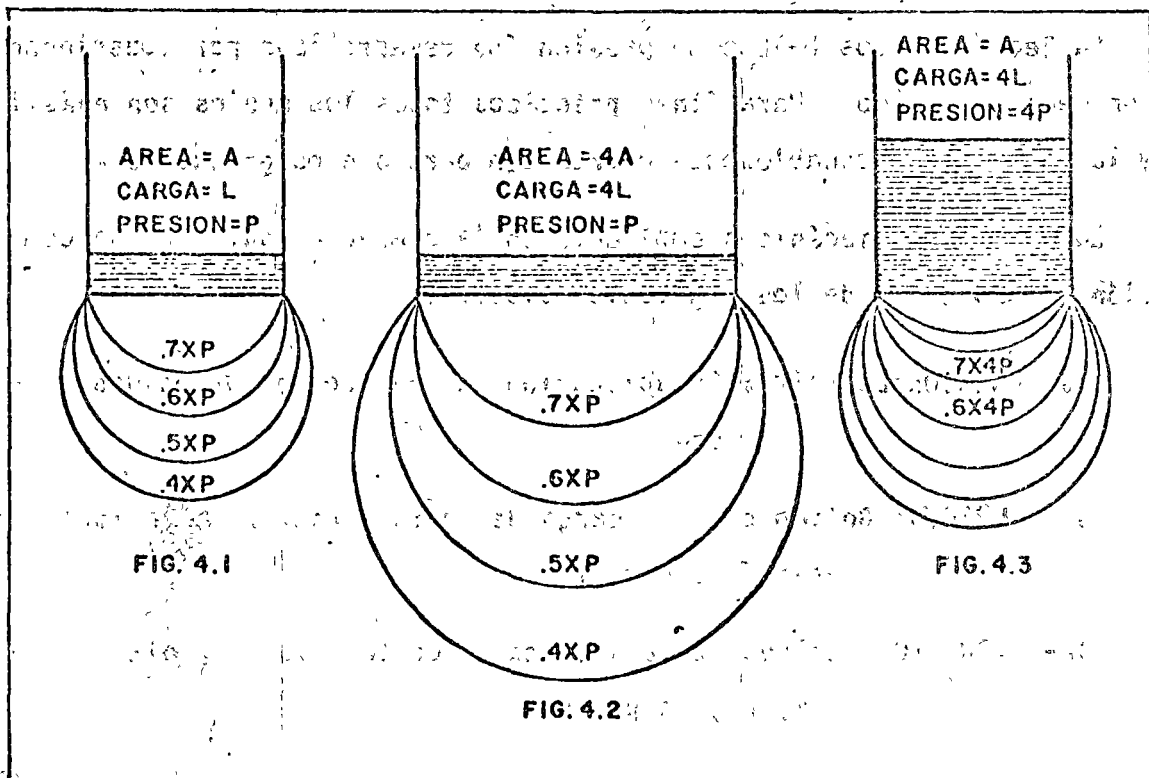
C).- Otros: Como el problema principal es la determinación de la humedad se han desarrollado últimamente algunos métodos entre los que destaca principalmente el denominado "Speedy" (Fig. 3.7), que consiste en colocar un peso conocido de suelo mezclado con carburo de calcio dentro de un recipiente hermético provisto de un manómetro. El carburo reacciona con la humedad del suelo, produciendo gas acetileno y por lo tanto una presión que es registrada en el manómetro el que se puede inclusive graduar en gramos de agua, determinándose rápidamente de esta manera el porcentaje de humedad, y así poder calcular su peso volumétrico seco.



TRABAJO DEL EQUIPO DE COMPACTACION

Para comprender mejor la transmisión de los esfuerzos de compresión en un suelo, consideremos una placa rígida, circular, de área "A", colocada sobre un suelo, a la que se aplica una carga "L", dando una presión de contacto "p". (Fig. 4.1)

En el suelo se desarrollan presiones, si unimos los puntos de igual presión, obtendremos superficies llamadas, bulbos de presión.



Obsérvese lo siguiente:

- a) Si aumenta el tamaño de la placa pero la presión permanece constante, incrementando la carga: la profundidad del bulbo de presión aumenta. (Fig. 4.2)
- b) Si aumenta la presión, y el área permanece constante. (Fig. 4.3) la profundidad del bulbo no aumenta significativamente, pero la presión, y por lo tanto la energía de compactación, si aumenta.

• Si consideramos un cierto equipo de compactación, trabajando capas de un determinado espesor:

De (a) y (b) se deduce que es necesario controlar el espesor de las capas para tener suficiente presión en el suelo para obtener la compactación deseada.

De (b) se deduce que no podemos aumentar significativamente el espesor de la capa de compactación simplemente lastrando excesivamente el equipo.

De (a) se deduce que para aumentar el espesor de la capa, debemos cambiar el equipo por otro que tenga mayor superficie de contacto, aunque la presión permanezca constante.

La Teoría de los bulbos de presión fué desarrollada por Boussinesq para un medio elástico. Para fines prácticos todos los suelos son elásticos y la teoría es razonablemente cierta aún para suelos granulares.

Los esfuerzos mecánicos empleados en la compactación, son una combinación de uno ó más de los siguientes efectos:

- 1).- PRESION ESTATICA: La aplicación de una fuerza por unidad de área.
- 2).- IMPACTO: Golpeo con una carga de corta duración, alta amplitud y baja frecuencia.
- 3).- VIBRACION: Golpeo con una carga de corta duración, alta frecuencia, baja amplitud.

4).- AMASAMIENTO: Acción de amasado, reorientación de partículas--
próximas, causando una reducción de vacíos.

5).- CON AYUDA DE ENZIMAS.

1.- COMPACTACION POR PRESION ESTATICA.

Este principio se basa en la aplicación de pesos más o menos grandes sobre la superficie del suelo.

La acción de este principio de compactación es de arriba hacia abajo, es decir, las capas superiores alcanzan primero mayores densidades que las de abajo.

Este principio de compactación tiene dos inconvenientes en la obtención de una rápida densificación:

A).- Su Acción de Arriba hacia Abajo: El inconveniente de que la parte superior se compacte primero que la de abajo, es que el esfuerzo compactivo debe atravesar la parte ya compactada, para poder compactar la inferior. Se consume por lo tanto mayor energía de compactación.

También suele suceder que las características granulométricas del material varíen, debido a la sobrecompactación de la porción superior de la capa; dicha sobrecompactación ó exceso de energía compactiva produce -- una fragmentación de partículas.

B).- Fomentar la resistencia de la fricción interna del material, durante la compactación: Definiendo como fricción interna a la resistencia de las partículas de un suelo para deslizarse dentro de la masa del mismo, se puede juzgar este segundo inconveniente.

Si llamamos (F) a la fuerza aplicada por el compactador y (n) al coeficiente de fricción interna del material, se puede deducir la reacción (R) de las partículas para deslizarse dentro de la masa de suelo.

$$R = nF$$

A mayor fuerza aplicada mayor la reacción de la fricción interna -- del material, aquí es donde el papel que juega el agua resulta muy importante, ya que, tendrá efectos lubricantes entre las partículas reduciendo (n) y por consecuencia a (R).

Para este tipo de compactación es necesario hacer riegos intensivos de agua cuando el material así lo soporte.

2.- COMPACTACION POR IMPACTO .

La compactación por medio de impacto se logra haciendo caer repetidamente un peso desde una cierta altura.

Cuando una unidad compactadora tiene una frecuencia baja y una amplitud grande, la unidad cae dentro de este tipo de compactación.

El principio en que se basa este tipo de compactación es que, cuando un cuerpo se levanta una cierta distancia sobre una superficie y se deja caer, la presión que ejerce sobre ésta, es varias veces mayor que la presión que ejerce el mismo cuerpo estando apoyado estáticamente sobre dicha superficie.

3.- COMPACTACION POR VIBRACION .

Este principio de compactación es el que últimamente ha tenido mayor desarrollo y prácticamente ha invadido todos los materiales por compactar.

En la mayoría de los tipos de material, la compactación dinámica ó vibratoria, supera en eficiencia a los compactadores estáticos.

Como en la compactación por presión estática, en este tipo de compactación también se aplica una cierta presión, pero al mismo tiempo se somete al material a rápidos y fuertes impactos ó vibraciones, entre 700 y 4,000 dependiendo del compactador.

Debido a las vibraciones producidas por el equipo sobre el material, la fricción interna de éste, desaparece momentáneamente, propiciando el --

acomodo de las partículas.

Esto se puede demostrar mediante el experimento de girar una perforadora de álabes dentro de un recipiente que contenga arena ó grava, primero en estado estático y luego colocando el recipiente sobre una placa vibratoria.

La vibración multiplica la movilidad interna del material en forma contundente; en suelos de granulometría gruesa la movilidad dinámica es de 10 a 30 veces mayor que la movilidad estática.

La experiencia sueca nos proporciona la siguiente tabla:

Material	Contenido de agua %	Momento Resistivo (Kg-cm)	
		En Reposo	Con Vibraciones
Grava	0	1700	40
Arena	10	600	45
Limo	12	150	25

La compactación por vibración tiene un efecto de penetración como el sonido, el cual también es dinámico, pero tiene una frecuencia mayor y audible; este tipo de compactación evita los efectos de arco y disminuye la fricción interna del material permitiendo que las fuerzas compactivas trabajen a mayor profundidad y a mayor anchura.

Con este principio de compactación las partículas de material se ven sujetas a presión estática y a impulsos dinámicos de las fuerzas vibratorias, con lo cual se logra una compactación con menor esfuerzo.

La densificación de un material por medio de compactadores vibratorios es de abajo hacia arriba.

VENTAJAS DE LA COMPACTACION POR VIBRACION.

- a) Es posible compactar a más altas densidades; facilita la obtención de los últimos porcentos del grado de compactación que son tan difíciles de obtener, y a veces imposibles de obtener, con

compactadores estáticos.

- b) Permite el uso de compactadores más pequeños.
- c) Se puede trabajar sobre capas de material de mayor espesor.
- d) Permite hacer trabajos más rápidos por menor número de pasadas.
- e) Por las razones anteriores los costos de compactación resultan más económicos.

4.- COMPACTACION POR AMASAMIENTO .

Amasar en este caso puede confundirse con exprimir, es decir el efecto de una pata de cabra al penetrar en un material ejerce presión hacia todos lados, obligando al agua y/o al aire a salir por la superficie.

La compactación por este principio se lleva a cabo de abajo hacia arriba; es decir las capas inferiores se densifican primero y las superiores posteriormente. Por esto se dice que un rodillo pata de cabra emerge o sale cuando el material se encuentra compactado debidamente.

Los rodillos pata de cabra se emplean fundamentalmente en materiales cohesivos; en cambio su efectividad es casi nula en materiales granulares.

5.- COMPACTACION CON LA AYUDA DE ENZIMAS .

Mediante la adición de productos enzimáticos en el agua de compactación, se ha pretendido obtener, en combinación con algún otro esfuerzo compactador mecánico, la densificación más rápida de los materiales.

Según la definición de Sumner o Somers una enzima es: "cierta sustancia química-orgánica que está formada por plantas, animales y microorganismos, capaz de incrementar la velocidad de transformación química del medio donde se encuentra, sin que sea consumida por ello en este proceso, llegando a formar parte del conjunto".

Según los fabricantes de enzimas para compactación, esta se logra mediante una reacción química de ionización de los componentes orgánicos e inorgánicos del terreno, permitiendo que esta reacción origine una fusión-

molecular progresiva, lo que trae por consecuencia que las partículas del suelo se agrupen y se transformen en una masa compacta y firme.

Se hace hincapié en que el agregar productos enzimáticos al agua de compactación no densificará al material tratado, sino que es necesario --- aplicar esfuerzo compactivo adicional; es decir, se usará algún equipo compactador y agua con enzimas, con lo cual puede reducirse el tiempo de compactación.

EQUIPO DE COMPACTACION

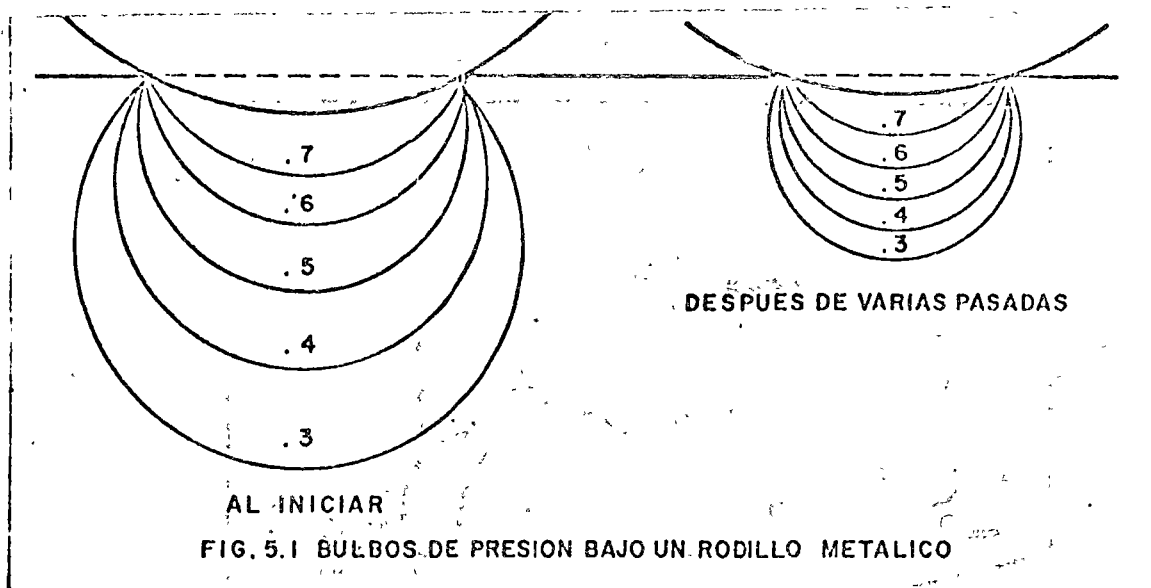
TIPOS DE COMPACTADORES.

Hay una gran variedad de equipos de compactación, se describirán---
sus características básicas:

1. RODILLOS METALICOS .

Un rodillo metálico utiliza solamente presión estática con un míni-
mo de manipulación en materiales plásticos.

Cuando estos rodillos inician la compactación de una capa el área -
de contacto es más ó menos ancha y se forma un bulbo de presión de una ---
cierta profundidad, conforme avanza la compactación, el ancho del área de-
contacto se reduce, y por lo tanto también se reduce la profundidad del --
bulbo de presión y aumentan los esfuerzos de compresión en la cercanía de-
la superficie. (Fig. 5.1). Estos esfuerzos son con frecuencia suficientes--
para triturar los agregados en materiales granulares, e invariablemente --
causan la formación de una costra en la superficie de la capa (encarpeta--
miento).



Si a esto se agrega la costumbre de hacer riegos adicionales durante la compactación, para compensar la evaporación, en una capa en donde la penetración del agua es difícil por la misma compactación del material llegamos a un estado de estratificación de la humedad, en este momento la formación de la costra es inevitable.

También es costumbre más o menos generalizada, el sobre lastrar estos equipos cuando no se está obteniendo la compactación, para aumentar la penetración y la profundidad del bulbo de presión, esto generalmente tiene como consecuencia el sobre esforzar la superficie.

Un rodillo metálico, no compacta pequeñas áreas suaves, debido a -- que la rigidez de la rueda las patea, estas áreas suaves se presentan -- con frecuencia en terracerías debido a la irregularidad de la capa.

Dentro de este grupo se puede hacer la división siguiente:

A) Planchas Tandem.- Son aquellas que tienen dos o tres rodillos -- metálicos paralelos. Los rodillos son generalmente huecos para ser lastrados con agua y/o arena. Tienen generalmente dos números por nomenclatura. El primero es el peso de la máquina sin lastre y el segundo es el peso de la máquina lastrada totalmente. (Fig. 5.2)

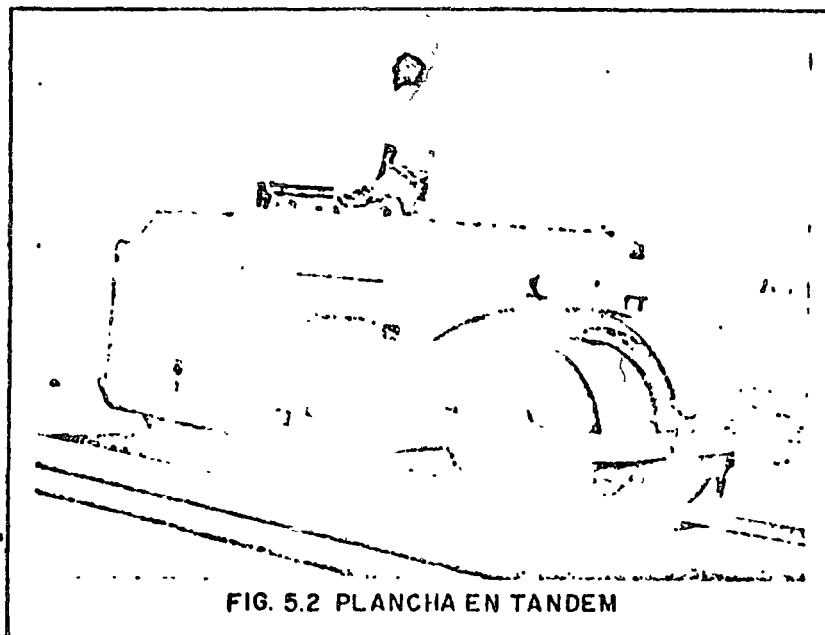


FIG. 5.2 PLANCHA EN TANDEM

B) Planchas de Tres Ruedas.- Son quizás las de más antiguo diseño; - estas planchas tienen dos ruedas traseras paralelas y una rueda delantera; las ruedas pueden ser huecas para ser lastradas ó formadas por placas de - acero roladas con atiesadores. (Fig. 5.3)

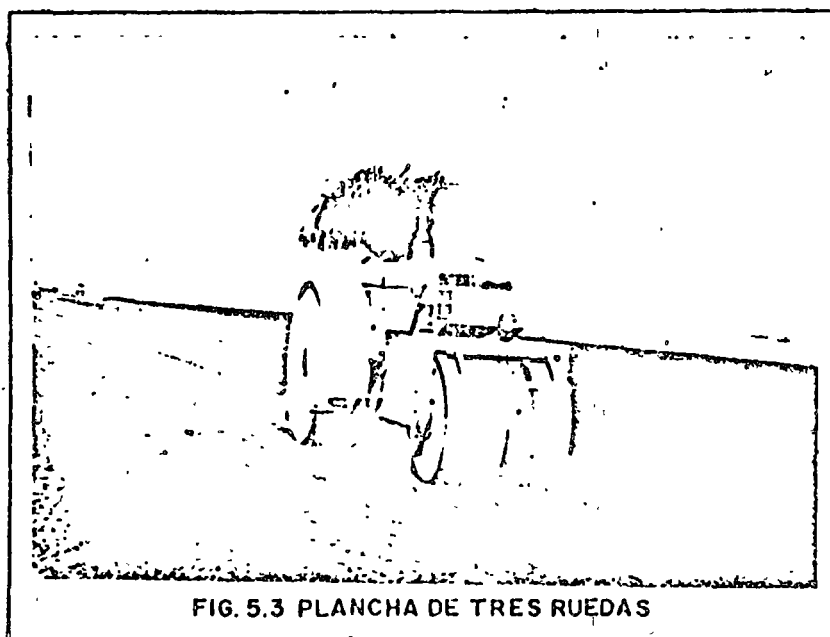


FIG. 5.3 PLANCHA DE TRES RUEDAS

Las planchas tandem, a pesar de que son generalmente de menor peso- que las de tres rodillos, suelen tener mayor compresión por centímetro ---

lineal de generatriz que las de tres rodillos, por tener menor superficie de contacto con el material.

Tanto las planchas tandem como las de tres rodillos, tienen bajas velocidades de operación y poca seguridad al compactar las orillas de terraplenes altos.

Son efectivas en suelos de naturaleza granular donde su efecto triturador puede ser necesario; su efectividad se ve mermada en materiales granulo plásticos, donde se tiende a un encarpamiento; en materiales plásticos o cohesivos no tienen gran aplicación.

Resumiendo, puede decirse que estas máquinas por su lentitud y poca profundidad de acción, han perdido terreno en la compactación de grandes movimientos de tierra; también en algunas aplicaciones específicas que tienen estos equipos como la compactación de carpetas asfálticas, van siendo desplazadas por otras máquinas compactadoras.

2.- RODILLOS NEUMATICOS .

Los rodillos neumáticos son muy eficientes y a menudo esenciales para la compactación de sub-bases, bases y carpetas, sus bulbos de presión son semejantes a los de los rodillos metálicos, pero el área de contacto permanece constante por lo que no se produce el efecto de reducción del bulbo. Por otra parte, el efecto de puenteo del rodillo metálico, sobre zonas suaves, se elimina con llantas de suspensión independiente.

Estos compactadores pueden ser jalados ó autopropulsados.

Se pueden dividir conforme al tamaño de sus llantas en:

A) De llantas pequeñas

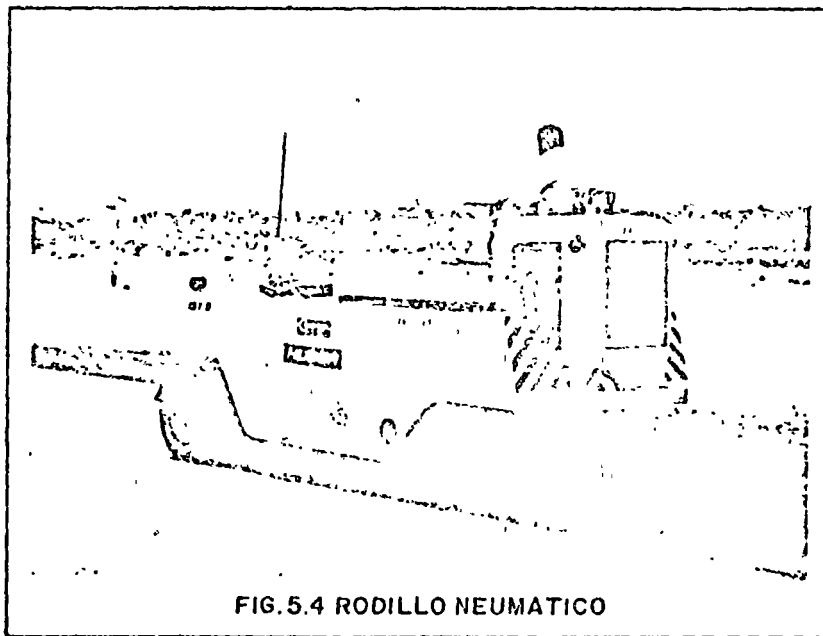
B) De llantas grandes.

A) -DE LLANTAS PEQUEÑAS.- Generalmente tienen dos ejes en tandem y el número de llantas puede variar entre 7 y 13. El arreglo de las llantas

es tal que las traseras traslapan con las delanteras. (Fig. 5.4)

Algunos de estos compactadores tienen montadas sus ruedas en forma tal que oscilan o "bailan" al rodar, lo que aumenta su efecto de amasamiento.

Estos compactadores proporcionan una presión de contacto semejante a la proporcionada por equipos de mayor peso y llantas grandes, tienen mayor maniobrabilidad, no empujan mucho material adelante de ellos, tienen poca profundidad de acción y poca flotación en materiales sueltos.



B) DE LLANTAS GRANDES.- Son generalmente arrastrados por tractor y pesan de 15 a 50 tons. Tienen 4 ó 6 llantas en un mismo eje. Su costo horario es generalmente caro por el tipo de tractor que se utiliza para arrastrarlos.

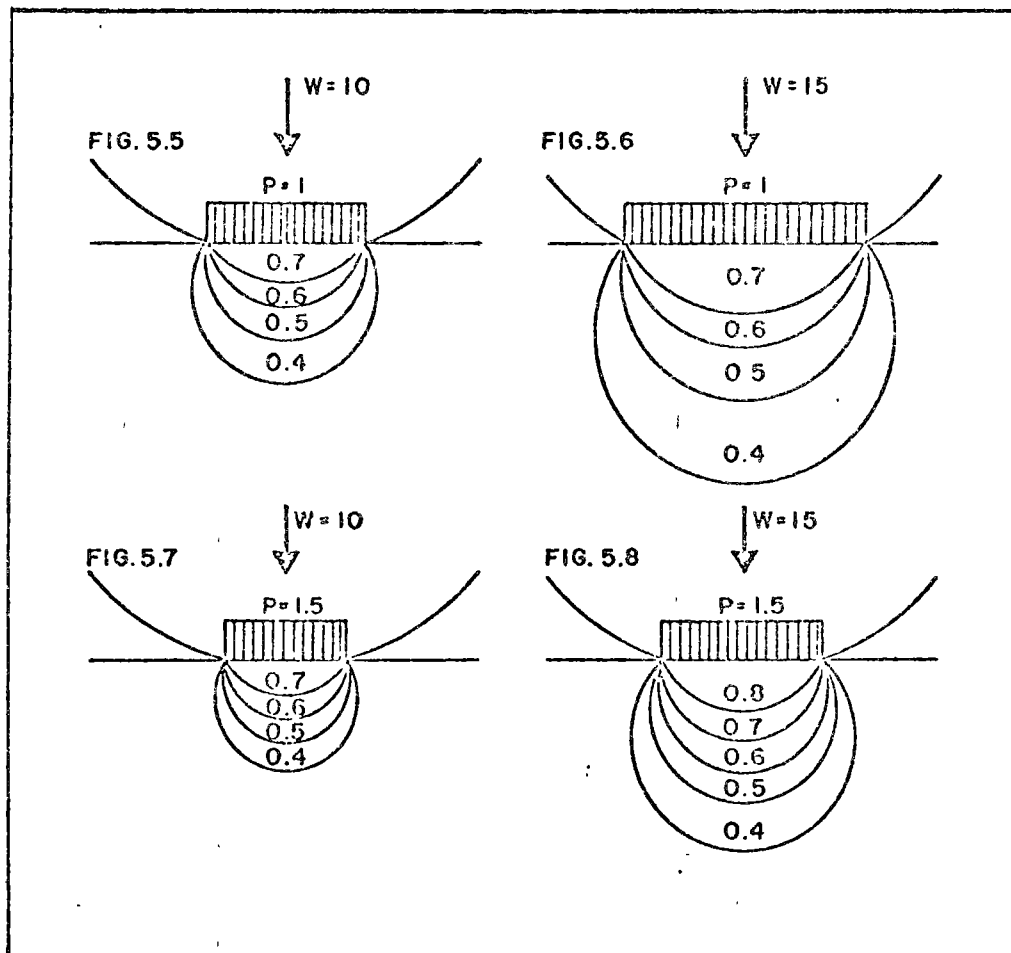
Su mejor aplicación es usarlos como compactadores de prueba.

Los dos factores más importantes que intervienen en este tipo de compactadores son:

a) Peso total.- Dependiendo del número total de llantas y del sistema de suspensión del compactador se puede conocer el peso o fuerza aplicada

da por llanta. A mayor peso total, mayor carga por llanta, en caso de tratarse de una suspensión isostática.

b) La presión de inflado es importante, pero está ligada íntimamente a la carga de la llanta. Si "W" es el peso del compactador, y "p" es la presión de contacto: (Fig. 5.5)



Podemos observar que si aumentamos el peso sin aumentar la presión (Fig. 5.6), aumentamos la profundidad del bulbo, pero no aumentamos la presión, esto nos permitiría trabajar capas relativamente mayores, pero el aumento de eficiencia es casi nulo, y las llantas durarán menos pues estamos aumentando el trabajo de deformación de la llanta.

Si aumentamos la presión sin aumentar la carga (Fig. 5.7) disminuimos la profundidad del bulbo de presión, y podemos llegar a encarpetar la capa. Esto puede ser eficiente si la capa es delgada como suele serlo en

bases y sub-bases.

Si aumentamos el peso y la presión, (Fig. 5.8) estamos aumentando la presión efectiva sobre la capa y por lo tanto el trabajo de compactación sobre la capa, sin embargo esto nos puede disminuir la vida útil de las llantas y del equipo.

En el concepto moderno de un compactador neumático la carga sobre la llanta y la presión de inflado, deben ser las adecuadas para dar la presión de contacto suficiente para ejercer el esfuerzo requerido de compactación (es aconsejable no alejarse mucho de las recomendaciones del fabricante).

Por la razón anterior los fabricantes de equipo progresistas han provisto, a sus máquinas con implementos para variar rápidamente la presión de inflado de sus equipos.

Las presiones de inflado usuales son del orden de 50 psi, para compactadores pequeños (hasta 10 tons) y puedan llegar hasta 80 psi en compactadores grandes. (de 10 a 60 tons.)

La presión de inflado no es igual a la de contacto ya que interviene (en mucho) la rigidez de la llanta inflada.

Tienen aplicaciones especializadas como la compactación del terreno natural en aeropuertos (grandes extensiones, terreno plano, alto grado de compactación, fácil acceso, etc.), tienen gran utilidad para sellar las capas superiores, con lo que se logra una buena impermeabilidad.

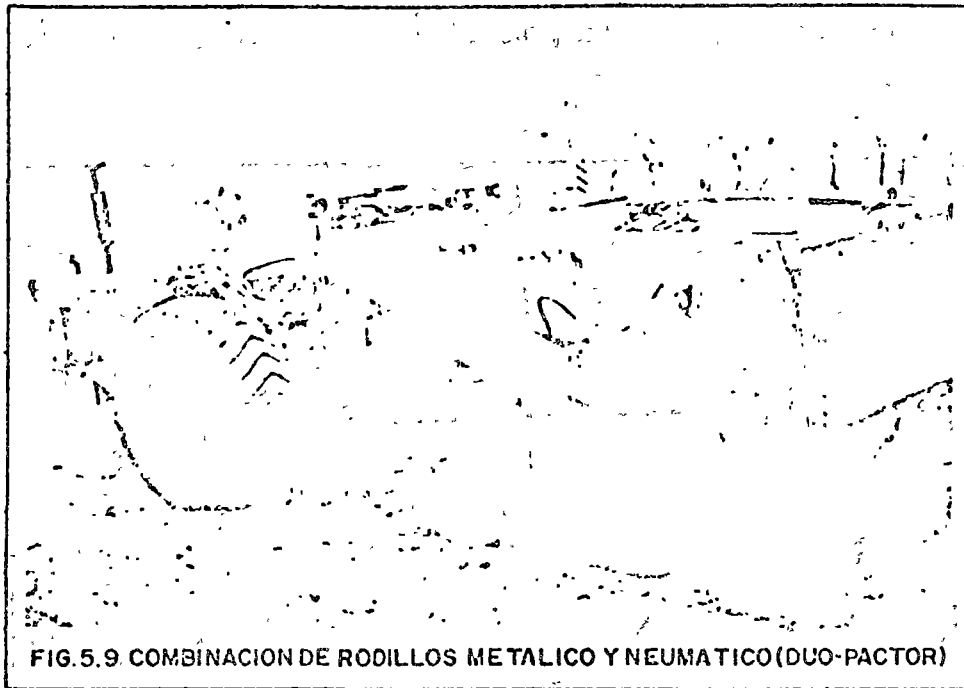


FIG. 5.9 COMBINACION DE RODILLOS METALICO Y NEUMATICO (DUO-FACTOR)

3.- RODILLOS PATA DE CABRA .

Son ahora raramente usados, excepto para amasamiento y compactación de arcillas donde las estratificación debe ser eliminada como en el corazón impermeable de una presa. Debido a la pequeña área de contacto de una pata y al alto peso de éstos equipos el bulbo de presión es intenso y poco profundo. La compactación se consigue por penetración y amasamiento más que por efecto del bulbo de presión. (Fig. 5.10)

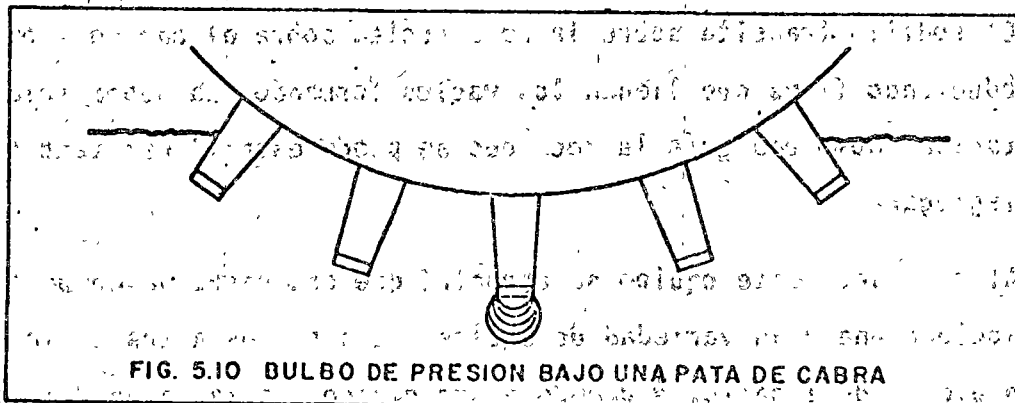
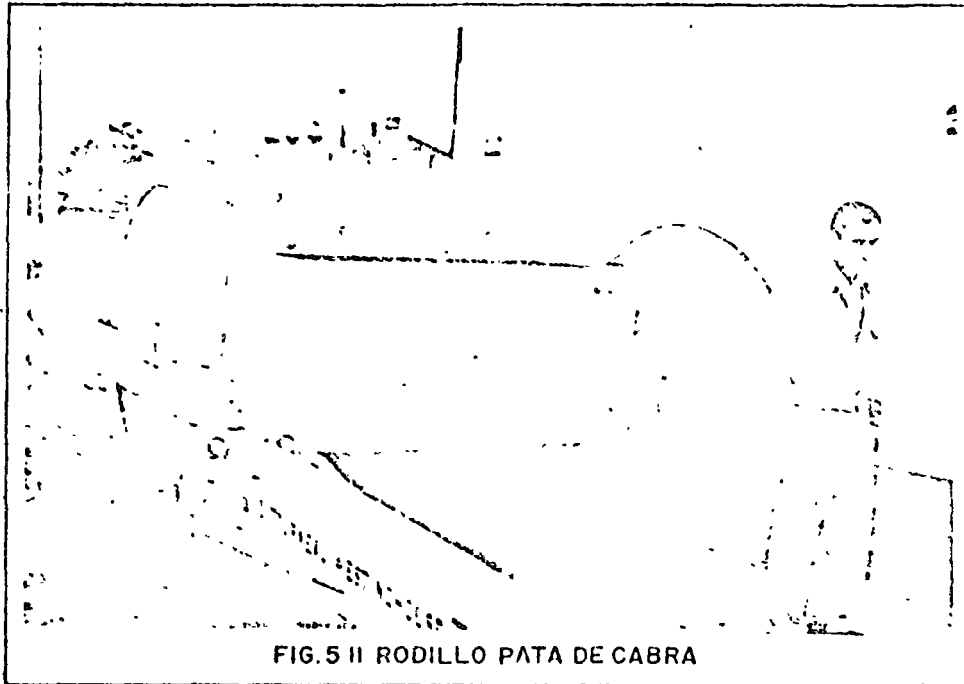


FIG. 5.10 BULBO DE PRESION BAJO UNA PATA DE CABRA

Los rodillos pata de cabra son lentos, tienen una gran resistencia al rodamiento, por lo que consumen mucha potencia. Este equipo es todavía

02/12

perdido en especificaciones algunas veces pero su uso está declinando debido a los altos costos que tienen, usualmente por unidad de volumen compactado. (Fig. 5.ii)



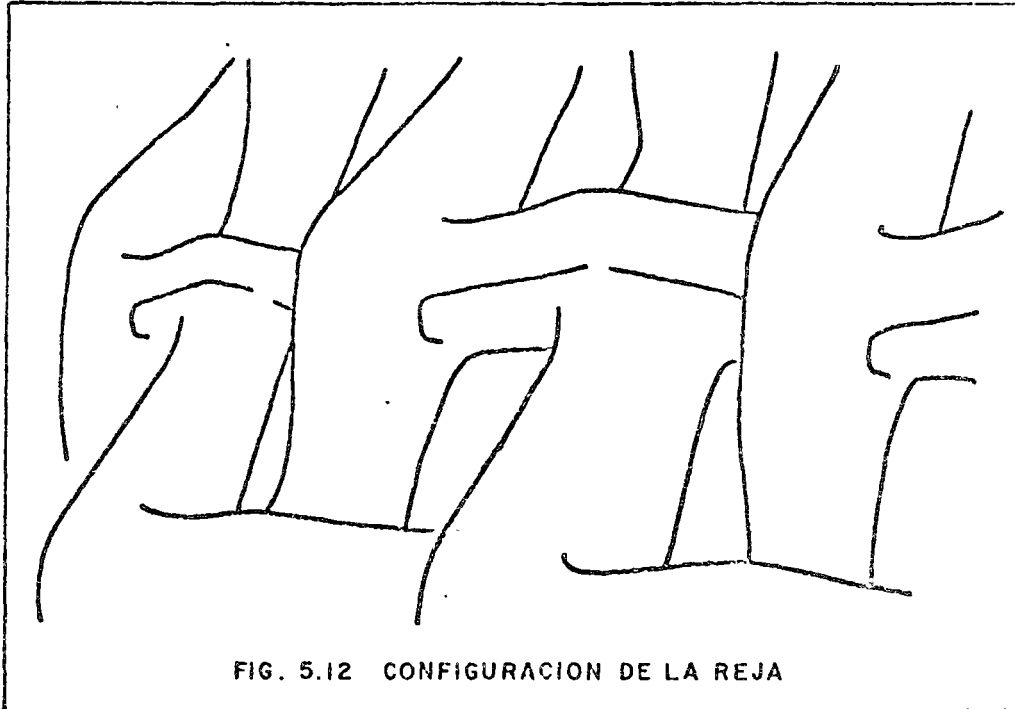
4.- RODILLO DE REJA .

Este compactador fué desarrollado originalmente para disgregar y -- compactar rocas poco resistentes a la compresión, como rocas sedimentarias y algunas metamórficas, para hacer caminos de penetración transitables todo el año.

El rodillo transita sobre la roca suelta sobre el camino, rompiéndola y produciendo finos que llenan los vacíos formando una superficie suelta y estable. Como una guía la roca que se puede escarificar también se puede disgregar.

Al ser usado este equipo se encontró que era capaz de compactar a alta velocidad una gran variedad de suelos. Los puntos altos de la reja producen efecto de impacto, y cuando es remolcado a alta velocidad, produce efecto de vibración, efectivo en materiales granulares. El perfil alternado alto y bajo de la rejilla produce efecto de amasamiento por lo que

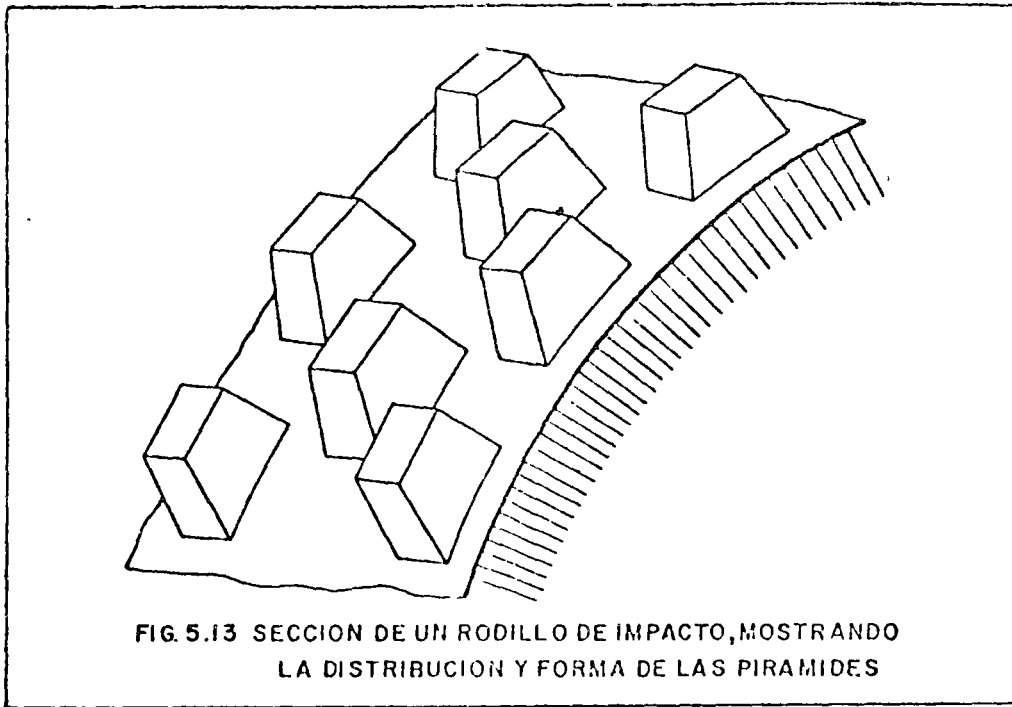
este rodillo también es eficiente en materiales plásticos. Desafortunadamente, como los materiales plásticos suelen ser pegajosos, se atascan de material los huecos de la reja y se reduce la eficiencia. (Fig. 5.12)



Estos rodillos, debido a su misma configuración no pueden dejar una superficie tersa como puede ser una base de una carretera.

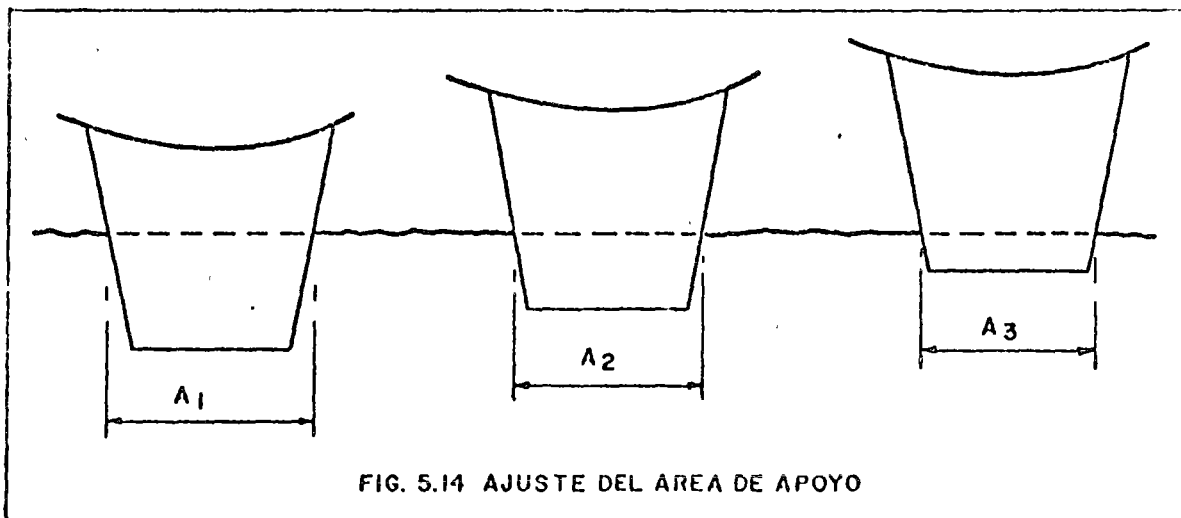
5.- RODILLO DE IMPACTO. (TAMPING ROLLER).

A causa de los problemas de limpieza del rodillo de reja, se diseñó un nuevo rodillo usando los mismos principios: el rodillo de impacto, este es un rodillo metálico, en el que se han fijado unas salientes en forma -- aproximada de una pirámide rectangular truncada. (Fig. 5.13)



Estas pirámides no son de la misma altura pues hay unas más altas-- que otras, siguiendo el modelo de puntos altos y bajos del rodillo de re-- ja, esto le dá las mismas ventajas, pudiéndose limpiar fácilmente por me-- dio de dientes sujetos al marco.

Estas salientes han sido diseñadas de tal manera que el área de con-- tacto se incrementa con la penetración, ajustándose automáticamente la pre-- sión a la resistencia del suelo compactado. (Fig. 5.14)



El diseño contempla también una fácil entrada y salida a la capa, - lo que disminuye la resistencia al rodamiento.

Estos rodillos han probado ser muy eficientes y eliminan estratificación en los terraplenes, esto es importante en corazones impermeables de presas.

Cuando un rodillo de impacto empieza una nueva capa, que no sea mayor de 30 cm. los bulbos de presión y las ondas de impacto proveen suficiente amasamiento con la capa inferior para eliminar la estratificación que ocurre con cualquier otro compactador excepto la pala de cabra.

El rodillo de impacto ha probado ser uno de los más versátiles y -- económicos compactadores en terracerías, capaz de compactar eficientemente la mayor parte de los suelos. (Fig. 5.15)

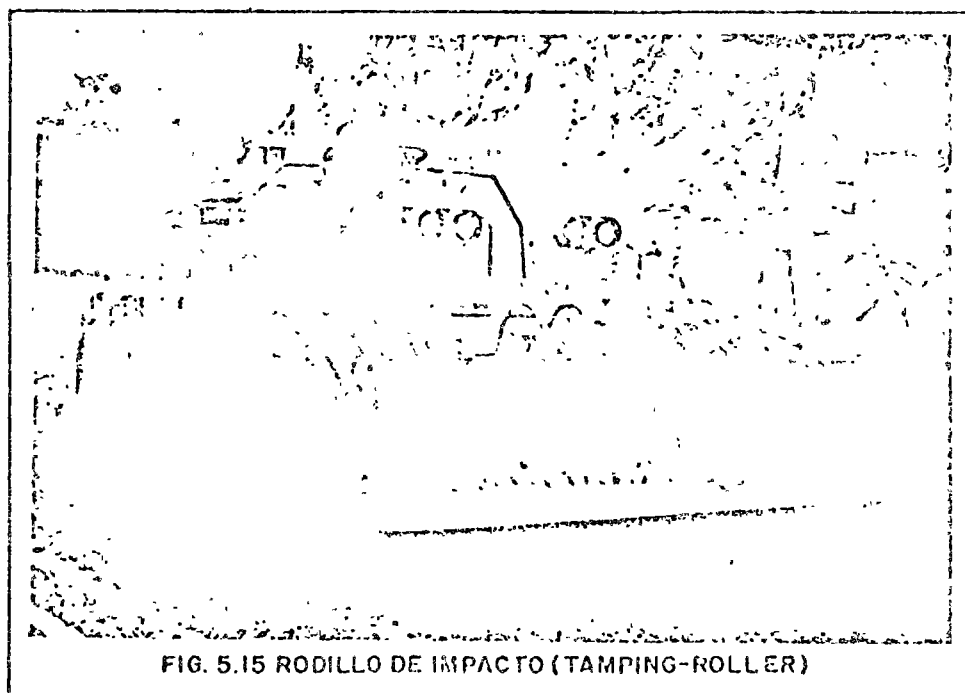


FIG. 5.15 RODILLO DE IMPACTO (TAMPING-ROLLER)

6.- RODILLOS VIBRATORIOS .

Estos rodillos funcionan disminuyendo temporalmente la fricción interna del suelo. Como en los suelos granulares (gravas y arenas) su resistencia depende principalmente de la fricción interna (en los suelos plásticos depende de la cohesión), la eficiencia de estos rodillos está casi li-

mitada a suelos granulares.

La vibración provoca un reacomodo de las partículas del suelo que resulta en un incremento del peso volumétrico, pudiendo alcanzar espesores grandes de la capa (0.80 m).

Estos rodillos pueden producir un gran trabajo de compactación en relación a su peso estático ya que la principal fuente de trabajo es la fuerza dinámica de compactación. (Fig. 5.16)

Buscando extender ventajas a suelos cohesivos se han desarrollado rodillos pata de cabra vibratorios, en los que la fuerza y la amplitud de la vibración se han aumentado, y se ha disminuido la frecuencia. Con el mismo objeto se han acoplado dos rodillos vibratorios, "fuera de fase", a un marco rígido para obtener efecto de amasamiento.

Estos rodillos se clasifican por su tamaño, pequeños hasta 9,000 kg. de fuerza dinámica y grandes de más de 9,000, pudiendo llegar hasta 20,000 Kg. ó más. Los grandes pueden llegar a sobreesforzar suelos débiles por lo que hay que manejarlos con cuidado.

Todos los vibradores deben de manejarse a velocidades de 2.5 a 5 Km/h. Velocidades mayores no incrementan la producción, y con frecuencia no se obtiene la compactación.

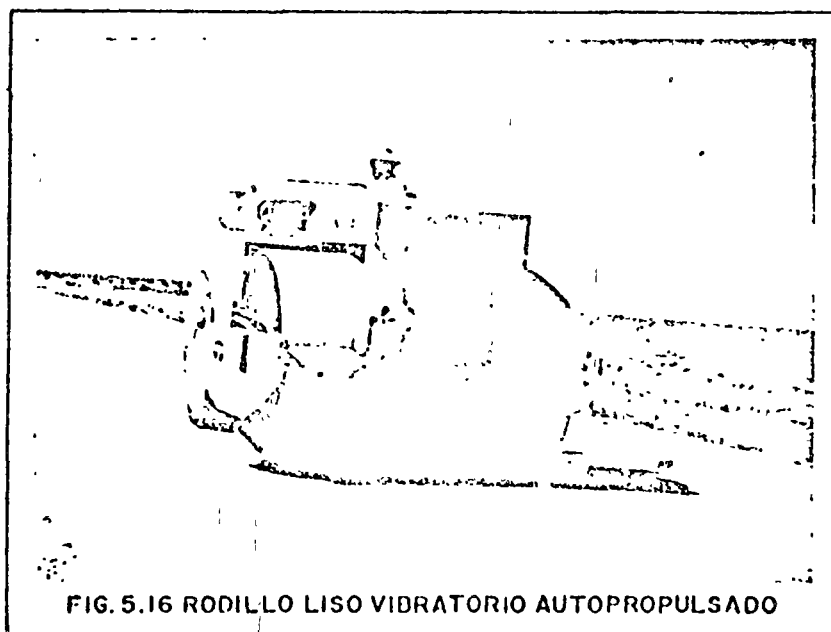


FIG. 5.16 RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO

C A P I T U L O VI

FACTORES QUE INFLUYEN EN LA COMPACTACION

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

- 1) CONTENIDO DE HUMEDAD DEL MATERIAL.
- 2) GRANULOMETRIA DEL MATERIAL.
- 3) NUMERO DE PASADAS DEL EQUIPO.
- 4) PESO DEL COMPACTADOR.
- 5) PRESION DE CONTACTO.
- 6) VELOCIDAD DEL EQUIPO COMPACTADOR.
- 7) ESPESOR DE CAPA.

1) CONTENIDO DE HUMEDAD. El agua tiene en el proceso de compactación, el papel de lubricante entre las partículas del material. Una falta de humedad exigirá mayor esfuerzo compactivo, así como también lo exigirá un exceso de la misma.

Debe recordarse que todo material tiene un contenido óptimo de humedad, para el cual se obtiene, bajo una cierta energía de compactación, una densidad máxima.

El agua, entonces, facilita el trabajo de compactación.

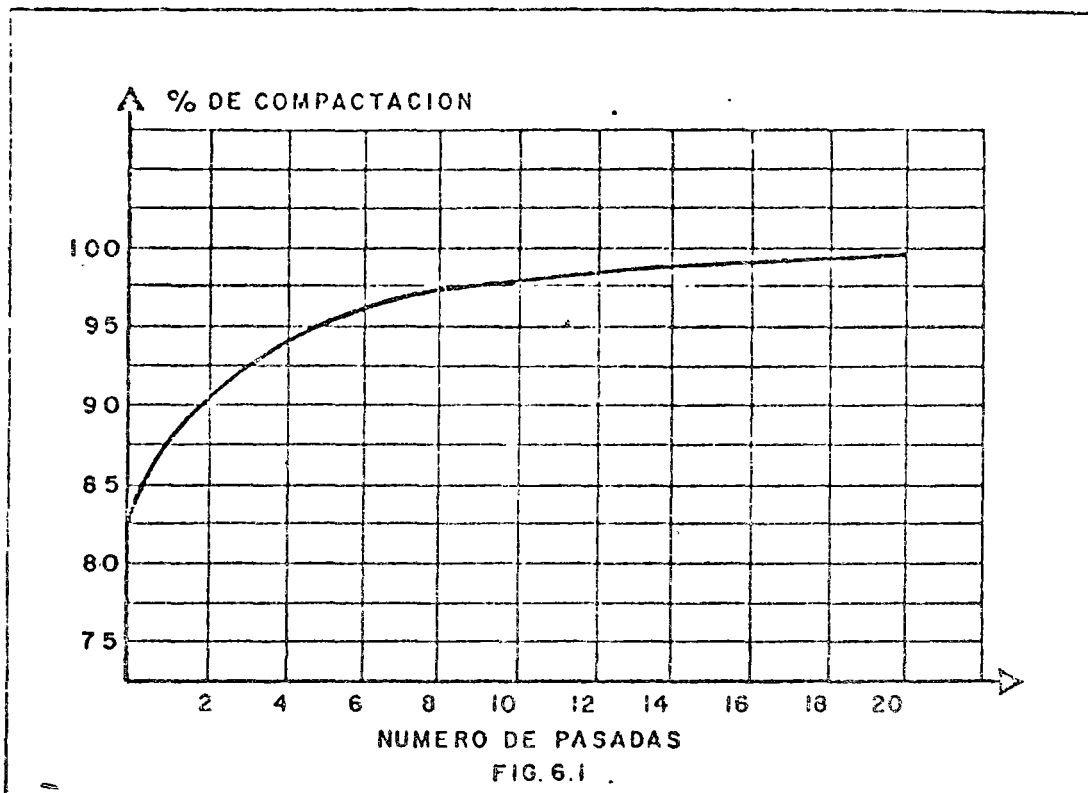
2) GRANULOMETRIA DEL MATERIAL. Para la obtención de una eficiente compactación es necesario, que haya partículas de varios tamaños en el material por compactar, ya que las partículas de menor tamaño ocuparán los espacios formados entre partículas de mayor tamaño.

Un material que contenga partículas de un solo tamaño será difícilmente compactado; sólo a través de un enérgico esfuerzo de compactación, el que provocará la fragmentación de las partículas, podrá ser densificado.

Es oportuno hacer notar aquí, que la forma de las partículas también tiene importancia en la compactación. Materiales con partículas de forma angulosa son generalmente más fácilmente compactados por sus acuña- miento, que materiales con partículas redondeadas.

3) NUMERO DE PASADAS. El número de pasadas que un equipo deba dar sobre un material dependerá de: (Fig. 6.1)

- A) Tipo de compactador
- B) Tipo de material
- C) Contenido de humedad
- D) Forma en que se aplique la presión al material.
- E) Maniobrabilidad del equipo.



4) PESO DEL COMPACTADOR. La presión ejercida sobre el material dependerá, en parte, del peso del equipo de compactación.

5) PRESION DE CONTACTO. Más que el peso del compactador importa la presión de contacto; ésta depende de:

- A) Tipo de material
- B) Estado del material (Suelto ó Semicompacto).
- C) Area expuesta por el compactador
- D) Presión de inflado en el caso de un equipo sobre neumáticos.
- E) Peso del compactador.
- F) Temperatura del material tratándose de mezclas asfálticas.

Los fabricantes de equipo de compactación se han preocupado por que sus máquinas ejerzan presiones de contacto uniformes, lo cual han logrado mediante suspensiones isostáticas.

Es necesario hacer hincapié, que resulta de mayor importancia la presión de contacto de un compactador, que el peso del mismo.

Por ejemplo un compactador muy pesado necesita de un mayor número de llantas ó de llantas más grandes, con lo cual, el área de contacto entre el compactador y el material se incrementa, resultando la presión de contacto, similar a la de un compactador normal con menos llantas o llantas menores.

6) VELOCIDAD DEL EQUIPO. De la velocidad de traslación del compactador y del número de pasadas, dependerá la habilidad de producción de un determinado equipo.

El equipo de compactación debe ser de una eficiencia tal, que no interfiera con el veloz equipo de depósito de material.

En virtud de que el equipo para movimiento de tierras se ha mejorado en tamaño, rapidez y eficiencia, así también los equipos de compactación se han modificado para poder mantenerse a un nivel de producción semejante.

La maniobrabilidad de un equipo compactador influye definitivamente en la velocidad del equipo.

7) ESPESOR DE CAPA. El espesor de capa por compactar dependerá esencialmente de:

- A) Tipo de material
- B) Humedad en el material
- C) Tipo de compactador
- D) Grado de compactación especificado.

Para determinar cual es el espesor de capa, de un cierto material, que puede compactar un equipo determinado, se puede uno referir al método del buibo de presión.

Suponiendo que se quiere compactar, con un determinado equipo, un material que con una presión de 2.7 Kg/cm^2 . se densifica correctamente, tratemos de encontrar el espesor de capa.

$$\text{presión} = \frac{\text{Fuerza}}{\text{Area}}$$

Se supone una área circular de contacto = $3.14 e^2$.

La fuerza es el peso por planta del compactador = F .

La presión de contacto es:

$$p_0 = \frac{F}{3.14 e^2}$$

De donde:

$$e = \sqrt{\frac{F}{3.14 p_0}}$$

Suponiendo $F = 1800 \text{ Kg.}$ y $p_0 = 9 \text{ Kg/cm}^2$.

$$e = \sqrt{\frac{1800 \text{ Kg.}}{3.14 \times 9}} = 8 \text{ cm.}$$

Recurriendo a los factores de influencia para diferentes profundida-

des de la teoría de Boussinesq obtenemos:

Profundidad:

Factor de Influencia:

Presión:

$e = 8 \text{ cm.}$

$p_1 = 0.6 p_0 = 5.4 \text{ Kg/cm}^2$

$2e = 16 \text{ cm.}$

$p_2 = 0.3 p_0 = 2.7 \text{ Kg/cm}^2$

$3e = 24 \text{ cm.}$

$p_3 = 0.15 p_0 = 1.35 \text{ Kg/cm}^2$

$4e = 32 \text{ cm.}$

$p_4 = 0.09 p_0 = 0.81 \text{ Kg/cm}^2$

De lo anterior se concluye que para un material que requiere 2.7 Kg/cm^2 de presión para ser compactado eficientemente con un compactador de 1800 Kg. de carga por rueda y una presión de contacto de 9 Kg/cm^2 , se puede usar un espesor de capa de 16 cm.

C A P I T U L O VII

SELECCION DE COMPACTADORES

La selección del compactador más adecuado no siempre es sencilla, - ya que depende de muchos factores: tipo de suelo, tipo de trabajo, método- de movimiento de tierras, compatibilidad con equipo de otras actividades, - compactadores disponibles, continuidad de trabajo, al final de este capítu- lo se da una tabla de selección que se intenta como guía únicamente, pero- en la selección final deben hacerse intervenir, cuando menos, los factores mencionados. Es frecuente la combinación de varios equipos que combinen-- los diferentes efectos de compactación.

Los factores mas importantes que deben tomarse en cuenta para esta- selección son:

- 1) Tipo de Material
- 2) Tamaño de la Obra
- 3) Requerimiento especiales.

i) TIPO DE MATERIAL.

Los materiales de granulometría gruesa son los más apropiados para-

compactar por el método dinámico.

Arenas, gravas y piedra triturada son eficientemente compactadas -- con este método.

Para estos tipos de material se usan con éxito los compactadores vibratorios lisos arrastrados ó autopropulsados.

Bases y sub-bases que pueden compactar al 95%, en espesores de 20 a 25 cm. en 3 ó 4 pasadas de un rodillo vibratorio de 4600 Kg. de peso y con una frecuencia de 1500-1800 vibraciones por minuto.

Para la compactación de limos se puede usar el rodillo liso vibratorio en caso de contener un 35 % de arena. El rodillo pata de cabra vibratorio resulta adecuado para la compactación de limos que contengan arcilla.

Para materiales arcillosos o arcilla se usa el rodillo pata de cabra vibratorio ó un rodillo de impacto. Habrá que vigilar la humedad del material, como en cualquiera otro de los métodos, cuando se trate de arcillas.

2) TAMAÑO DE LA OBRA.

Dependiendo del tamaño de la obra y habiendo ya seleccionada el tipo de compactador adecuado para el material por compactar, se puede determinar, el número de compactadores necesarios para cumplir con el plazo estipulado.

3) REQUERIMIENTOS ESPECIALES.

Existen casos en que por requerimientos especiales es necesario decidir por un determinado tipo de compactador. Cuando se exige una superficie determinada ó altos grados de compactación será necesario escoger al compactador adecuado.

Debemos tener en mente que, en la construcción pesada, la inversión en equipo es cuantiosa y que éste se adquiere usualmente fuera del país, -

por lo que es muy importante pesar cuidadosamente todas las posibilidades-
para poder escoger la máquina más eficiente; esto es, el menor número posi-
ble de unidades para un trabajo determinado.

S E L E C C I O N D E C O M P A C T A D O R E S

T I P O D E M A T E R I A L		RODILLO DE REJA	RODILLO DE IMPACTO	PATA DE CABRA	RODILLO VIBRATORIO	PATA DE CALAMBRADOR	RODILLO METALICO	RODILLO NEUMATICO
ACABADOS DE CAMINOS Y BASES Y SUB-BASES	ACABADO DE SUPERFICIES ASFALTICAS						o	o
	BASES ASFALTICAS				o		o	o
	BASES GRANULARES				o		x	o
SUB-BASES GRANULARES					o		x	o
ROCAS	ROCA CON FINOS		o	o				
GRAVAS LIMPIAS	GW	GRAVAS BIEN GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA CON POCO O NADA DE FINOS	o	o				
	GP	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA CON POCO O NADA DE FINOS	o	o				
GRAVAS CON FINOS	GM	GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO	o	o		o		
	GC	GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA	o	o		o		
ARENAS LIMPIAS	SW	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENA CON GRAVA, CON POCO O NADA DE FINOS	o	o				
	SP	ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA CON POCO O NADA DE FINOS	o					
ARENAS CON FINOS	SM	ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMOS	o	o		o	x	o
	SC	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y ARCILLA	x	o		x	x	o
ARCILLAS Y LIMOS	ML	LIMOS INORGANICOS, POLVO DE ROCA, LIMOS ARENOSOS O ARCILLOSOS LIGERAMENTE PLASTICOS	x	o		o	x	o
	CL	ARCILLAS INORGANICAS DE BAJA O MEDIA PLASTICIDAD, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS, ARCILLAS POBRES	x	o	o	x	o	o
	OL	LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD	x	o	o	x	o	o
	MH	LIMOS INORGANICOS, LIMOS MICACEOS O DIAFOMACEOS, LIMOS ELASTICOS		o	o	x	o	x
	CH	ARCILLAS INORGANICAS DE ALTA PLASTICIDAD, ARCILLAS FRANCAS		o	o	x	o	o
	OH	ARCILLAS ORGANICAS DE MEDIA O ALTA PLASTICIDAD, LIMOS ORGANICOS DE MEDIA PLASTICIDAD		o	o	x	o	o
	P†	TURBAS Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS						
PRIMERA SELECCION o		SEGUNDA SELECCION O COMBINACION o		POSIBLE REQUERIR Estricto CONTROL x				


C A P I T U L O VIII

REGLAS A SEGUIR EN CASO DE TENER PROBLEMAS CON LA COMPACTACION

¿ Qué hacer cuando el control nos indica una falla ?

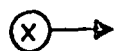
Esta pregunta la vamos a contestar por medio de diagramas lógicos, - que siguen a continuación, en los que intenta, en forma general, mostrar-- un camino lógico para un análisis formal.

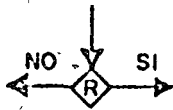
En estos diagramas se usan los siguientes símbolos:

 = Un hecho ó una acción.

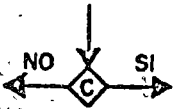
 = Una alternativa.

 = Pasa al punto X

 = El punto X



= ¿ Se resolvió el problema ?



= ¿ Se alcanzó la compactación ?

IX

REVISIÓN DEL PLAN DE CONTROL DE CALIDAD
Y COSTO DE LA CONSTRUCCIÓN

EL PLAN DE CONTROL DE CALIDAD DE CONCRETO ES:

Este documento es propiedad de la empresa y no debe ser copiado, distribuido o utilizado sin el consentimiento escrito de la empresa.

- 1) Alcance del plan de control de calidad.
- 2) Organización y responsabilidades.
- 3) Especificaciones de los materiales.
- 4) Métodos de muestreo y ensayo.

Para cada una de las actividades se establecieron procedimientos de control de calidad, los cuales se detallan en los anexos de este documento. Los procedimientos de control de calidad se establecieron de acuerdo a las especificaciones de los materiales y a los métodos de muestreo y ensayo.

El presente documento es propiedad de la empresa.

C A P I T U L O IX

RENDIMIENTO DEL EQUIPO DE COMPACTACION- Y COSTO DE LA COMPACTACION

i) RENDIMIENTO DE UN EQUIPO DE COMPACTACION

Para determinar la producción horaria de un equipo de compactación se deben tomar en cuenta los siguientes factores:

- A) Ancho compactado por la máquina = A
- B) Velocidad de operación = V
- C) Espesor de Capa = E
- D) Número de pasadas para obtener la compactación especificada = N

Para calcular la producción se determina primero el área cubierta - en una hora con una pasada; dividiendo la cifra así obtenida entre el número de pasadas requeridas para obtener la compactación estipulada, resulta el área compactada de suelo por hora. Multiplicando esta última área por el espesor compactado de capa se obtiene el volumen compactado por hora.

La fórmula puede escribirse:

$$P = \frac{A \times V \times E \times 10 \times C}{N}$$

P = Producción horaria (m³/h).

A = Ancho compactado por la máquina (m)

V = Velocidad (Km/h)

E = Espesor de capa (cm)

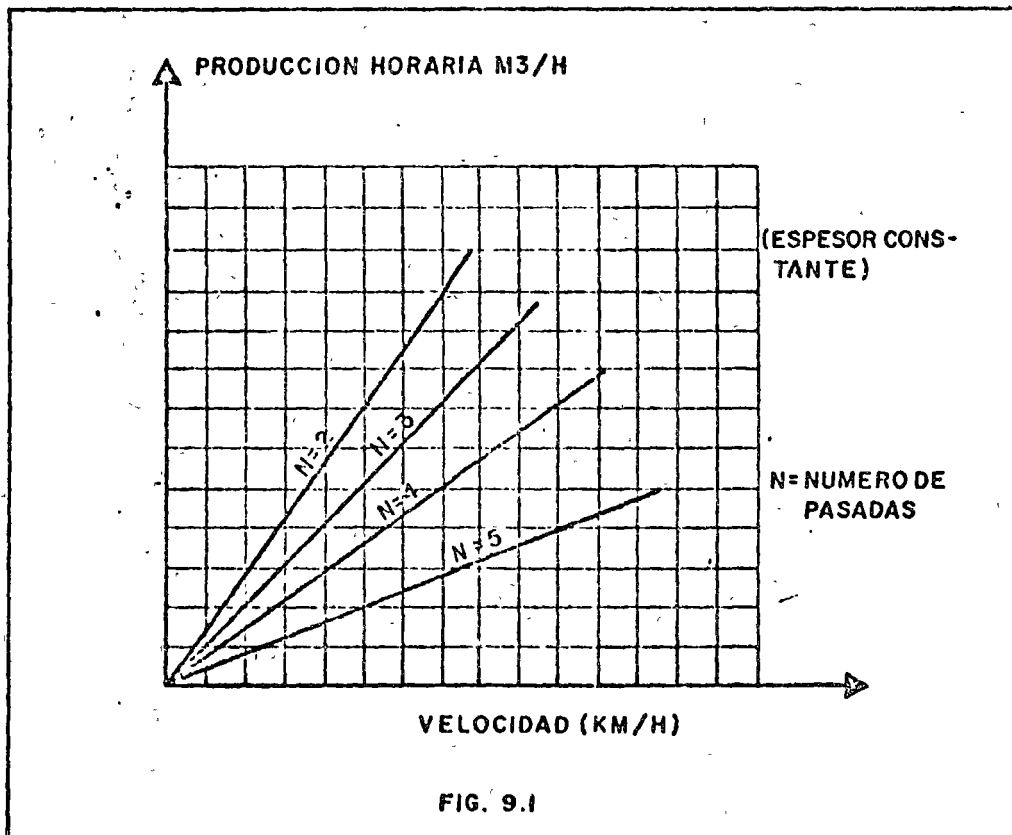
N = Número de pasadas

IO = Factor de conversión

C = Eficiencia (0.6 a 0.8)

La eficiencia (C) afecta la capacidad teórica, reduciéndola por --- traslapes de pasadas paralelas, por tiempo perdido para dar vuelta y otros factores.

Conociendo los factores anteriores para cada equipo compactador, se pueden graficar, para espesor constante, las capacidades de producción como se indica en la gráfica. (Fig. 9.1)



- P = Producción horaria (m^3/h).
- A = Ancho compactado por la máquina (m)
- V = Velocidad (Km/h)
- E = Espesor de capa (cm)
- N = Número de pasadas
- 10 = Factor de conversión
- C = Eficiencia (0.6 a 0.8)

La eficiencia (C) afecta la capacidad teórica, reduciéndola por --- traslapes de pasadas paralelas, por tiempo perdido para dar vuelta y otros factores.

Conociendo los factores anteriores para cada equipo compactador, se pueden graficar, para espesor constante, las capacidades de producción como se indica en la gráfica. (Fig. 9.1)

2) COSTO DE LA COMPACTACION.

Conociendo la capacidad de producción de un compactador y para conocer el costo del (m^3) compactado es necesario determinar el costo horario del equipo.

Para la determinación del costo horario del equipo de compactación se siguen los mismos pasos que se siguen para la determinación de cualquier otro costo horario de equipo de construcción.

Es decir se deben obtener:

A) Cargos fijos.

Depreciación

Intereses

Seguros

Almacenaje

Mantenimiento

B) Consumos

Combustibles

Lubricantes

Llantas

C) Operación

D) Transporte

Sumando.

A) Cargos fijos

B) Consumos

C) Operación

D) Transporte

COSTO HORARIO

Determinado el costo horario del equipo y conociendo la producción-

del mismo, para un cierto grado de compactación, se puede obtener el costo por (m³) compactado:

$$\text{Costo por m}^3 = \frac{\text{Costo horario Equipo.}}{\text{Producción Horaria Equipo.}}$$

E J E M P L O: ①

. Se tiene por compactar un material compuesto por 30 % limo y 70 % - arena.

Consideramos que se trata de un material granular y por lo tanto un compactador vibratorio es el indicado.

Se analizarán las siguientes alternativas:

- 1.- Rodillo liso vibratorio arrastrado por tractor agrícola.
- 2.- Rodillo sencillo liso vibratorio autopropulsado.
- 3.- Rodillo doble (tandem) vibratorio autopropulsado.

I.- DETERMINACION DE COSTOS HORARIO .

1.- Rodillo liso arrastrado por tractor agrícola.

PRECIO DE ADQUISICION RODILLO	\$ 180,000.00
PRECIO DE ADQUISICION TRACTOR	\$ <u>140,000.00</u>
	\$ 320,000.00

Se considera una vida útil del conjunto de 8000 Horas y un valor de rescate de cero.

Cargos fijos	\$ 102.00
Consumos	\$ 6.00
Operación	\$ 12.00
Transporte	\$ 3.00
	\$ <u>123.00/HORA</u>

2.- Rodillo sencillo vibratorio autopropulsado.

PRECIO DE ADQUISICION \$ 390,000.00

Se considera también una vida útil de 8000 Horas y un valor de rescate de cero.

Cargos fijos	\$ 112.00
Consumos	\$ 6.00
Operación	\$ 12.00
Transporte	\$ 3.00
	<hr/>
	\$ 133.00/HORA

3.- Rodillo tandem vibratorio autopropulsado.

PRECIO DE ADQUISICION \$ 725,000.00

Haremos la misma consideración por lo que respecta a vida útil y -- valor de rescate que las alternativas anteriores.

Cargos fijos	\$ 205.00
Consumos	\$ 12.00
Operación	\$ 12.00
Transporte	\$ 3.00
	<hr/>
	\$ 232.00/HORA.

II.- DETERMINACION DE PRODUCCIONES HORARIAS.

I.- Rodillo arrastrado por tractor agrícola.

Ancho = 1.50 m.

Velocidad = 4 Km/h.

Espesor = 20 cm.

Número de pasadas = 4 para 95%

Coefficiente de reducción = 0.7.

$$P = \frac{1.50 \times 4 \times 20 \times 10 \times 0.7}{4}$$

$$P = 210 \text{ m}^3/\text{HORA.}$$

2.- Rodillo autopulsado.

$$\text{Ancho} = 2.14 \text{ m.}$$

$$\text{Velocidad} = 4 \text{ Km/h.}$$

$$\text{Espesor} = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Número de pasadas} = 4 \text{ para } 95 \%$$

$$\text{Coeficiente de reducción} = 0.8$$

(Es de mayor maniobrabilidad y de mayor energía dinámica).

$$P = \frac{2.14 \times 4 \times 20 \times 10 \times 0.8}{4}$$

$$P = 342.4 \text{ m}^3/\text{HORA}$$

3.- Rodillo tandem autopulsado.

$$\text{Ancho} = 1.50 \text{ m.}$$

$$\text{Velocidad} = 4 \text{ Km./h.}$$

$$\text{Espesor} = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Número de pasadas} = 2 \text{ (por ser dos rodillos)}$$

$$\text{Coeficiente de reducción} = 0.8$$

$$P = \frac{1.50 \times 4 \times 20 \times 10 \times 0.8}{2}$$

$$P = 480 \text{ M}^3/\text{HORA.}$$

III.- DETERMINACION DE COSTO DE COMPACTACION .

	COSTO HORARIO	PRODUCCION COSTO x M ³ .
Caso 1	\$ 123.00/H.	210 M ³ /h. \$ 0.59/M ³ .
Caso 2	\$ 133.00/H.	342.4 M ³ /h \$ 0.39/M ³ .
Caso 3	\$ 232.00/H.	480 M ³ /h. \$ 0.48/M ³ .

Se hace notar que a pesar de que la diferencia de valor de adquisición entre los casos (1) y (3) es de 126 % aproximadamente, se obtiene un ahorro en el caso (3), del costo de compactación, cercano al 20 %.

Suponiendo que se contara con un compactador de impacto autopropulsado, con costo horario de \$ 240.00 y se tratara de compactar el material granular del ejemplo, se obtiene:

Producción Horaria:

Ancho = 1.94 mts.

Velocidad = 9 Km./hora.

Espesor = 20 cm.

Número de pasadas = 8 pasadas (contando sus cuatro rodillos).

Coefficiente de reducción = 0.8.

$$\text{Producción} = \frac{1.94 \times 9 \times 20 \times 10 \times 0.8}{8}$$

$$\text{Producción} = 349.2 \text{ M}^3/\text{H}$$

$$\text{Costo por compactación} = \frac{\$ 240.00/\text{H.}}{349.2 \text{ M}^3/\text{H.}}$$

$$\text{Costo} = \$ 0.69/\text{M}^3.$$

El costo obtenido demuestra una mala selección del equipo, ya que resultó mayor que los obtenidos para rodillos vibratorios.

El caso contrario puede encontrarse cuando con un rodillo vibratorio liso traten de compactarse materiales altamente cohesivos para los cuales el compactador de impacto resultará más ventajoso.

EJEMPLO ②

MATERIAL POR COMPACTAR: Arena bien graduada.

VOLUMEN POR COMPACTAR: 800 m³. sueltos/hora.

FACTOR DE REDUCCION AL 95% = 0.85

A) PLANCHA TANDEM.

Ancho rodillos = 2.00 mts.

Velocidad máxima de desplazamiento 7 Km./h.

Número de pasadas para obtener el 95 % de compactación = 10

Espesor compacto de capa = 12 cm.

Costo horario = \$ 68.00/h.

B) RODILLO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO

Ancho rodillo = 1.50 mts.

Velocidad máxima de desplazamiento = 4 Km./h.

Número de pasadas para obtener el 95 % de compactación = 3

Espesor compacto de capa = 25 cm.

Costo horario = \$ 180.00/hora.

PREGUNTAS.

- 1.- ¿ Cuantas planchas tandem son necesarias para compactar 800 m³. sueltos por hora?.
- 2.- ¿ Cuantos rodillos vibratorios son necesarios para compactar -- 800 m³. sueltos por hora ?.
- 3.- ¿ Cual equipo proporcionará una compactación más económica ?.

Se determinan primero las producciones horarias de los equipos.

A) PLANCHA TANDEM.

$$P = \frac{2.00 \times 7 \times 12 \times 10 \times 0.8}{10}$$

$$P = 134.4 \text{ m}^3/\text{h. (compactos)}$$

B) RODILLO VIBRATORIO.

$$P = \frac{1.50 \times 4 \times 25 \times 10 \times 0.8}{3}$$

$$P = 400 \text{ m}^3/\text{h. (Compactos)}$$

Como las producciones se han determinado en forma compacta y el volumen por hora por compactar esta dado en m^3 sueltos, se debe convertir este último también a forma compacta.

Volumen suelto \times factor de reducción = Vol. compacto.

$$\begin{aligned} \text{Vol. compacto} &= 800 \text{ m}^3/\text{h.} \times 0.85 \\ &= 680 \text{ m}^3/\text{h.} \end{aligned}$$

RESUMEN ESTADÍSTICO: —

1. — Se necesitan tantas planchas como:

$$\frac{680 \text{ m}^3/\text{h.}}{134.4 \text{ m}^3/\text{h.}} = \text{No. de planchas}$$

$$\text{No. de planchas} = 5.06$$

Se pueden utilizar 5 unidades, pero con utilización óptima que frecuentemente resulta difícil de obtener.

Se recomienda usar 6 unidades.

2. — Los rodillos vibratorios necesarios son:

$$\frac{680 \text{ m}^3/\text{h.}}{400 \text{ m}^3/\text{h.}} = \text{No. de rodillos}$$

No. de rodillos = 1.7

No. de rodillos = 2

Usando dos rodillos tendremos como factor de seguridad 0.3 de rodillo.

3.- Determinación del costo de compactación:

A) Planchas Tandem.

$$\text{Costo} = \frac{\text{Costo horario}}{\text{Producción}}$$

$$\text{Costo} = \frac{\$ 68.00/\text{h.}}{134.4 \text{ M}^3/\text{h.}}$$

$$\text{Costo} = \$ 0.51/\text{m}^3.$$

B) Rodillos Vibratorios.

$$\text{Costo} = \frac{\$ 180.00/\text{h.}}{400 \text{ m}^3/\text{h.}}$$

$$\text{Costo} = \$ 0.45/\text{m}^3.$$

EJEMPLO ③

Una compañía dispone para un trabajo de terracerías, de un rodillo-liso vibratorio autopulsado, con las siguientes características:

Ancho del rodillo = 1.50 mts.

Velocidad máxima de desplazamiento = 5 Km./h.

Número de pasadas para obtener el 100 % de compactación

= 9.

Espesor compacto de capa = 18 cm.

Costo horario = \$ 180.00/h.

El material por compactar es una arcilla limosa y el volumen total es de 900,000 M³. compactos.

P R E G U N T A.

¿ Se justifica la adquisición de un compactador de impacto con las siguientes características?.

Costo de adquisición \$ 850,000.00

Costo horario = \$ 230.00/h.

Producción horaria al 100 % de compactación = 230 m³/h.

Se debe determinar para cada equipo el costo de compactación.

A) Para rodillo vibratorio.

$$\text{Producción} = \frac{1.50 \times 4 \times 18 \times 10 \times 0.8}{9}$$

$$\text{Producción} = 96 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$\text{Costo compactación} = \frac{\$ 180.00/\text{h}}{96 \text{ m}^3/\text{h}}$$

$$\text{Costo compactación} = \$ 1.88/\text{m}^3.$$

B) Para compactador de impacto.

$$\text{Costo compactación} = \frac{\$ 230.00/\text{h.}}{230 \text{ m}^3/\text{h.}}$$

$$\text{Costo compactación} = \$ 1.00/\text{m}^3.$$

Comparando un costo contra el otro, se observa que existe una diferencia de \$ 0.88/m³. a favor del compactador de impacto.

Como el volumen por compactar es de 900,000 m³. el ahorro total por compactación es de \$ 792,000.00 el cual justifica ampliamente la adquisición del compactador de impacto, que en este caso específico, resultaría el adecuado para el material por tratar.

C A P I T U L O X

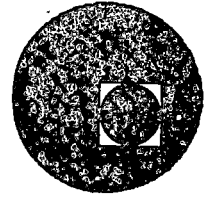
CONCLUSIONES

- 1) La forma de mejorar los elementos mecánicos resistentes en un suelo es la compactación.
- 2) Los efectos mas importantes que produce una buena compactación en un suelo son: Resistencia mecánica, minimización de asentamientos y reducción de la permeabilidad.
- 3) El factor de mayor importancia para dar una compactación óptima en un suelo; es el contenido de humedad del material.
- 4) Los esfuerzos de compactación pueden transmitirse al suelo por la combinación de uno ó mas de los siguientes efectos: Presión estática, impacto, vibración, amasamiento ó con ayuda de enzimmas.
- 5) El compactador que deba usarse dependerá básicamente del tipo de suelo que se quiera compactar.
- 6) La selección de compactadores deberá hacerse con mucho cuidado y tratando de hacer intervenir todas las variables posibles ya que de esto dependerá el éxito económico y funcional de la compactación.
- 7) De un buen control depende que la compactación se lleve a cabo correctamente.





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



DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS



Palacio de Minería
Tacuba 5, primer piso. México 1, D. F.
Tels.: 521-40-23 521-73-35 5123-123

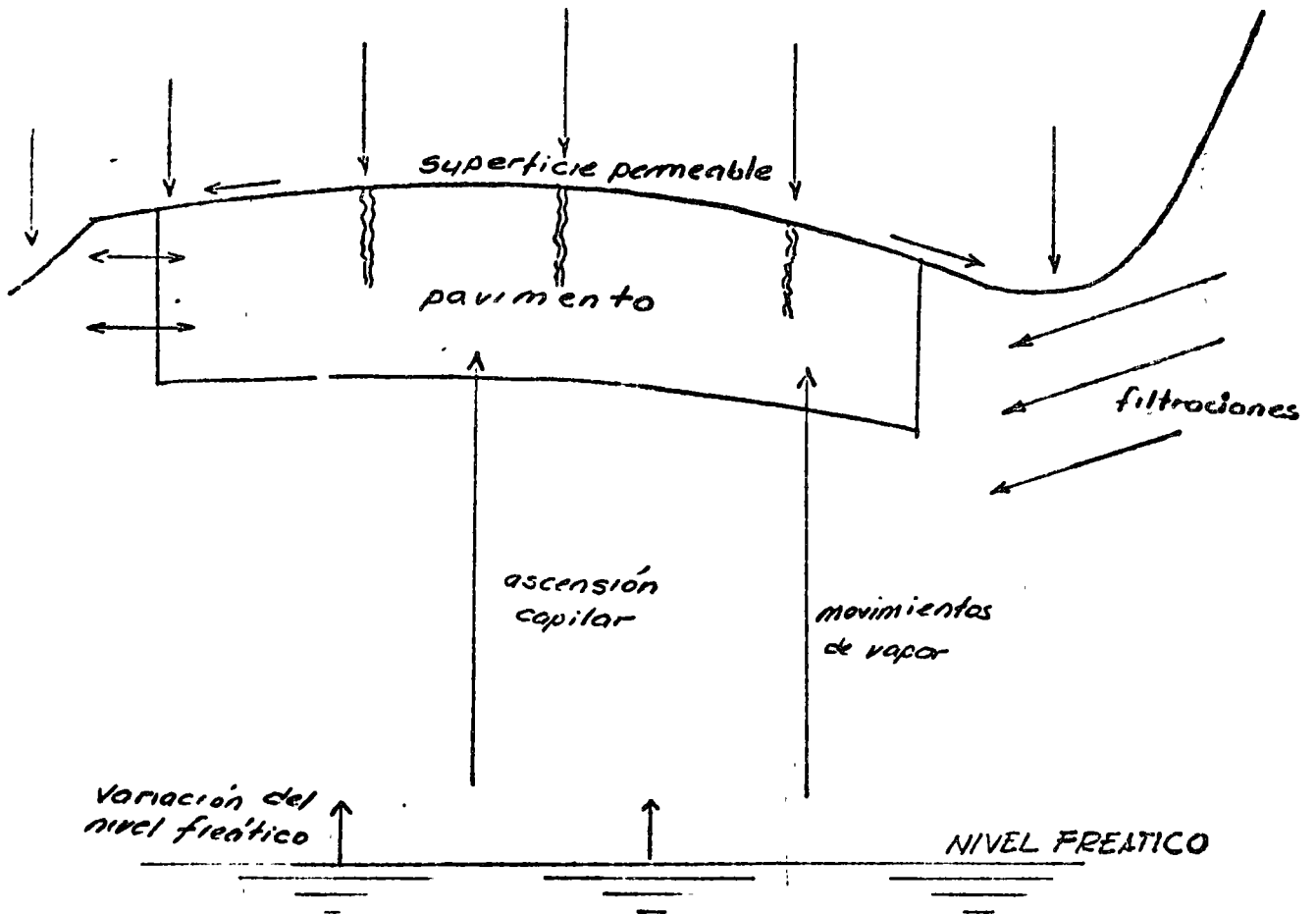


1.- FASES DEL PROYECTO

- **ESTRUCTURACION Y DIMENSIONAMIENTO DE LAS DIFERENTES CAPAS.**
- **NORMAS DE CALIDAD Y FUENTES DE APROVISIONA MIENTO DE MATERIALES.**
- **NORMAS DE CONSTRUCCION.**
- **TOLERANCIAS DE CONSTRUCCION Y ACABADO.**

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.



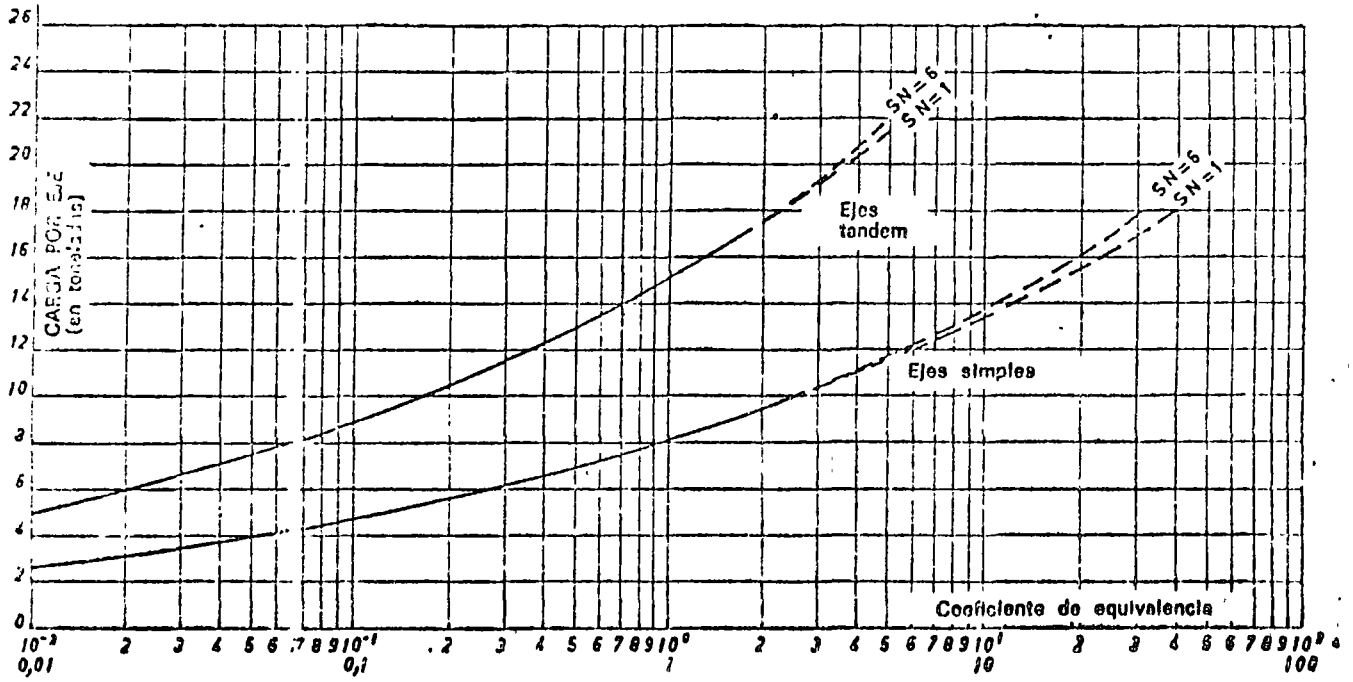


FIG. 34. Coeficiente de equivalencia (firmes flexibles).
 Según Liddle (Bureau of Public Roads). Índice de viabilidad final: 2,0

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

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

METODO S O P

INTENSIDAD DE TRANSITO DE VEHICULOS CON CAPACIDAD DE CARGA IGUAL O SUPERIOR A 3 TONELADAS METRICAS, CONSIDERADO EN UN SOLO SENTIDO.	CURVA APLICABLE PARA EL PROYECTO DE ESPESORES.
Menos de 500 vehiculos al día	IV
De 500 a 1000 vehiculos al día	III
De 1000 a 2000 vehiculos al día	II
Más de 2000 o autopistas	I

METODO AASHO

Tránsito diario en dos direcciones = 500 vpd
 Dirección del tránsito en 2 carriles = 50 y 50%
 Porcentaje de camiones = 25%
 Tasa de incremento por año = 5.5 %

$p = 2; SN = 4.$

CARGA POR EJE (KIPS)	EJES SENCILLOS POR CADA 100 CAMIONES			EJES EN TANDEM POR CADA 100 CAMIONES		
	NUMERO	F	NxF	NUMERO	F	NxF
Menos de 3	75.3	0.0002	0.02			
3-5	29.9	0.002	0.06			
5-7	10.5	0.01	0.11			
7-9	3.4	0.03	0.10			
9-11	4.2	0.08	0.34			
11-13	3.0	0.18	0.54			
13-15	4.1	0.35	1.43	0.1	0.03	0.01
15-17	9.3	0.61	5.78	0.5	0.05	0.03
17-19	11.0	1.00	11.00	1.5	0.08	0.12
19-21	8.0	1.55	12.40	2.0	0.12	0.24
etc.						
Totales			46.99			14.99

Ejes equivalentes por cada 100 camiones = 46.99 + 14.99 = 61.98
 Tránsito inicial de 18 000 LB por eje equivalente

$$\frac{500}{2} \times 0.25 \left(\frac{61.98}{100} \right) = 38.7$$

Tránsito acumulado para un período de 10 años

$$\sum_{o}^n EAL = \frac{EAL \circ (365)}{\log_e (1 + i)} \left[(1 + i)^n - 1 \right]$$

$$\sum EAL = \frac{38.7 \times 365}{0.0535} \left[(1.055)^{10} - 1 \right] = 186\ 818$$

o bien, efectuando los cálculos por cada año:

Fin del año	$(1 + i)^n$	Total en el año
1	1.000	$38.7 \left(\frac{1. + 1.055}{2} \right) (365) = 14\ 513$
2	1.055	$38.7 \left(\frac{1.055 + 1.113}{2} \right) (365) = 15\ 312$
3	1.113	$38.7 \left(\frac{1.113 + 1.174}{2} \right) (365) = 16\ 152$
etc.		TOTAL
		186 818

NATIONAL CRUSHED STONE ASSOCIATION

TABLA DE VALORES DEL INDICE DE DISEÑO PARA DIVERSAS CATEGORIAS DE TRANSITO

INDICE DE DISEÑO	<p>CARACTERISTICAS GENERALES</p> <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>	<p>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>
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

DEPARTAMENTO 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	930	18	1.8	30,100
4	1,320	7	1.5	13,900
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)

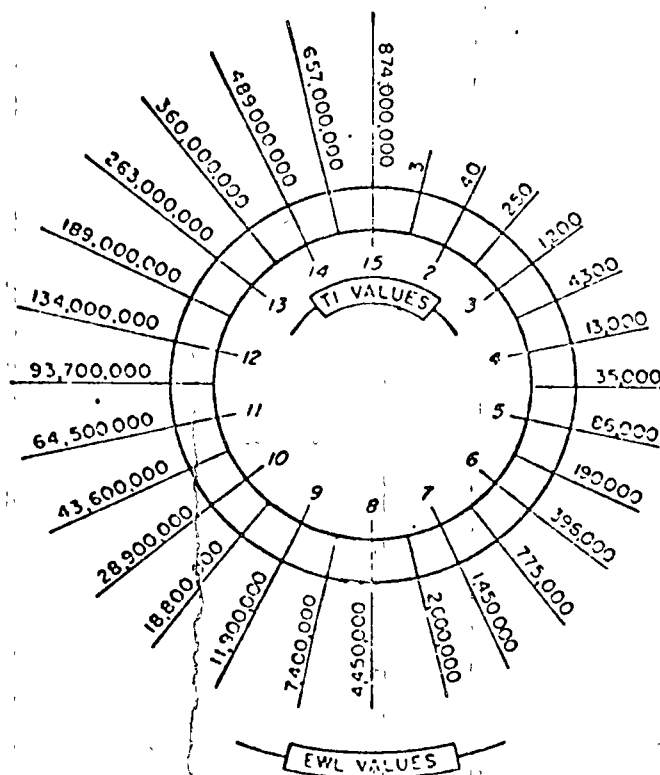
$$EWL = 20 \times 200800 = 4,016,000$$

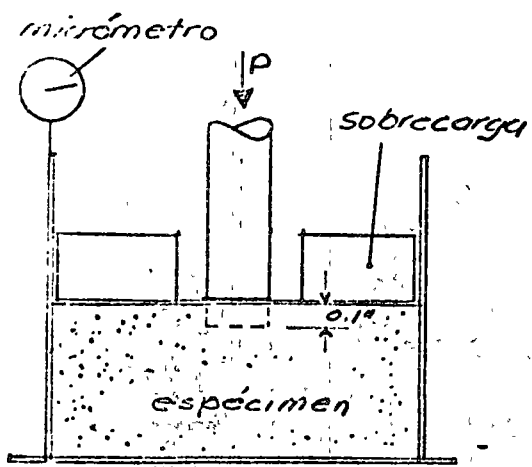
Para convertir a índice de tránsito, se puede emplear la fórmula siguiente o bien, mediante la gráfica mostrada.

$$Tl = 6.7 \left(\frac{EWL}{10^6} \right)^{0.119}$$

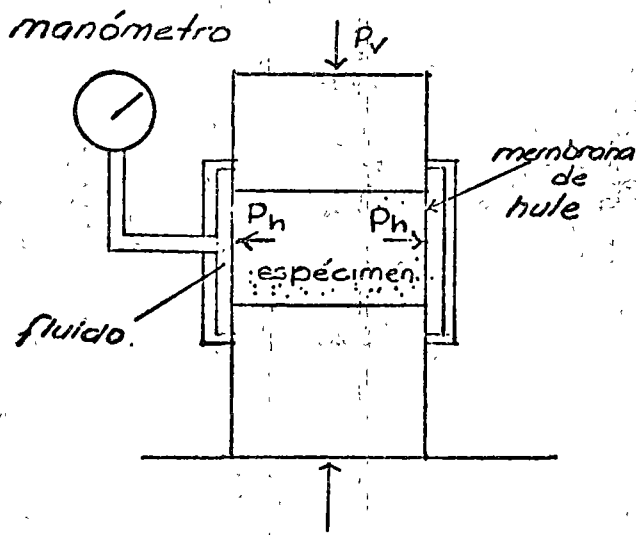
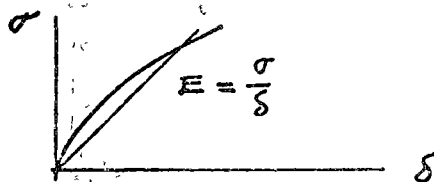
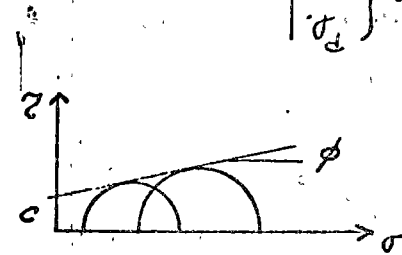
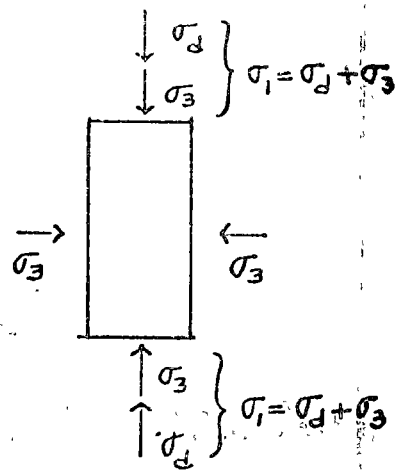
$$Tl = 6.7 \left(\frac{4,016,000}{10^6} \right)^{0.119} = 7.9 \approx 8$$

CONVERSION CHART
EWL TO TRAFFIC INDEX

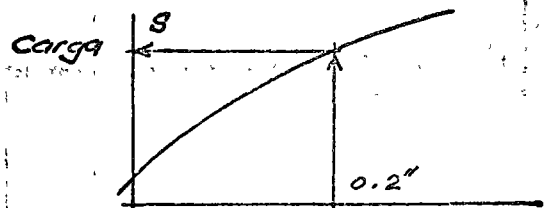
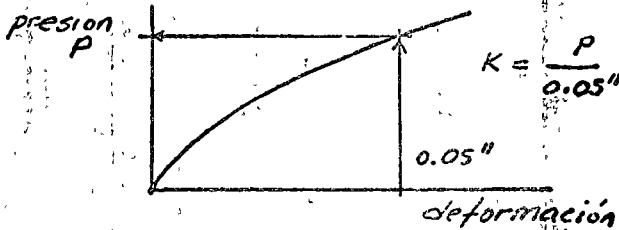
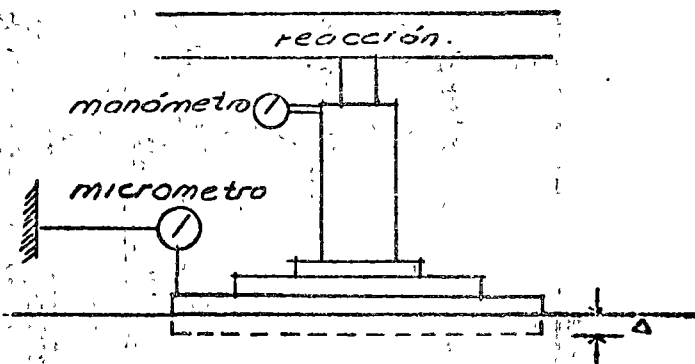




$$CBR = \frac{P_{0.1''}}{1360 \text{ Kg}} \times 100$$



$$R = \left(1 - \frac{P_h}{P_v} \right) 100$$



deformación promedio para 10 repeticiones.

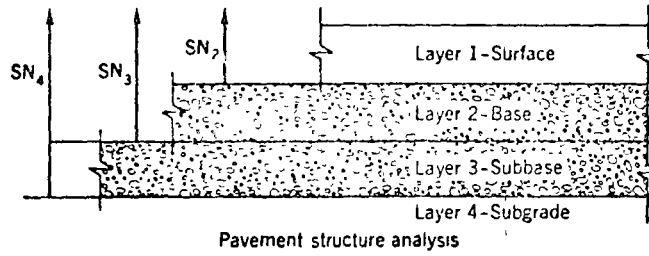


Figure 15.4. Alternate procedure for determining flexible-pavement layer thicknesses. (From AASHTO Interim Guide, 1972.)

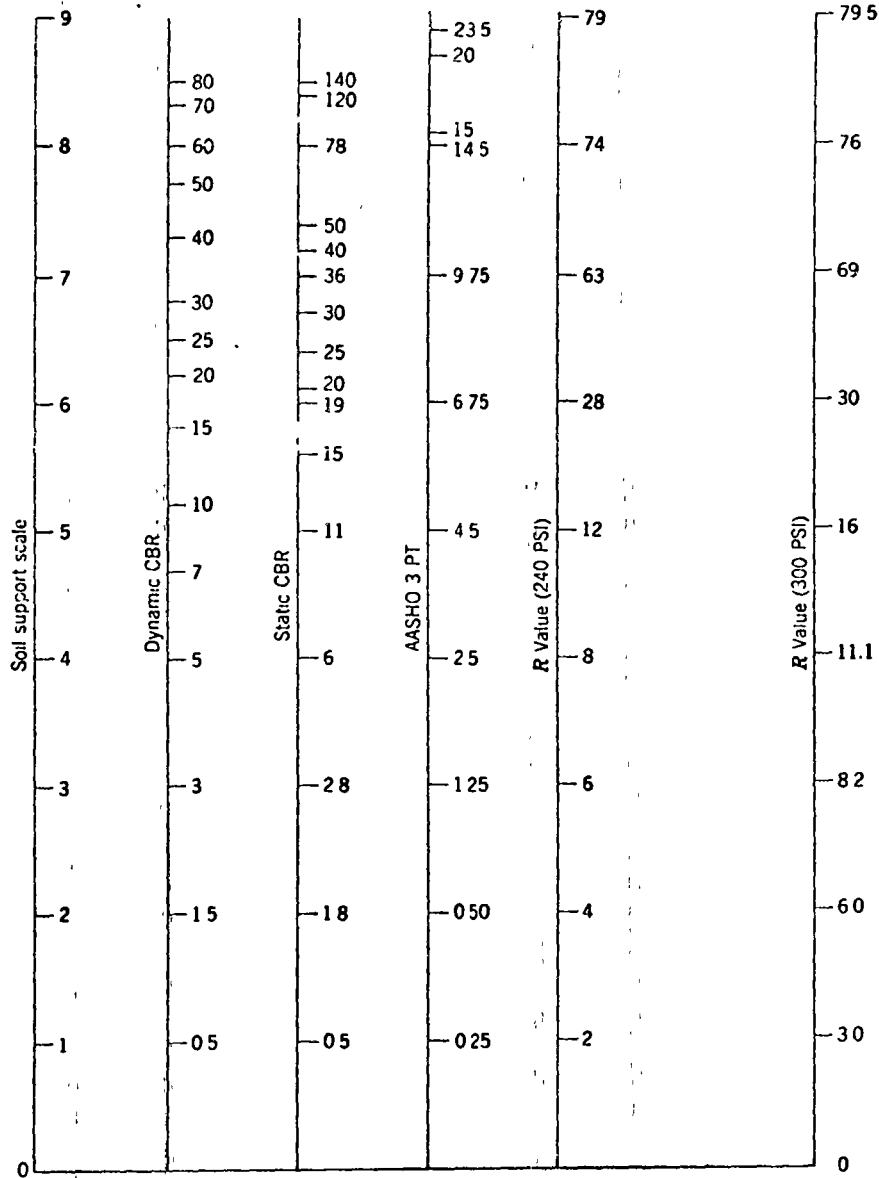
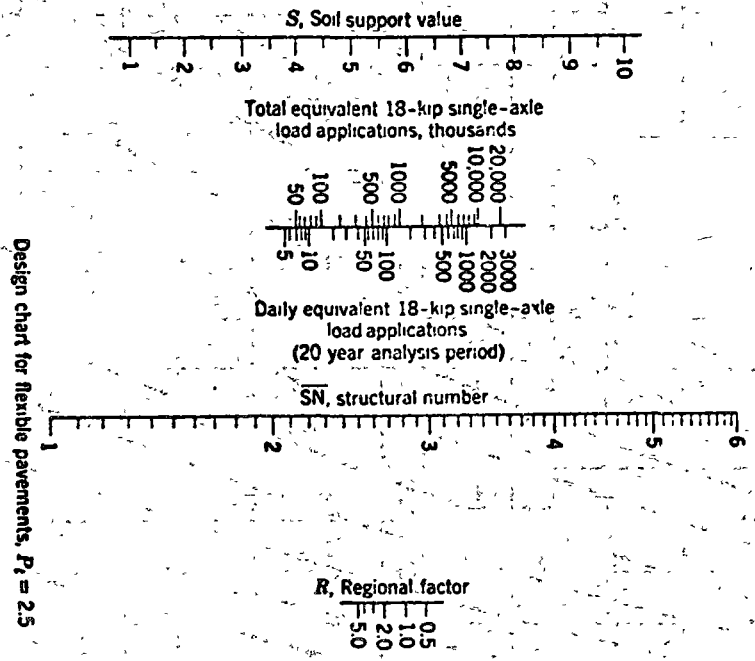
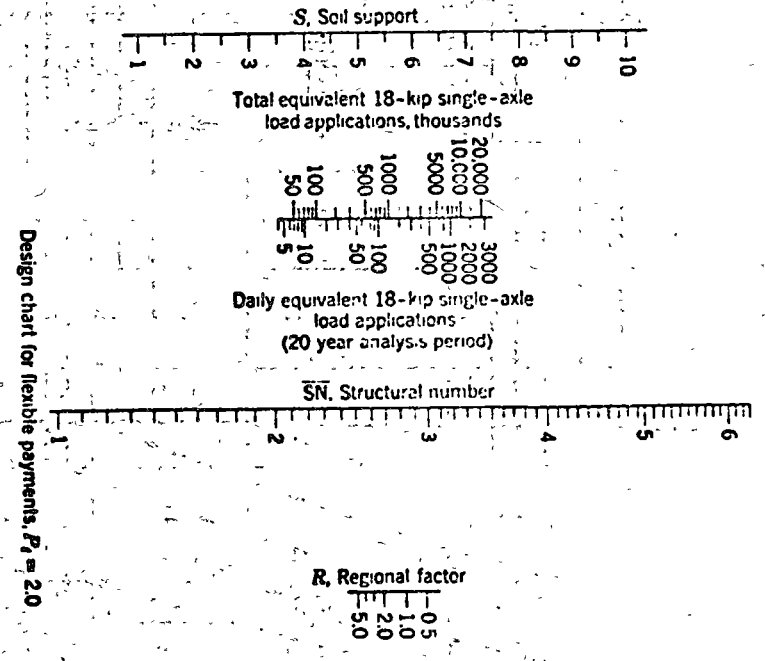


Figure 15.5. Soil support value correlations. (a) After Utah State Highway Department and (b) from Van Til et al., NCHRP 128.



Design chart for flexible pavements, $P_1 = 2.5$



Design chart for flexible pavements, $P_1 = 2.0$

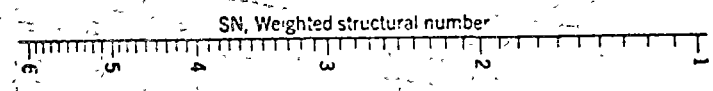
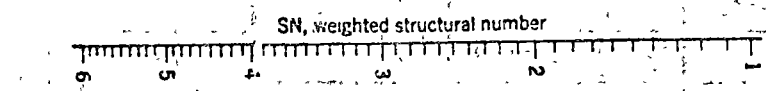


Figure 15.1. AASHO flexible-pavement design nomographs. (From AASHO Interim Guide, 1972.)

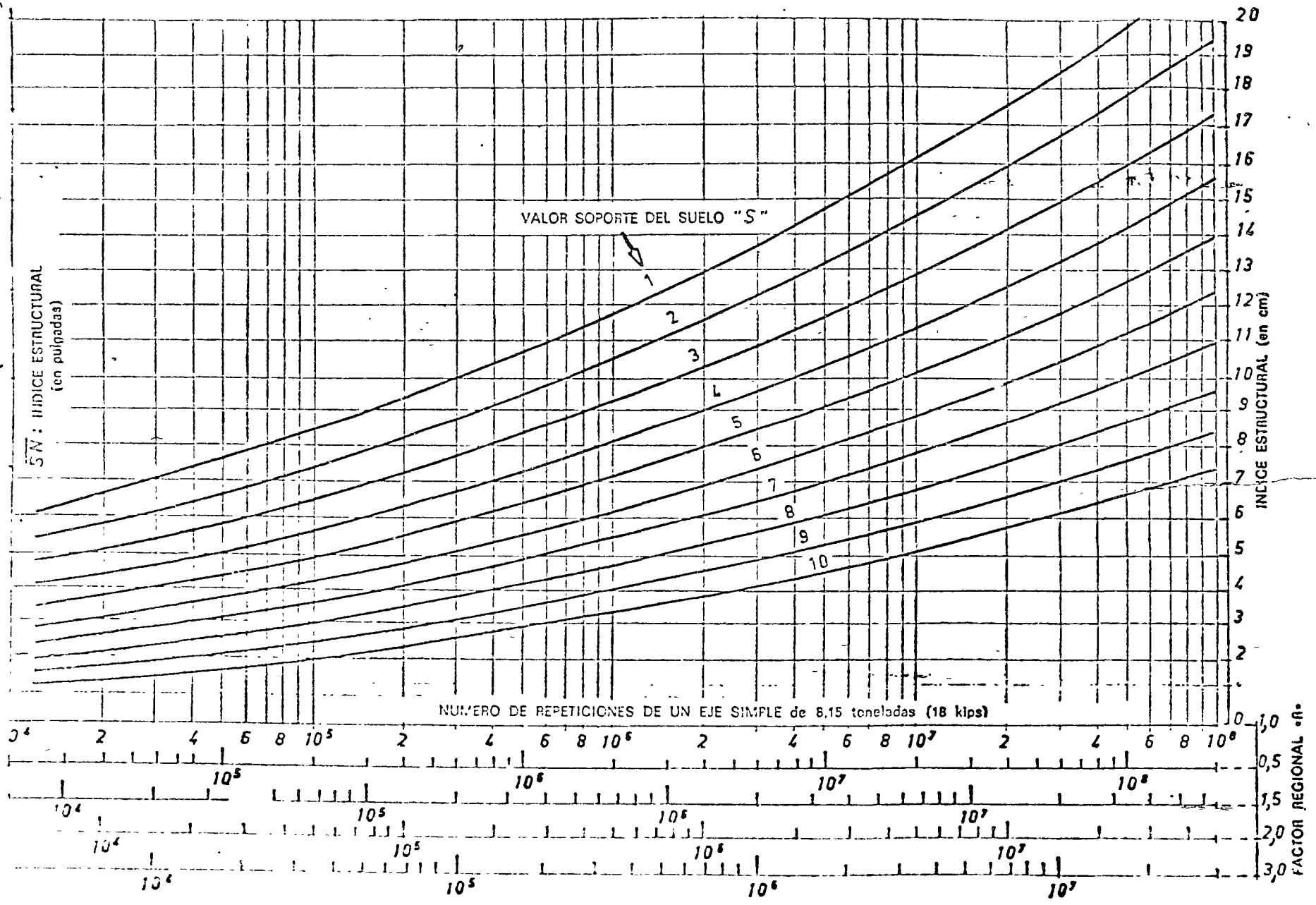
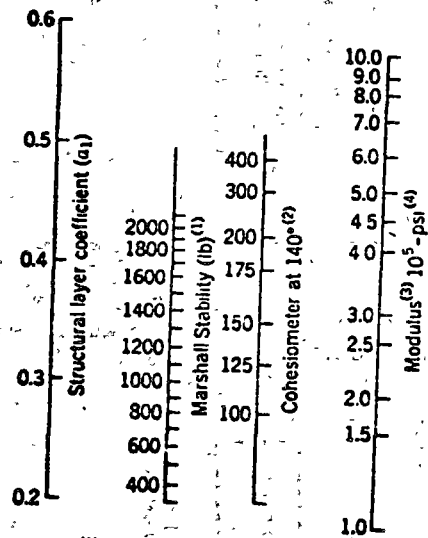
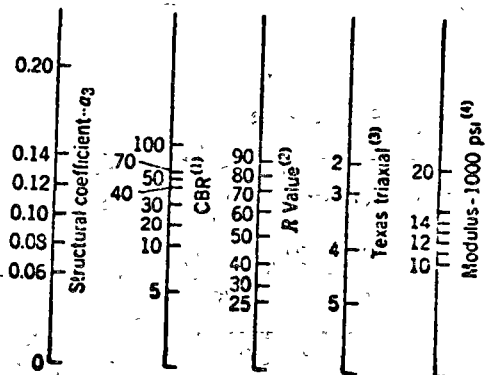


FIG. 39. Cálculo de firmes flexibles. Método de Liddlo (Bureau of Public Roads). Índice de viabilidad final : 2,0



- (1) Scale derived by averaging correlations obtained from the Asphalt Institute, Illinois, 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 68°F

(a)

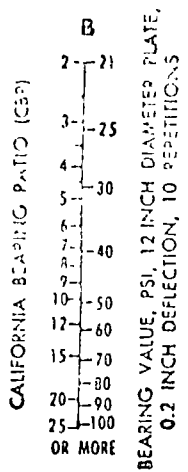


- (1) Scale derived from correlations from Illinois.
 (2) Scale derived from correlations obtained from the Asphalt Institute, California, New Mexico and Wyoming.
 (3) Scale derived from correlations obtained from Texas.
 (4) Scale derived on this project.

(b)

TOTAL THICKNESS IN INCHES OF ASPHALT CONCRETE (Surfing and Base)

NOTE: Chart is based on 20 year design period. For other design periods an adjustment is required as outlined in Chapter III



DESIGN TRAFFIC NUMBER (DTN)*

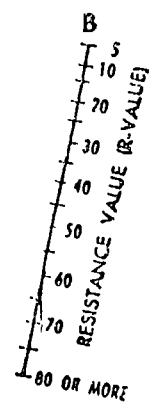
* NOTE: DTN derived as detailed in TRAFFIC ANALYSIS, Chapter III

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

TOTAL THICKNESS IN INCHES OF ASPHALT CONCRETE, T_c , ABOVE PREPARED SUBGRADE (Surfing and Base)

NOTE: Chart is based on 20 year design period. For other design periods an adjustment is required as outlined in Chapter III



DESIGN TRAFFIC NUMBER (DTN)*

* NOTE: DTN derived as detailed in TRAFFIC ANALYSIS, Chapter III

Additional copies of this nomograph are available at the nearest Asphalt Institute office.

Figure V-2—Thickness Design Chart for prepared subgrade

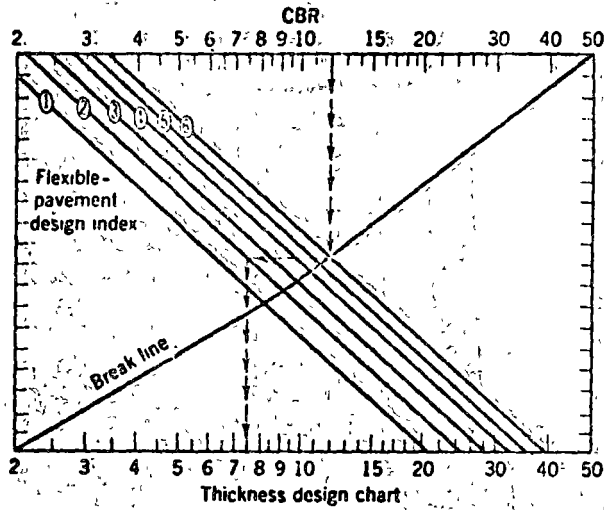
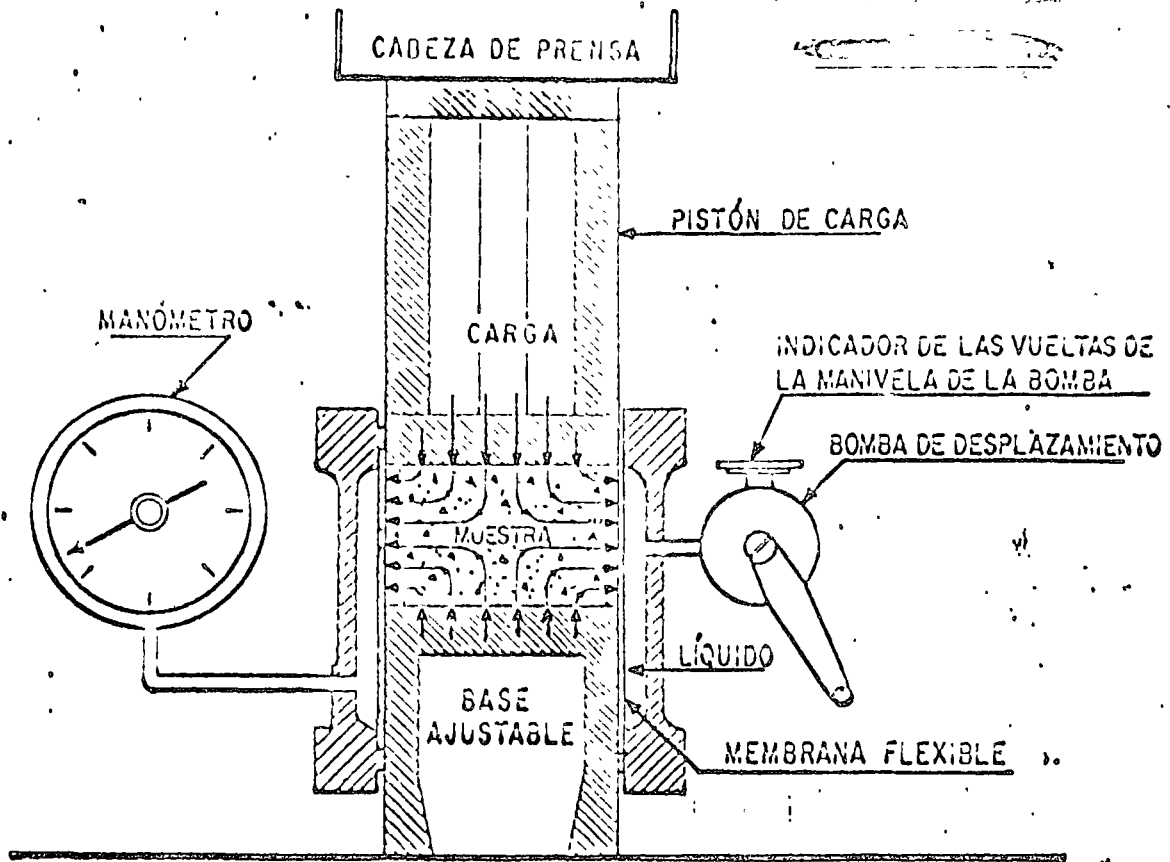


Figure 15.17: Thickness design chart. (From the National Crushed Stone Association and after U. S. Corps of Engineers TM 5-822-5.)

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

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 cohesímetro.

P_h = presión horizontal transmitida

P_v = presión vertical aplicada (160 psi)

$$G_E = 0.0032(TI)(100 - R)$$

TABLE 15.13. California Gravel Equivalents of Structural Layers in Foot

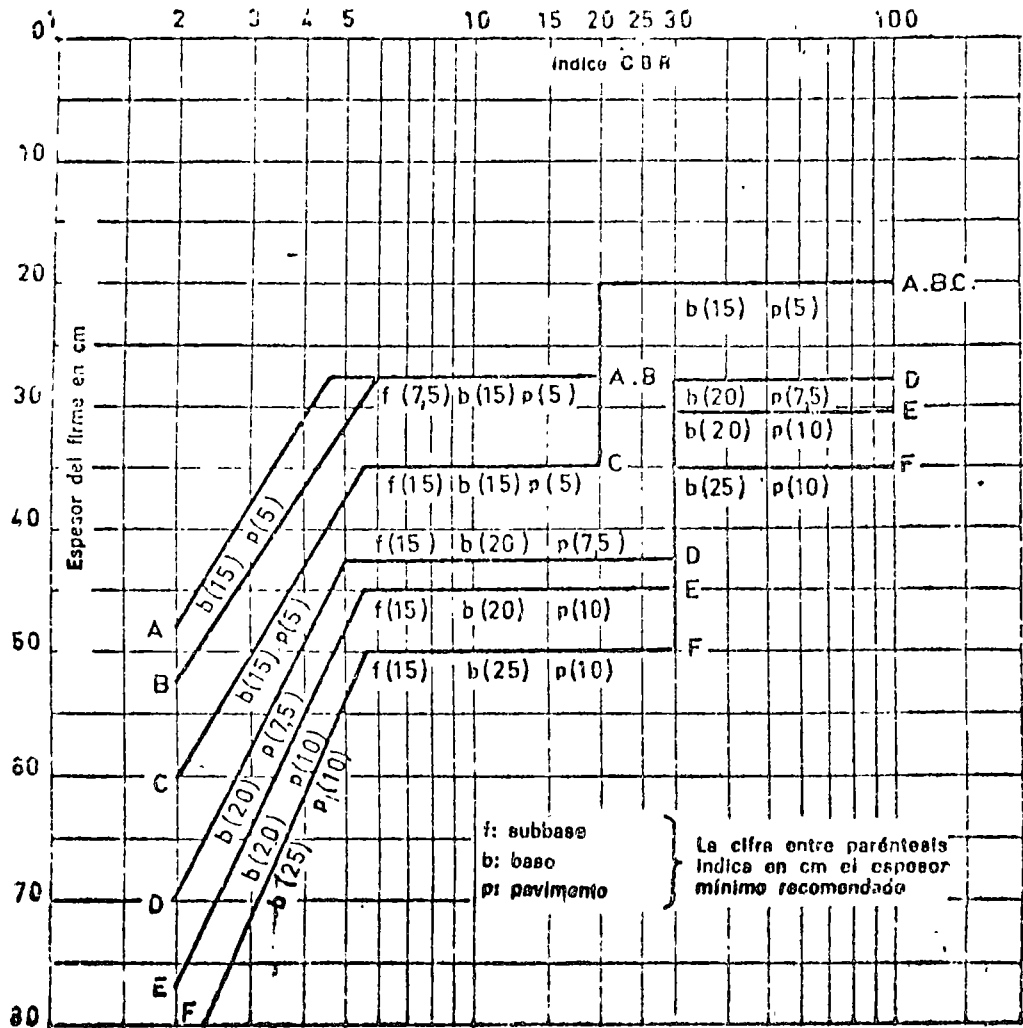
Actual Thickness of Layer (ft)	ASPHALT CONCRETE										Cement-treated Base		Aggre- gate Base G_f	Aggre- gate Sub- base G_f		
	Traffic Index (TI)										BTB and LTB G_f	Class				
	5 and below	5.5 6.0	6.5 7.0	7.5 8.0	8.5 9.0	9.5 10.0	10.5 11.0	11.5 12.0	12.5 13.0	13.5 14.0		A			B	
	Gravel Equivalent Factor (G_f)										G_f	G_f			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	0.46	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	0.36	—	—	—	—	
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	0.80	0.76	0.72	0.68	0.66	0.63	0.61	0.48	—	—	0.44	0.40	
0.45		1.04	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	0.73	1.11	0.73	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	0.96	1.36	0.96	0.88	0.80	
0.85							1.52	1.45	1.39	1.33	1.29	1.02	1.45	1.02	0.94	0.85
0.90								1.54	1.48	1.41	1.37	1.03	1.53	1.03	0.99	0.90
0.95									1.56	1.49	1.44	1.14	1.62	1.14	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	1.26	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 the asphalt concrete.



Línea	N.º de vehículos/día (para > 1,5 t) (durante 20 años)
A	0-45
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).

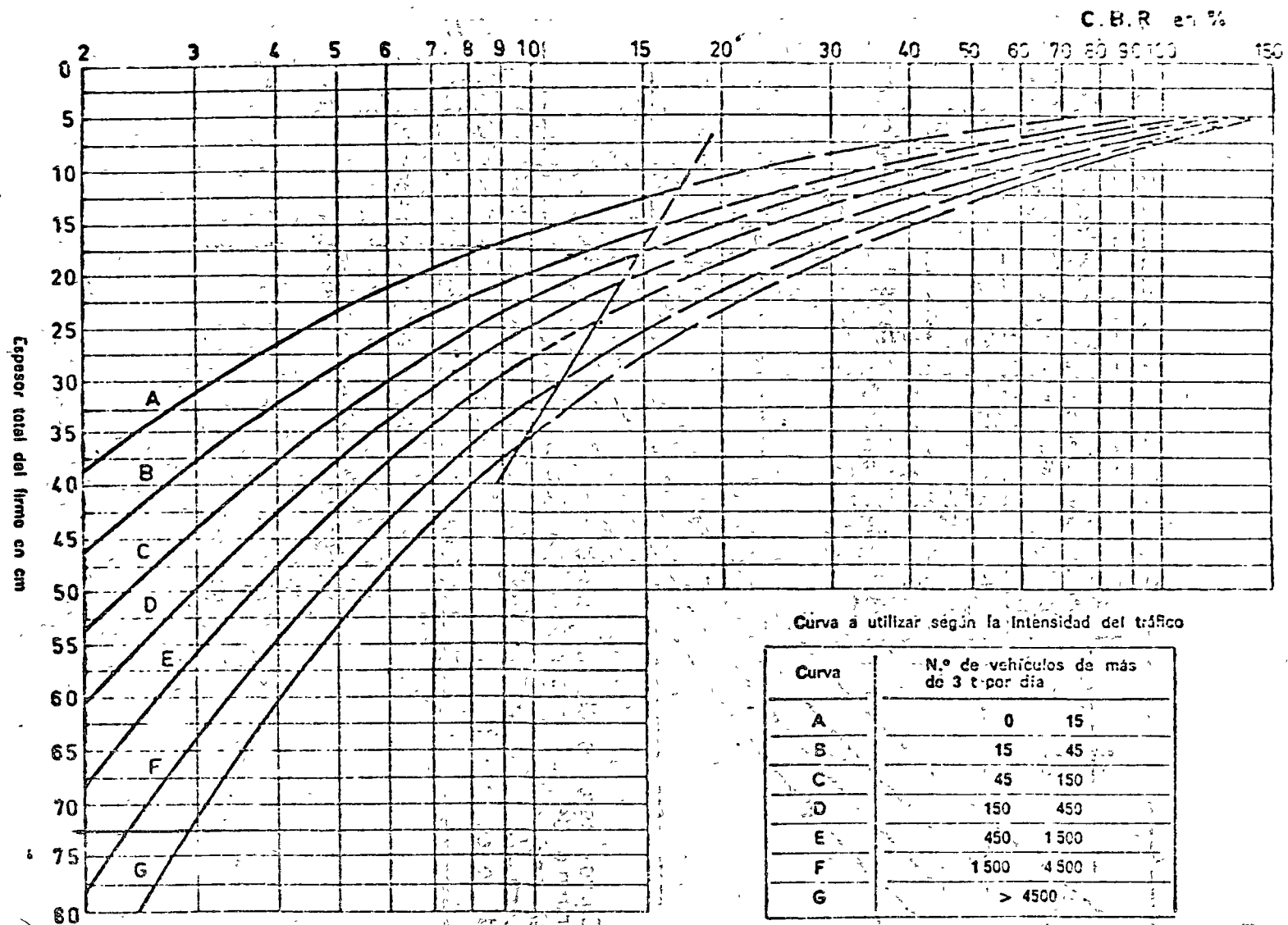
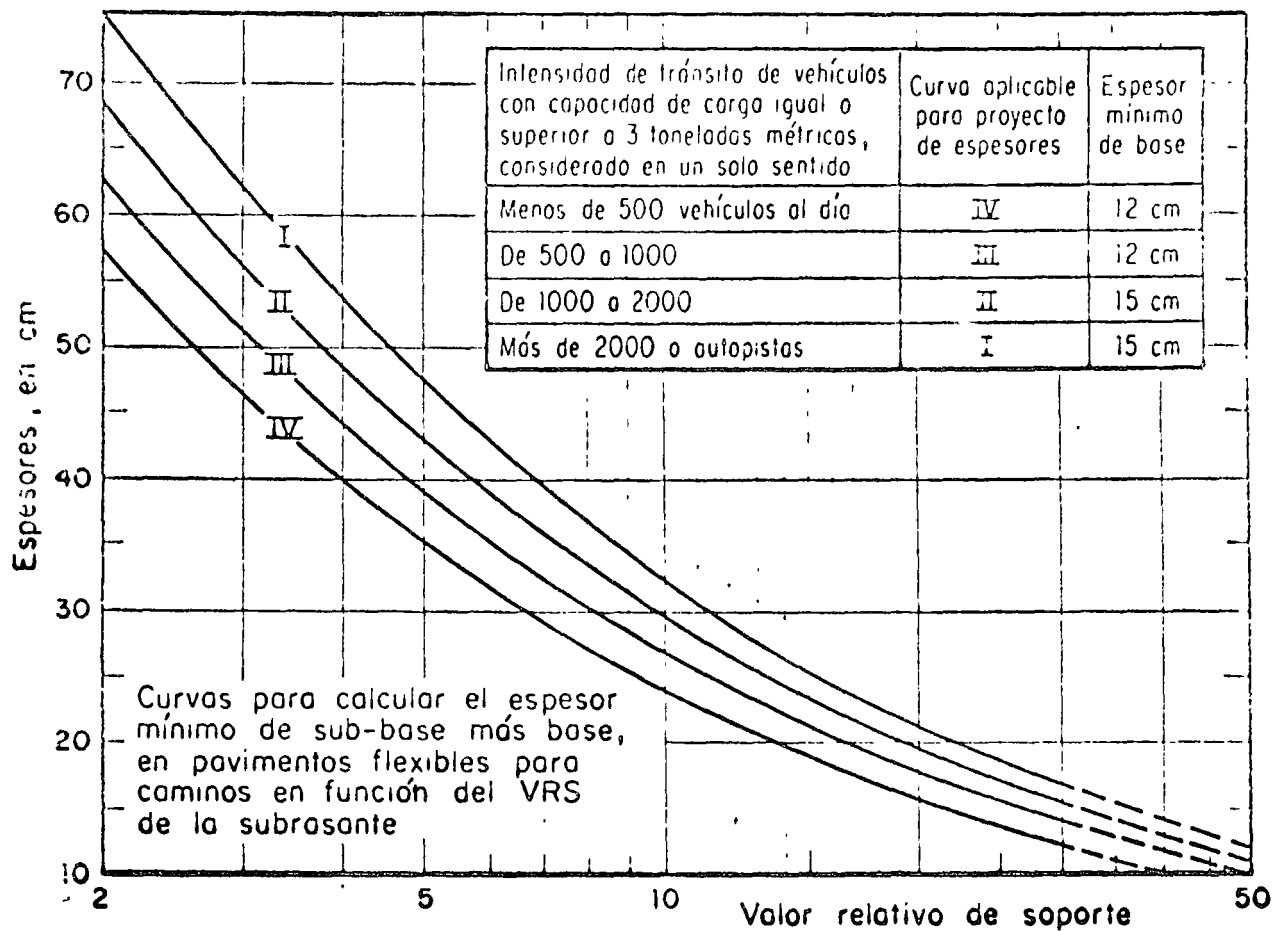


FIG. 12. Abaco del Road Research Laboratory.



Prueba 108-13, SCOP-1957

TABLE 15.16. Current State Highway Practice^a

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	4
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 Pavement Position	
Other sources	6	Vary struct. coeff.	13
Regional factor not used	14	Do not vary	30
		Concept not used	9

^a Results summarized from NCHRP 128.

^b Number of states (including D.C. and Puerto Rico).



CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
PAVIMENTOS

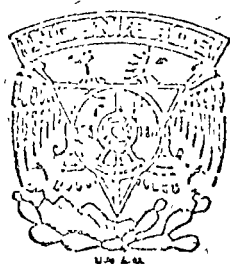
"PLANEACION DE LOS TRABAJOS DE
CONSTRUCCION"



CENTRO DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA

U N A M

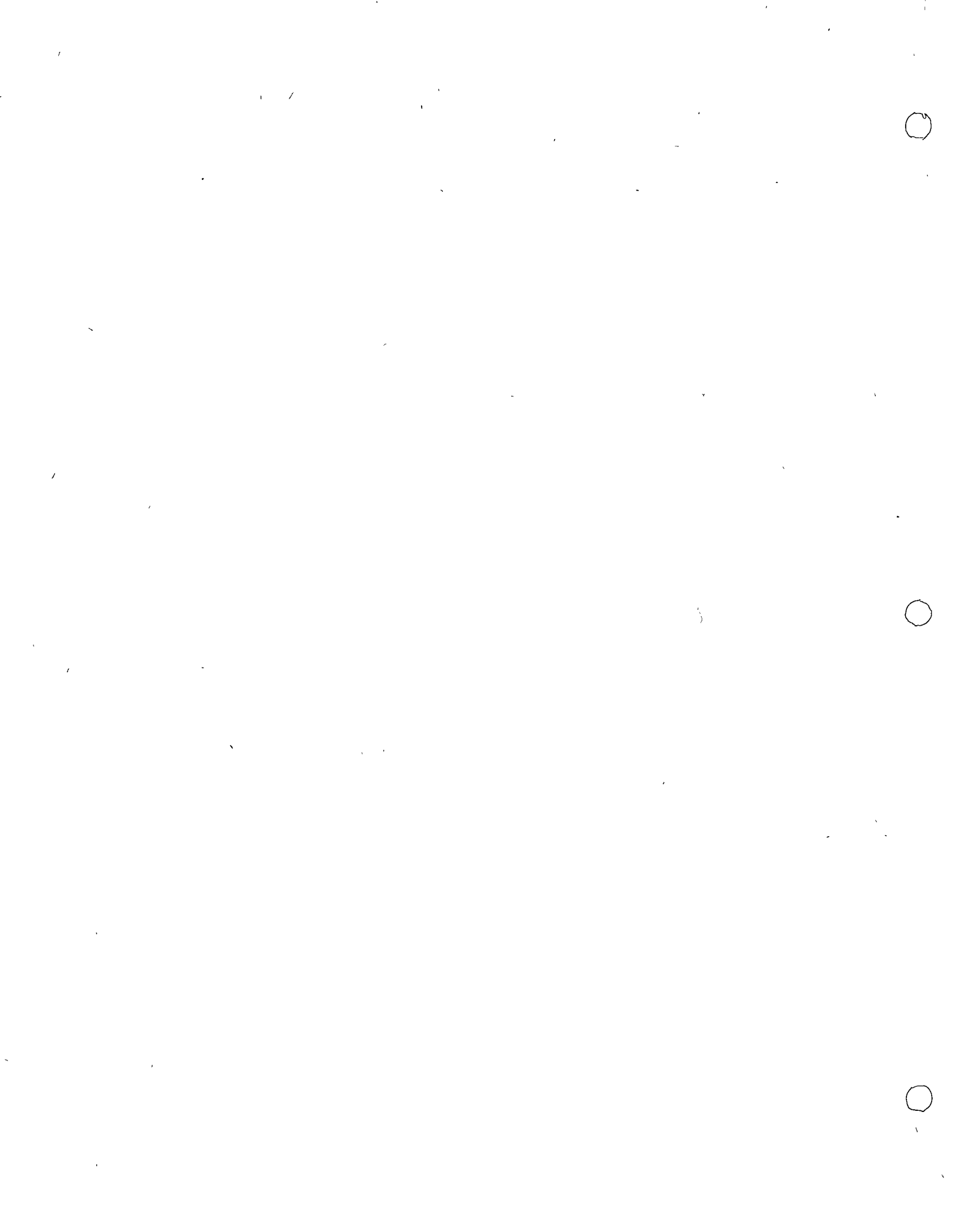


ING. CARLOS M. CHAVARRI MALDONADO



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.

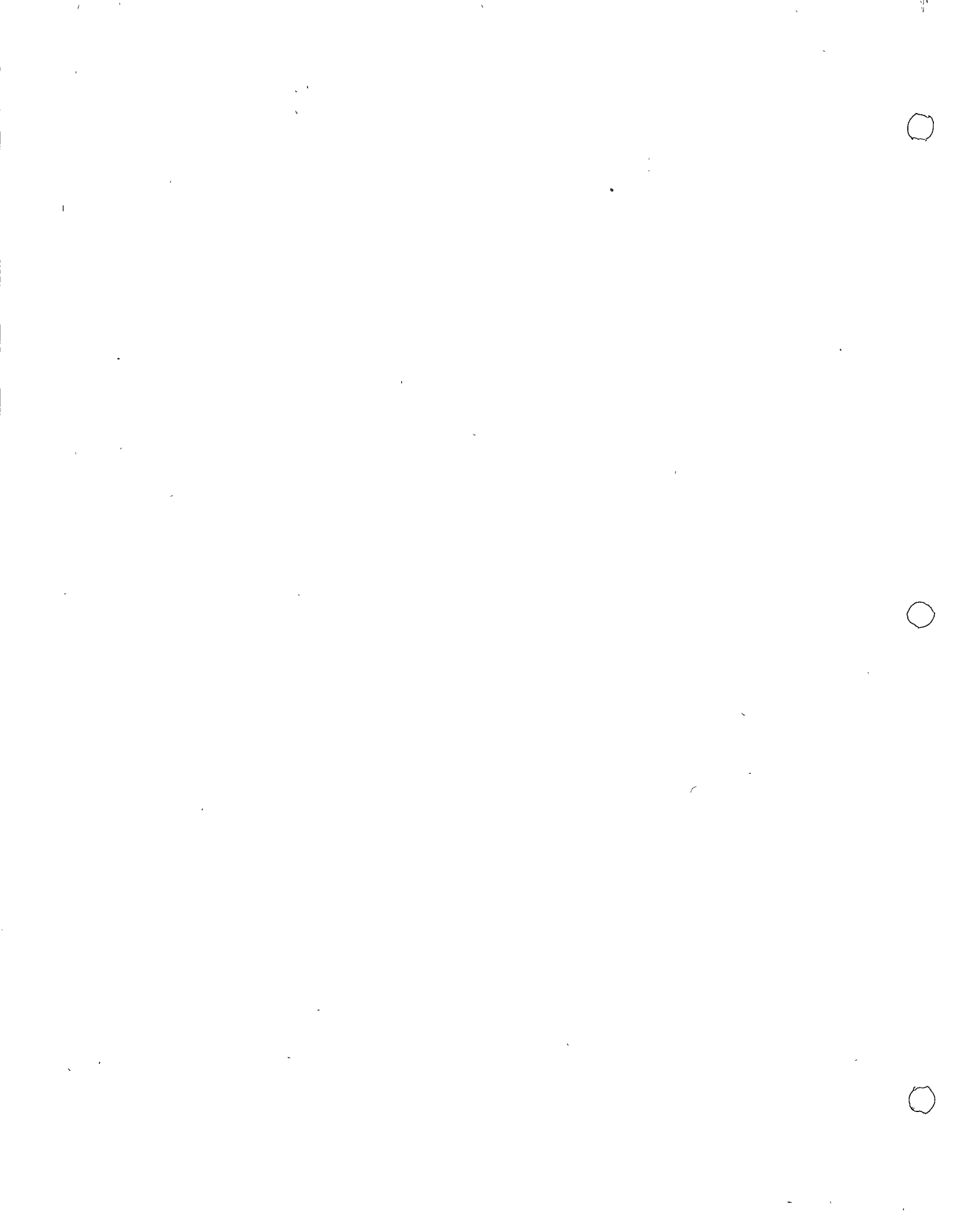
En la planeación de la construcción, el problema de selección de equipo trata de determinar que tipo, modelo y tamaño de máquinas deberá usar el ingeniero para realizar su proceso dentro de las restricciones impuestas por el proyecto. Al definir esto el ingeniero estará planeando el proceso constructivo, 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

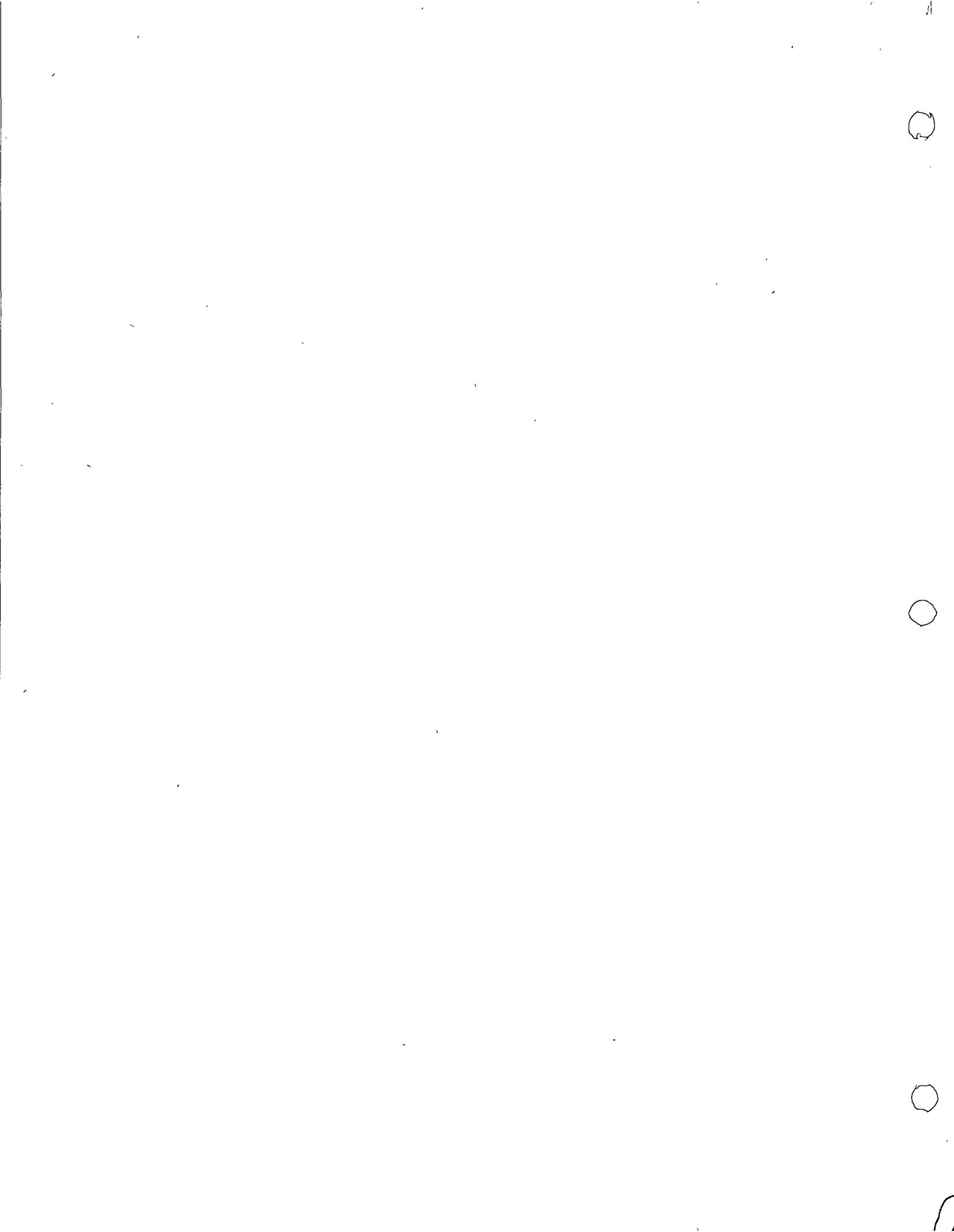


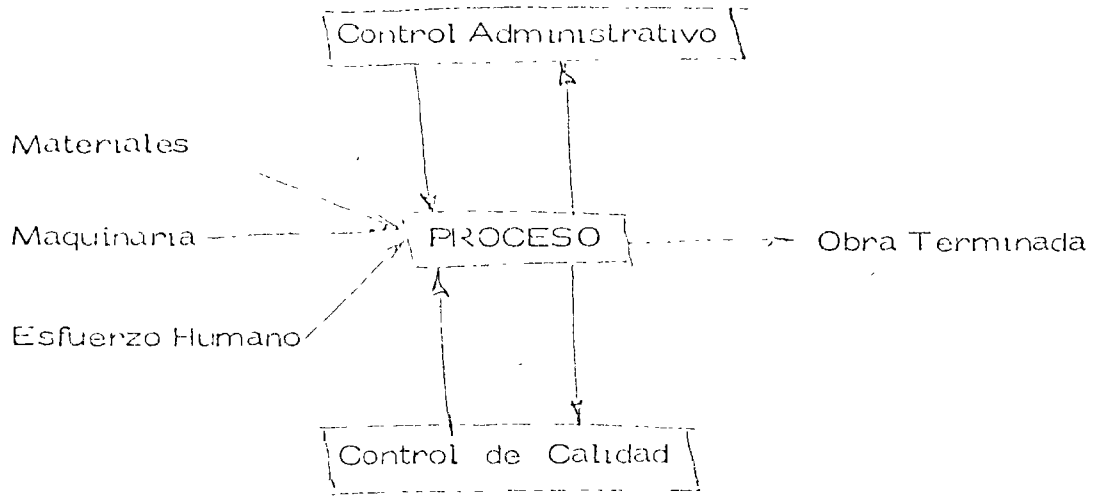
que deseamos.

CONTROLES

A lo largo de la ejecución deberemos revisar para que nuestro esu fuerzo 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 reu visar si esta coincide con la diseñada, y si nuestra planeación se cumu plió, esto es, si las cantidades y calidades que calculamos usar de nuesu tros recursos realmente fueron las utilizadas. Si algo falla lo planeau do no coincidirá con lo ejecutado. A la revisión de el uso de los recuru sos 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 realu mente ésta sea la diseñada se le denomina Control de Calidad. Estos controles consisten en tomar muestras a lo largo del proceso y compau rarlas con los estandares tomados de la planeación; en realidad constiu tuyen 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 estandar --- actúan sobre los procedimientos de construcción para corregir las desu viaciones y acercar el producto al estandar.

Puede pues representarse la construcción y sus controles con el siu guiente esquema.







DECISIONES

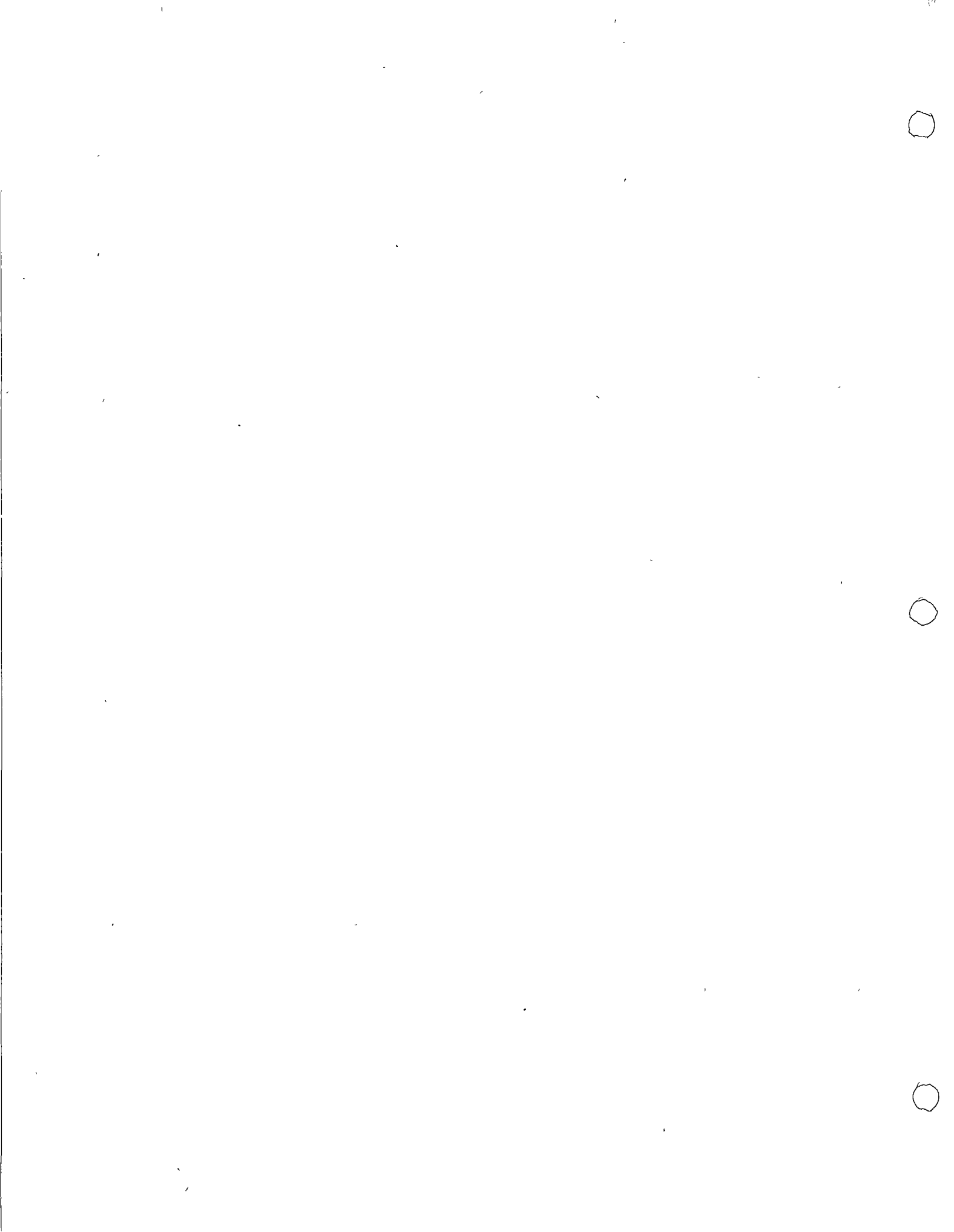
TOMA DE DECISIONES

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 comúnmente 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 como 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 evalua -- ción 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 - INCERTIDUMBRE.

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 alternati



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 estamos encontrando el grupo de decisiones que permi tirán 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 ac ción 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 pro -- ceso.

RESTRICCIONES

En la fase de análisis se fijan normalmente las restricciones o li - mitaciones. Estas pueden provenir de las especificaciones del diseña dor, de limitaciones propias de la empresa, o restricciones externas.



o



Es muy conveniente que el ingeniero no se cree restricciones ficticias, que le limitarían el encontrar soluciones alternas posibles. Esto limitaría la aplicación de la técnica del ingeniero.

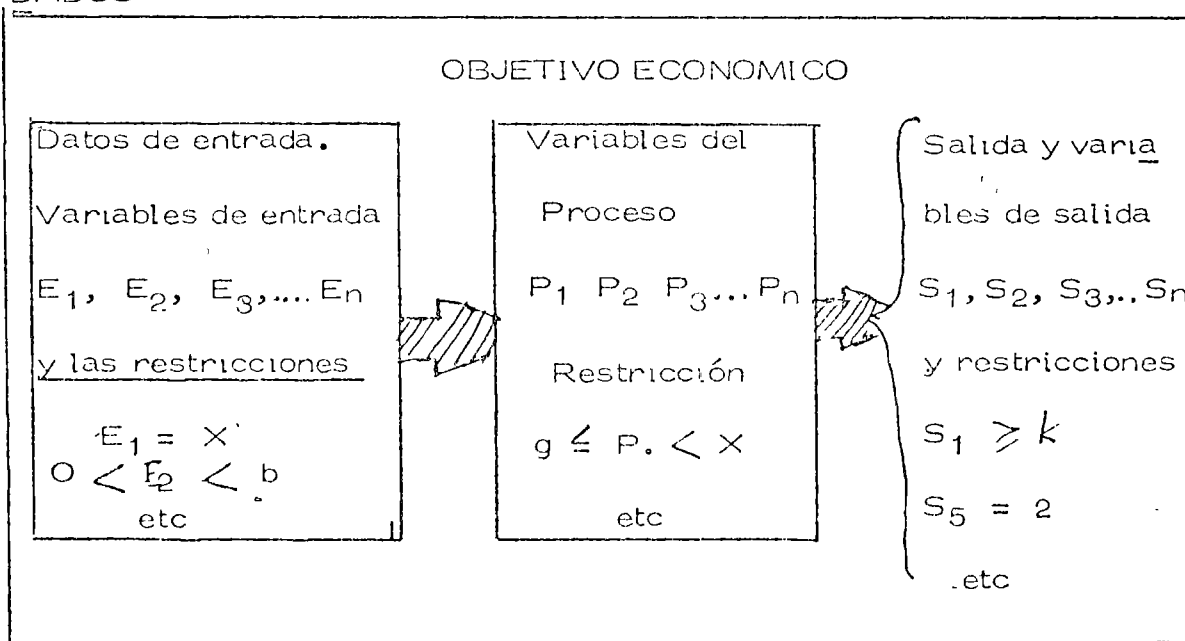
SELECCION DE VARIABLES

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

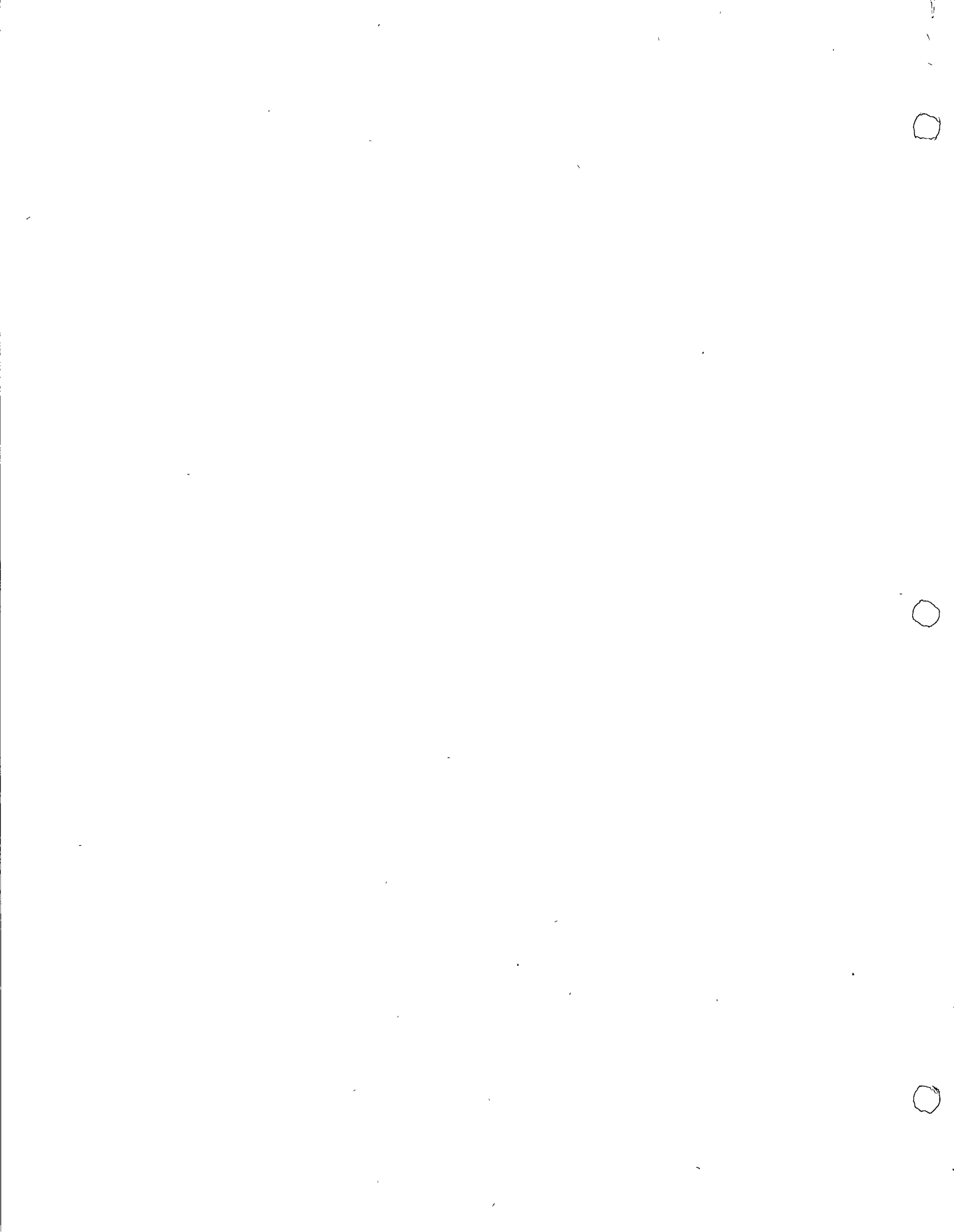
Para tomar nuestra decisión o conjunto de decisiones dentro de los considerados repasados anteriormente requerimos representar - nuestro proceso (sistema), de tal manera que operando sobre la - representación modificando los valores de las variables controlables tengamos salidas que se aproximen o sean las mismas que las obteni- das al operar el sistema real .

Se define sistema como una entidad individual delimitada forma- da por un conjunto de componentes (pueden ser subsistemas) diseñã- das para actuar estimulados por factores externos (entradas) y -- orientadas para lograr la salida deseada . De acuerdo con esta defi- nición nuestro proceso constructivo en realidad constituye un siste- ma .

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-Siste- mas 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 MATEMATICOS .

Para manejar y planear sistemas , así como para ayudar a tomar decisiones sobre sistemas establecidos , se han desarrollado gran can- tidad de modelos matemáticos cuyo estudio pertenece a la investiga-- ción 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.

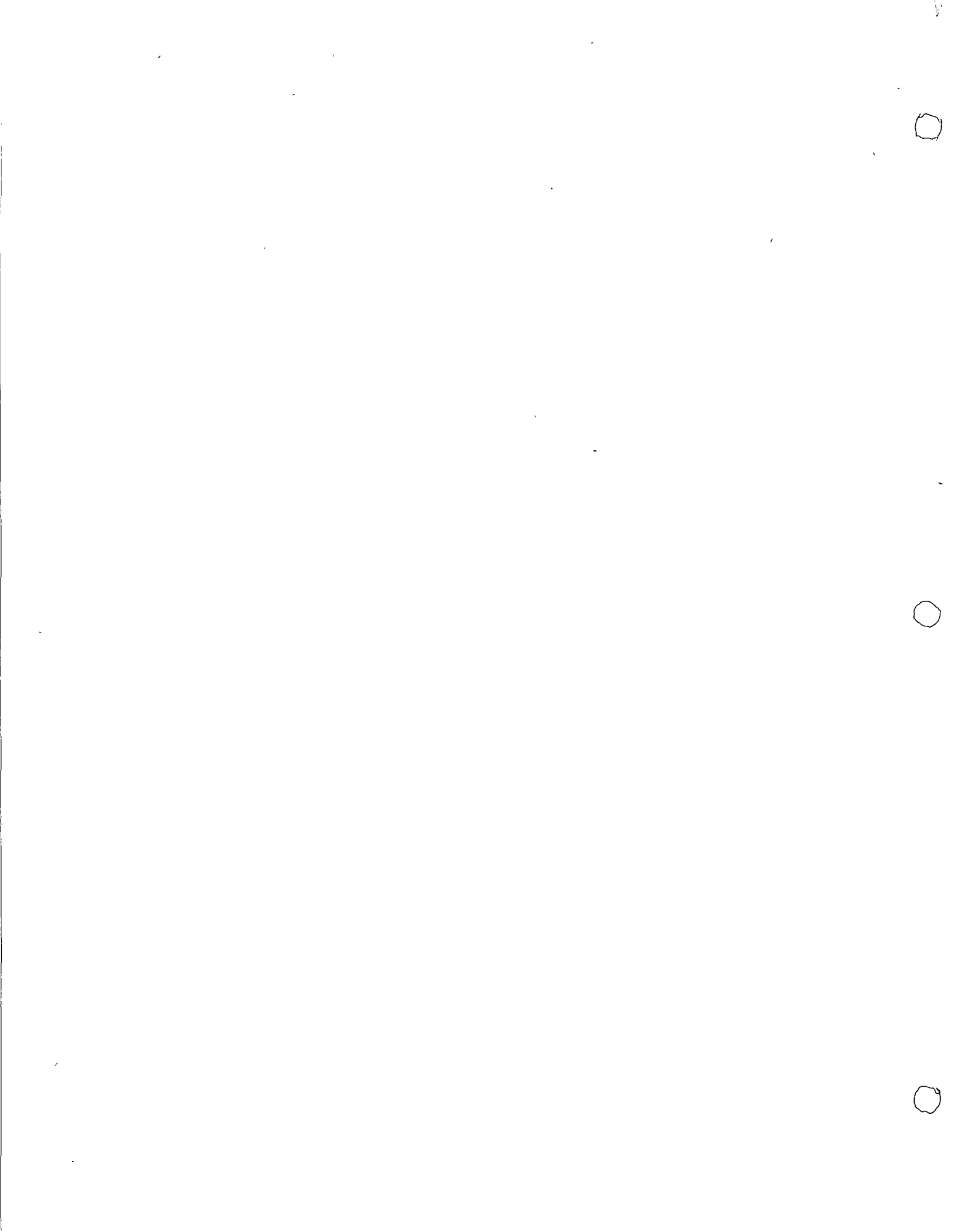
La construcción de modelos ha tenido un desarrollo impresionante en los últimos años y esta actividad se amplía cada vez más. Paralelo a la construcción, la ampliación de los modelos a la práctica se - está generalizando también y los campos en donde se puede aplicar se pluralizarán en el futuro.

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 reem- - plazo 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 (cemen



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.

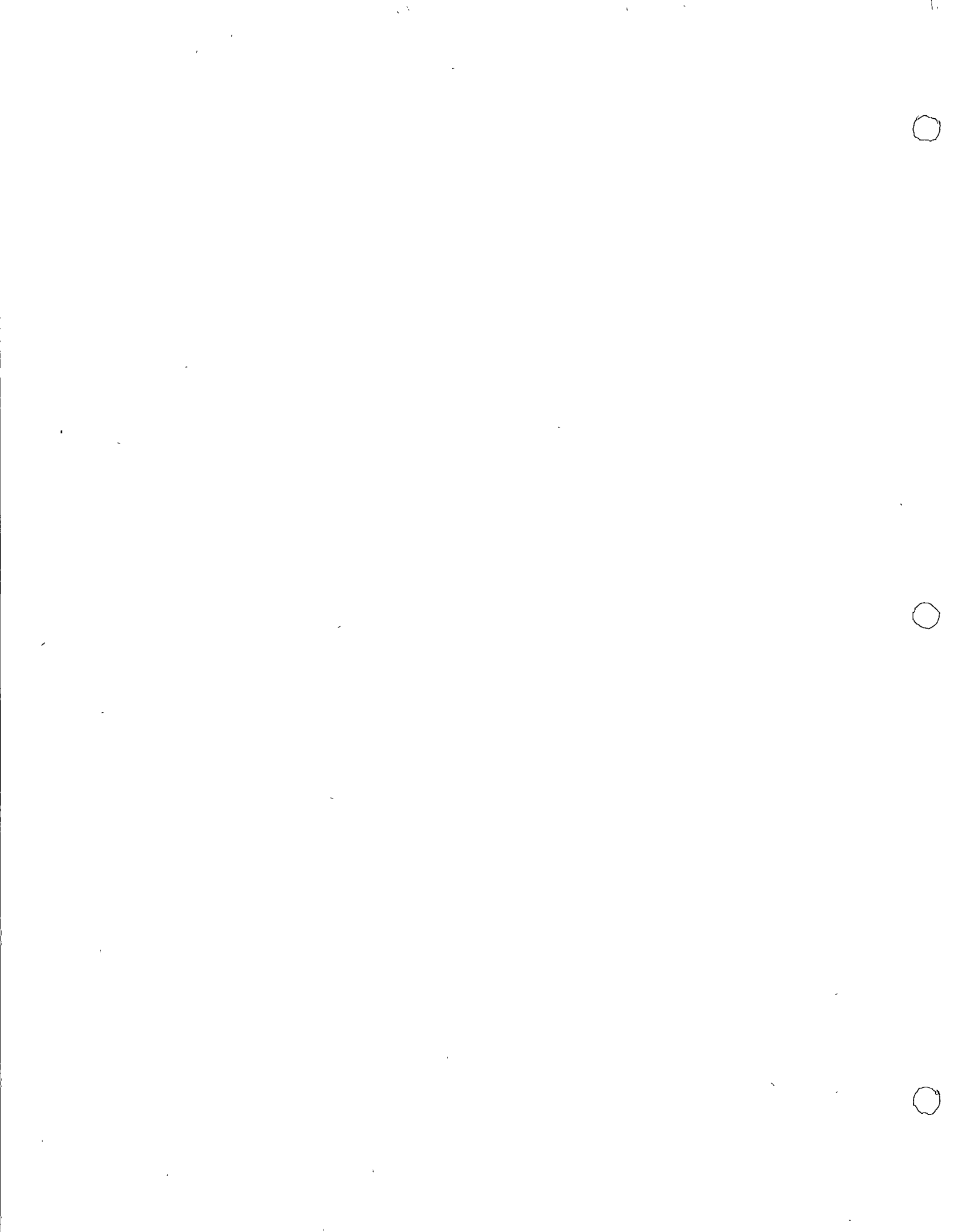
En aquellos fenómenos en los que se forma una cola porque no -- existe un equilibrio entre la demanda de servicio y la rapidez con que -- este servicio se proporciona, también pueden utilizarse modelos ya -- desarrollados.

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 -- raidez (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

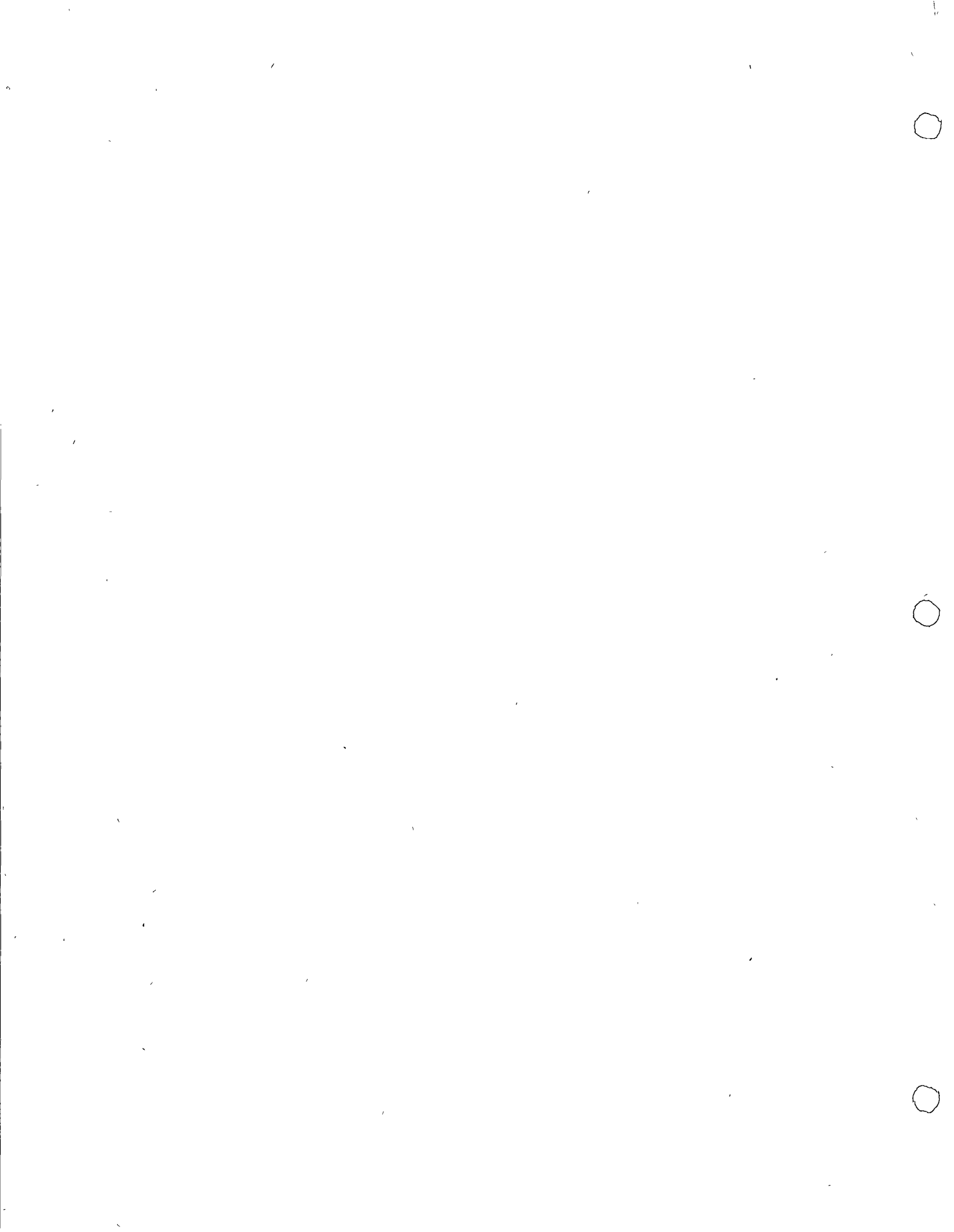


tomar en consideración el valor del dinero en el tiempo y el manejo -
de tasas de interés, temas de gran interés para las decisiones del - -
ingeniero.

Con el desarrollo de las computadoras electrónicas de la investiga-
ción de operaciones se ha desarrollado en la creación de modelos no - -
analíticos que expresan las relaciones más importantes y que simulan 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 opera-
ción 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	4.564
8	0.9235	7.652	0.4039	4.968
9	0.9143	8.566	0.3606	5.328
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	7.784
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	0.7568	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	0.7201	27.703	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		

100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
99	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
98	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
97	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
96	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
95	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
94	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
93	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
92	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
91	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
89	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
88	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
87	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
86	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
85	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
84	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
83	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
82	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
81	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
79	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
78	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
77	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
76	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
75	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
74	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
73	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
72	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
71	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
69	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
68	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
67	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
66	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
65	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
64	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
63	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
62	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
61	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
59	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
58	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
57	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
56	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
55	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
54	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
53	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
52	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
51	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
49	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
48	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
47	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
46	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
45	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
44	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
43	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
42	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
41	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
39	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
38	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
37	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
36	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
35	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
34	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
33	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
32	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
31	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
29	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
28	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
27	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
26	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
25	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
24	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
23	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
22	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
21	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
19	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
18	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
17	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
16	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
15	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
14	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
13	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
12	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
11	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
9	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
8	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
7	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

100
 99
 98
 97
 96
 95
 94
 93
 92
 91
 90
 89
 88
 87
 86
 85
 84
 83
 82
 81
 80
 79
 78
 77
 76
 75
 74
 73
 72
 71
 70
 69
 68
 67
 66
 65
 64
 63
 62
 61
 60
 59
 58
 57
 56
 55
 54
 53
 52
 51
 50
 49
 48
 47
 46
 45
 44
 43
 42
 41
 40
 39
 38
 37
 36
 35
 34
 33
 32
 31
 30
 29
 28
 27
 26
 25
 24
 23
 22
 21
 20
 19
 18
 17
 16
 15
 14
 13
 12
 11
 10
 9
 8
 7
 6
 5
 4
 3
 2
 1

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 toma 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 personas 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.

обобщения
использованы в качестве основы для построения

системы, позволяющей осуществлять управление
процессом в реальном времени.

В работе рассмотрены вопросы построения
системы управления процессом в реальном времени.

В работе рассмотрены вопросы построения
системы управления процессом в реальном времени.

В работе рассмотрены вопросы построения
системы управления процессом в реальном времени.

В работе рассмотрены вопросы построения
системы управления процессом в реальном времени.

В работе рассмотрены вопросы построения
системы управления процессом в реальном времени.

В работе рассмотрены вопросы построения
системы управления процессом в реальном времени.

В работе рассмотрены вопросы построения
системы управления процессом в реальном времени.

В работе рассмотрены вопросы построения
системы управления процессом в реальном времени.

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.

1941

...

...

...

...

DECISIONES CON VARIABLES ALEATORIAS

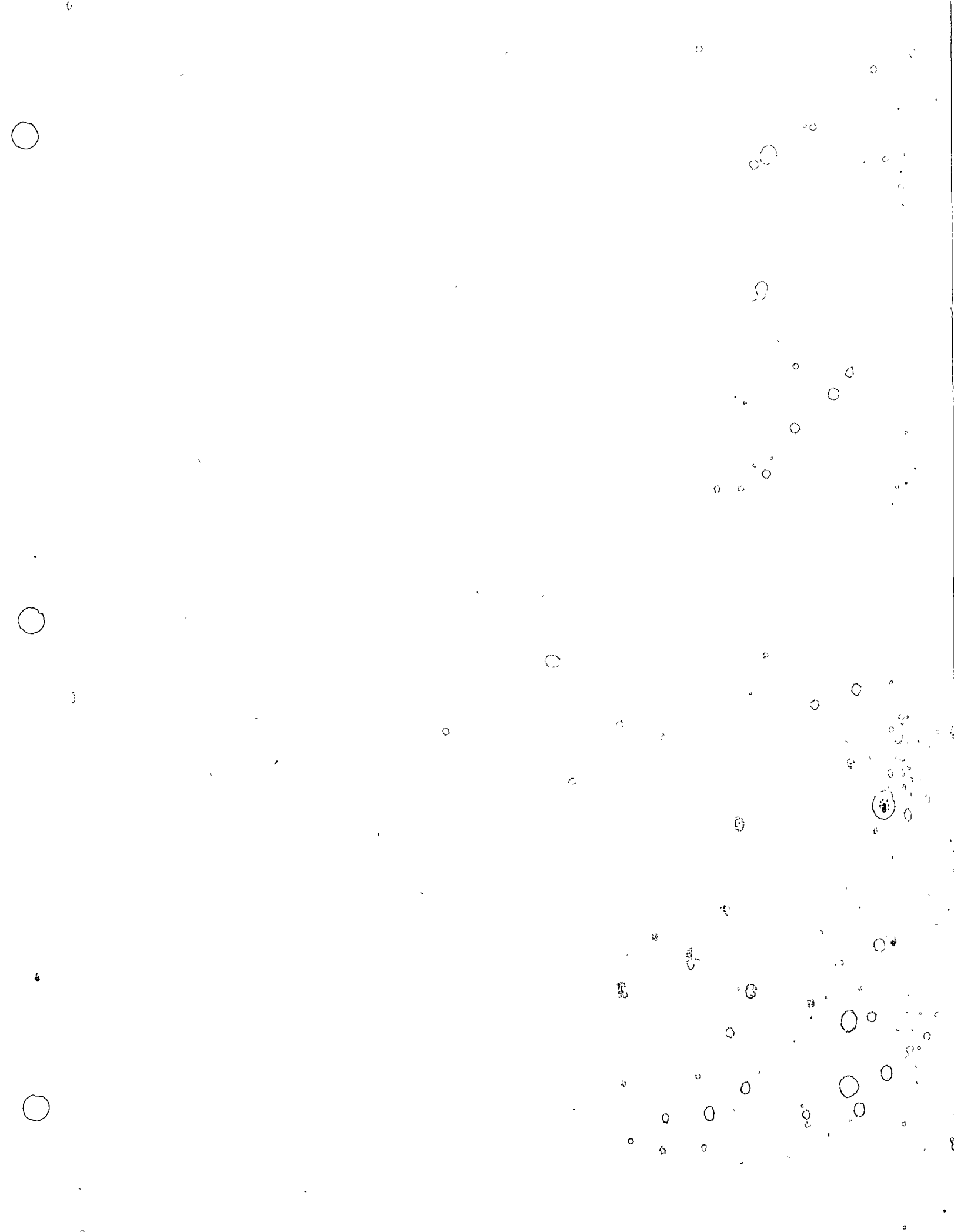
a. Generalidades.

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).

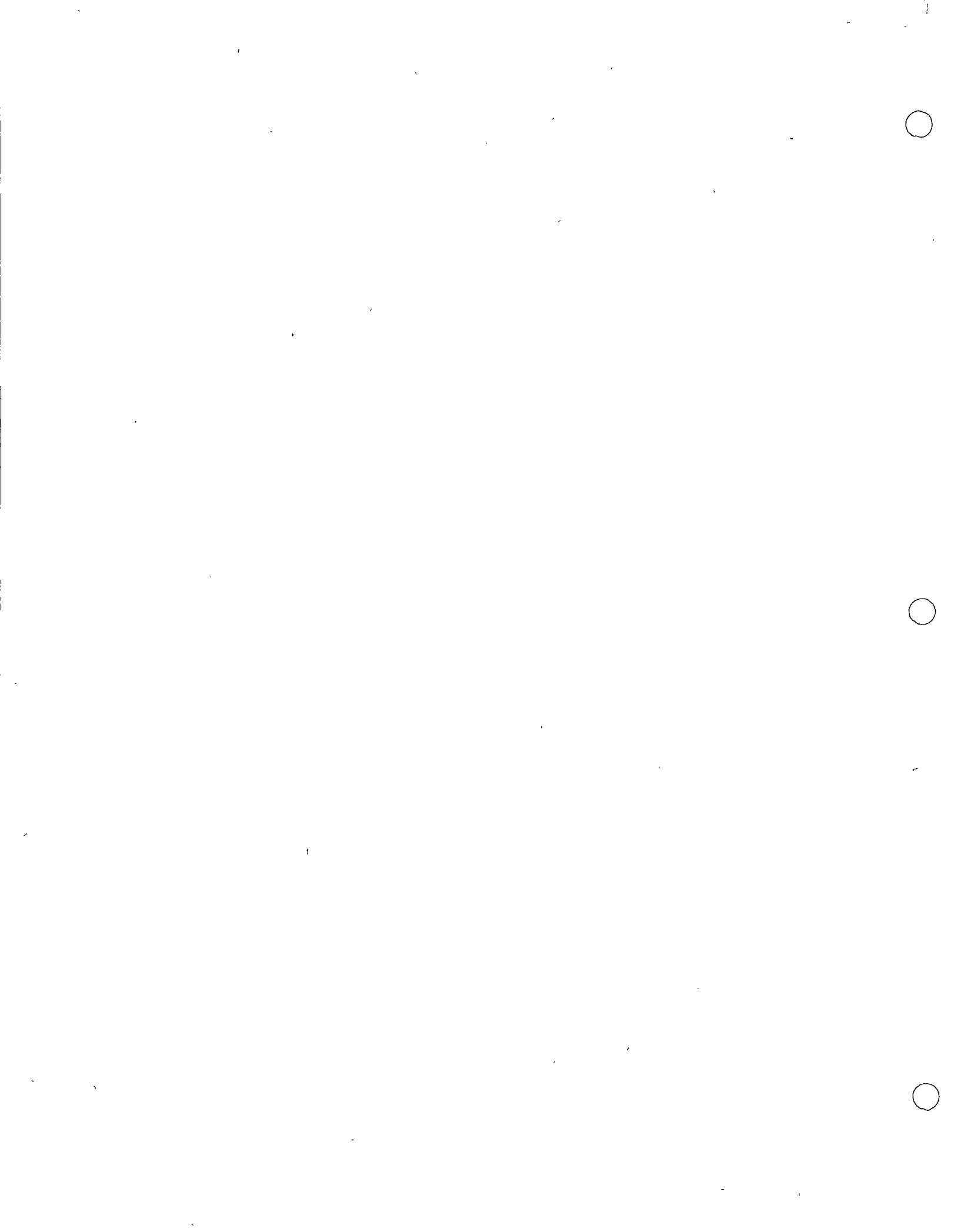
Sin embargo, dentro de los sistemas - obra es muy difícil encontrar eventos cuya probabilidad de ocurrencia sea uno. Esto nos dirige hacia la utilización de técnicas que tomen en cuenta el aspecto probabilista de los fenómenos que maneja. Esto no quiere decir que el ingeniero trate todos los problemas 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.



SINTEESIS 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:

Cuando 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 :

$$P(A \cup B) = P(A) + P(B)$$

...the ... of ...

...the ... of ...

...the ... of ...

...the ... of ...

...the ... of ...

...the ... of ...

...the ... of ...

...the ... of ...

...the ... of ...

...the ... of ...

...the ... of ...

...the ... of ...

...the ... of ...

...the ... of ...

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.- Tirar un dado, la v.a. está definida en el intervalo $(1, 6)$ y solo toma los valores 1, 2, 3, 4, 5, 6.

1. The first part of the document is a list of names and addresses.

2. The second part of the document is a list of names and addresses.

3. The third part of the document is a list of names and addresses.

4. The fourth part of the document is a list of names and addresses.

5. The fifth part of the document is a list of names and addresses.

6. The sixth part of the document is a list of names and addresses.

7. The seventh part of the document is a list of names and addresses.

8. The eighth part of the document is a list of names and addresses.

9. The ninth part of the document is a list of names and addresses.

10. The tenth part of the document is a list of names and addresses.

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:

$$E [x^n] = \sum_{i=a}^b x_i^n P(x_i)$$

Handwritten text at the top of the page, possibly a header or title.

Handwritten text in the upper middle section.

Handwritten text in the middle section.

Handwritten text in the middle section.

Handwritten text in the middle section.

Handwritten text in the middle section.

Handwritten text in the middle section.

Handwritten text in a box-like structure, possibly a signature or stamp.

Handwritten text in the lower middle section.

Handwritten text in the lower middle section.

Handwritten text in the lower middle section.

Handwritten text in the lower middle section.

Handwritten text at the bottom of the page.

Si $n = 1$, se obtiene la media de la v.a.d. y se representa por :

$$M_x = E(x) = \sum_{i=a}^b x_i P(x_i)$$

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:

$$E[(x - M_x)^2] = \sum_{i=a}^b (x_i - M_x)^2 P(x_i)$$

Si $n = 2$, se obtiene la variancia de la v.a.d. x y se representa -

por:

$$O_x^2 = E[(x - M_x)^2] = \sum_{i=a}^b (x_i - M_x)^2 P(x_i)$$

Ejemplo 13.- La variancia de la v.a.d. en el caso del problema -

8 es :

$$\begin{aligned} O_x^2 = & (2-7)^2 (1/36) + (3-7)^2 (2/36) + (4-7)^2 (3/36) + \\ & + (5-7)^2 (4/36) + (6-7)^2 (5/36) + (7-7)^2 (6/36) + \\ & + (8-7)^2 (5/36) + (9-7)^2 (4/36) + (10-7)^2 (3/36) + \\ & + (11-7)^2 (2/36) + (12-7)^2 (1/36) = 35/6 \end{aligned}$$

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.) :

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

$$\bar{x} = E[x] = \int_{-\infty}^{\infty} x f(x) dx$$

Momento de orden n con respecto a la media:

$$E[(x - M_x)^n] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - M_x)^n f(x) dx$$

Si $n=2$, se define la variancia de la v.a.c. x

$$E[(x - M_x)^2] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - M_x)^2 f(x) dx$$

1. The first part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

2. The second part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

3. The third part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

4. The fourth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

5. The fifth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

6. The sixth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

7. The seventh part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

8. The eighth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

9. The ninth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

10. The tenth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

11. The eleventh part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

12. The twelfth part of the document is a list of names and addresses of the members of the committee.

DISTRIBUCIONES TEÓRICAS 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:

$$\underbrace{[\underbrace{p \cdot p \cdot p \cdot \dots \cdot p}_x \cdot \underbrace{q \cdot q \cdot q \cdot \dots \cdot q}_{n-x}]}_{n \text{ veces}} = p^x q^{n-x} \quad (1)$$

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 :

$$\begin{aligned}\sigma_x^2 &= E \left[(x - \mu_x)^2 \right] = \sum (x - \mu_x)^2 P(x) \\ &= \sum (x - \mu_x)^2 n^C x p^x q^{n-x} = n p q\end{aligned}$$

$$\sigma_x^2 = n p q$$

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.

$$n p = \lambda \quad n \geq 50 \quad p \leq 0.10$$

$$f(x) = e^{-\lambda} \frac{\lambda^x}{x!}$$

expresión que define la d.p. de Poisson.

La media y la variancia son :

$$\mu_x = E [x] = \sum (e^{-\lambda} \frac{\lambda^x}{x!}) x = \lambda$$

$$\sigma_x^2 = E (x - \mu_x)^2 = \sum_{l=0}^n (x - \lambda)^2 e^{-\lambda} \frac{\lambda^x}{x!} = \lambda$$

b) Variables Continuas.

1. Distribución Normal.

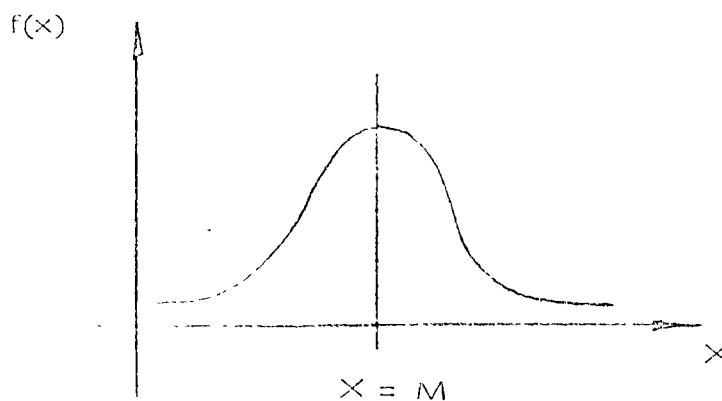
Una variable casual que se encuentra frecuentemente en la práctica es una v.a. continua cuya d.p. es la distribución normal.

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} s} e^{-\frac{(x-m)^2}{2s^2}}$$

$-\infty < x < \infty$ rango en el cual se encuentra definida la v.a.



La función anterior tiene la siguiente representación geométrica :



La media de la distribución es $M_x = m$

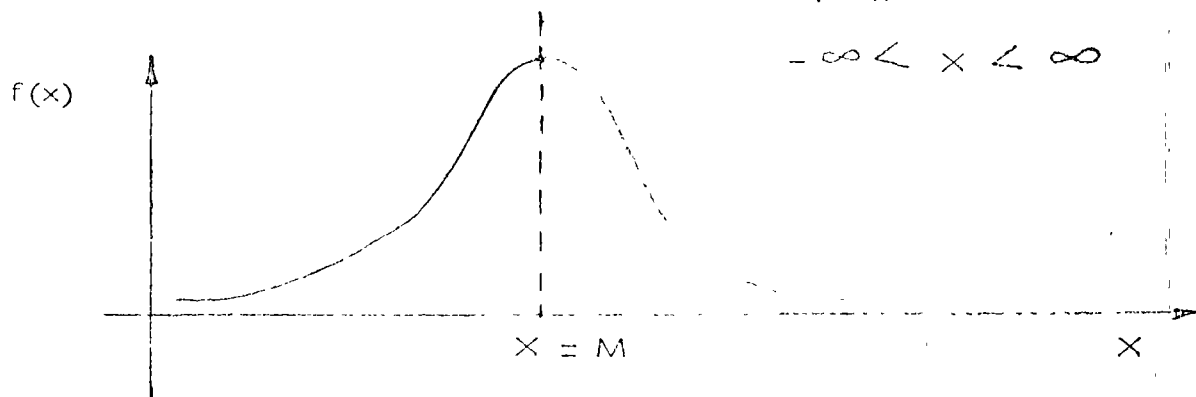
La variancia de la distribución es $\sigma_x^2 = S^2$

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 :

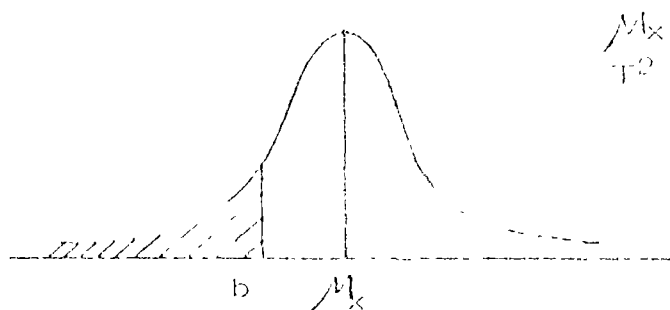
DISTRIBUCION NORMAL

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} S} e^{-\frac{(x-m)^2}{2S^2}}$$

$$-\infty < x < \infty$$

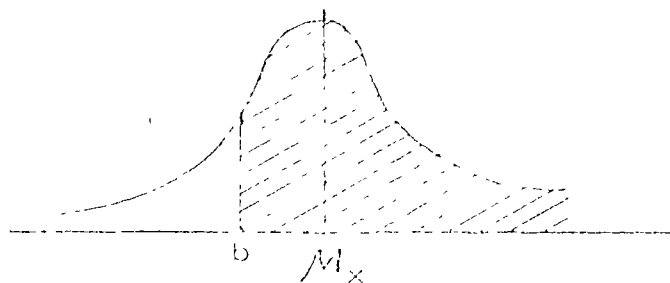




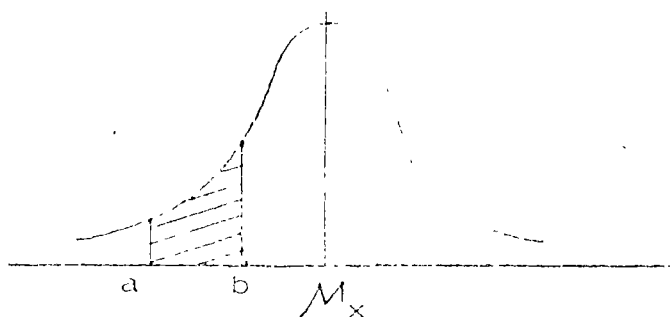


$$\begin{aligned} \mu_x &= m \\ \sigma^2 &= s^2 \end{aligned}$$

$$P(x < b) = \int_{-\infty}^b f(x) dx$$



$$P(x > b) = \int_b^{\infty} f(x) dx$$



$$P(a \leq x \leq b) = \int_a^b f(x) dx$$

2.- Distribución Gamma y Exponencial.

Se dice que la v. a. x , tiene distribución gamma si su d. p. es de la forma :

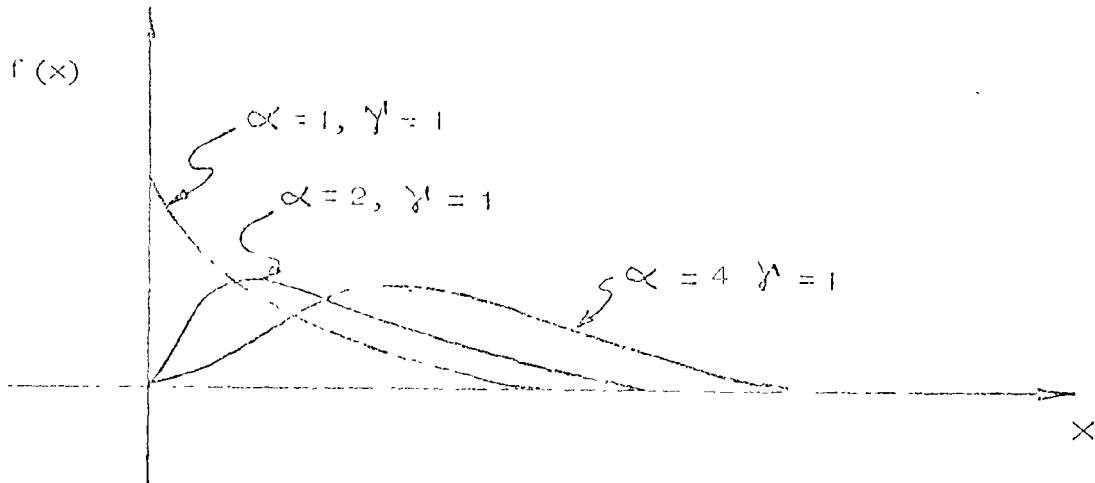
$$f(x) = \frac{1}{\Gamma(\alpha)} x^{\alpha-1} e^{-\frac{x}{\gamma}}$$

$$x > 0, \alpha > 0, \gamma > 0$$



$\Gamma(\alpha) = \int_0^{\infty} x^{\alpha-1} e^{-x} dx$ recibe el nombre de función gamma.

$$M_x = \alpha \gamma^1 \quad \sigma_x^2 = \alpha \gamma^2$$



Si $\gamma = 1$ a la función gamma se le llama distribución exponencial.

$$f(x) = \frac{1}{\gamma} e^{-\frac{x}{\gamma}}$$

$$M_x = \gamma \quad \sigma_x^2 = \gamma^2$$

NOTA: Sacado del libro Ingeniería de Sistemas de la Cámara Nacional de la Industria de la Construcción



ANÁLISIS DE DECISIONES

BAJO RIESGO

por

F. J. JAUFFRED

Howard señala que .

1. EL PROCESO DE TOMAR DECISIONES SE ENCUENTRA EN LA MAYORÍA DE LOS PROBLEMAS TÉCNICOS, GOBIERNAMENTALES 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 TEORÍA 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 influencian una decisión.

Proceso del Análisis de Decisiones :

I. 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 separada 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

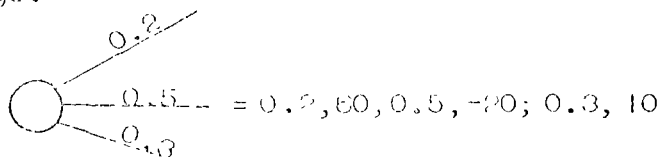
1. Esta fase principia asignando probabilidades a las variables -- de estado críticas.
2. Encontrar la incertidumbre en beneficios para cada alternativa implicada por la relación funcional a las variables de estado -- críticas y la distribución de probabilidad en esas variables de estado críticas para la alternativa. A esta distribución de -- probabilidad y el beneficio, se le llama la lotería del beneficio para la alternativa.
3. Ahora se considerará la manera de elegir entre dos alternativas con diferente lotería de beneficio. Para ello conviene emplear 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 consiste en diseñar el programa más simple para conseguir información -- cuando ya se ha encontrado que es conveniente conseguir más información.



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

$$B \sim [p, A, (1-p), C] \quad B = \begin{array}{c} \text{---} p \text{---} A \\ \circ \\ \text{---} 1-p \text{---} C \end{array}$$

En particular para algún p si $B \sim \tilde{B}$ (\tilde{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.

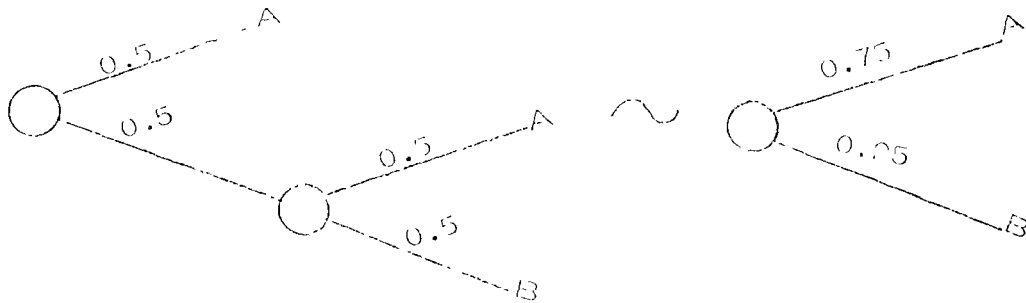
e) La ley de la monotonicidad expresa que si $A \succ B$ entonces



$$[p, A, (1-p), B] \succ [p', A, (1-p'), B]$$

si y sólo si $p > p'$

f) La ley de descomposición expresa que una lotería compuesta es indiferente a su descomposición en loterías simples.



Se define por función utilidad $u(x)$ una con las siguientes características:

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 para buscar una optimización posterior. Por ejemplo todas las actividades que se refieran a compactación.

b) CONSIDERANDO GASTOS INDIRECTOS

Puede considerarse el sistema obra completo, lo cual es complicado, pero más comúnmente se consideran algunas variables significativas que tienen que ver con gastos generales y se controlan como tales. Por ejemplo considerar el Costo del Almacén, Costo del Financiamiento, 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 especial 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.





a



DECISIONES A NIVEL GERENCIA

Las decisiones a nivel gerencia se tomarán considerando el sistema-empresa. En este sistema las obras son subsistemas.

Es común que una decisión a nivel gerencia 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.



ANÁLISIS 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	<u>\$ 7,000</u>	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	<u>\$ 21,000</u>	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, habrá 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 normalmente pone a nuestra disposición el departamento de contabilidad.

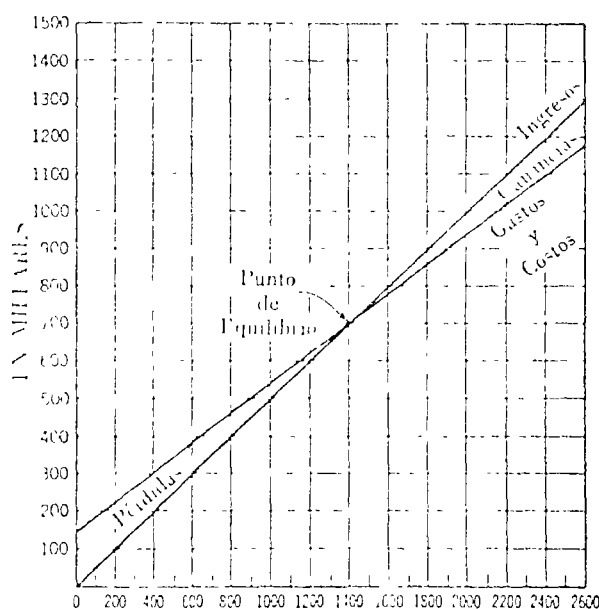
Costos Fijos

Gastos de fabricación	= \$105.000 anuales
Gastos 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
Gastos 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

$$\begin{aligned} \text{Punto de Equilibrio} &= \frac{F}{(p - b)} = \frac{\$140.000}{\$500 - \$400} \\ &= 1.400 \text{ unidades anuales} \end{aligned}$$

Punto de Equilibrio 1,400

$$\begin{aligned} (\text{como \% de capacidad de la planta}) &= \frac{1.400}{2.000} \\ &= 0,70, \text{ o sea } 70\% \end{aligned}$$

La representación gráfica se muestra en la Figura 1.

Como 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:

$$\left[\begin{array}{c} \text{Nuevo} \\ \text{Punto de} \\ \text{Equilibrio} \end{array} \right] = \left[\begin{array}{c} \text{Antiguo} \\ \text{Punto de} \\ \text{Equilibrio} \end{array} \right] - \left[\begin{array}{c} I \\ + \\ I \end{array} \right]$$



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 nos 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

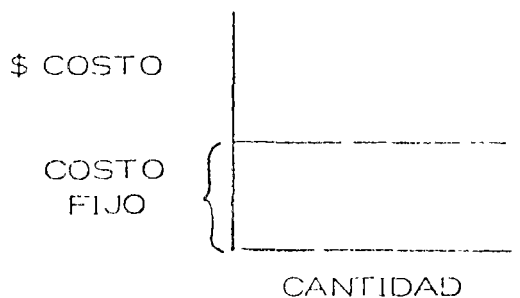


Clases de costos

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.

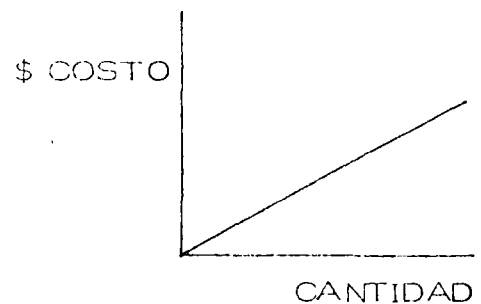
Los costos fijos son los que no varían con la producción de distintas cantidades. Algunos ejemplos son: renta, seguro y determinados costos de instalaciones industriales. La representación gráfica de esta clase de costo se muestra en la figura 2.

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

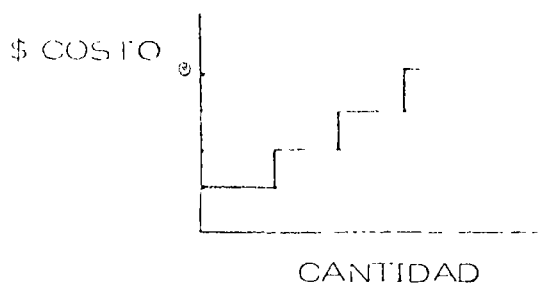
FIGURA 2



COSTO VARIABLE

FIGURA 3





COSTO SEMI-VARIABLE

FIGURA 4

Los costos semi-variables son los que permanecen fijos hasta que se alcanza 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-



dremos utilizar las fórmulas que tratan estos costos semi-variables -- como fijos. Todo lo que tenemos que hacer es dibujar un gráfico de to dos 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.



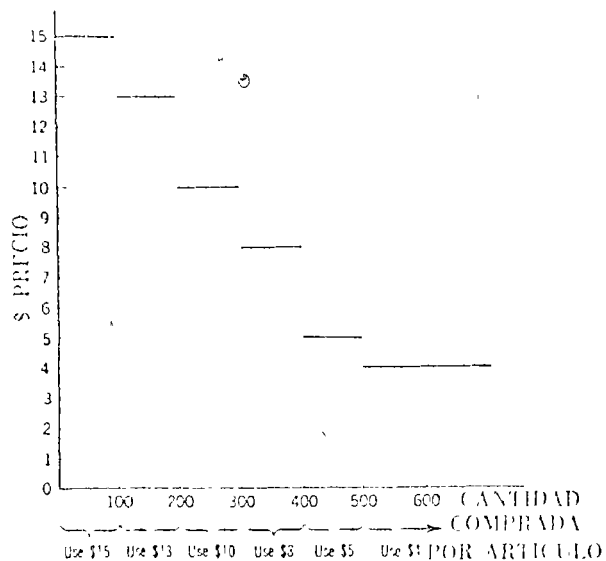


GRAFICO DE PRECIO VARIABLE
FIGURA 5

INGRESOS
DE
CIENTOS
DE PESOS

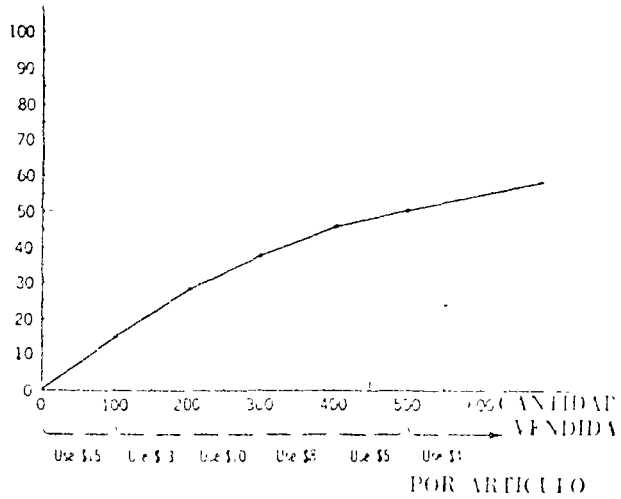


GRAFICO DE INGRESOS POR PRECIO VARIABLE
FIGURA 6



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.

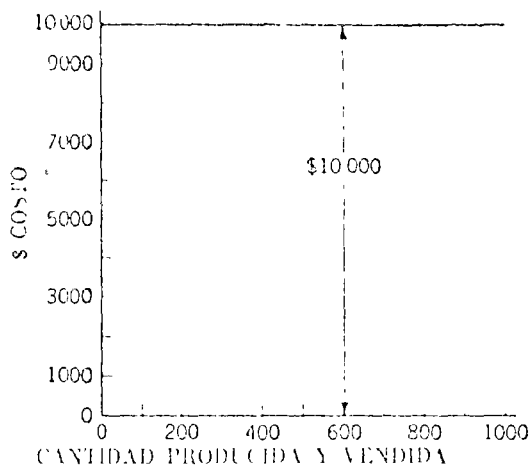
Ejemplo: Supongamos que tenemos tres clases de costos y gastos asociados a la fabricación de cierto producto (A). No se mencionan-- por nombre o clasificación, pero se muestran en la tabla 2.

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.

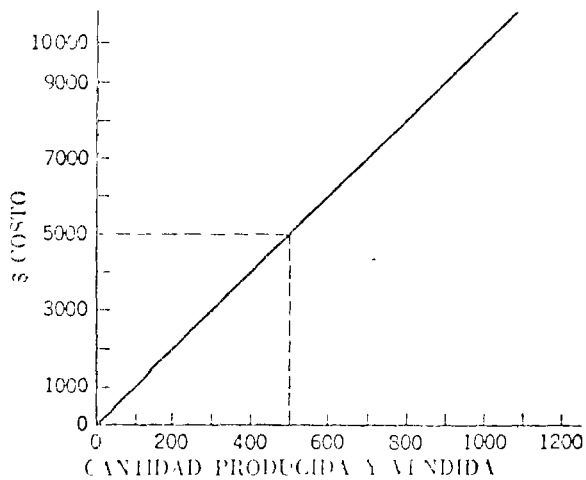
En la figura 11 se ha colocado el total de los gastos de la tabla 2 y los ingresos de la tabla 3. La intersección de ambas líneas indica -- que 500 artículos marcan el punto de equilibrio.





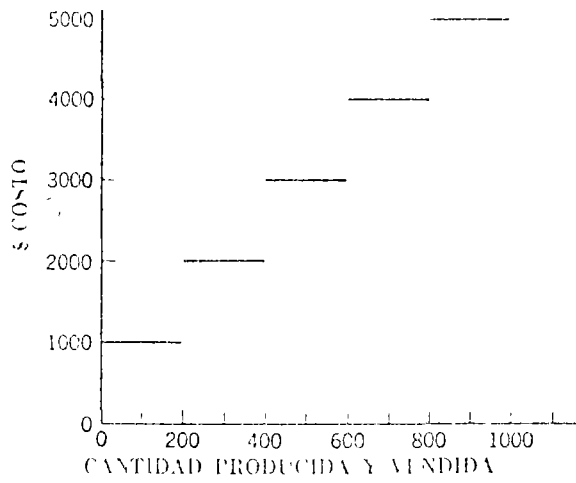
COSTO FIJO DEL PRODUCTO A
FIGURA 7

COSTO VARIABLE DEL PRODUCTO A
FIGURA 7



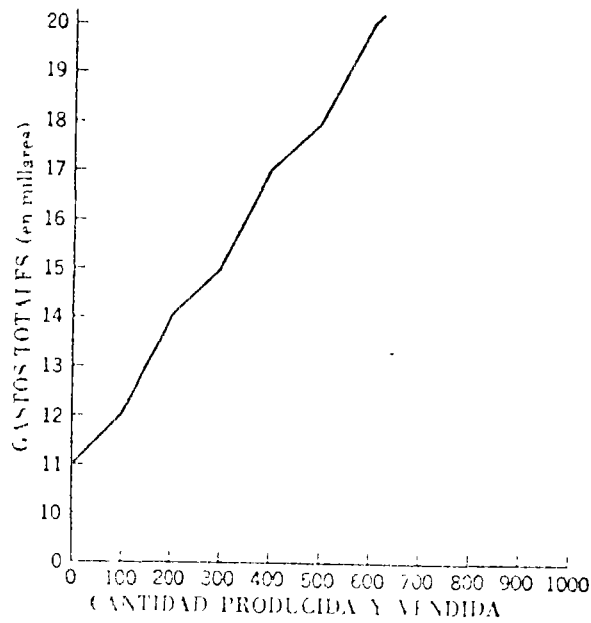
COSTO VARIABLE DEL PRODUCTO A
FIGURA 8





COSTOS SEMI-VARIABLES DEL PRODUCTO A

FIGURA 9



COSTOS TOTALES DEL PRODUCTO A

FIGURA 10



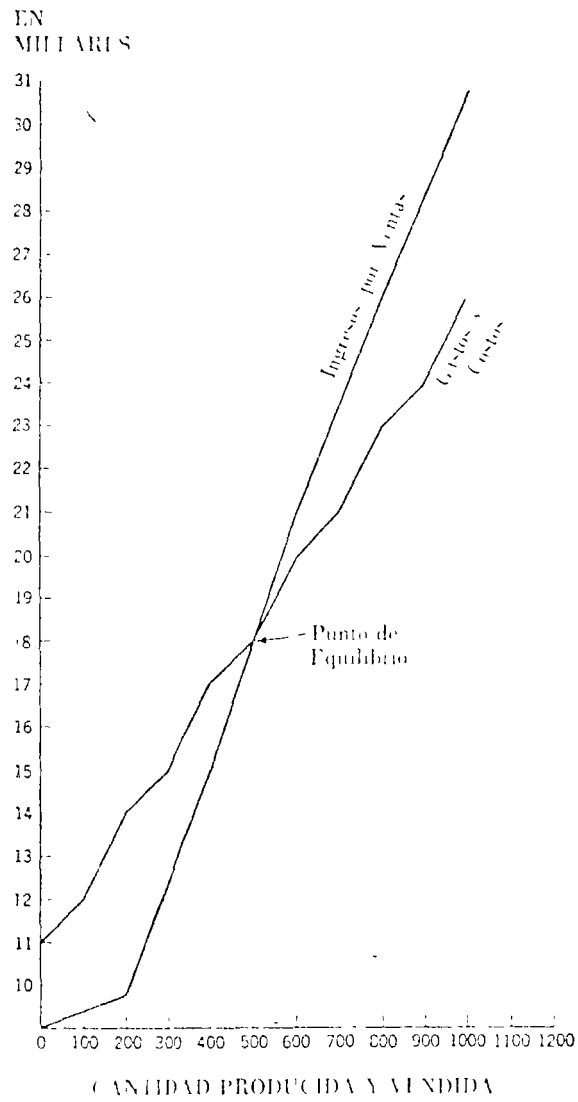
TABLA 2
 COSTOS Y GASTOS DEL PRODUCTO A

Cantidad Producida (en ar- tículos)	Costos Fijos (\$/anual)	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 normalmente 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:

$$\begin{array}{l} \text{Plan de Comisión} \\ \text{Únicamente:} \end{array} \quad y = (0,1)x$$

$$\begin{array}{l} \text{Plan de Salario} \\ \text{más Comisión:} \end{array} \quad y = \$2.000 + (0,05)x$$

Se determina el punto de equilibrio haciendo estas ecuaciones iguales y resolviéndolas por "x" :

$$\begin{array}{l} (0,1)x = \$2.000 + (0,05)x \\ \text{ó: } (0,1 - 0,05)x = \$2.000 \\ \text{ó: } (0,05)x = \$2.000 \end{array}$$

$$\text{entonces: } x = \frac{\$2.000}{(0,05)} = \$40.000 \text{ ventas}$$



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?

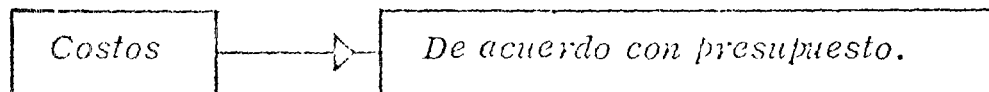
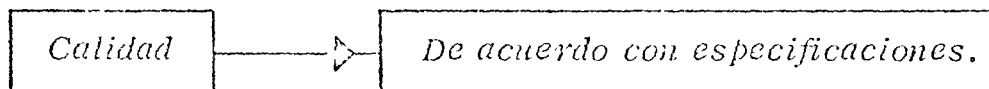
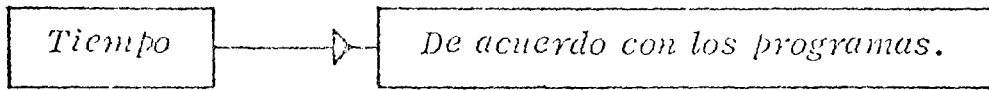
- 1) Programas {
 - De Obra.*
 - De Recursos.*
 - De egresos.*
 - De ingresos.*

- 2) Costos {
 - De recursos.*
 - De conceptos de obra.*
 - Indirectos.*

- 3) Especificaciones {
 - De materiales.*
 - De resultados.*
 - De medición.*



¿ Qué hay que controlar ?





¿ Cómo planear ?

