

3. ESTABILIZACION DE SUELOS

Ing. Carlos Fernandez Loaiza

I. GENERALIDADES.

Es de todos conocida la variabilidad u complejidad de los suelos, sin embargo, debido a sus diversas utilidades, el ingeniero tiene grandes oportunidades para desarrollar sus habilidades, al utilizar a los suelos como un material ingenieril.

Desafortunadamente en la República Mexicana existen muchos suelos que en su estado natural no son adecuados para la construcción por no reunir los requisitos especificados. En estos casos el ingeniero deberá tomar una de las 3 decisiones siguientes:

- Aceptar el material tal y como está y efectuar el diseño de acuerdo con las restricciones impuestas por la calidad del material.
- Remover y deshechar el suelo del lugar y sustituirlo por un suelo de características adecuadas.
- Alterar o cambiar las propiedades del material existente de tal manera que se obtenga un material que reúna en mejor forma los requisitos impuestos, o cuando menos que la calidad obtenida sea adecuada.

El objeto del presente trabajo es el considerar solamente lo que respecta a la tercera decisión, es decir, que nos referimos solamente a lo que se conoce como Estabilización de Suelos.

Las propiedades de un suelo se pueden alterar de muchas formas como puede ser: por medios mecánicos, drenaje, medios eléctricos, cambios de temperatura o adición de agentes estabilizantes.

Debe tenerse siempre muy presente que debido a la gran variabilidad de suelos, cada método resulta aplicable solamente a un número limitado de ellos. Desafortunadamente, en unos cuantos metros podemos tener variabilidad en los suelos, de tal manera que aplicando un cierto sistema de estabilización, éste puede no ser efectivo para todos los suelos encontrados y la elección del tipo de estabilización estará gobernada por el número y tipo, así como la extensión de los suelos en los que el tipo de estabilización sea efectivo. También es indispensable reconocer que la estabilización no es una herramienta mágica, que nos ayude a mejorar todas las propiedades de un suelo. Por consiguiente, se debe tener una clara apreciación de las propiedades que se desee mejorar, pues éste requisito específico es un elemento muy importante para tomar la decisión correcta, acerca de la conveniencia de la estabilización.

- En primer lugar, se debe tener en cuenta que el sistema de gestión de la información es un proceso dinámico que evoluciona con el tiempo y que debe adaptarse a los cambios de la organización y del entorno. Por lo tanto, es necesario establecer un marco de referencia que permita evaluar el desempeño del sistema de gestión de la información en función de los objetivos de la organización y de las necesidades de los usuarios.

- En segundo lugar, se debe tener en cuenta que el sistema de gestión de la información es un proceso que involucra a toda la organización y que debe ser diseñado y desarrollado de manera participativa. Por lo tanto, es necesario establecer un marco de referencia que permita evaluar el desempeño del sistema de gestión de la información en función de los objetivos de la organización y de las necesidades de los usuarios.

- En tercer lugar, se debe tener en cuenta que el sistema de gestión de la información es un proceso que involucra a toda la organización y que debe ser diseñado y desarrollado de manera participativa. Por lo tanto, es necesario establecer un marco de referencia que permita evaluar el desempeño del sistema de gestión de la información en función de los objetivos de la organización y de las necesidades de los usuarios.

- En cuarto lugar, se debe tener en cuenta que el sistema de gestión de la información es un proceso que involucra a toda la organización y que debe ser diseñado y desarrollado de manera participativa. Por lo tanto, es necesario establecer un marco de referencia que permita evaluar el desempeño del sistema de gestión de la información en función de los objetivos de la organización y de las necesidades de los usuarios.

El sistema de gestión de la información es un proceso dinámico que evoluciona con el tiempo y que debe adaptarse a los cambios de la organización y del entorno. Por lo tanto, es necesario establecer un marco de referencia que permita evaluar el desempeño del sistema de gestión de la información en función de los objetivos de la organización y de las necesidades de los usuarios.

- En quinto lugar, se debe tener en cuenta que el sistema de gestión de la información es un proceso que involucra a toda la organización y que debe ser diseñado y desarrollado de manera participativa. Por lo tanto, es necesario establecer un marco de referencia que permita evaluar el desempeño del sistema de gestión de la información en función de los objetivos de la organización y de las necesidades de los usuarios.

del orden de 10%, ya que ésta inhibe la acción de tales agentes. El incremento en el peso volumétrico, de un suelo orgánico mediante la compactación, se ha considerado, en general, como un incremento en la resistencia, pero cabe indicar que existen algunas excepciones como por ejemplo cuando se crean presiones de poro en exceso de la hidrostática.

Por otro lado, dependiendo de la humedad y energía de compactación se pueden lograr diferentes características de resistencia en un suelo arcilloso, ya que un suelo de estos compactado del lado seco de la curva de compactación, con la humedad de compactación, presentan un comportamiento relativamente elástico y con una resistencia relativamente alta; mientras que éste mismo suelo compactado con una alta humedad, no obstante que su peso volumétrico seco sea alto, presentaría resistencias bajas y comportamiento plástico o viscoso; este efecto se debe en general a que una alta humedad, produce en una arcilla, efectos de repulsión entre sus partículas propiciando con ello que la cohesión sea menor que en el caso de emplear humedades de compactación bajas.

Por otro lado, se ha visto que en suelos finos tiene una importancia decisiva la forma de aplicación de la energía de compactación, sobre todo cuando se emplean humedades más altas que la óptima, pues por ejemplo, la energía aplicada por impactos puede ocasionar que un suelo compactado del lado húmedo presente resistencias del orden de hasta 4 veces menores que la resistencia que, a igualdad de circunstancias, presenta el mismo suelo compactado en forma estática. La aplicación a lo anterior reside en la diferente estructuración que adoptan las arcillas al ser compactadas mediante procedimientos de compactación diferentes.

Algunos de los principales procedimientos para incrementar el peso volumétrico de un suelo son:

Compactación mediante amasado, vibración o impactos.

Vibroflotación.

Precarga.

Drenaje.

Adición de agentes que reduzcan la fricción y cohesión entre las partículas.

Resulta un tanto evidente que los procedimientos que sirvan para mantener a un suelo sin que se produzcan cambios volumétricos, son también adecuados para mantener la resistencia en un suelo, como lo es la adición de agentes que transformen a un suelo fino en una masa rígida o granular. Estos agentes pueden ser químicos o térmicos teniendo entre los primeros al cemento Portland y a la cal como los más comunes.

Debe sin embargo, tenerse muy presente que en general el agua ablanda a los suelos cohesivos, razón que obliga a que cuando se quiera tener una resistencia que permanezca con el tiempo, en suelos arcillosos, se propicie el adecuado drenaje.

Algunas veces se requiere incrementar la resistencia a la deformación de un suelo o bien incrementar su capacidad de carga en forma temporal y se acude a procedimientos de electrósmosis.

El procedimiento de vibroflotación es especialmente aplicable en la compactación de arenas o suelos con alta permeabilidad y consiste en la inserción, en el suelo arenoso suelto, de un dispositivo vibratorio, capaz de aplicar un chiflón de agua simultáneamente con el vibrado, de tal manera que al encontrarse dicho dispositivo dentro del suelo inyectando agua y vibrando se produce la licuación de la arena lográndose con ello su compactación.

El incremento del peso volumétrico de un suelo arcilloso mediante precarga consiste en la colocación de una carga superficial sobre el suelo en cuestión con el objeto de preconsolidarlo. Después de la precarga el suelo tiene todas las características deseables de un terreno preconsolidado, si se compara con uno normalmente consolidado, es decir, que es menos compresible y más resistente, aumentándose con ello la capacidad de carga y disminuyéndose los asentamientos. Es muy importante, sin embargo, tener presente que este método de estabilización puede requerir de períodos largos, dependiendo éstos de condiciones tales como las trayectorias de drenaje, permeabilidad del suelo, espesor de las capas, coeficiente de consolidación y grado de saturación.

El drenaje de un suelo hace que se reduzca la cantidad y/o presión en el agua intersticial, lo que suele permitir el aumento del peso volumétrico de un suelo y de esta manera mejorar su resistencia. Se suelen utilizar drenes de arena verticales conjuntamente con la precarga para provocar una rápida consolidación. Sin embargo, para tener una adecuada eficiencia en los drenes verticales es necesario que la capa de suelo blando sea gruesa, ya que de esta manera la trayectoria vertical de flujo sería muy larga, es también necesario que la permeabilidad horizontal del suelo sea varias veces mayor que la permeabilidad vertical. El drenaje de un suelo arcilloso se mejora notablemente mediante la electrósmosis, la cual consiste en la aplicación de una corriente eléctrica directa a través de un suelo saturado, de tal manera que se provoca el movimiento del agua hacia el cátodo de donde es posteriormente removida. Si el agua removida no es reemplazada en el suelo éste se consolida y aumenta su resistencia, si dicha agua es reemplazada simplemente se mantiene un flujo de agua a través del suelo con una velocidad relativamente alta, en comparación con la velocidad que se tendría drenando al suelo por gravedad. Adicionalmente, la corriente eléctrica dentro del suelo puede provocar intercambios iónicos, deposición de sólidos procedentes de la descomposición electroquímica de los electrodos y alteración en el arreglo estructural de las partículas. A la combinación de estos 3 factores se le conoce como estabilización electro-osmótica o simplemente estabilización eléctrica.

3. Permeabilidad.

En los suelos la permeabilidad se plantea, en términos generales, en dos problemas básicos como lo es el relacionado con la disipación de las presiones de poro y el relacionado con el flujo del agua a través del suelo. El tener presiones de poro excesivas puede originar deslizamientos en terraces

ras y el flujo de agua puede originar tubificaciones y arrastres.

Si se compacta un suelo arcilloso con humedades muy bajas o prácticamente en seco, se obtendrá finalmente una alta permeabilidad en el suelo debido a los grumos que no se disgregan, resistiendo al esfuerzo de compactación y permitiendo con ello que se forme una gran cantidad de vacíos intersticiales. Mientras más alta sea la humedad de compactación, se producirán menores permeabilidades en el suelo compactado, ya que éste tiene mayores oportunidades de deformarse, eliminándose así grandes vacíos. En la Fig. 1 se ilustra la variación de la permeabilidad para diferentes humedades de compactación; en la parte superior de la figura, se ilustra la variación del peso volumétrico contra la humedad, correspondiendo los puntos blancos a los datos obtenidos después de la compactación de los especímenes y los puntos negros a los datos obtenidos después de la saturación conservando a los especímenes en tal forma que se restringió su expansión volumétrica. Una vez saturados los especímenes y establecido el flujo constante de agua, se midió su permeabilidad, obteniendo los mencionados resultados. Nótese que a medida que la humedad de compactación aumenta la permeabilidad disminuye cuando nos encontramos en el "lado seco" de la curva "d-w"; se tiene una permeabilidad mínima cerca de la humedad óptima "w opt", mientras que a la derecha de dicha humedad, "lado húmedo" de la curva, se presenta un ligero incremento en la permeabilidad. Esto último, se debe a que al compactar al suelo del "lado húmedo" el agua de compactación llena espacios que ocupan las partículas cuando nos encontramos en el "lado seco" y esto hace que el suelo aunque se encuentre orientado presente una mayor permeabilidad que cuando se le compactó con una humedad cercana a la óptima. Al incrementar la energía de compactación se obtendrá una permeabilidad todavía menor debido a que se tiene una mejor orientación de las partículas a la vez que se cerrará más la estructura.

Se puede reducir la permeabilidad de un suelo mediante la inyección de lechadas; sin embargo, debido a que estos productos no sellan perfectamente a los poros finos, solamente se logra disminuir el gasto y la velocidad del flujo sin lograr una impermeabilidad adecuada. Algunos defloculantes como el polifosfato pueden sellar perfectamente a un suelo. En la actualidad se cuenta también con algunos aditivos líquidos y emulsiones que al penetrar en el suelo se adhieren a las paredes de los conductos capilares haciendo que el suelo sea parcialmente hidrofóbico, pero hay que tener en cuenta que los productos "hidrofobos" generalmente hacen que la cohesión del suelo se reduzca parcial o totalmente.

El control práctico del movimiento de la humedad en un suelo establece una interesante paradoja, la cual consiste en que, en ciertas circunstancias una zona arenosa altamente permeable puede funcionar como una zona completamente impermeable si subyace a una arcilla ya que destruye los efectos de succión en ésta. La succión o potencial capilar, es otro aspecto muy importante ligado con la permeabilidad de un suelo, ya que las variaciones de la succión en un suelo originan el movimiento de la humedad de zonas de baja succión a zonas de alta succión por lo cual la humedad sufre redistribuciones, hasta que se alcanza un nuevo estado de equilibrio que involucra una distribución no uniforme de la humedad. Dos suelos diferentes que se encuentran en contacto pueden estar en un estado de humedad en equilibrio, aunque sus contenidos de agua sean diferentes.

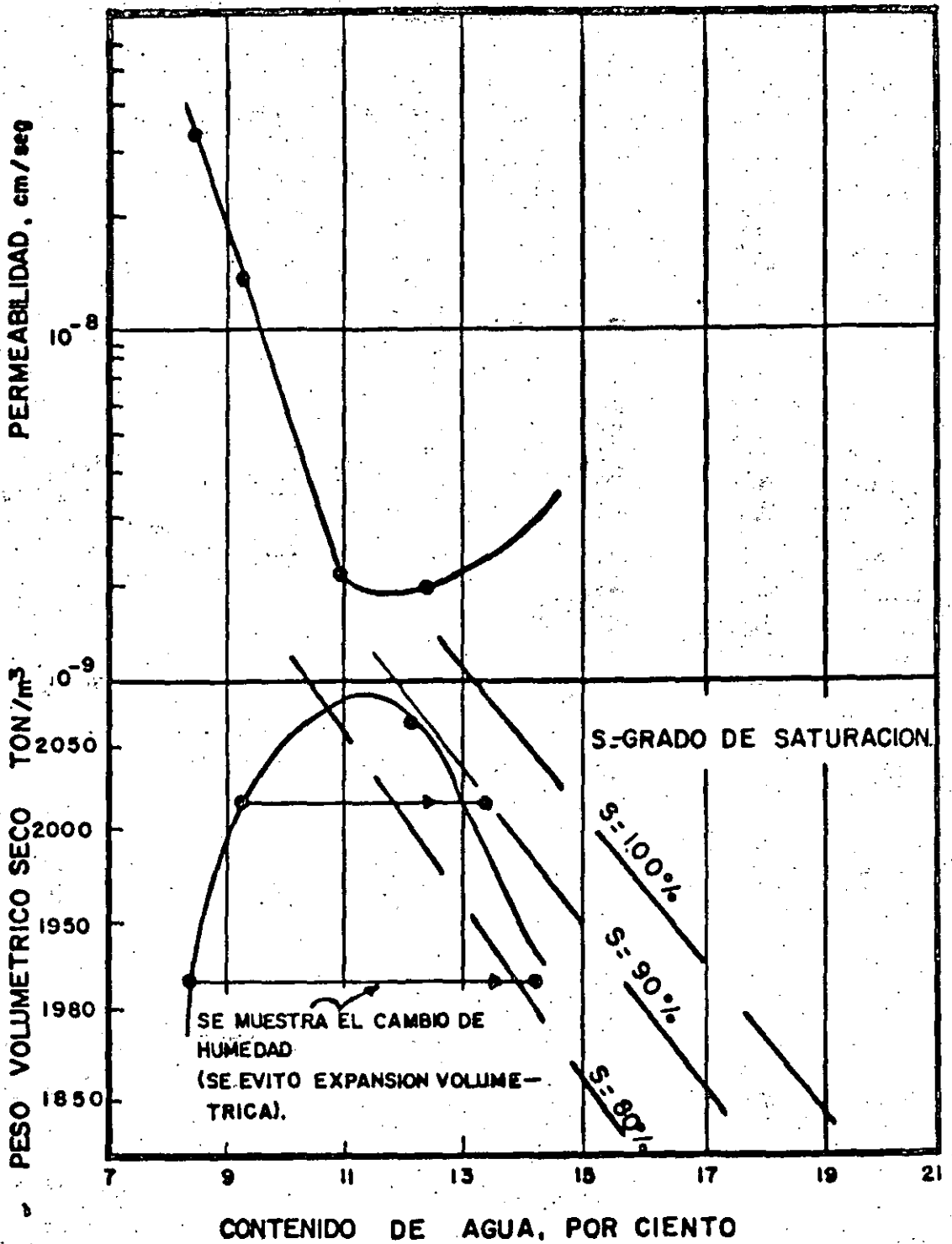


Fig. 1. Pruebas de compactación y permeabilidad en arcillas de Siburua.

Los métodos de estabilización para modificar la permeabilidad de un suelo, no necesariamente mejoran su estabilidad volumétrica o resistencia mecánica y en algunos casos pueden inclusive resultar contraproducentes en estos aspectos.

4. Durabilidad.

Al igual que con todos los materiales de construcción, una condición muy deseable en los suelos estabilizados es la durabilidad, definida como la resistencia a los procesos de intemperización, erosión y abrasión. La durabilidad en caminos está relacionada con las capas superficiales de los pavimentos en la formación de baches o disgregaciones, erosiones en los taludes y cortes y cambios en la textura de los agregados de las carpetas. Ocasionalmente, sin embargo, se presentan erosiones profundas internas en los terraplenes o cortes debido no solo a una baja durabilidad sino también a una alta permeabilidad. Desde luego, que una baja durabilidad tiene una alta repercusión en el costo del mantenimiento, más que en fallas estructurales de consideración. En los suelos estabilizados la durabilidad baja se debe en general a un diseño deficiente que puede tener su origen en la elección de un estabilizante inadecuado, por ejemplo cuando se aplica cal hidratada con algún tipo de arcilla con la cual no reacciona favorablemente, también puede deberse a una cantidad insuficiente de estabilizante, o a una resistencia inadecuada contra los ataques del agua o agentes químicos, por ejemplo, suelos arcillosos estabilizados con cemento en zonas salinas.

Actualmente, una deficiencia importante en los estudios de las estabilizaciones es la carencia de pruebas adecuadas para estudiar la durabilidad. Las pruebas de intemperismo a veces no son adecuadas para el estudio de agregados para pavimentos por no reproducirse en forma eficiente el ataque a que estarán sujetos. En las pruebas con aplicación de efectos cíclicos, no se tiene aún una correlación precisa entre el tránsito y las pruebas en que se somete a los especímenes a efectos de secado y humedecimiento que son más bien de orden cualitativo que cuantitativo. La durabilidad es pues uno de los aspectos más difíciles de cuantificar y la reacción común ha sido la de sobrediseñar, lo cual a veces puede no ser correcto. La resistencia a los efectos del tránsito puede mejorarse mucho mediante la estabilización, pero existen problemas, como por ejemplo la formación de polvo suelto en caminos revestidos, en donde es difícil tener una solución económica. En zonas en donde se quiere evitar la formación de polvo que fácilmente se levante con la acción del viento, como lo es el caso del área que circunda a las aeropistas se aplican soluciones temporales mediante riegos asfálticos o de hules, sales o cloruro de calcio. Algunas otras veces se pueden lograr estabilizaciones más permanentes como podría ser la aplicación de riegos de sello o bien el crecimiento de vegetación.

5. Compresibilidad.

Los cambios en volumen o compresibilidad, tienen una importante influencia en las propiedades ingenieriles de los suelos, pues se modifica la permeabilidad, se alteran las fuerzas existentes entre las partículas tanto en magnitud como en sentido, lo que tiene una importancia decisiva en la modificación de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y se provocan desplazamientos.

En el caso de arcillas saturadas, si no se permite el drenaje, y se aplican esfuerzos, éstos serán tomados por el agua. En el momento en que se permita el drenaje, los esfuerzos son transmitidos gradualmente al esqueleto o estructura del suelo; este proceso produce una compresión gradual de dicha estructura, fenómeno conocido como consolidación.

Ahora bien, la compresibilidad de un suelo puede presentar variaciones importantes dependiendo de algunos factores tales como la relación de la carga aplicada respecto a la que el suelo soportaba anteriormente, tiempo de aplicación de la carga una vez que se ha disipado la presión de poro en exceso de la hidrostática, naturaleza química del líquido intersticial, aunados estos factores a los originados por el muestreo, sensibilidad del suelo y aún la forma de ejecutar las pruebas que se utilizan para estudiar la consolidación.

Es un tanto obvio que al remoldear un suelo se modifica su compresibilidad, por lo que esta característica se puede modificar mediante procedimientos de compactación. Se ha encontrado que la humedad de compactación tiene una gran importancia en la compresibilidad de suelos compactados, pues si se compactan dos especímenes al mismo peso volumétrico pero uno del "lado seco" de la curva de peso volumétrico contra humedad y el otro del "lado húmedo", se tendrá que para presiones de consolidación bajas el espécimen compactado del lado húmedo será más compresible, debido a que su estructura se encuentra más dispersa, pero para grandes se tienen colapsos y reorientaciones en la estructura del espécimen que se encuentra en el "lado seco" lo cual provoca que éste sea ahora más compresible. Bajo presiones muy altas ambas muestras llegan a la misma relación de vacíos ya que se llega a una orientación similar.

Concluyendo, se tiene que en el diseño de la estabilización de un suelo se deben tener muy presentes las variaciones que se espera lograr en lo que respecta a la estabilidad volumétrica, resistencia mecánica, permeabilidad, durabilidad y compresibilidad, ya que se puede presentar el caso de que el mejoramiento de alguna o algunas características en un suelo mediante la estabilización, provoca que otras características resulten en condiciones desfavorables, esto es especialmente cierto en el caso de la estabilización mediante la compactación.

El diseño de estabilizaciones con agentes estabilizantes, consiste en primer término en llevar a cabo una adecuada clasificación del suelo con base en lo cual se determina el tipo y cantidad de agente estabilizante, así como el procedimiento para efectuar la estabilización. El método de diseño obviamente depende del uso que se pretenda dar al suelo estabilizado. En la práctica se tiene sin embargo, una gran confusión en lo que respecta al diseño de las estabilizaciones, pues es difícil establecer patrones de estabilización de materiales de base, por ejemplo, cuando se tiene una gran diversidad de métodos de diseño de pavimentos. El diseño de la estabilización de los suelos resulta aún más complicado debido a la gran dificultad que existe al tratar de juzgar adecuadamente los efectos inmediatos y permanentes que producirán en el suelo diferentes tipos de agentes, por ejemplo, un cemento Portland, puede rigidizar a un suelo mientras que un asfalto lo hace flexible. Por otro lado, la mayoría de la investigación y desarrollo de los productos estabilizantes está a cargo de los propios productores, por lo que po

dría esperarse que éstos presentaran estudios de productos que no representan y menos aún indicar comparativamente las desventajas de sus propios productos, sino que las ocultan amparadas bajo las ventajas más sobresalientes que descubran.

En el presente trabajo se muestran algunos de los procedimientos más comunes de estabilización e indicados por Instituciones o Empresas que presentan a los productos utilizados.

La elección del método de estabilización deberá quedar a cargo del ingeniero de suelos, pues él será el único que podrá estimar la variabilidad de la estabilización con base en sus conocimientos teóricos y prácticos y no se deberá basar únicamente en la publicidad, dada a tal o cual producto, sin antes haber llevado a cabo un estudio racional y detallado de la variación en las características del suelo con la aplicación de la estabilización propuesta. Debe desde luego, tomarse en cuenta a la facilidad y economía común, -- con la que la estabilización pueda llevarse a cabo en el campo.

El enfoque del presente trabajo estará dirigido, en general, a la estabilización de los suelos mediante la modificación de su granulometría o bien a la adición de agentes estabilizantes, ya que los procedimientos de estabilización eléctricos, térmicos, de vibroflotación, de precarga y drenaje tienen su mayor aplicación en el campo de la Ingeniería de cimentaciones y poco o ninguna en la construcción de bases, subbases, subrasantes y terracerías -- que son los objetivos de este trabajo.

II. 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 estabilizados, 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 o limos. Los primeros intentos de clasificación se basan precisamente en dicha enmarcación; pero en la actualidad no resultan adecuados en trabajos muy especializados como lo es la estabilización de suelos, ya que es de suma importancia el prever la forma en que el suelo responderá a la estabilización.

Los suelos provienen de la intemperización de las rocas "in situ", o bien por su depósito una vez que han sido transportados por el agua o viento.

Desde hace mucho tiempo, los agricultores han reconocido una gran variedad 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 utilizados es el propuesto por Casagrande, posteriormente modificado y designado como Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Esta clasificación se basa en primer término en la

identificación de un suelo como grava, arena, limo, arcilla o suelo orgánico y en segundo término en la determinación del porcentaje de finos y su plasticidad. Este sistema ha resultado muy útil pero debe tenerse en cuenta que en este método no se toma en consideración a los efectos de algunos factores que pueden afectar tanto a la respuesta del suelo a la estabilización como a la permanencia de dicha estabilización. Entre estos factores se puede mencionar a la presencia en la zona en estudio, de aguas cargadas de sales, ácidos orgánicos, álcalis, etc que pueden atacar al suelo tratado.

También se puede citar a la estructura de la arcilla y a su composición mineralógica, factores éstos que en definitiva influyen en el éxito de la estabilización. Debido a lo anterior, es que se considera que el referido método de Casagrande no es del todo satisfactorio, para el estudio de un suelo que se pretenda estabilizar químicamente.

Existen algunos sistemas para clasificar a los suelos con fines ingenieriles, 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:

<u>DESCRIPCION</u>	<u>SIMBOLO</u>
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 algunas características no detectables a simple vista como lo es la alcalinidad o acidez. Es razonable pensar que mientras mejor se conozcan las características físicas y químicas de un suelo, mejor se puede emprender el estudio de la estabilización. Por otro lado, este tipo de descripciones o clasificaciones tienen un carácter más bien local y no han sido aceptados en forma universal, aunque actualmente se están haciendo algunos esfuerzos como más adelante se verá.

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 plasti-

idad estimada a través de límites de consistencia. Los tipos de minerales se pueden determinar mediante el empleo de microscopios electrónicos, 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

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 empleado por los Ingenieros Australianos, el cual será descrito posteriormente y que se basa en observaciones directas para más adelante obtener una información preliminar valiosa de los suelos en el campo, sin necesidad de efectuar pruebas de laboratorio. Este método sirve también como una ayuda para programar un muestreo racional, así como la elección de las pruebas más adecuadas con fines ingenieriles. El método referido se basa en las tres premisas siguientes:

- 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 realizar 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 2 y 3, 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.
- c) Inmersión del espécimen del suelo, completamente en agua de lluvia o destilada. El procedimiento recomendable se ha designado como "Prueba del Grumo". Es necesario que en esta prueba se utilice agua destilada o de lluvia de buena calidad. No deberán agregarse agentes dispersantes ni humedecedores. El procedimiento consiste en colocar un pequeño grumo de suelo secado al aire (aproximadamente del tamaño de un frijol), dentro de un vaso de vidrio claro lleno de agua destilada o de lluvia. "Es muy importante que no se al

GRUPO	MINERALES	TAMANO PROMEDIO	CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES.
Arena muy fina	Cuarzo	$>1 \mu$	Abrasiva, sin cohesión.
Mica	Muscovita, biotita	$>1 \mu$	Sin cohesión, se intemperiza 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.
Caolín	Caolinita y halloysita.	$\approx 1 \mu$	No expansivo, baja plasticidad, baja cohesión.
Ilita	Ilita y micas parcialmente degradadas.	$\leq 0.1 \mu$	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	Presencia de ácido húmico y humatos.	Variable	Alta permeabilidad, difícilmente compactable, se puede degradar rápidamente por oxidación.

TABLA 1

PRINCIPALES TIPOS DE MATERIALES

OBSERVACIONES	COMPONENTES ARCILLOSOS DOMINANTES.
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 tubificaciones en el -- suelo natural.	Arcillas salinas, usualmente montmoriloni - tas.
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 o ilitas, usualmente con sa linidad de suelos.
Formaciones rocosas calizas.	Montmorilonitas alcalinas, y cloritas con - propiedades muy variables.
Formaciones recientes de piroclásticos.	Alófanos.

TABLA 2
 INFERENCIAS DE LA OBSERVACION VISUAL.

INFERENCIAS DE LA OBSERVACION DEL PERFIL DE SUELOS. TABLA 3

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.	Illitas con algo de Montmorilonita.
Arcillas gris claro o blancas.	Caolinitas y bauxitas.
Partículas pequeñas de alta refracción (micas).	Suelos micáceos.
Cristales pequeños, fácilmente <u>disgre</u> gables.	Suelos ricos en yeso o zeolitas.
Nódulos suaves, diseminados, solubles en ácido.	Carbonatos.
Nódulos duros, café rojizo.	Hierro, lateritas.
Agrietamiento intenso, con grietas <u>am</u> plias, profundas y con espaciamientos de 5 a 6 cm.	Illitas ricas en calcio y <u>montmorilo</u> nitas.
Igual al anterior pero con espaciame <u>nt</u> os en las grietas hasta de 30 cm ó <u>m</u> ás.	Illitas.
Suelos disgregables de textura abier <u>ta</u> con cantidades apreciables de <u>arci</u> llas.	Suelos usualmente asociados con <u>car</u> bonatos, alófanos o caolín, pero <u>ni</u> unca montmorilonita y rara vez <u>il</u> ita.
Suelos disgregables de textura abier <u>ta</u> con cantidades apreciables de <u>arci</u> lla, de color negro.	Suelos orgánicos, turba.
Suelos disgregables de textura abier <u>ta</u> con bajo contenido de arcilla.	Carbonatos, limos y arenas.
Suelos que presentan una apariencia <u>ru</u> gosa en la superficie expuesta al <u>in</u> temperismo.	Montmorilonitas con salinidad de <u>s</u> uelos.
Horizontes de suelos blancuzcos, de <u>es</u> pesores relativamente pequeños y <u>cer</u> ca de la superficie (hasta a 60 cm de la <u>su</u> perficie).	Arriba del horizonte blancuzco se <u>ti</u> enen limos finos, y abajo arcilla dispersa.

tere el grumo en ninguna forma, salvo el secado, antes de su inmersión en "agua". Se observa el comportamiento del grumo, después de la inmersión, durante un lapso de hasta 10 minutos, tomando en cuenta el esquema de la Fig. 1.

Todas las observaciones de campo, deben anotarse en forma apropiada anotando, además, de los datos de localización, datos como los siguientes:

- Profundidad, a partir de la superficie.
- Color. Cuando se presentan 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.
- 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 INFERIDO.

4. Utilización del reconocimiento de los suelos. Propiedades de los Suelos.

El propósito del reconocimiento de los suelos descrito anteriormente, 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 completarse con el conocimiento de las propiedades del suelo y de sus componentes. Con este fin, en la Tabla 4 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 sólo 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. En la Tabla 5 se presenta un ejemplo del uso de las tablas anteriormente referidas.

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 te -- niendo 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 pa -- ra las arenas y cal para las arcillas. Esta norma tiene bastante validez pe -- ro no toma en consideración muchos otros procedimientos de estabilización que -- pueden resultar más efectivos y económicos. En la Tabla 6, se presentan las -- técnicas de estabilización química usualmente aplicadas junto con las razones -- de su utilización. Esta tabla cubre solamente los tres métodos de estabiliza -- ción más comunes en la práctica, es decir: la adición de cemento, la adición -- de cal y la adición de productos asfálticos. Posteriormente, se describirán -- otros métodos especiales pero de aplicación más restringida ya sea por razo -- nes 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. Proba -- blemerte el factor más importante de éstos, es el diferente grado de satura -- ción que puede tener un suelo.

El hecho de que un suelo se encuentra sin saturar o saturado, tiene im -- portantes implicaciones que hay que tener presentes 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, en algunos casos, mediante la -- adición de cal.
- Compactación de suelos no saturados. Las arcillas de plasticidad al -- ta a media, especialmente las salinas, presentan graves problemas pa -- ra la homogeneización de la humedad óptima y además tienden a secarse -- en forma no uniforme.
- Estabilización química de suelos saturados. Los asfaltos y las emul -- siones asfálticas pueden no penetrar o no romper, y la adición de ce -- mento Portland manifestará resistencias menores que en el caso de uti -- lizar un suelo más seco.
- Estabilización química de suelos no saturados. Los productos estabi -- lizantes pueden requerir agua para que se produzca su reacción, (la -- cal y el cemento presentarán una reacción pobre, a menos que se agre -- gue agua). Una vez que se adicione agua, su distribución uniforme en -- la masa de suelo será tan importante como la del mismo estabilizante.

TABLA 5

EJEMPLO DE APLICACION DEL METODO AUSTRALIANO PARA LA CLASIFICACION DE SUELOS.

1. ESPESOR:	2 m.
2. COLOR:	Gris oscuro a negro (Montmorilonita, de la Tabla 3).
3. TEXTURA:	Arcilloso.
4. CONSISTENCIA:	Muy dura en estado seco a muy firme húmeda (Montmorilonita, de la Tabla 4).
5. PORCIENTO ESTIMADO DE FINOS:	95%.
6. AGRIETAMIENTO:	Intenso y profundo con separaciones entre grietas - del orden de 5 a 6 cm (Irita o Montmorilonita, de la Tabla 3).
7. GRUMOS EN AGUA:	El grumo no se aflojó al introducirlo en agua, no se presentó dispersión. Se remoldeó y se volvió a introducir en agua y tampoco se presentó dispersión. (Montmorilonita o ilita, de la Fig. 1).
8. AFLORAMIENTOS ROCOSOS:	Formaciones basálticas (Montmorilonita, Tabla 2).
9. DRENAJE:	Pobre (Montmorilonitas, Tabla 2).
10. AGUAS SUPERFICIALES:	Turbias, amarillo-café (Montmorilonita, de la Tabla 2).
11. ATAQUE DEL AGUA:	Zanjas y tubificaciones (Montmorilonita de la Tabla 2).
12. OBSERVACIONES:	Contiene carbonato.

MATERIAL INFERIDO: MONTMORILONITA.

Otro t3pico que no ha sido muy discutido es la permeabilidad de los suelos, tomando en cuenta a los minerales constituyentes, o bien a la flocculaci3n. Pues por ejemplo, si tenemos un suelo con perfil doble en donde la capa superior est3 constituido por un suelo limoso o arenoso y la capa inferior por una arcilla pl3stica, deber3 de tomarse en cuenta la probabilidad de tener niveles fre3ticos 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 sequia el suelo de la capa inferior retendr3 una cantidad considerable de humedad lo que puede ser muy 3til, por ejemplo para una acci3n puzol3nica.

Un aspecto importante se relaciona con la presencia de yeso en el suelo, cuyos efectos son potencialmente delet3reos en las estabilizaciones con cemento Portland. Se ha encontrado que en algunos suelos, el espesor de ellos contaminado con yeso se relaciona con la precipitaci3n pluvial y la evaporaci3n y con el grado de aridez de la zona. En lugares donde las precipitaciones son altas la capa contaminada m3s profunda a medida que la regi3n es m3s 3rida.

Finalmente, cabe hacer menci3n al hecho de que la estabilizaci3n de un suelo puede no realizarse en el campo, aunque los estudios de laboratorio manifiesten lo contrario, esto se puede deber a situaciones no tomadas en cuenta en el laboratorio, pues por ejemplo, si el agua de compactaci3n empleada en el campo es 3cida y la empleada en el laboratorio no lo es, se originar3n en el campo reacciones que no se presentar3n en el laboratorio. De lo anterior, se deduce la necesidad de que en un estudio de estabilizaci3n de lleve a cabo una evaluaci3n lo m3s completa posible de todos los factores que pudieran intervenir tanto durante la construcci3n como posteriormente a ella.

II. DISEÑO SISTEMATIZADO DE LA ESTABILIZACION DE SUELOS. METODO DE LA FUERZA AEREA DE ESTADOS UNIDOS.

1. Introducci3n.

El diseo de la estabilizaci3n de un suelo, tomando en cuenta al aditivo m3s id3neo; plantea a la fecha un problema que para su soluci3n requiere del estudio de las posibles reacciones y formaciones de nuevas especies minerales que tomar3n lugar en el proceso de estabilizaci3n. Esta es una labor delicada y en ocasiones requerir3 el auxilio de t3cnicos muy especializados. En proyectos de poca importancia, tal intervenci3n de especialistas puede no ser del todo justificada y es pensando en estos casos, que el autor de este trabajo ha considerado incluir en ella, el procedimiento sistem3tico para el diseo de estabilizaciones, empleado por la Fuerza A3rea de los Estados Unidos.

No debe perderse de vista, sin embargo, que el ignorar la naturaleza de los tipos de minerales que contenga el suelo a estabilizar, puede conducir a serios fracasos. En el procedimiento referido, en este inciso no se toma muy en cuenta a la reactividad de los aditivos con los agregados, por lo que dicho procedimiento deber3 tomarse con las debidas precauciones y limitaciones.

Conviene tener presente, que por sus propias funciones, la Fuerza A3rea de Estados Unidos, se ve obligada a construir tanto pavimentos de funcionamiento temporal (por ejemplo en zonas de combates), o bien de funcionamiento per-

COMPONENTE DOMINANTE	ESTABILIZANTE RECOMENDADO	OBJETIVOS
Arena	Arcilla de baja plasticidad.	Para estabilización mecánica.
	Cemento Portland.	Incrementar el peso volumétrico y la cohesión.
	Asfaltos.	Incrementar la cohesión.
Limos	Dependerá del tipo de minerales que contenga.	-----
Alófanos	Cal.	Acción puzolánica e incremento en el peso volumétrico.
Caolín	Arena.	Para estabilización mecánica.
	Cemento.	Para resistencias tempranas.
	Cal.	Trabajabilidad y resistencia -- tardía.
Ilita	Cemento.	Igual que el caolín.
	Cal.	Igual que el caolín.
Montmorilonita	Cal.	Trabajabilidad y resistencia. Reducción de expansiones y contracciones.

TABLA 6

RESPUESTA A LA ESTABILIZACION DE LOS PRINCIPALES TIPOS DE SUELOS.

manente (por ejemplo, las pistas de despegue de sus aeropuertos en Estados Unidos), por lo que han considerado a estos dos casos en su sistema de diseño.

En la Fig. 3, se muestra en forma esquemática el enfoque global sistemático del diseño y se puede notar que no solamente se contempla el caso de la estabilización química, aunque sí reviste interés primario, sino que también se admite como alternativa a la estabilización mecánica (Compactación, Preconsolidación, etc).

Una vez que se ha decidido, con base en factores de orden práctico o económico, el tipo de estabilización a realizar, habrá de decidir cual es la capa más conveniente a tratar de acuerdo con la disponibilidad de los materiales, su calidad y costo.

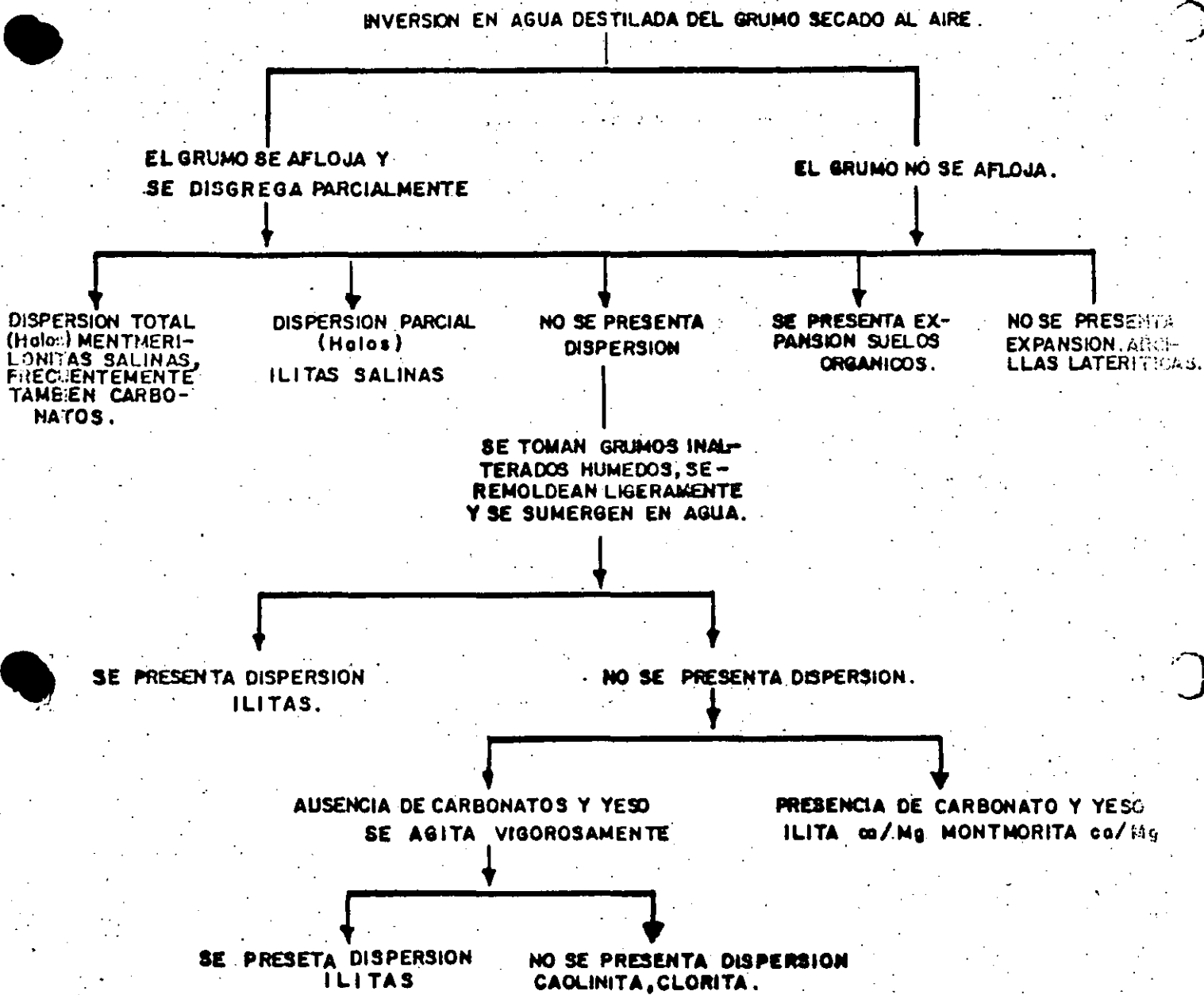
La siguiente etapa sería la elección del método de estabilización más adecuado. El tipo de pavimento regirá como un primer punto a esta elección pues en unos casos la resistencia puede ser la que revista mayor importancia (Base de pavimentos flexibles, por ejemplo), mientras que en otros lo puede ser la adherencia o unión de las partículas (caso de subbases de pavimentos rígidos para evitar el bombeo), o inclusive la impermeabilidad.

Los factores ambientales pueden influenciar a la resistencia última del suelo estabilizado, tanto como la calidad de los materiales a emplear en la estabilización; una cantidad excesiva de lluvia puede alterar la efectividad de una estabilización pues podría por ejemplo lavar y precolar la sal adicionada a un suelo, o bien la existencia de aguas ácidas puede anular los efectos estabilizantes de un aditivo alcalino al quedar ambos en contacto. Por otro lado, la temperatura ejerce también influencia en la velocidad de las reacciones químicas, razón por la cual debe tomarse en cuenta al elegir los métodos de estabilización en ciertas épocas del año. El perfecto conocimiento del funcionamiento y limitaciones del equipo disponibles es de suma importancia, pues esto permitirá que el ingeniero pueda a priori eliminar ciertos productos que no resulten de aplicación práctica; pues por ejemplo, no sería de esperar un buen trabajo de estabilización si se quiere mezclar una arcilla plástica muy húmeda con cemento Portland si para ello se cuenta solamente con arados de disco y motoconformadoras, ya que en este caso sería indispensable contar con sistemas de secado y pulverización.

Una vez seleccionado el método de estabilización deberán establecerse las premisas de comportamiento con las que el suelo deberá cumplir, dependiendo de las propiedades que se desee obtener en el suelo estabilizado, pues se pueden tener casos en los que se quiera evitar la aparición de canalizaciones por fallas plásticas, o bien evitar el desarrollo de cambios volumétricos por cambios de humedad o el aumento en la resistencia al desgaste, etc.

Finalmente, deberán efectuarse evaluaciones periódicas para verificar el funcionamiento de la estabilización y lo que es más aún, la aplicabilidad del método de diseño que se está exponiendo.

Tomando en cuenta por un lado, la influencia del contenido de finos y su calidad y por otro lado, el hecho de que estas dos características son básicas para la clasificación de los suelos, se ha pensado en incluir a estos factores como el primer paso hacia la elección del tipo de aditivo a emplear.



- * 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. El asentamiento del suelo el líquido que permanece claro durante menos de 10 minutos será un signo de la ausencia de dispersión.
- ** Si no se reconoce fácilmente la presencia de carbonatos, ésta se puede verificar mediante la efervescencia del suelo al colocar una gota de ácido en éste. (El ácido de una batería puede ser suficiente).

Figura 2. Esquema de la prueba de inmersión del grumo en agua.

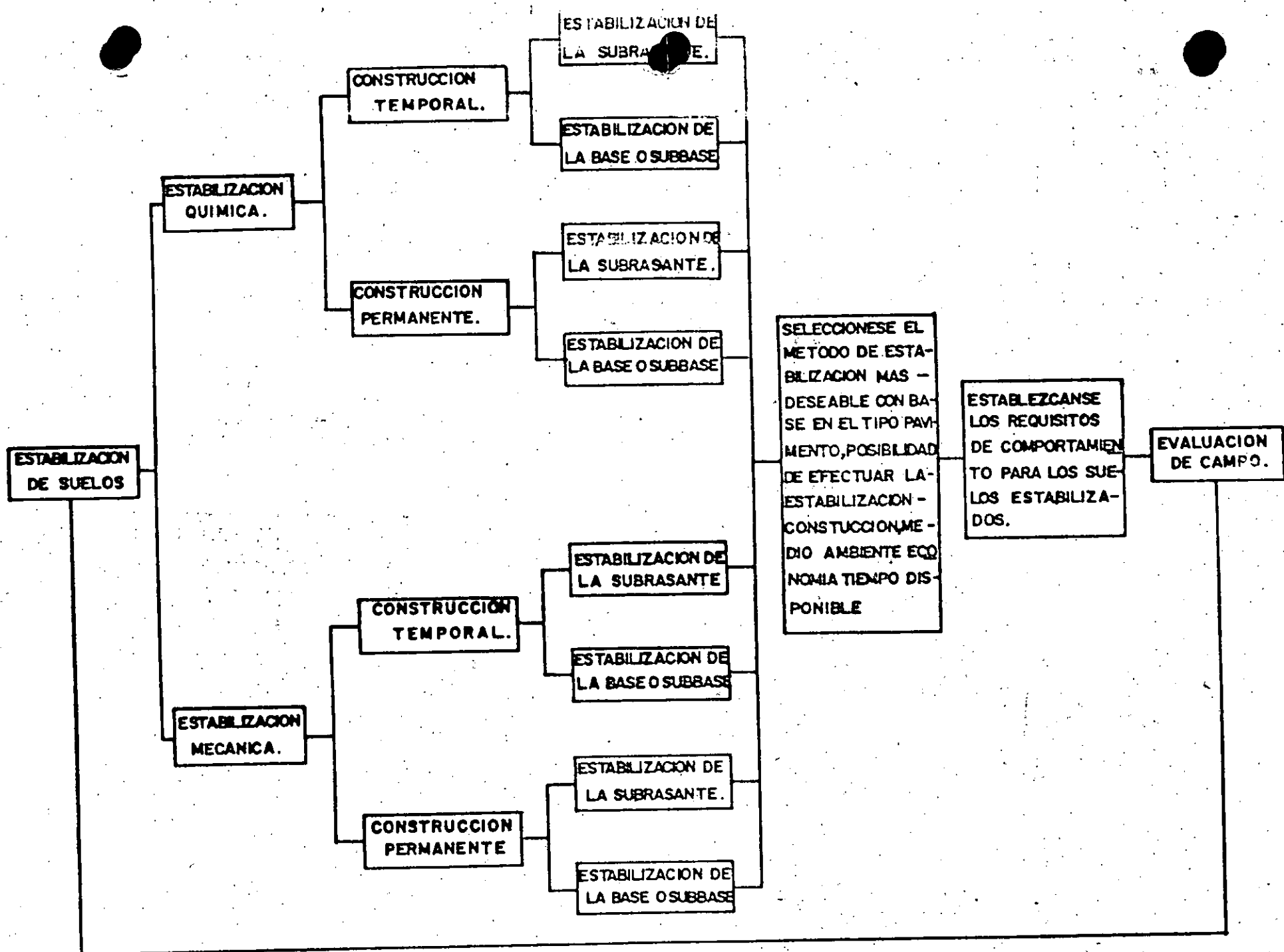


Figura 3. Sistema índice de clasificación propuesto por la Fuerza Aérea U.S.A. con fines de estabilización de suelos.

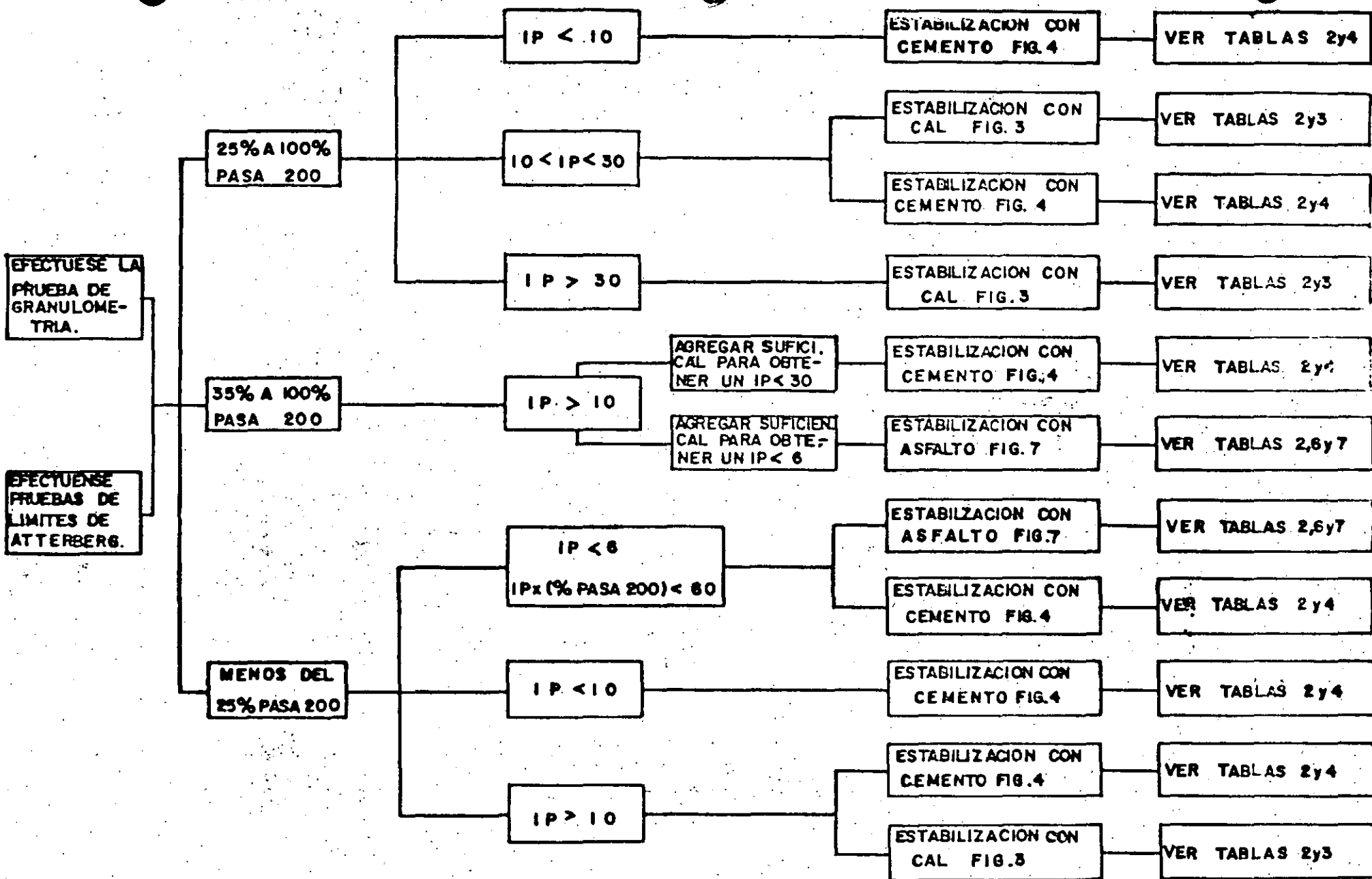


Figura 4. Selección del agente estabilizante para la construcción No Expédita de bases.
(Fuerza Aérea U.S.A.).

Esto se ilustra en la Fig. 4. Ahora bien, con base en las especificaciones -
cadas por algunas Dependencias, entre las que destacan "The National Lime - -
Association", "The Portland Cement Association", "Federal Highway Administra-
tion", "Highway Research Board" y "The Asphalt Institute", se elaboró el diá-
grama de flujo de la Fig. 4, que incluye estabilizaciones con cal, cemento o
productos asfálticos. Como se ve, la elección del tipo de estabilizante se -
hace en una primera instancia conociendo la granulometría del material y la -
plasticidad de los finos. En la referida figura se pone de manifiesto la ne-
cesidad de que una vez seleccionado él o los estabilizantes convenientes se -
deberá proceder al exámen de otros subsistemas, representados éstos por otras
figuras y tablas, que indican las pruebas a efectuar, las normas de estabili-
zación y precauciones de construcción importantes. Se podrá notar en la Fig.
4, que también se contempla el caso de estabilizaciones mixtas a base de cal
y cemento o cal y productos asfálticos, siendo el abatimiento de la plastici-
dad el objetivo de la adición de la cal para poder emplear así el estabili-
zante principal.

2. Estabilización con cal.

Anteriormente, se hizo énfasis en las reacciones que presentan diversos
suelos con la cal y como se vió, la acidez presente en el suelo, la presencia
de materia orgánica y sulfatos, inhiben la acción de la cal.

En la Fig. 5 se muestra el subsistema para el diseño de la estabiliza --
ción con cal; en ella se aborda en primer término al problema de la acidez en
el suelo y el criterio que se establece es el de determinar la proporción de
cal necesaria para producir, una hora después del mezclado, un pH de 12.4.

La fuerza aérea recomienda que el porcentaje de cal que se debe emplear
debe encontrarse, seguramente con base en la economía, entre 2 y 5% para sue-
los granulares y entre 3 y 7% para suelos finos. Con estos porcentajes y to-
mando como punto de partida la obtención de un pH de 12.4, se deberán elabo-
rar probetas, para someterlas a pruebas de compresión simple, teniendo éstas
el peso volumétrico máximo y la humedad óptima y determinando así el incremen-
to en la resistencia del suelo. En este punto es conveniente indicar, como -
es bien sabido, la gran variedad de criterios que existe para la evaluación -
de una estabilización. Entre dichos criterios podría citarse a la prueba de
Valor Relativo de Soporte, prueba de compresión simple, pruebas triaxiales, -
pruebas de resistencia a la tensión por flexión, pruebas de ruptura por fati-
ga, pruebas de cohesiómetro, de estabilidad, de congelamiento y descongelamien-
to o de humedecimiento y secado, etc. La mayoría de estas pruebas no son ru-
tinarias, ni están mundialmente reconocidas o estandarizadas, sin embargo, la
fuerza aérea propone el criterio de Thompson, sintetizado en la Tabla 9, pa-
ra la determinación del porciento de cal que se deberá emplear en la estabili-
zación.

3. Estabilización con cemento.

En la Fig. 6 se muestra el subsistema empleado por la Fuerza Aérea de Es-
tados Unidos para llevar a cabo el diseño de una estabilización con cemento -
Portland. Como en el caso de la cal, se considera que los compuestos ácidos
debidos principalmente a la presencia de materia orgánica activa en el suelo

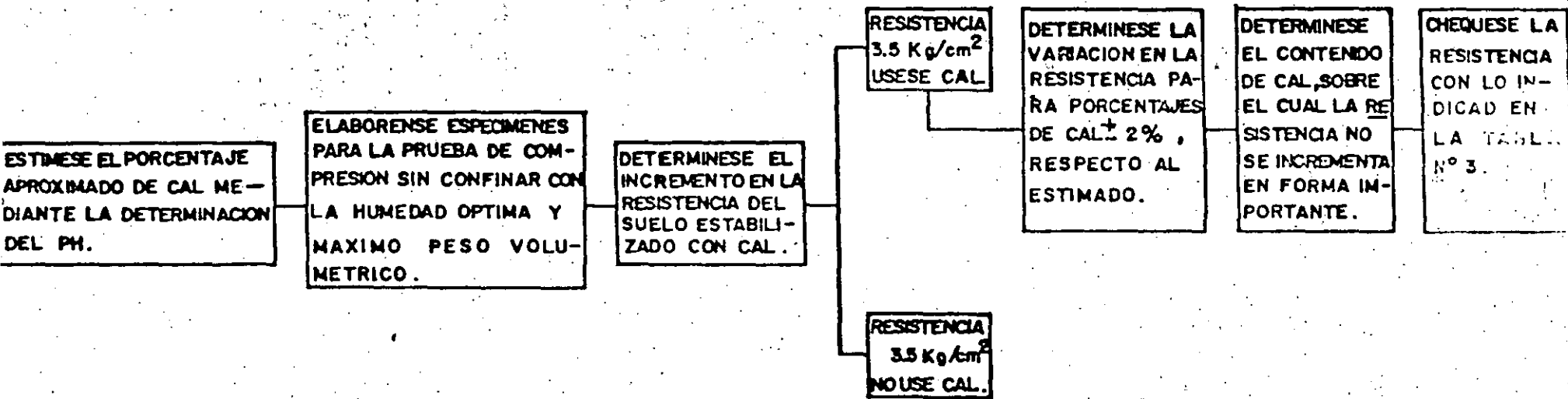


Figura 5. Subsistema para la estabilización con cal, de la capa base. (Fuerza Aérea U.S.A.).

Inhíben la reacción de éste con el cemento, razón que hace que el primer paso en el diseño sea la determinación del pH del suelo, después de haber transcurrido 5 minutos de haber efectuado su mezclado con el cemento y agua. Si el pH es mayor de 12.0 se considerará que no existen problemas de acidez, pero si dicho valor es menor de 12.0 entonces la Fuerza Aérea no recomienda el empleo del cemento Portland. En este punto es conveniente aclarar, en opinión del autor de este trabajo, que no necesariamente un pH menor de 12.0 haga prohibitivo el uso del cemento, pues como se vió al hablar de la estabilización con cemento en el inciso correspondiente, puede resultar práctico eliminar la acidez en el suelo previamente, mediante la adición de algún aditivo que la neutralice dejando así, al suelo apto para aplicar el estabilizante principal. Sin embargo, este aspecto no está contemplado en el método de la Fuerza Aérea de Estados Unidos.

Una vez que se ha encontrado que, en cuanto a acidez, el suelo es adecuado, se procede a determinar mediante métodos químicos la cantidad de sulfatos que presenten en el suelo o en el agua de mezclado, pues se ha encontrado que un contenido de más del 1% en aquel o de 0.05% en ésta, puede reducir considerablemente a la efectividad del Cemento Portland. Nuevamente, se hace incapié en que no debe descartarse la posibilidad de investigar algún aditivo que neutralice la acción de los sulfatos. No obstante, la Fuerza Aérea fija 0.75%. Para porcentajes superiores a éste, no deberá emplearse cemento Portland; si el porcentaje es menor a 0.75%, entonces se proporciona la tabla 12 en la que se indica el contenido de cemento a emplear para la determinación del peso volumétrico máximo AASHO estándar y la humedad óptima, datos que servirán de base para elaborar las probetas, con diferentes porcentajes de cemento, que servirán para efectuar las pruebas de Humedecimiento y Secado o congelamiento y deshielo y en las cuales, deberá obtenerse como mínimo lo indicado en la tabla 11 para poder asegurar una buena durabilidad en la mezcla estabilizada.

4. Estabilización con productos asfálticos.

Con base en estudios efectuados por diversas Dependencias entre las que destacan, The Asphalt Institute, U.S. Navy, Chevron Asphalt Company y el Departamento de Obras Públicas del estado de California E.U.A., la Fuerza Aérea de los Estados Unidos, desarrolló el subsistema para llevar a cabo el diseño de una estabilización con el empleo de productos asfálticos. El primer paso de acuerdo con la Fig. 3, consiste en analizar la Fig. 9, la que nos indica a su vez la necesidad de remontarnos a las tablas 13 y 13 para seleccionar el tipo de producto asfáltico a emplear. La tabla 12 hace referencia a otras tablas y figuras, a las que deberá remitirse el proyectista dependiendo del tipo de asfalto que se desee emplear y la tabla 13 indica las características granulométricas y de plasticidad con las que deberá cumplir el suelo que se pretenda estabilizar.

En el caso de que se decida emplear cemento asfáltico, se deberá tomar en cuenta al índice de temperatura, definido en la tabla 14, para seleccionar el grado de penetración adecuado. Empleando un rango de porcentajes de cemento asfáltico cercano al indicado en la tabla 15, se efectúan pruebas tipo Marshall para obtener el contenido óptimo de cemento asfáltico de acuerdo con el criterio mostrado en la tabla 16.

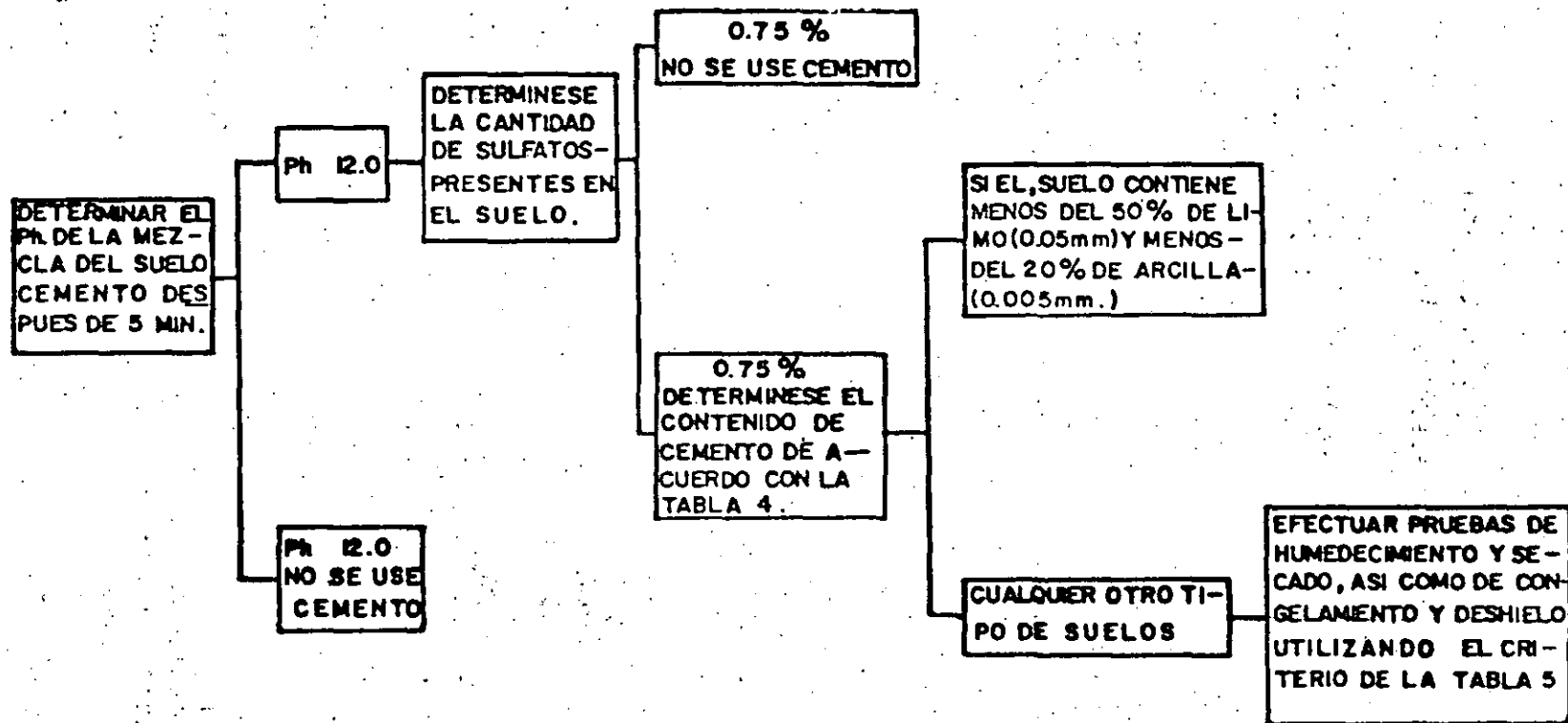


Figura 6. Subsistema para la estabilización con cemento, de la capa base.
(Fuerza Aérea U. S. A.).

Si la estabilización se intenta realizar a base de Asfaltos Rebajados, de acuerdo con la U.S. Navy, se puede seleccionar el tipo de asfalto rebajado a emplear, utilizando la Fig. 7, a la que se entra en las abscisas con el porcentaje de material que pasa la malla No. 200 y la temperatura a la que se va a usar para el mezclado. Conocido el tipo de asfalto y con el empleo de la ecuación 1, se determina la proporción de asfalto rebajado que se deberá emplear como base, es decir, que el porcentaje que resulte de la aplicación de la referida fórmula deberá utilizarse para la elaboración de especímenes a los que se les aplicará la prueba Marshall y adicionalmente se elaborarán otros especímenes con porcentos de asfalto rebajado, ligeramente arriba y abajo del determinado con la aplicación de la fórmula 1. El porcentaje óptimo será el obtenido de las gráficas de la prueba Marshall, y de acuerdo con el criterio indicado en la tabla 19. La prueba Marshall deberá llevarse a cabo de acuerdo con el procedimiento estandarizado por el Instituto del Asfalto (IEUU) para el caso de Asfaltos Líquidos.

Si el tipo de producto a utilizar es Emulsión Asfáltica, se deberá emplear en primera instancia la Fig. 8 para determinar el tipo de emulsión a utilizar, Aniónica o Catiónica, dependiendo de la clasificación petrográfica del agregado y de su contenido de álcalis o sílice. Conocido el tipo de emulsión a emplear, se definirá por medio de la tabla 17, el grado de rompimiento de la emulsión más adecuada tomando en cuenta a la humedad del suelo y el porcentaje que pasa la malla No. 200.

Una vez definido el tipo y rompimiento de la emulsión, se puede emplear la tabla 18, con el objeto de determinar el porcentaje preliminar de emulsión; para que con base en él, se obtenga un rango de porcentaje con los que se deberán fabricar especímenes, que se probarán de acuerdo con la prueba Marshall, recomendada por el Instituto del Asfalto para asfaltos líquidos. Los resultados obtenidos servirán para seleccionar el contenido óptimo de acuerdo con lo indicado en la tabla 19.

Si el tipo de producto a utilizar es Emulsión Asfáltica, se deberá emplear en primera instancia la Fig. 8 para determinar el tipo de emulsión a utilizar, Aniónica o Catiónica, dependiendo de la clasificación petrográfica del agregado y de su contenido de álcalis o sílice. Conocido el tipo de emulsión a emplear, se definirá por medio de la tabla 17 el grado de rompimiento de la emulsión más adecuada tomando en cuenta a la humedad del suelo y el porcentaje que pasa la malla No. 200.

Una vez definido el tipo y rompimiento de la emulsión, se puede emplear la tabla 18 con el objeto de determinar el porcentaje preliminar de emulsión; para que con base en él, se obtenga un rango de porcentajes con los que se deberán fabricar especímenes, que se probarán de acuerdo con la prueba Marshall, recomendada por el Instituto del Asfalto para asfaltos líquidos. Los resultados obtenidos servirán para seleccionar el contenido óptimo de acuerdo con lo indicado en la tabla 19.

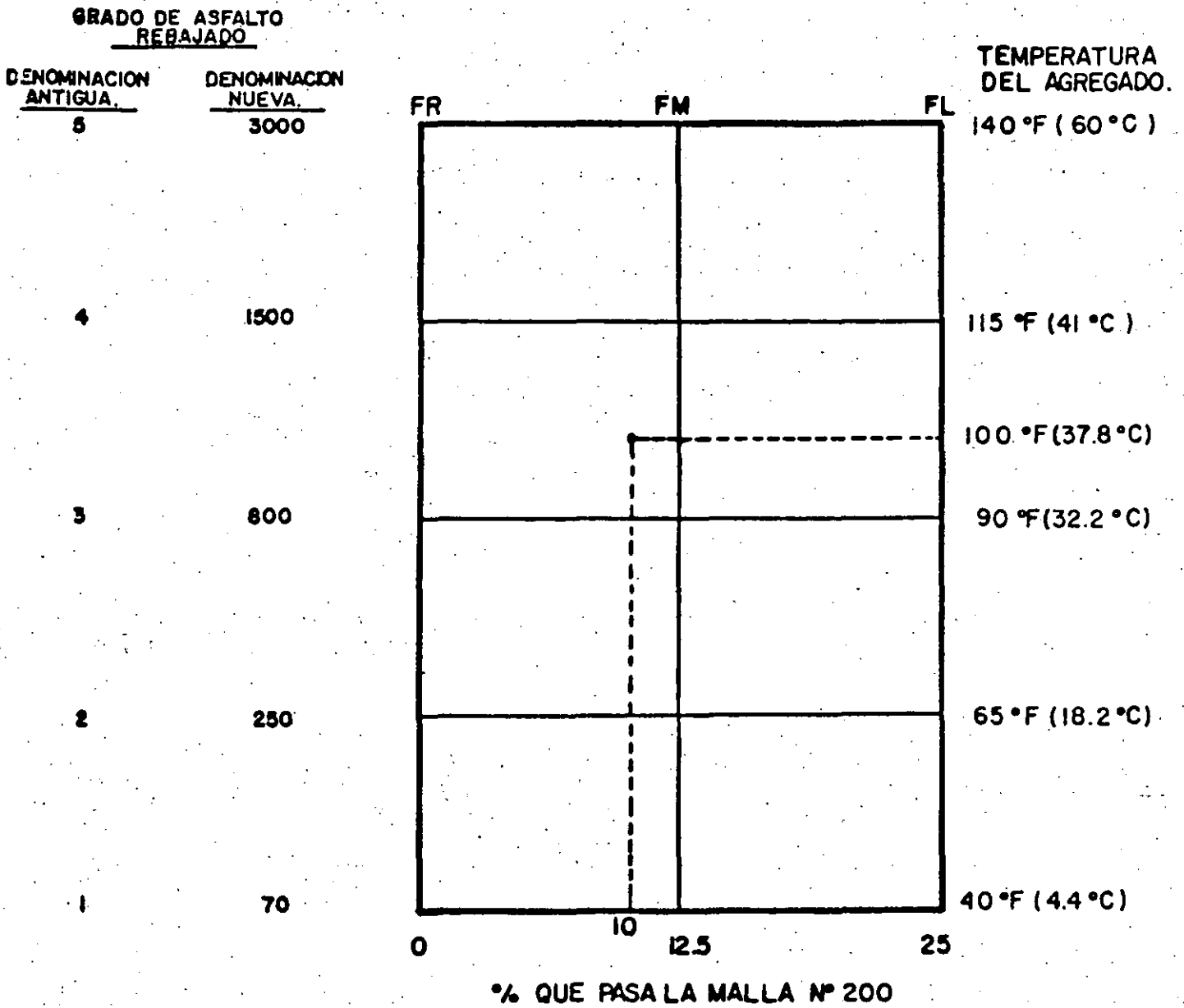
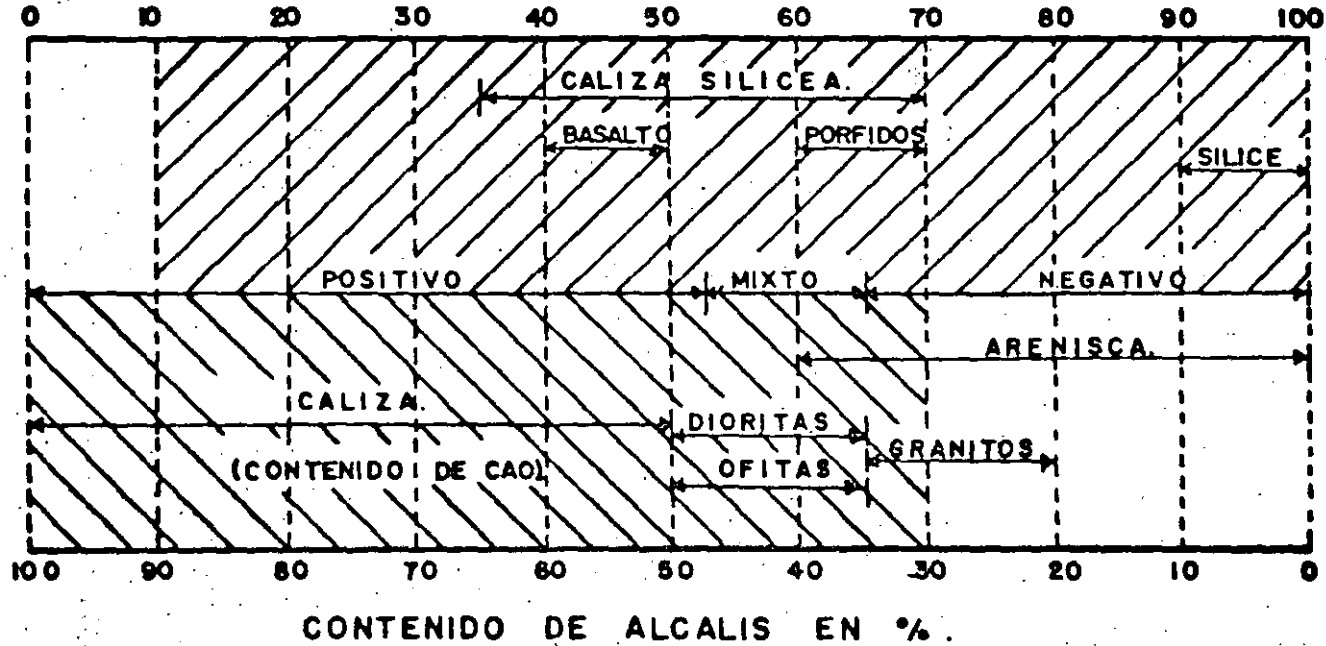


Fig. 7. Selección del tipo de asfalto rebajado para la estabilización.

CONTENIDO DE SÍLICE (SiO₂) EN %



EMULSIONES CATIONICAS



EMULSIONE ANIONICAS.

Figura 8. Clasificación de los agregados.

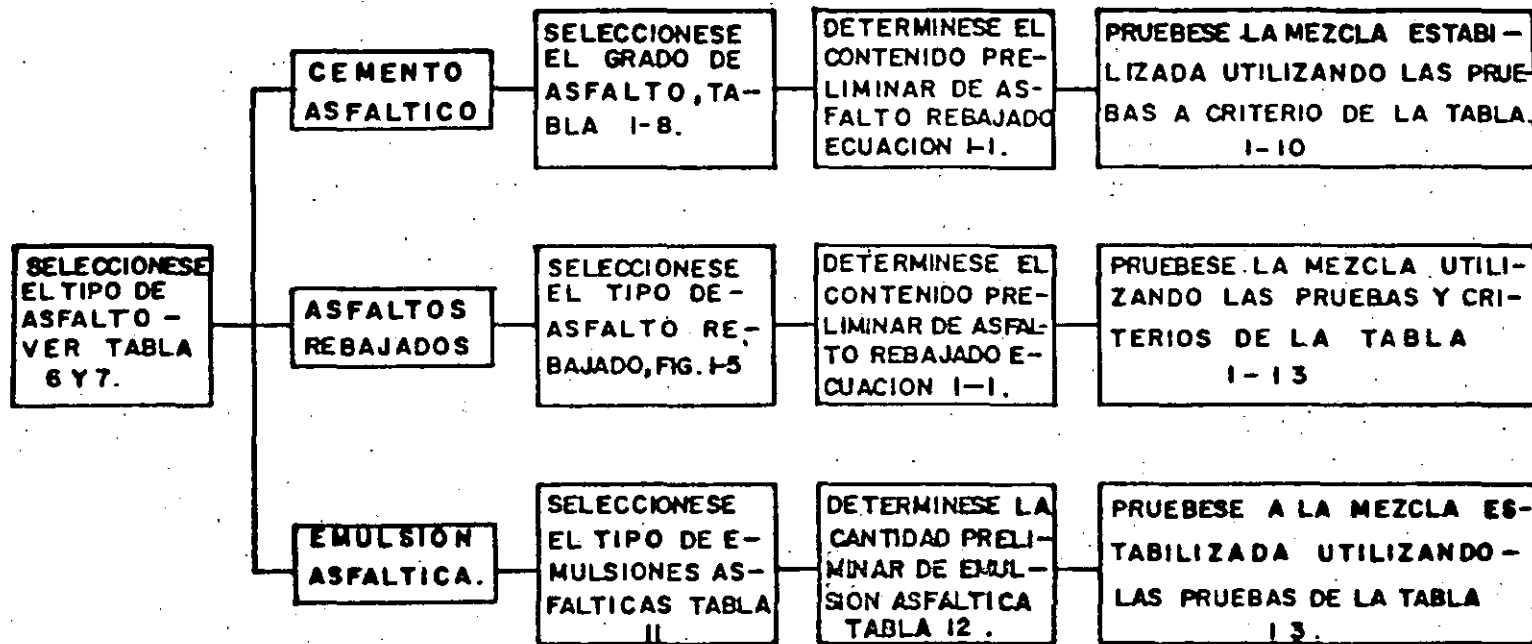


Figura 9. Subsistema para la estabilización con productos asfálticos de la capa de base.
(Fuerza Aérea U. S. A.).

ECUACION 1

$p = 0.02 (a) + 0.07 (b) + 0.15 (c) + 0.20 (d)$; en donde:

p = Porcentaje de producto asfáltico con respecto al peso seco del agregado.

a = Porcentaje del agregado retenido en la malla No. 50.

b = Porcentaje del agregado retenido en la malla No. 100 y que pasa la 50.

c = Porcentaje del agregado retenido en la malla No. 200 y que pasa la 100.

d = Porcentaje del agregado que pasa la malla No. 200.

TABLA 7

CRITERIOS PARA LA ESTABILIZACION CON PRODUCTOS ASFALTICOS.

AUTOR	% QUE PASA 200	I. P.	I.P. x (% QUE PASA 200)
Winterkorn	8 a 50	18	- - - - -
American Road Builders	0 a 35	10	- - - - -
Herrin	0 a 30	10	- - - - -
Asphalt Institute	3 a 15	6	60
Chevron Asphalt Co.	0 a 25	No plástico	72
Douglas Oil Co.	0 a 30	7	- - - - -

ESTABILIZACION	FACTOR	
cal	medio ambiente	Si la temperatura del suelo es menor de 4°C 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 4°C 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. Evitados 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, sólo cuando se pueda lograr la compactación adecuada. Si se colocan capas delgadas la temperatura deberá ser, en el medio superior a 4°C. Cuando se utilicen rebajados y emulsiones, las temperaturas en el medio y en la superficie a cubrir, deberán ser superiores a la de congelamiento. Los productos asfálticos deberán cubrir perfectamente a las partículas antes de la compactación.
	Construcción	Con los cementos asfálticos se deberán emplear plantas centrales. Deben preferirse tiempos calurosos para la construcción de todo tipo de estabilizaciones asfálticas.

TABLA 8

PRECAUCIONES RESPECTO A LA CONSTRUCCION Y EL MEDIO AMBIENTE.

Uso Anticipado	Resistencia residual necesaria kg/cm ² (b)	Requisitos de resistencia para varias condiciones anticipadas de servicio (a) ciclos - de congelamiento y deshielo (c).			
		8 días de saturación	3 ciclos	7 ciclos	10 ciclos
Subrasante	1.4	3.5	3.5	6.3	8.4
Subbase Pavimento rígido	1.4	3.5	3.5	6.3 3.5(d)	8.4
Pavimento flexible (e) 10"(base+carp)	2.1	4.2	4.2	7.0 4.2(d)	9.1
(e) 8"(base+carp)	2.8	---	4.9	7.7 5.3(d)	9.8
(e) 5"(base+carp)	4.2	6.3	6.3	9.1 7.0(d)	11.2
Base	7.0(f)	9.1	9.1	11.95 10.5(d)	14.0

- (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 9

REQUISITOS TENTATIVOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN PARA MEZCLAS DE SUELO-CAL, EN KG/CM².

Clasificación SUCS (a)	Rango usual en el contenido de cemento (b).		Contenido de cemento estimado para la prueba de peso vol-húm. (% en peso)	Contenido de cemento para las pruebas de secado y congelamiento (% en peso)
	% en vol	% en peso		
GW,GP,GM,SW, SP,SM	5 a 7	3 a 5	5	3 a 5 a 7
GM,GP,SM,SP	7 a 9	5 a 8	6	4 a 6 a 8
GM,GC,SM,SC	7 a 10	5 a 9	7	5 a 7 a 9
SP	8 a 12	7 a 11	9	7 a 9 a 11
CL,ML	8 a 12	7 a 12	10	8 a 10 a 12
ML,MH,OH	8 a 12	8 a 13	10	8 a 10 a 12
CL,CH	10 a 14	9 a 15	12	10 a 12 a 14
CH,MH,CH	10 a 14	10 a 16	13	11 a 13 a 15

TABLA 10

CANTIDADES DE CEMENTO PARA VARIOS SUELOS.

- (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 6 6% si es negro.

Clasificación SUCS (a)	Pérdida en peso durante 12 ciclos consecutivos de humedecimiento y secado o de congelamiento y deshielo. (porcentaje).
GW,GP,GM,SW SP,SM	14
GM,GC,SM,SC	14
SP	14
GM,GC,SM,SC	10
CL,ML	10
ML,MH,OH	10
CL,CH	7
OH,MH,CH	7

TABLA 11

CRITERIO DEL PCA PARA MEZCLAS DE SUELO CEMENTO USADAS EN CAPAS DE
BASE.

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

MEZCLA	ARENA-ASFALTO	SUELO-ASFALTO	ASFALTO CON GRAVA TRI TURADA O GRAVA-ARENA- ASFALTO
Caliente	*Cementos asfálticos: 60 a 70 clima calien te. 85 a 100 120 a 150 clima frio		*Cementos asfálticos 45 a 50 clima caliente 60 a 70 85 a 100 clima frio
Fria	Asfaltos rebajados (ver Fig. 5)	Asfaltos rebajados (ver Fig. 5)	Asfaltos rebajados (ver Fig. 5)
Emulsiones	Emulsiones (ver tabla 11 y Figs 6 y 7 para seleccio nar el tipo de emul sión).	Emulsiones (ver tabla 11 y Figs 6 y 7, para seleccionar el ti po de emulsión)	Emulsiones (ver tabla 11 y Figs. 6 y 7, para determinar el tipo de emulsión)

TABLA 12

SELECCION DEL TIPO ADECUADO DE ASFALTO CON FINES DE ESTABILIZACION.

* Los números se refieren al grado de penetración del cemento asfáltico.

PROPIEDAD Granulometría (% que pasa).	ARENA-ASFALTO	SUELO ASFALTO	GRAVA-ARENA ASFALTO
11/2"			100
1.0"	100		
3/4"			60 a 100
No. 4	50 a 100	50 a 100	35 a 100
No. 10	50 a 100		
No. 40		35 a 100	13 a 50
No. 100			8 a 35
No. 200	5 a 12	Bueno 3 a 20 Regular 0 a 30 y 20 a 30 Malo > 30	0 a 12
Límite líquido		Bueno < 20 Regular 20 a 30 Malo 30 a 40 Inadecuado > 40	
Índice plástico	10	Bueno < 5 Regular 5 a 9 Malo 9 a 12 Inadecuado > 12	< 10

TABLA 13

PROPIEDADES GEOTECNICAS DE LOS MATERIALES ADECUADOS PARA LA ESTABILIZACION CON PRODUCTOS ASFALTICOS.

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 ó más	40 a 50

TABLA 14

DETERMINACION DEL GRADO DE CEMENTO ASFALTICO PARA LA ESTABILIZACION DE BASES.

- (a) La suma para el período de un año, de los incrementos superiores a 25°C de los promedios mensuales de las temperaturas máximas diarias. Cuando se cuenta con 10 ó 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 25°C, resulta el índice negativo. Los índices negativos se evalúan, simplemente substrayendo de 25°C, el mayor promedio mensual.

FORMA DEL AGREGADO Y	PORCENTAJE DE CEMENTO ASFALTICO CON RESPECTO AL PESO SECO DEL AGREGADO
Redondeado y liso	4
Angular y rugoso	6
Intermedio	5

TABLA 15

SELECCION DE CONTENIDOS DE CEMENTO ASFALTICO PRELIMINARES PARA LA CONSTRUCCION DE CAPAS DE BASE.

PROPIEDAD	TIPO DE MEZCLA	PUNTO DE LA CURVA		CRITERIO	
		7.0 kg/cm ²	14.0 kg/cm ²	7.0 kg/cm ²	14.0 kg/cm ²
Estabilidad	Carpeta de concreto asfáltico.	máx.de la curva	máx.de la curva	226kg ó mayor	816kg ó mayor
	Base negra	Máx.de la curva (b)	Máx.de la curva (b)	226kg ó mayor	816kg ó mayor
	Arena-asfalto.	Máx.de la curva	Máx.de la curva	226kg ó mayor	
Peso unitario	Carpeta de concreto asfáltico	Máx.de la curva	Máx.de la curva	No se usa	No se usa
	Base negra	No se usa	No se usa	No se usa	No se usa
	Arena-Asfalto	Máx.de la curva	- - - - -	No se usa	No se usa
Flujo	Carpeta de concreto asfáltico.	No se usa	No se usa	4.5mm ó menos	4mm ó menos
	Base negra	No se usa	No se usa	4.5mm ó menos	4mm ó menos
	Arena-Asfalto	No se usa	No se usa	4.5mm ó menos	4mm ó menos
% de vacíos en la mezcla total.	Carpeta de concreto asfáltico.	4 (3)	4 (3)	3 a 5 (2 a 4)	3 a 5 (2 a 4)
	Base negra	5 (4)	6 (5)	4 a 6 (3 a 5)	5 a 7 (4 a 6)
	Arena-Asfalto	6 (5)	- (-)	5 a 7 (4 a 6)	- (- - -)
% de vacíos llenos con asfalto.	Carpeta de concreto asfáltico.	80 (85)	75 (80)	75a80(80 a90)	70a80(75 a85)
	Base negra.	70 (75)	60 (65)(b)	65a75(70 a80)	70a80(55 a75)
	Arena-Asfalto.	70 (75)	-- (--)	65a75(70 a80)	- - -(- - -)

TABLA 16

CRITERIO DEL METODO DE MARSHALL PARA LA DETERMINACION DEL CONTENIDO OPTIMO DE CEMENTO ASFALTICO.

- (a) Los valores en paréntesis se deberán usar cuando se empleen datos obtenidos, de especímenes impregnados, en la determinación del peso específico volumétrico. (absorción de agua mayor de 2.5%), "p" es la presión en las llantas.
- (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.

PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA No. 200	CONTENIDO DE AGUA EN EL SUELO	
	HUMEDO (5% ó 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

TABLA 17

SELECCION DEL TIPO DE EMULSION ASFALTICA PARA EL ESTABILIZANTE.

NOTA: Determinese de la Figura 8 si se utiliza una emulsión aniónica o catiónica.

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

% QUE PASA LA MALLA 200	% DE EMULSION ASFALTICA CUANDO EL PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA No. 10 ES:					
	<u>50 ó menos</u>	<u>6 0</u>	<u>7 0</u>	<u>8 0</u>	<u>9 0</u>	<u>100</u>
0	6.0	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2
2	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5
4	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7
6	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9
8	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2
10	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2	8.4
12	7.5	7.7	7.9	8.2	8.4	8.6
14	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2	8.4
16	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2
18	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9
20	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7
22	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5
24	6.0	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2
25	6.2	6.4	6.6	6.9	7.1	7.3

TABLA 18

CONTENIDOS DE EMULSION ASFALTICA.

PRUEBA MARSHALL	CRITERIO CON BASE EN UNA TEMPERATURA DE PRUEBA DE 77°F (25°C).	
	<u>MINIMO</u>	<u>MAXIMO</u>
Estabilidad (lbs)	750 (340 kgs)	- - - -
Flujo (0.01 pulgs) (0.254 mm)	0.07" (1.778 mm)	0.16" (4.66 mm)
	0.07" (1.778 mm)	0.16" (4.66 mm)
Vacíos en la mezcla, (%)	3	5

TABLA 19

CRITERIO DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS CON EL METODO DE MARSAHLL
PARA ASFALTOS LIQUIDOS.

4. IMPORTANCIA DE LAS TERRACERIAS

Ing. Miguel Quintero Nares

IMPORTANCIA DE LAS TERRACERIAS.

I.- INTRODUCCION.

Probablemente ha de reconocerse que algo de las dificultades con que hoy se enfrenta el ingeniero al tratar de resolver el problema del dimensionamiento de pavimentos, es debido a los enfoques que ha sido capaz de desarrollar hasta el momento para el problema, enfoques que seguramente será conveniente cambiar en el futuro próximo.

En primer lugar, parece fuera de duda que el comportamiento estructural de una carretera no puede circunscribirse a unos cuantos centímetros superiores o a unas cuantas capas situadas sobre las demás. Evidentemente ese comportamiento estructural se fragua en toda la sección, contando desde el terreno de cimentación a la carpeta; es posible que de las fallas observadas en pavimentos, hayan ocurrido tantas por mala terracería como por mala base y que las condiciones del terreno de cimentación puedan ser determinadas en muchos casos.

Hoy, el terreno de cimentación y la terracería se tratan con bastante independencia del requerimiento estructural que de ellos ha de hacerse más tarde, de manera que todos los parámetros que definen dicho comportamiento estructural quedan sin ser controlados; no es pues, extraño que en el momento en que se solicita una respuesta estructural cualquiera, dicha respuesta sea impredecible. Hoy se considera, metodológicamente hablando, que la responsabilidad de la respuesta estructural de la sección está únicamente en las capas de sub-base, base y carpeta a las que se llama el pavimento. La liga que la razón exige entre la masa del terreplén y el pavimento se establece a través de una capa subrasante, bajo el criterio de colocarla suficientemente bien como para poner el pavimento al abrigo de la sorpresa. Cuando se usa el método del VRS, el criterio anterior equivale lisa y llanamente a exigir a la subrasante un VRS mínimo, aún sabiendo que este indicador es harto inseguro para reflejar las características estructurales de una masa de suelo; tampoco es extraño que bajo tales controles, esa masa se comporte imprevisiblemente.

Es aparentemente fundamental y urgente, como un primer requisito para aspirar a una buena tecnología de carreteras, eliminar la dualidad terracería-pavimento, sustituyéndola por el concepto monolítico de sección estructural de la carretera. Dicha sección ha de estudiarse sin distinciones conceptuales dentro de ella, analizando todas sus componentes y adecuándolas a las exigencias, de manera que la sección resista en cada nivel lo necesario; el colapso de la sección ocurrirá antes del tiempo de vida útil contemplado, sólo si una parte de la sección estructural no cumple su compromiso con el conjunto.

El procedimiento de diseño que se propone en estas páginas para uso en la SAHOP cumple con este requisito primeramente planteado y considera la carretera una sección estructural, como se hace en las otras estructuras de la ingeniería civil.

En segundo lugar, parece también indudable que en la actualidad resulta imposible pretender el perfeccionamiento en materia de diseño de pavimentos y que en plano real habrá de conformarse con métodos no demasiado satisfactorios para el análisis teórico y ello, durante bastantes años, probablemente. La razón para ello es múltiple y no puede ser analizada en este sitio, pero para entender algunos conceptos que puedan marcar la dirección del razonamiento que se sigue, bastará señalar algunas inadecuaciones entre el problema de los pavimentos y los conceptos desarrollados y manejados hasta hoy para resolverlo. El ingeniero, por ejemplo, está acostumbrado a manejar casi exclusivamente el concepto de resistencia de los materiales a partir de la idea de resistencia máxima, tal como se obtiene de la ruptura de una varilla de acero en prueba de tensión simple, por citar un caso. Sin embargo éste no es el concepto de resistencia apropiado para manejar pavimentos, sujetos a cargas transitorias repetidas en forma aleatoria, que conducen a fenómenos de fatiga, etc. Es lógico pensar que en tanto no se desarrolle un buen conocimiento de tales tipos de cargas, de los efectos resistentes de los materiales, no será posible llegar a un método de diseño de pavimentos que aspire a ser realista y racional.

Ante estas situaciones, es evidente que habrá que seguir haciendo uso de métodos tradicionales de diseño y dentro de estos el VRS parece tan bueno como cualquier otro, con la ventaja circunstancial de haber sido utilizado en los últimos años y contarse, por lo tanto, con una experiencia respecto a él que de ninguna manera puede desdeñarse. Esta experiencia es personal y en mucho menor escala, institucional.

II.- ESTRUCTURACION DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Se abordará ahora el sistema con que típicamente se estructuran la mayor parte de los pavimentos flexibles que se construyen en la actualidad. Se trata de establecer una nomenclatura y de discutir el papel que se asigna a cada una de las diversas capas.

Bajo una carpeta bituminosa, formada típicamente por una mezcla de agregado pétreo y un aglutinante asfáltico, que constituye la superficie de rodamiento propiamente dicha, se disponen como siempre por lo menos de dos capas bien diferenciadas; una base, de material granular y una subbase, formada, preferentemente, también por un suelo granular, aunque el requisito obligue menos que en la base, en el sentido de poderse admitir suelos de menor calidad, con mayor contenido de finos y menor exigencia en lo que se refiere a la granulometría; la razón es, obviamente, el mayor alejamiento de la subbase de la superficie de rodamiento, por lo que le llegan esfuerzos de menor intensidad. Bajo la sub-base se dispone casi universalmente en el momento presente otra capa, denominada subrasante, todavía con menores requisitos de calidad mínima que la sub-base, por la misma razón, pero cuyo fundamental papel mecánico y económico de discute cada vez menos.

Bajo la subrasante aparece el material convencional de la terracería, tratando mecánicamente en la actualidad casi sin excepción, por lo menos en lo referente a la compactación.

El establecimiento del comportamiento conjunto de la terracería con la

estructura del pavimento ha sido objeto de relativamente poca atención en el pasado y existe poco escrito sobre él en la literatura especializada. De algunos hechos experimentales que se irán exponiendo más adelante y del sentimiento del autor de este trabajo, parece que pueden extraerse las siguientes conclusiones como provisionalmente válidas:

1.- Se ve razonable pensar que la resistencia de los suelos al esfuerzo cortante no es un requisito fundamental en las terracerías; los niveles de esfuerzo que a ellas llegan a través de todo el espesor protector que constituye el pavimento, quedan siempre por debajo de la terracería en que pudiera pensarse, de acuerdo con otros requisitos que enseguida se mencionan.

2.- La deformabilidad parece ser el requisito básico para aceptación o rechazo de un material de terracería y también el que condiciona su buen comportamiento como soporte de un buen pavimento. Desde este punto de vista serán fundamentales todos los conceptos que contribuyen a que el material de terracería sea poco deformable. Entre estos, la calidad de los materiales juega un papel importante, sobre todo en los casos extremos, que corresponden a los materiales que tienen gran abundancia de fragmentos grandes y a los materiales que tienen predominio de los tamaños más pequeños que es dable encontrar en los suelos.

Los materiales en que predominan los fragmentos grandes y medianos son deformables estructuralmente hablando, por las dificultades constructivas que suele tenerse para darles el necesario acomodo, que hacen que en muchas ocasiones se cometan graves descuidos durante la construcción, que tienen muy desfavorables repercusiones, más graves cuanto más alto sea el terraplén. Es de notar el problema especial de deformabilidad que se tiene en terraplenes con grandes fragmentos, cuando aquellos son de muy baja altura, de manera que los fragmentos quedan cubiertos únicamente por capas delgadas de suelo. En este caso suelen tenerse espesores de capa muy poco uniformes, grandes a los lados y entre los fragmentos y pequeños sobre ellos. Naturalmente que un terraplén como el que se describe será muy difícil compactar correctamente, siendo esta razón por la que este caso puede presentar graves problemas de deformabilidad. En todas partes se especifica un espesor mínimo de suelo como cobertura de los fragmentos de roca que se aceptan en un terraplén dado y, obviamente, cuanto mayor sea este espesor mínimo, el problema que se acaba de exponer se presentará en menor escala.

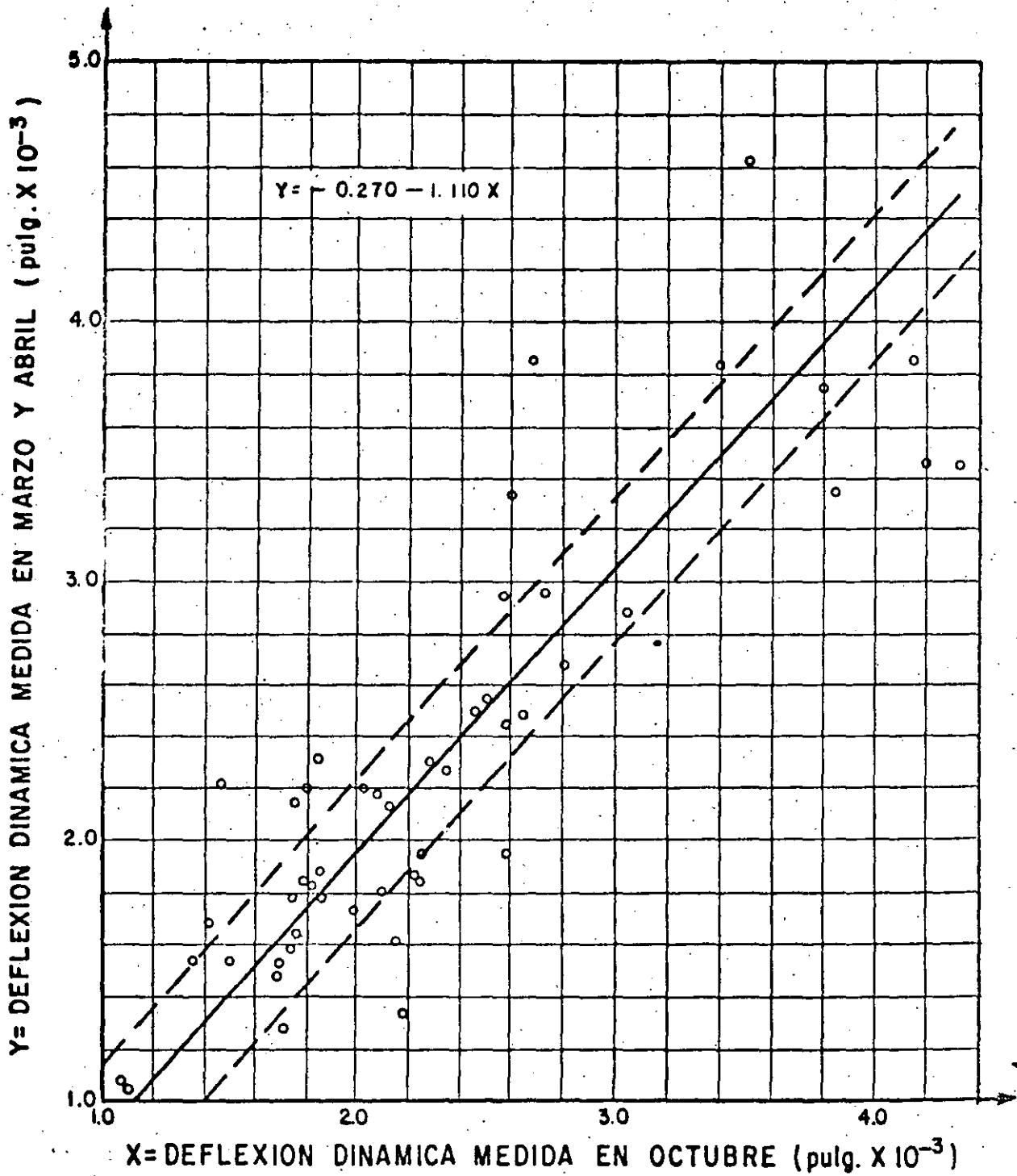
El otro gran problema de los materiales que constituyen las terracerías se tiene, como ya se mencionó, cuando éstos están formados por suelos compresibles y arcillosos. Muchos suelos MH y CH presentan características de deformabilidad tan desfavorables que su uso debe proscribirse. El panorama se complica aún más si los suelos son en añadidura, orgánicos. Es norma no aceptar el uso en el cuerpo del terraplén de los materiales MH, OH y CH, cuando su límite líquido es mayor de 100%. También evitar el empleo de los materiales que en el Sistema Unificado reciben la denominación genérica de P_t . No se puede establecer hasta que punto una norma rígida de especificación puede resolver este tipo de problemas, pues un mismo suelo puede tener comportamientos muy diversos según sean las condiciones de clima, drenaje y subdrenaje,

geometría del terraplén donde se coloque, topografía del lugar, etc. También juega un papel fundamental en el comportamiento final obtenido el tratamiento de compactación. Una terracería deformable obligará al uso de pavimentos de espesor considerable, que logren que los esfuerzos transmitidos lleguen a niveles suficientemente bajos, por lo que plantean una disyuntiva muy clara; si la deformabilidad se toma en cuenta en el diseño del pavimento, éste será anti-económico y el conjunto claro, pues ya se dijo que cuesta más el material del pavimento que el de terracería; si la deformabilidad no se toma suficientemente en cuenta en el diseño del pavimento, como tantas veces ocurre, nunca se tendrá un pavimento con buen comportamiento en ese lugar por mejor que se conserve y por mucho que se reconstruya.

3.- Relacionándose con el punto anterior, la acción climática ha sido frecuentemente mencionada como el punto fundamental a cuidar para tener una terracería que tenga un buen comportamiento como apoyo de un pavimento. La afirmación, empero, merece discutirse.

Con el objeto de valorar la resistencia del conjunto pavimento-terracería y su variación con la estación del año, para poner de manifiesto la influencia climática, se realizaron dos series de mediciones de la deflexión en la superficie en un total de 52 secciones con un pavimento que comprende una carpeta asfáltica, distribuidas en casi toda la geografía mexicana. La primera medición se hizo en octubre al terminar la estación lluviosa en todos los puntos estudiados y la segunda se realizó en los meses de marzo y abril, al terminar el período de estiaje. Las deflexiones se midieron con equipo Dynaflect y se considera que la deflexión que muestra el pavimento en su superficie es una medida de la condición estructural prevaleciente en todo el espesor construido bajo ese punto, de manera que un pavimento que tiene deflexiones altas, se acepta que está en peor situación que otro que las tenga bajas. La Fig. No. 1 muestra los resultados obtenidos. Las deflexiones se presentan en pulgadas por ser este el patrón universal de su medición. La información que proporciona la Fig. No. 1 es sorprendente, en el sentido de que contradice en algo el sentimiento experimental de la gran mayoría de los especialistas. No se manifiesta una diferencia apreciable en la condición estructural de las secciones, estadísticamente hablando, aún entre dos momentos tan drásticamente diferenciales como lo fueron aquéllos en que se realizaron las mediciones. La conclusión al extraer es una de dos; o la deflexión en la superficie del pavimento no es un criterio para juzgar de la condición estructural de un sistema pavimento-terracería, afirmación que estaría en contradicción con toda la experimentación moderna, especialmente con los estudios de evaluación de pavimentos construidos o la acción climática sobre el comportamiento estructural del conjunto pavimento terracería se ha ponderado en el pasado de un modo que precisa cierta revisión.

Es posible que esta conclusión haya de ser circunscrita en parte a la situación de México, país en el que las variaciones estacionales no son muy notables en general y que el efecto estacional resulte mucho más acusado en otras latitudes, sobre todo en países en que la acción del clima incluya efectos de congelamiento y deshielo, que pueden ser muy severos. A este respecto cabe el comentario de que, en muchos casos, son precisamente esos países los



x = DEFLEXION DINAMICA MEDIDA EN OCTUBRE (pulg x 10⁻³)

Fig. No. 1. Correlación entre dos series de mediciones con equipo Dynaflect en 52 secciones seleccionadas en carreteras de México.

que dan origen a mucha de la metodología práctica de evaluación y diseño de pavimentos, por lo que surge la pregunta de si tales métodos no serán excesivamente conservadores para naciones como México.

En la figura No. 1 hay puntos que se apartan mucho de lo que parece ser la tendencia general; hizo ver que en muchos de esos puntos existía un préstamo lateral cercano a la sección en estudio, de manera que ésta era mucho más vulnerable a la acción climática por la presencia de una excavación vecina, relativamente profunda.

Las conclusiones contenidas en la figura No. 1 son tan interesantes que se procede a una revisión general de la información obtenida, mediante el estudio de las mismas y nuevas secciones elegidas en el campo; desgraciadamente los nuevos resultados no están disponibles en el momento, pero es pertinente decir que investigaciones similares realizadas recientemente en dos importantes tramos de prueba que la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas tiene bajo control en dos puntos de su red, han arrojado resultados similares. En una investigación similar hecha en Australia, midiendo las deflexiones con viga Benkelman; los resultados finales presentados permiten sostener la información que se ha proporcionado.

Cuando se dice "acción climática" se entiende, a veces, efecto de variación estacional y se acepta implícitamente que éste debe ser muy acusado y de grandes repercusiones en la vida de la vía terrestre; esto es lo que parece no suceder y este criterio es el que, según indica la investigación citada, ha de ser revisado. Parece que, una vez construido un camino, se alcanza, al cabo de algún tiempo, una condición de equilibrio y que ésta es relativamente independiente de los cambios estacionales, por lo menos en México. Naturalmente, cual sea la condición de equilibrio que a fin de cuentas se alcance dependerá, entre otras cosas, del clima prevaleciente en la zona, en el sentido general y familiar; pero también influye la confirmación topográfica y geológica y la relación que con estos tipos de accidentes guarde el trazo general de la vía. Una vía terrestre puede estar en muy buenas condiciones generales en un lugar de clima desfavorable, si su trazo la protege, en tal caso la condición de equilibrio a que llegue podrá ser también favorable; recíprocamente, en un lugar de clima aparentemente benigno, una vía puede alcanzar condiciones de equilibrio que impliquen peligros serios a su vida futura. El efecto climático no puede ser visto como una norma de criterio independiente de todo un conjunto de consideraciones igualmente importantes; no se trata de conocer en que clima se desarrollará una vía terrestre, sino en que condición general se encontrará dentro de esa zona y sujeta a la acción de aquel clima y esas condiciones definen una vida futura que parece ser más independiente de los cambios locales de estación de lo que se hubiera juzgado en el pasado.

Los resultados de la anterior investigación, así como su sentimiento experimental permiten sugerir que quizá la expresión "acción climática" es demasiado amplia para expresar el importante efecto que tiene el contenido de agua de los materiales sobre la resistencia estructural de los pavimentos; este efecto incluye muy particularmente, claro es, el agua contenida en la terracería y la capa subrasante. Así, seguramente no debe pensarse tanto en una acción general del clima, cuanto en la necesidad específica de proteger con el subdrenaje adecuado el tramo de la carretera en el que sean de temer

condiciones especiales de saturación. Naturalmente que la acción climática - en un sentido más general puede influir en otros problemas conectados con la tecnología de los pavimentos, tales como la aparición de grietas longitudinales por procesos repetidos de evaporación y humedecimiento, en que la acción solar juega un papel importante o el "envejecimiento" de una carpeta, también por acción solar. La correspondencia entre las curvas que aparecen en la figura No. 2 ejemplifica la importancia práctica de las fluctuaciones del nivel freático en el lugar determinado y hace ver la importancia del subdrenaje que controle tales fluctuaciones, manteniendo el contenido de agua en la subrasante en un valor poco variable.

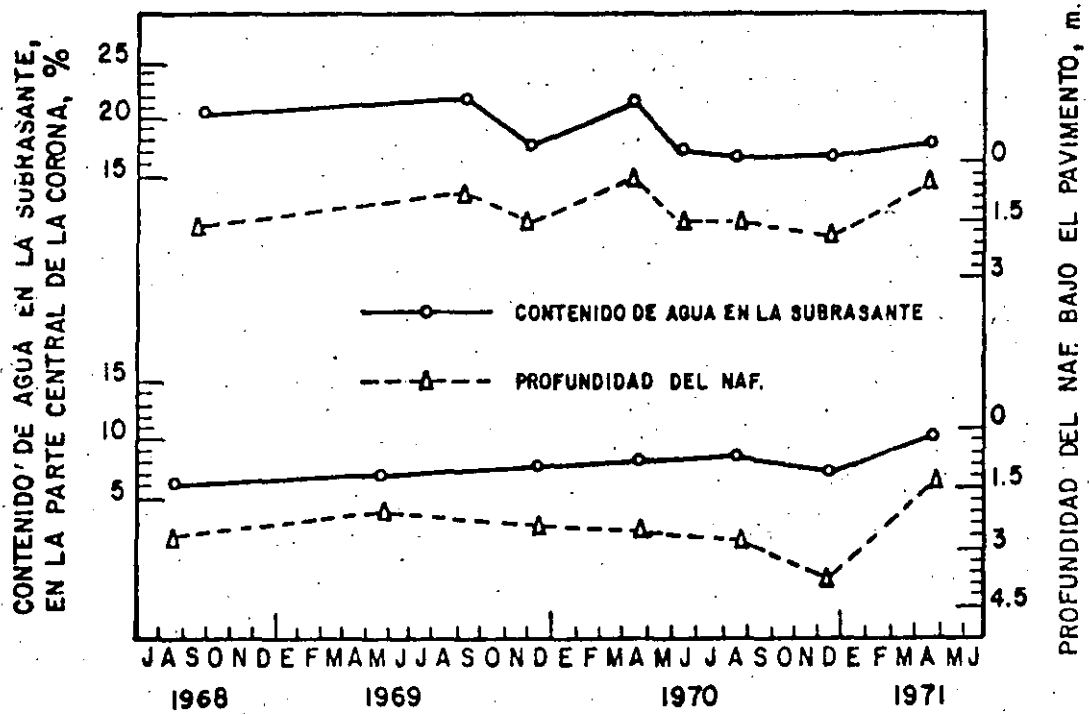


Figura No. 2. Variaciones del contenido de agua en la subrasante cuando varía la posición del NAF.

También es un reflejo de la acción climática la formación de baches tras una lluvia por efecto del agua infiltrada.

alcantarillas, generalmente acompañadas de agrietamiento.

- d. Agrietamiento generalizado (piel de cocodrilo) en la carpeta, con --
tendencia a desintegración.

De los daños anteriores, seguramente el primero es el más frecuente; puede ser medido con rugosímetros y en algunos países empieza a haber especificaciones en cuanto a valores máximos tolerables. El agrietamiento longitudinal acompaña usualmente al ascenso o descenso de la carpeta.

Cualquier intento para tomar en cuenta la presencia de suelos expansivos en el comportamiento de un pavimento flexible debe presuponer un cierto grado de éxito en la estimación de las condiciones de humedad y demás propiedades significativas en el momento de la construcción y en la estimación de los cambios de contenido de agua que van a ocurrir durante la vida útil del pavimento y de su influencia en aquellas propiedades significativas. También resultará de la máxima utilidad establecer criterios de clasificación de suelos finos, bien sea en el laboratorio, o quizá mejor aún, en el campo, que en forma sencilla puedan detectar la presencia de suelos expansivos, poniendo en guardia al ingeniero.

TABLA No. 1.

Actividad	Categoría del suelo
Menor que 0.75	Suelo inactivo
0.75 - 1.25	Suelo normal
Mayor que 1.25	Suelo activo

Clasificación de los suelos finos según su
tendencia a la expansión.

De acuerdo con la anterior clasificación, las montmorilonitas y bentonitas resultan ser activas, las ilitas normales y las caolinitas inactivas. Se ha intentado correlacionar el concepto de actividad de Skempton con el potencial de expansión de las arcillas, pero las correlaciones encontradas son poco precisas.

El Bureau of Reclamation de los E. U.A. realizó un intento para clasificar a las arcillas desde el punto de vista de la intensidad de su potencial de expansión. Se toma en cuenta para definir este último el llamado Grado de Expansión, que es el porcentaje de expansión de una muestra de suelo secada al aire y colocada después en un consolidómetro, anegada en agua y bajo una presión vertical de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²). En realidad el potencial de expansión se define en términos de varias otras características de la arcilla, además del grado de expansión, de las que las más importantes son del límite de contracción, el Índice de plasticidad, el porcentaje de partículas menores que una micra y la expansión libre. Este último concepto se define por medio de la ecuación que en seguida se menciona, realizando una prueba que consiste en formar una muestra de 10 cm³ de suelo secado al aire, formada con la parte del material que pase la malla No. 40 y en introducirla en una probeta gradua

da de 100 cm³ llena de agua, midiendo el nuevo volumen de la muestra cuando llega al fondo de la probeta.

$$E.L. = \frac{V - V_0}{V_0} 100$$

donde:

E.L. = expansión libre del suelo, en porcentaje.

V = volumen de la muestra después de la expansión, en cm³.

V₀ = volumen de la muestra antes de la expansión, igual a 10 cm³.

Un suelo con potencial de expansión alto puede tener una expansión libre mayor que 100%. Conjuntando todos los factores que se han mencionado el Bureau of Reclamation de los E.U.A. clasifica los suelos en la Tabla No. 2.

TABLA No. 2

Potencial de expansión	Expansión en consolidómetro, bajo presión vertical de 0.07 kg/cm ²	Límite de contracción	Índice de plasticidad	Porcentaje de partículas menores que una micra	E. L.
	%	%	%	%	%
Muy alto	> 30	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20.30	6.12	23.37	18.37	> 100
Medio	10.20	8.18	12.34	12.27	50.100
Bajo	< 10	> 13	< 20	< 17	< 50

Clasificación de suelos expansivos según Holtz y Gibbs (Bureau of Reclamation de los E.U.A.).

La Fig. 3 es una representación gráfica de los datos contenidos en la tabla No. 2 y zonifica los suelos expansivos en un plano Índice de Plasticidad- Porcentaje de partículas menores que una micra. Existen correlaciones del Índice de Plasticidad, el Límite de contracción y el contenido de partículas menores que una micra con el cambio volumétrico sufrido por un espécimen en consolidómetro, cuando se mantiene anegado en agua bajo una presión vertical de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²). La dispersión de estas correlaciones es muy grande, de manera que resulta difícil utilizarlas para establecer apriorísticamente las características de un cierto suelo.

McDowell define para su sistema de clasificación un porcentaje de cambio volumétrico en la muestra de suelo sujeta a absorción capilar y a una presión de cámara de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²), en un aparato triaxial del tipo del -- usado en la tecnología de pavimentos por el Departamento de Carreteras de Texas. El tiempo que se recomienda dejar a los especímenes sujetos a la absorción capilar depende de la plasticidad de la arcilla y es un número de días -- igual al índice plástico, cuando éste es mayor que 15. Se encontró que el -- cambio volumétrico para unas condiciones iniciales dadas del suelo puede co -- rrelacionarse en cierta medida con el Índice de Plasticidad, lo que proporcio -- na un criterio para clasificar la arcilla (Fig. 4).

Seed y sus colaboradores definen el potencial de expansión como el porcen -- taje de expansión vertical de una muestra compactada, con su contenido de agua -- óptimo y su peso volumétrico máximo (prueba AASHOestándar) cuando se coloca -- en un consolidómetro y se anega en agua bajo una presión vertical de 0.07 -- kg/cm² (1 lb/pulg²). Expresan el potencial de expansión por la expresión:

$$P.E. = K C^2$$

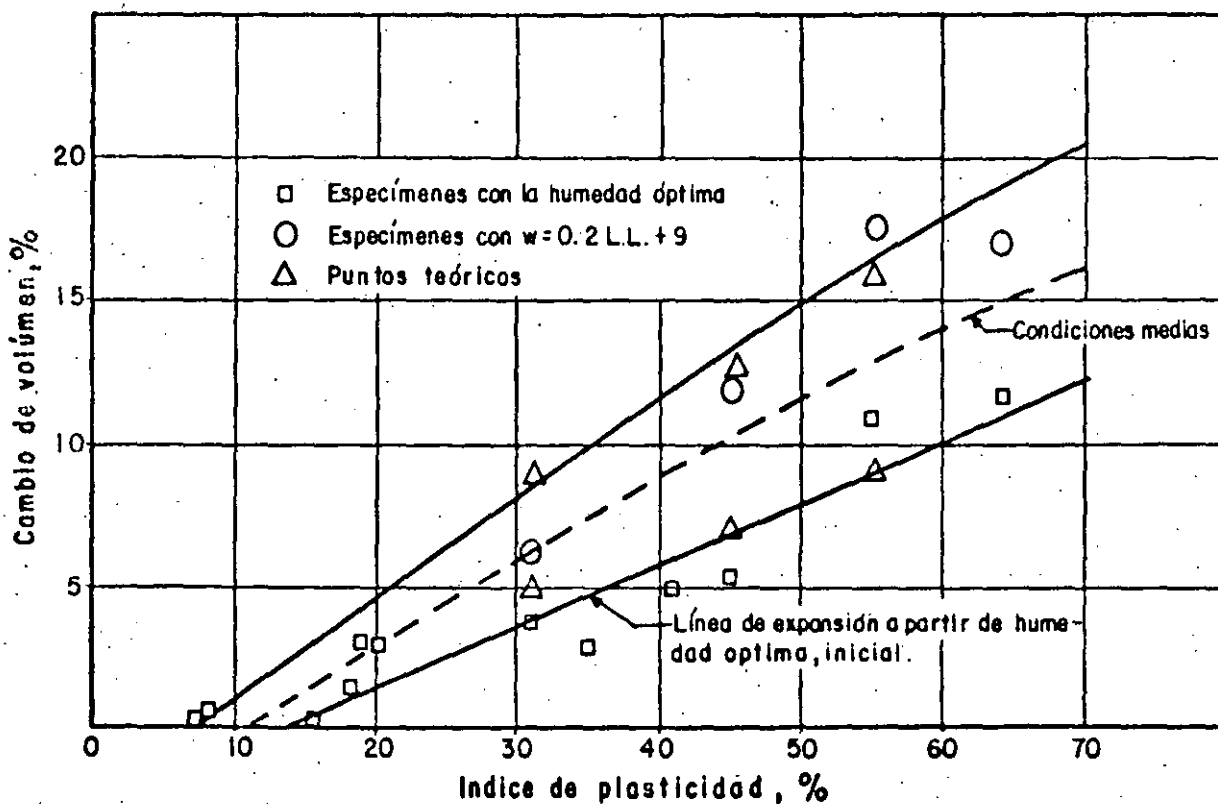


Figura 4. Correlación entre la expansión volumétrica y el índice de plasticidad, según McDowell.

donde:

- P.E. = potencial de expansión.
- C = porcentaje de partículas menores que 2 micras.
- x = un número que depende del tipo de arcilla.
- K = Factor que depende del tipo de los minerales de arcilla.

Para las pruebas reportadas por Seed y sus colaboradores x valió 3.44. -
 Para las mismas condiciones se encontró:

$$K = 3.6 \cdot 10^{-5} \times A^{2.44}$$

donde A es la actividad de la arcilla en el sentido de Skempton. Puesto que A se relaciona con el Índice de Plasticidad y con el porcentaje de partículas menores que 2 micras, es posible relacionar directamente el Potencial de Expansión con el Índice de Plasticidad. Dicha relación aparece en la tabla 3.

Con fines de clasificación Seed propone los valores del Potencial de Expansión que se muestran en la tabla 4.

La principal desventaja de los trabajos de Seed es que se hicieron con suelos artificiales, preparados en el laboratorio, con lo que se introducen dudas respecto a la representatividad de los resultados.

T A B L A 3

Correlación entre el Potencial de Expansión y el Índice de Plasticidad, según Seed y sus colaboradores.

I. P. %	Potencial de expansión %
10	0.4 - 1.5
20	2.2 - 3.8
30	5.7 - 12.2
40	11.8 - 25.0
50	20.1 - 42.6

Lambe refiere las características de los suelos expansivos al denominado Índice de Expansión que mide en un aparato especial de diseño propio. Este Índice resulta ser la expresión de expansión que en tal aparato desarrolla un espécimen de arcilla compactada al cabo de 2 hs.

De todos los métodos de clasificación anteriores seguramente resulta el más convincente el propuesto por el Bureau of Reclamation de los E.U.A., por haber sido establecido tomando en cuenta un mayor número de factores. Sin embargo, en todos los sistemas actuales se utilizan correlaciones no muy seguras ni muy comprobadas.

T A B L A 4

Clasificación de suelos según su Potencial de Expansión.

Características de expansión de los suelos	Potencial de expansión %
Baja	0 - 1.5
Media	1.5 - 5.0
Alta	5.0 - 25.0
Muy alta	> 25.0

Cada día es más amplia la tecnología de laboratorio que se va desarrollando para medir la tendencia a la expansión de los suelos y las presiones de expansión que se producen en diferentes circunstancias. Para tal fin se utilizan varios sistemas, en unos casos se utilizan consolidómetros, bien sea midiendo la presión con que se expande el suelo o la contrapresión vertical que sea preciso dar para que no lo haga; en otros casos se utilizan dispositivos especiales en los que una muestra anegada en agua empuja al expanderse un pistón, que presiona un anillo calibrado o una barra o puente calibrados también, de manera que al medir la deformación de estos elementos pueda conocerse la presión de expansión.

Las presiones de la incorporación de agua al espécimen o las de fabricación de éste varían en las diferentes técnicas, buscando la máxima representatividad, como también varían las contrapresiones que se hacen actuar sobre el espécimen, empleándose a veces unas que reproduzcan el peso de un hipotético pavimento suprayacente.

Las presiones de expansión que se obtienen en el laboratorio dependen de las condiciones y los tiempos de humedecimiento y de carga y de la secuencia con que se permite la expansión y se aplican las cargas; también dependen del tiempo que se deja transcurrir antes de la medida, pues se ha visto que es preciso que transcurra un cierto lapso para que se desarrolle el potencial de expansión por completo. La Fig. 6 muestra el resultado de experiencias de Seed y sus colaboradores que indican cómo varía la presión de expansión que se desarrolla en un suelo con el tiempo; en la figura se presentan presiones de expansión después de uno y siete días, en función del contenido de agua final en la prueba de expansión.

El tiempo que transcurre en el laboratorio antes de que deje de generarse presión de expansión y se llegue a la condición de equilibrio, depende de la naturaleza de los minerales arcillosos y es mayor en las montmorilonitas y mínimo en las arcillas caoliníticas.

Se ha encontrado que cuando se destruye la estructura de un suelo natural y después se compacta al mismo peso específico seco y con el mismo contenido de agua originales, el potencial de expansión del suelo aumenta; esto puede explicarse en términos de la energía que se da a la arcilla remoldeada cuando

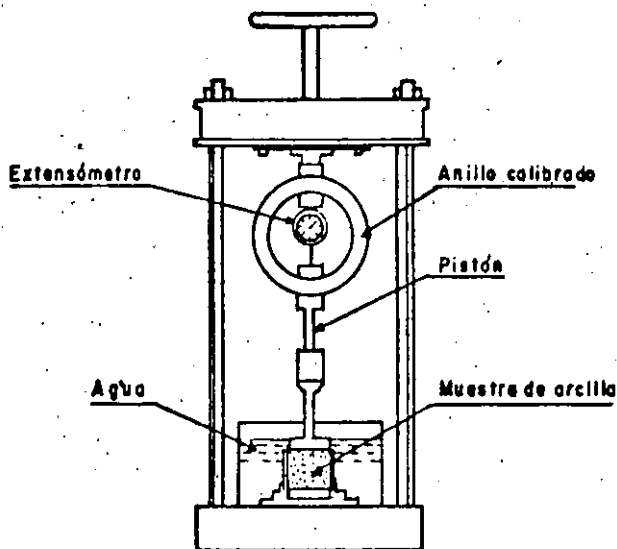


Figura 5. Aparato para medir presiones de expansión.

se compacta y que se libera cuando la arcilla se humedece en el proceso de expansión, en tanto que el suelo en su estado natural había ya liberado mucha de su energía en procesos anteriores de humedecimiento y secado a lo largo de su historia. Siempre hablando de suelos compactados, se ha visto que el potencial de expansión es mayor en los suelos compactados con métodos estáticos que con métodos por impactos. Los hechos anteriores conducen a la recomendación práctica de alterar lo menos posible a los suelos expansivos extraídos de banco y compactarlos con métodos de amasado.

Aspecto importante es sin duda la predicción en el campo del potencial de expansión. Antes de la construcción del pavimento, la arcilla en la zona activa sufre cambios continuos en el contenido de agua y en el peso específico seco, y el contenido de agua disminuye. Si en esta época la superficie del suelo se cubriera, se producirían los efectos contrarios, es decir, el contenido de agua se incrementaría y la presión de succión, así como el peso volumétrico seco disminuirían; lo anterior ocurriría unido a una expansión y levantamiento de la superficie del terreno.

Después de algunos años de construido el pavimento en su sección central se alcanza un equilibrio en la distribución del contenido de agua y de la presión de succión con la profundidad. Lo anterior es muy interesante porque facilita predecir el levantamiento de la superficie del suelo, conociendo el tiempo de construido el pavimento y en el que se alcanza el equilibrio.

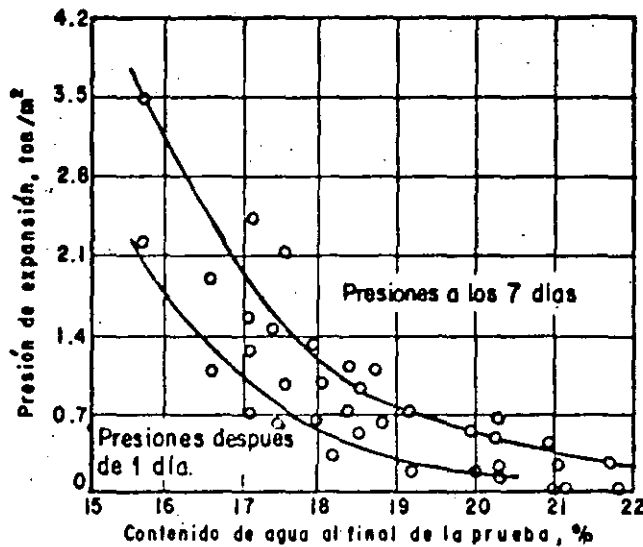


Figura 6. Efecto del tiempo transcurrido en la presión de expansión.

Como la magnitud de la expansión depende de la composición de la arcilla, de su estructura, historia de esfuerzos, contenido inicial de humedad y del peso específico seco durante la construcción del pavimento, así como de la sobrecarga y de la carga negativa del agua en contacto con la arcilla, la predicción de la magnitud de expansión no es tan fácil. En el empeño de lograrlo se han originado varios métodos. Los más en uso son el de McDowell y el de Jennings.

En el método de McDowell se emplean muestras inalteradas, obtenidas a varias profundidades dentro de la terracería y se mide el potencial de cambio volumétrico para la absorción por capilaridad bajo una presión confinante de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²). El potencial de cambio volumétrico se mide de acuerdo con un procedimiento de prueba originado en el Departamento de Carreteras de Texas. (THD-80).

El porcentaje de expansión volumétrica se deduce usando una serie de curvas maestras que relacionan la expansión con la presión (Fig. 7). Cada curva se refiere a la presión que tenía la muestra en la profundidad a la que fue extraída. En el eje de abscisas se anotan los valores de la sobrecarga que el pavimento produce sobre el suelo original. El porcentaje de expansión vertical para cada capa es entonces tomando como 1/3 del porcentaje de expansión volumétrica. La elevación de la superficie se obtiene por integración del porcentaje de expansión vertical en toda la profundidad de la zona activa.

Como resultado de un estudio en diversas terracerías en Texas, McDowell encontró que el contenido de humedad menor, w , existente en las terracerías antes de construir el pavimento, se expresa por:

$$w_i = 0.2 \text{ LL} + 9$$

Arcillas con las anteriores condiciones iniciales, sujetas a absorción capilar bajo una presión confinante de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²) en el laboratorio, se expanden hasta un contenido final de humedad, w_f :

$$w_f = 0.47 \text{ LL} + 2$$

Es interesante hacer notar que para arcillas inorgánicas típicas, las anteriores condiciones finales corresponden a una relación contenido de humedad sobre límite plástico de 1.28, para un índice de plasticidad de 30.

Para las condiciones iniciales dadas en la expresión (correspondiente) - el porcentaje de cambio volumétrico, para una absorción capilar bajo una presión confinante de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²), puede relacionarse directamente con el índice de plasticidad como sigue:

$$\frac{\Delta V}{V} (\%) = 0.37 \text{ I.P.} - 5$$

Para las anteriores condiciones, si el índice de plasticidad de la arcilla es constante con la profundidad usando la familia de curvas maestras dadas por McDowell (Fig. 7), es posible desarrollar una expresión para la presión p_0 sobrecarga requerida para prevenir la expansión como una función del índice de plasticidad:

$$p_0 = 0.5 \text{ I.P.} - 5$$

donde, p_0 es la presión de sobrecarga requerida para prevenir la expansión, - en Ton/m². Con el valor del índice de plasticidad se calcula la expansión volumétrica con la expresión anotada al principio de la hoja; situándose un punto en el eje de las ordenadas de la Fig. 7. Si a partir de ese punto se traza la curva maestra correspondiente, la sobrecarga necesaria para nulificar la expansión será la abscisa del punto en que la curva maestra trazada, corte a la horizontal por la expansión volumétrica igual a cero.

Integrando las curvas maestras respecto al rango de presiones correspondientes a la profundidad de la zona activa, es posible obtener el levantamiento probable para las condiciones estudiadas por McDowell. La tabla 5 presenta los levantamientos de la superficie como una función del índice de plasticidad del perfil arcilloso, suponiendo un estrato uniforme hasta una gran profundidad.

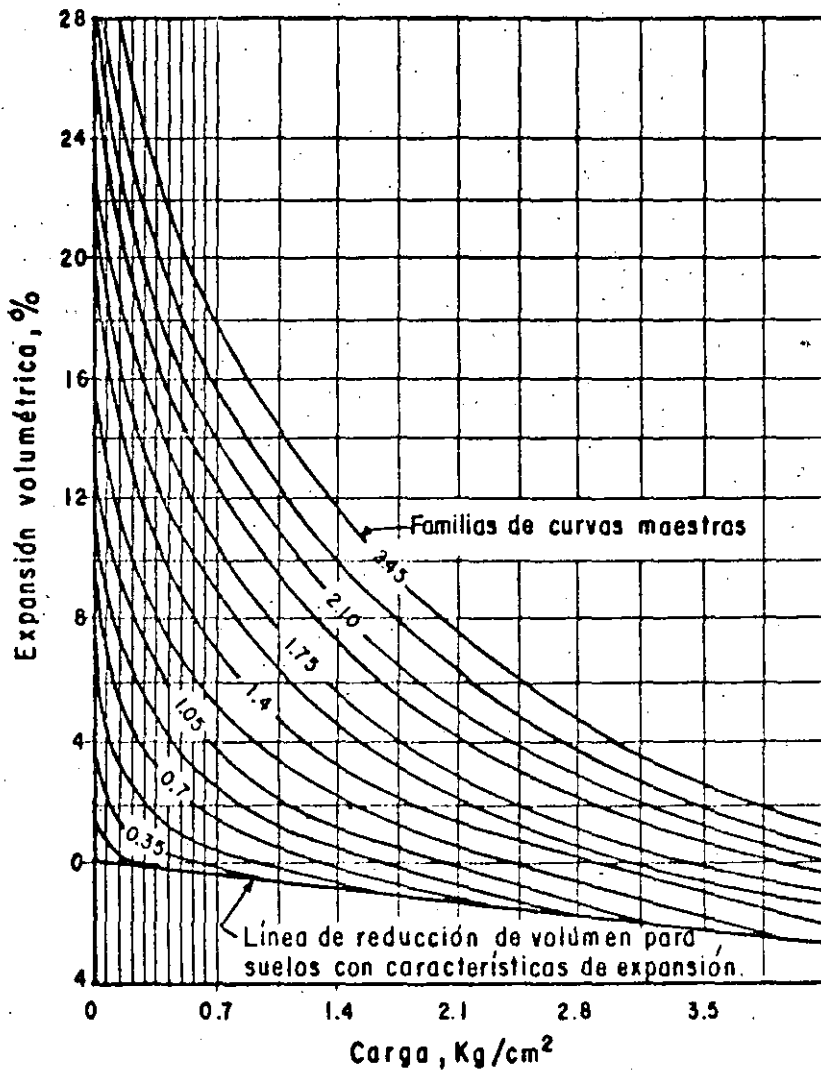


Figura 7. Relación de carga al cambio volumétrico de arcillas expansivas.

TABLA 5

Levantamiento de la superficie como una función del Índice de Plasticidad.

I.P. (%)	Levantamiento de la superficie (cm).
10	0
20	1
30	4
40	7
50	13

Jennings propone otro método para predecir la expansión probable de una capa de suelo activo. Está basado en una correlación que se reporta como buena entre las expansiones medidas en pavimentos reales y las predichas para los mismos casos, con base en una prueba de consolidación por duplicado que más adelante se enciona. Se acepta que el monto de la expansión no depende de la trayectoria de esfuerzos seguida por el suelo. El método se aplica obteniendo muestras inalteradas, con las que se fabrican dos especímenes de prueba para ser probados en el consolidómetro, uno con su contenido de agua natural y el otro con el contenido de agua a que se llegue después de permitirse su expansión anegado en agua y sujeto a una pequeña contrapresión; en ambos casos, los especímenes se prueban aplicando la carga por etapas como es usual. Las dos curvas de compresibilidad que se obtienen en las dos pruebas se superponen, de manera que coincidan sus partes vírgenes (Fig. 8).

Conociendo la sobrecarga que actuará sobre el suelo al nivel al que fue obtenido la muestra, puede encontrarse en la curva correspondiente al contenido de agua natural, la relación de vacíos correspondiente al suelo consolidado bajo dicha sobrecarga (punto A). A continuación ha de estimarse la succión de equilibrio en la curva del suelo sumergido, sumando este valor a la presión de sobrecarga; de esta manera podrá obtenerse el punto B sobre la curva de compresibilidad de la muestra previamente sumergida (ajustada). Jennings utiliza el valor de e (Fig. 8) o variación de la relación de vacíos en ambos casos, para predecir la expansión. El método ha dado buen resultado en Sudáfrica, pero no puede garantizarse que funcione igualmente bien en otras partes, puesto que la expansión depende en realidad de la trayectoria de esfuerzos a que se sujete el suelo.

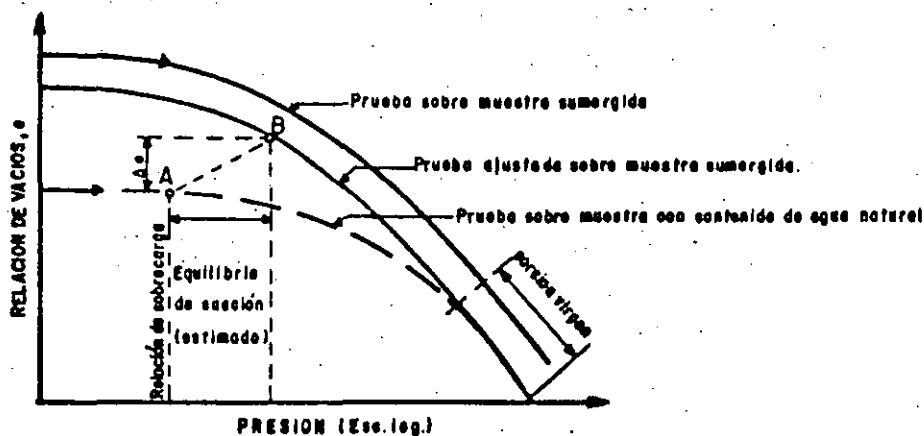


Figura 8. Predicción del levantamiento de la superficie usando la prueba doble de odómetro, según Jennings.

Finalmente, se propone la siguiente secuela para predecir el levantamiento de la superficie, según el actual estado del conocimiento:

- a) Determinése la profundidad de la zona activa.
- b) Obténganse muestras inalteradas de la arcilla a intervalos fijos dentro de la zona activa.
- c) Estímese la presión de succión que deberá esperarse en la zona activa.
- d) Ejecútense pruebas de expansión sobre muestras inalteradas en consolidómetros, permitiendo a la arcilla expandirse en contacto con el agua libre. Cada muestra se sobrecargará con un esfuerzo vertical igual a la presión de sobrecarga, más una carga adicional igual al valor de la presión por succión esperada en las condiciones de equilibrio.
- e) Intégrese el porcentaje de expansión obtenido de las pruebas de expansión con la profundidad.

Debe notarse que para profundidades abajo de la zona activa, se espera una expansión nula para muestras cargadas con una presión igual a la sobrecarga más la tensión de poro de equilibrio que se espere.

Cuando se mide la presión de expansión en el laboratorio, utilizando como es usual una muestra totalmente anegada y se permite la expansión del suelo, la presión de poro llega a ser nula cuando se alcanza el equilibrio al final del proceso de expansión. Lo anterior indica que la presión de expansión que se desarrollará en el campo, en aquellos lugares en que las arcillas expansivas hayan alcanzado el equilibrio serán menores que las obtenidas para esos suelos en el laboratorio, puesto que el contenido de agua de las arcillas en el campo no llegará, en general, a la saturación. Así, la presión de expansión en el campo podrá expresarse como:

$$p_c = p_1 - ks$$

donde:

- p_c = presión de expansión en el campo, bajo condiciones de saturación parcial.
- p_1 = presión de expansión máxima obtenida en el laboratorio en condiciones de saturación y cuando la presión de poro del espécimen llega a ser nula.
- k = factor de ajuste que ha de ser estudiado, tanto para establecer su valor en un caso dado, como para relacionarlo con los diferentes parámetros que definen el comportamiento del suelo.
- s = valor de succión prevaleciente en el suelo cuando éste está en equilibrio y aún no ha sido cargado.

Otra alternativa para determinar la presión de expansión puede ser utilizando la relación:

$$p_1 = \frac{C}{C'} s$$

C y C' son dos números que dependen de características físicas del suelo, tales como la relación de vacíos y el peso específico relativo de los sólidos, de como ocurre en el suelo el fenómeno de succión y de las condiciones de saturación. En suelos totalmente saturados $C = C'$ y, por lo tanto:

$$p_1 = s$$

El anterior resultado ha sido experimentalmente corroborado por Warkentin. Para suelos parcialmente saturados, $C \neq C'$ y p_1 resulta ser una fracción de la succión inicial. Algunas observaciones han indicado que en arcillas relativamente secas p_1 puede ser del orden del 10% de la succión inicial.

En cuanto al valor de k ha de comentarse que la investigación actual aún no permite establecer conclusiones de tipo general; en suelos compresibles -- con alto grado de saturación parece ser razonable considerarla muy próxima a la unidad.

Tomando en consideración las ideas anteriores, puede concluirse que será posible en la actualidad tener una idea de la presión de expansión de campo, que pueda esperarse en un cierto problema práctico, a condición de poder conocer el valor de succión del suelo. De esta manera sería muy deseable establecer una correlación entre dicho valor de succión, difícil de investigar en los problemas de rutina y alguna o algunas propiedades sencillas de los suelos. Se han encontrado ciertas correlaciones entre el contenido de agua correspondiente a varios valores de succión y el límite plástico de arcillas israelíes, pero tales correlaciones son seguramente de muy difícil extrapolar a otras condiciones locales y, sin duda, este tipo de investigación habrá de ser repetido en cada país, en tanto que un superior conocimiento de los fenómenos envueltos no permita tratamientos teóricos de tipo más general.

La Fig. 9 muestra la variación entre la presión de expansión medida en el laboratorio y el peso específico seco inicial de la muestra. Aunque se refiere a un caso particular puede considerarse como representativa de la relación usual entre ambos conceptos, de manera que ilustra convenientemente la gran importancia práctica de no compactar a los suelos expansivos más allá de los niveles adecuados a cada caso. De hecho, los suelos expansivos constituyen un ejemplo dramático de los peligros que implica el criterio de considerar la compactación tanto mejor, cuanto más alto sea el peso volumétrico seco alcanzado por el suelo.

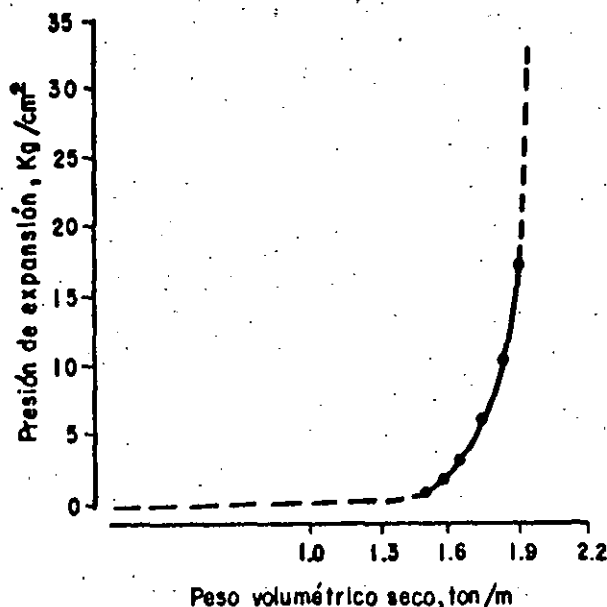


Figura 9. Efecto del peso volumétrico seco inicial de un suelo expansivo en su presión de expansión.

A continuación se presentan un conjunto de importantes correlaciones entre las características de expansión, de los suelos y propiedades comunes de los mismos. Aunque se presentan datos basados en pruebas sobre 270 muestras de arcillas naturales inalteradas obtenidas de muy diversos lugares, es difícil considerar las correlaciones presentadas como definitivas y válidas para cualquier arcilla de cualquier sitio; sin embargo, seguramente constituyen información útil en el actual estado del conocimiento, aunque no sea más que como norma de criterio, válida solamente para fijar el orden de magnitud de los problemas. Las Figs. 10 y 11 recogen las dos correlaciones más útiles.

Como ya se ha mencionado, el agrietamiento longitudinal en zonas próximas a los hombros es uno de los daños típicos más frecuentes en las secciones de terraplén construidas en suelos expansivos. Resulta obvio, por otra parte, el hecho de que sea en las zonas próximas a los hombros donde se produzcan los máximos cambios volumétricos, pues en estas zonas hay menos restricción a la deformación y la tendencia al cambio de contenido de agua es máxima. La Fig. 12 muestra los cambios volumétricos observados en una sección que puede tomarse como ejemplo y en la que se han medido en diferentes puntos cada vez más alejados del centro de la línea.

Al principio de esta sección se mencionaron brevemente los principales efectos que sufren los suelos expansivos, así como los daños típicos que se producen en los pavimentos construidos sobre ellos, que causan deterioros y disminuciones muy importantes de la vida útil. La Fig. 13 ilustra para un caso particular la evolución del Índice de Servicio de pavimentos construidos en diferentes tramos de una misma carretera sobre suelos expansivos y no expansivos y en ella resaltan los prejuicios que aquellos suelos ocasionan.

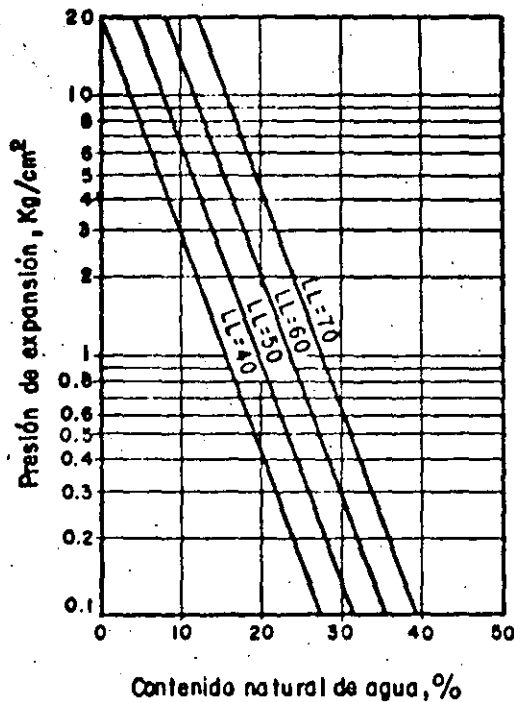


Figura 10. Correlación entre la presión de expansión de un suelo con su límite líquido y su contenido natural de agua.

El principal problema al proyectar o construir pavimentos sobre suelos expansivos es el evitar cambios de contenido de agua, para reducir al mínimo las distorsiones y los agrietamientos. Puede afirmarse que ningún método debe considerarse plenamente exitoso en esta misión, si bien el empleo del apropiado en el caso particular de que se trate puede reducir significativamente los daños.

Todos los métodos prácticos para evitar los daños que produce la expansión de un suelo susceptible pueden agruparse en tres grandes categorías:

- Reemplazo o mejoría por mezcla de un suelo inerte de todo o parte del espesor activo o de la capa del pavimento que muestre o sea susceptible de actividad.
- Neutralización de la presión de expansión previamente valuada, por la colocación de la sobrecarga suficiente sobre el terreno o la capa de pavimento de que se trate; la sobrecarga impuesta es generalmente peso de tierra.
- Reducción o control de los cambios de contenido de agua en los suelos susceptibles por drenaje, subdrenaje, utilización de cubiertas impermeables u otros métodos.

A continuación se comentan brevemente estos métodos:

- Remoción o mejoramiento de suelos.

filtro relativamente fino, para que no sólo puedan interceptar el flujo lateral hacia el interior de la sección, sino que también puedan constituir una fuente de humedad durante el período de sequía.

Puede ayudar el construir durante el período del año en el que el contenido de agua de los suelos naturales sea cercano a el valor de equilibrio que pueda esperarse, para prevalecer en el cuerpo de las terracerías y en la capa subrasante. Los cambios futuros de humedad serán menores cuanto menor sea la posibilidad de que la arcilla expansiva se seque; consecuentemente serán convenientes todas las medidas que conduzcan a tal fin. Durante la construcción deberá procurarse que transcurra el mínimo tiempo entre el desmonte, el despalme, el tendido de material y su compactación y la construcción total del pavimento, especialmente si se trabaja en verano. El cubrir las arcillas expansivas con capas de material granular es eficiente para evitar cambios volumétricos, pues el material granular, especialmente cuanto más grueso sea, preserva los meniscos del agua capilar en la parte superior de la arcilla, restringiendo la expansión.

Cuando se trabaja con arcillas relativamente secas convendrá añadir agua, preferentemente hasta valores cercanos al límite plástico; el criterio anterior puede ser de aplicación práctica difícil si se intenta en el momento del tendido y compactación del material, pues entonces suele ser difícil aumentar el contenido de agua más allá de un 2%; por el contrario, el contenido de agua puede elevarse con mucha mayor facilidad en el banco de préstamo.

Retrasar la pavimentación definitiva de un tramo construido sobre arcillas expansivas, no suele ser muy útil para minimizar los futuros cambios del contenido de agua. Se discute en la actualidad con vehemencia la eficacia de utilizar para la minimización señalada, membranas "impermeables" que cubran la subrasante o el material expansivo en la terracería; tales membranas, hechas con asfalto, se han empleado con éxito en Texas. La utilización de capas rompedoras de capilaridad puede ser otra alternativa para preservar al cuerpo del terraplén de cambios importantes del contenido de agua. Aún cuando los consumos de asfalto que se han reportado para construir membranas asfálticas protectoras no son altos (6 ó 7 lt/m²), de manera que la solución pudiera no quedar prohibida por la economía, posiblemente la capa rompedora de capilaridad será de mayor garantía a plazo largo; los gradientes hidráulicos -- por efecto de succión entre las arcillas secas, a las que separa la membrana de suelos más húmedos, pueden ser suficientes para propiciar flujos muy importantes a través de las pequeñas grietas o fisuras que puedan ir desarrollándose en la delgada capa asfáltica.

Algunos autores han observado que dá buenos resultados el anegar las subrasantes que muestran tendencias a la expansión, con la suficiente cantidad de agua en momentos anteriores a la construcción. La inundación produce una gran parte del movimiento de expansión posible, de manera que con posterioridad a la construcción se producen cambios volumétricos mucho menores que los que se tendrían de no usar el método. El requisito es utilizar un método -- que permita al agua penetrar homogéneamente en los materiales expansivos; esto se ha hecho a veces perforando pozos de la suficiente profundidad y de unos 10 cm de diámetro, a través de los cuales se incorpora el agua al terre-

no natural o a las terracerías, según el caso. El método anterior ha sido utilizado sobre todo en zonas destinadas a la construcción de edificios, y no se tienen respecto a él experiencias en vías terrestres. De todas maneras el humedecimiento intenso, previo a la construcción de los materiales expansivos - debe verse como una operación que mejora su comportamiento futuro.

5. EVALUACION DEL
COMPORTAMIENTO
DE
PAVIMENTOS EN
CARRETERAS Y
CRITERIOS PARA
SU
REHABILITACION

Ing. Miguel Quintero Nares

EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS Y CRITERIOS PARA SU REHABILITACION.

I. REHABILITACION Y RECONSTRUCCION 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 expresión 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 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 trabajo en que la Mecánica de Suelos Aplicada tenga un papel que jugar.

Los problemas de rehabilitación de pavimentos pueden ser inmensamente variados y van desde la colocación de riegos de "rejuvenecimiento" o construcción de sobre-carpetas, hasta reconstrucciones integrales; también han de considerarse los problemas amañados 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 ser vicio 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 soportado 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.

Con las dos lecturas del extensómetro es posible saber cuanto 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. 1. 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 deflexión dinámica de la superficie del pavimento cuando se le aplica una carga oscilatoria (senoidal). El aparato medidor, cuyas complicaciones de detalle 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 pavimento (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 mediciones 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. 2 muestra un conjunto de curvas de deflexión proporcionado por el Dynaflect. Cada curva se refiere a las lecturas de los cinco géofonos -- que tiene el aparato al aplicar la carga de impacto en un punto; los géofonos dan lecturas más bajas según van estando más alejados del impacto. Generalmente, se utiliza la lectura del primer géofono 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 intérprete 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.

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 fundamentar la valuación sólo en dichas correlaciones podría resultar poco fiel a las condiciones particulares del problema que se estuviese tratando. El método de las deflexiones maneja el valor total de ellas en cada punto, pero no su distribución en profundidad; que es la característica realmente importante y en esto radica, -- quizá, su mayor limitación.

Por lo que se refiere al equipo a utilizar para la medición de las deflexiones, la selección ha de estar basada en su disponibilidad, costo y necesidades de avance; el costo de una viga Benkelman es considerablemente me-

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 la carga estática pueden ser determinadas con equipos tales como la viga Benkelman o un curvómetro Dehlen. Un deflectómetro del tipo Dynaflect permite la medición de deflexiones cuando la carga que se aplica al pavimento es dinámica.

La viga Benkelman se muestra esquemáticamente en la Fig. 1. Un brazo D fijo se sitúa nivelado sobre el pavimento apoyado en tres puntos (un punto A y dos puntos B). Un brazo móvil D_1 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_1 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.

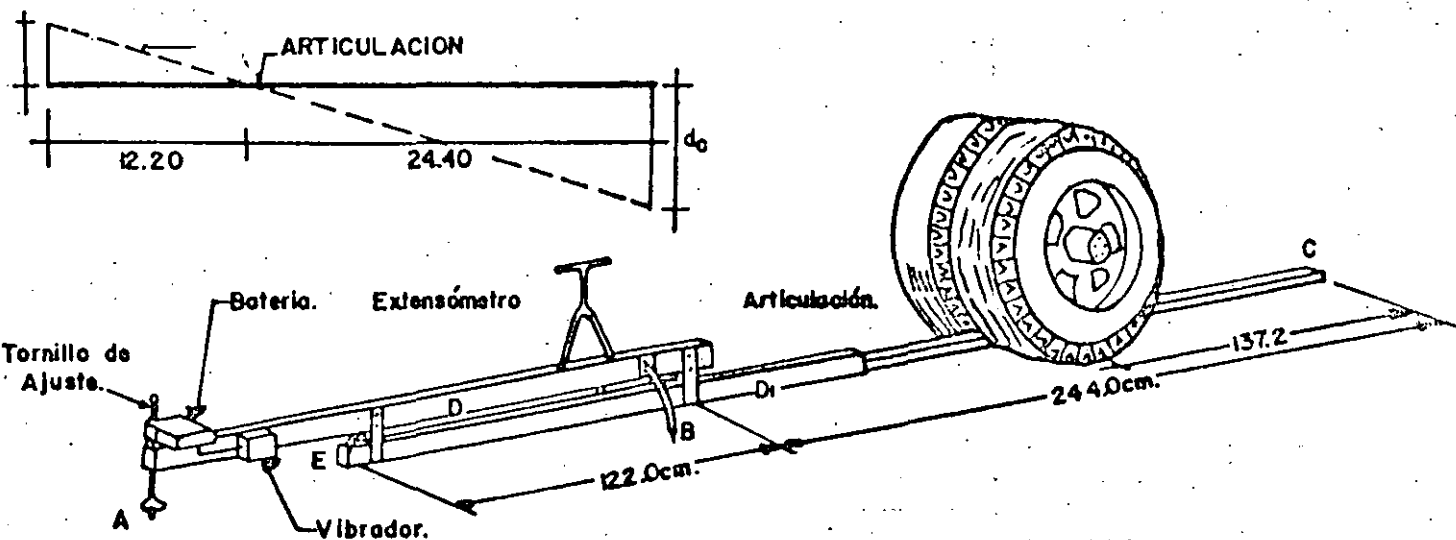


Fig. 1. Esquema del deflectómetro Benkelman.

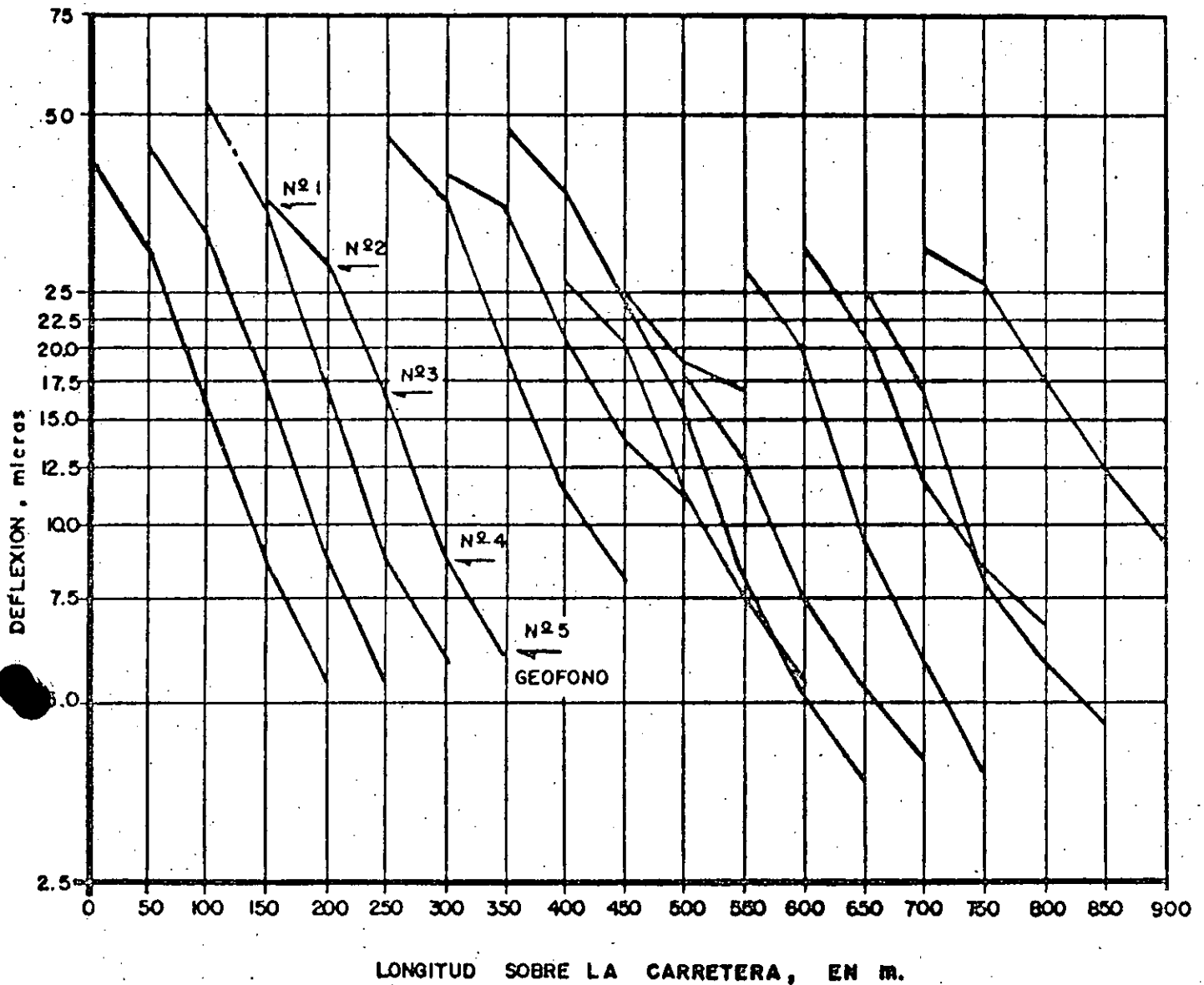


Fig. 2. Curvas de deflexión medidas con Dynaflect.

nor que el de un deflectógrafo dinámico tipo Dynaflect, pero la rapidez y eficiencia en la determinación de las lecturas de deflexión que puede lograrse con este último equipo es mucho mayor que cuando se utiliza una viga Benkelman.

Otra alternativa para valuar la capacidad estructural de un pavimento, que ha sido sugerida por varias instituciones, entre ellas el Departamento del Transporte del Canadá, consiste en la ejecución de pruebas de carga por medio de placas. De hecho éste ha sido un recurso frecuentemente utilizado por la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas para valuar la capacidad estructural de pavimentos construídos en aeropuertos, siguiendo el criterio recomendado por el propio Departamento del Transporte del Canadá y cuyo detalle será presentado más adelante en este mismo trabajo.

Bajo esta misma tónica merece estarse también el procedimiento de valuación estructural para aeropistas desarrollado en Inglaterra, y que fundamentalmente consiste en determinar, mediante una prueba de placa, el denominado "número de clasificación por carga" (LCN); éste número es representativo de la capacidad estructural del pavimento. El LCN (load classification number) es un sistema para clasificar tanto al pavimento de un aeropuerto como a los aviones que lo operan; en el sistema se comparan las características de las aeronaves con la capacidad estructural de los pavimentos. El LCN del pavimento resulta de un estudio de campo que se fundamenta en la realización de pruebas de placa; el LCN de las aeronaves depende de la geometría y disposición de las ruedas, de la presión de inflado 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.

El propio procedimiento de valuación presenta algunas normas de criterio respecto a 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 3,000 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 deba considerarse a la rehabilitación y el costo de su mantenimiento; otro factor importante, sobre todo en caminos cuyo tránsito representa movilización de bienes de consumo necesario o que genera desarrollo económico, es el que se relaciona con la posibilidad de interrupción o retraso de dicho movimiento, que puede originarse con motivo de las obras de rehabilitación proyectadas y su repercusión en los costos de transporte para los usuarios. Respecto a todas estas consideraciones relacionadas con costos.

A la luz de todas estas consideraciones, algunas de ellas simplemente cualitativas y otras tan cuantitativas como se desee, pero que sin una dosis de bien calibrada experiencia perderían su significación, el ingeniero proyectista o grupo encargado del estudio, estará en condiciones de definir los trabajos tendientes a la rehabilitación del camino o de la aeropista, los cuales podrán comprender desde la simple aplicación de riegos protectores, pasando por la construcción de sobrecarpetas de refuerzo, hasta 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 incrementos 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 caso, el éxito del proyecto depende en modo muy importante de la atención que se dedique a los trabajos de mantenimiento y conservación de los pavimentos.

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 en contrado 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, aún 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 ser estabilizado o tratado con los materiales anteriormente señalado.

Los métodos aquí presentados utilizan las deflexiones medidas en la superficie del pavimento, utilizando la viga Benkelman bajo la acción de la carga correspondiente a un eje simple con arreglo de llantas en dual; si las deflexiones son obtenidas con otro equipo, por ejemplo, el deflectógrafo dinámico (Dyna-Flect), existen correlaciones que permiten transformar a deflexiones tipo Benkelman, las obtenidas mediante este procedimiento (Fig. 3). Cabe insistir aquí nuevamente, en la reserva con que han de manejarse estas correlaciones, debido a las condiciones locales con que han sido desarrolladas. En la figura aparece la correlación dada por el fabricante del Dyna-flect (Dresser Alfas Co), para pruebas de Viga Benkelman con eje cargado con 6.8 Ton (5,000 lbs); ésta puede considerarse la correlación experimental original. Aparece también la correlación con la Viga Benkelman cargada con

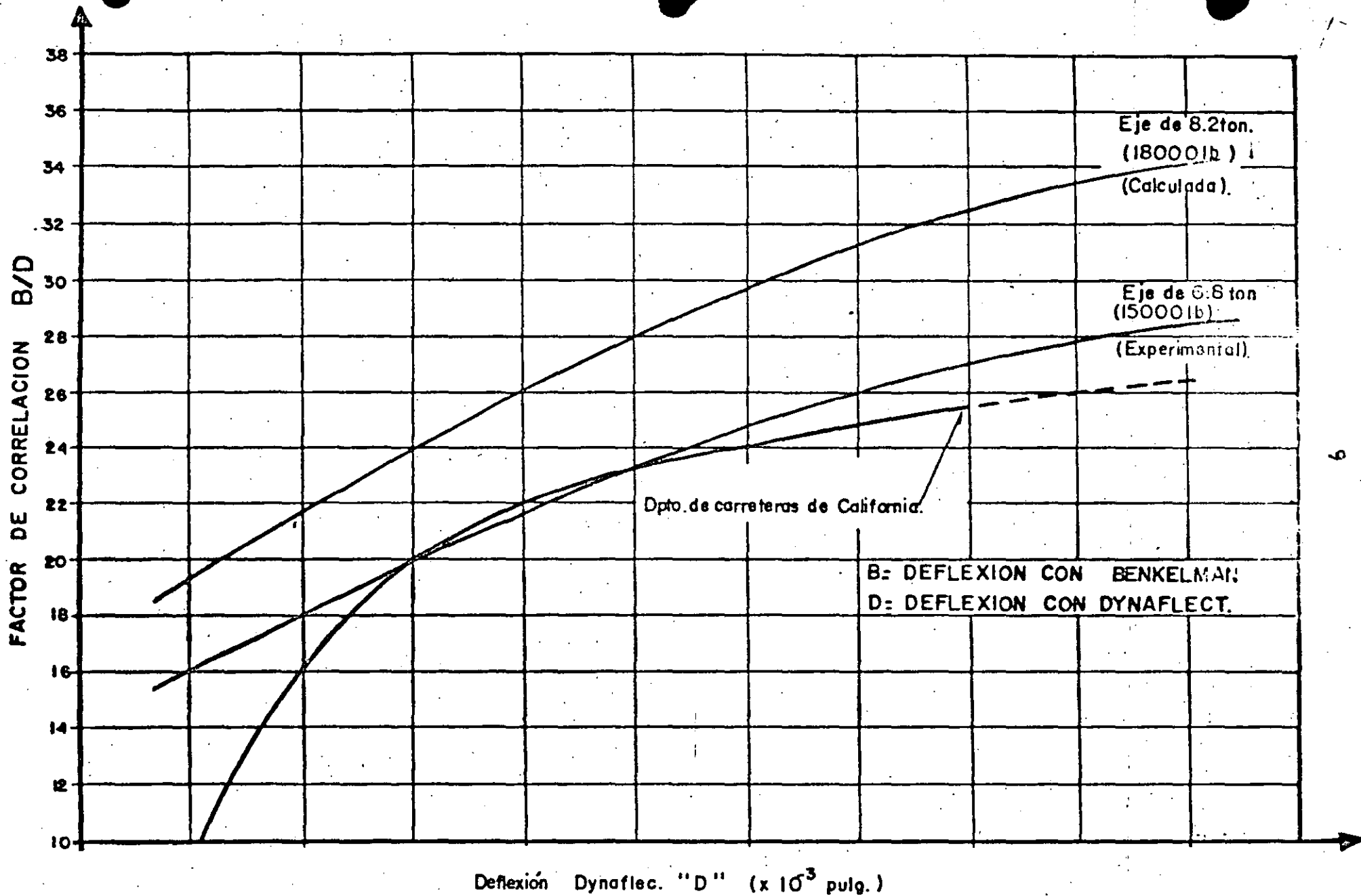


FIG.3-CORRELACION OPERACIONAL ENTRE LA VIGA BENKELMAN Y EL DISPOSITIVO DYNAFLECT.
 (LA CURVA PARA EJE DE 15000 lb. ES PROPORCIONADA POR EL FABRICANTE DEL DYNAFLECT.)

eje de 8.2 Ton (18,000 lbs); esta gráfica se obtuvo un tanto teóricamente, estableciendo un coeficiente de correlación entre ambas deflexiones Benkelman y aceptando que la deflexión Dynaflect varía también de un caso a otro en la misma proporción. Finalmente, la figura presenta la correlación también experimental a que llegó, por su parte, el Departamento de Carreteras de California entre el eje de 6.8 Ton (15,000 lbs) sobre la viga Benkelman y el Dynaflect, tras varios años de utilización de ambos equipos. Resulta en la variación de las correlaciones presentadas, la influencia de las condiciones locales a que se hizo referencia y la correspondiente necesidad de todo organismo interesado de obtener sus propias correlaciones.

1. Método de California.

Este método ha sido desarrollado con base en la observación del comportamiento de pavimentos reforzados y su premisa fundamental, consiste en establecer un límite máximo de deflexión que puede permitirse a la 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 2,270 kg (5,000 lbs) que el pavimento ha de soportar.

En la Fig. 4 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, el espesor de una base tratada con cemento; el eje de las abscisas corresponde al número de repeticiones de una carga por rueda de 2,270 kg (5,000 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 invariablemente la curva 7. Lo anterior puede parecer sorprendente si no se considera la relativa homogeneidad de buena calidad que suele verse en las estructuras de los pavimentos que se construyen en el Estado de California; para la aplicación ciega del método a otros países puede correrse un mayor peligro de estar aplicando la misma curva a dos pavimentos muy distintos, sólo por el hecho, quizá sin gran significación estructural de que el espesor de sus carpetas sea el mismo y ésto es tanto más cierto cuanto menor sea el espesor de la carpeta del pavimento que se valua.

Para valuar un pavimento siguiendo el método de California se seguirán las siguientes etapas:

1. Con ayuda de la gráfica de la Fig. 4 y después de haber hecho el análisis de tránsito ya descrito en páginas anteriores de este trabajo, hasta llegar al número de ruedas de carga equivalente de 2,270 kg (5,000 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 Dynaflect se hará uso de la correlación de la Fig. 3)-

y de un camión lastrado con 6,810 kg (15,000 lbs) en su eje trasero (dual).- El intervalo de medición es recomendado por California en el orden de los 8 m, pero seguramente puede variarse un poco de acuerdo con las condiciones del pavimento que se valúa.

3.- Obtenidas las deflexiones reales en el pavimento que se valúa, debe determinarse el valor de dicho concepto tal que un 20% de las deflexiones medidas resulte mayor y el 80% restante, correspondiente, 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 esfuerzo 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:

$$R_{\delta} = \frac{\delta_{80} - \delta_{tol}}{\delta_{80}} 100$$

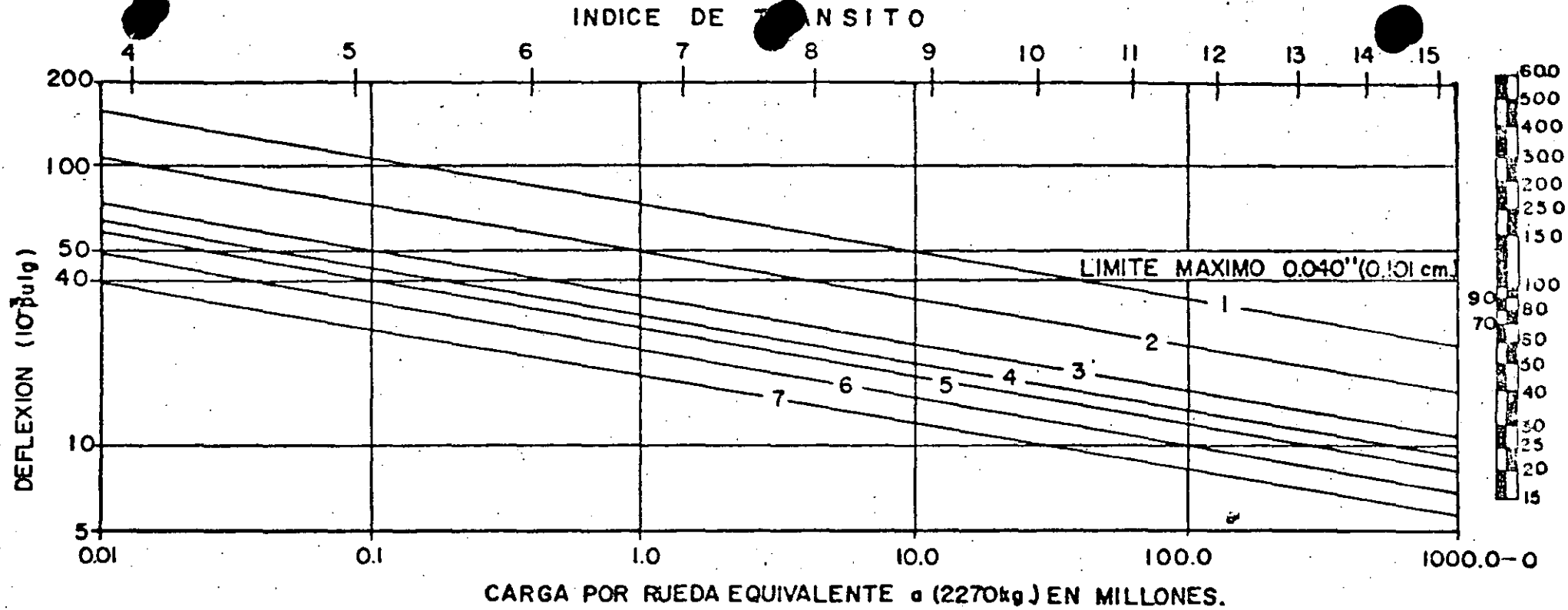
5. Con el valor de R_{δ} deberá entrarse a la gráfica de la Fig. 5, para obtener los espesores de grava equivalente que se requieren como refuerzo del pavimento en estudio.

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 tanteo, hasta que se obtenga un espesor de grava equivalente como refuerzo. La razón de las verificaciones anteriores estriba en que cuando se cambia el espesor hipotético de la carpeta del pavimento también debe de cambiarse según establece la Fig. 4, el nivel tolerable de deflexión que debe exigirse a dicho pavimento.

B. Método del Instituto Norteamericano del Asfalto.

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 Trabajo. 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 me



TIPOS DE SUPERFICIES DE RODAMIENTO	Espesor (cm)
1.- Tratamiento Superficia.	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 Tratada con Cemento.	15

FIG. 4.— GRAFICA PARA LA DETERMINACION DEL NIVEL TOLERABLE DE DEFLEXION EN EL METODO DE CALIFORNIA.

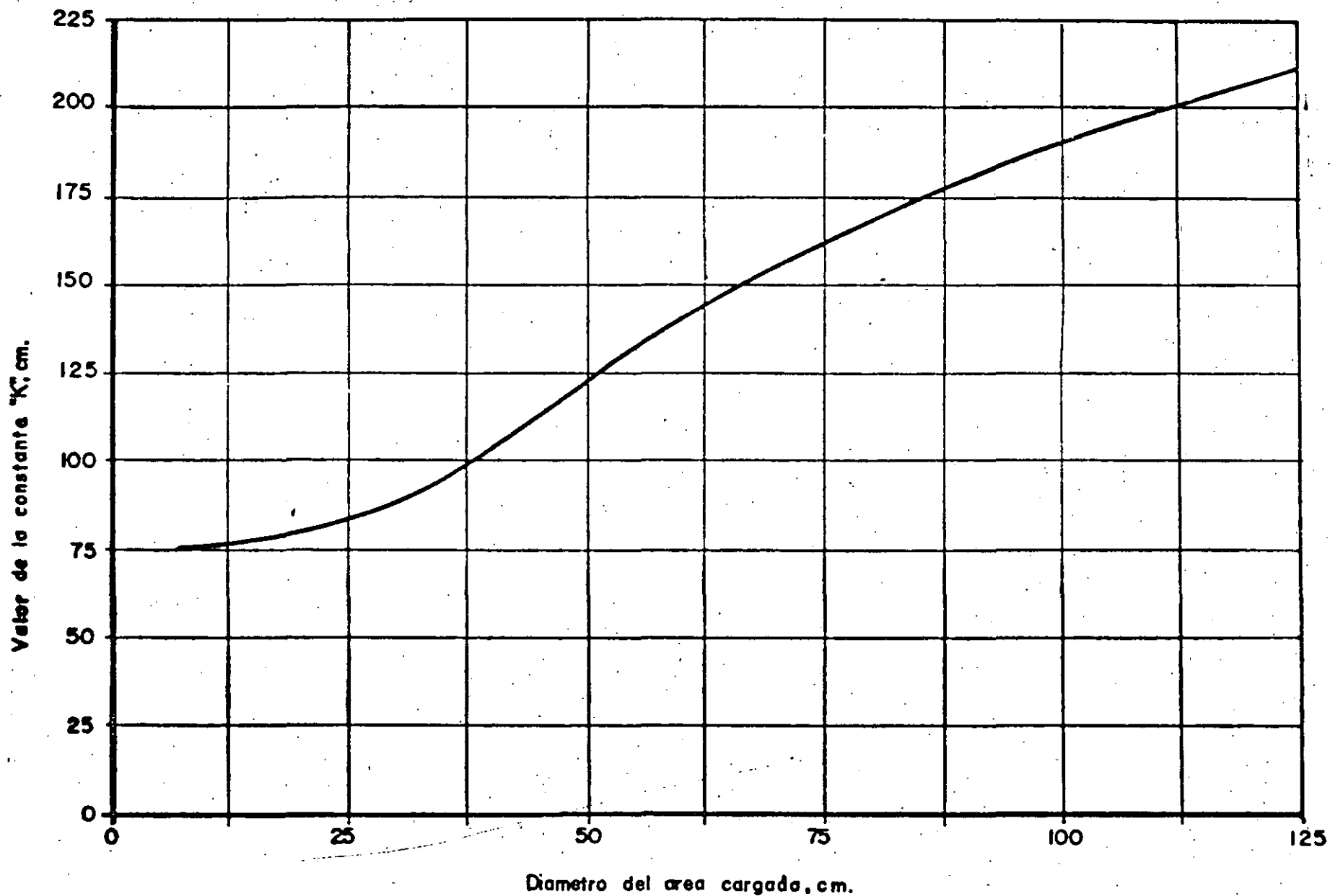


FIG. 9.- VALORES DE LA CONSTANTE DE DISEÑO "K", EN FUNCION DEL AREA CIRCULAR CON QUE SE APLICA LA CARGA.

nor de 15 pr km o de 10 en cada sección de prueba, entendienco por ésta a un tramo del camino al que se le asignan características de deterioro más o menos uniforme. Los puntos estudiados deben distribuirse aleatoriamente sobre el tramo escogido y debe calcularse la media aritmética de todos los valores obtenidos, así como la desviación estándar del conjunto de valores correspondientes a un tramo y a una sección en estudio. La deflexión se obtie- e bajo una carga de 4,100 kg (9,000 lbs) en un sistema dual de llantas (8,200 kg por eje del vehículo).

Se define el concepto deflexión caracterfstica, por medio de la ecuación:

$$d_c = (\bar{x} + 25) f c$$

donde:

\bar{x} es la media aritmética de los valores individuales de la deflexión - en el tramo considerado.

s es la desviación estándar 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. 6 proporciona una gráfica que permite calcular el valor del coe - ficiente de ajuste por la temperatura de la carpeta.

El coeficiente de ajuste por el período del año en que se haga la medi - ción 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 cu - bran diferentes épocas del año, calculando en cada caso la relación entre di - chas 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 puede entrarse en la gráfica de la Fig. 7, en la que puede calcularse el espesor de concreto asfáltico que el pavimento necesita como - refuerzo. Usando los coeficientes de equivalencia entre espesores de concre - to asfáltico y espesores de capas de otra naturaleza, que se han dado ante - riormente en este trabajo, podrían calcularse diversas alternativas de es - tructuración del esfuerzo necesario, si bien ha de hacerse notar que esta úl - tima posibilidad no figura explícitamente en las fuentes bibliográficas ori - ginales que proponen el método

El Instituto Norteamericano del Asfalto proporciona con base en sus es - tudios de valuación un criterio que puede tener mucho interés práctico, si -

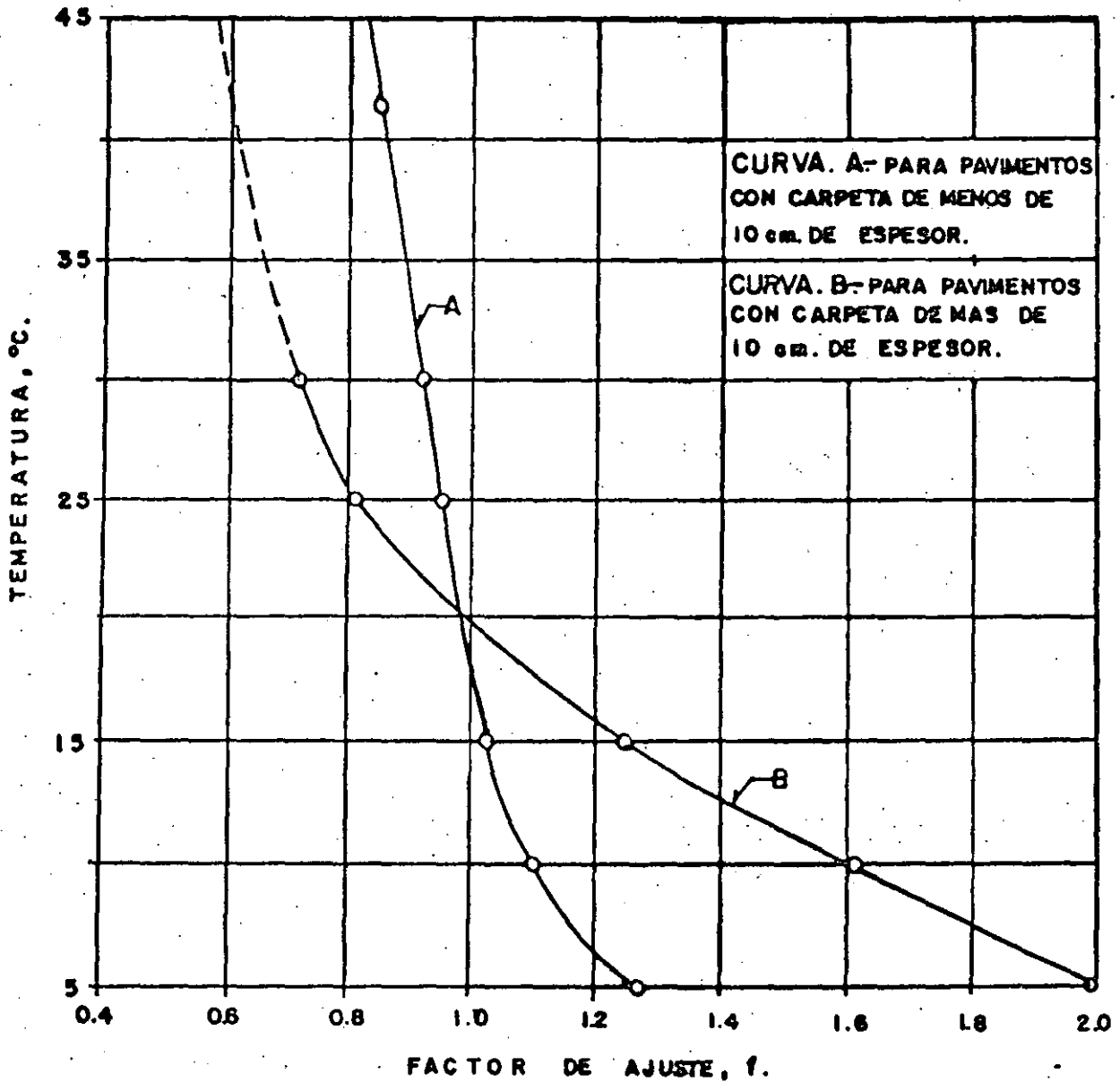


Fig. 6. Factores de corrección por temperatura en las deflexiones de viga Benkelman. (Método de Valuación del Instituto Norteamericano del Asfalto).

guiendo el cual será posible estimar el tiempo en el cual un pavimento en buen estado puede llegar a necesitar un refuerzo, de acuerdo con la deflexión característica actual y la tasa del crecimiento anual del tránsito en el camino considerado.

La Fig. 8 proporciona una gráfica en la que, entrando con la deflexión

característica que corresponda a un cierto camino en la actualidad, puede obtenerse el número de tránsito para diseño más alto que puede tener el camino si no requiere reparación. Este número deberá compararse con el número de tránsito para diseño que realmente tenga el camino en cuestión; si este último es menor que el calculado con la gráfica, el pavimento no requerirá refuerzo en la actualidad; si ambos números de tránsito son iguales se está en el momento en que es necesario el refuerzo, pero si el pavimento tiene un número de tránsito mayor que el calculado con la gráfica, el refuerzo ya debió, de hecho, realizarse anteriormente.

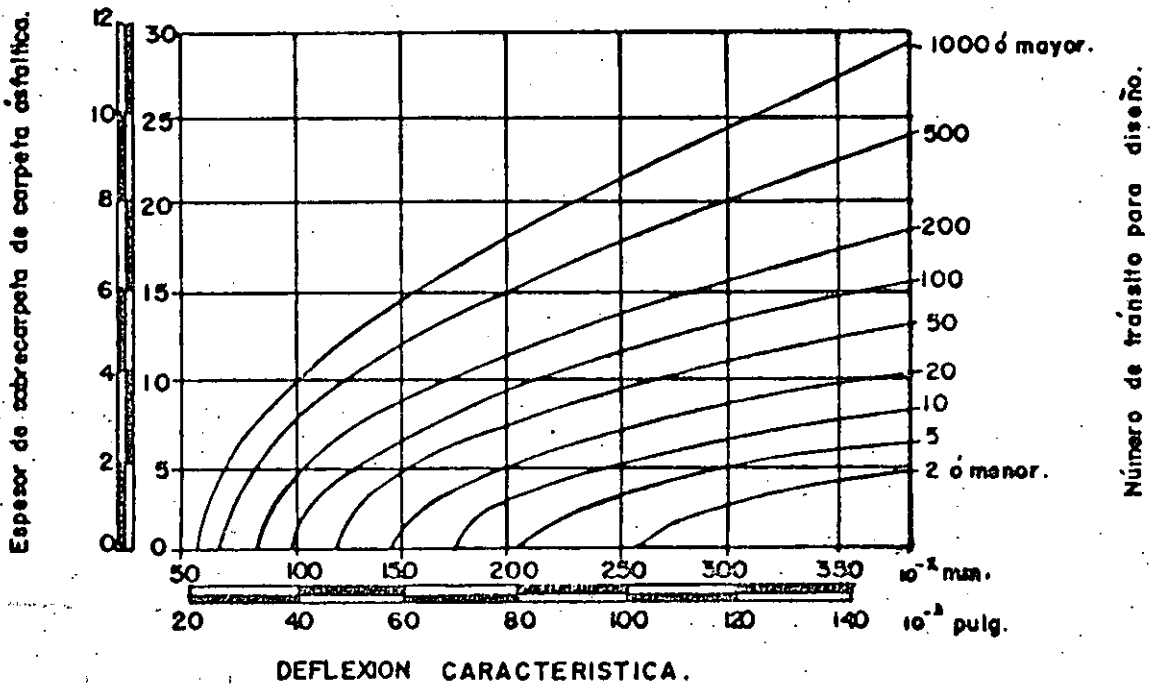


Fig. 7. Espesores de sobrecarpeta de refuerzo, en función de la deflexión característica del pavimento, según el Instituto Norteamericano del Asfalto.

Si el número de tránsito para diseño que tiene el pavimento es menor -- que el calculado con la gráfica de la Fig. 8 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 para realizar los cálculos necesarios.

C. Método Canadiense para valuación del estado de las aeropistas en operación.

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, debida a McLeod:

$$e = K \log \frac{P}{S}$$

donde:

e, es el espesor total del pavimento que se valúa, hasta el nivel superior de la capa subrasante, en cm.

K, es una constante de diseño, en cm, que depende del diámetro del área cargada supuesta circular.

P, es la carga de la rueda de diseño, en kg.

S, es el soporte de la subrasante, en kg.

Para un avión dado, la carga equivalente al arreglo de llantas que se tenga es proporcionada por el propio fabricante, por lo que en lo que sigue se considerará a P un dato del problema en cualquier caso.

De la misma manera, el valor de e para un pavimento dado será siempre conocido, como resultado de la realización de los correspondientes sondeos de carácter exploratorio.

La Fig. 9 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. Al hacer una prueba de placa, el diámetro de ésta es un dato conocido.

De esta manera, en un problema práctico de valuación, la fórmula anterior puede operarse con S como única incógnita.

Si se efectúa una prueba de placa en la superficie de rodamiento podrá ser determinada P para 10 repeticiones de carga con una deflexión acotada de 1.27 cm (0.5 pulg). Con dicho valor de acuerdo con las consideraciones anteriores podrá obtenerse S, soporte total del pavimento en estudio, despejándolo de la expresión (anterior). La ejecución de pruebas de placa puede ser sustituida, 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. 10 recoge la correlación de que se habla, expresada en unidades inglesas, por ser éstas de uso común.

Habida cuenta que existe correlación entre las mediciones hechas con viga Benkelman y con Dynaflect (Fig. 3), se sigue que cualquiera de todos es

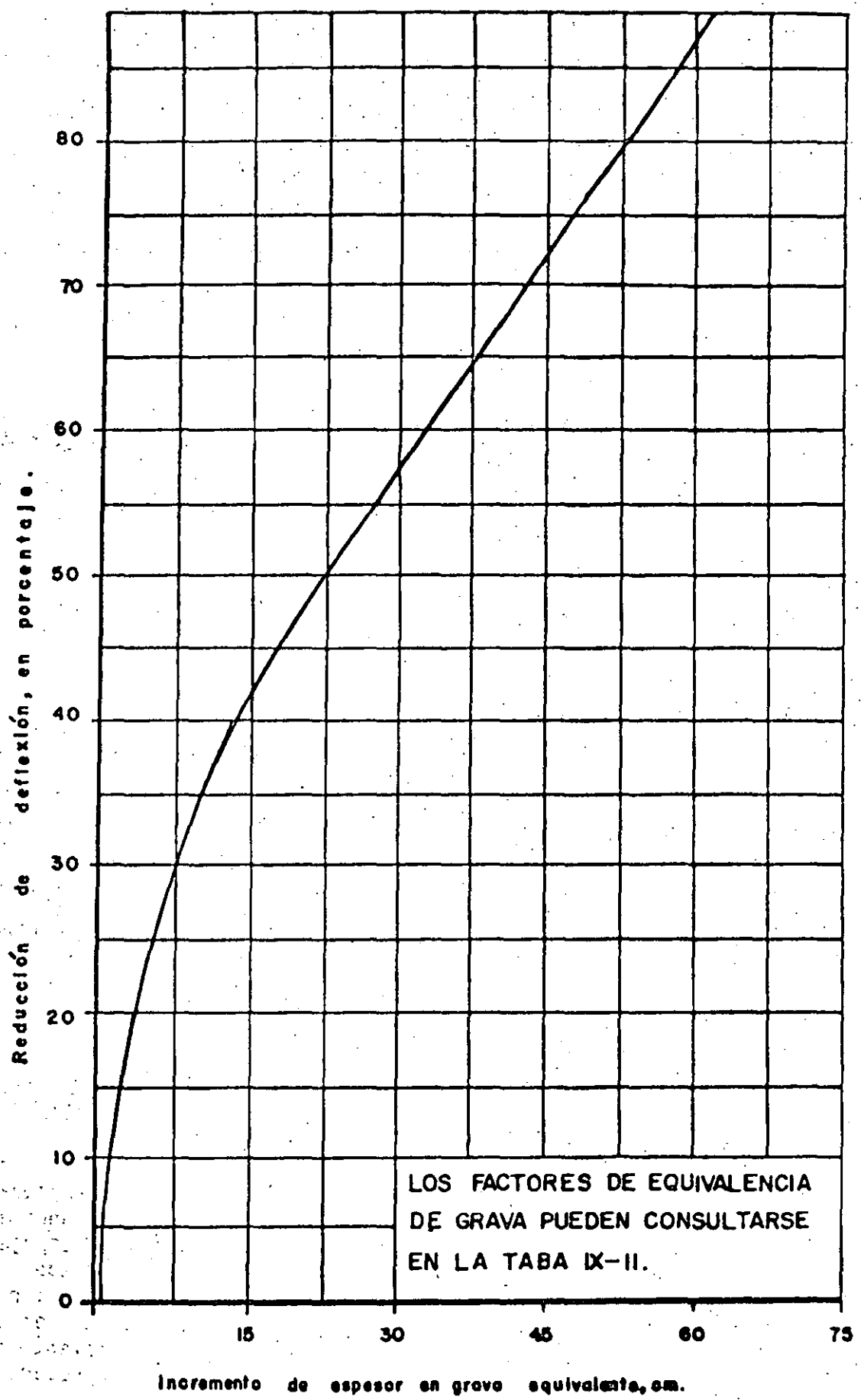


FIG. 5.- INCREMENTO DEL ESPESOR DE UN PAVIMENTO (grava equivalente) EN FUNCION DEL COEFICIENTE DE REDUCCION DE DEFLEXIONES (METODO DE CALIFORNIA. Ref.53)

tos dispositivos puede utilizarse para valuar el soporte total que puede - - 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:

$$f_c = \bar{x} + 2s$$

o sea análogamente a como se hizo en la expresión (de la hoja 14), 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 desvia -ción estándar de las mismas.

Si ahora se toma en cuenta la aeronave crítica de operación y su equiva lente rueda de diseño, puede calcularse otra vez el soporte total S, con la fórmula (de la hoja 17), obteniéndose ahora el soporte que debería de tener un pavimento con el espesor del que se estudie, para operar convenientemente 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 so porte se le llamará S_n .

Así se está en disposición de calcular el denominado factor de sobrecar ga:

$$f_s = \frac{S_n}{S}$$

La experiencia Canadiense ha indicado el número de operaciones que pue de tener la aeropista a partir del momento del estudio, en función del fac -tor de sobrecarga; después de dicho número de operaciones el pavimento debe -rá 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 re -petir este proceso tantas veces como se quiera, en tanto no se manifieste un progreso significativo en los deterioros.

La Tabla 2 recoge la correlación de la experiencia del Canadá, entre el factor de sobrecarga y el número de operaciones permisible antes del refuer -zo.

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 apli -cación de un procedimiento de diseño de pavimentos, que proporcione los espe -sores necesarios para la condición de carga que se tenga.

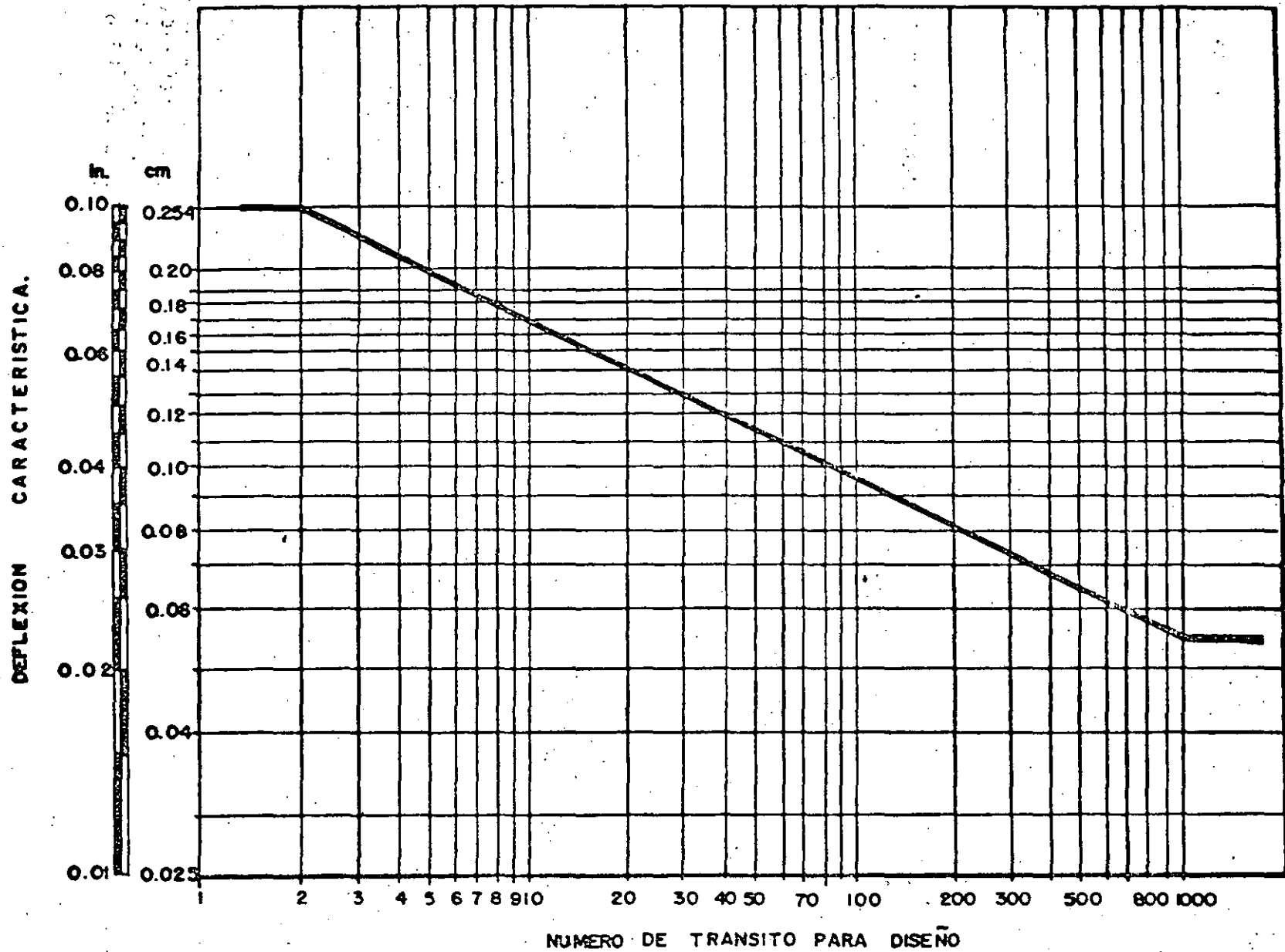


FIG.8.- NUMERO DE TRANSITO LIMITE (a partir del que se requiere refuerzo) PARA UNA DEFLEXION CARACTERISTICA DADA.

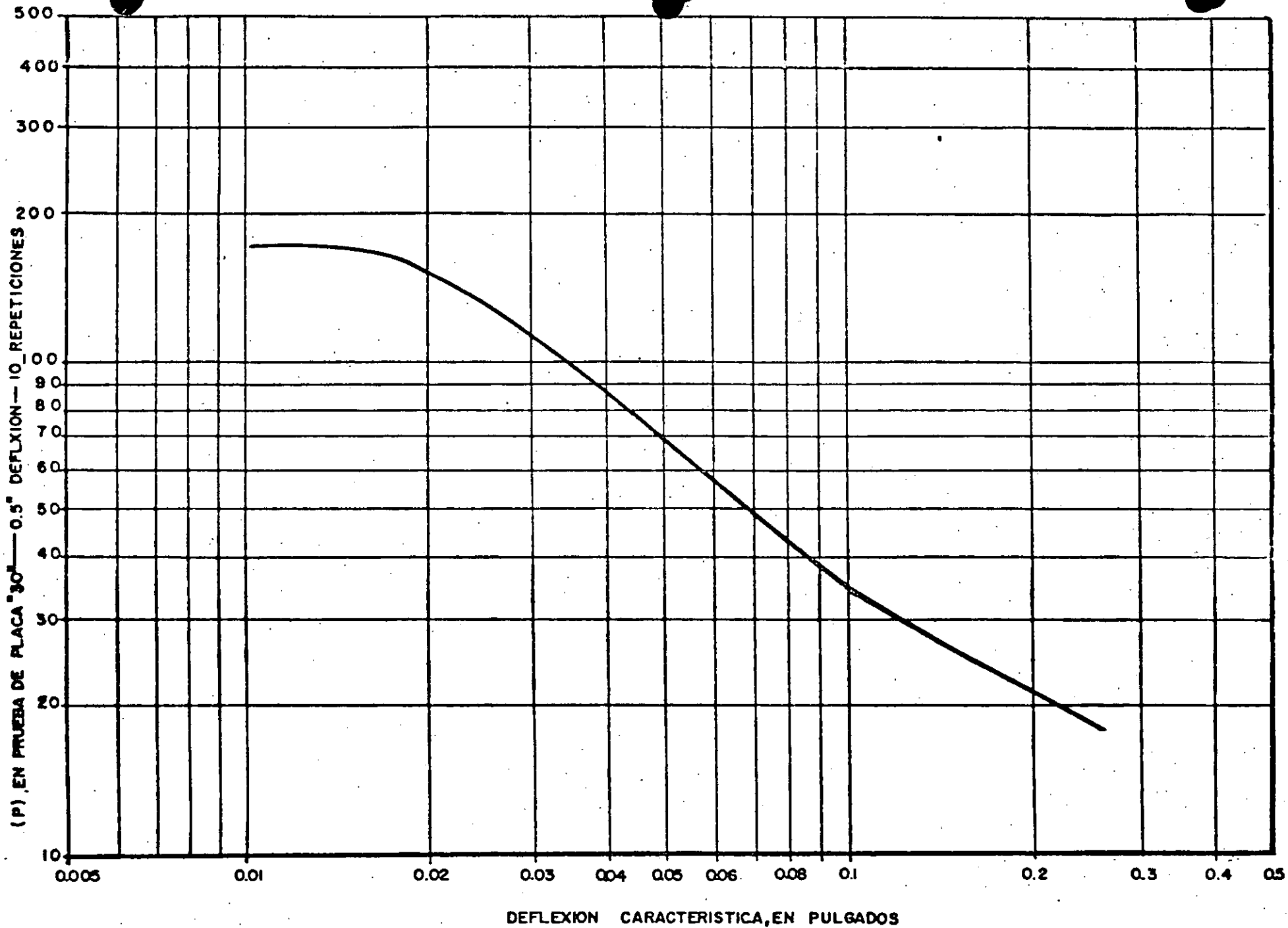


FIG. 10.— CORRELACION ENTRE RESULTADOS DE PRUEBAS DE PLACA Y MEDIDAS DE DEFLEXION CON VIGA BENKELMAN.

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	3,000
1.25 a 1.50	300
1.50 a 2.00	30
Mayor de 2	Usar el pavimento solo en caso de emergencia.

TABLA 2

- D. Procedimiento para la determinación de espesores de refuerzo de pavimentos, a partir de la utilización de métodos convencionales de diseño.

En la línea de acción a que se refiere el anterior encabezado, el criterio es simplemente aplicar a un pavimento construido un método de diseño de pavimentos, considerando las condiciones de tránsito actuales, más la usual previsión a futuro y las características de los materiales existentes. Así se obtendrá el espesor que el pavimento requeriría en las condiciones actuales y con la normal consideración que es posible hacer de las futuras. Como quiera que, con base en el estudio de exploración que se haya efectuado, también se conocerá el estado presente del pavimento en cuestión, se podrá obtener, al comparar ambos espesores de la estructura, un criterio para el refuerzo de lo hoy construido.

Obviamente, el análisis se efectuará en aquellos pavimentos que hayan llamado la atención de los ingenieros responsables por su estado de deterioros, o su alto nivel de gasto de conservación.

Estimada la magnitud del refuerzo, la manera práctica de 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 obstrucciones al tránsito establecido y los costos de las diversas alternativas.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

**EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO EN CARRETERAS
Y CRITERIOS PARA SU REHABILITACION.**

ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE MENCHACA.

ING. MANUEL ZARATE AQUINO.

JUNIO DE 1985

FACTORES QUE AFECTAN SU COMPUTAMIENTO

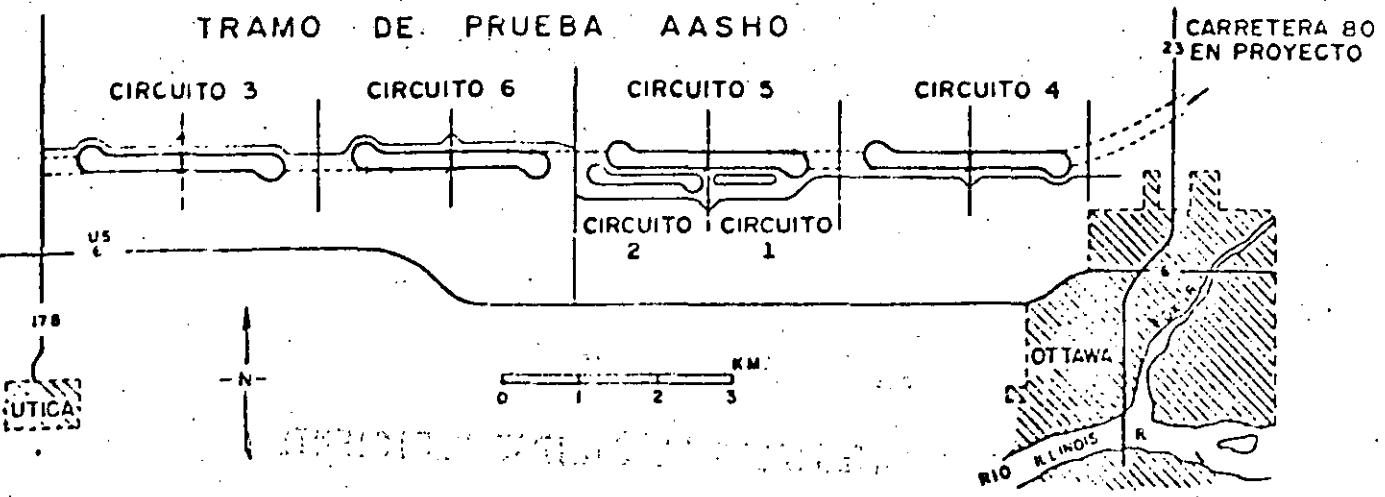
(2)

- TRANSITO 2
- TEMPERATURA
- PRECIPITACION PLUVIAL
- TOPOGRAFIA
- ASPECTOS REGIONALES CLIMA, GEOLOGIA, TERRENO DE CIMENTACION, SISMICIDAD, HIDROLOGIA.
- PROPIEDADES INTRINSECAS, DERIVADAS DE CARACTERISTICAS TALES COMO ORIGEN, COMPOSICION GRANULOMETRICA, ALTERACION, PERMEABILIDAD, ETC.
- RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS.
 - UTILIZACION
 - PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION
 - GRADO DE COMPACTACION
 - TALUDES
 - BANQUETAS Y BERMAS
 - ESCALONES
 - MUROS DE CONTENCION
 - OBRAS DE DRENAJE
 - OBRAS DE SUBDRENAJE
 - OBRAS DE COMPLEMENTARIAS
- CONSTRUCCION.

CAUSAS DE FALLA

- PROYECTO INADECUADO
- MATERIALES DE CALIDAD DEFICIENTE
- CONSTRUCCION DEFICIENTE O INAPROPIADA
- CONSERVACION DEFICIENTE.

TRAMO DE PRUEBA AASHO



TIPOS Y PESOS DE VEHICULOS POR CARRIL

		PESO EN TONS.		
		EJES DELANTEROS	EJES TRASEROS	TOTAL
CIRCUITO 2	①	1	1	2
	②	1	3	4
CIRCUITO 3	①	2	6	14
	②	3	12	27
CIRCUITO 4	①	3	9	21
	②	5	16	37
CIRCUITO 5	①	3	11	25
	②	5	20	45
CIRCUITO 6	①	5	15	35
	②	6	24	54

CONCEPTOS ESTABLECIDOS A PARTIR DE LA PRUEBA AASHO

- DIFERENCIACION ENTRE FALLA ESTRUCTURAL Y FUNCIONAL
- INDICE DE SERVICIO Y CALIFICACION ACTUAL
- NIVEL DE RECHAZO
- COMPORTAMIENTO
- INDICE DE ESPESOR

TRAMO DE PRUEBA AASHO (1956 - 1960)

CONCEPTOS DERIVADOS DE ENSAYO

GRABA ABRETTA A) DE MUYAS A. SOLIDIFICADOS (C) (D) (E)

1.- CONCEPTO DE FALLA

FUNCIONAL

ESTRUCTURAL

2.- INDICE DE SERVICIABILIDAD (PSI)

3.- NIVEL DE RECHAZO

4.- ESPESOR EQUIVALENTE Y NUMERO ESTRUCTURAL

$$TI = 0.44 D_1 + 0.14 D_2 + 0.11 D_3$$

PAVIMENTO

 1 - 6"

 0 - 9"

 0 - 16"

CONCRETO ASFALTICO

BASE DE GRAVA TRITURADA BIEN GRADUADA

GRAVA

ARENA ARCILLOSA

CARGAS

EJES SENCILLOS DE 2 A 30 KIPS

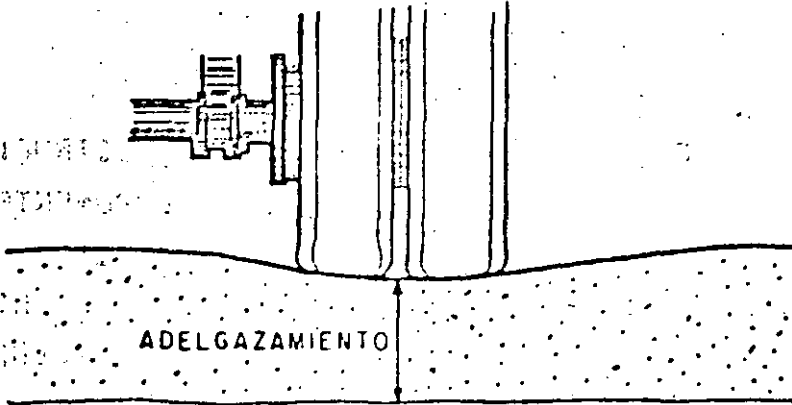
EJES TANDEN DE 24 A 48 KIPS

ESTRUCTURAL.- COLAPSO DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO O DE ALGUNO DE SUS COMPONENTES, DE TAL MANERA QUE EL PAVIMENTO ES INCAPAZ DE SOPORTAR LAS CARGAS O BIEN, SE REDUCE A UNA INTERRUPCION EN SU CONTINUIDAD O INTEGRIDAD. PUEDE DEGENERAR EN FALLA FUNCIONAL.

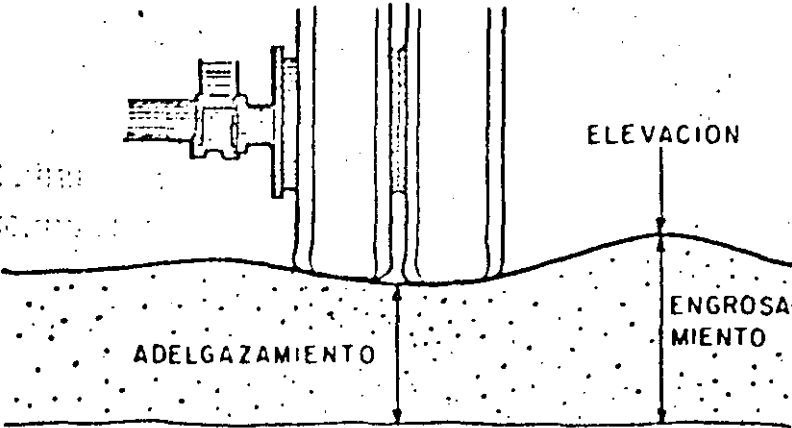
TIPO DE FALLA

FUNCIONAL.- EL PAVIMENTO NO CUMPLE CON SU FUNCION PRIMORDIAL, PROVOCANDO INCOMODIDAD E INSEGURIDAD EN EL USUARIO, ASI COMO ESFUERZOS IMPREVISTOS EN LOS VEHICULOS. NO SIEMPRE ESTA ACOMPAÑADA DE FALLA ESTRUCTURAL.

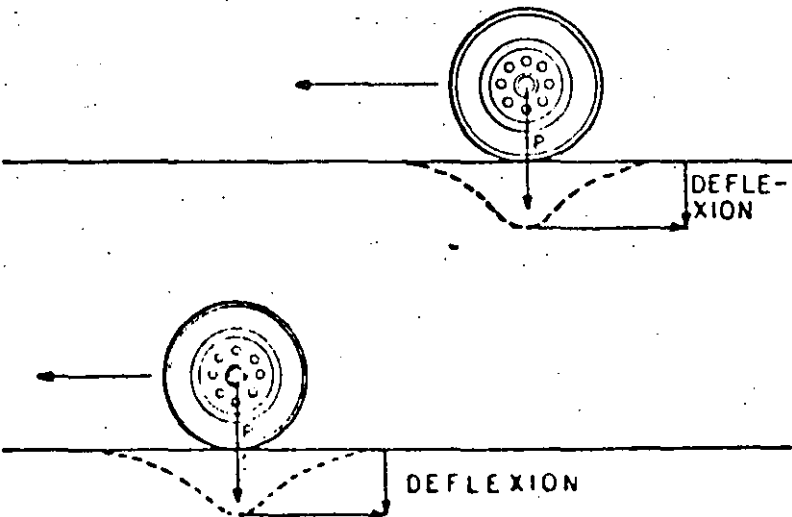
a) DENSIFICACION



b) DEFORMACION PLASTICA



1) DEFORMACION PERMANENTE

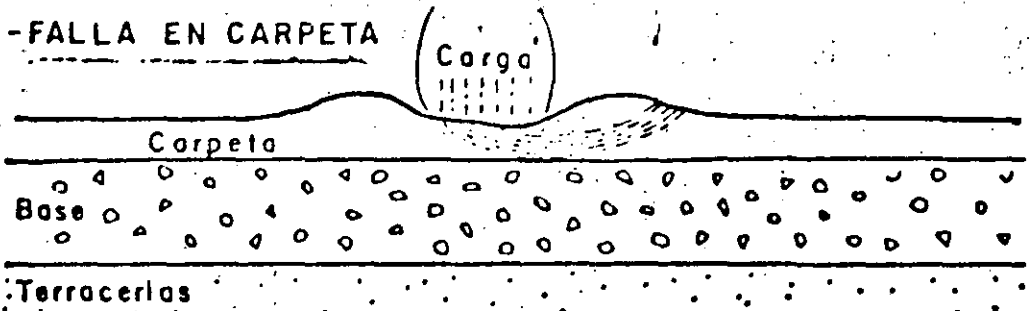


2) DEFORMACION POR DEFLEXION TRANSITORIA

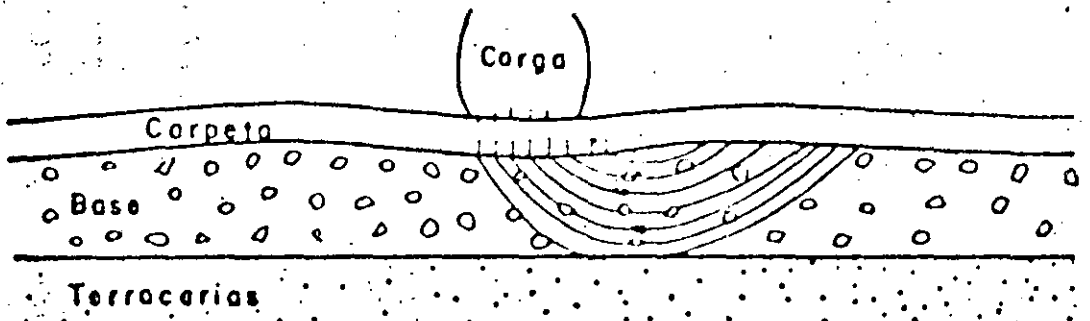
FORMAS PRINCIPALES DE DETERIORO QUE DEBEN CONSIDERARSE EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

DETERIORO	CAUSA GENERAL	CAUSA ESPECIFICA QUE LO PRODUCE
AGRIETAMIENTOS O FRACTURAS	ASOCIADAS CON EL TRANSITO	CARGAS REPETIDAS (FATIGA) DESLIZAMIENTO (PRODUCIDO POR ESFUERZOS AL FRENAR) GRIETAS DE REFLEXION (PUEDEN INCREMENTARSE POR EL TRANSITO)
	NO ASOCIADAS CON EL TRANSITO	CAMBIOS TERMICOS CAMBIOS DE HUMEDAD CONTRACCION DE LOS MATERIALES SUBYACENTES
DEFORMACIONES	ASOCIADAS CON EL TRANSITO	RODERAS (POR CARGAS REPETIDAS) FLUJO PLASTICO
	NO ASOCIADAS CON EL TRANSITO	EXPANSION (PRODUCIDA POR ARCILLAS EXPANSIVAS O POR CONGELAMIENTO) DEFORMACIONES POR CONSOLIDACION
DESINTEGRACION	SE ASOCIA CON LAS CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES, MAS QUE CON CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL. NO SE CONSIDERA EN LA FASE INICIAL DE DISEÑO.	

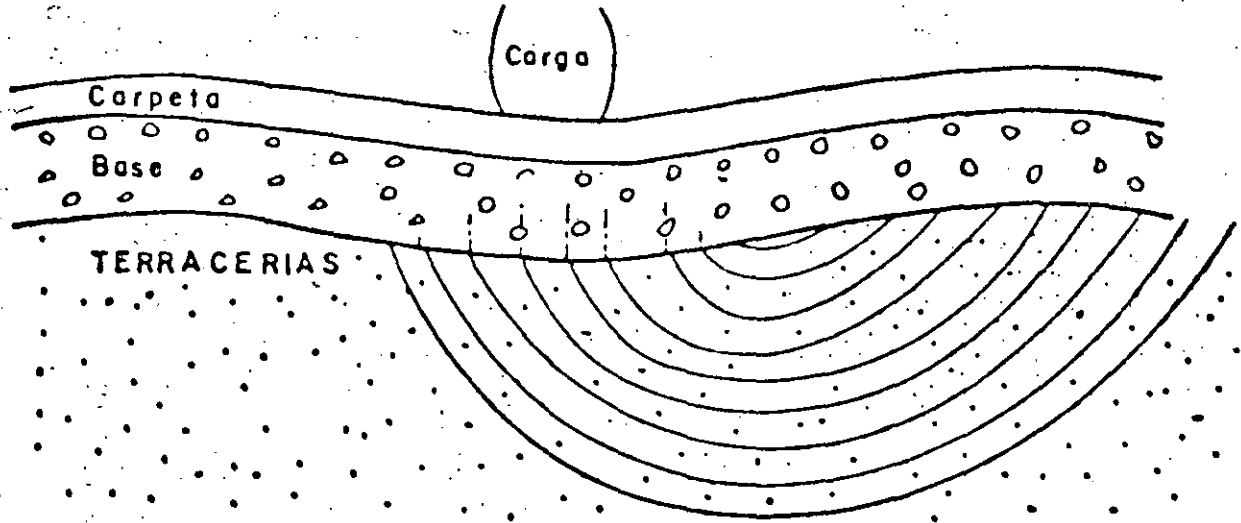
a) - FALLA EN CARPETA



b) - FALLA EN LA BASE



c) FALLA GENERAL DEL TERRENO DE CIMENTACION



- INDICE DE SERVICIO.

ESTIMACION DE LA SERVICIABILIDAD DE UN TRAMO DE PAVIMENTO, OBTENIDA A PARTIR DE MEDICIONES FISICAS.

PAVIMENTO FLEXIBLE

$$IS = 5.03 - 1.9 \text{ LOG } (1+SV) - 0.01 \sqrt{C + P} - 1.38 \frac{2}{RD}$$

PAVIMENTO RIGIDO

$$IS = 5.41 - 1.8 \text{ LOG } (1+SV) - 0.09 \sqrt{C + P}$$

DONDE:

SV = VARIANCIA DE LA PENDIENTE

C = LONGITUD DE AGRIETAMIENTO POR CADA 100 M²

P = AREA BACHADA POR CADA 100 M²

RD = PROFUNDIDAD DE LAS DEFORMACIONES EN RODADAS MEDIDAS CON REGLA DE 1.2 M.

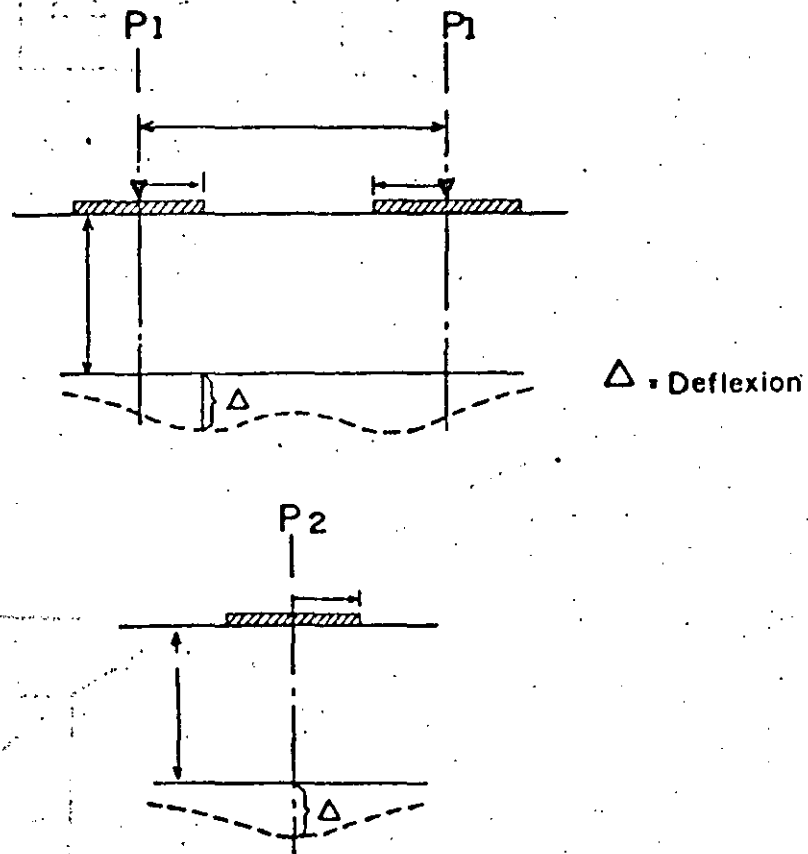
INDICE DE ESPESOR

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

$$SN = 0.44 D_1 + 0.14 D_2 + 0.11 D_3$$

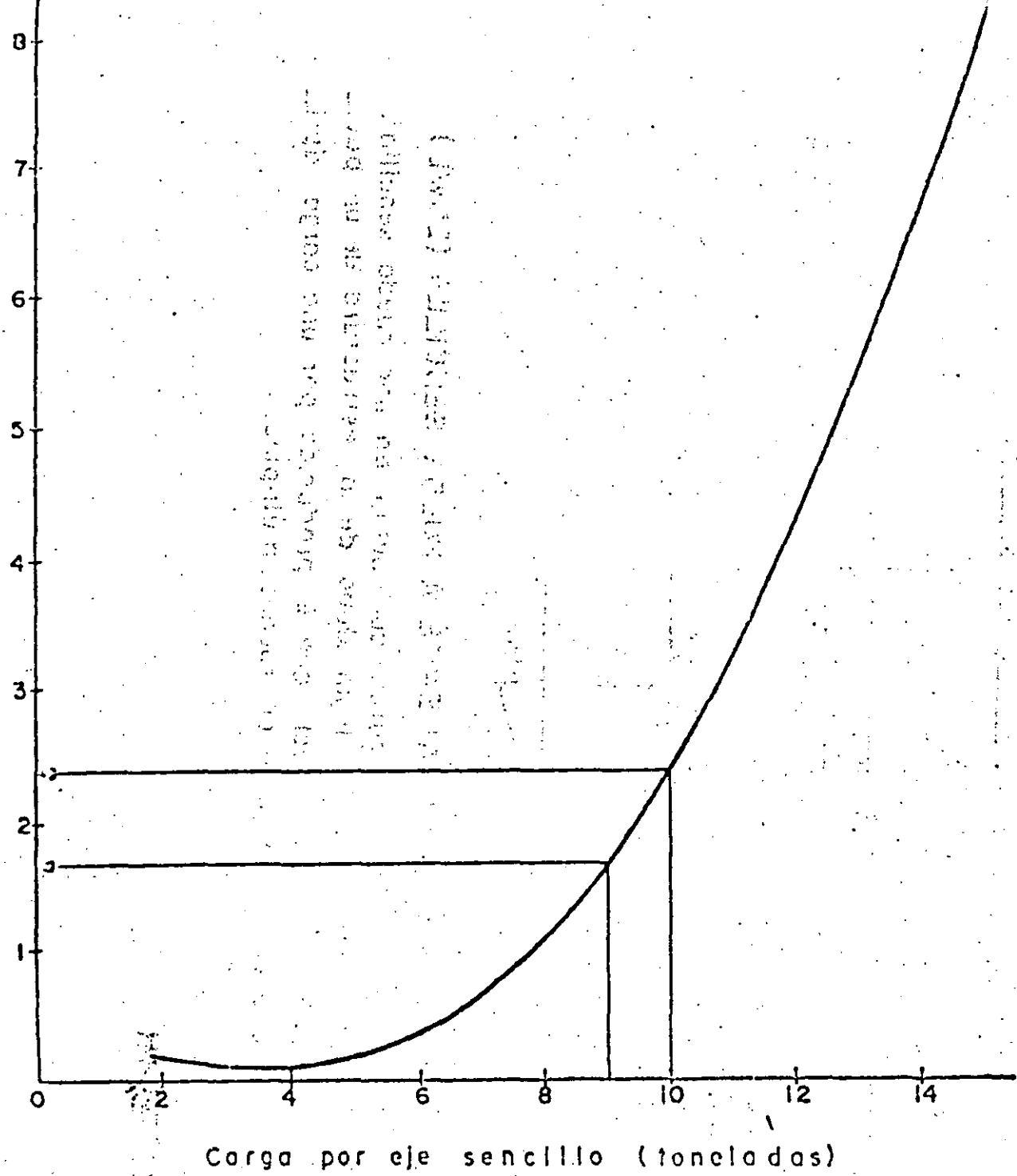
CARPETA CONCRETO ASFALTICO	D1
BASE GRAVA TRITURADA	D2
SUBBASE GRAVA Y ARENA	D3

CONCEPTO DE CARGA EQUIVALENTE A RUEDA SENCILLA



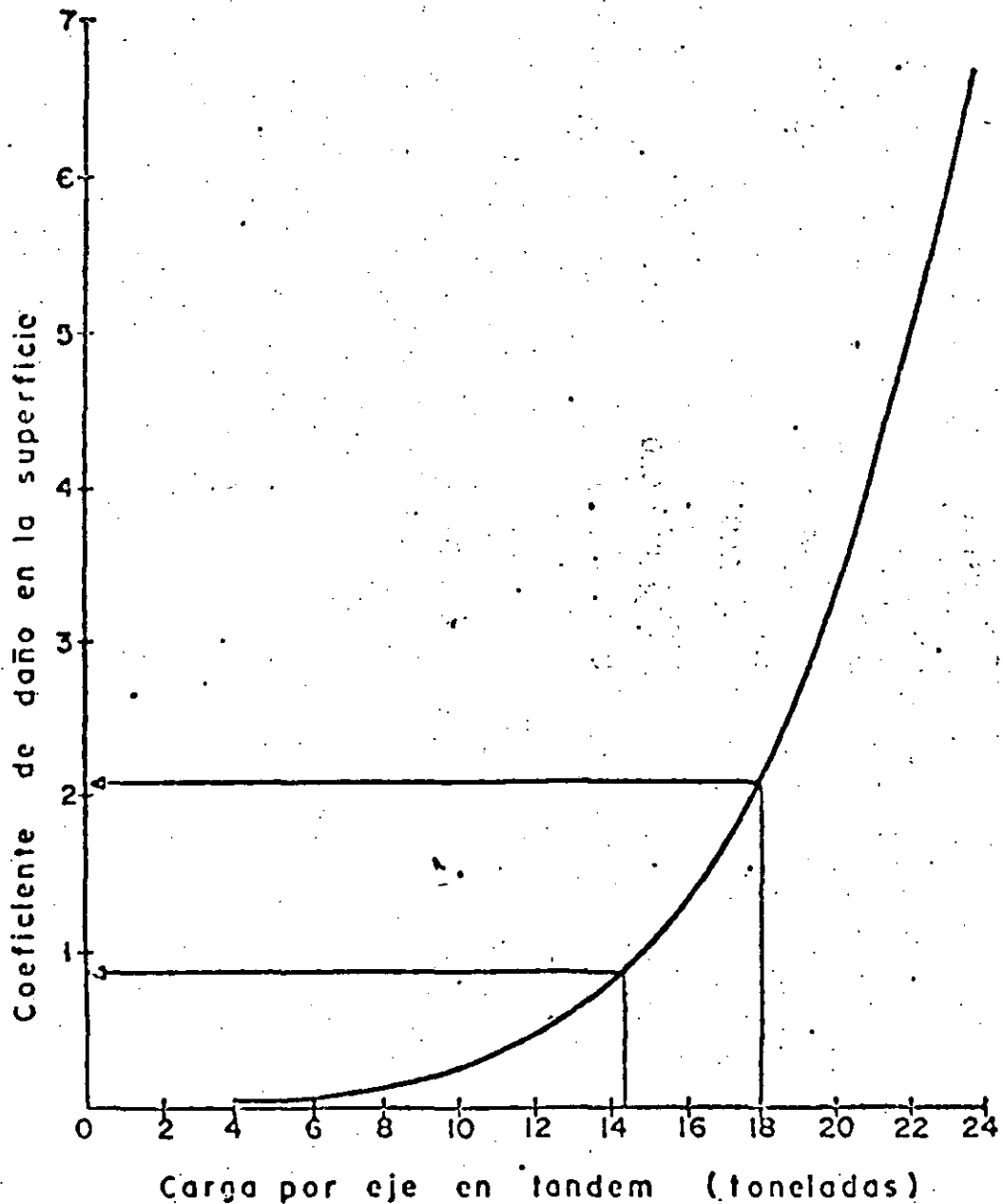
CARGA EQUIVALENTE A RUEDA SENCILLA (ESWL)

Se define como la carga que actúa en una rueda sencilla, que produce en un lugar dado de la estructura de un pavimento, el mismo efecto que el producido por una carga aplicada en un sistema de ruedas múltiples.



Carga por eje sencillo	Coefficiente de daño
2.0 Toneladas	0.003
4.0 "	0.05
6.0 "	0.28
8.0 "	0.90
10.0 "	2.21
12.0 "	4.60
14.0 "	8.40

FIG. 2 VARIACION DEL COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA DE DAÑO PARA DIFERENTES PESOS POR EJE SENCILLO.



Carga por eje en tandem	Coeficiente de daño
4.0 Toneladas	0.005
8.0 "	0.08
9.0 "	0.129
12.0 "	0.40
16.0 "	1.29
20.0 "	3.16
24.0 "	6.55

FIG. 3 VARIACION DEL COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA DE DAÑO PARA DIFERENTES PESOS POR EJE TANDEM.

- SERVICIABILIDAD.-

CAPACIDAD DE UN PAVIMENTO PARA CUMPLIR CON SU FUN-
CION, PROPORCIONANDO AL USUARIO UN VIAJE COMODO Y SEGURO
EN CONDICIONES NORMALES DE TRANSITO.

- CALIFICACION ACTUAL.-

PROMEDIO DE LAS CALIFICACIONES INDIVIDUALES QUE --
EMITE UN GRUPO DE PERSONAS, SOBRE LA SERVICIABILIDAD DE --
UN TRAMO DE PAVIMENTO.

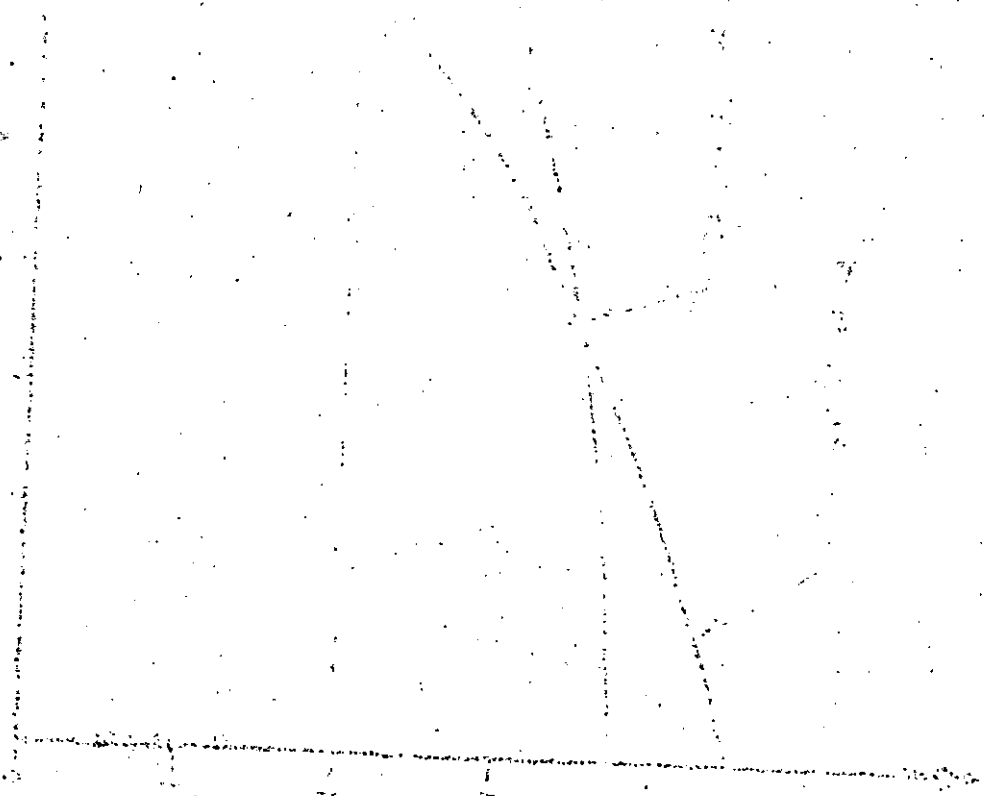
- 5.- MUY BUENO
- 4.- BUENO
- 3.- REGULAR
- 2.- MALO
- 1.- MUY MALO
- 0.-

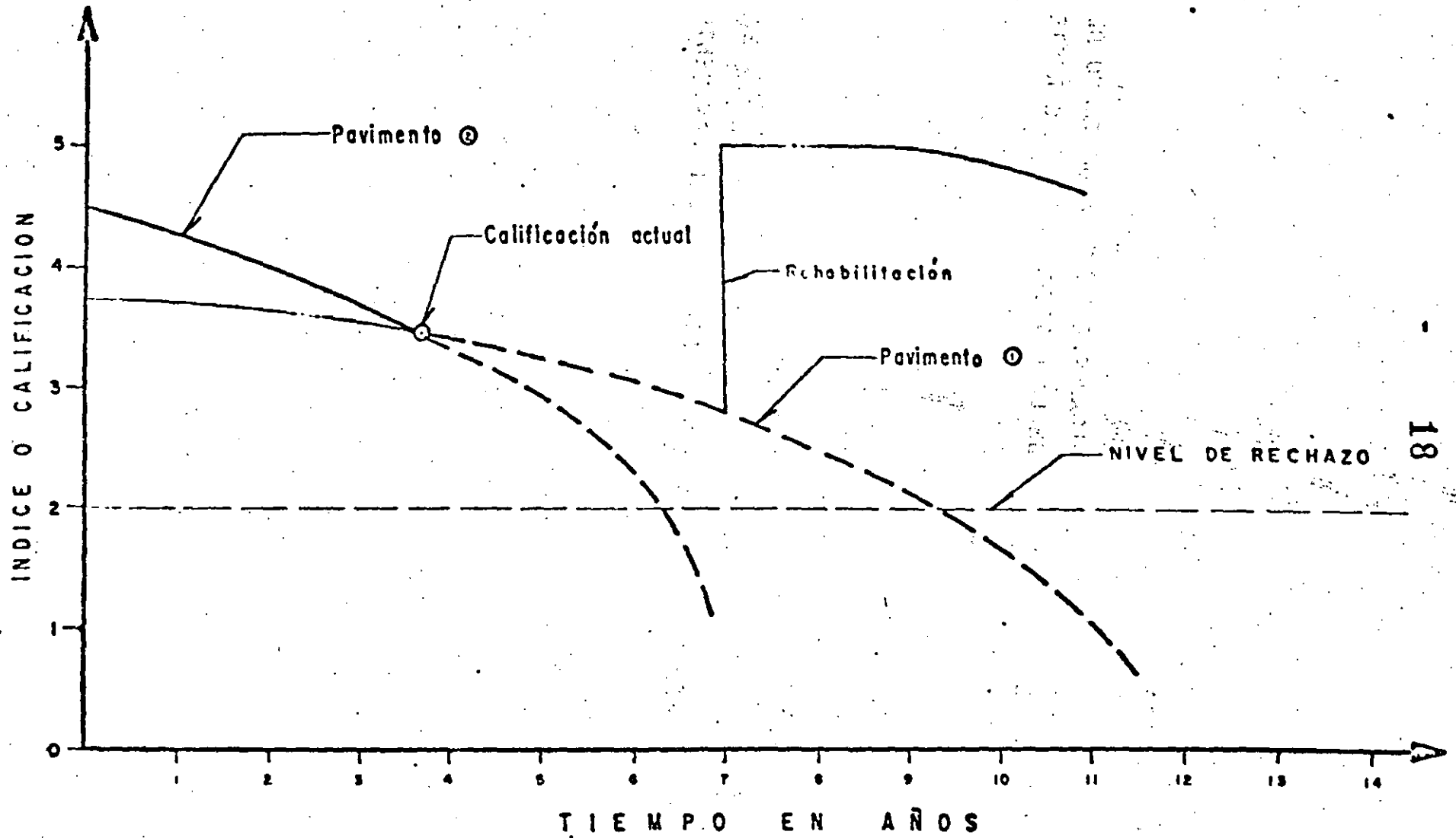
- NIVEL DE RECHAZO

MINIMO NIVEL DE SERVICIABILIDAD ACEPTADO EN UN TRAMO DE PAVIMENTO. SE ELIGE EN FUNCION DE LA CATEGORIA DE LA CARRETERA.

- COMPORTAMIENTO

VARIACION DE LA SERVICIABILIDAD CON RESPECTO AL TIEMPO. SE DETERMINA MEDIANTE EVALUACIONES PERIODICAS DEL PAVIMENTO.





18

FIGURA Nº 13



FACTORES DE DISEÑO

1.- TRANSITO

MAGNITUD, CONFIGURACION, Y REPETICION DE CARGAS Y SU DISTRIBUCION EN LA SECCION TRANSVERSAL

2.- CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

- RESISTENCIA
- DEFORMABILIDAD BAJO CARGAS
- VARIACIONES VOLUMETRICAS
- DURABILIDAD
- PERMEABILIDAD Y CAPILARIDAD
- ETC.

3.- CLIMA Y FACTORES AMBIENTALES

- REGIMENES PLUVIOMETRICOS Y DE TEMPERATURA
- OROGRAFIA E HIDROLOGIA.

- CARGA
 - Magnitud de las cargas
 - Configuración de las llantas y espaciamientos entre ellas
 - Número de ejes
 - Presión de inflado
 - Presión de contacto
 - Superficie del área de contacto
 - Número de repetición de cargas, cambios anuales y estacionales
 - Tasa de crecimiento
 - Distribución de tránsito en la sección transversal
 - Vida de proyecto del pavimento antes de que requiera una reconstrucción
 - Criterio de falla
 - Tipo de impacto.

- REGIONALES
 - Temperatura
 - Régimen de precipitación
 - Precipitación media anual
 - Nivel freático
 - Geología
 - Topografía.

- ESTRUCTURALES
 - Características de las capas que constituyen el pavimento
 - Espesores
 - Resistencias
 - Deformabilidad
 - Disponibilidad de materiales
 - Costo
 - Respuesta bajo condiciones regionales

- COMPORTAMIENTO
 - Seguridad
 - Serviciabilidad
 - Durabilidad
 - Depende de la interacción entre características estructurales, solicitaciones de tránsito, clima, regionales y -- tipo de conservación.

- CONSERVACION
 - Tipo de conservación requerido
 - Frecuencia

- CRITERIOS DE DECISION
 - Disponibilidad de fondos
 - Costos de construcción, conservación, operación.
 - Confiabilidad
 - Seguridad, calidad de operación y tipo de conservación
 - Impacto ambiental.

- CONSTRUCCION
 - Control de calidad
 - Disponibilidad de equipo y personal
 - Nivel tecnológico
 - Recursos industriales.

FACTORES AMBIENTALES

LITOLOGIA
 CLIMATOLOGIA
 ALTERACION DE ROCAS
 ECOLOGIA.

HIDROGEOLOGIA, EROSION.

ESTRATIGRAFIA.-

DISPOSICION DE SUELOS Y ROCAS
 PERFIL DE ALTERACION.

MORFOLOGIA Y TOPOGRAFIA

DISPOSICION DE ZONAS DE CORTE Y TERRAPLEN

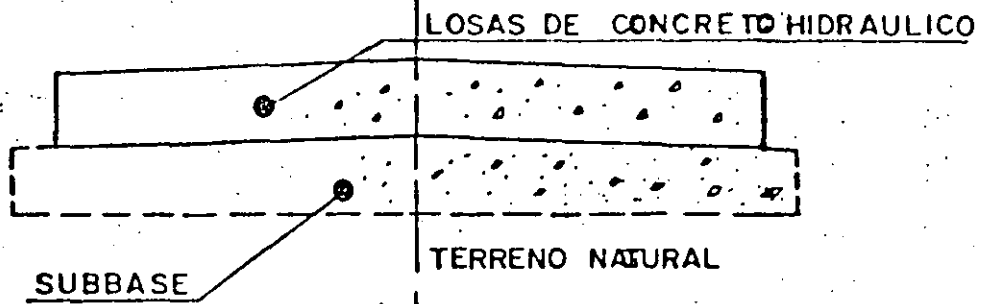
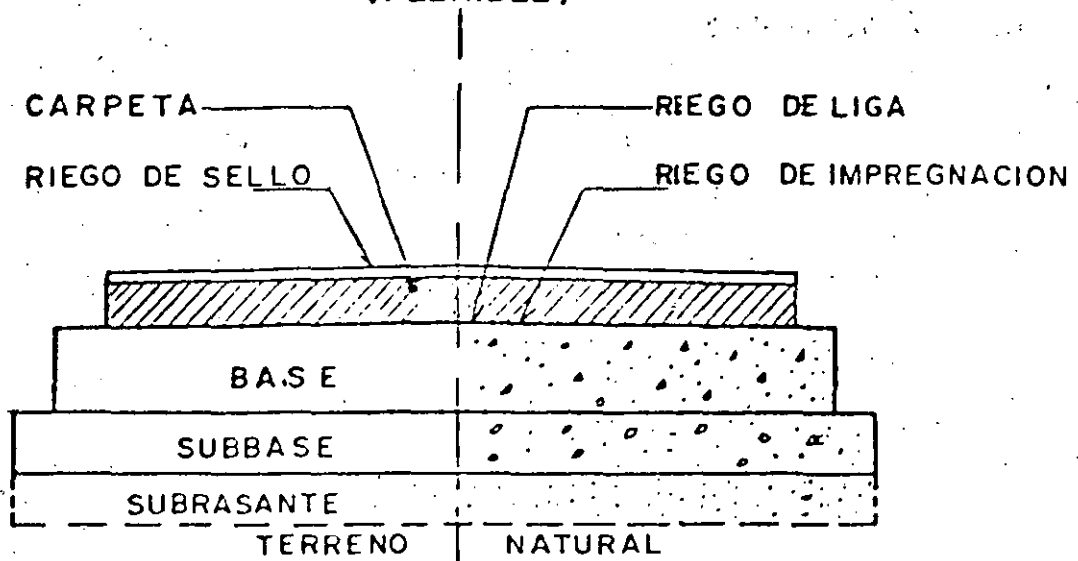
SUELOS Y ROCAS

SUELOS PLASTICIDAD
 VARIACION VOLUMETRICA
 RESISTENCIA
 RIGIDEZ

DRENAJE, SUBDRENAJE

ESTABILIDAD DE CORTES.

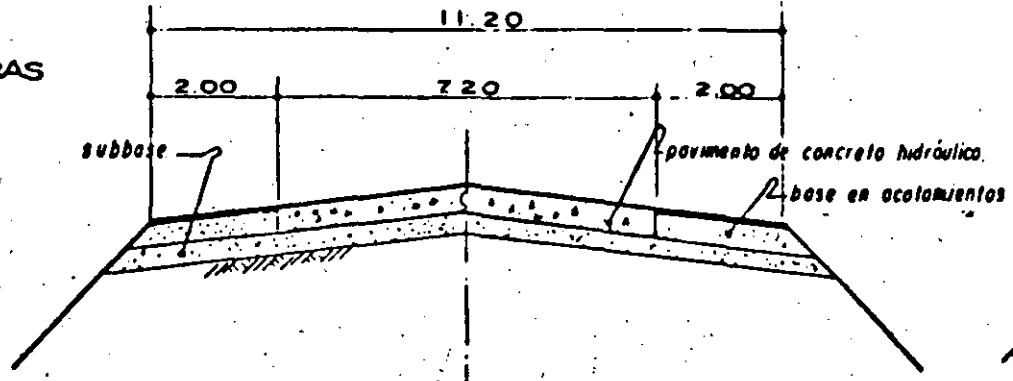
ESTRUCTURAS PAVIMENTO ASFALTICO (FLEXIBLE)



PAVIMENTO DE CONCRETO (RIGIDO)

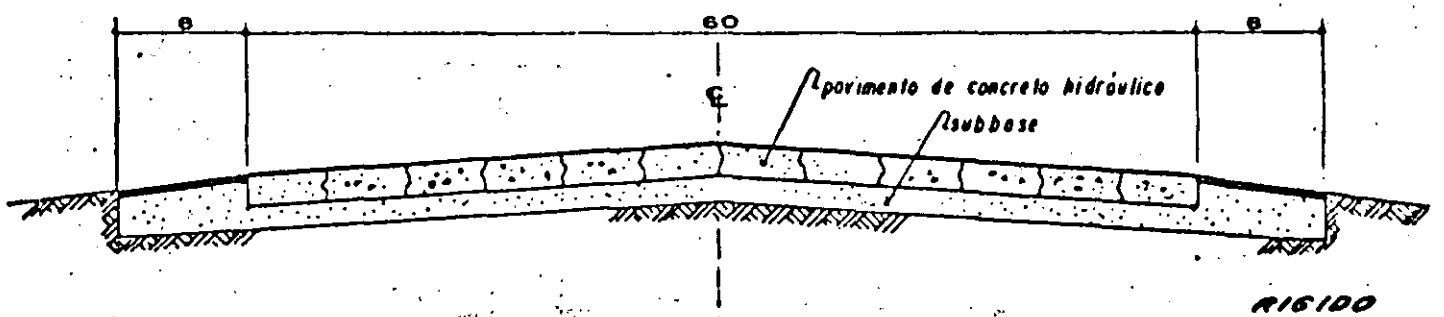
SECCIONES TÍPICAS DE PAVIMENTOS

1. CARRETERAS



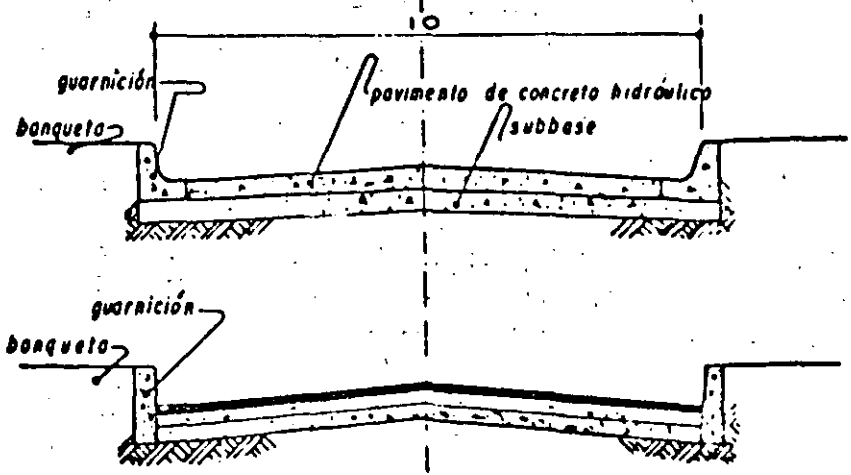
RIGIDO

2. AEROPUERTOS



RIGIDO

3. CALLES



RIGIDO

FLEXIBLE

carpeto
base hidráulica
subbase

FLEXIBLE

carpeto
base
subbase

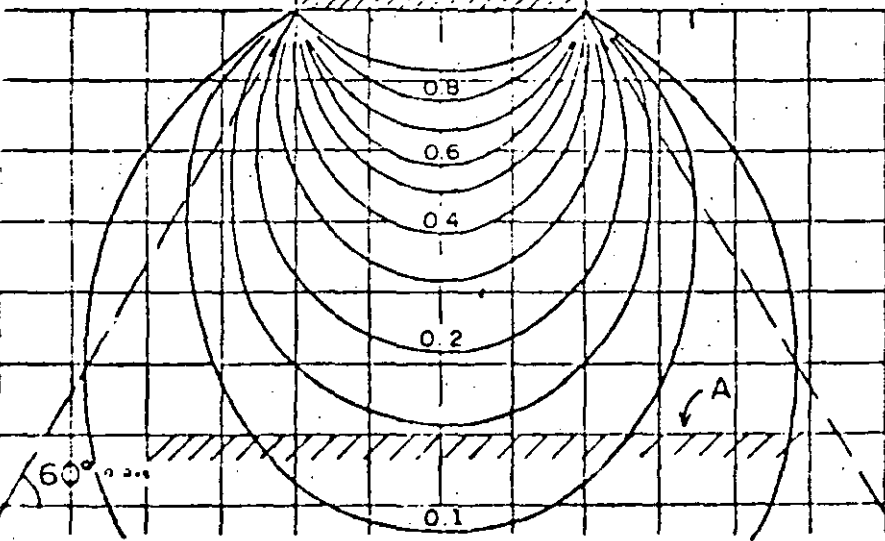
FLEXIBLE

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PAVIMENTO FLEXIBLE



$$\frac{\sigma_z}{P}$$

0 0.2 0.4 0.6 0.8



$$\frac{E_1}{E_2} = 100$$

BURMISTER

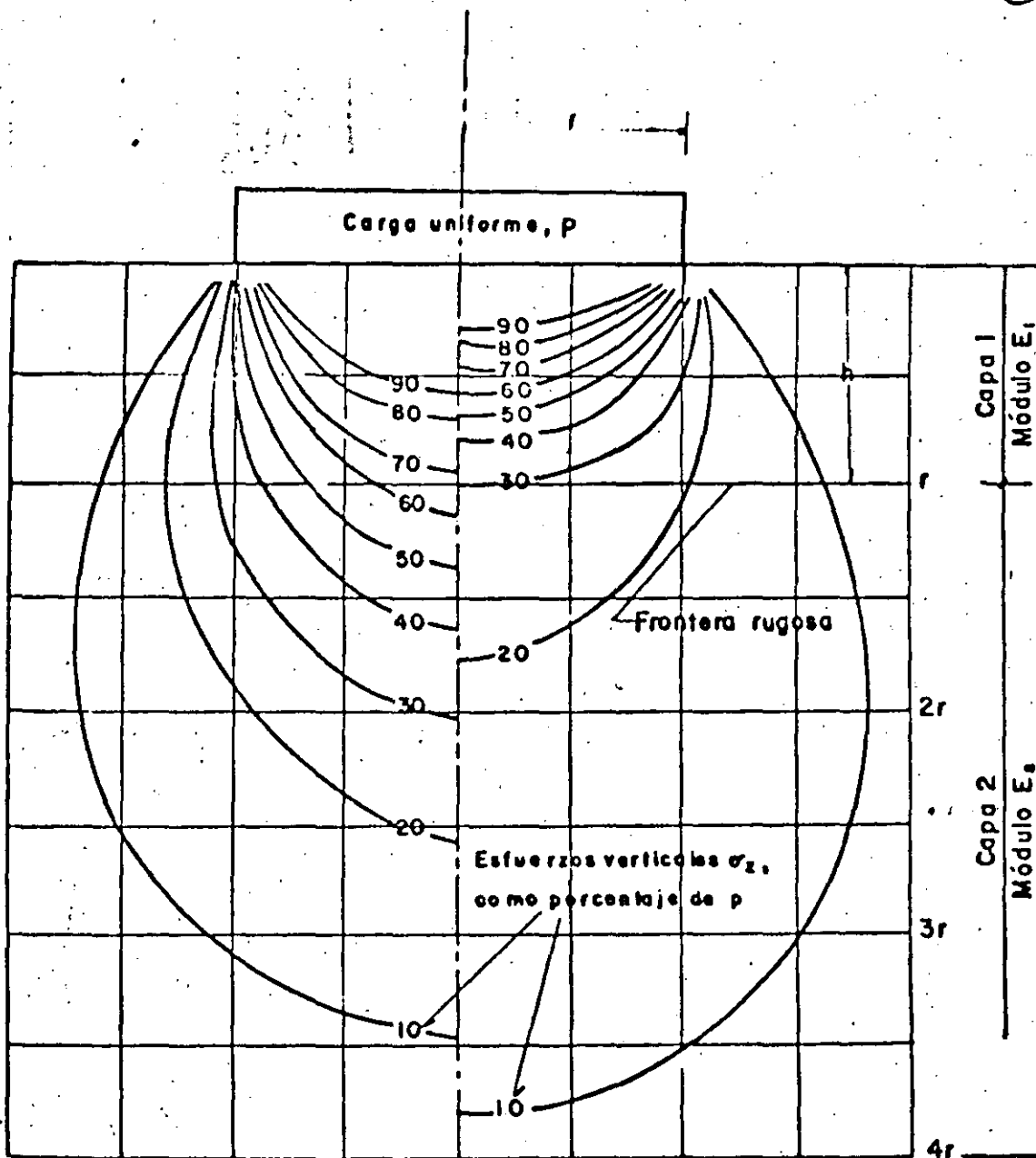
INTERFASE

BOUSSINESQ

$$\frac{E_1}{E_2} = 1$$

$$P' = \frac{P}{A}$$

$$P' = P \frac{\sigma}{A}$$



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

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

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

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

LA RESISTENCIA EN LA PARTE SUPERIOR DEPENDE DE LA RESISTENCIA A LA FLEXION (TENSION Y COHESION)

CARGA



RPETA

BASE

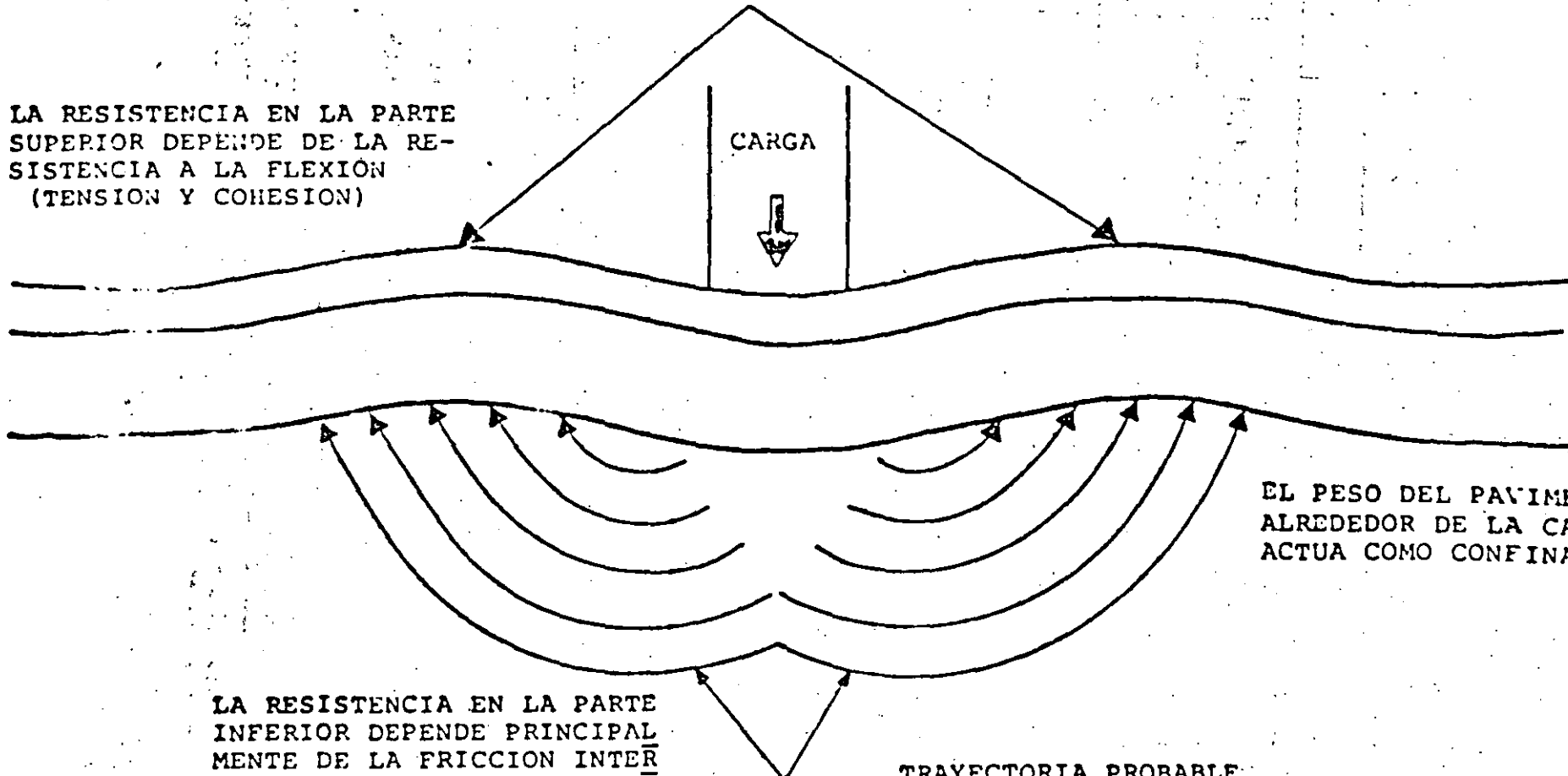
26

EL PESO DEL PAVIMENTO ALREDEDOR DE LA CARGA ACTUA COMO CONFINAMIENTO

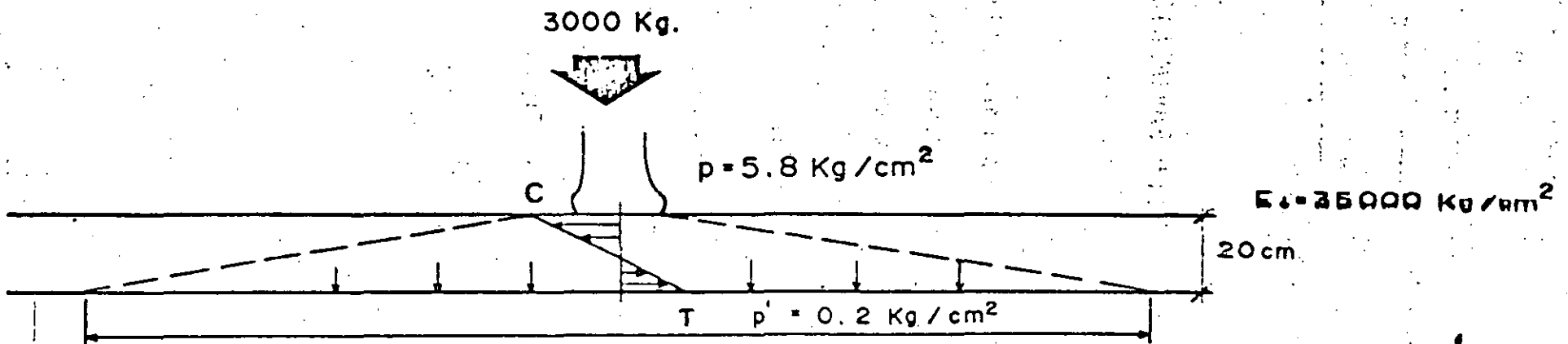
LA RESISTENCIA EN LA PARTE INFERIOR DEPENDE PRINCIPALMENTE DE LA FRICCION INTERGRANULAR (VALOR R).

TRAYECTORIA PROBABLE DEL FLUJO DE PARTICULA

(26)

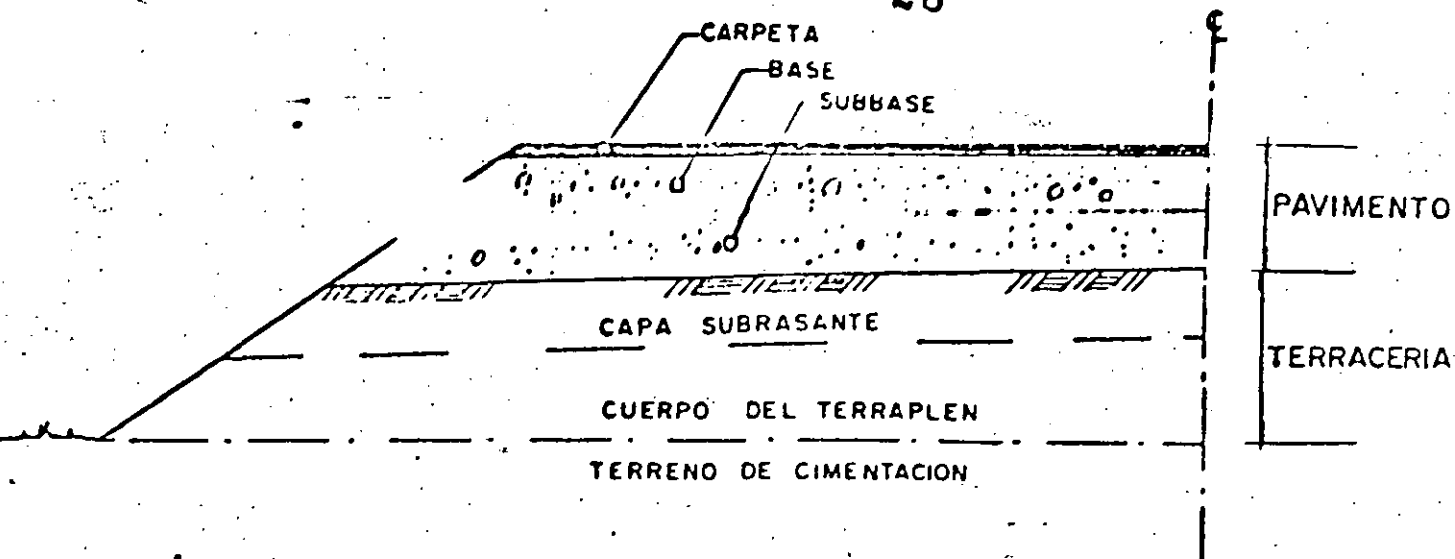


DISTRIBUCION DE ESFUERZOS
PAVIMENTO RIGIDO



$$E_2 = 500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$300 < \frac{E_1}{E_2} < 1000$$



FUNCIONES DE LOS ELEMENTOS DEL PAVIMENTO

- SUBBASE.-** TRANSMITIR ESFUERZOS A LA CAPA SUBRASANTE
 TRANSICION ENTRE BASE Y SUBRASANTE
 REDUCIR EFECTOS DE CAMBIOS VOLUMETRICOS Y REBOTE ELASTICO
 REDUCIR COSTO DEL PAVIMENTO
- BASE.-** SOPORTAR ADECUADAMENTE LAS CARGAS Y DISTRIBUIR ESFUERZOS A LAS CAPAS SUBYACENTES EN FORMA ADECUADA.
- CARPETA.-** PROPORCIONAR UNA SUPERFICIE ESTABLE, UNIFORME, IMPERMEABLE Y DE TEXTURA APROPIADA.

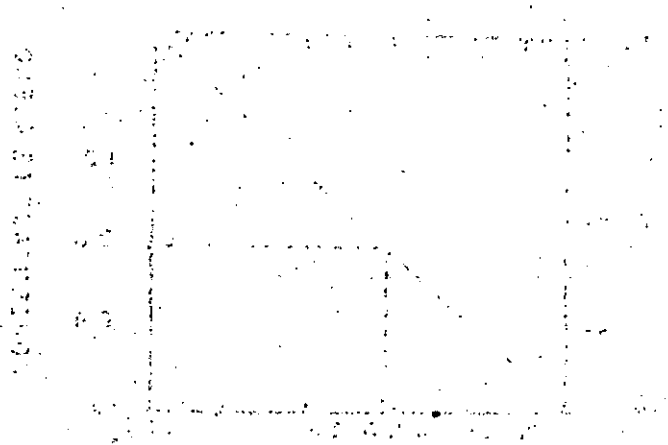
FUNCIONES DE LOS ELEMENTOS DEL PAVIMENTO

ESTRUCTURA

- SUBBASE.-** TRANSMITIR ESFUERZOS A LA CAPA SUBRASANTE
- TRANSICION ENTRE BASE Y SUBRASANTE
- REDUCIR EFECTOS DE CAMBIOS VOLUMETRICOS Y REBOTE ELASTICO
- REDUCIR COSTO DEL PAVIMENTO

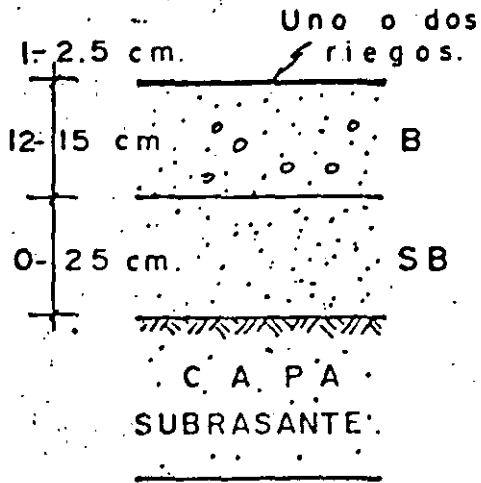
- BASE.-** SOPORTAR ADECUADAMENTE LAS CARGAS Y DISTRIBUIR ESFUERZOS A LAS CAPAS SUBYACENTES EN FORMA ADECUADA.

- CARPETA.-** PROPORCIONAR UNA SUPERFICIE ESTABLE, UNIFORME, IMPERMEABLE Y DE TEXTURA APROPIADA.

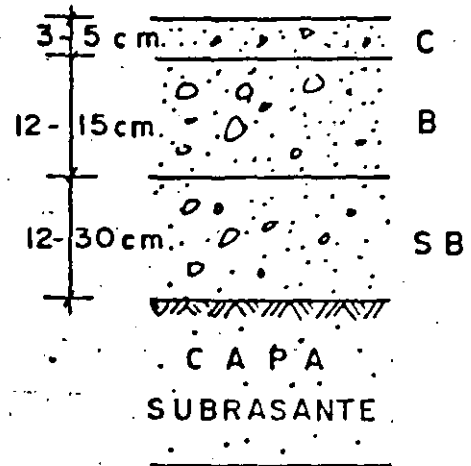


ESTRUCTURAS TIPICAS DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA DIFERENTES TIPOS DE TRANSITO CARRETERO.

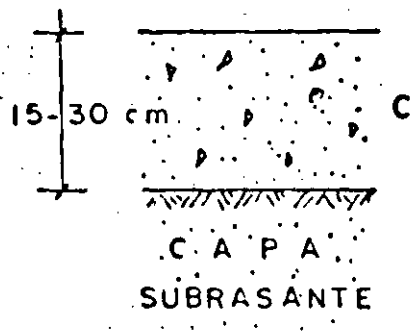
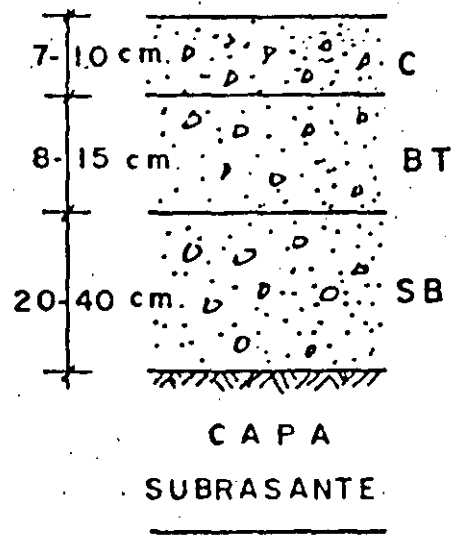
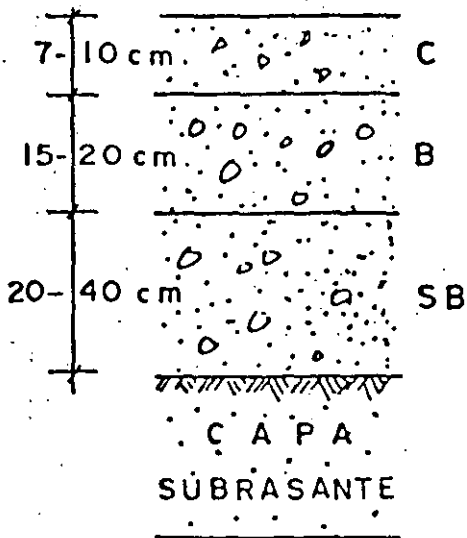
LIGERO



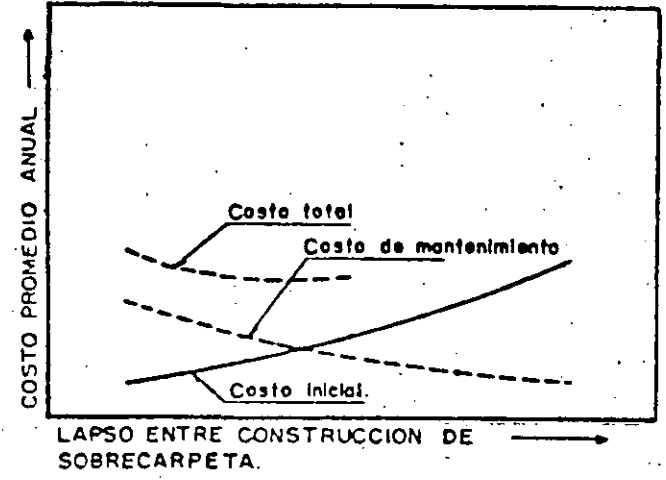
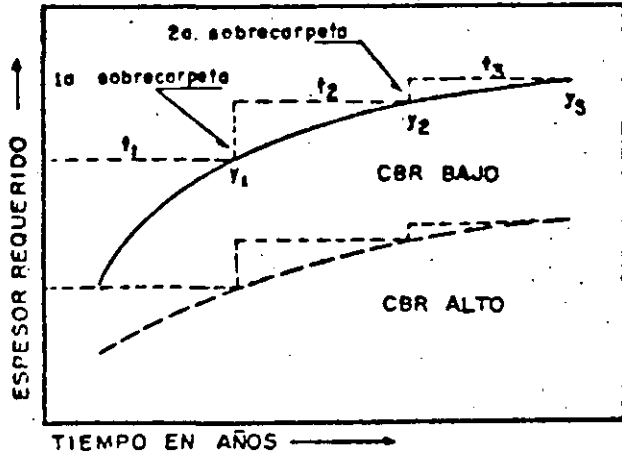
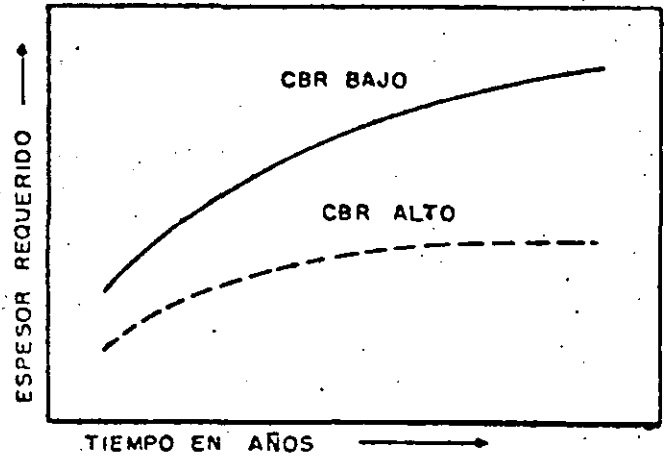
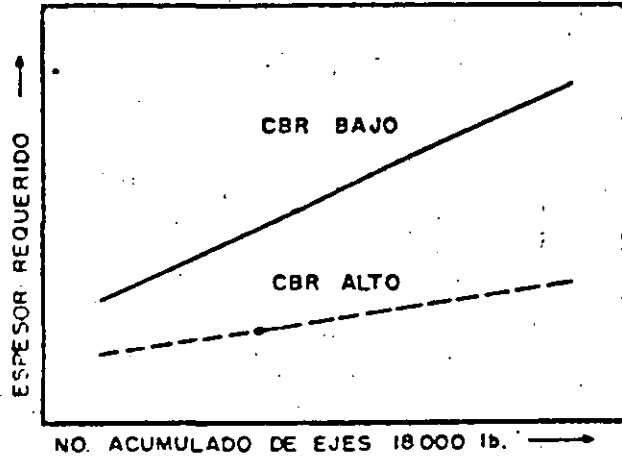
MEDIANO



PESADO



EL ESPESOR DE LA CAPA SUBRASANTE VARIA ENTRE 30 Y 50 cm.



**Factores que determinan la elección
del Tipo de Pavimento, adicionales
al económico.**

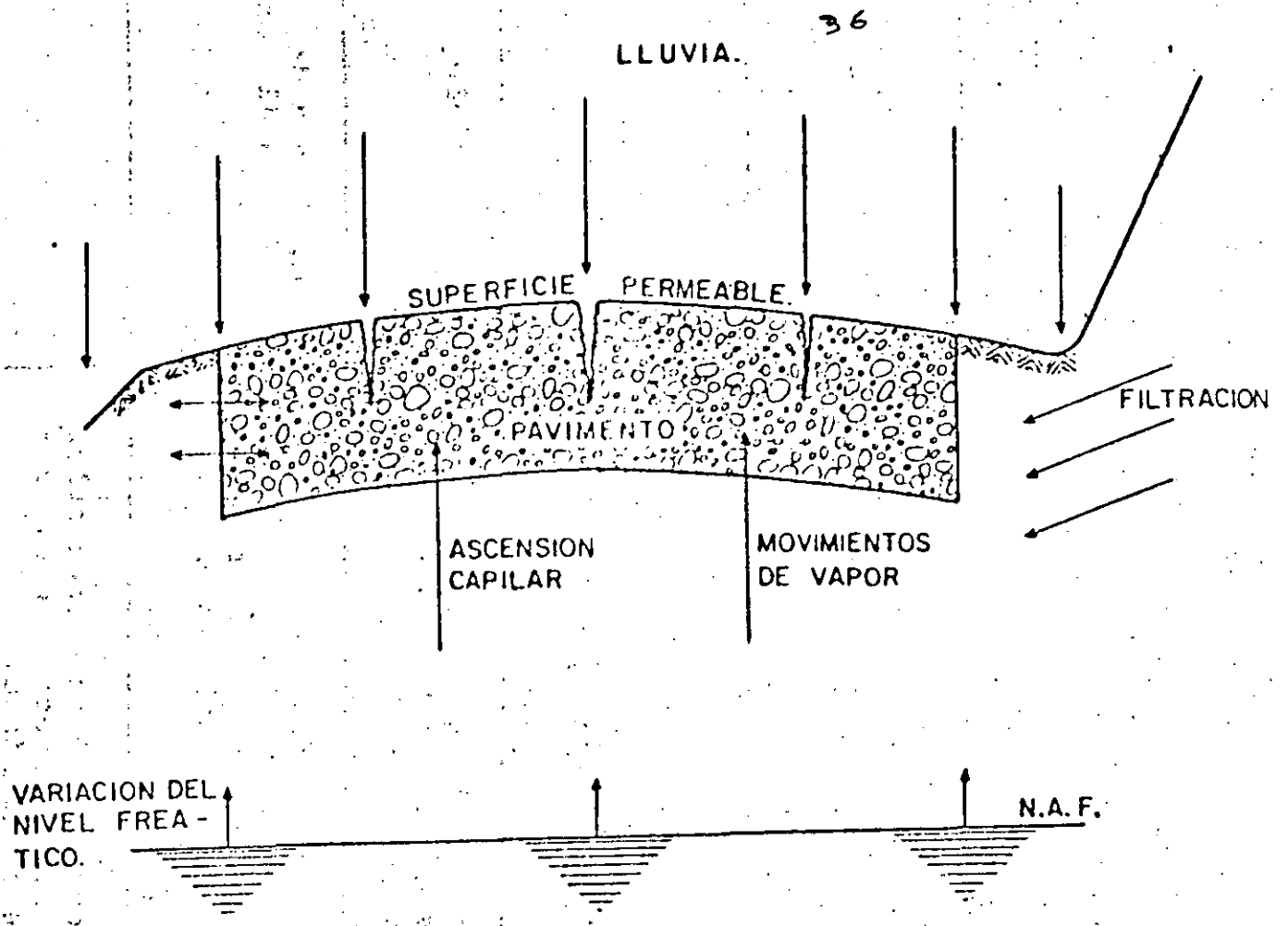
- a) **Confiabilidad**
- b) **Limitaciones en el mantenimiento y
conservación**
- c) **Equipos y prácticas de construcción**
- d) **Disponibilidad presente y futura de
los materiales requeridos.**

TABLA I. COMPARACION ENTRE PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES

Concepto	Rígido	Flexible
1.- Calidad de Rodamiento	Mayores problemas en el acabado superficial. Las juntas entre losas suelen ser fuente permanente de problemas. Este inconveniente se atenua notoriamente en losas con acero de refuerzo, al aumentarse sensiblemente el espaciamiento entre juntas.	Mayor facilidad para lograr una mejor superficie de rodamiento.
2.- Funcionalidad	Bajo altos niveles de tránsito este pavimento llega a ser más ventajoso. La falla más común se manifiesta por agrietamientos, los cuales no suelen afectar la funcionalidad.	Cuando el tránsito es intenso suele ser común la formación de baches y roderas, que afectan seriamente la funcionalidad del pavimento.
3.- Agrietamiento	Es más probable que en este caso se presenten grietas no controladas. Sin embargo, estas suelen ser de poca trascendencia.	El agrietamiento suele influir mayormente en el confortamiento del pavimento.
4.- Resistencia al derrapamiento.	En ambos tipos de pavimento se requiere adoptar medidas especiales para disponer de una superficie antiderrapante. Sin embargo, la textura superficial del pavimento rígido suele ser más estable que la del flexible.	

TABLA I. COMPARACION ENTRE PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES
(Continuación)

Concepto	Rígido	Flexible
5.- Facilidad de - reparación	Requiere alta especialización	Es relativamente sencilla, sin embargo, en caminos de alto tránsito la operación del mismo se ve seriamente afectada.
6.- Visibilidad	En general la visibilidad es mejor - que en el pavimento flexible	
7.- Durabilidad	Substancialmente mayor que la del pa- vimento flexible.	33
8.- Construcción - por etapas	No aplicable a este tipo de pavimen- to, a menos que se recurra a capas - bituminosas	Muy favorable
9.- Costos	Los costos de construcción inicial - son mayores, siendo en cambio meno-- res los de conservación. La suma de ambos es motivo de análisis en cada caso.	Posibilidad de diferir in- versiones al construir por etapas.
10.- Confiabilidad	En condiciones críticas ó particular- mente difíciles, ofrece mayores ga-- rantías que el flexible.	(35)



FORMAS EN QUE PUEDE ENTRAR EL AGUA AL PAVIMENTO.

MECANISMOS CON QUE EL AGUA ACTUA
SOBRE TERRACERIAS Y PAVIMENTO.

- 1.- EROSION
- 2.- TUBIFICACION
- 3.- VARIACIONES VOLUMETRICAS
EXPANSION
CONTRACCION
- 4.- FUERZAS DE FILTRACION
- 5.- REDUCCION DE LA RESISTENCIA
AL ESFUERZO CORTANTE.
- 6.- DISOLUCION
- 7.- ACUAPLANEO Y DERRAPAMIENTO
- 8.- ESFUERZOS ADICIONALES SOBRE ESTRUCTURAS

METODOS DE SOLUCION DE
DRENAJE SUPERFICIAL

CORTES

CUNETAS

CONTRACUNETAS

TERRAPLENES

ALCANTARILLAS

LAVADEROS

BORDILLOS

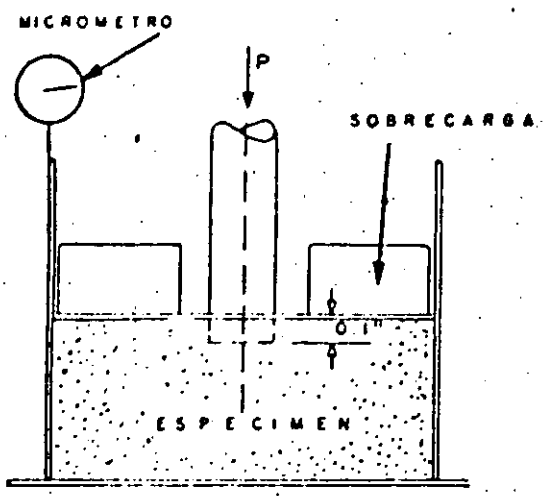
AREAS DE ESTACIONA.
MIENTO Y CALLES

DRENES

ATARJEAS Y COLADERAS PLUVIALES

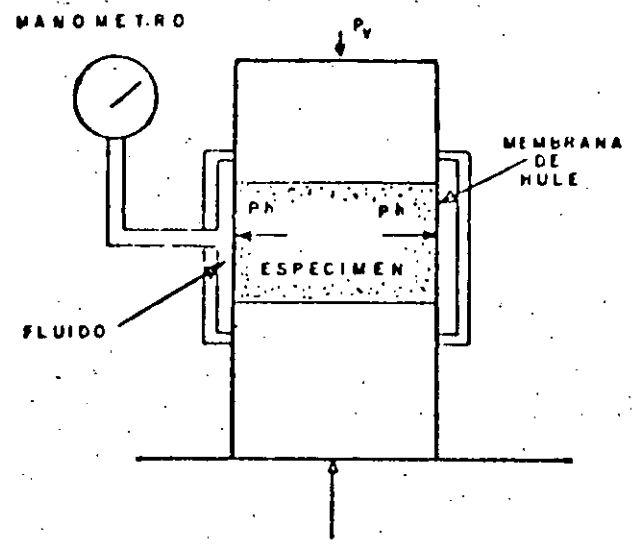
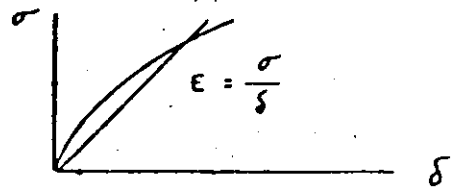
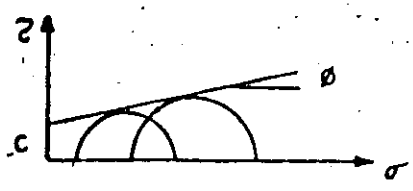
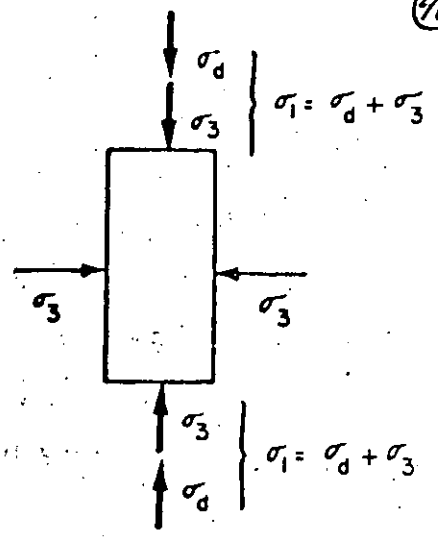
CONTROL DE HUMEDAD

- 1.- MANTENER EL PAVIMENTO SOBRE EL NIVEL DEL TERRENO NATURAL
- 2.- DRENAJE SUPERFICIAL ADECUADO
- 3.- SUBDRENAJE Y SISTEMAS DE INTERCEPCION DE AGUA
- 4.- MANTENER EL NAF BAJO
- 5.- SELLAR SUPERFICIES
- 6.- CAPAS DRENANTES

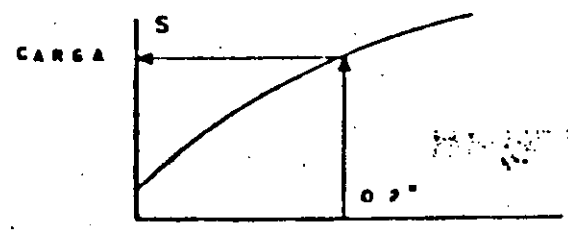
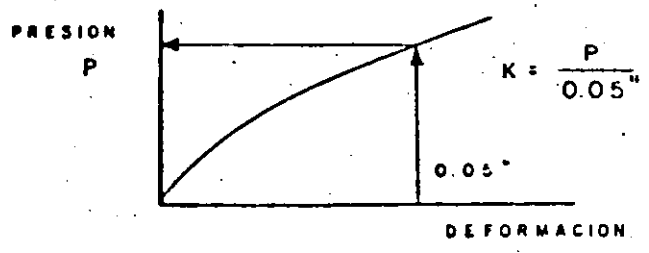
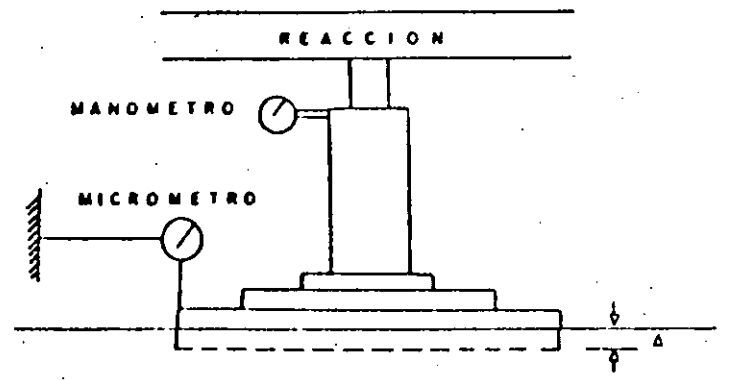


$$CBR = \frac{P_{0.1''}}{1360 \text{ Kg.}} \times 100$$

40



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

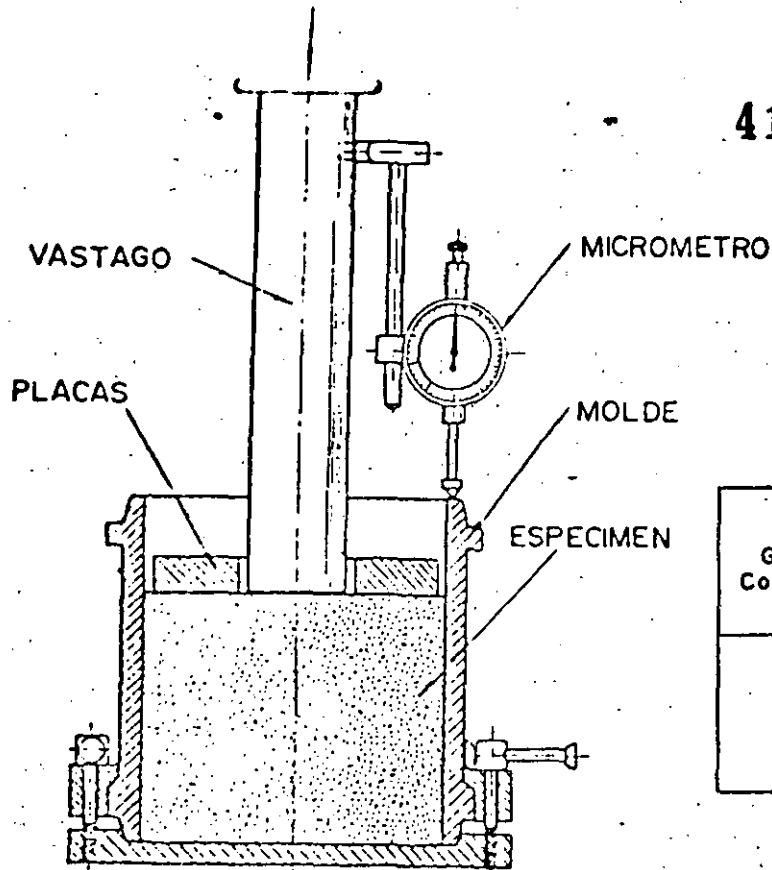


DEFORMACION PROMEDIO PARA 10 REPETICIONES

PRUEBA DE VALOR RELATIVO SOPORTE

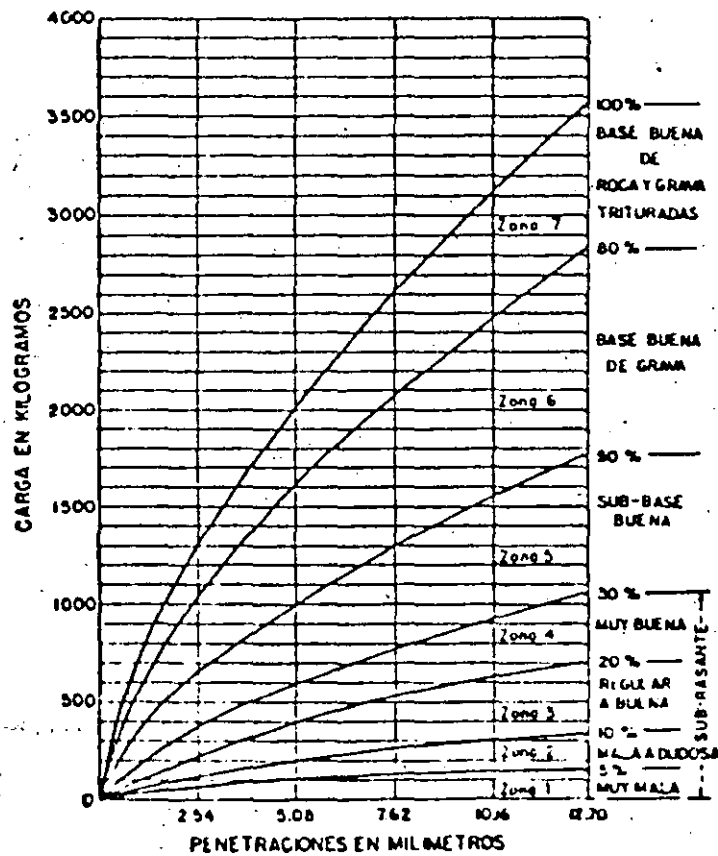


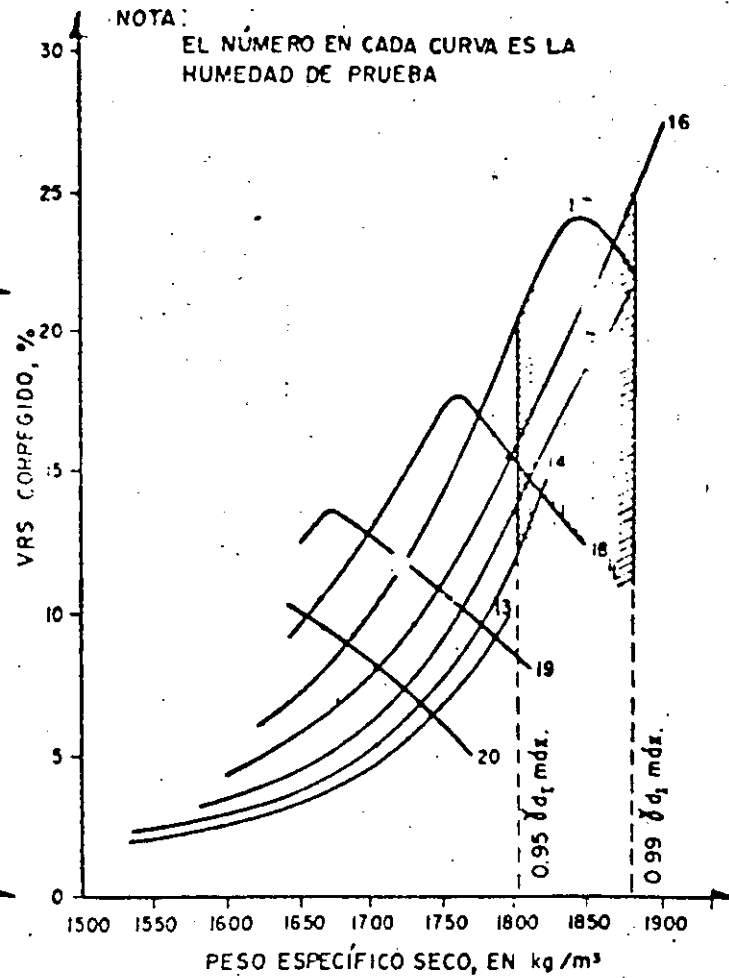
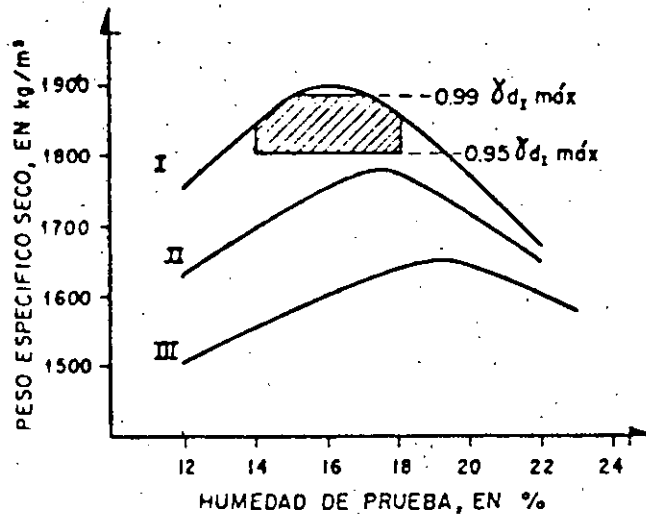
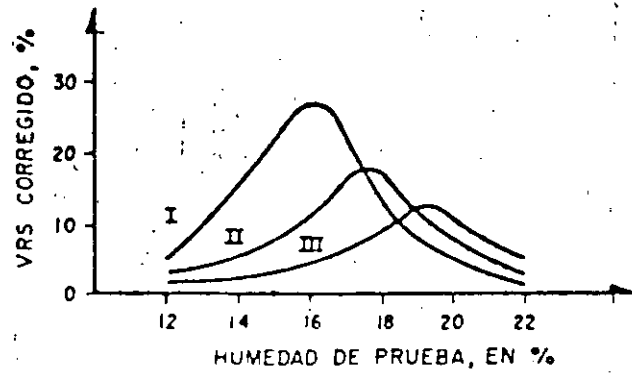
41



PRUEBA MODIFICADA S.O.P.

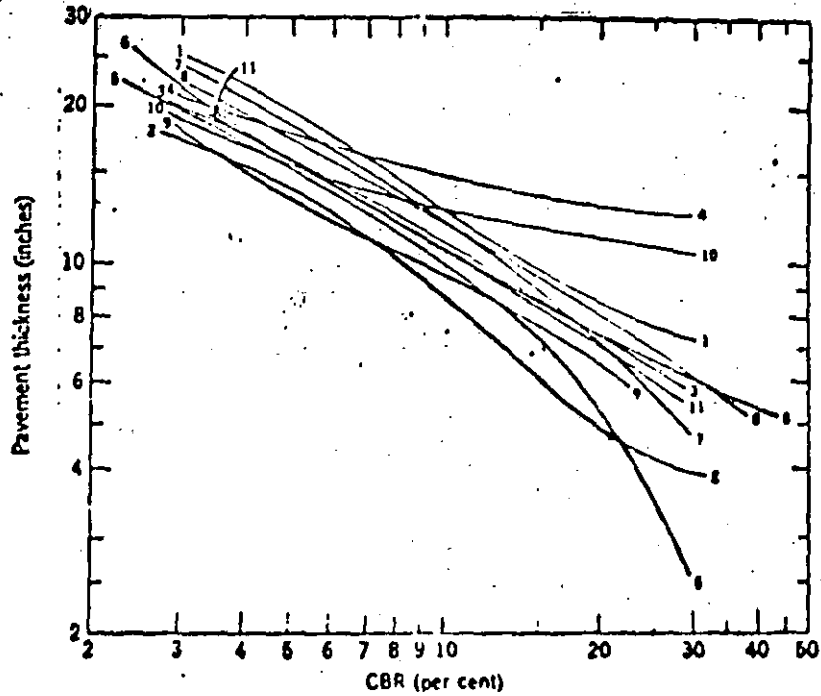
Grado de Compactación %	Variante 1 Buen drenaje precipitación baja a media.	Variante 2 Drenaje deficiente, precipitación media a alta.
100	W_o	W_o
95	W_o	$W_o + 1.5$
90 - 75	W_o	$W_o + 3.0$





METODO CUERPO DE INGENIEROS

(4)



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 (10,000-pound wheel including modifications suitable to WASHO test road conditions). (From Highway Research Board Bulletin 133.)

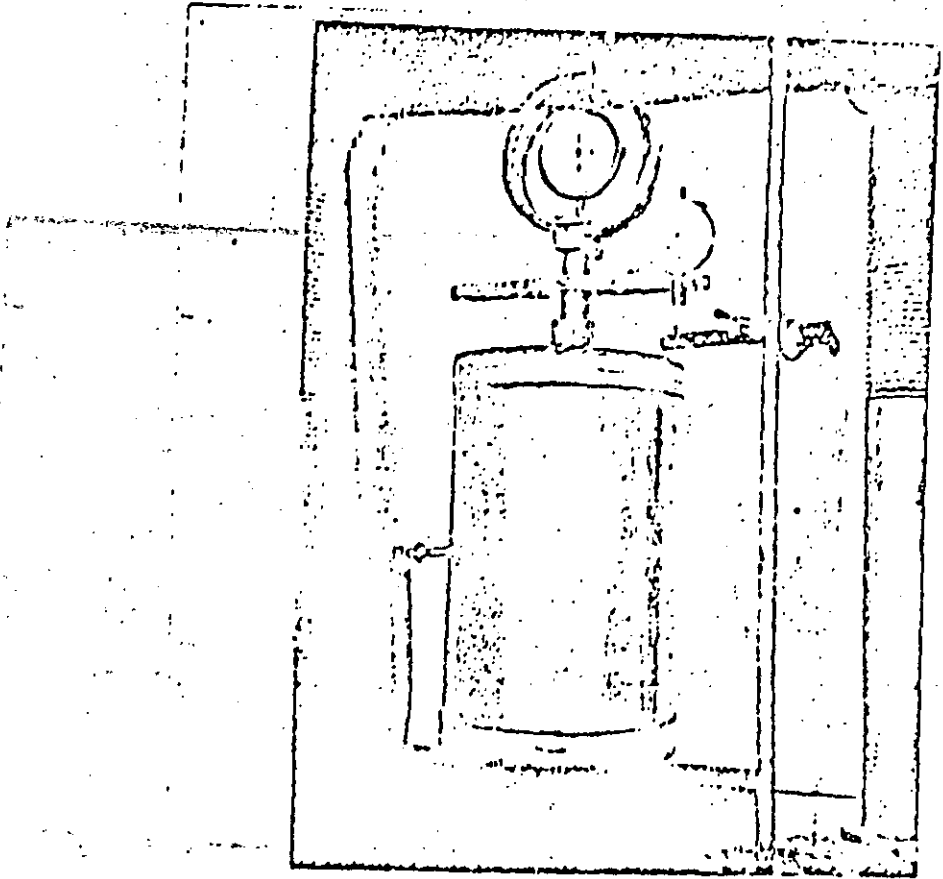


Figure 8.6. Texas triaxial cell.

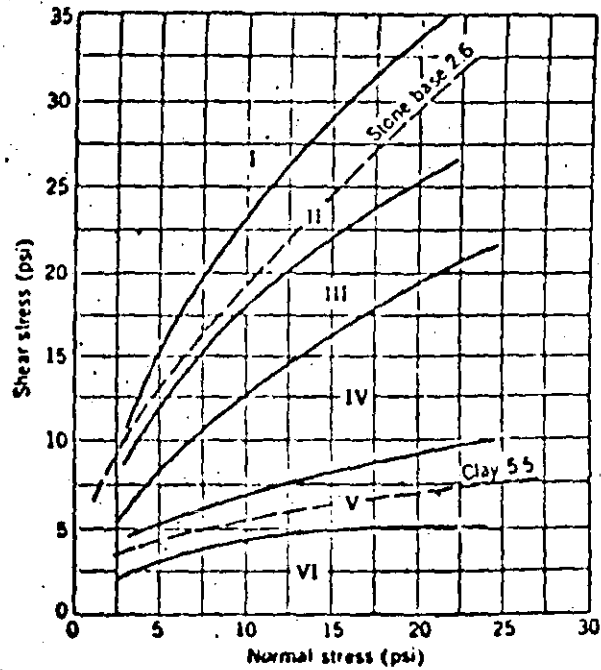
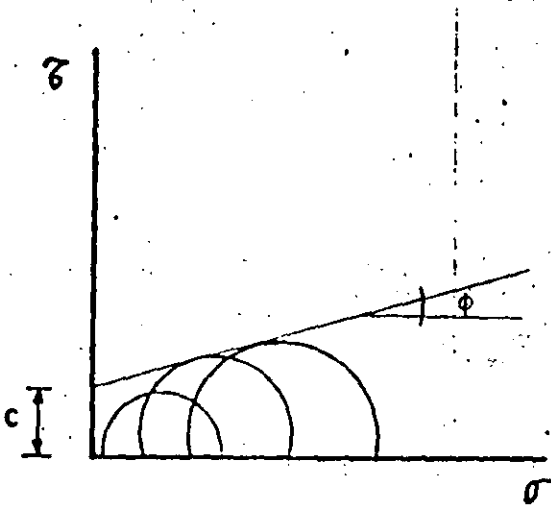
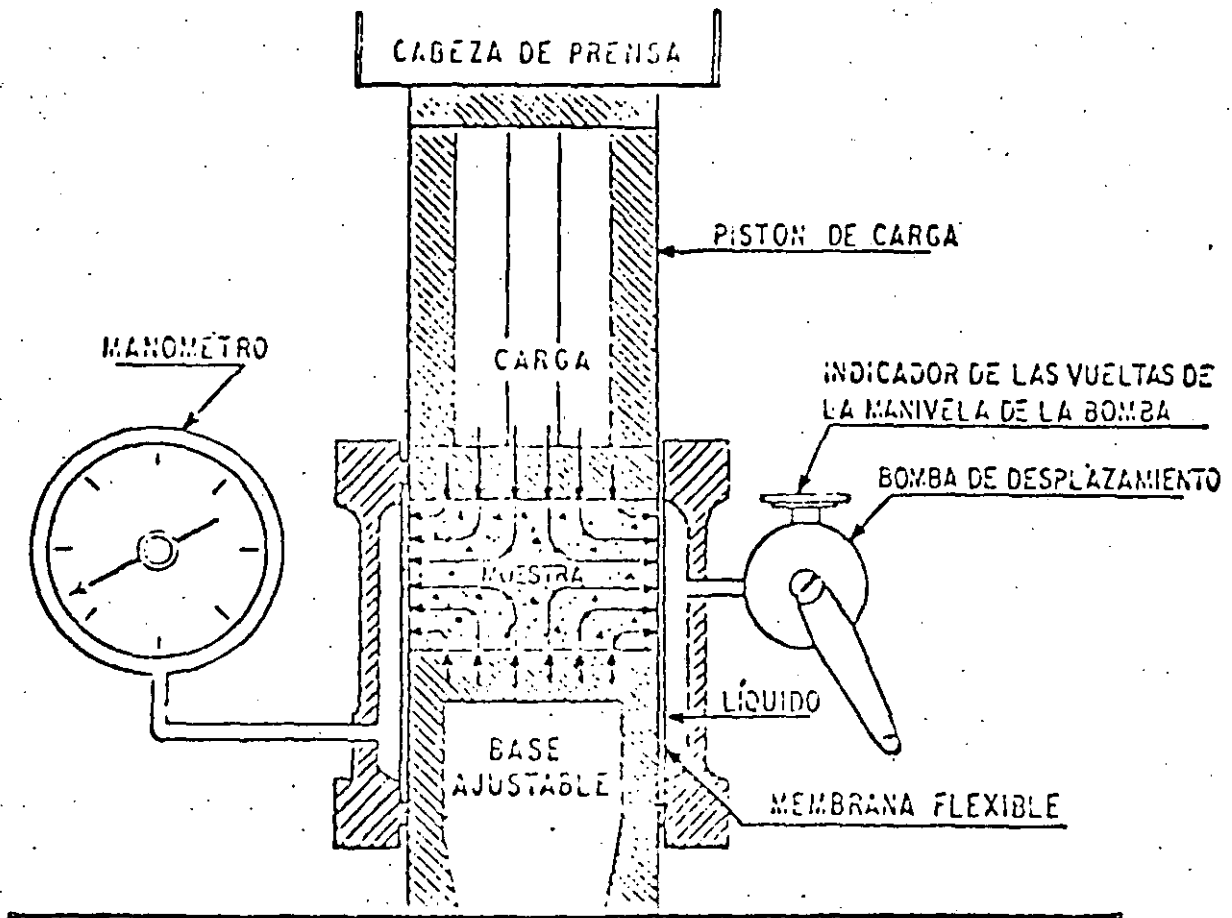


Figure 13.3. Texas classification chart. (From McDowell, Highway Research Board, Research Report 10-B.)

ESTABILOMETRO

(45)



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

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

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)

(46)

PRUEBA DE RUTINA

VALOR RELATIVO SOPORTE (CBR)

TRIAxIAL

ESTABILOMETRO Y COHESIOMETRO

PRUEBA DE PLACA

PRUEBAS EN MEZCLAS ASFALTICAS

MODULO DE RUPTURA

TENSION INDIRECTA

PRUEBAS PARA DISEÑO DE SISTEMAS MULTICAPA

MODULO DE RESILIENCIA

MODULO COMPLEJO O DINAMICO

RIGIDEZ DINAMICA

MODULO DE RESILIENCIA DIAMETRAL

RIGIDEZ DE MEZCLAS ASFALTICAS

FLUENCIA

PROPAGACION DE ONDA

PROPIEDADES FUNDAMENTALES DE DETERIORO

FACTORES

FORMACION PERMANENTE

12

CATEGORIA DE SUBRASANTE

CATEGORIA	MATERIAL	CBR %	K lb/pulg ³
MUY BUENA	GW, GP, GM, GC SW, SP, SM, SC.	> 10	> 200
BUENA	ML, CL, OL	6 A 10	150 A 200
MALA	MH, CH, OH	3 A 6	100 A 150

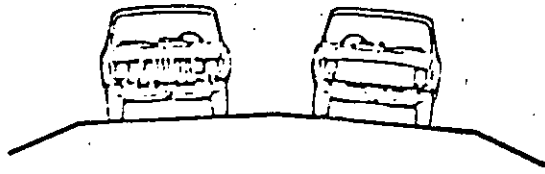
MATERIALES PARA TACERIAS

TIPO	ACOMODO	CUERPO DE TERRAPLEN	CAPA SUBRASANTIL
AGMENTOS GRANDES MEDIANOS CHICOS	CON TRACTOR Y/O EQUIPO CONSTRUCCION	PUEDEN USARSE ACOMODADOS POR CAPAS, DEL ESPESOR MINI MO COMPATIBLE CON EL TAMA ÑO MAXIMO.	NO DEBEN USARSE.
ELLOS GRAVAS ARENAS ML CL OL MH ₁ CH ₁ FINOS OH ₁ MH ₂ CH ₂ OH ₂ Pt	COMPACTADOS CON EL EQUIPO ESPECIFICO	GRADO DE COMPACTACION 90% AASHTO - T - 99 AASHTO - T - 180 NO DEBEN USARSE	GRADO DE COMPACTACION 95% NO DEBEN USARSE CUANDO CBR 5% Y EXPANSION 5% NO DEBEN USARSE EN AEROPISTAS. NO DEBEN USARSE

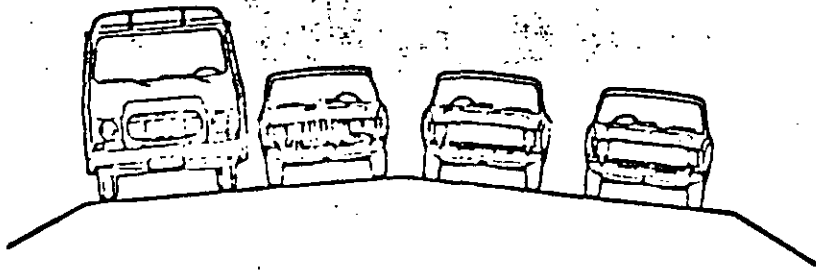
48

(48)

CARRETERAS



Capacidad máxima por carril:
2,000 automóviles/hora.
(a 50-60 km./hr.)



Capacidad máxima.-

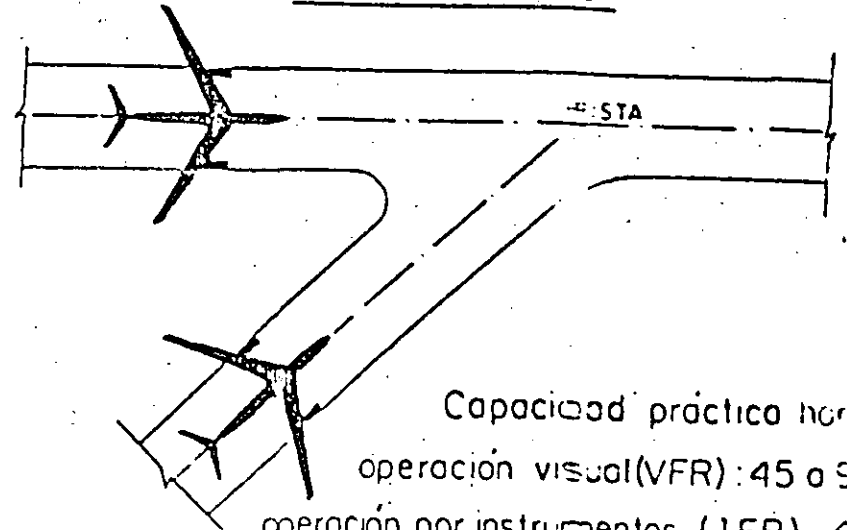
Carril de adentro: 2,200 automóviles/hora.

Carril de afuera: 1,700 automóviles/hora.

(a 60 km/hr.)

Frecuencia del tránsito.

AEROPISTA

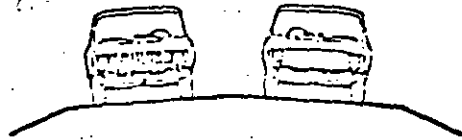


Capacidad práctica hora para:
operación visual (VFR): 45 a 99 op
operación por instrumentos (IFR): 42 a
53 op /hr.

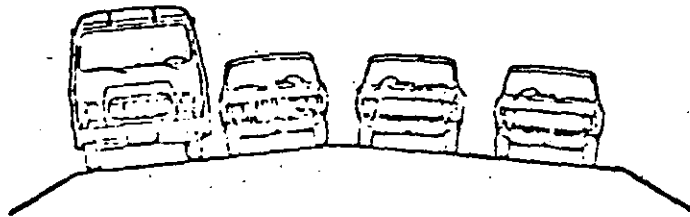
NOTA: El valor mayor es para
pistas que solo reciben
aviones bimotores y
monomotores.

El valor menor es para
pistas que reciben una
mezcla de aviones en
que el 60% son
cuatrirreactores o aviones
mayores.

CARRETERAS



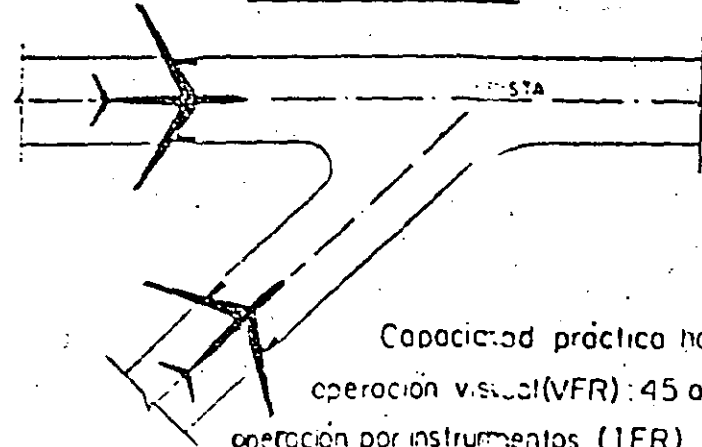
Capacidad máxima por carril:
2,000 automóviles/hora.
(a 50 - 60 km./hr.)



Capacidad máxima.-

Carril de adentro: 2,200 automóviles/hora.
Carril de afuera: 1,700 automóviles/hora.
(a 60 km./hr.)

AEROPISTAS



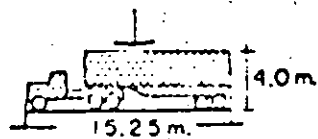
Capacidad práctica horaria.-
operación visual (VFR) : 45 a 59 op/hr
operación por instrumentos (IFR) : 42 a -
53 op/hr.

NOTA: El valor mayor es para
pistas que solo reciben
aviones bimotores y
monomotores.

El valor menor es para
pistas que reciben una
mezcla de aviones en
que el 60% son
cuatrirreactores o aviones
mayores.

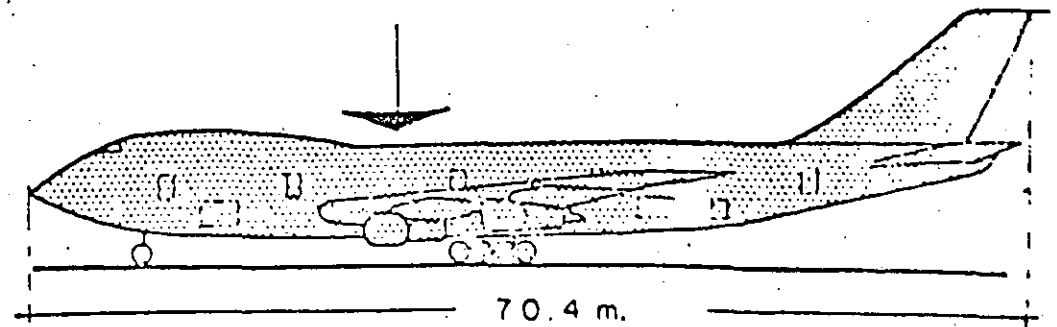
Frecuencia del tránsito.

Peso total = 34 ton.



B - 7 4 7

Peso total = 374 ton



Numero de llantas	Carga por rueda (max.)
16 principales _____	1 800 kg.
2 direccionales _____	2 500 kg.

Numero de llantas.	Carga por rueda (max.)
16 principales _____	21,500 kg.
2 auxiliares _____	15,000 kg.

51

50

INTENSIDAD DE LAS CARGAS

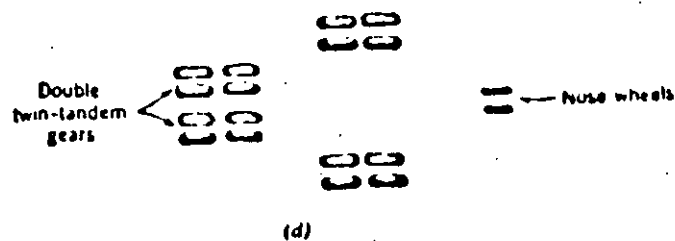
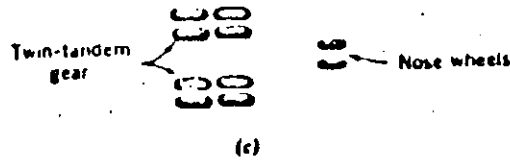
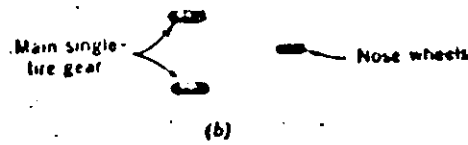
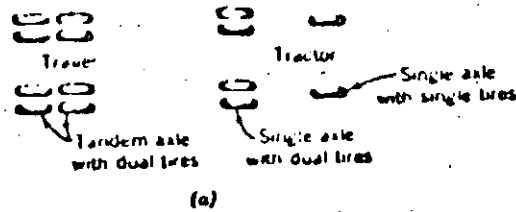
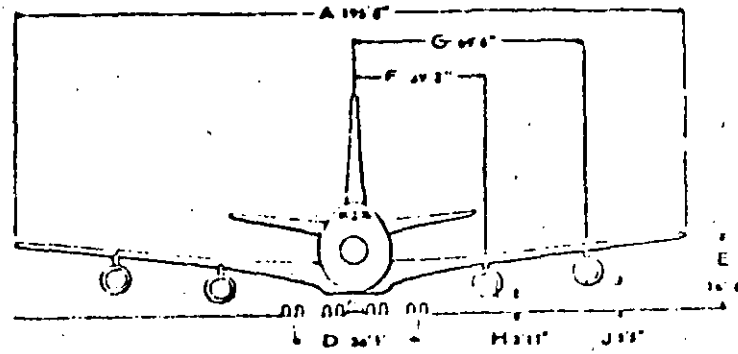
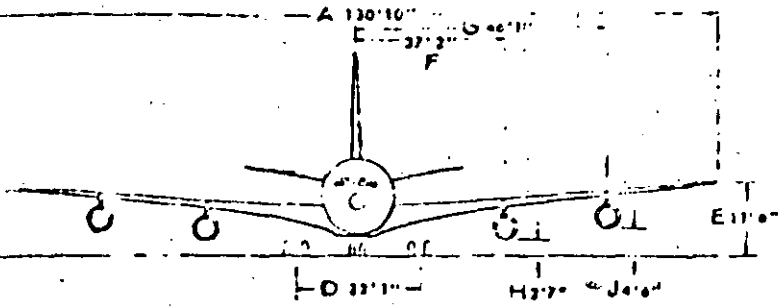
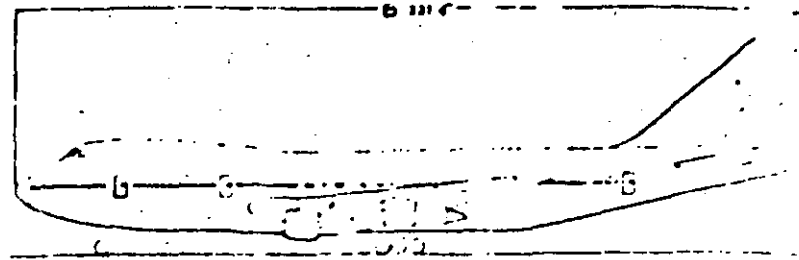
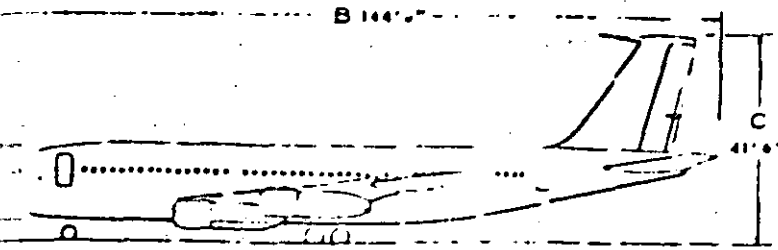
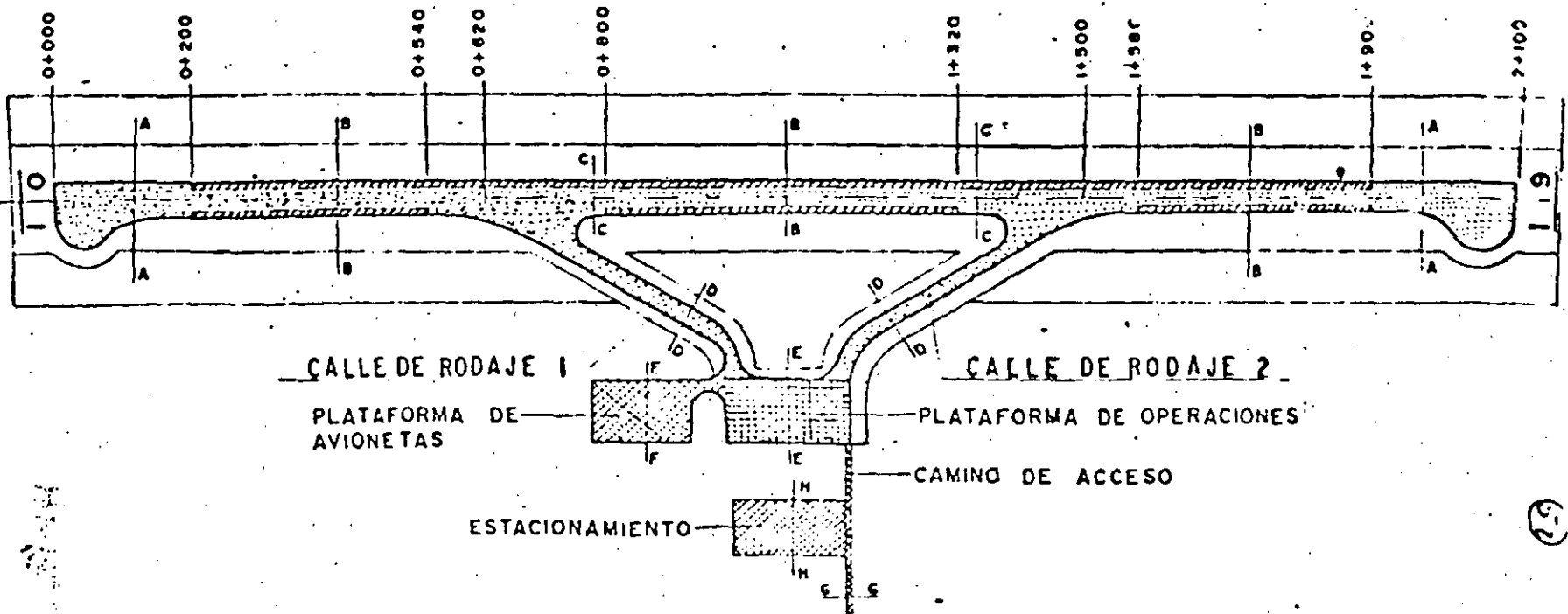


Figure 1.6. Plan view of several basic types of wheel configuration. (a) Single trailer-truck unit, (b) tricycle landing gear with single tires, (c) twin-tandem landing gear, (d) double twin-tandem gear. (Note: Not to scale.)

CROQUIS DE ZONIFICACION DE LOS PAVIMENTOS



53

(52)

418 PLANNING AND DESIGN OF AIRPORTS

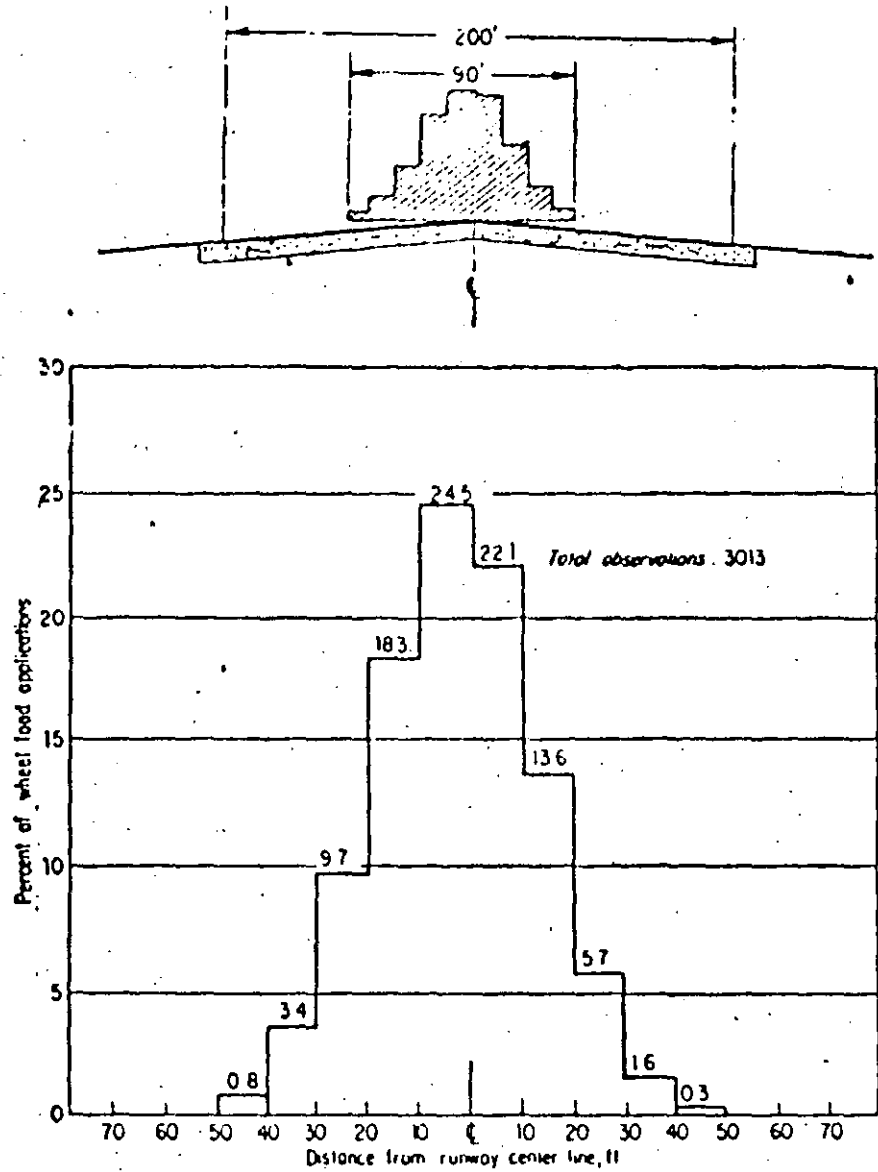
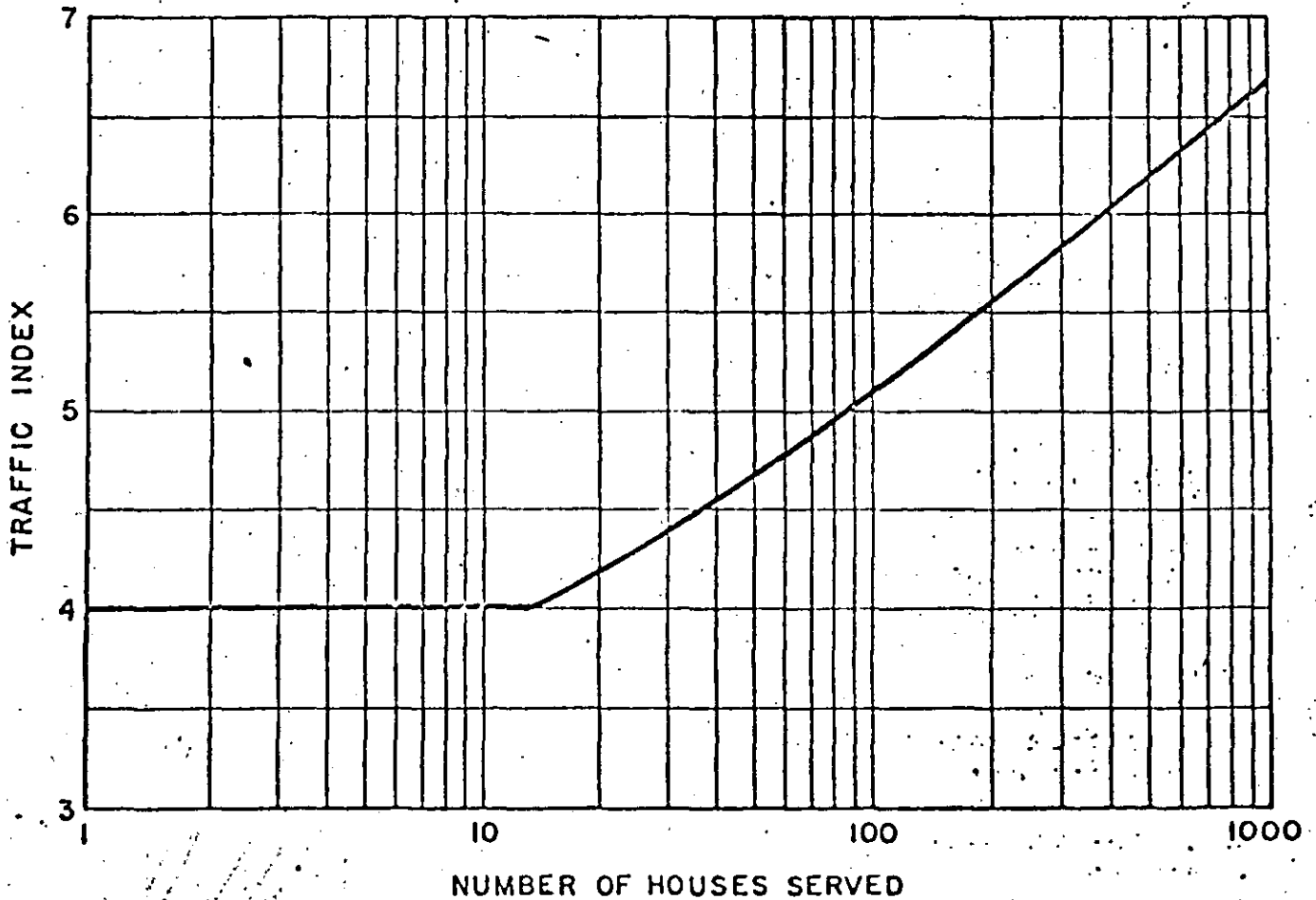


FIG. 12-51. Transverse Distribution of Wheel Load Applications—Average of All Observations at Los Angeles, Oakland, and San Francisco Airports (courtesy, R. Horonjeff and John Hugh Jones.)

CHART FOR ESTIMATION OF TRAFFIC INDEX
USING A HOUSE COUNT



Notes: For use only within subdivisions for residential and residential collector streets.

Chart is based on a 10-year design life.

CONVERSION CHART
AVERAGE DAILY TRAFFIC TO TRAFFIC INDEX

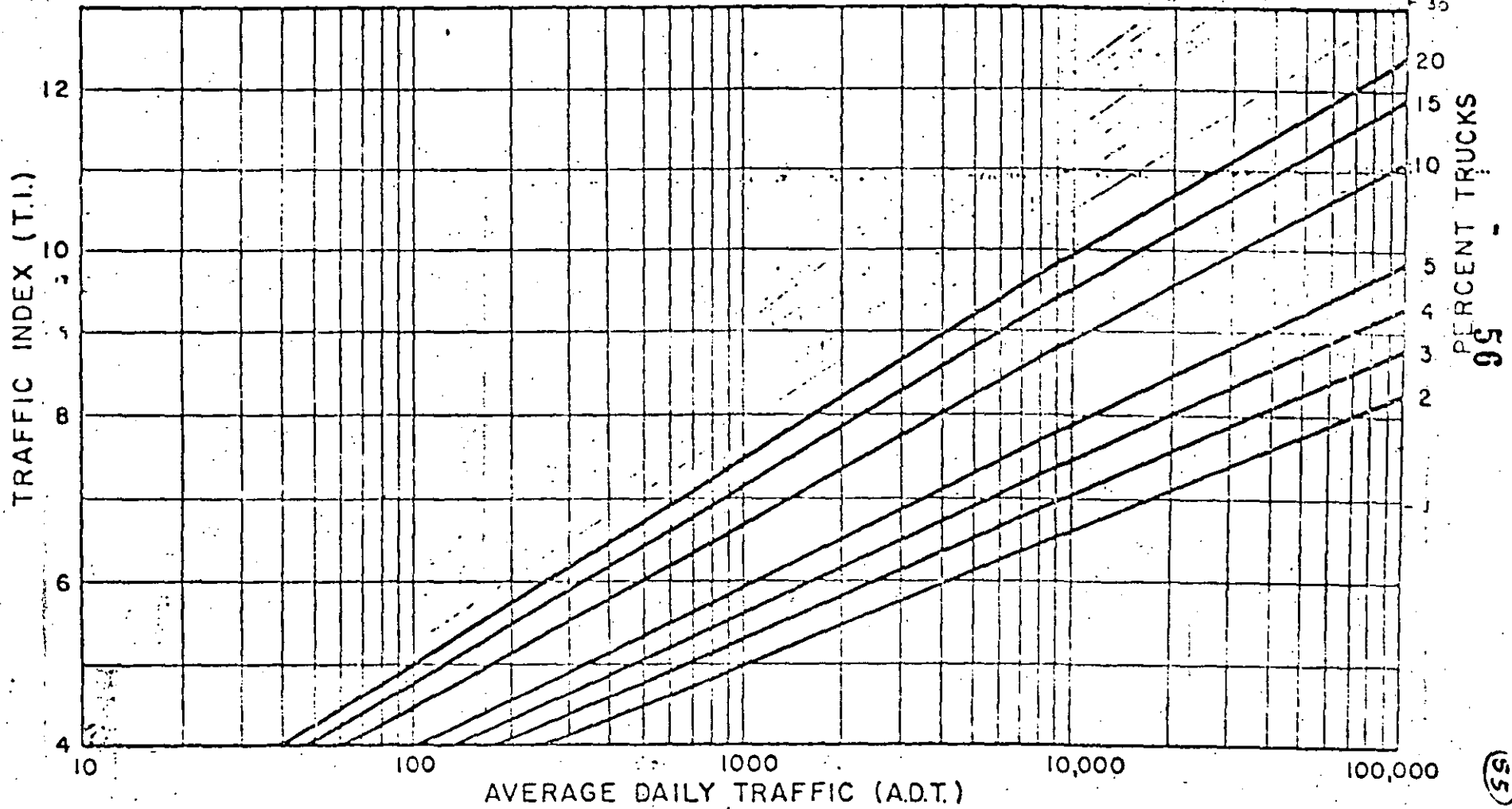


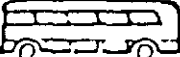


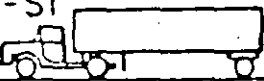
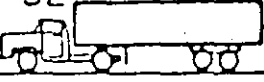
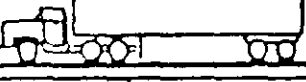


Tabla para cálculo del tránsito acumulado en función de ejes sencillos equivalentes de 8.2 t.

Carretera San Luis Potosí - Trancoso Tramo Salinas - Trancoso Fecha Promedios 1964

Notas

TIPO DE VEHICULO	Número de vehículos en ambas direcciones	Coeficiente de distribución	Número de vehículos en el carril de proyecto	Coeficiente de vehículos cargados o vacíos	Número de vehículos cargados o vacíos por carril N, N'	Coeficientes de daño por tránsito, F., F'		Número de ejes equivalentes de 8.2 ton, N.F., N.F'	
						z:0 cm	z:15 cm	z:0 cm	z:15 cm
Ap 	123.64	0.5	61.82	C: 1.00	61.82	0.005	0	0.31	0
				V: 0.00	0	0.005	0	0.31	0
Ac 	52.44	0.5	26.22	C: 0.30	7.87	0.34	0.042	2.68	0.33
				V: 0.70	18.39	0.34	0.001	6.24	0.02
B 	35.22	0.5	17.61	C: 1.00	17.61	2.0	1.150	35.22	20.22
				V: 0.00	0	2.0	0.640	0	0
C2 	99.90	0.5	49.95	C: 0.63	31.47	0.88	0.465	27.69	14.63
				V: 0.37	18.48	0.88	0.027	16.26	0.439
C3 	26.40	0.5	13.20	C: 0.79	10.43	0.88	0.675	9.18	6.20
				V: 0.21	2.77	0.88	0.044	2.44	0.12
T2-S1 	9.18	0.5	4.59	C: 0.79	3.63	3.0	1.740	10.89	6.31
				V: 0.21	0.96	3.0	0.140	2.88	0.13
T2-S2 	17.80	0.5	8.90	C: 0.78	6.94	4.0	1.570	27.76	10.90
				V: 0.22	1.96	4.0	0.210	7.76	0.41
T3-S2 	18.38	0.5	9.19	C: 0.79	7.26	5.0	1.300	36.30	9.44
				V: 0.21	1.93	5.0	0.150	9.65	0.29
Total			191.48			T ₀ , T _{0'} : Tránsito equivalente inicial		195.57	69.47

NÚMERO DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES	COEFICIENTE DE DISTRIBUCIÓN PARA EL CARRIL DE PROYECTO, %
2	50
4	40 - 50
6 o más	30 - 40

Años de servicio, n: 9 Tasa de crecimiento anual, r: 25 %

Coeficiente de acumulación del tránsito, C: 9200 (Fig A.10)

Tránsito acumulado, $\sum L_n = CT_0 = 1799244 (z=0)$ $\sum L_n = CT_0' = 639124 (z=15)$

Cálculo del tránsito equivalente acumulado

57

56

(57)

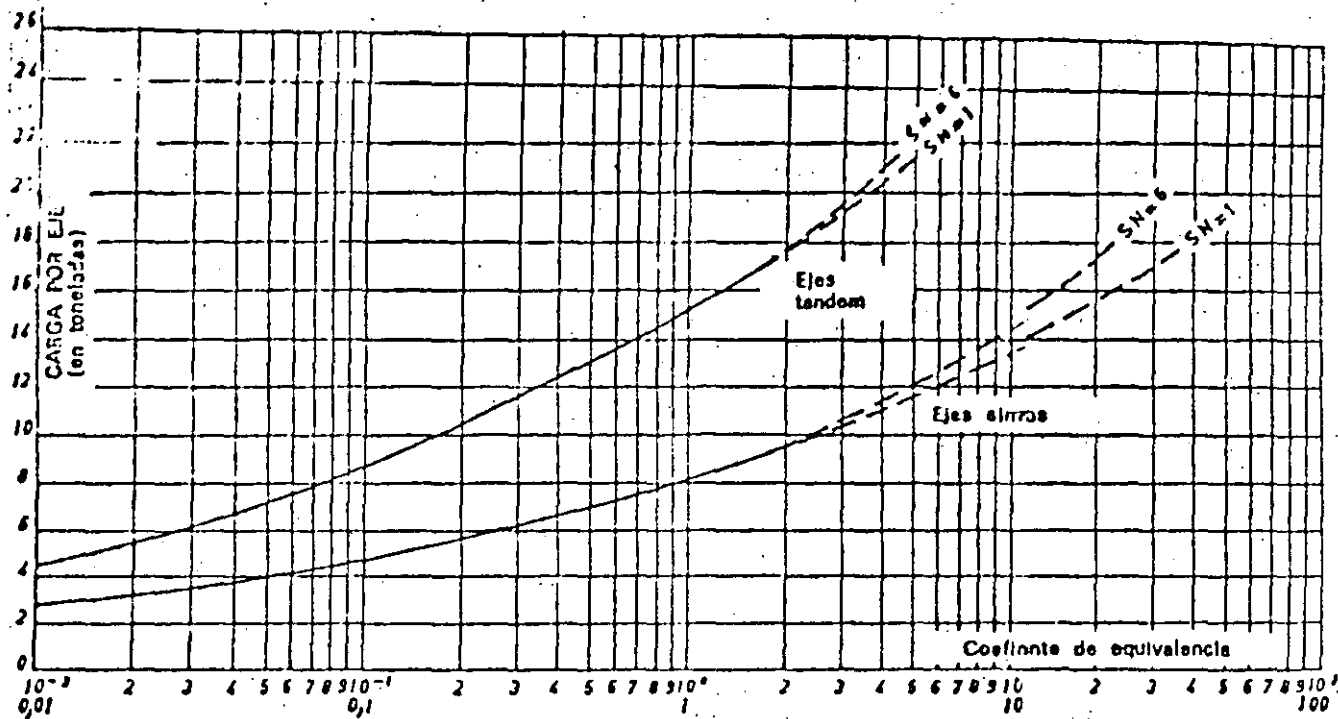


FIG. 35. Coeficiente de equivalencia (firmes flexibles).
Según Liddle (Bureau of Public Roads), Índice de viabilidad final 2,5

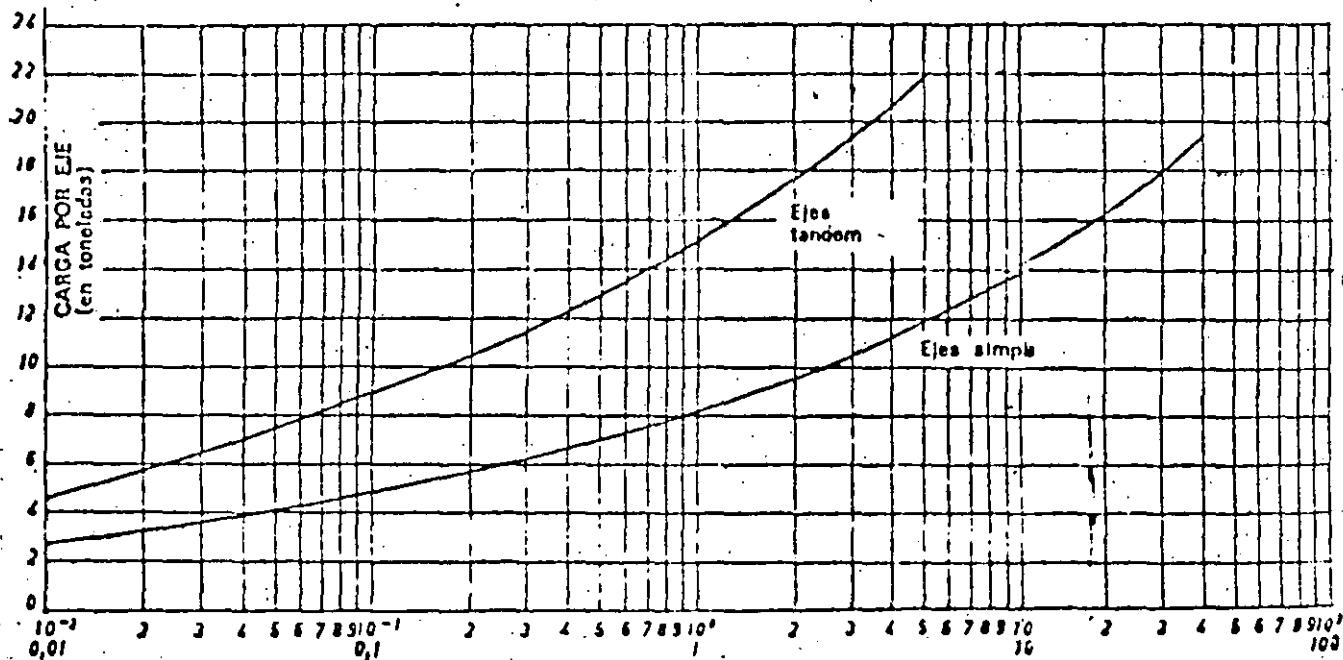


FIG. 36. Coeficiente de equivalencia (firmes flexibles).
Método de Liddle. Índice de viabilidad final : 2,0 a 2,5.

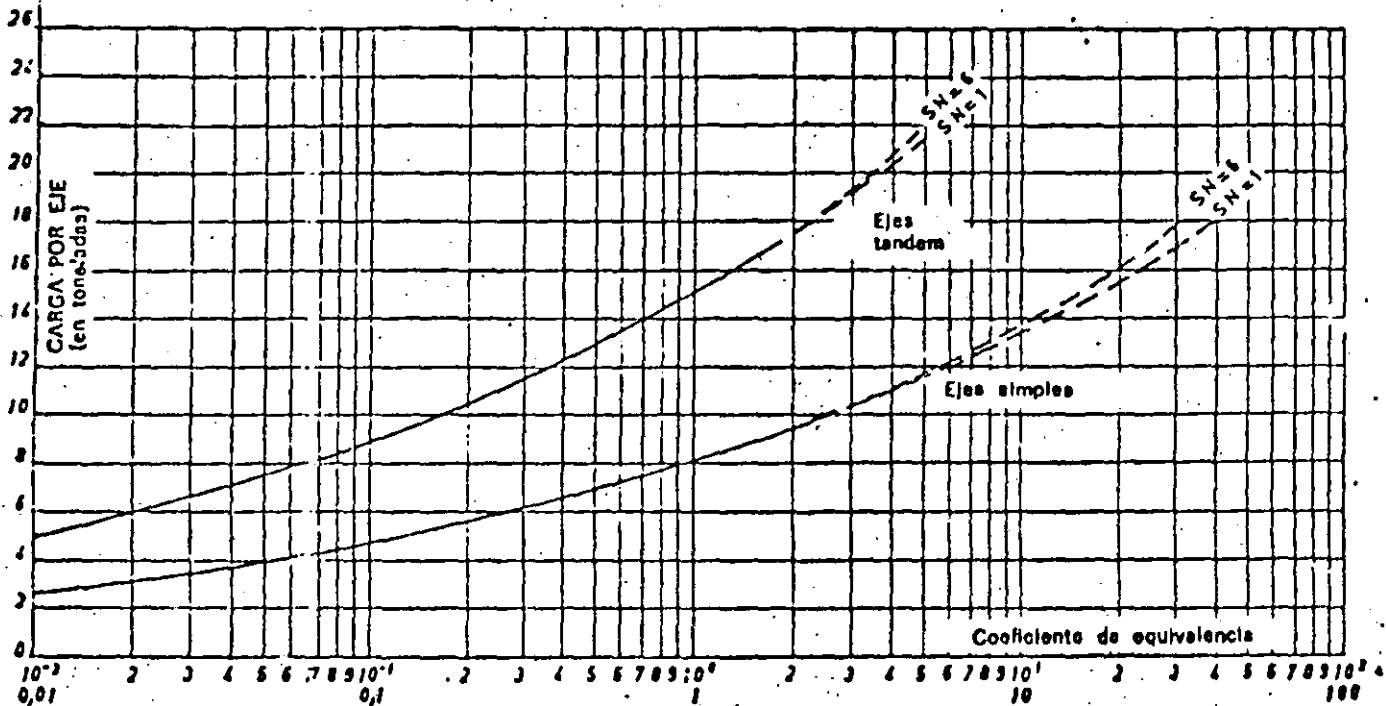
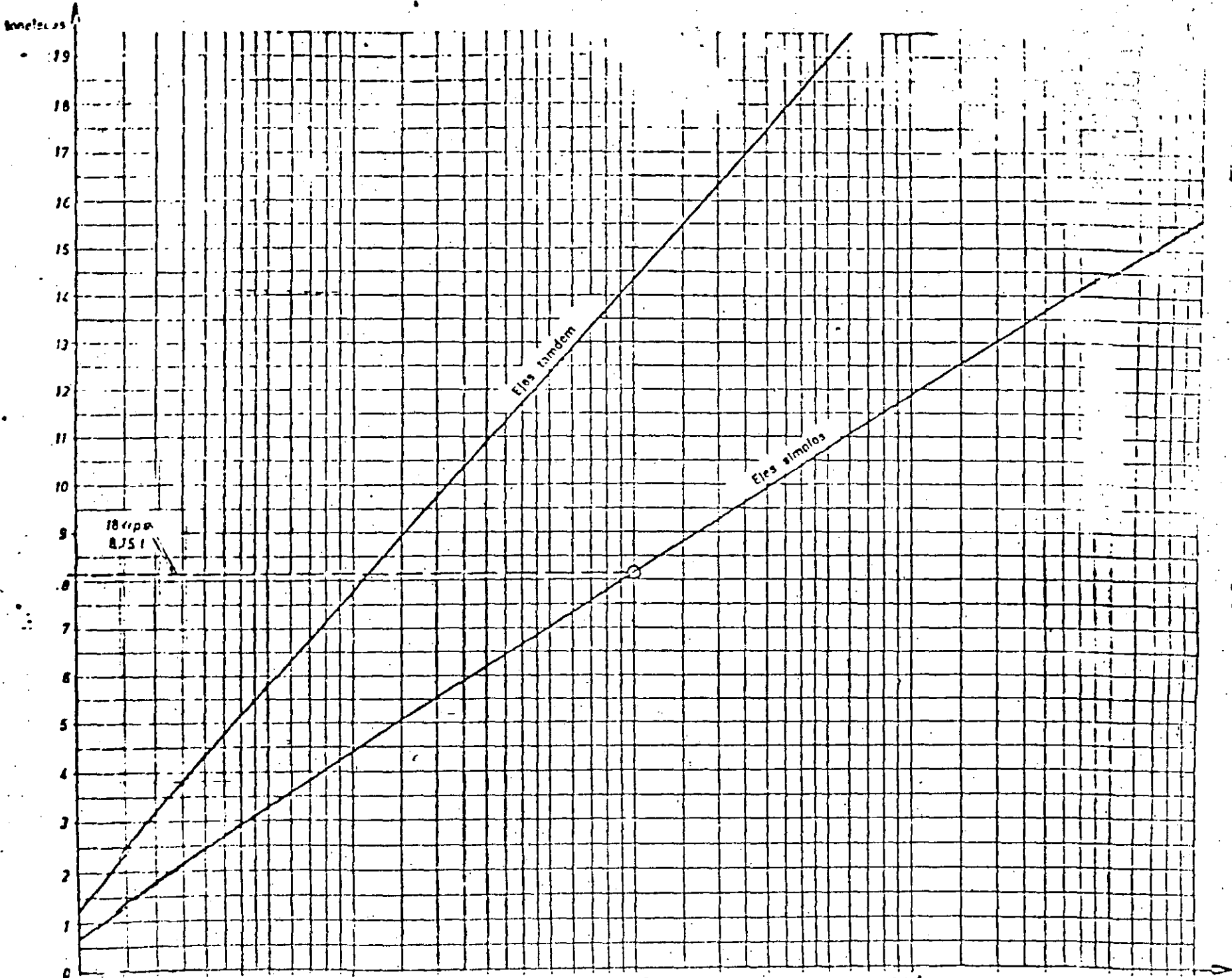


FIG. 34. Coeficiente de equivalencia (firmas flexibles).
Según Liddle (Bureau of Public Roads). Índice de viabilidad final: 2,0

FIG. 26. Factor de equivalencia de cargas F.



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)

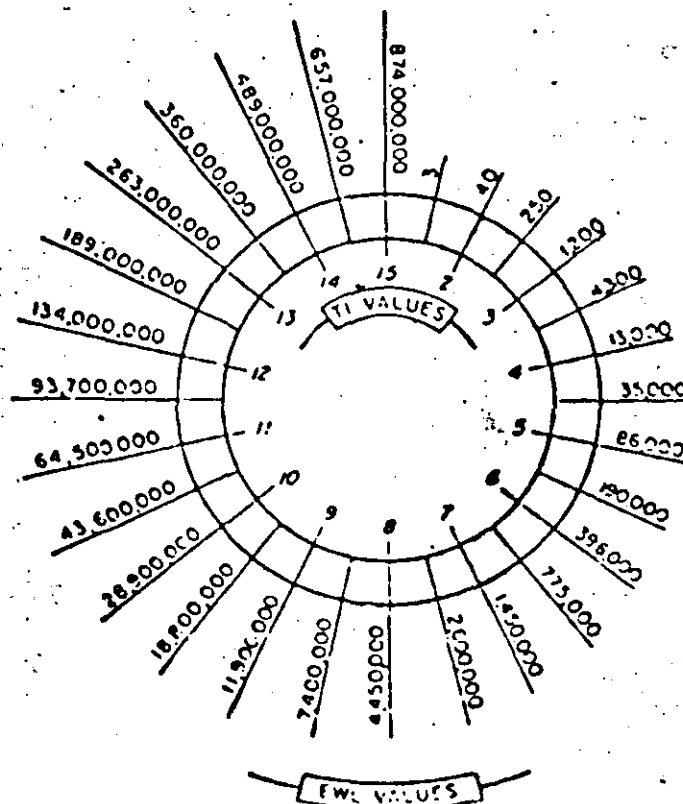
$$EWL = 20 \times 200800 = 4,016,000$$

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



- **62**
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

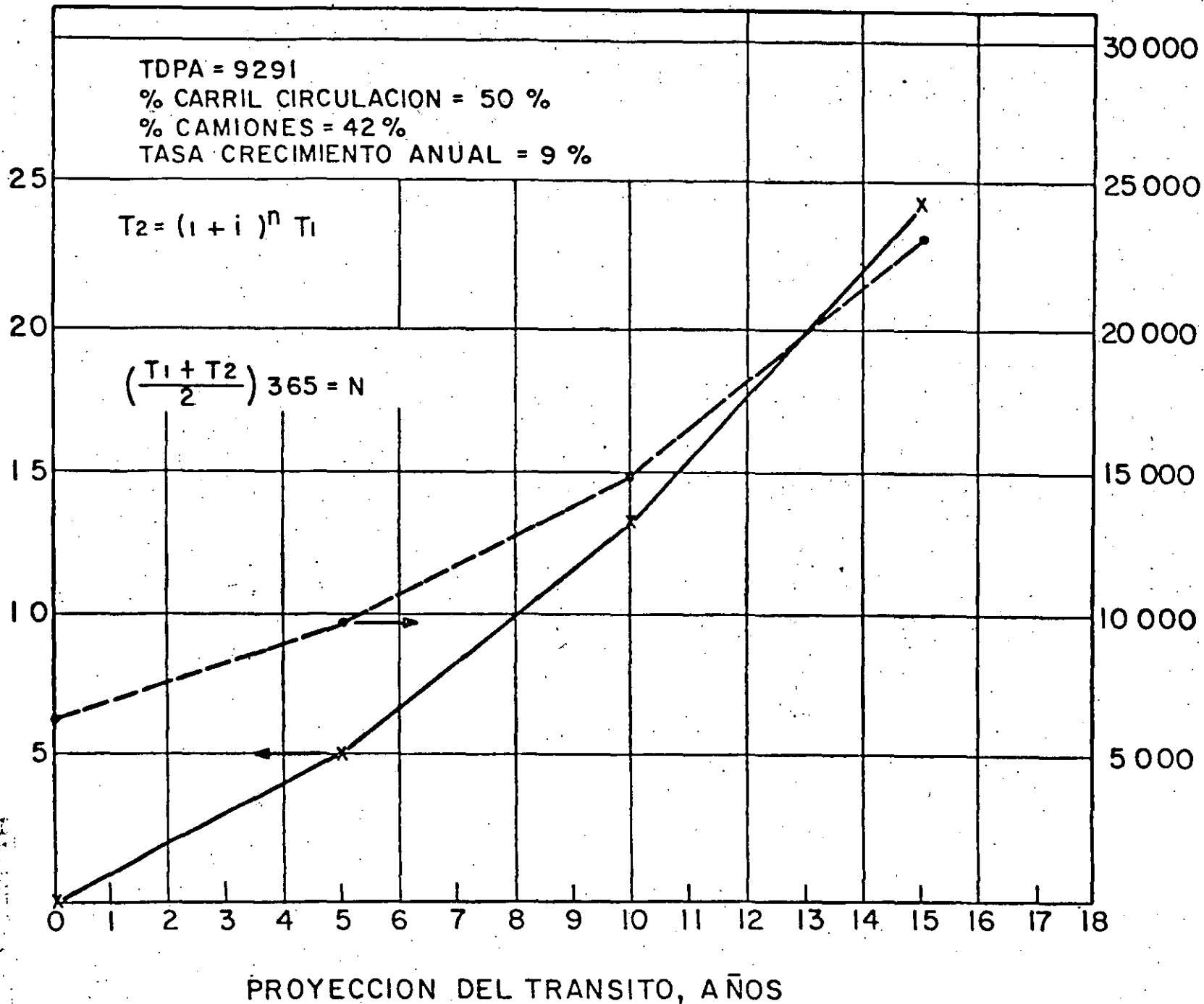
$$\sum_0^n EAL = \frac{EAL_0 (365)}{\log_e (1 + i)} \left[(1 + i)^n - 1 \right]$$

$$\sum EAL = \frac{38.7 \times 365}{0.0535} \left[(1.055)^{10} - 1 \right] = 186\ 818$$

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	$38.7 \left(\frac{1.113 + 1.174}{2} \right) (365) = 16\ 112$
etc.		TOTAL 186 804

NUMERO ACUMULADO DE EJES EQUIVALENTES DE 80 KN
(MILLONES)



TDPA
63

1.- FASES DEL PROYECTO

- ESTRUCTURACION Y DIMENSIONAMIENTO DE LAS DIFERENTES CAPAS.
- NORMAS DE CALIDAD Y FUENTES DE APROVISIONAMIENTO DE MATERIALES.
- NORMAS DE CONSTRUCCION.
- TOLERANCIAS DE CONSTRUCCION Y ACABADO.

1.- FASE DEL PROYECTO.

- ESTRUCTURACION Y DIMENSIONAMIENTO DE LAS DIFERENTES CAPAS (P. FLEX). DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA, TIPO Y UBICACION DE LAS JUNTAS (P. RIGIDOS)
- FIJACION DE LAS NORMAS DE CALIDAD Y DE LAS FUENTES DE APROVISIONAMIENTO DE MATERIALES.
- ESPECIFICACIONES GENERALES Y NORMAS DE CONSTRUCCION
- TOLERANCIAS DE CONSTRUCCION Y ACABADO.

(66)

2.- QUE DEBEMOS HACER:

(66)

✓ ESTUDIOS ESPECIFICOS.

EXPLORACION Y MUESTREO A LO LARGO
DE LA RUTA

ENSAYES DE LABORATORIO

ANALISIS DE TRANSITO

CLIMA Y FACTORES AMBIENTALES

RECURSOS Y POTENCIALIDAD DE MATERIALES

3.- QUE DEBEMOS TENER:

(67)

- 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.

4

68

(68)

DATOS PARA EL PROYECTO

TRANSITO

- AERONAVE DE DISEÑO O TRANSITO EQUIVALENTE
- NUMERO DE APLICACIONES
- PESO TOTAL DE OPERACION
- CONFIGURACION DEL TREN DE ATERRIZAJE O NUMERO DE EJES
- PRESIONES DE INFLADO Y DE CONTACTO
- CANALIZACION DE TRANSITO

CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO Y DE LOS MATERIALES PARA PAVIMENTACION

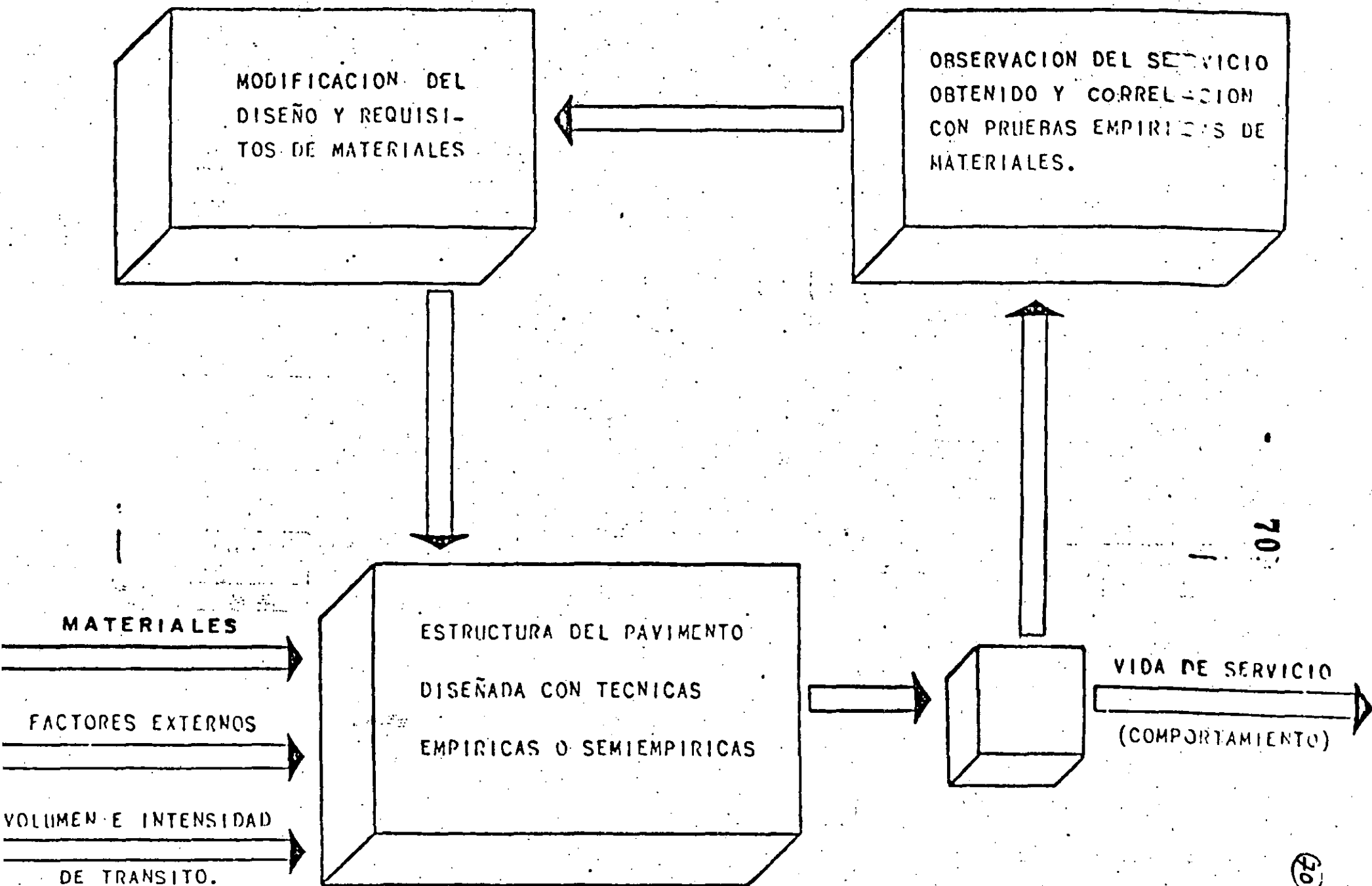
- PROPIEDADES INGENIERILES DE LOS SUELOS
- CARACTERISTICAS Y POTENCIALIDAD DE MATERIALES EN LA ZONA

CARACTERISTICAS CLIMATOLOGICAS Y FACTORES AMBIENTALES

- VARIACION DE LA TEMPERATURA
- REGIMEN PLUVIOMETRICO
- DRENAJE Y SUBDRENAJE
- POSICION DEL NIVEL DE AGUAS FREATICAS
- TOPOGRAFIA

PROYECTO

- 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



70

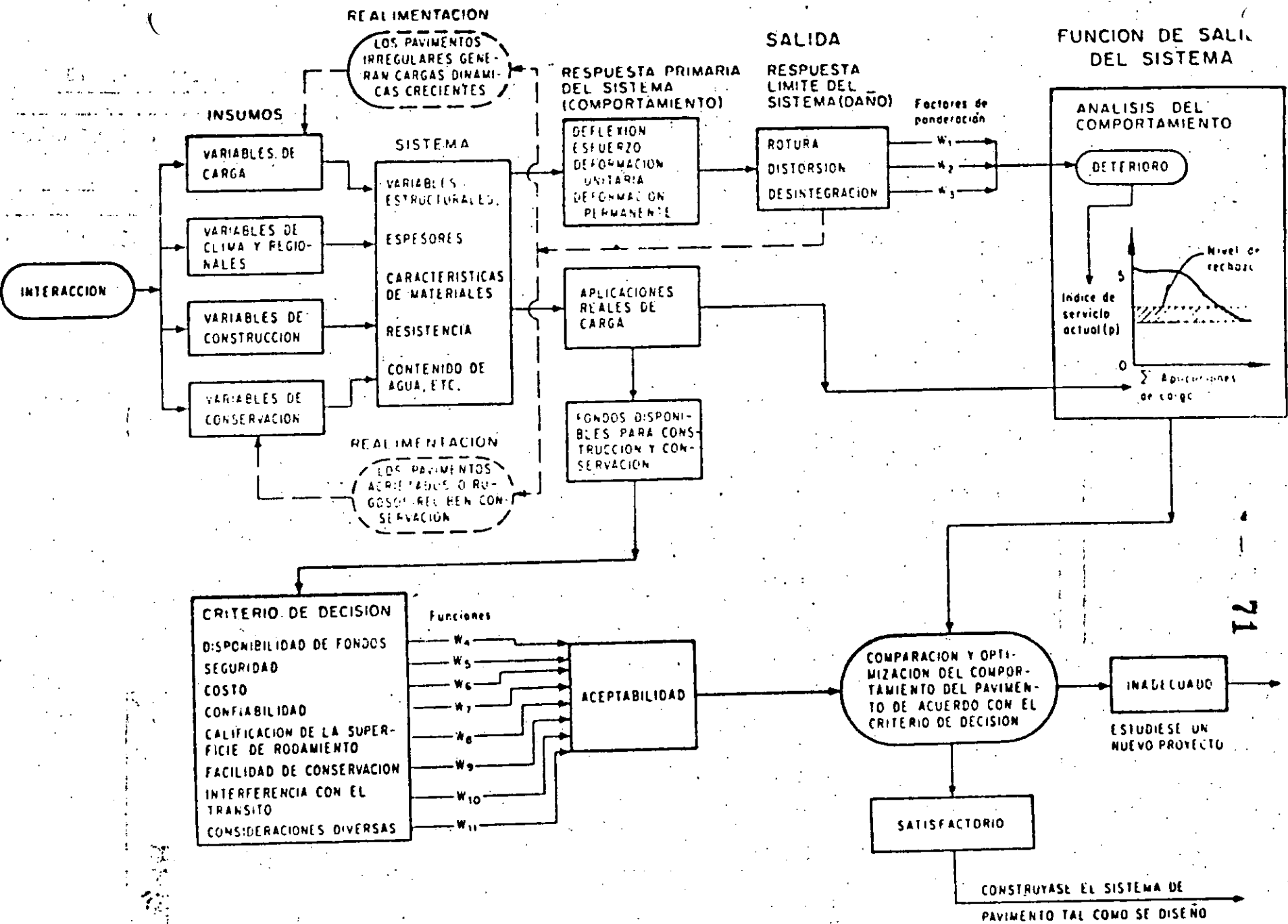
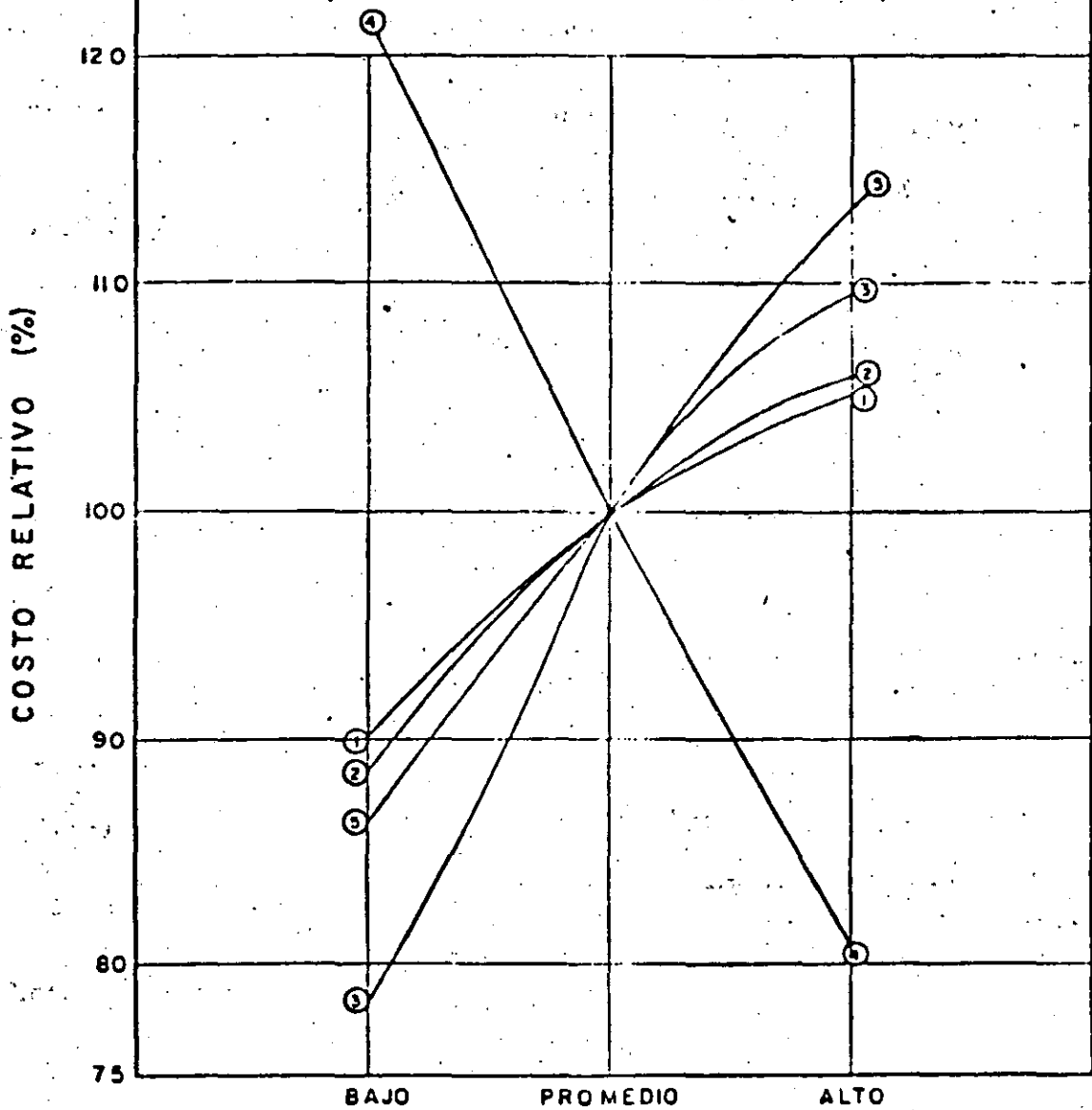


Fig. 15. Sistema ideal de pavimento (de Finn et al., vol. 4)

VARIABLE

- ① FACTOR DE DETERIORO NO DEBIDO AL TRANSITO.
- ② TRANSITO EQUIVALENTE ACUMULADO DE 18000 LBS.
- ③ CALIDAD DEL CONCRETO ASFALTICO
- ④ VALOR SOPORTE DE LA SUBRASANTE.
- ⑤ VALOR DEL INDICE DE SERVICIO MINIMO ACEPTADO.



NIVEL DE LAS VARIABLES

FIG. 2 COSTOS RELATIVOS VS. NIVEL DE LAS VARIABLES (PAVIMENTOS FLEXIBLES)

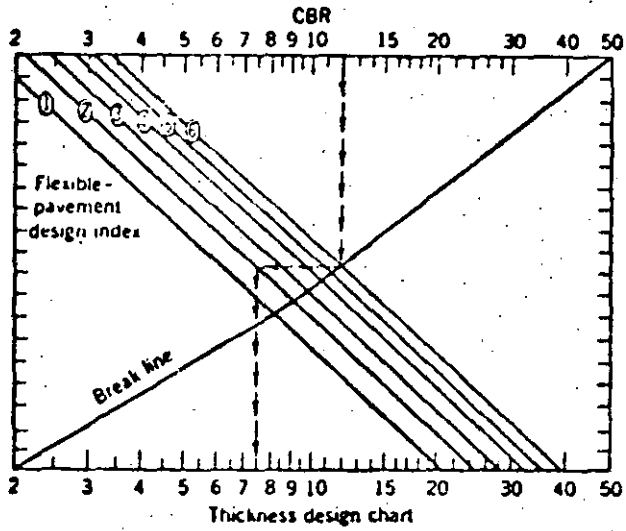


Figure 15.17. Thickness design chart. (From the National Crushed Stone Association and after U. S. Corps of Engineers TM 5-822-5.)

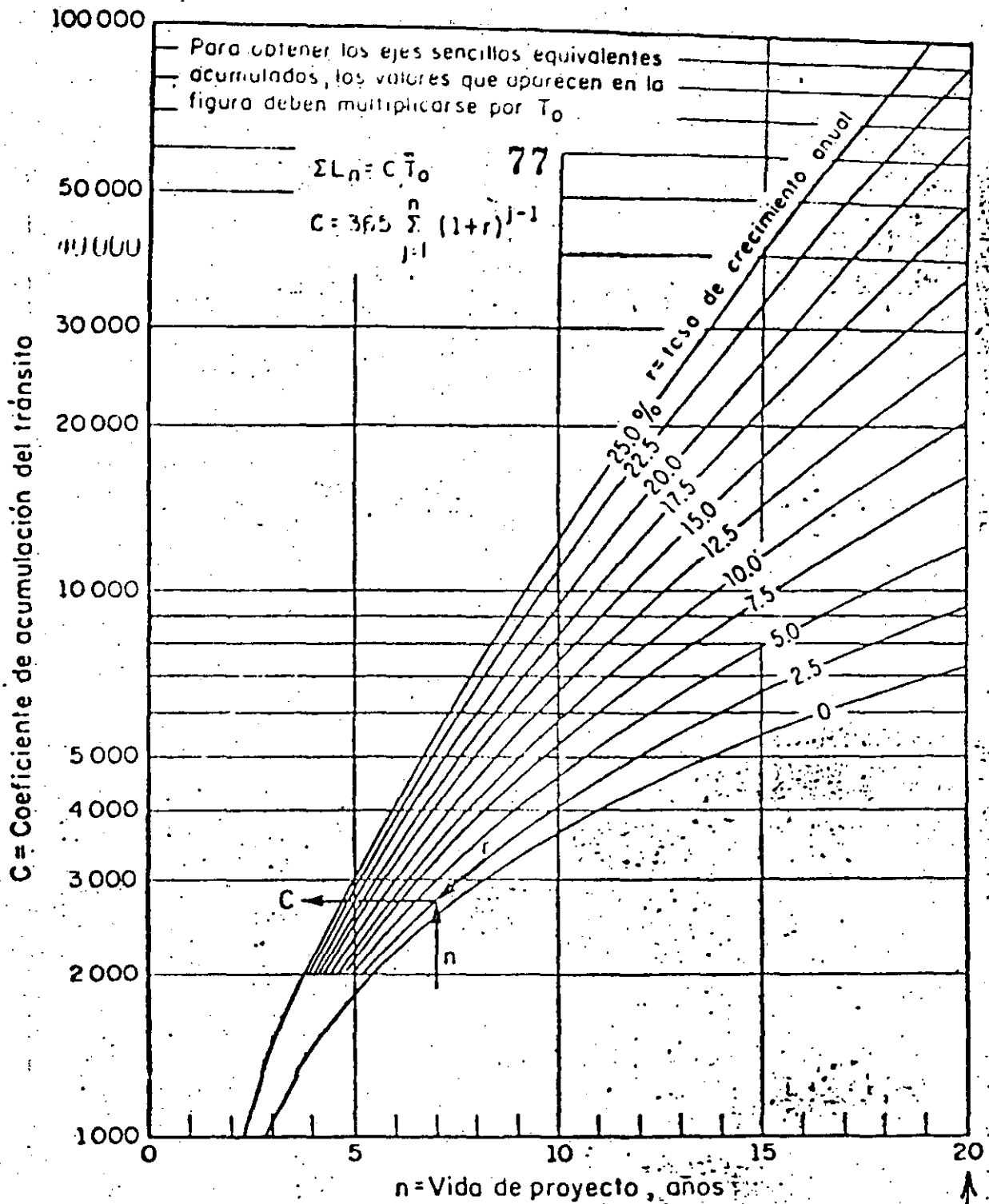
TABLE 15.12. Surfacing Thickness Recommendations

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

NATIONAL CRUSHED STONE ASSOCIATION

TABLA DE VALORES DEL INDICE DE DISEÑO PARA DIVERSAS CATEGORIAS DE TRANSITO

INDICE DE DISEÑO	CARACTERISTICAS GENERALES GRUPO 1.- AUTOMOVILES, PANEL Y PICK-UP. GRUPO 2.- CAMIONES DE 2 EJES CARGADOS O MAYORES CON CARGAS LIGERAS O VACIOS. GRUPO 3.- TODOS LOS VEHICULOS CON MAS DE TRES EJES.	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
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



- ΣL_n tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes equivalentes de 8.2 ton
- C coeficiente de acumulación del tránsito, para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r
- T_0 tránsito medio diario por carril en el primer año de servicio, ejes equivalentes de 8.2 ton
- $T_0 = \Sigma N_i F_i + \Sigma N'_i F'_i$
- N_i, N'_i promedio diario por carril de vehículos tipo i (cargados o descargados respectivamente), durante el primer año de servicio
- F_i, F'_i coeficiente de daño relativo producido por cada viaje del vehículo i (cargado o descargado, respectivamente), ejes equivalentes de 8.2 ton

PRETERA: mina tipo B, con vehículos a las cargas máximas legales

HOJA: 111

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO (1)	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS (2)		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS (3) = (1) x (2)	COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 ton	
		CARGADOS	VACIOS		CARPETA Y BASE 1: 0 2: 0 (4)	SUB-BASE Y TERRACERIAS 2: 30 (5)	CARPETA Y BASE (6) = (3) x (4)	SUB-BASE Y TERRACERIAS (7) = (3) x (5)
A2	0.339	CARGADOS	1.0	0.339	0.004	0.000	0.001	0.000
		VACIOS	0.0	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000
A'2	0.144	CARGADOS	0.8	0.115	0.538	0.023	0.046	0.002
		VACIOS	0.4	0.058	0.536	0.000	0.031	0.000
B2	0.097	CARGADOS	0.8	0.078	2.000	1.589	0.155	0.124
		VACIOS	0.2	0.019	2.000	0.360	0.038	0.007
C2	0.274	CARGADOS	0.7	0.192	2.000	1.589	0.384	0.305
		VACIOS	0.3	0.082	2.000	0.018	0.164	0.001
C3	0.072	CARGADOS	0.9	0.065	3.000	1.178	0.195	0.077
		VACIOS	0.1	0.007	3.000	0.030	0.021	0.000
T2-S1	0.025	CARGADOS	0.7	0.018	3.000	3.072	0.054	0.055
		VACIOS	0.3	0.007	3.000	0.027	0.021	0.000
T2-S2	0.049	CARGADOS	0.9	0.044	4.000	2.661	0.176	0.117
		VACIOS	0.1	0.005	4.000	0.033	0.020	0.000
SUMAS	1.000	—	7.0	1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO (8)		1.307	0.688
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$					TDPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO (9)		250	250
AÑOS DE SERVICIO = 9					C _T (10)		4463.89	4463.89
TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 7.5 %					ΣL (11) = (8) x (9) x (10)		1458578	767790
TDPA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 500					CD CARRIL PROYECTO = 0.5			

Fig 5. Ejemplo: cálculo del tránsito equivalente acumulado (ΣL)

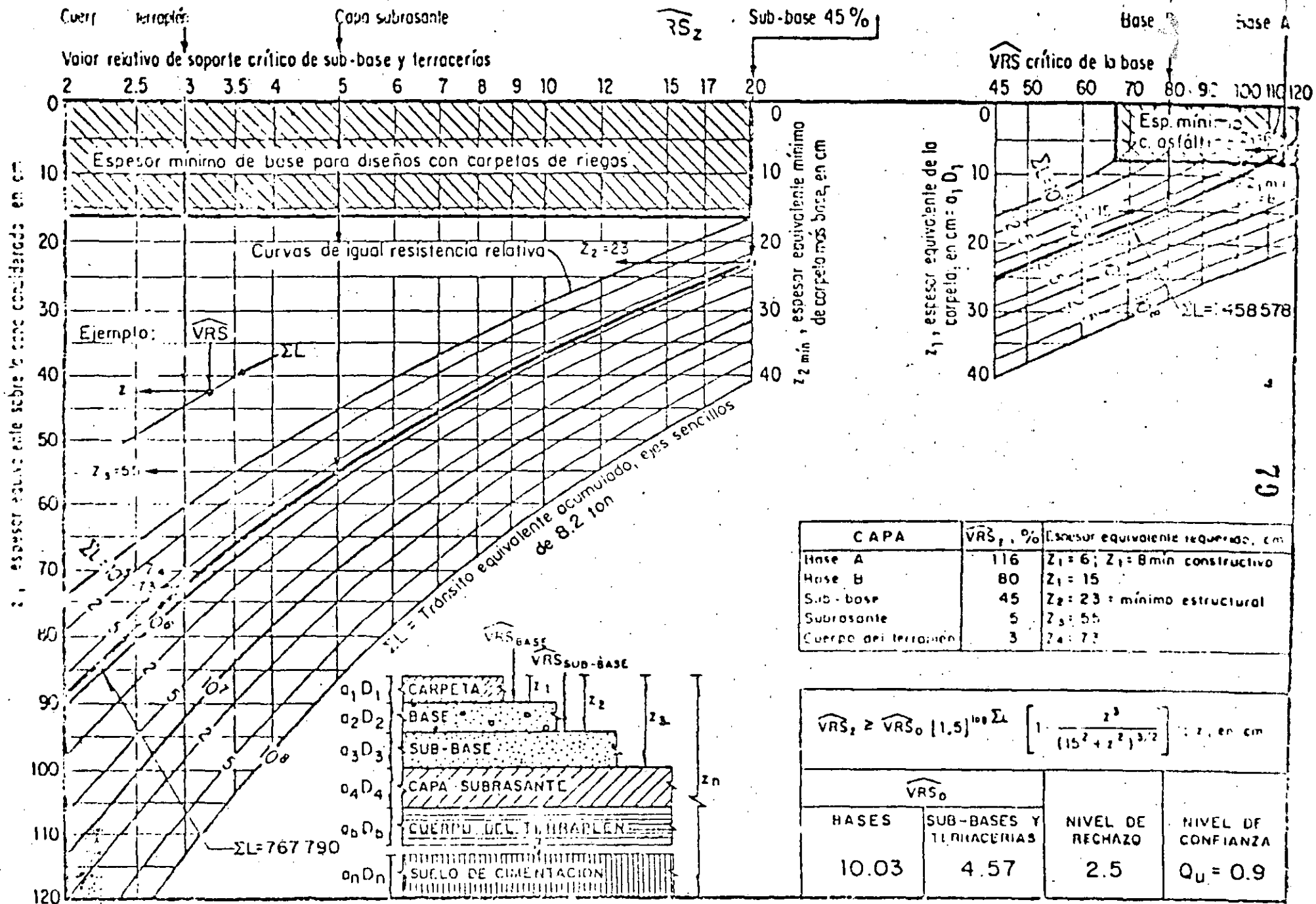
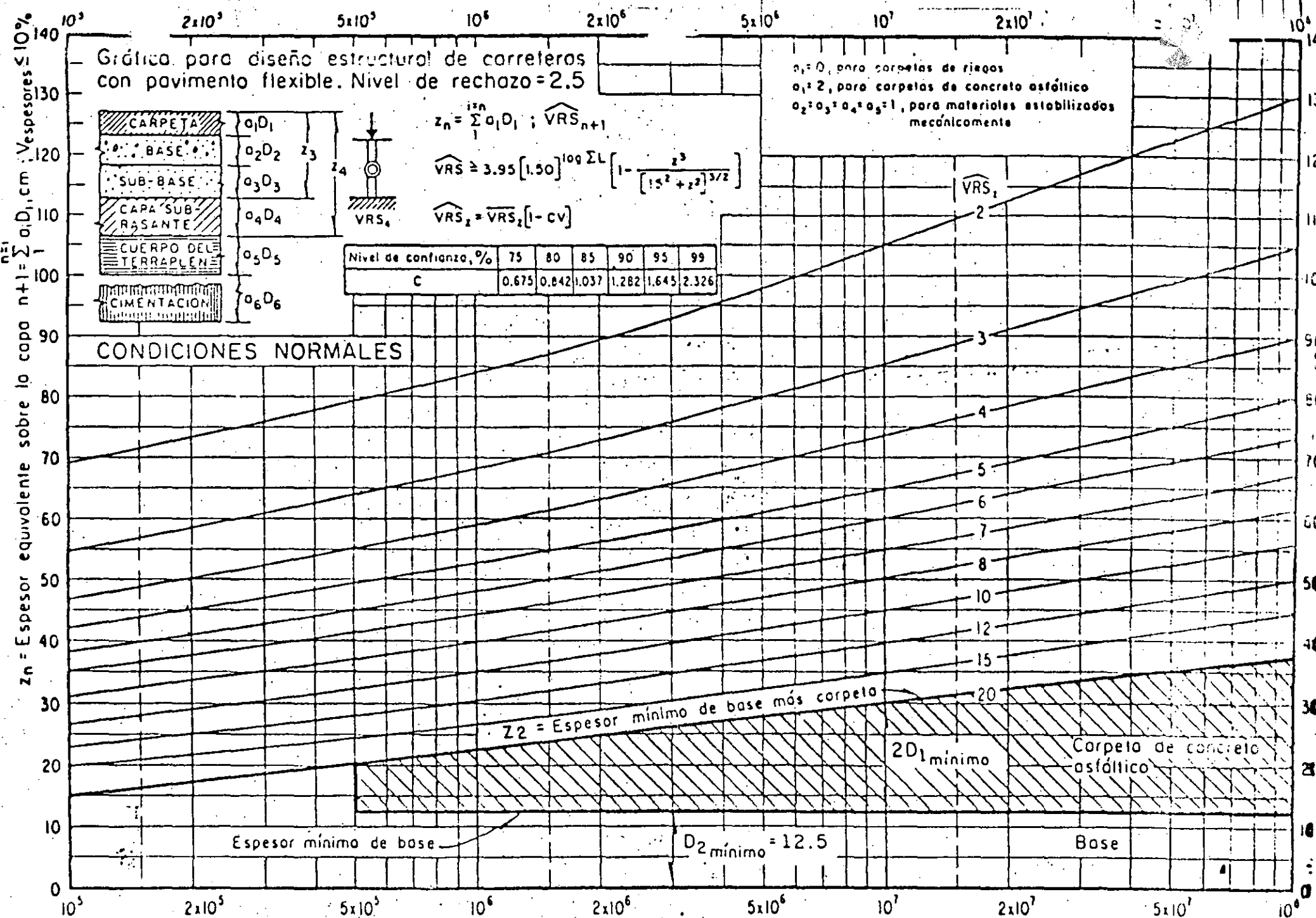


Fig. 6. Ejemplo: gráfica para diseño estructural de carreteras con pavimentos flexible



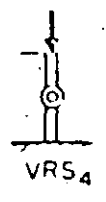
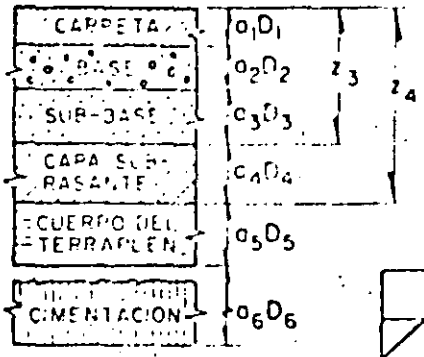
$\Sigma L =$ Tránsito acumulado, ejes sencillos de 8.2 ton

Fig A.6 Gráfica de diseño para condiciones normales

V

Gráfica para diseño estructural de carreteras con pavimento flexible. Nivel de rechazo = 2.5

z = Espesor equivalente sobre la capa n+1, $\sum a_i D_i$, cm (Vestimentas $\leq 10\%$)



Para diseño o revisión en la zona sombreada utilícese $VRS_3 = 2C$

$$z_n = \sum_{i=1}^n a_i D_i ; \widehat{VRS}_{n+1}$$

- $a_1 = 0$, para carpetas de riegos
- $a_1 = 2$, para carpetas de concreto asfáltico
- $a_2 = a_3 = a_4 = a_5 = 1$, para materiales estabilizados mecánicamente

$$\widehat{VRS} \geq 3.95 [1.50]^{1092z} \left[1 - \frac{z^3}{(15z^2 + z)^{3/2}} \right]$$

$$\widehat{VRS}_2 = \widehat{VRS} (1 - CV)$$

- \widehat{VRS} : Valor relativo de soporte requerido por la estructura para resistir ΣL aplicaciones de carga
- \widehat{VRS}_2 : Estimación del valor relativo de soporte crítico esperado en el campo
- \widehat{VRS} : Valor relativo de soporte medio esperado en el campo
- V : Coeficiente de variación del VRS en el campo
- C : Factor que depende del nivel de confianza establecido

Nivel de confianza %	75	80	85	90	95	99
C	0.675	0.842	1.037	1.282	1.645	2.326

Espesores mínimos recomendables, cm					
ΣL	$\leq 5 \times 10^5$	10^6	10^7	10^8	
z_{01}	5	10.0	17.5	25.0	
z_2	15	12.5	12.5	12.5	

Fig A.5 Gráfica de diseño para condiciones normales

CONDICIONES NORMALES

Log ΣL

ΣL = Transito acumulado ejes sencillos de 8.2 ton = 10^8

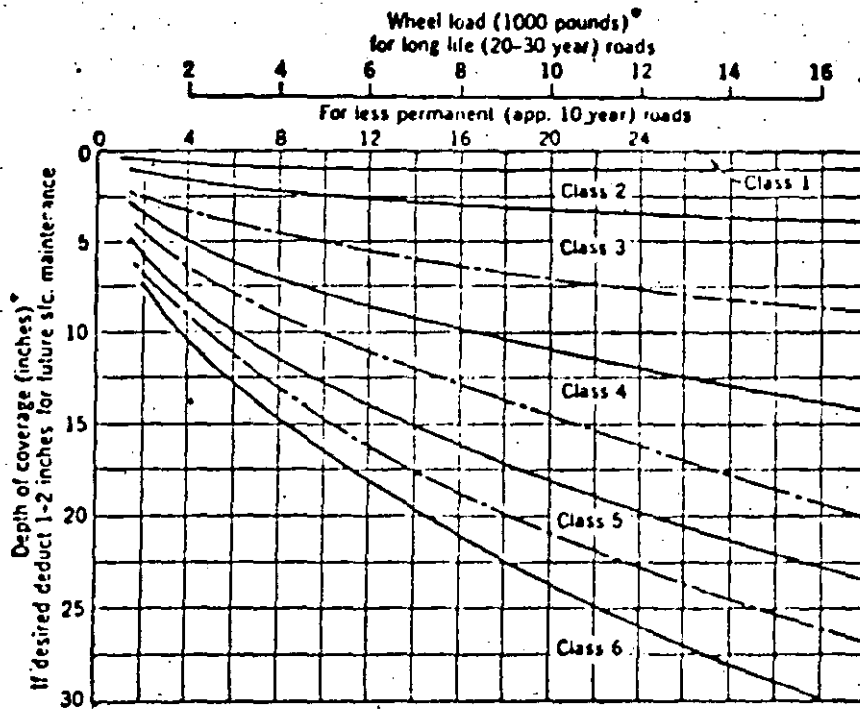


Figure 13.6. Pavement thickness. (From McDowell, Highway Research Board Research Report 10-B.)

* Average of ten heaviest wheel loads per average day.

† Depth of coverage consists of bituminous surfacing, bituminous surfacing plus base, or bituminous surfacing plus base plus subbase existing above material of known strength classification.

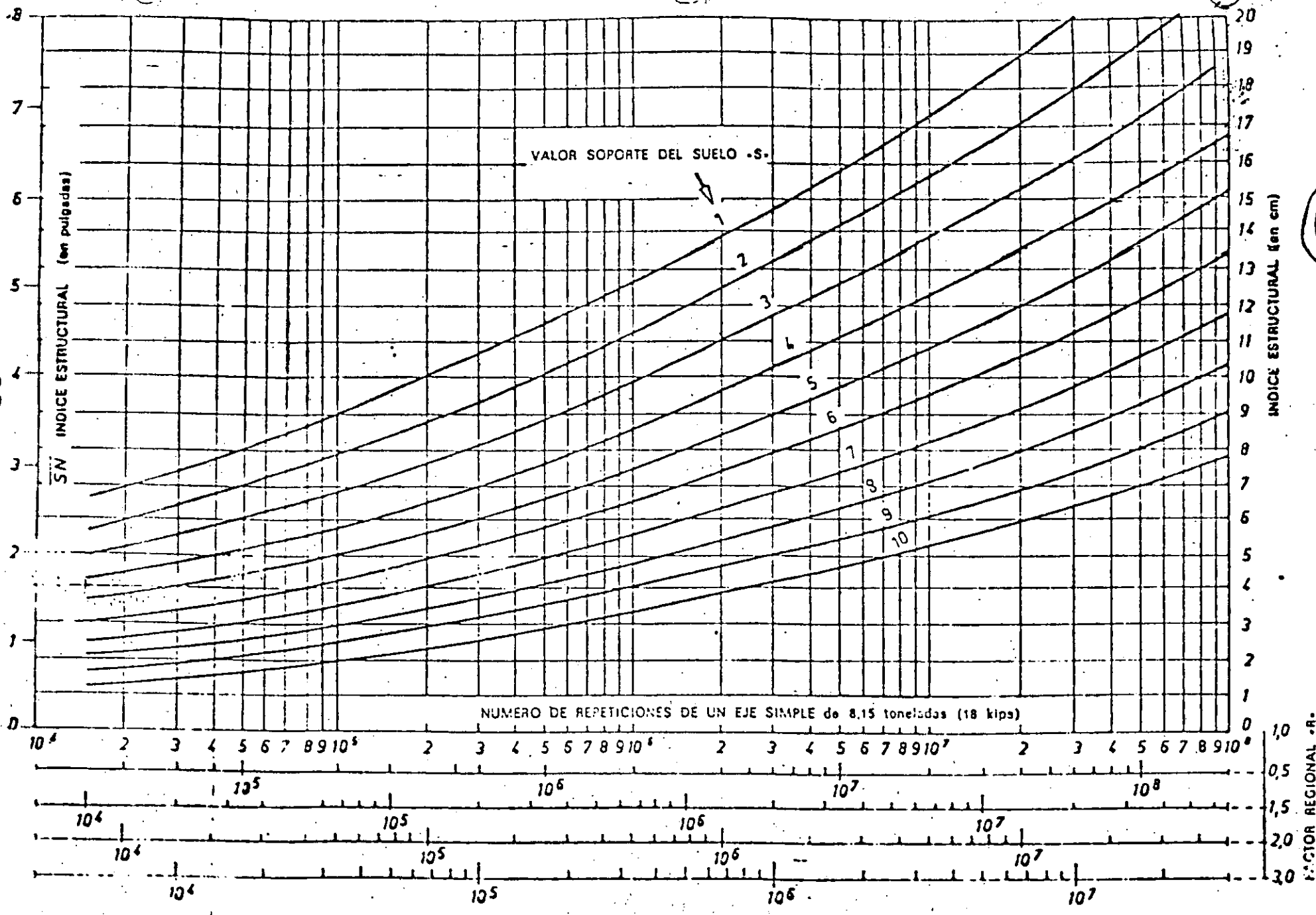
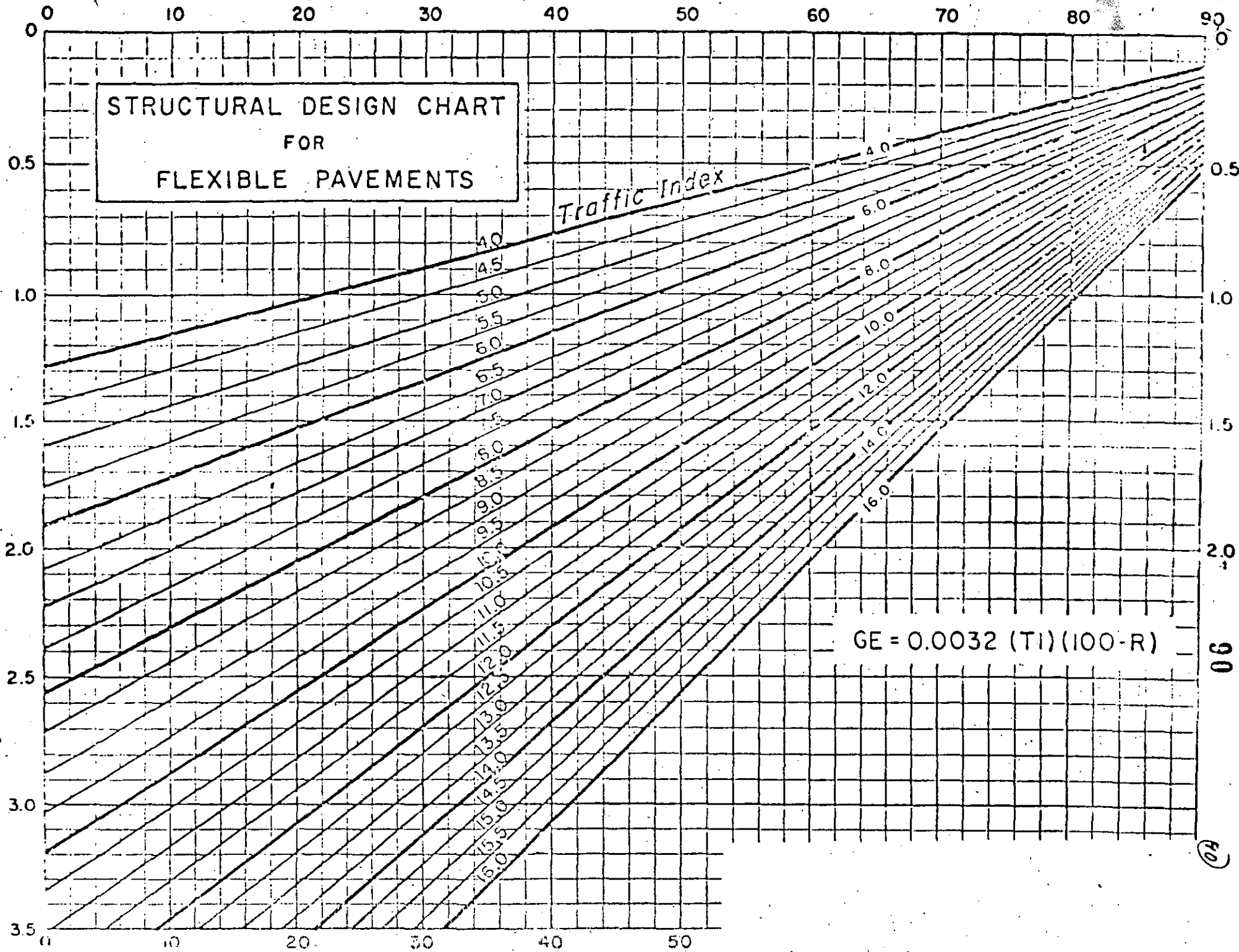
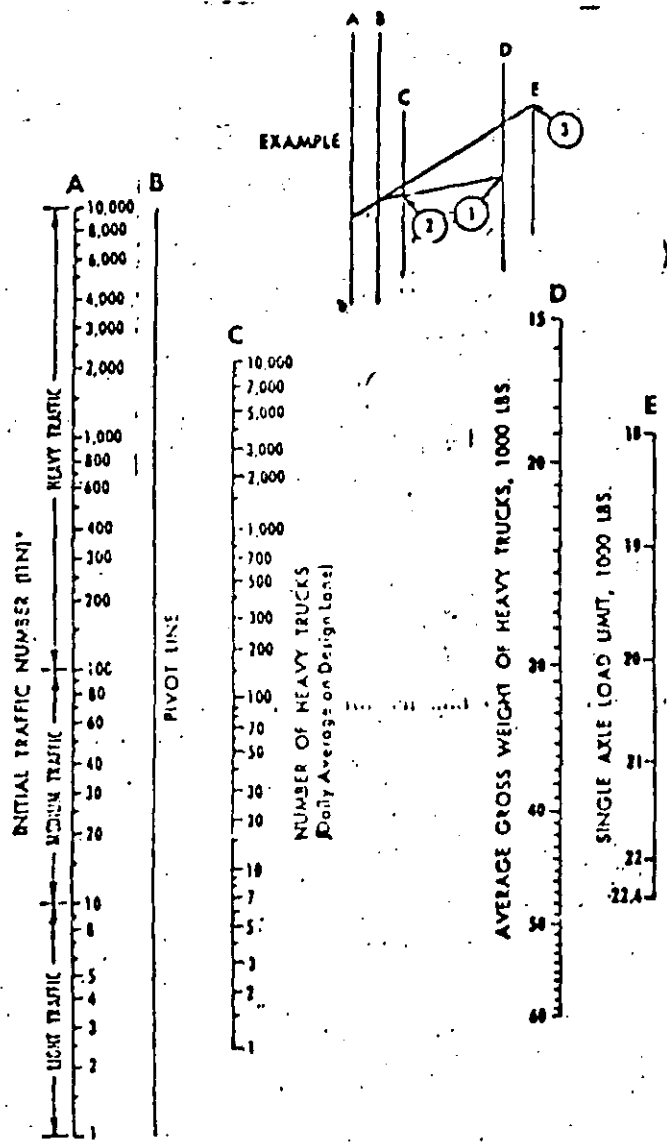


FIG. 38. Cálculo de firmes flexibles. Método de Liddle Bureau of Public Roads. Índice de viabilidad final: 2.5

STRUCTURAL DESIGN CHART
FOR
FLEXIBLE PAVEMENTS



$GE = 0.0032 (TI)(100-R)$



* ITN value may require correction where the IDT of automobiles and light trucks is relatively high. See Figure III-2

Additional copies of this nomograph are available at the nearest Asphalt Institute office.

Figure III-1—Traffic analysis chart

Additional copies of this nomograph are available at the nearest Alpha Institute office

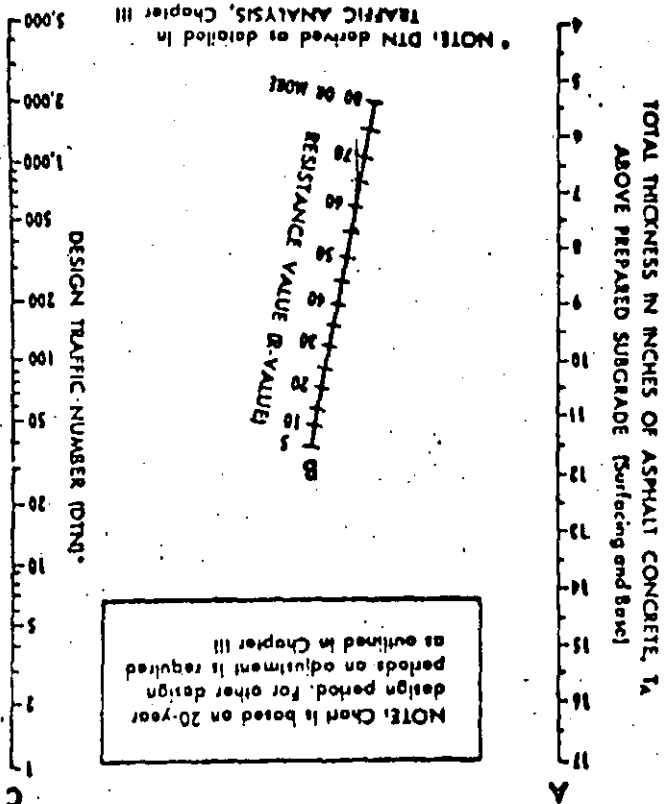
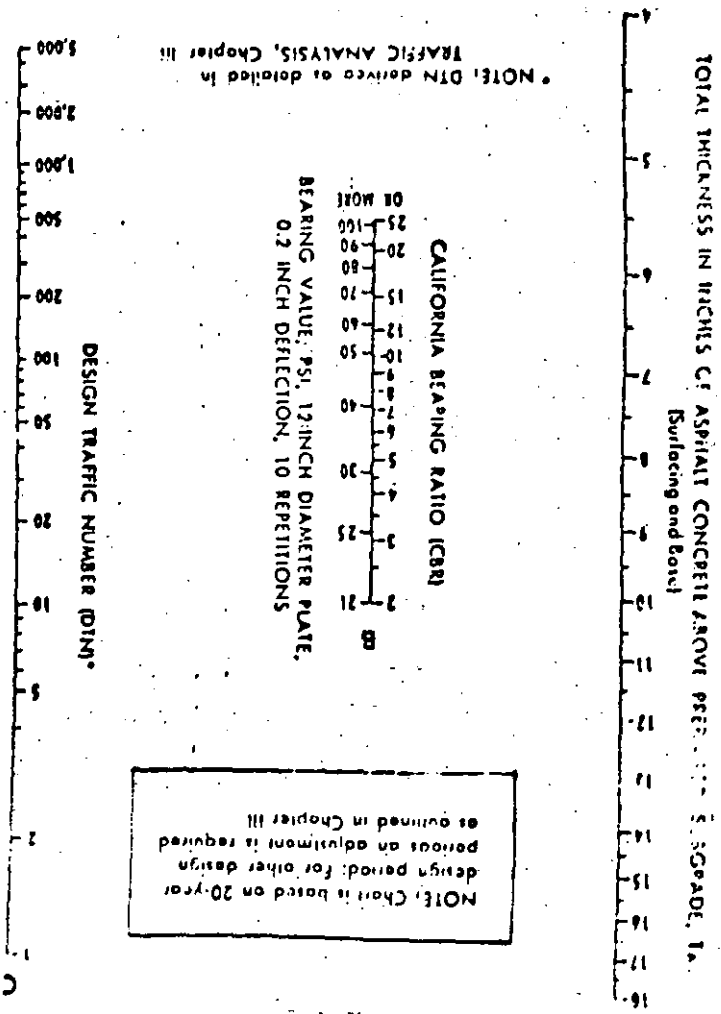


Figure V-1—Thickness design chart for asphalt pavement structures using subgrade soil CBR or Plate-Bearing values

Additional copies of this nomograph are available at the nearest Alpha Institute office.



92

92

(93)

TABLE 15.8. Surface Thickness Requirements*

Design DTN	Hot Mix- Sand Asphalt (in.)	Liquid/Emulsified Asphalts	
		A ^b (in.)	B ^c (in.)
< 10	2	2	3
≥ 10 and < 100	3	3	4
≥ 1000	4	4	5

- * From The Asphalt Institute.
- ^b A—Use if TAI Type IV aggregate gradation used.
- ^c B—Use if aggregate gradation other than Type IV used.

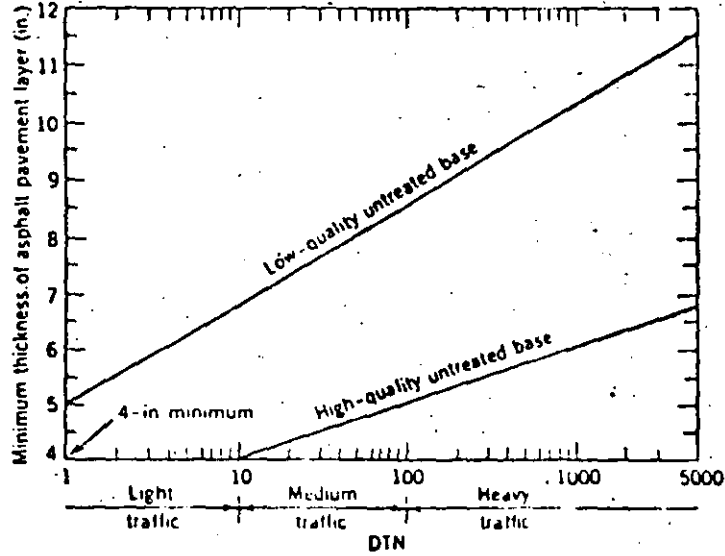


Figure 15.16. Recommended surface thickness for untreated base pavements. (From The Asphalt Institute.)

Categorías de tránsito		
Categorías de tráfico	Designación	Número acumulado de ejes equivalentes de 13 t (130 kN) en el carril y periodo de proyecto
T1	Pesado	$4 \cdot 10^6 - 10^7$
T2	Medio alto	$8 \cdot 10^5 - 4 \cdot 10^6$
T3	Medio bajo	$8 \cdot 10^4 - 8 \cdot 10^5$
T4	Ligero	$10^4 - 8 \cdot 10^4$

CATEGORIAS DE SUBRASANTE

- E1 CBR - 5 - 10
- E2 CBR - 10-20
- E3 CBR - 20 +

Fig 3 SECCIONES ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES
GRUPO A : SECCIONES CON BASE GRANULAR

6.1 IC

E 1		E 2		E 3		
						T1
<p>A-211</p> <p>12 20 25</p>	<p>A-221</p> <p>12 20 15</p>		<p>A-231</p> <p>12 20</p>			T2
<p>A-311</p> <p>8 20 20</p>	<p>A-312 DTS</p> <p>25 20</p>	<p>A-321</p> <p>8 20 15</p>	<p>A-322 DTS</p> <p>25 15</p>	<p>A-331</p> <p>8 20</p>	<p>A-332 DTS</p> <p>25 25</p>	T3
<p>A-411</p> <p>5 15 20</p>	<p>A-412 DTS</p> <p>20 20</p>	<p>A-421</p> <p>5 15 15</p>	<p>A-422 DTS</p> <p>20 20 15</p>	<p>A-431</p> <p>5 15</p>	<p>A-432 DTS</p> <p>20 20</p>	T4

No están representados los riegos de imprimación, adherencia y sudado

Espesores en centímetros

SIMBOLOGIA		MEZCLAS BITUMINOSAS (3.3.2)		DOBLE TRATAMIENTO SUPERFICIAL (3.3.5)	
			CAPA DE MODAURA		DOBLE TRATAMIENTO SUPERFICIAL (3.3.5)
			CAPA INTERMEDIA		BASE GRANULAR (3.3.9)
					SUBBASE GRANULAR (3.3.10)

En las secciones con doble tratamiento superficial (DTS) la base sera de macadam

Fig.4 SECCIONES ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES

GRUPO B : SECCIONES CON BASE BITUMINOSA

6.1 IC

E 1			E 2			E 3	
<p>B-111</p>	<p>B-112</p>	<p>B-113</p>	<p>B-121</p>	<p>B-122</p>	<p>B-123</p>	<p>B-131</p>	T1
<p>B-211</p>	<p>B-212</p>	<p>B-213</p>	<p>B-221</p>	<p>B-222</p>	<p>B-223</p>	<p>B-231</p>	T2
<p>B-311</p>	<p>B-312</p>	<p>B-313</p>	<p>B-321</p>	<p>B-322</p>	<p>B-323</p>	<p>B-331</p>	T3
<p>B-411</p>	<p>B-412</p>		<p>B-421</p>	<p>B-422</p>	<p>B-423</p>	<p>B-431</p>	T4

No están representados los riegos de imprimación, adhesivos y curado

Espesores en centímetros

MEZCLAS BITUMINOSAS (3.3.2)				
<u>SIMBOLOGIA</u>		CAPA DE RODADURA		SUELO-CEMENTO (3.3.8)
		CAPA INTERMEDIA		SUBBASE-GRANULAR (3.3.10)
		CAPA DE BASE		

Fig.5 SECCIONES ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES
GRUPO C : SECCIONES CON BASE DE GRAVA-CEMENTO

6.1 IC

E 1			E 2			E 3			
<p>C-111</p> <p>C-112</p> <p>C-113</p>	<p>C-121</p> <p>C-122</p>	<p>C-131</p> <p>C-132</p> <p>(*)</p>	T1						
<p>C-211</p> <p>C-212</p>	<p>C-221</p> <p>C-222</p>	<p>C-231</p>	T2						
<p>C-311</p> <p>C-312</p>	<p>C-321</p> <p>C-322</p>	<p>C-331</p>	T3						
<p>C-411</p> <p>C-412</p>	<p>C-421</p> <p>C-422</p>	<p>C-431</p> <p>C-432</p>	T4						

No están representados los riegos de imprimación, adherencia y curado

Espesores en centímetros

SIMBOLOGIA		MEZCLAS BITUMINOSAS (3.3.2)		GRAVA-CEMENTO (3.3.7)	
	CAPA DE RODADURA				
	CAPA INTERMEDIA				SUELO-CEMENTO (3.3.8)
					ZAMORRA ARTIFICIAL (3.3.9)
					SUBBASE GRANULAR (3.3.10)

(*) Si la explanada está estabilizada con cemento en 15 cm de profundidad se podrá aumentar la subbase, aumentando en este caso el espesor de la base a 20 cm.

(**) 15 cm con explanada estabilizada con cemento.

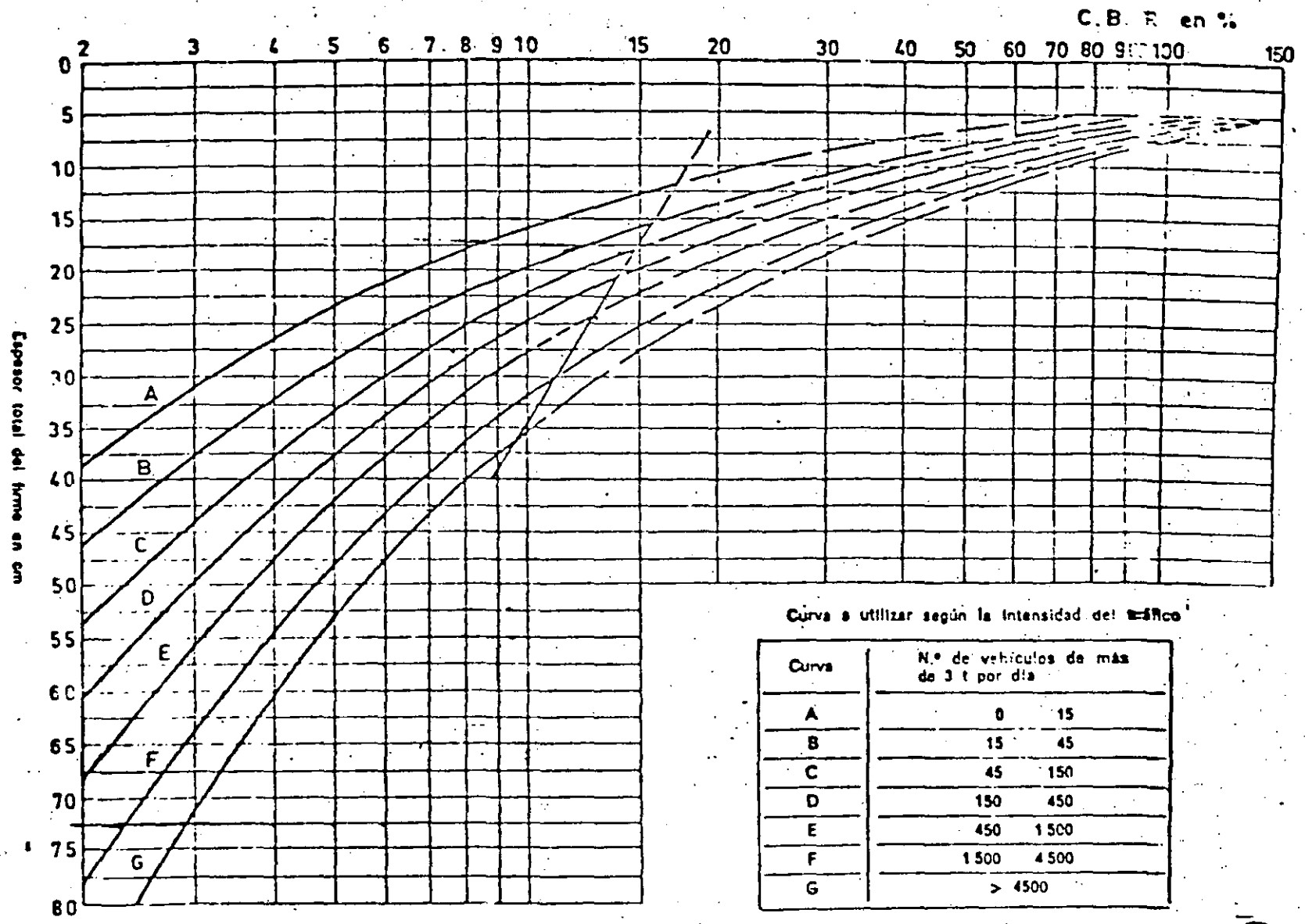
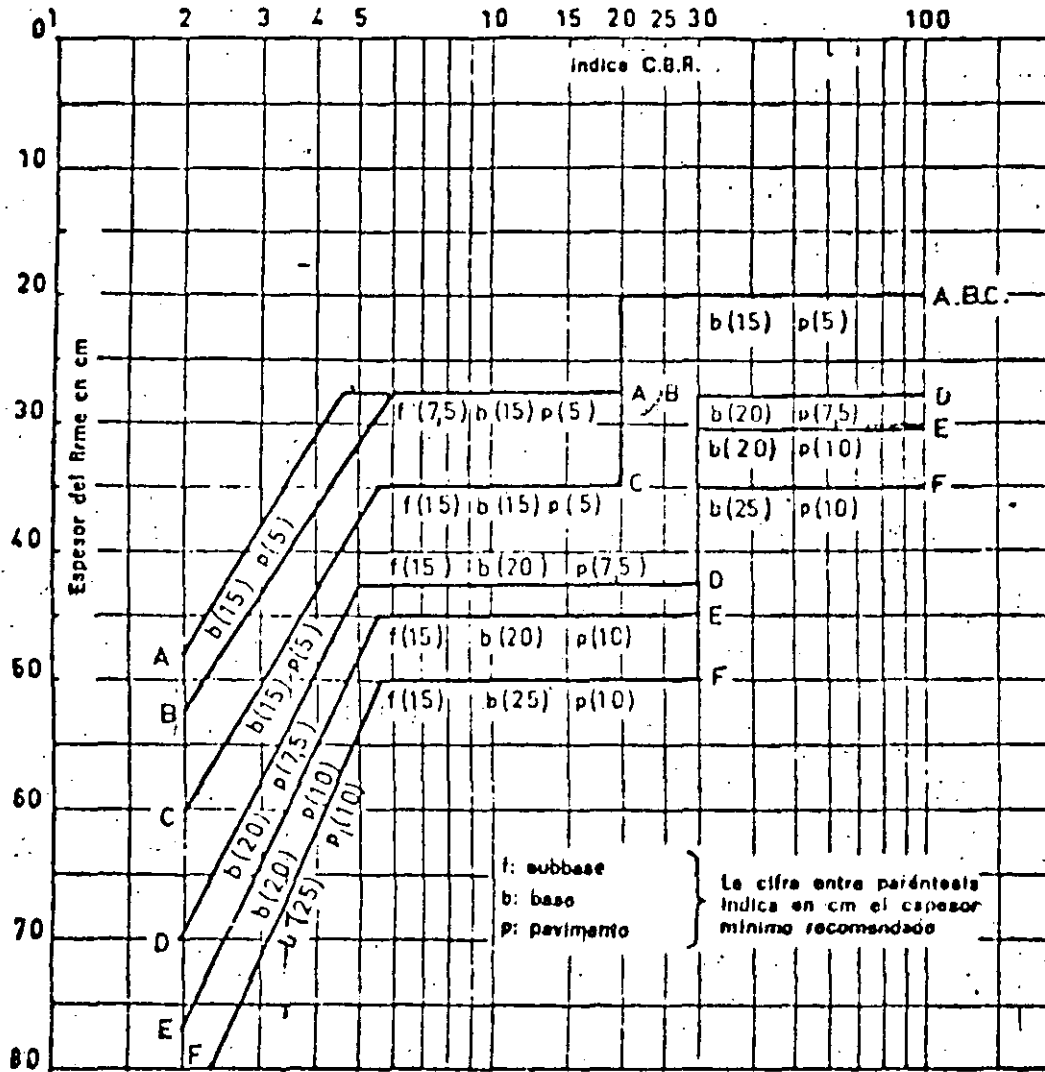


FIG. 12. Abaco del Road Research Laboratory

(98)

(99)



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, D66).

f: subbase
b: base
p: pavimento

La cifra entre paréntesis
indica en cm el espesor
mínimo recomendado

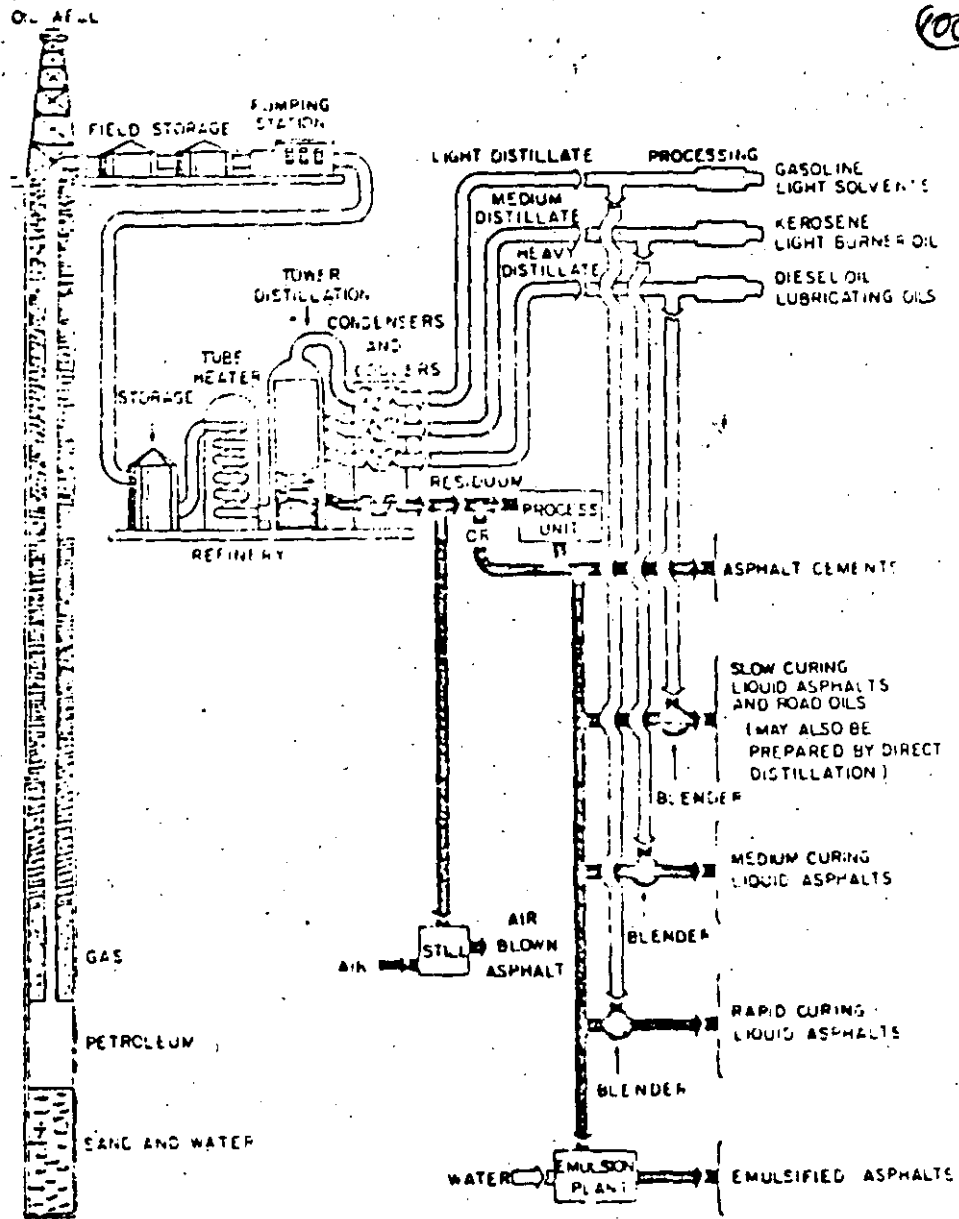


Fig. 16 E Petroleum asphalt flow chart. (Courtesy of The Asphalt Institute)

TIPOS DE LIGANTES

ALQUITRANES

ASFALTOS

CEMENTO ASFALTICO

ASFALTOS
REBAJADOS

ASFALTOS LIQUIDOS

EMULSIONES
ASFALTICAS

FR 0, 1, 2, 3, 4.

FM 0, 1, 2, 3, 4.

FL 0, 1, 2, 3, 4.

ANIONICAS

ROMPIMIENTO

RAPIDO

MEDIO

LENTO

CATIONICAS

ROMPIMIENTO

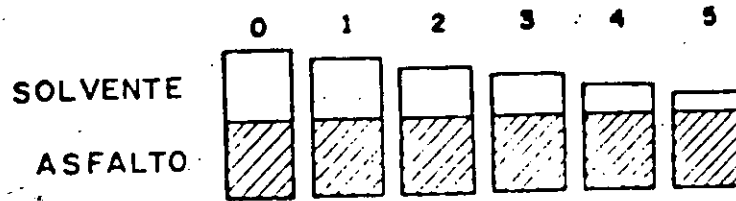
RAPIDO

MEDIO

LENTO

102

ASFALTOS REBAJADOS PROPORCION DE SOLVENTES



TIPO DE SOLVENTE

FRAGUADO RAPIDO (FR)	NAFTA
FRAGUADO MEDIO (FM)	KEROSENA
FRAGUADO LENTO (FL)	ACEITE LIGERO

TIPOS DE CARPETAS ASFALTICAS

103

- 1) DE RIEGOS (UNO O VARIOS)
- 2) MEZCLAS ELABORADAS EN FRIO
 - a) EN EL LUGAR, CON MOTOCONFORMADORA
 - b) EN PLANTA MOVIL
 - c) EN PLANTA ESTACIONARIA
- 3) MEZCLAS EN CALIENTE, ELABORADAS EN PLANTA FIJA (CONCRETOS ASFALTICOS)

PROPIEDADES DESEABLES DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS

- 1.- ESTABILIDAD
- 2.- DURABILIDAD
- 3.- FLEXIBILIDAD
- 4.- RESISTENCIA A LA FATIGA
- 5.- RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO
- 6.- IMPERMEABILIDAD
- 7.- TRABAJABILIDAD.

Fig. 4-2—Estructura de la estructura formada por los aridos cuando estos son reducidos

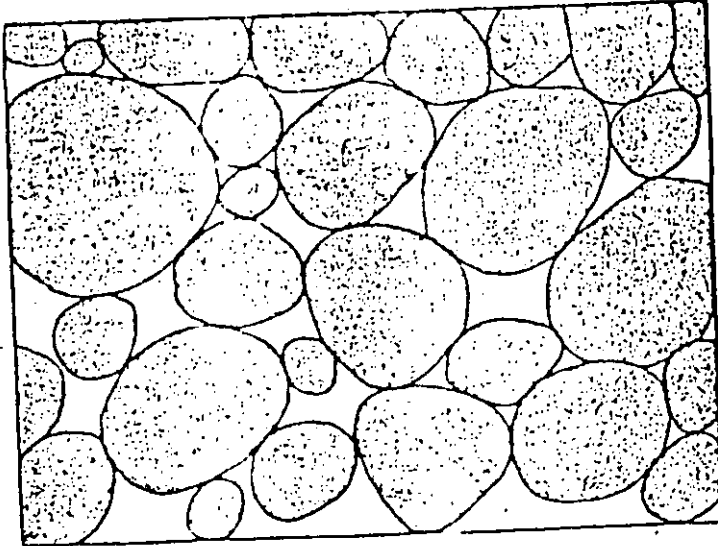
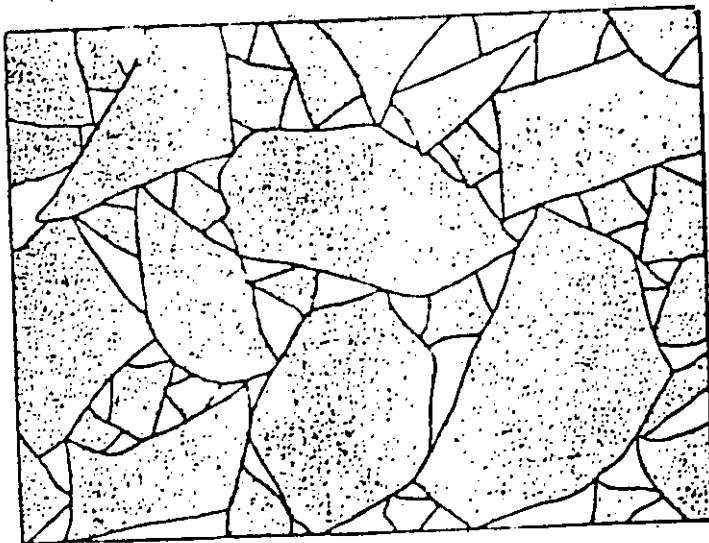


Fig. 4-1—Estructura de la estructura formada por los aridos



105

106

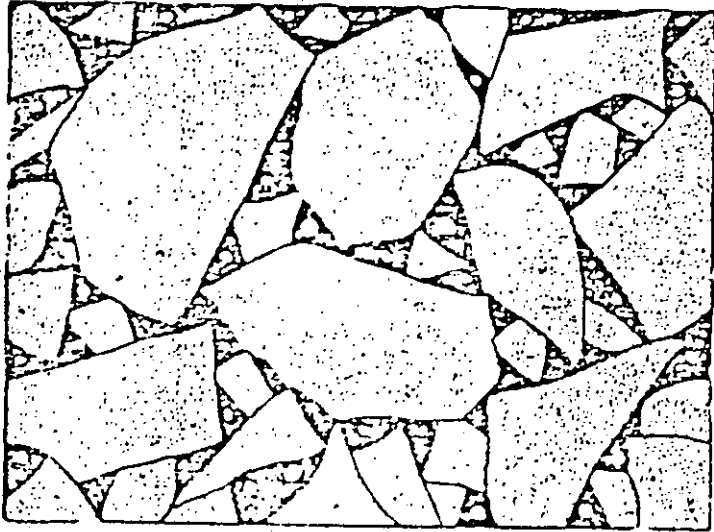


FIG. 4-3 - Esquema de la estructura formada por los aridos y el ligante asfáltico.

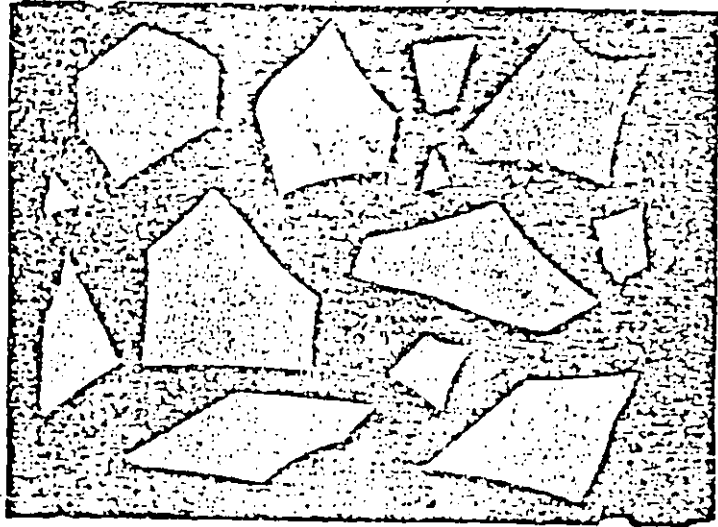


FIG. 4-4 - Esquema de una mezcla con exceso de ligante asfáltico

FORMULAS PARA VALUAR EL CONTENIDO PROBABLE DE CEMENTO ASFALTICO, EN FUNCION DE LA SUPERFICIE ESPECIFICA DE LOS AGREGADOS.

SOP.

$$A = 0.060 a + 0.045 b + cd.$$

A = contenido de asfalto.

a = porcentaje de material retenido en la malla 110.

b = " " " " que pasa la malla 110 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.

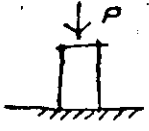
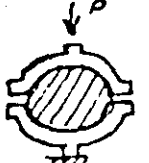
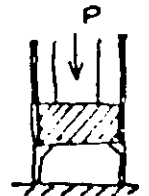
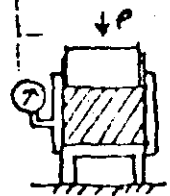
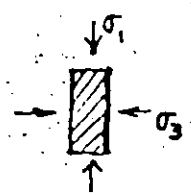
c = " " " " " 0.3 y 5 mm.

d = " " " " " 0.08 y 0.3 mm.

f = porcentaje de filler.

$$p = 3.75 \sqrt[5]{S}$$

MÉTODOS DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS.

MÉTODO	CAMPO APLICACION ORIGINAL	TIPO DE COMPACTACION	DIMENSIONES ESPECÍFICAS		VEL. APLIC. ESPUEC. PARA PUEC. A	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		90 % 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 Cohesión Expansión
SMITH	CONCRETO ASFÁLTICO. INVESTIGACION.	ESTÁTICA	4"	8"	INCREMENTOS 1 < 0.001 /min	AMBIENTE		Cohesión ángulo fricción.

GRAFICAS OBTENIDAS
PRUEBA MARSHALL

(170)

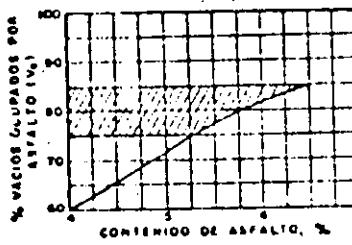
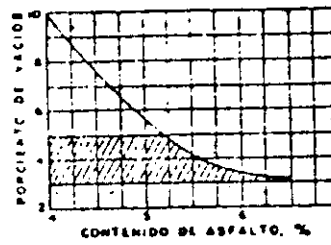
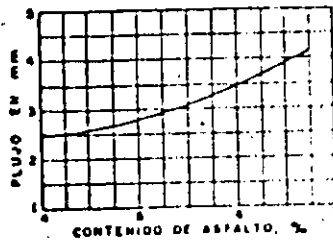
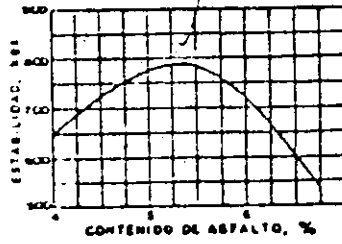
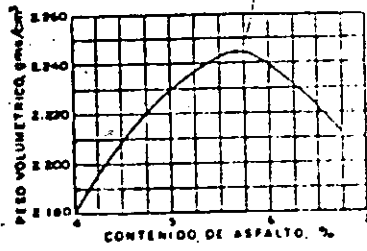


TABLE 15.12. Surfacing Thickness Recommendations

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

b. Suggested Surface Thickness

Total Equivalent 18-Kip Single-Axle Load Applications	When Tests Show Materials to be Specifications Grades ^a of Base Materials		
	Grade 1	Grade 2	Grade 3 ^b
14,000	ST	ST	ST
25,000	ST	ST	ST
38,000	ST	ST	ST
61,000	ST	ST	1½
100,000	ST	1½	2
150,000	ST	1½	2½
250,000	1½	2	3
400,000	1½	2½	3½
600,000	1½	2½	4
1,000,000	2	3	4½
1,500,000	2½	3½	5
2,500,000	3	4	5½
4,000,000	3½	4½	6
10,000,000	4½	5½	7

Not recommended for use except where availability of better base materials is very expensive.

^a It is assumed that the material in question is no better than the grade shown.

^b Exclusive of cohesionless materials.

Notes: ST denotes surface treatments.

Stage construction of surfacing permitted if traffic studies indicate slow development of axle-load equivalencies.

112

CARPETA ASFALTICA

AGREGADOS

GRANULOMETRIA
NATURALEZA DE LOS FINOS
DUREZA Y SANIDAD
FORMA Y TEXTURA DE PARTICULAS
ADHERENCIA CON ASFALTO

PRODUCTO ASFALTICO

CONSISTENCIA
DUCTILIDAD
SOLUBILIDAD
PRUEBA DE LA MANCHA
PRUEBA DE LA PELICULA DELGADA
ETC.

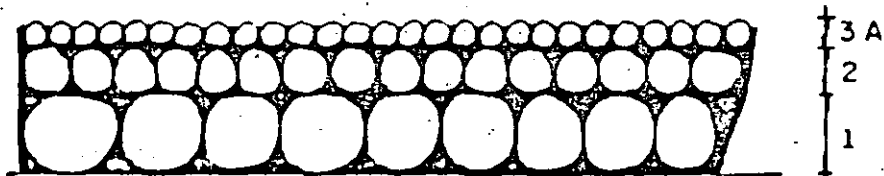
CARPETAS POR RIEGOS

(113)

TIPOS DE AGREGADOS

DENOMINACION	PASA POR	RETENIDO EN
1	1"	1/2"
2	1/2"	1/4"
3 A	3/8"	Nº 8
3 B	1/4"	Nº 8
3 E	3/8"	Nº 4

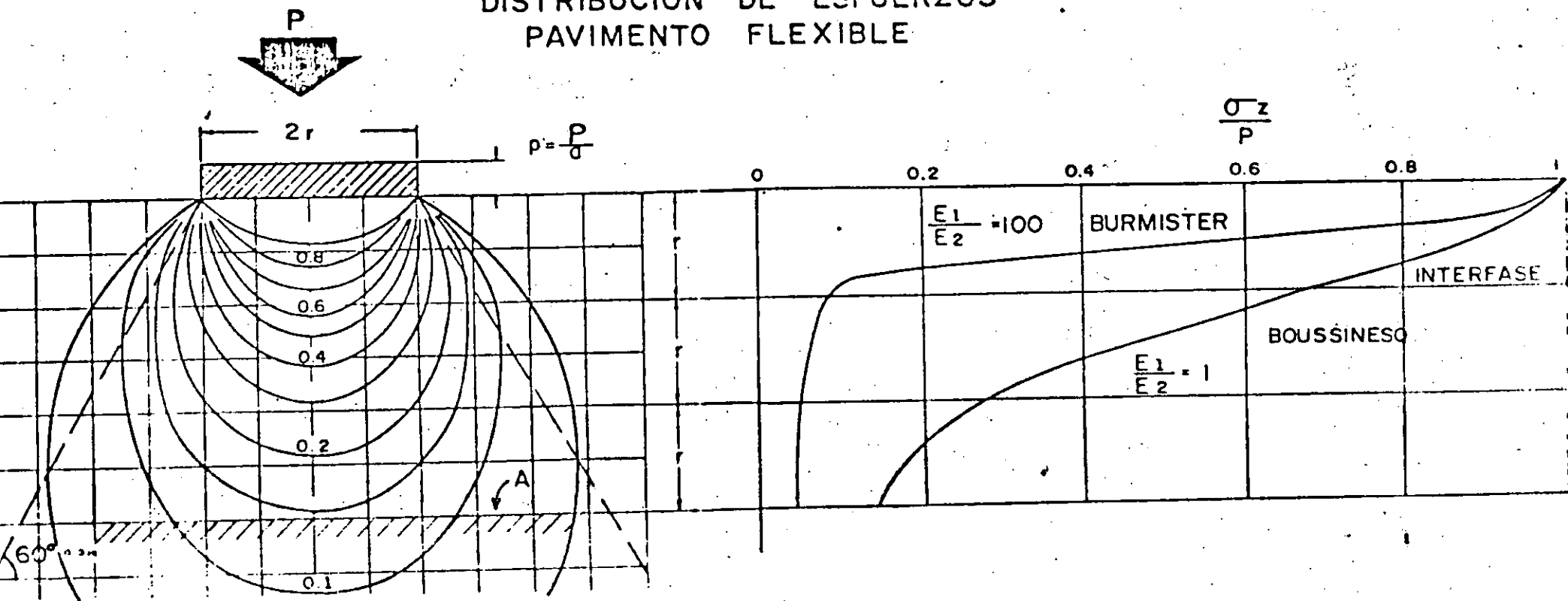
CARPETA DE TRES RIEGOS



TIPO DE CONCRETO EMPLEADO EN LA CONSTRUCCION DE LOSAS

- 1 - CONCRETO SIMPLE (CON O SIN PASAJUNTAS)
- 2 - CONCRETO CON REFUERZO LIGERO (MALLAS DE CALIBRE DELGADO)
- 3 - CONCRETO CON REFUERZO CONTINUO
- 4 - CONCRETO PRESFORZADO
- 5 - CONCRETO FIBROSO

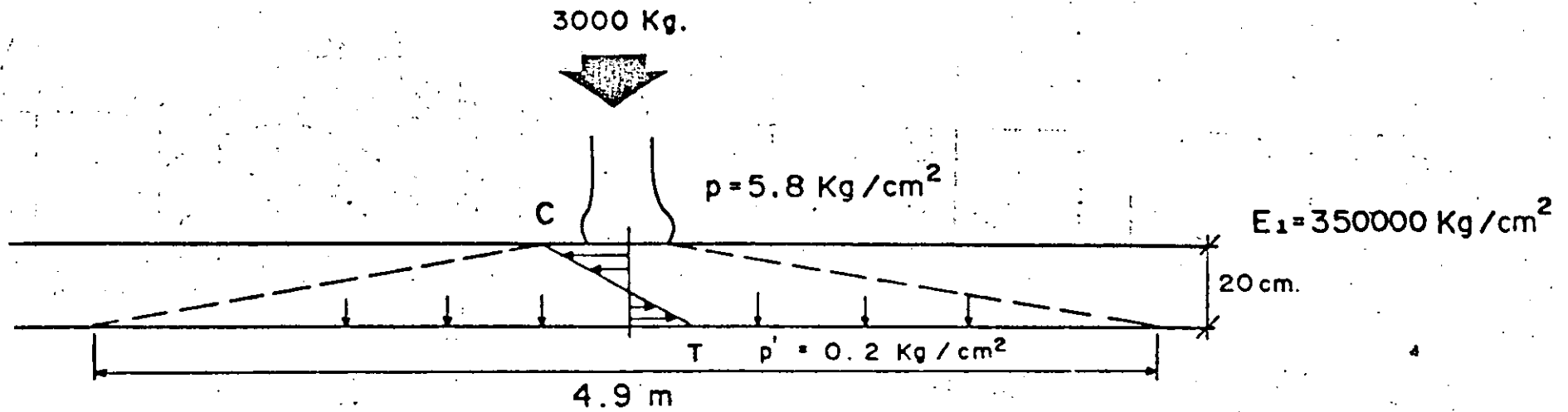
DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PAVIMENTO FLEXIBLE



$$p' = \frac{P}{A}$$

$$p' = P \frac{a}{A}$$

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS
PAVIMENTO RIGIDO



$$E_2 = 500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$300 < \frac{E_1}{E_2} < 1000$$

PRINCIPALES ACCIONES QUE AFECTAN LAS
LOSAS DE PAVIMENTO

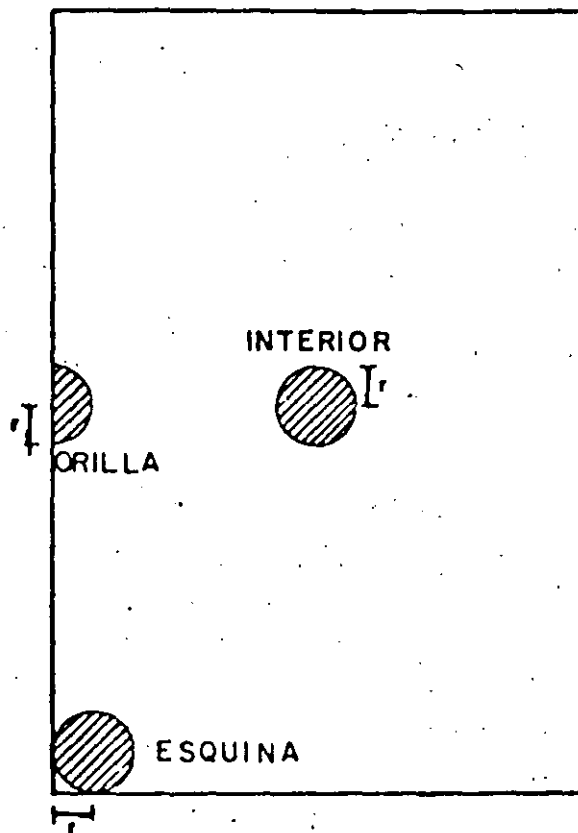
- TRANSITO
 - VARIACIONES DE TEMPERATURA
 - OTRAS (VARIACIONES EN EL CONTENIDO DEL AGUA DEL SUELO, CONTRAC
CION DEL CONCRETO DURANTE EL FRAGUADO, FENOMENO DE ---
"BOMBEO", HELADAS, ETC.).
-

HIPOTESIS DE LA TEORIA DE WESTERGAARD

(17)

- 1.- LOSA HOMOGENEA, ELASTICA E ISOTROPA
- 2.- REACCION DEL APOYO VERTICAL Y PROPORCIONAL A LAS DEFLEXIONES,
(LIQUIDO DENSO).

119



LAS TRES POSICIONES DE LAS CARGAS
EN UNA LOSA DE CONCRETO

(120)

ECUACIONES DE WESTERGAARD

$$\sigma_i = 0.275(1+\mu) \frac{P}{h^2} \left[\log \left(\frac{Eh^3}{Kb^4} \right) - 54.54 \left(\frac{L}{c_1} \right)^2 c_2 \right]$$

$$\sigma_x = 0.31625 \frac{P}{h^2} \left[4 \log \left(\frac{L}{b} \right) + 1.0693 \right]$$

$$\sigma_e = 0.57185 \frac{P}{h^2} \left[4 \log \left(\frac{L}{b} \right) + 0.3593 \right]$$

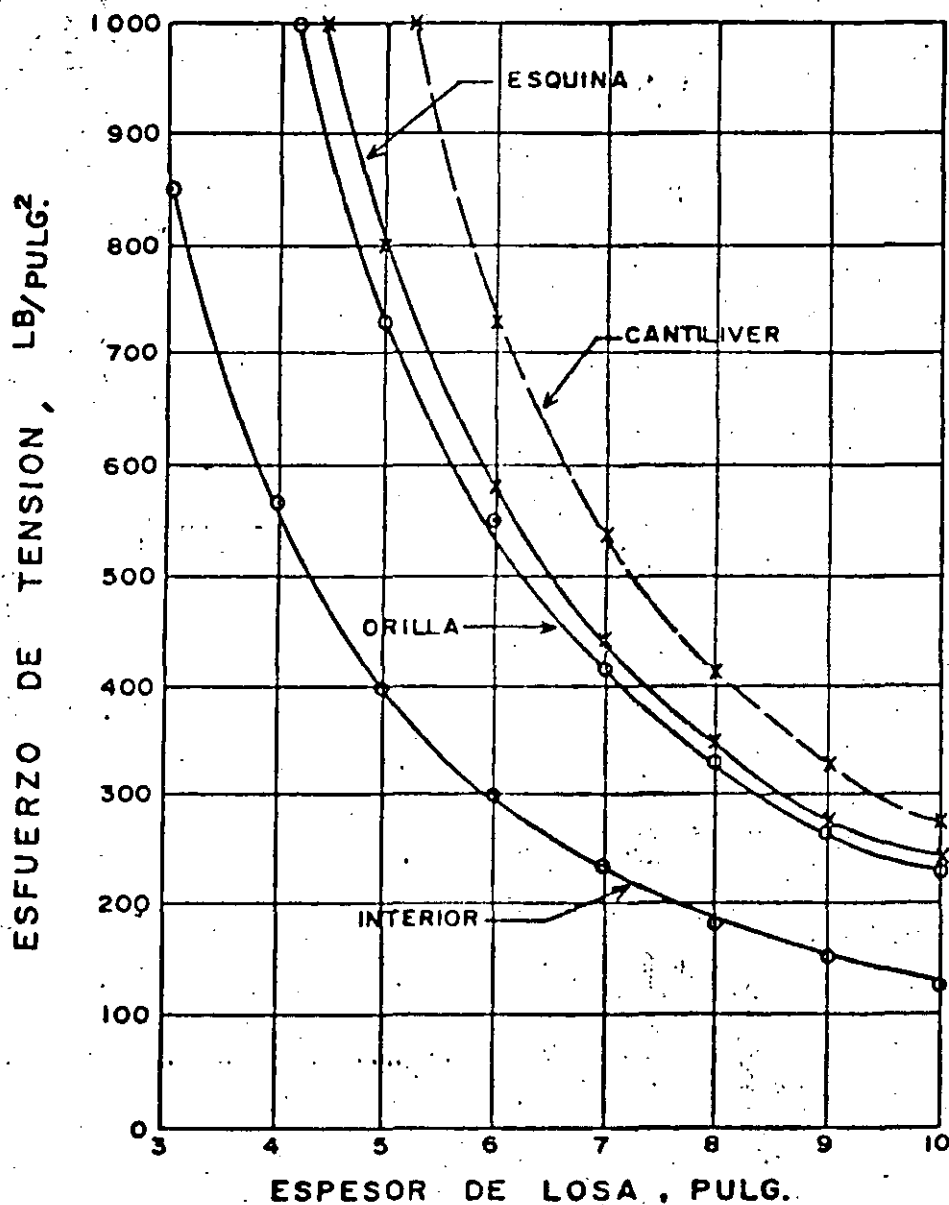
$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{L} \right)^{0.6} \right]$$

$$b = \sqrt{1.2 a^2 + h^2} - 0.675 h$$

$$L = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K}}$$

ESFUERZOS DE TENSION PRODUCIDOS
POR CARGAS

(21)



$P = 8960 \text{ lb.}$

$K = 200 \text{ lb/pulg}^3$

$E = 5 \times 10^6 \text{ lb/pulg}^2$

$\mu = 0.24$

presión inflado = 105 lb/pulg².

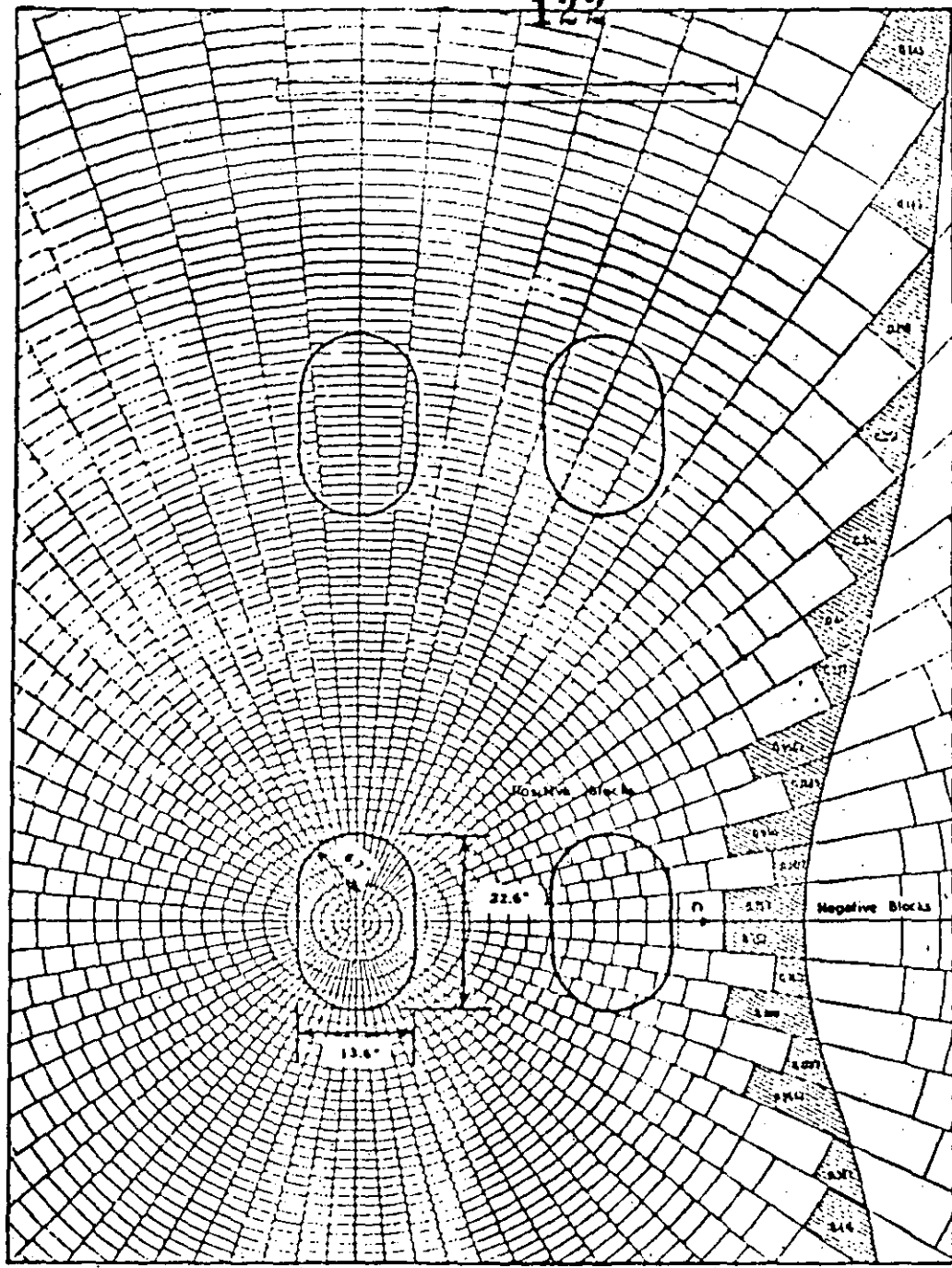


Figure 3.21. Influence chart for the moment M_x in a concrete pavement due to a load in the interior of the slab. (Subgrade assumed to be a dense liquid. Poisson's ratio for pavement assumed to be 0.15.)

$$\Delta = \frac{0.0005 \rho l^3 N}{D}$$

$$M = \frac{\rho l^3 N}{10,000}$$

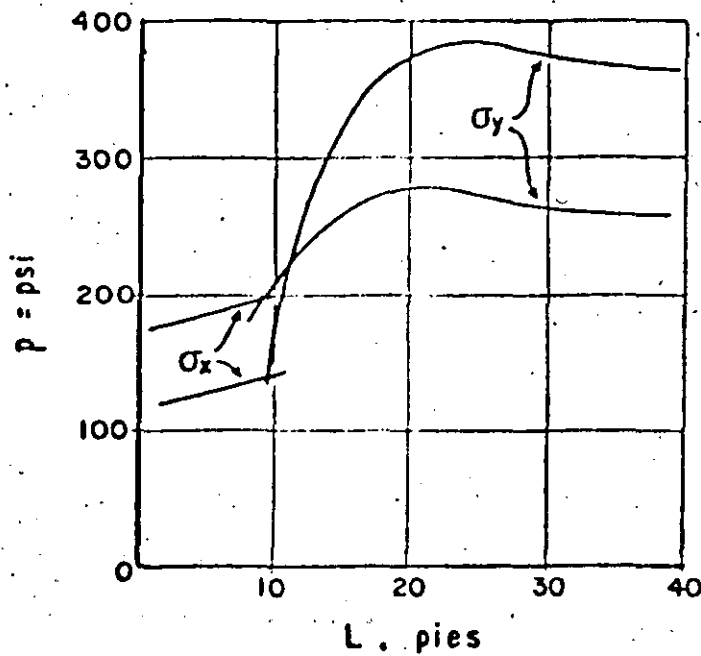
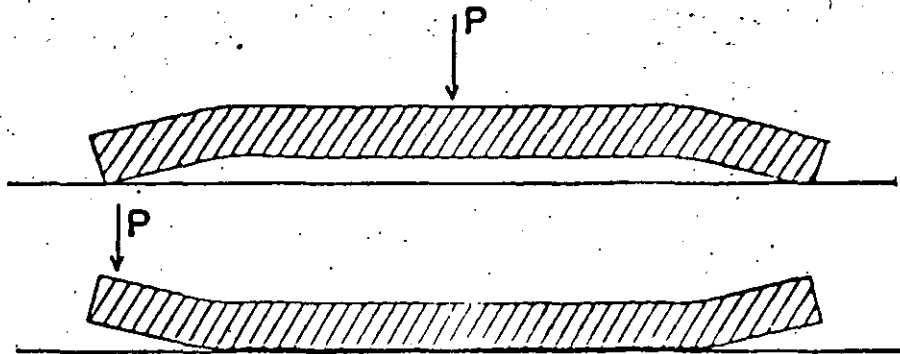
$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2) \Delta}}$$

$$D = \frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)}$$

$$\text{Stress} = \frac{6M}{h^2}$$

123
ESFUERZOS POR ALABEO

(123)



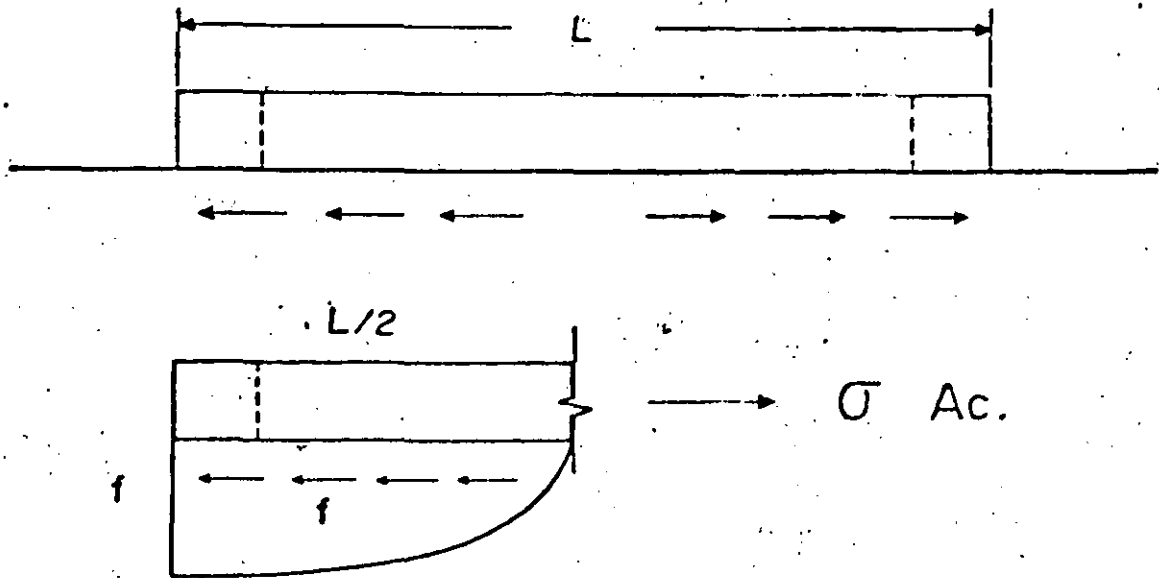
$$\sigma = \frac{E \epsilon_t \Delta t}{2} \left(\frac{C_1 + \mu C_2}{1 - \mu^2} \right)$$

ϵ_t = Coef. de dilatación.

Δt = Diferencia de temperatura

$C_1, C_2 = f(L/2)$

ESFUERZOS POR RESTRICCIÓN.



$$\sigma_{Ac} = \frac{WLf}{2 \times 12}$$

$$\therefore \sigma = \frac{WLf}{24h}$$

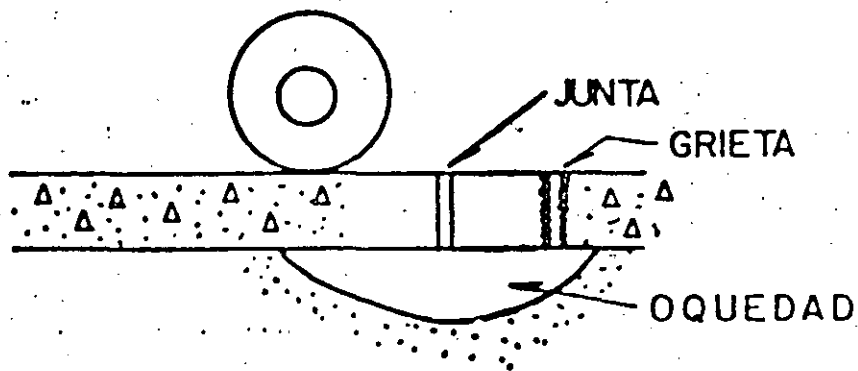
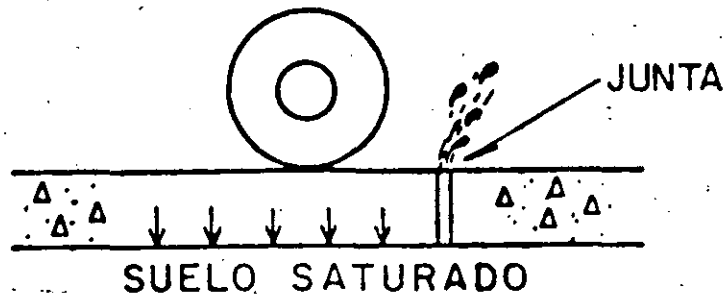
W = Peso de la losa

L = Longitud de la losa

f = Coeficiente de fricción

h = Espesor de la losa.

FENOMENO DE BOMBEO



126

¿ ES NECESARIO EL REFUERZO ?

NÓ, CUANDO HAY SOPORTE UNIFORME Y ESPACIAMIENTOS CORTOS ENTRE JUNTAS.

SI, CUANDO SE REQUIEREN ESPACIAMIENTOS GRANDES ENTRE JUNTAS, O CUANDO ESTAS SON INACEPTABLES FUNCIONALMENTE.

$$A_s = \frac{F L W}{2 f_s}$$

A_s = AREA DE ACERO, EN pulg² POR PIE DE ANCHO

F = DISTANCIA ENTRE JUNTAS, EN PIES

W = PESO DE LA LOSA, EN LIBRAS/pie²

F = COEFICIENTE DE FRICCIÓN EN LA SUBRASANTE

f_s = ESFUERZO DE TENSION DEL ACERO, psi.

WELDED WIRE FABRIC
 $f_y = 65,000$ PSI

STEEL BAR MAT
 $f_y = 60,000$ PSI

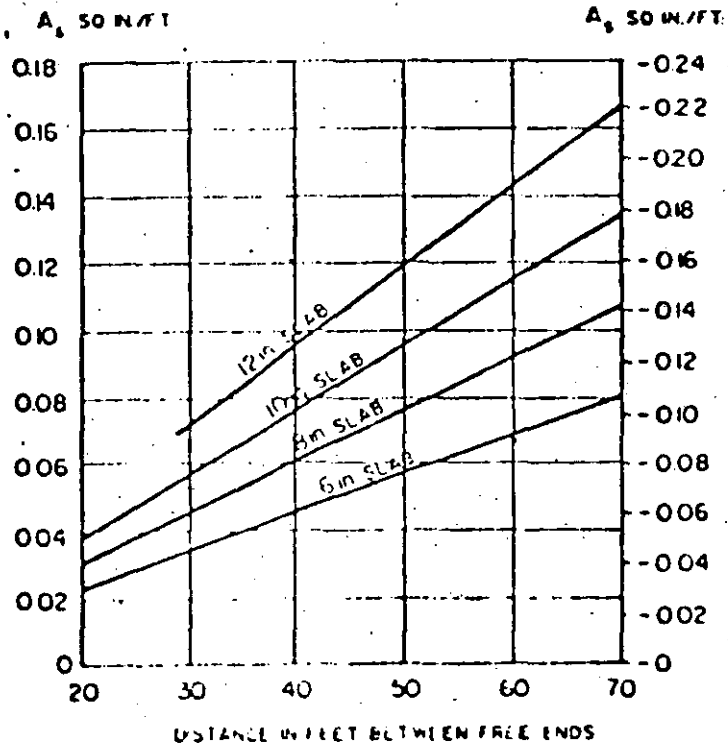


Fig. 15. Selection chart for distributed steel.

ESPACIAMIENTO DE JUNTAS DE CONTRACCION PARA
- PAVIMENTOS DE CONCRETO SIMPLE, NO REFORZADO.

(128)

128

TIPO DE AGREGADO	ESPACIAMIENTO (M)
GRANITO TRITURADO	7.5 - 9
CALIZA TRITURADA	6 - 9
CALIZA CON PEDERNAL TRITURADA	6 - 7.5
GRAVA SILICOSA	4.5 - 6
GRAVA MENOR QUE 3/4	4.5 - 6
REZAGA	4.5 - 6

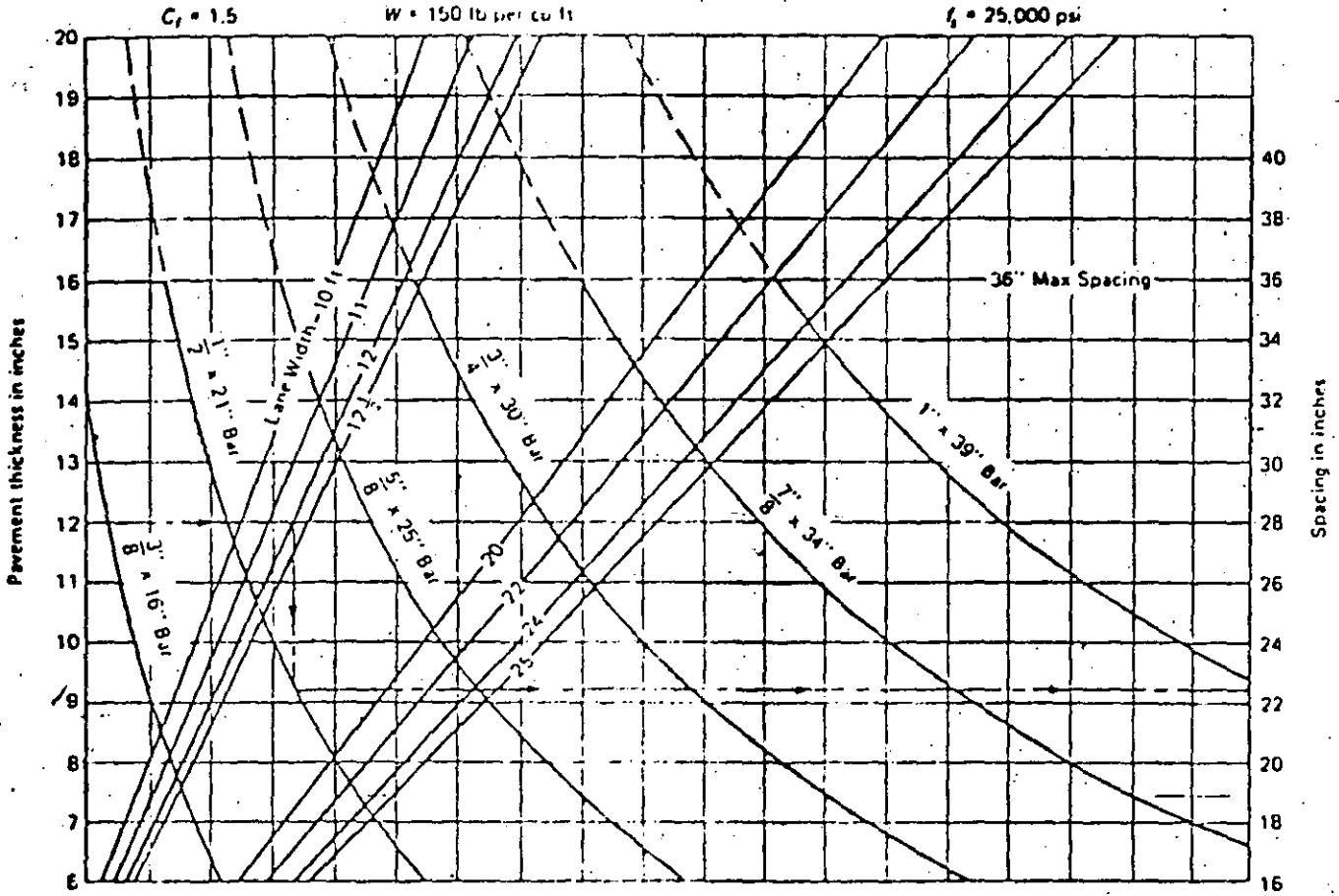


Fig. 22-22 Recommended tiebar dimensions and spacings.

TABLE 22-9 Recommended Size and Spacing of Dowel Bars

Slab Depth, in.	Dowel Diameter, in.	Total Dowel Length*, in.	Dowel Spacing, in. c. to c.
5-6	3/8	16	12
7-8	1	18	12
9-11	1 1/8	18	12
12-16	1 1/4	20	15
17-20	1 3/8	22	18
21-25	2	24	16

*Allowance made for joint openings and minor errors in positioning of dowels

(132)

2.- Tolerancias.

12.1.- Losas de concreto.-

Pendiente transversal con respecto a la de proyecto

$\pm 0.1\%$

12.2.- Profundidad máxima de las depresiones observadas, determinadas colocando una regla metálica de 5 m. en dirección paralela y con espaciamentos en el sentido transversal no mayores de 2.00 m.

5 mm.

12.3.- Espesores.

En el 80% como mínimo del número total de espesores determinados

$e_r \geq e$

En el 20% como máximo del número total de espesores determinados

$e_r \geq e - 5 \text{ mm.}$

El espesor de las losas se obtendrá por medición directa en la losa, cuando sea posible, o por medio de corazones.

12.4.- Resistencia.

El 80% como mínimo de los valores determinados en las pruebas de módulo de resistencia a la tensión por flexión a los 28 días.

$M.R. \geq 45 \text{ kg/cm}^2$

El 20% restante no podrá tener

$M.R. \leq 41 \text{ kg/cm}^2$

Asimismo el promedio de las resistencias obtenidas en cuatro ensayos consecutivos deberá ser

$\geq 45 \text{ kg/cm}^2$

12.5.- Coefficiente de fricción.

≥ 0.35

12.6.- Indice de Perfil

$\leq 20 \text{ pulg/mi}$
11

12.7.- Desviación máxima medida en perfilograma

0.3 pulgada

- R E F U E R Z O -

LOSAS DE CONCRETO HIDRAULICO SOBRE PAVIMENTO FLEXIBLE.

- Determinar el valor de K. módulo de reacción.

LOSAS DE CONCRETO HIDRAULICO SOBRE PAVIMENTO RIGIDO.

Trabajando conjuntamente

$$h_o^{1.4} = h_d^{1.4} - Ch^{1.4}$$

Trabajando separadamente

$$h_o^2 = h_d^2 - Ch^2$$

h_o = espesor refuerzo

h_d = losa normal

h = espesor de losa existente

C = 1, 0.75, 0.35, (estado del pavimento actual.).

(112)

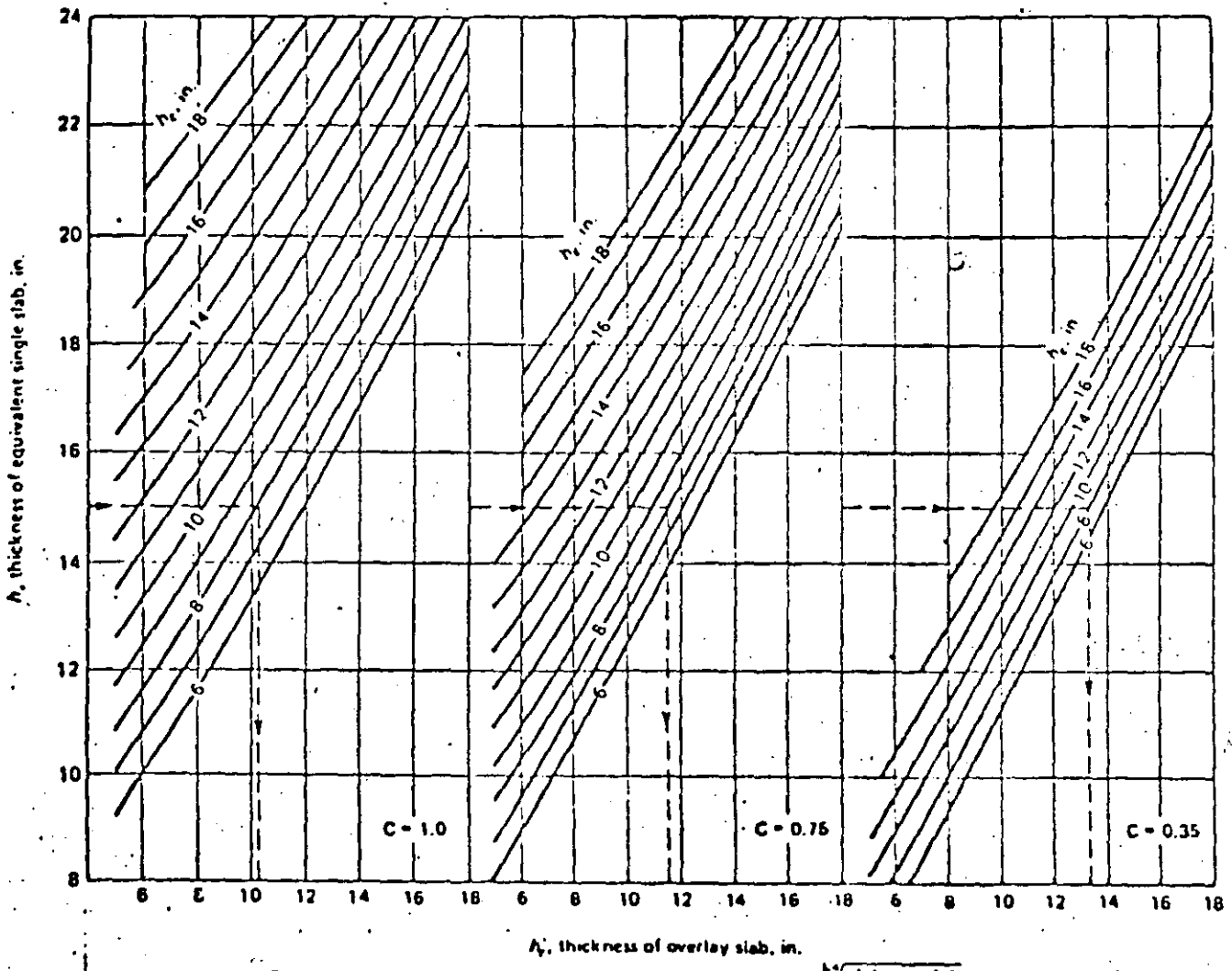


Fig. 22-23. Design chart for partially bonded overlays, $h_e = \sqrt[1.4]{h_o^{1.4} - Ch_o^{1.4}}$.

943

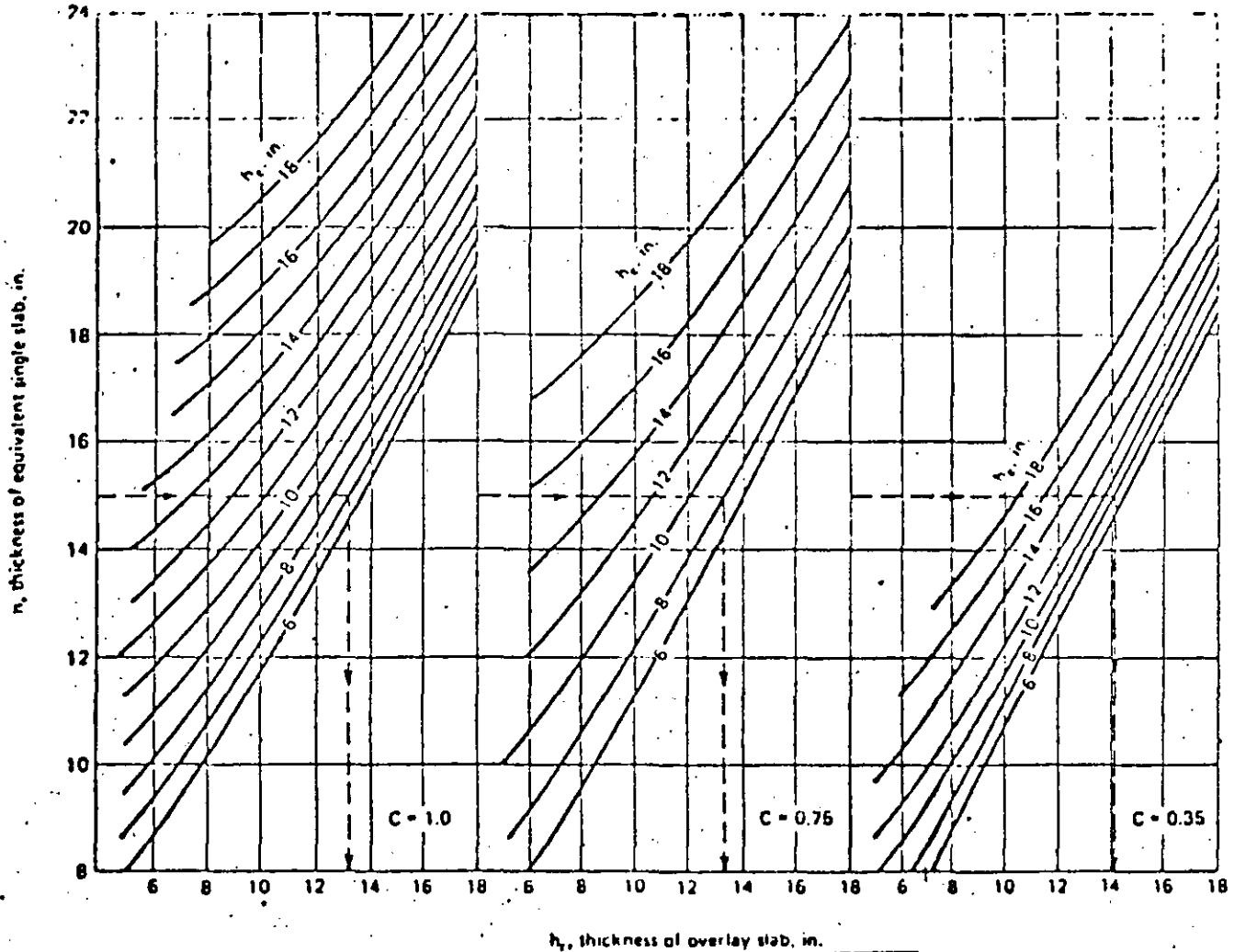


Fig. 22-24 Design chart for unbonded overlays, $h_e = \sqrt{h_o^2 + Ch_o^3}$.

TABLE 20.4. Design Approaches by Overlay Category*

Overlay	Existing Pavement	System Behavior	Overlay Equation	Equation Number	Remarks
Flexible ^b	Flexible		$t_o = t_n - t_e$	20.3	Deflection criteria generally used for highways
Flexible	Composite ^c		$t_o = t_n - t_e$	20.4	Overlay thickness generally based on experience; for highways
Flexible	Rigid	Rigid	$t_o = 2.5 (Fh_n - h_e)$	20.5	Overlay thickness generally based on experience; for highways
Flexible	Rigid	Flexible ^d	$t_o = t_n - t_e$	20.6	
Rigid	Flexible		$h_o = h_n$	20.7	
Rigid	Rigid	Rigid (bond)	$h_o = h_n - h_e$	20.8	
Rigid	Rigid	Rigid (partial bond)	$h_o = \sqrt{h_n^{1.6} - Ch_e^{1.6}}$	20.9	Used mostly for airports
Rigid	Rigid	Rigid (unbonded)	$h_o = \sqrt{h_n^2 - Ch_e^2}$	20.10	Used mostly for airports
Rigid	Composite ^b	Flexible	$h_o = h_n$	20.11	

Notes: h = rigid-pavement thickness
 t = flexible-pavement thickness
 o = overlay-pavement thickness
 n = new pavement
 e = existing pavement

* After Witczak.

^b Flexible overlays may be all asphalt or asphalt plus base.

^c Composite pavements are generally concrete base pavements with asphalt overlay.

^d Flexible behavior brought about by crushing existing rigid pavement prior to applying the overlay.

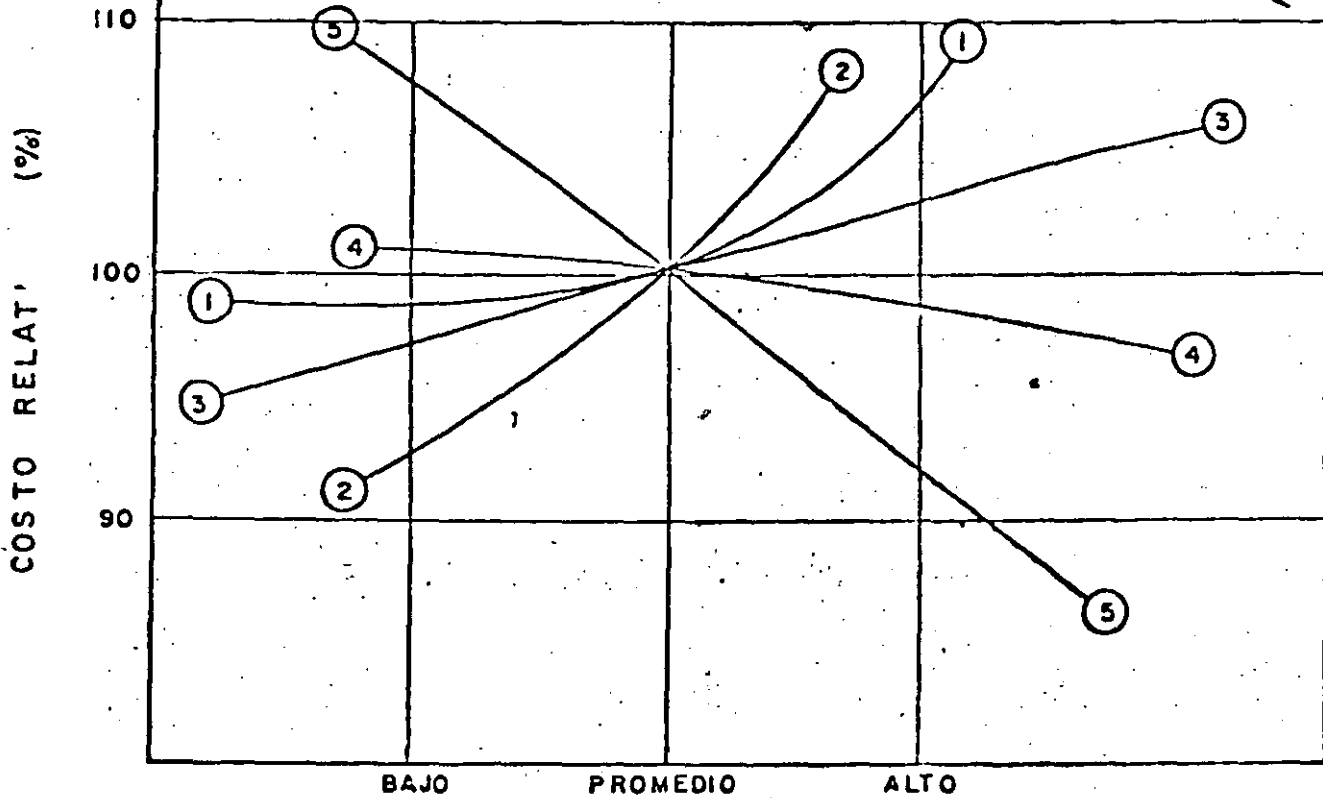
ASPECTOS DEL DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS

- 1.- CALIDAD DEL CONCRETO.- SELECCION DE MATERIALES Y SU PROPORCIONAMIENTO, PARA OBTENER RESISTENCIA Y DURABILIDAD ADECUADAS.
- 2.- DISEÑO DE SUBRASANTE Y SUBBASE.- TECNICAS DE PREPARACION Y CONSTRUCCION QUE ASEGUREN UN APOYO UNIFORME Y PERMANENTE -- PARA LAS LOSAS
- 3.- DISEÑO DE ESPESORES.- SE REQUIERE QUE LOS ESFUERZOS FLEXIONANTES PRODUCIDOS POR EL TRANSITO, NO SUPEREN EL LIMITE DE SEGURIDAD.
- 4.- DISEÑO DE JUNTAS.- DEFINICION DE LOS ESPACIAMIENTOS ENTRE JUNTAS, PARA REDUCIR LA FORMACION DE GRIETAS POR TEMPERATURA Y CONTRACCION

444

VARIABLE

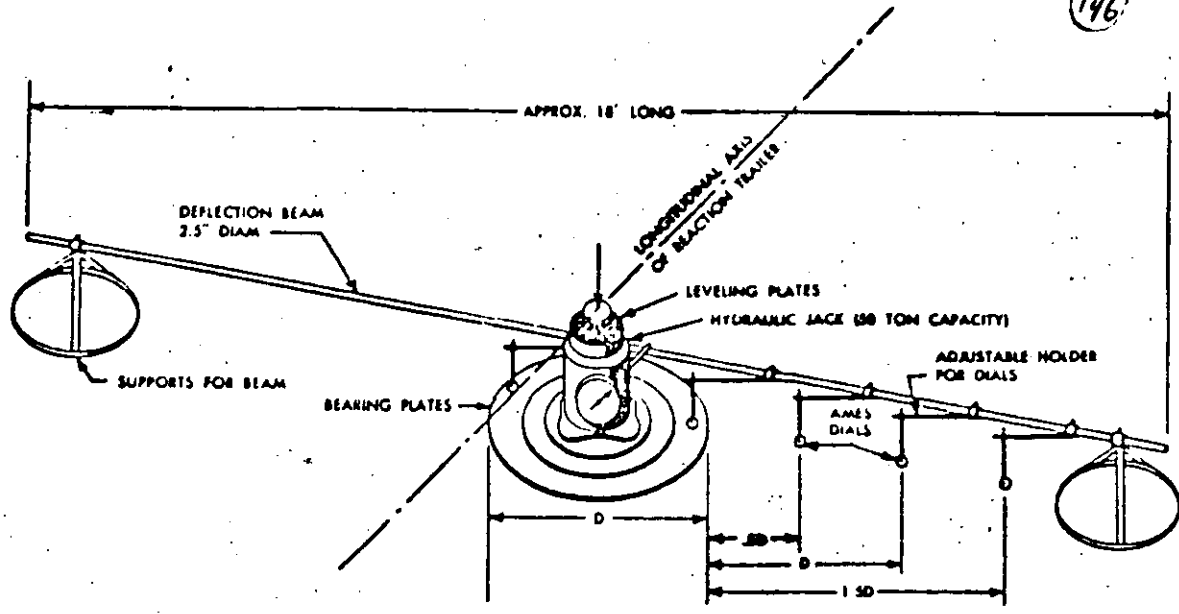
- ① TRANSITO EQUIVALENTE ACUMULADO DE 18 000 LBS.
- ② VALOR DEL INDICE DE SERVICIO MINIMO ACEPTADO.
- ③ GRADO DE EXPANSIVIDAD DE LA ARCILLA.
- ④ MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE.
- ⑤ VALOR DE RESCATE, DE LOS MATERIALES AL FINAL DE LA VIDA DE DISENO.



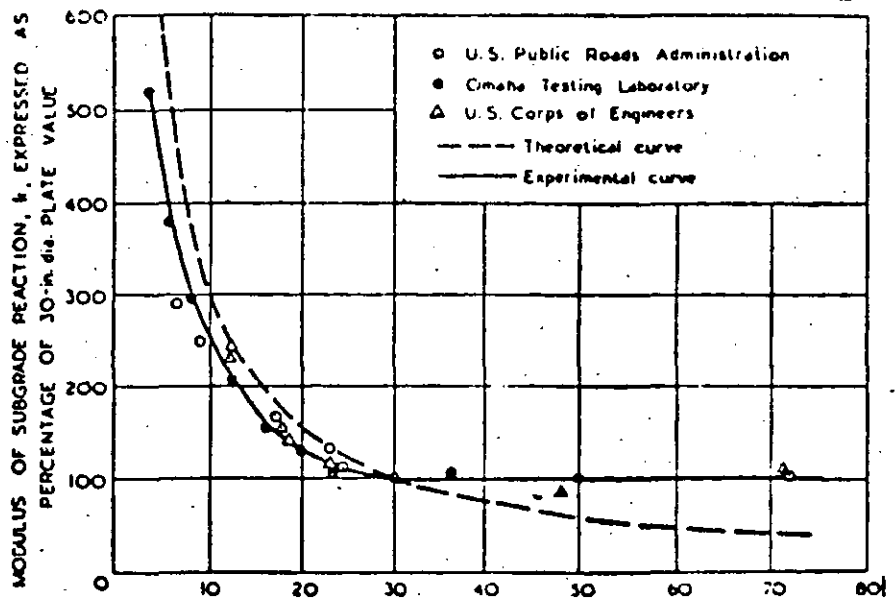
NIVEL DE LAS VARIABLES

COSTOS RELATIVOS VS NIVEL DE LAS VARIABLES (PAVIMENTOS RIGIDOS)

2

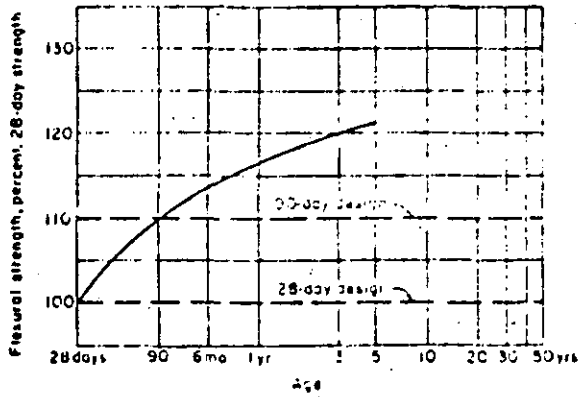
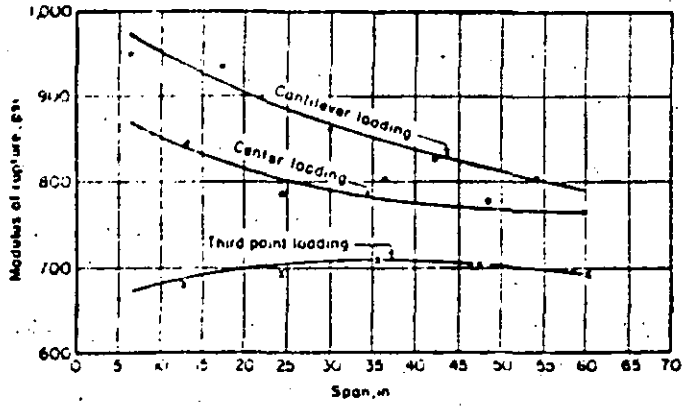


PRUEBA DE PLACA



DIAMETRO, PLACA, PULG.

(148)



$$MR = f'_c \quad 8 \leq K \leq 10$$

$$DMR = MR_{90} \left(1 - \frac{CV}{100} \right) M$$

149

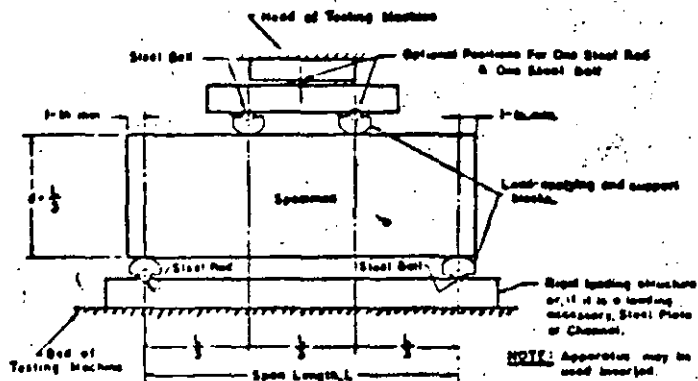


FIG. 1.—Diagrammatic View of a Suitable Apparatus for Flexure Test of Concrete by Third-Point Loading Method.

150

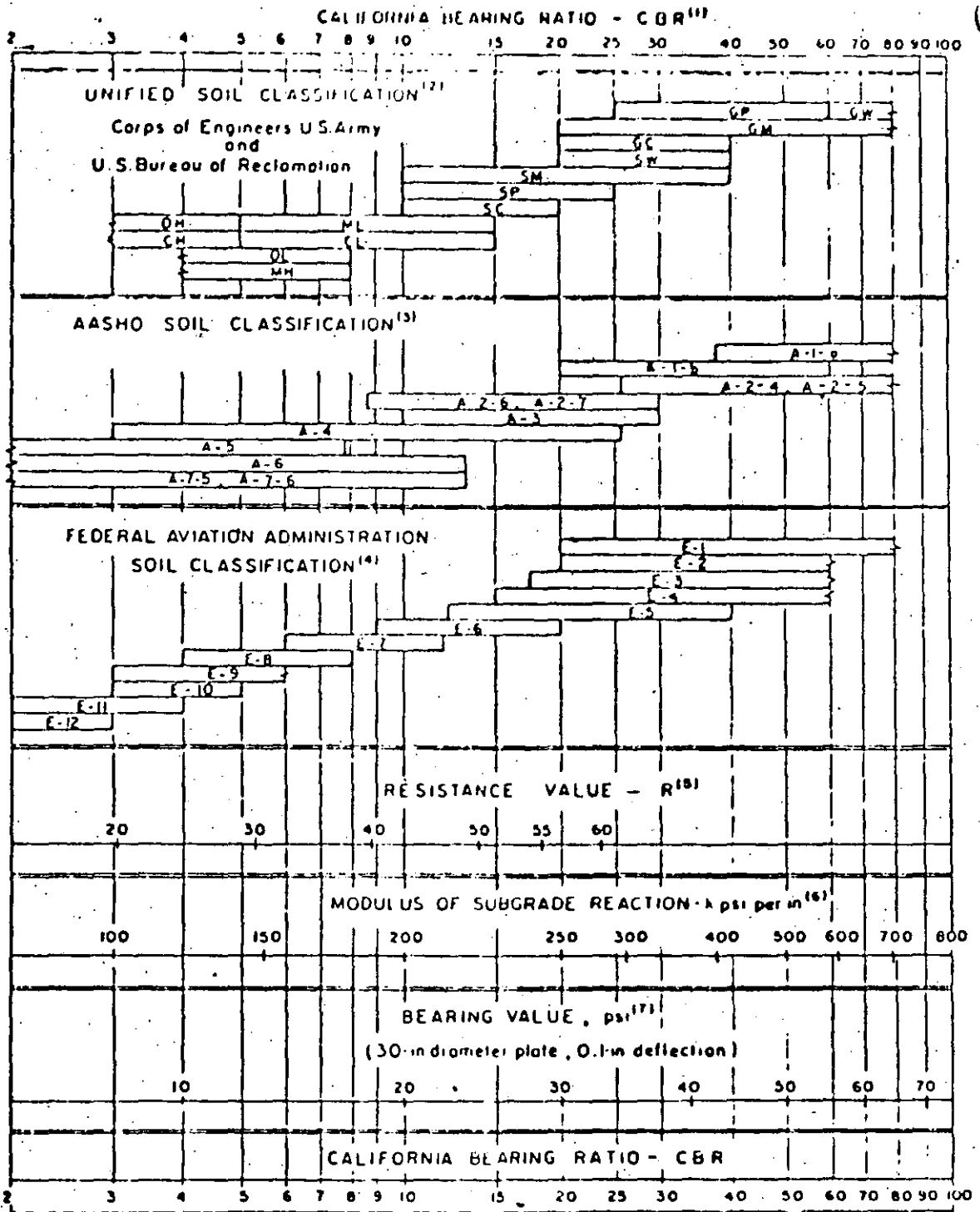


Fig. 22-1 Soil classification, resistance value, k value, and bearing value vs. California bearing ratio.

(1) For the basic idea, see Porter, O. J., "Foundations for Flexible Pavements," Highway Research Board, *Proceedings of the Twenty-second Annual Meeting*, 22, 100-136, 1942.

(2) "Characteristics of Soil Groups Pertaining to Roads and Airfields," Appendix B, *The United 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 Twenty-fifth Annual Meeting*, 25, 376-392, 1945.

(4) *Airport Paving*, U.S. Department of Commerce, Federal Aviation Agency, pp. 11-16, May, 1948. Estimated using values given in FAA *Design Manual for Airport Pavements*.

(5) Hveem, F. N., "A New Approach for Pavement Design," *Engineering News-Record*, 141(2), 134-139, July 8, 1948. R is factor used in California Stabilometer Method of Design.

(6) See Middlebrooks, T. A., and Bertram, G. E., "Soil Tests for Design of Runway Pavements," Highway Research Board, *Proceedings of the Twenty-second Annual Meeting*, 22, 152, 1942. k is factor used in Westergaard's analysis for design of concrete pavement.

(7) See (6), page 184.

PREMISAS DE DISEÑO

(SI)

1.- CARACTERIZACION DEL CONCRETO

$$MR_D = MR_{28} \left(1 - \frac{C.V}{100} \right) M$$

2.- CARACTERIZACION DEL APOYO DE LA LOSA

 K_D

3.- CARACTERIZACION DEL TRANSITO

- ATENDIENDO A LA CLASIFICACION DE CARGAS
- ATENDIENDO A UNA CARGA DE REFERENCIA (EQUIVALENTE)

4.- CARACTERIZACION DE ASPECTOS AMBIENTALES

(52)

1.- MODULO DE REACCION, K

2 - MODULO DE RUPTURA

$$MRD = MR_{90} \left(1 - \frac{CV}{100}\right) M.$$

3.- FACTORES DE SEGURIDAD

1.7 a 2.0 - Plataforma, rodajes
cabeceras, pisos --
hangares

1.4 a 1.7 - Porción central de
pistas, salidas al-
ta velocidad.

MODULO DE REACCION "K" EFECTIVO EN LA PARTE SUPERIOR DE LA SUB-BASE

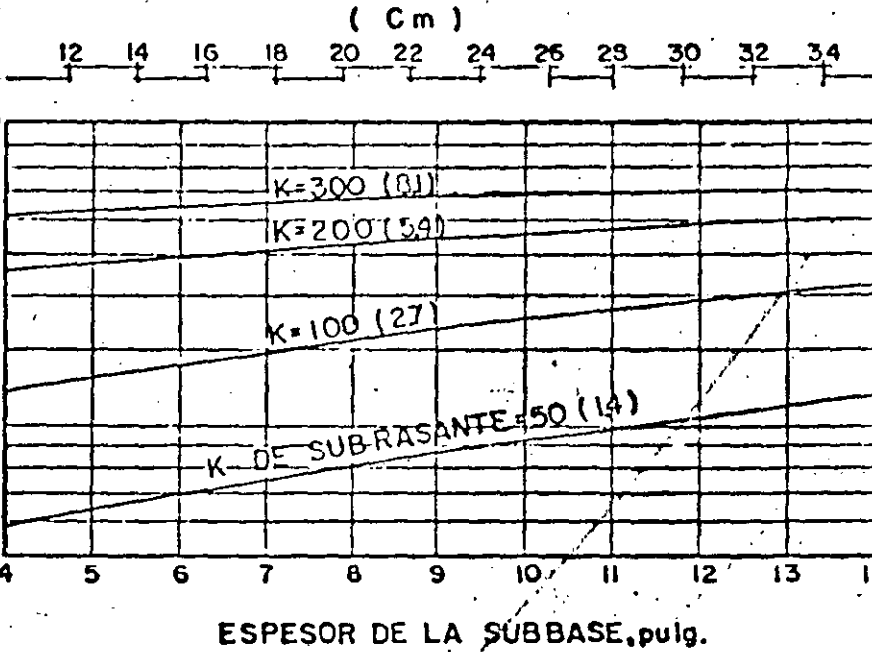
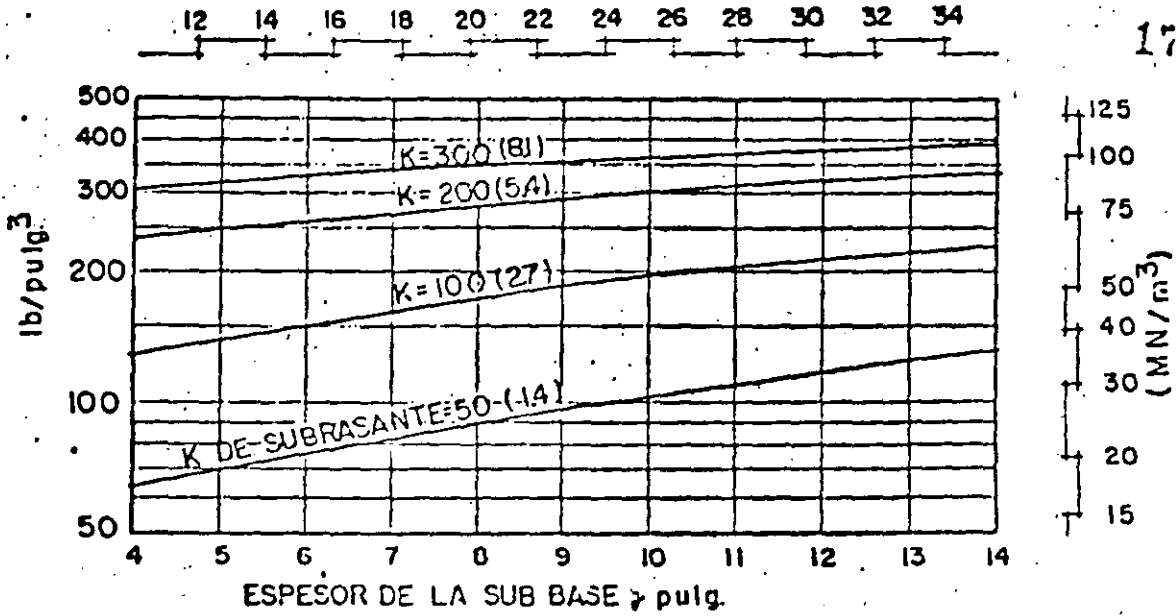
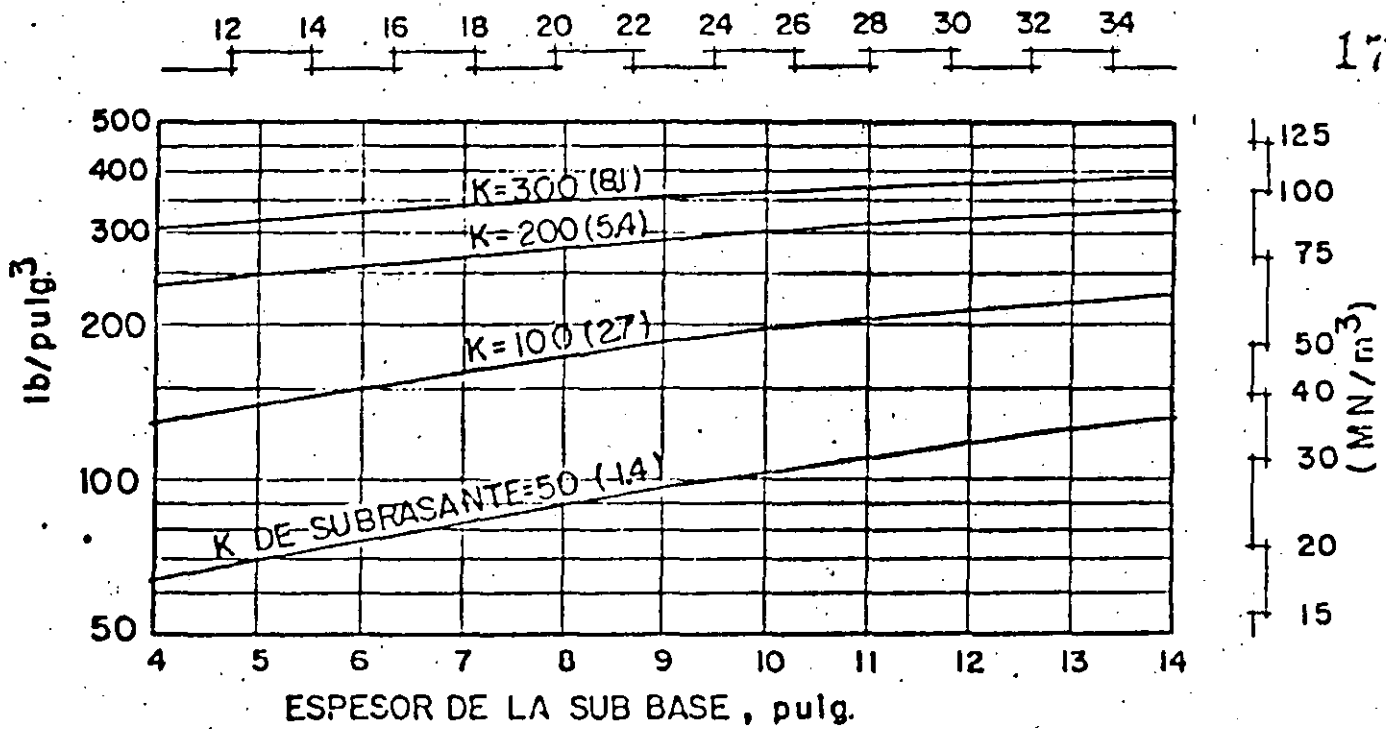


Fig. 5-2.1

EFFECTO DE LA SUB-BASE EN EL MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE

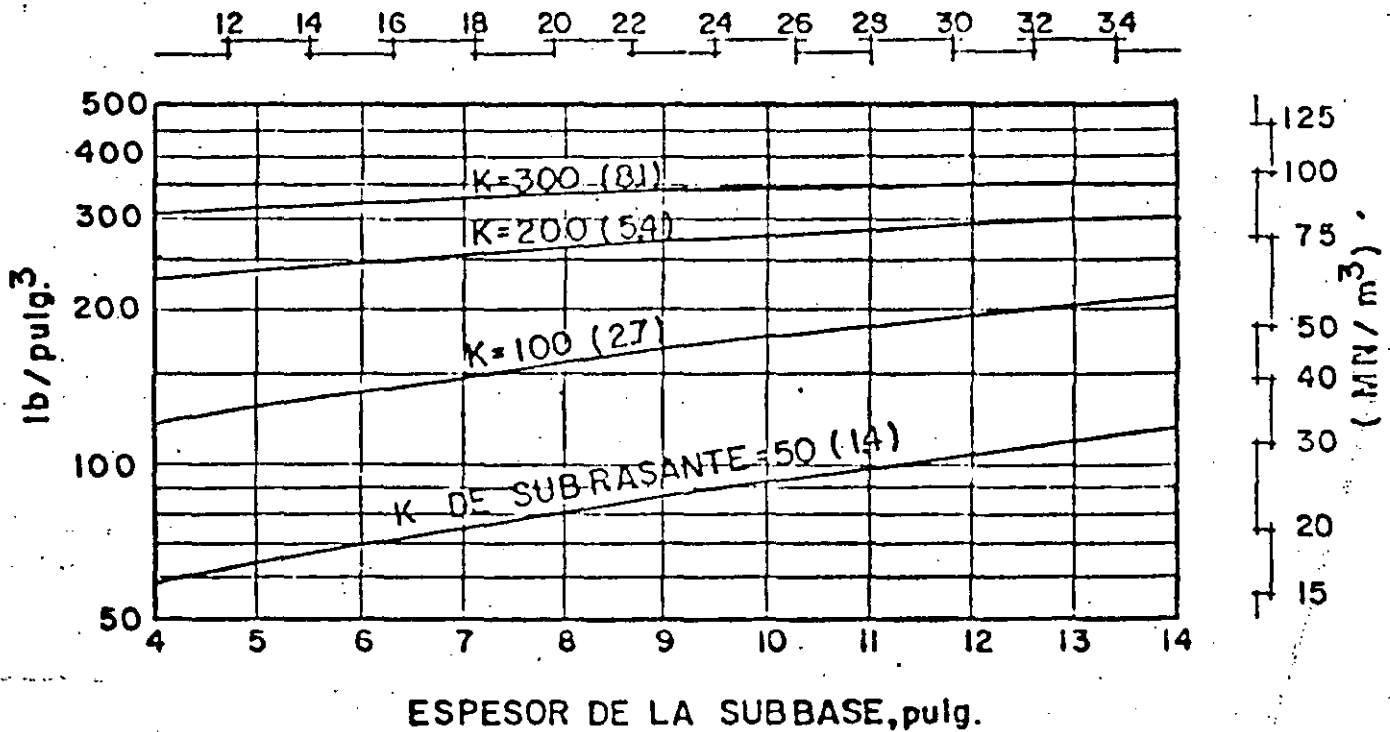
(cm) 147

172



AGREGADO TRITURADO BIEN GRADUADO.

(Cm)



GRAVA Y ARENA DE BANCO SIN CRIBAR

(FAA-1978)

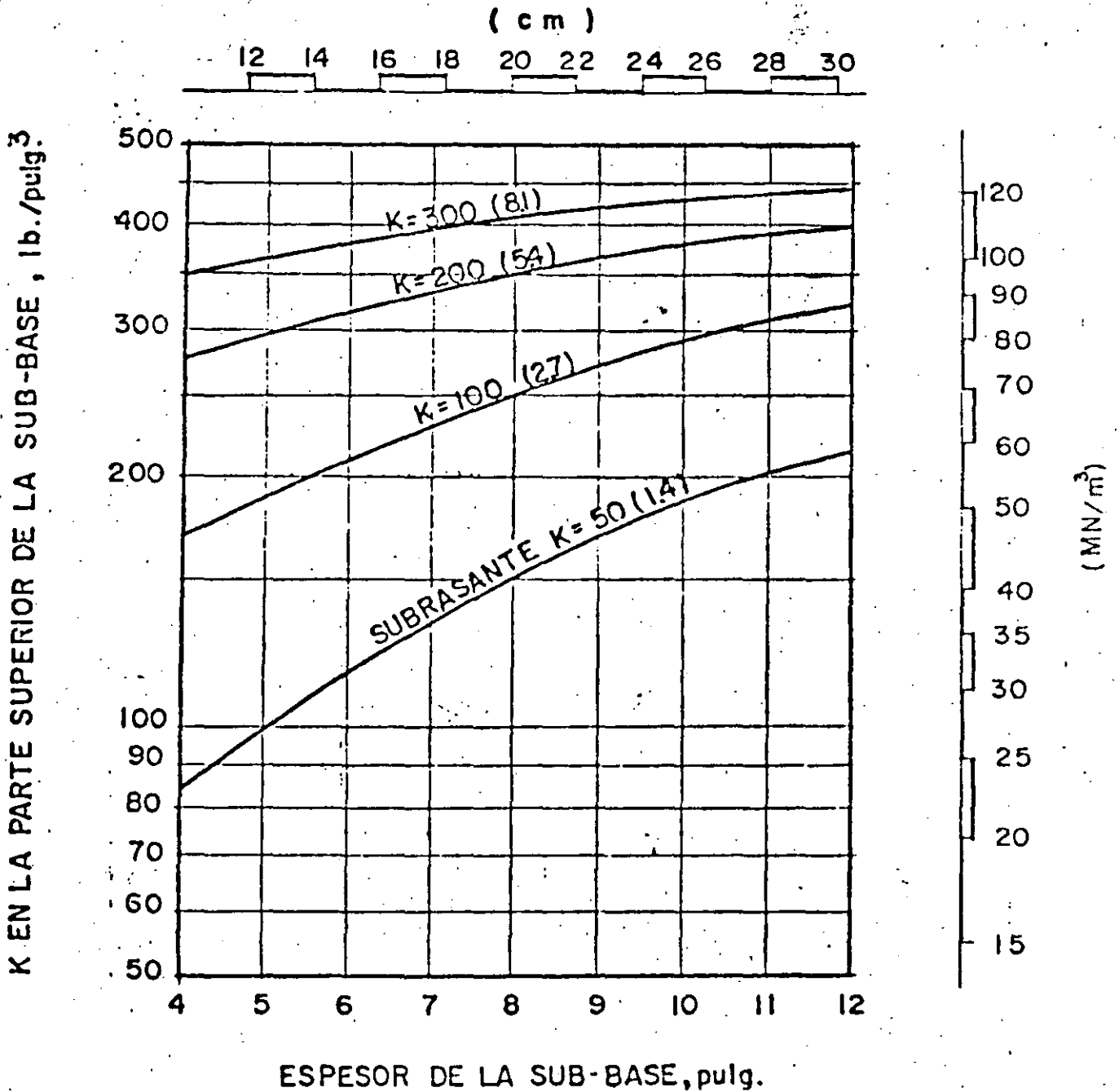
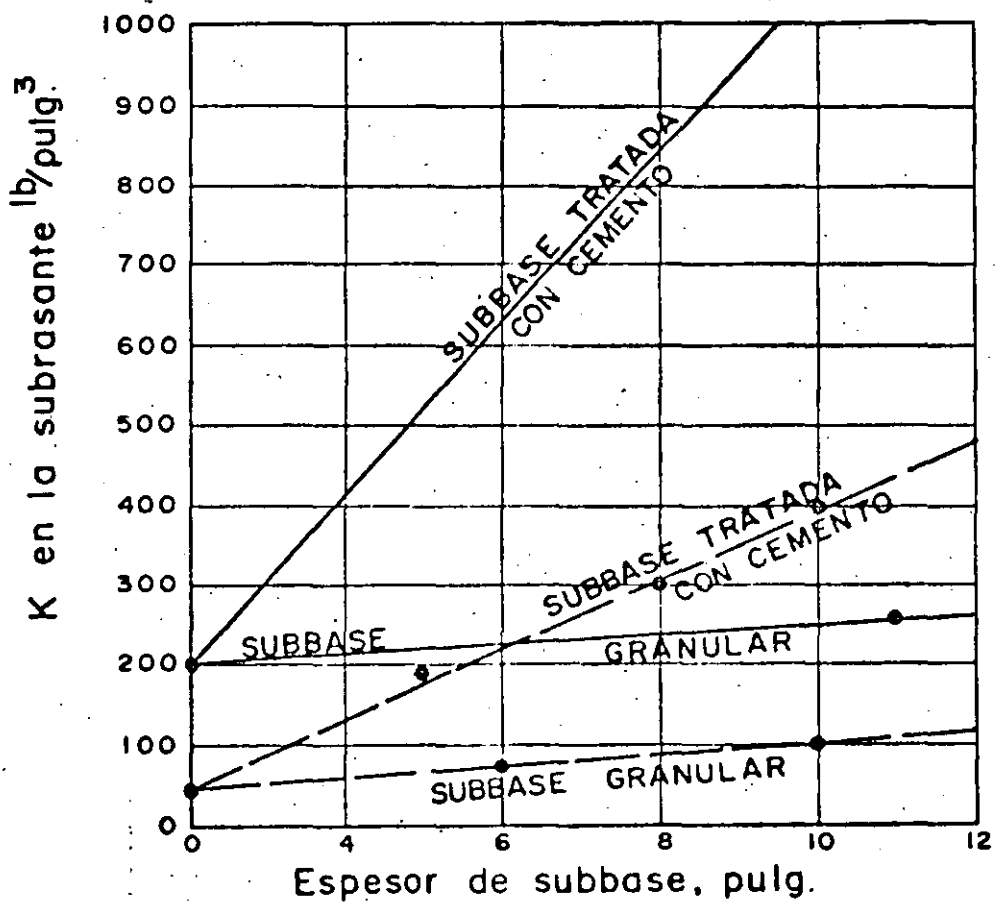


Fig. 5-2.2

EFFECTO DE LA SUB-BASE ESTABILIZADA EN EL
 MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE



INFLUENCIA DEL ESPESOR Y TIPO DE SUBBASE EN EL VALOR DE K.

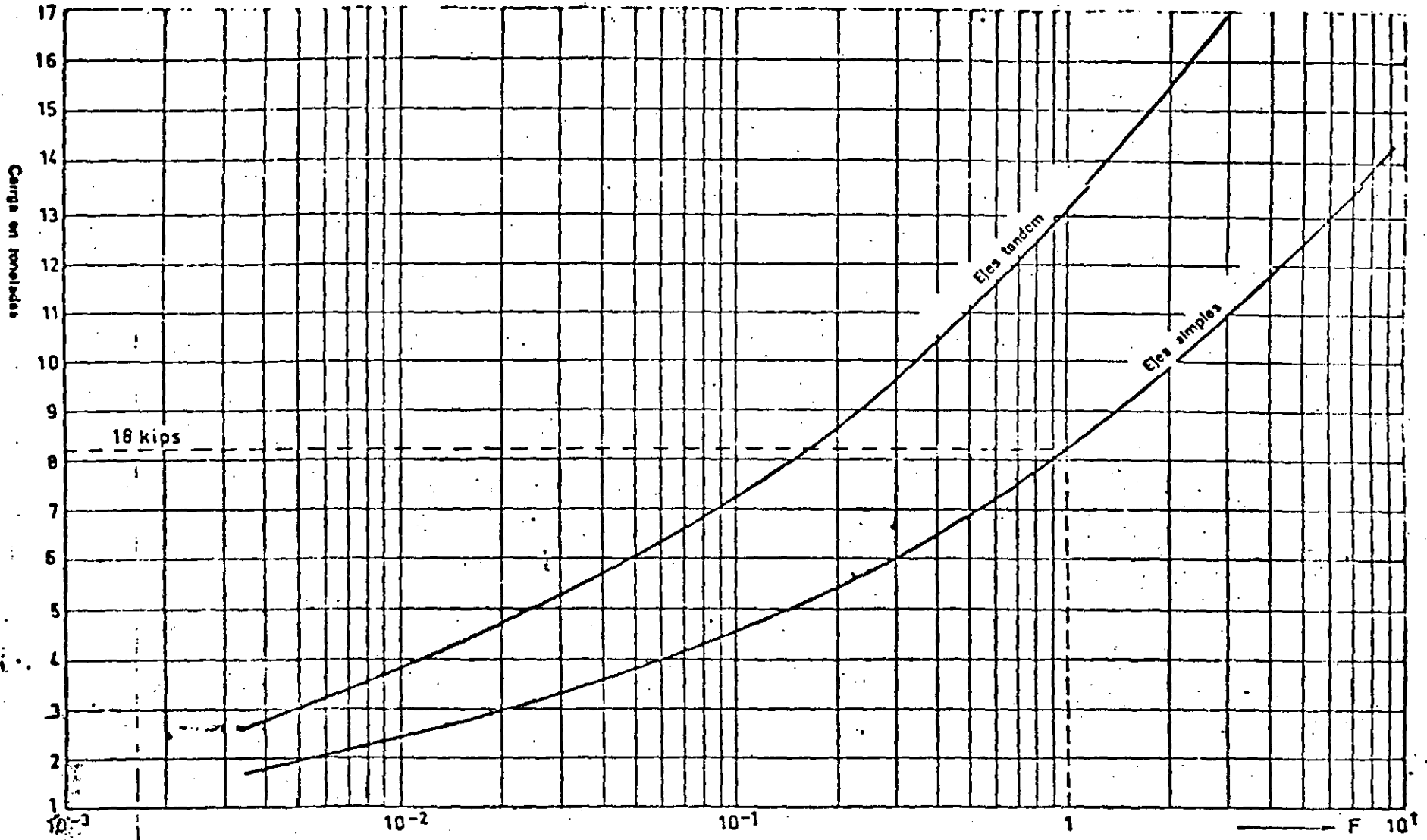


FIG. 33. Factores de equivalencia de cargas (firmes rígidos).

Relación de esfuerzos y N° de repeticiones de carga permisibles			
Relación de esfuerzos *	Repeticiones permisibles	Relación de esfuerzos	Repeticiones permisibles
0.51**	400,000	0.68	2,500
0.52	300,000	0.70	2,000
0.53	240,000	0.71	1,500
0.54	180,000	0.72	1,100
0.55	130,000	0.73	850
0.56	100,000	0.74	650
0.57	75,000	0.75	490
0.58	57,000	0.76	360
0.59	42,000	0.77	270
0.60	32,000	0.78	210
0.61	24,000	0.79	160
0.62	18,000	0.80	120
0.63	14,000	0.81	90
0.64	11,000	0.82	70
0.65	8,000	0.83	50
0.66	6,000	0.84	40
0.67	4,500	0.85	30
0.68	3,500		

*Esfuerzo producido por la carga dividido entre el MR.

**Para relaciones de esfuerzos menores que 0.50 el número de repeticiones es ilimitado.

158

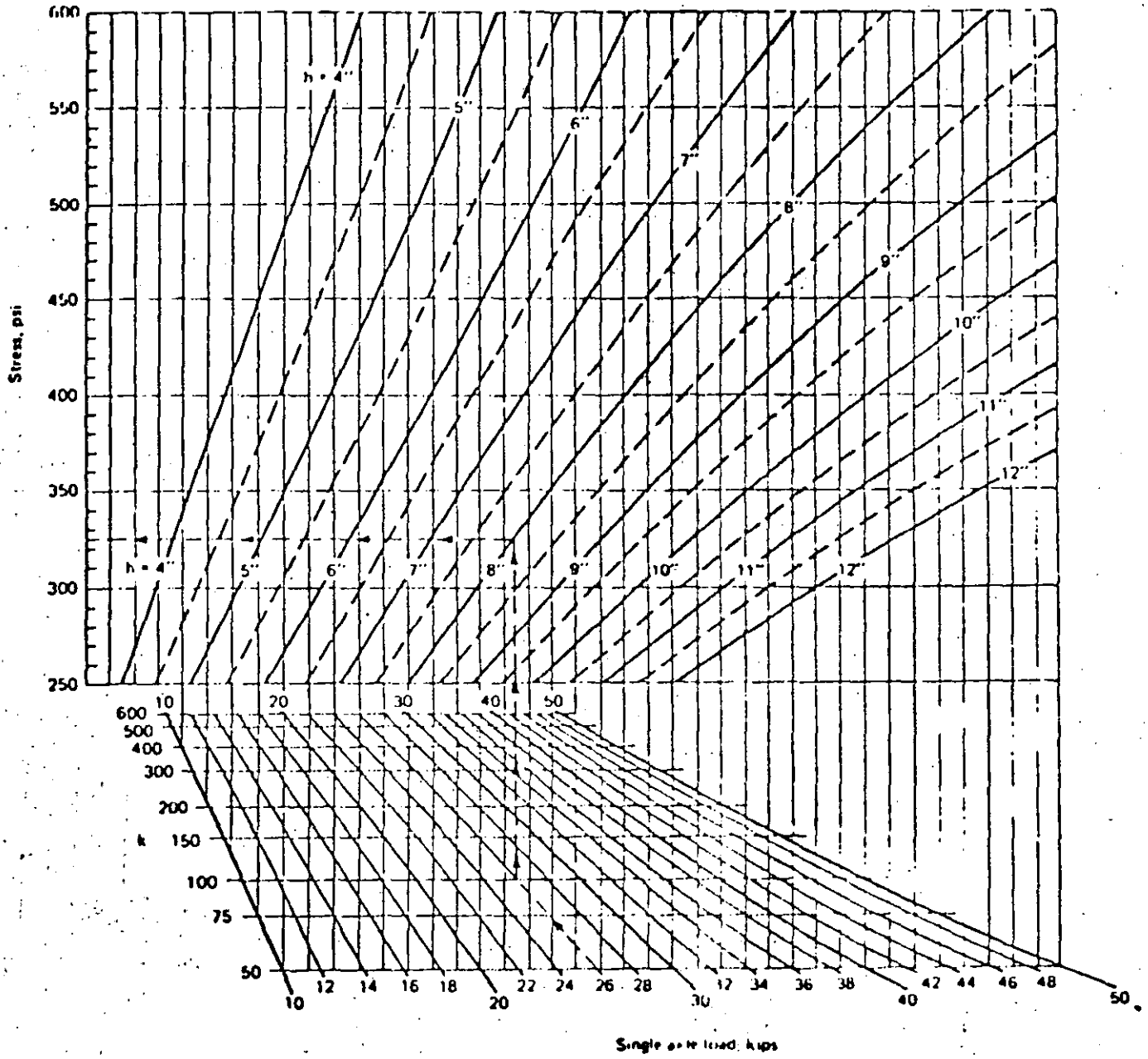


Fig. 22-2 Stress chart for single axle loads.

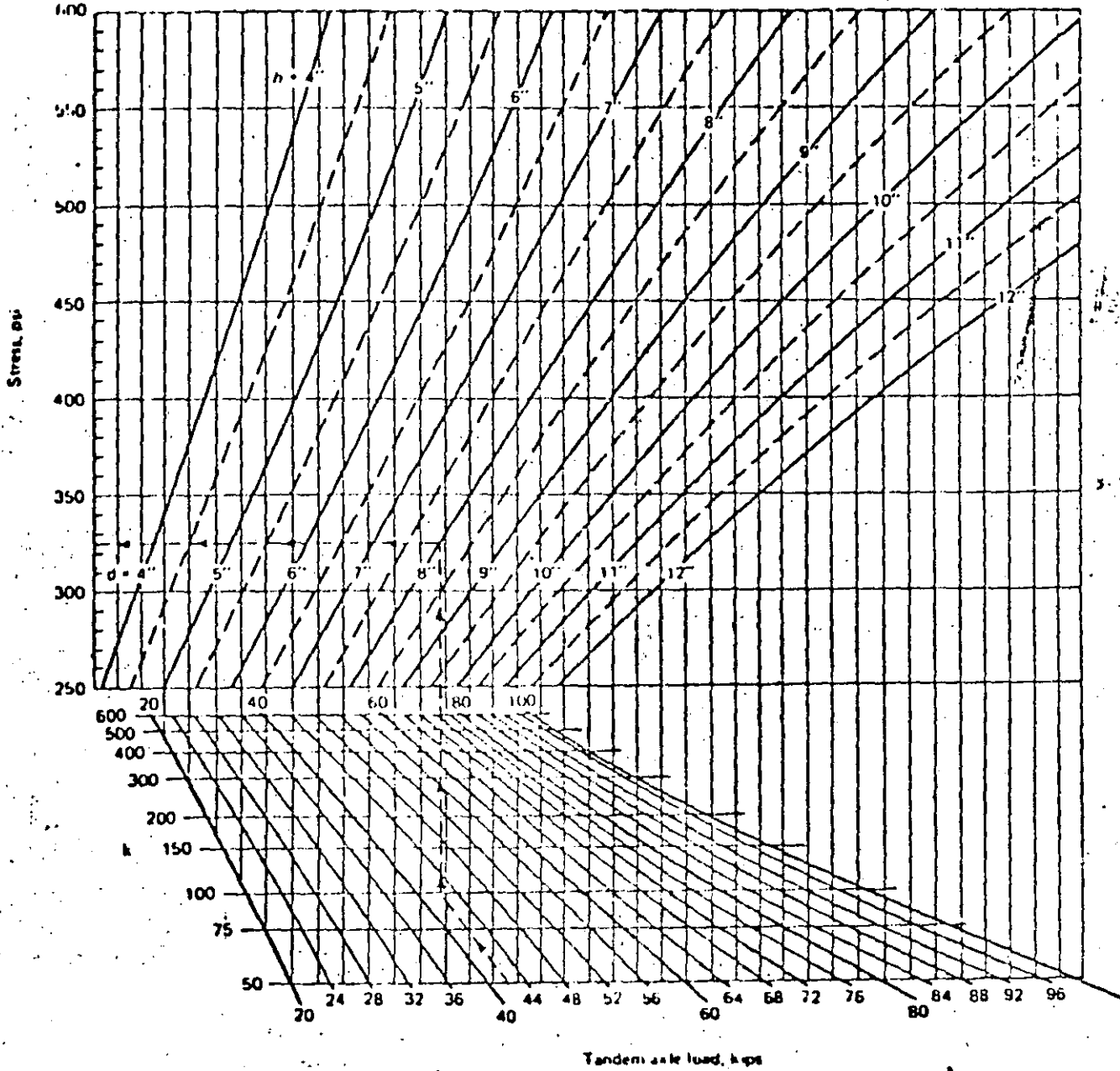


Fig. 22-3 Stress chart for tandem axle loads.

Datos:

Subrasante: K = 100 pci.

Factor seguridad (L.S.F.) = 1.2

MR = 700 psi.

Espesor de prueba = 8.5 pulg.

160

1	2	3	4	5	6	7
Cargas Eje kips	Cargas Eje x 1.2 L.S.F. kips	Esfuerzo psi	Relación Esfuerzos	Repeticiones Admisibles No.	Repetición Esperada No.	Resistencia a fatiga Usada %

Ejes sencillos

30	36.0	367	.52	300,000	3,700	1
28	33.6	353	.51	400,000	3,700	1
26	31.2	326	<.50	ilimitado	7,400	0
24	28.8	-	-	-	195,000	0
22	26.4	-	-	-	764,000	0
		[de Fig. 22-2]		[de Table 22-4]		[Col. 4 - Col. 5 x 100]

Ejes tandem

54	64.8	413	.59	42,000	3,700	9
52	62.4	398	.57	75,000	3,700	5
50	60.0	387	.55	130,000	36,270	28
48	57.6	375	.54	180,000	36,270	20
46	55.2	361	.52	300,000	57,530	19
44	52.8	346	<.50	ilimitado	179,790	0
42	50.4	-	-	-	-	0
40	48.0	-	-	-	-	0
		[de Fig. 22-3]		[de Table 22-4]		[Col. 4 - Col. 5 x 100]

TOTAL 83

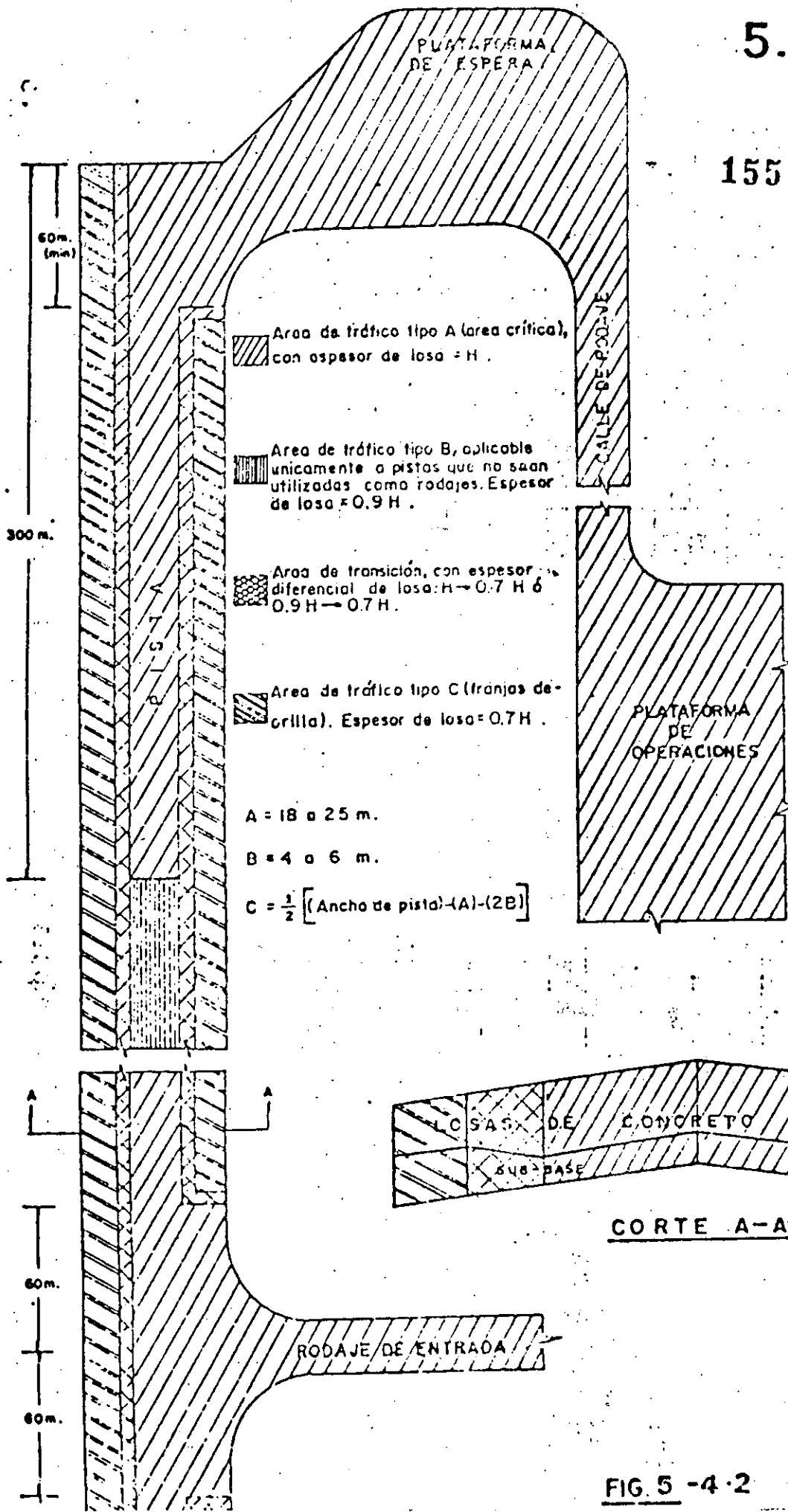
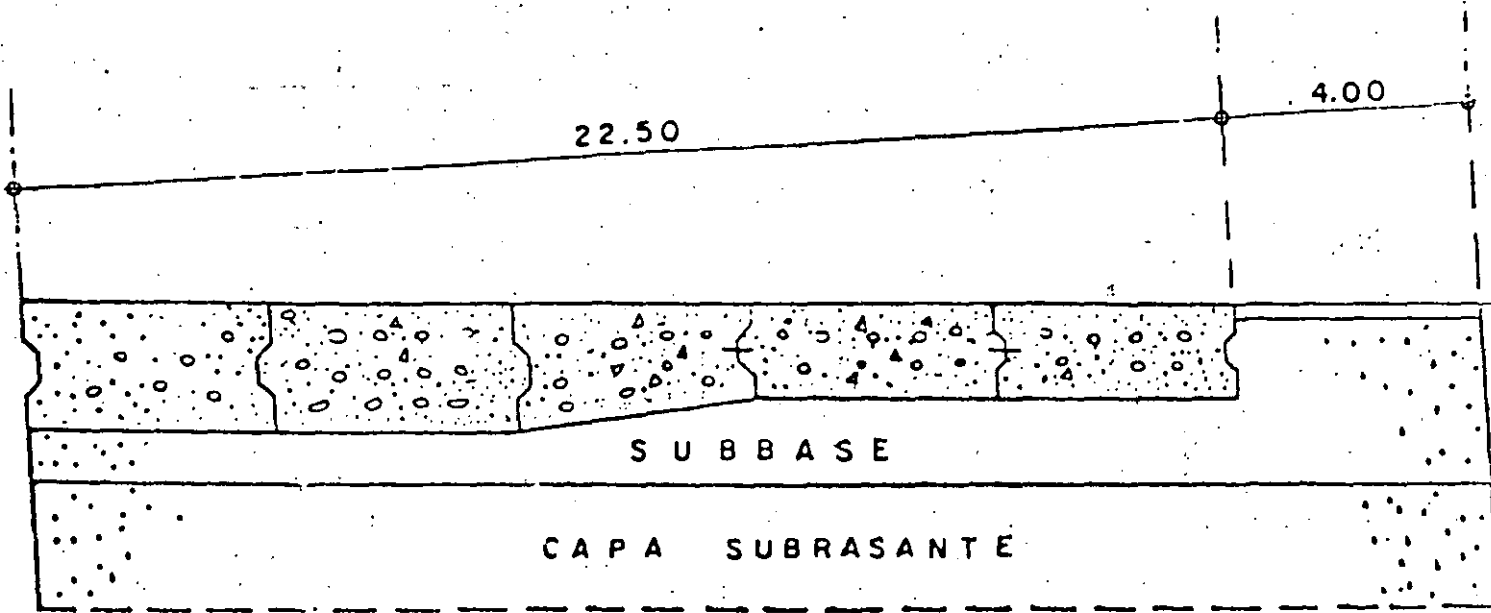


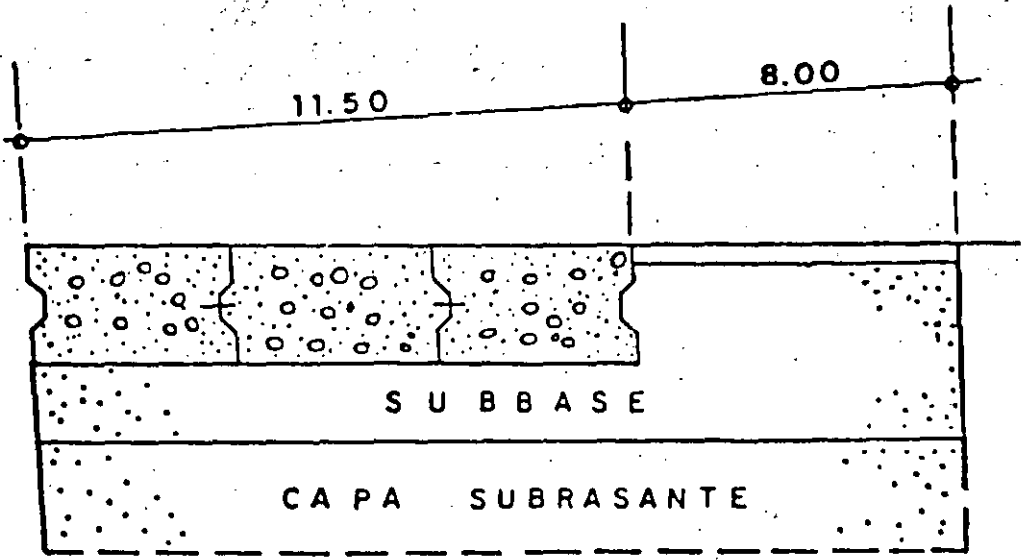
FIG. 5 -4-2

SECCIONES TÍPICAS DE PAVIMENTO RIGIDO EN AEROPUERTOS

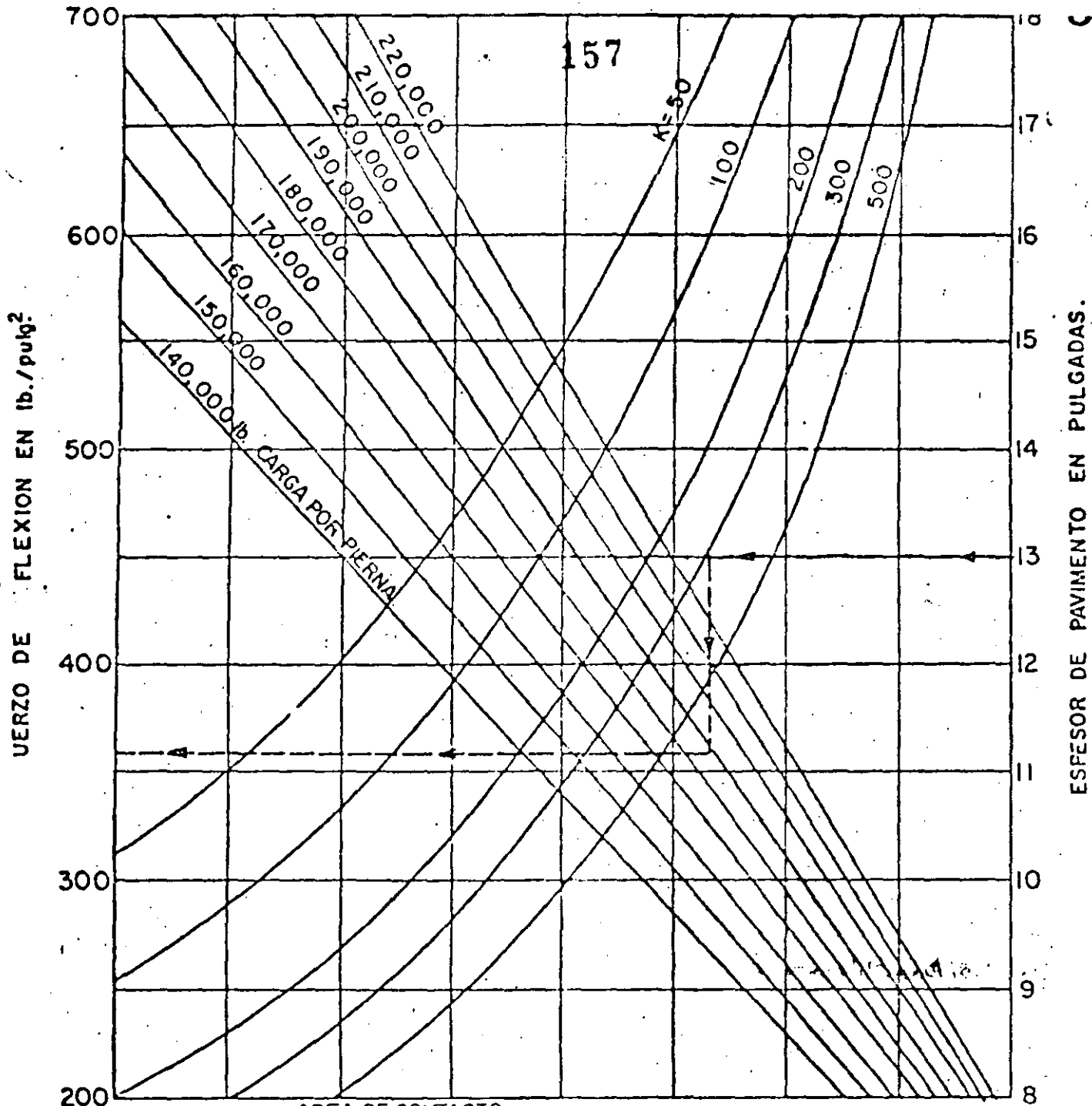
156



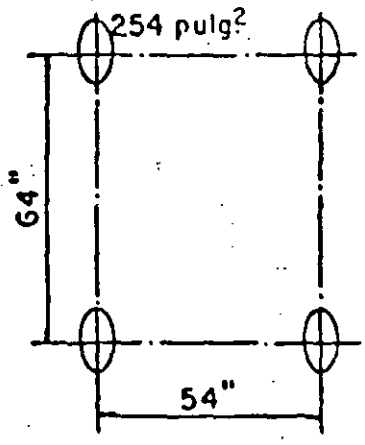
P I S T A



R O D A J E



AREA DE CONTACTO POR LLANTA = 254 pulg²



McDONNELL-DOUGLAS DC-10
 CARTA DE DISEÑO ESPECIAL
 PARA
 PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS
 (BASADO EN EL PROGRAMA DE COMPUTADORA PDILB)
 TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL EN DOBLE TANDEM
 Fig. 5-1.11
 ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

ING. FRANCISCO FERNANDO RODRIGUEZ

Este gráfico está destinado para ser usada por personal profesional capaz de evaluar los alcances y limitaciones de su contenido y quien aceptará responsabilidad por la aplicación del material que contiene. La Asociación del Cemento Portland no es responsable por cualquier otro uso que se le dé o los procedimientos o principios aquí establecidos.

$$\log R_1 = \log R_2 \left(\frac{W_2}{W_1} \right)^{\frac{1}{2}}$$

FACTORES		
PARA CONVERTIR DE	A	MULTIPLIQUE R POR
RUEDA SENCILLA	RUEDA DOBLE	0.80
RUEDA SENCILLA	TANDEM DOBLE	0.50
RUEDA DOBLE	TANDEM DOBLE	0.60

FACTORES DE SEGURIDAD APLICABLES AL MODULO DE RUPTURA	
OPERACIONES EQUIVALENTES ANUALES DE LA AERONAVE CRITICA	FACTORES DE SEGURIDAD
1200 o MENOS	1.75
1200 - 3000	1.85
3000 - 6000	1.90
MÁS DE 6000	2.00

Figure 16.4. Rigid-pavement design curves for Bueing 707, dual-landem gear, 34.5 inches x 56 inches. (From Portland Cement Association.)

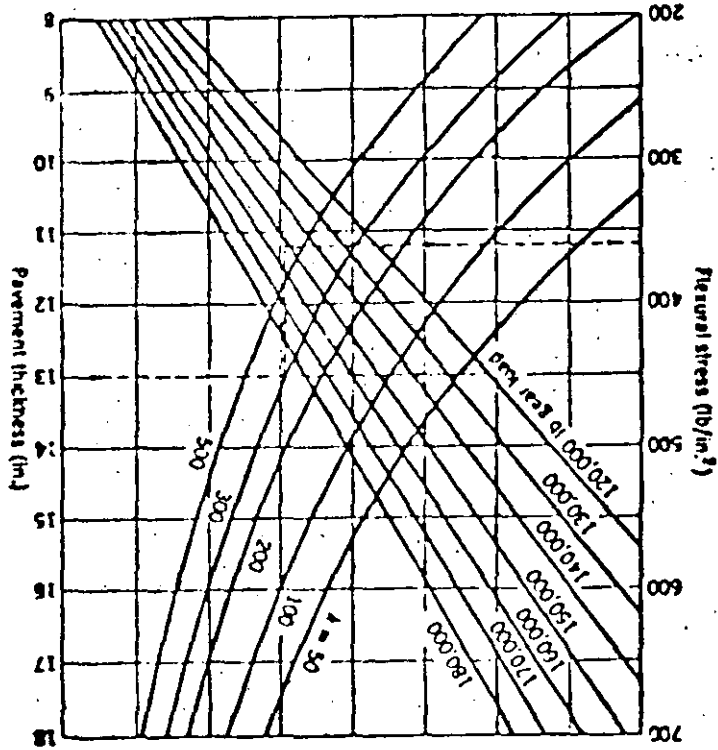
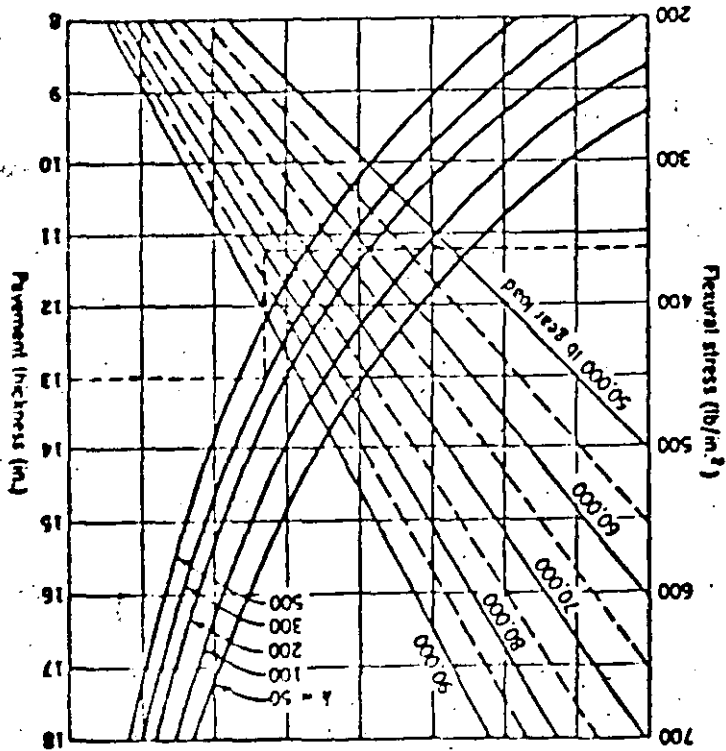


Figure 16.3. Rigid-pavement design curves for Bueing 771, dual wheels, 34 inches c.c. (From Portland Cement Association.)



169

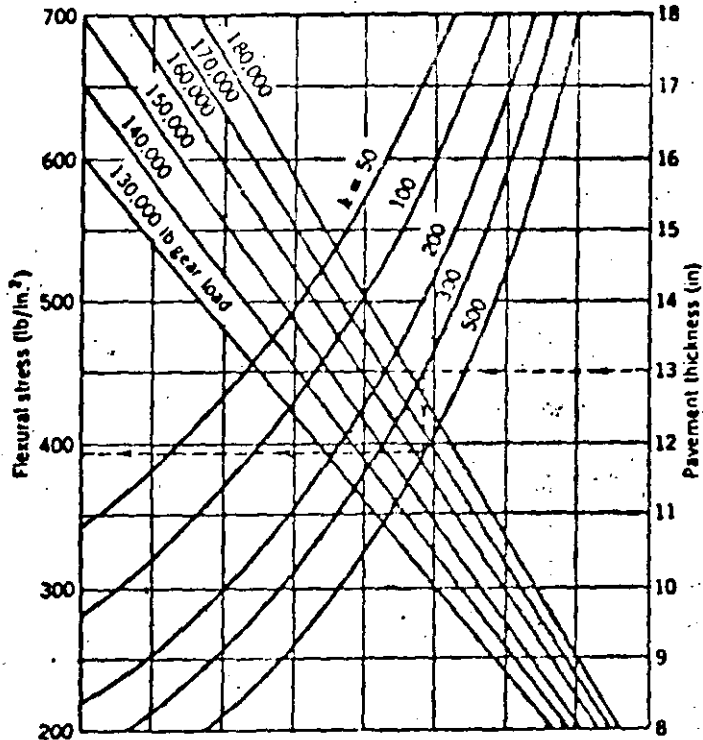


Figure 16.5. Rigid-pavement design curves for DC-8, twin tandem gear, 52 inches x 55 inches. (From Portland Cement Association.)

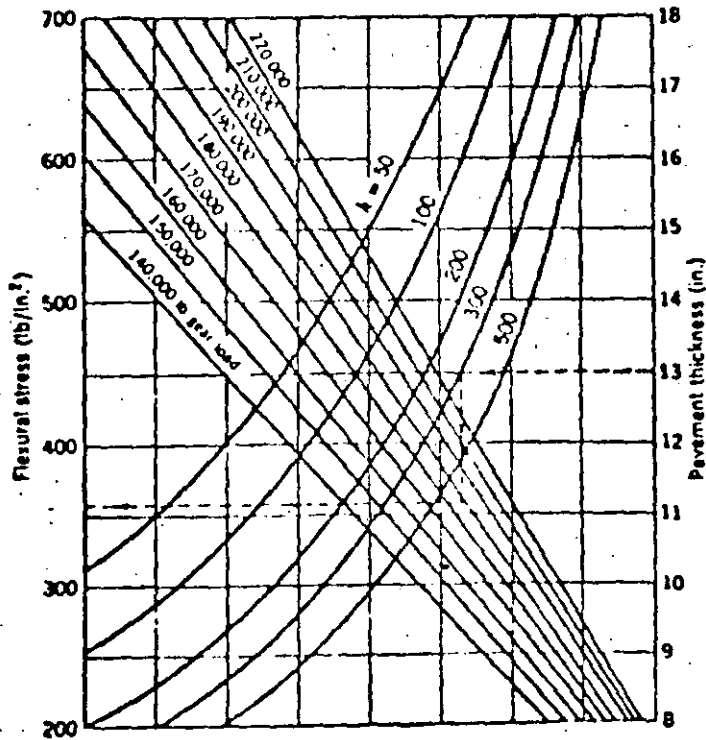


Figure 16.6. Rigid-pavement design curves for DC-10, dual tandem gear, 54 inches x 64 inches. (From Portland Cement Association.)

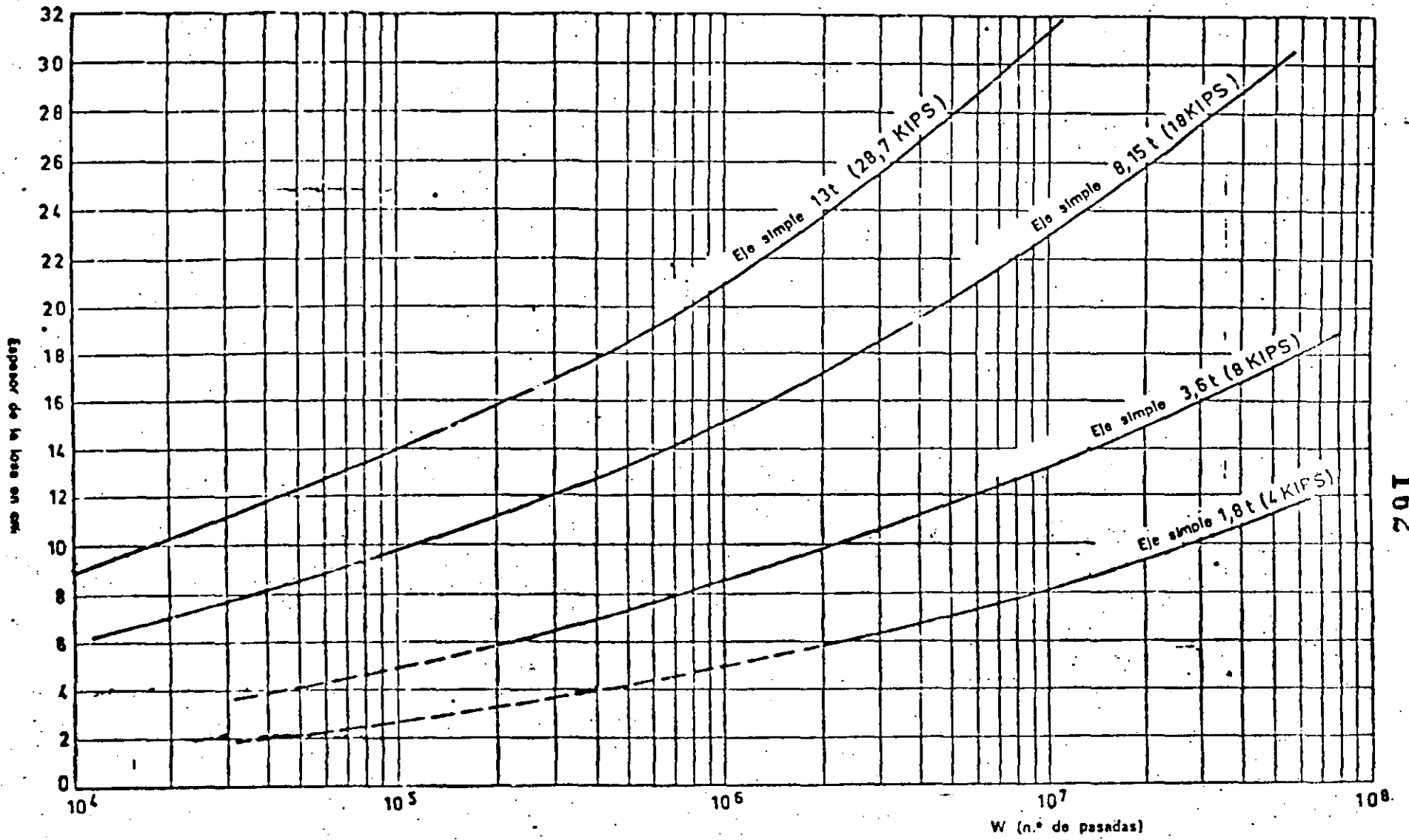


FIG. 32. Cálculo del espesor de la losa de un firme rígido.

162

168

169

169

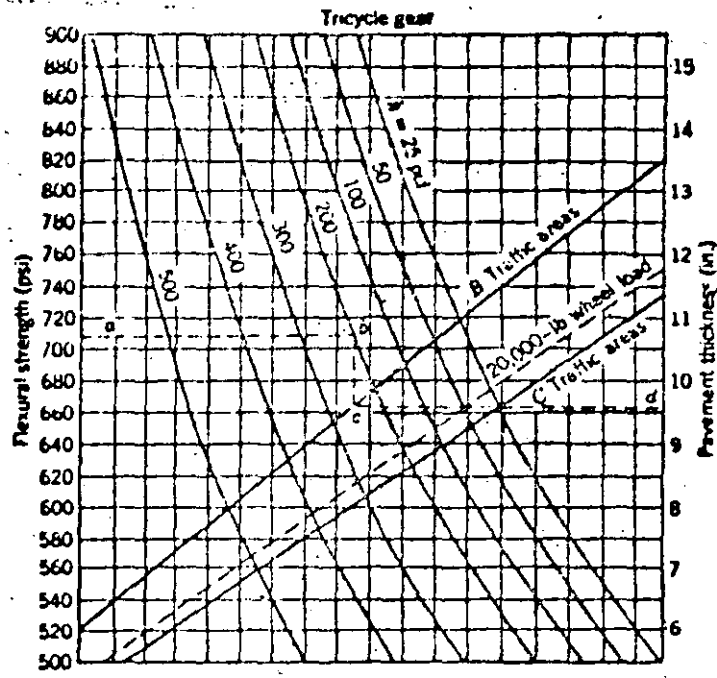
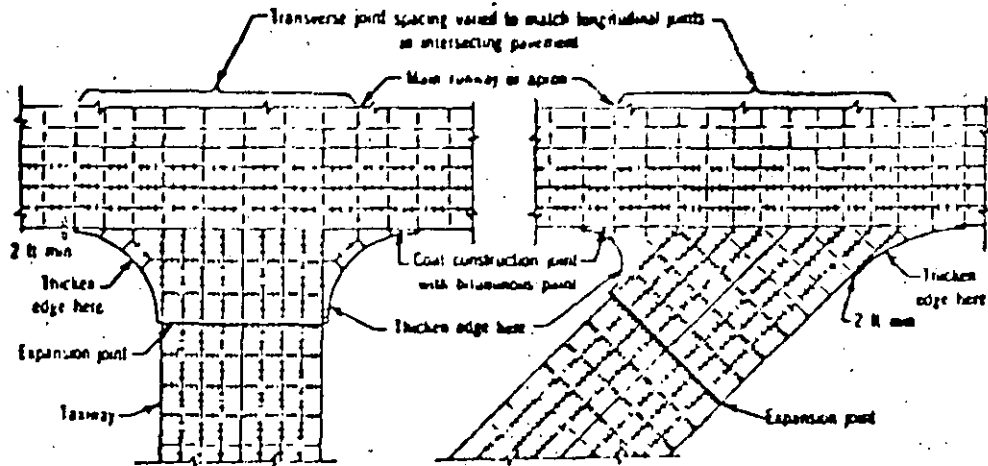


Figure 16.8. Rigid-pavement design curves for light load. (From Corps of Engineers, TM5-824-3.)

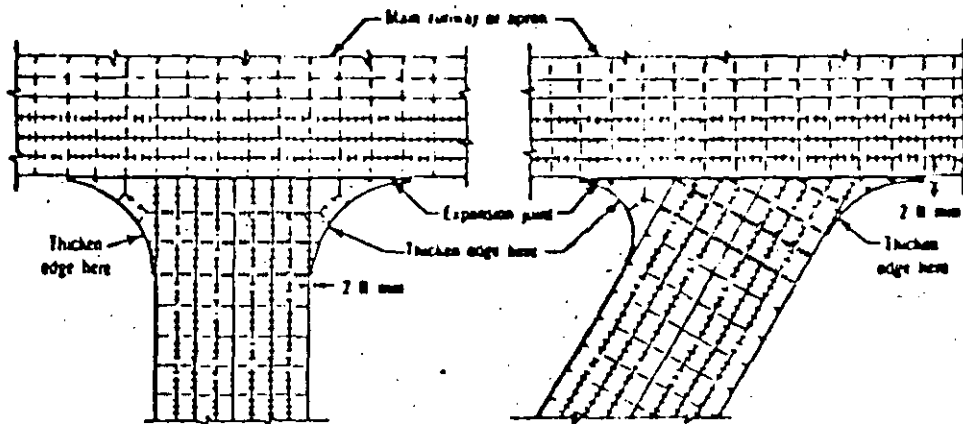
JOINTING AT INTERSECTIONS

16.20 would be disastrous, since the dowels would bind when the concrete of the runway moved.

Use of Reinforcement. Throughout this book reference has been made to three basic slab types (a) plain concrete with short slabs, (b) simply reinforced slabs with relatively long slabs wherein temperature steel and dowels are used, and (c) continuously reinforced concrete pavements.



Layouts Employing United Keyed Construction Joint at Intersection



Layouts Employing Undowled Thickened-Edge Expansion Joint at Intersection

Longitudinal joints laid within 37.5 feet of ker pavement edges
Unreinforced pavements - transverse joints dowelled on each side of expansion joint (reinforced pavements - all transverse joints dowelled).

Legend

- Keyed longitudinal construction joint
- Transverse construction joint
- ==== Keyed longitudinal construction joint with brooms
- Transverse construction joint with dowels
- Longitudinal center joint
- Transverse expansion joint with dowels
- Longitudinal center joint with brooms
- Thickened-edge expansion joint at intersection

Figure 16.20. Joint layout at intersections. (From Portland Cement Association.)

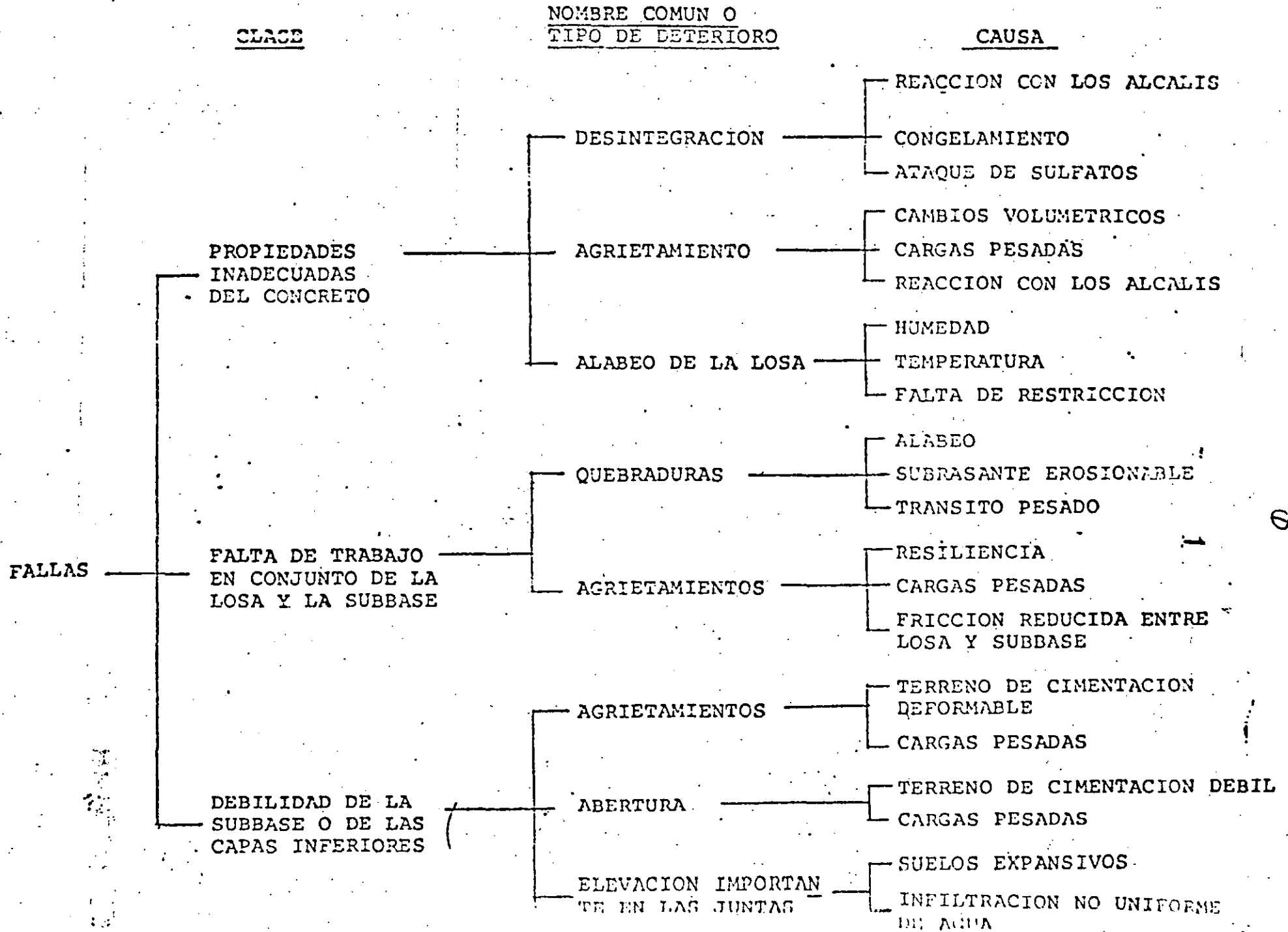
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS

ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE MENCHACA.

JUNIO 1985

CLASIFICACION DE LAS FALLAS EN PAVIMENTOS RIGIDOS



CLASIFICACION DE LAS FALLAS EN PAVIMENTOS FLEXIBLES

CLASE

NOMBRE COMUN O TIPO DE DETERIORO

CAUSA

DEFECTOS EN LA CARPETA ASFALTICA

DESINTEGRACION

ESCASEZ DE ASFALTO
ENDURECIMIENTO DEL ASFALTO
ACCION DEL AGUA

AGRIETAMIENTO

ENDURECIMIENTO DEL ASFALTO
BAJAS TEMPERATURAS
ESCASEZ DE ASFALTO

INESTABILIDAD

EXCESO DE ASFALTO
EXCESO DE AGUA
FALTA DE ADHERENCIA EN LOS AGREGADOS DE TEXTURA LISA

INADECUADA INTERRELACION ENTRE CARPETA Y BASE

GRIETAS POR DESLIZAMIENTO

FALTA DE LIGA ENTRE LAS CAPAS
CARPETA DEMASIADO DELGADA
EFECTO DEL TRANSITO PESADO.

DEBILIDAD EN LA BASE, SUB-BASE O TERRACERIAS

AGRIETAMIENTO

DEFORMACION PLASTICA DE LAS TERRACERIAS
TERRACERIAS FORMADAS POR SUELOS RESILIENTES

ONDULACIONES O SURCOS EN LA CARPETA

DEFORMACION PLASTICA DE LA BASE
BASE CON ESPESOR Y/O CALIDAD DEFICIENTE

AGRIETAMIENTO TOTAL DEL PAVIMENTO

TERRACERIAS DE MALA CALIDAD

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.

REACONDICIONAMIENTO DEL PAVIMENTO EN AEROPUERTOS

PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS

ZONIFICACION

EVALUACION ESTADO SUPERFICIAL

OBTENCION DE DATOS: TRANSITO, CLIMA, ETC.

ESTABLECIMIENTO METODOS DE DISEÑO

EXPLORACION Y MUESTREO

ENSAYES DE LABORATORIO

DETERMINACION DE LOS VALORES INDICED CARACTERISTICOS.

CARACTERIZACION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

TIPIFICACION DE DETERIOROS Y CAUSAS POSIBLES

ESTABLECIMIENTO DE LAS PREMISAS DE DISEÑO

MANIPULACION DE LA INFORMACION OBTENIDA Y ESTABLECIMIENTO DE ALTERNATIVAS DE REHABILITACION

ANALISIS PARA LA SELECCION DE LA ALTERNATIVA MAS ADECUADA

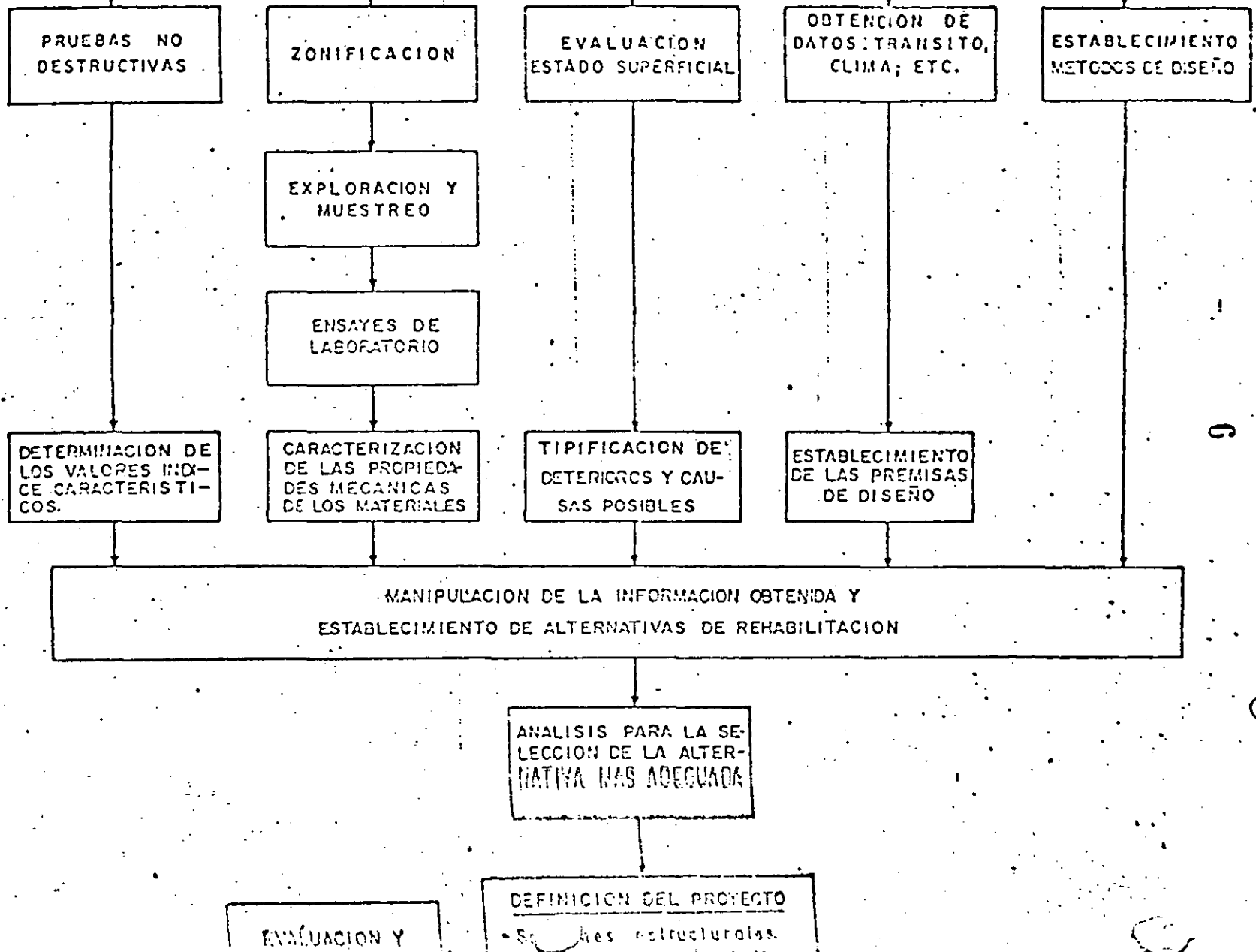
EVALUACION Y RETROALIMENTACION

DEFINICION DEL PROYECTO

- Secciones estructurales.
- Normas y especificaciones de construcción.
- Bancos de materiales.
- Tolerancias.

57

REACONDICIONAMIENTO DEL PAVIMENTO EN CARRETERAS.



$$CPA = \left[C_I + M_1 (FA)_1 + M_2 (FA)_2 - \left(1 - \frac{Y}{X}\right) M_2 (FA)_n \right] (RC)_n + M_y$$

CPA = Costo promedio anual.

C_I = Costo inicial.

M_y = Costo de mantenimiento de rutina anual.

FA = Factor de actualización = $\frac{1}{(1+i)^n}$

i = Interés.

Y = Número de años entre la última rehabilitación mayor y el fin del período analizado.

X = Vida estimada del último esfuerzo.

RC = Factor de recuperación del capital = $\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$

8

METODOS PARA VALUAR EL ESPESOR
REQUERIDO DE SOBRECARPETA

1.- ANALISIS COMPARATIVO ENTRE LA ESTRUCTURA EXISTENTE Y LA RECOMENDABLE, SEGUN UN -- DETERMINADO METODO DE DISEÑO.

2.- ANALISIS DEL PAVIMENTO, A PARTIR DE LA DETERMINACION DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO EN SU CONJUNTO, DETERMINADA POR PRUEBAS REALIZADAS SOBRE LA ESTRUCTURA REAL DEL MISMO.

- MEDICIONES DE DEFLEXIONES.
- PRUEBAS DE PLACA.

TABLE 20.3. Conversion Factors for Several Agencies

Material Type	FAA Equivalency	U.S. Navy Equivalency	U.S. Air Force Equivalency	Portland Cement Association (U.S.)
Flexible Overlays				
1 in. A.C. surface (good condition, bit, overlay)	1.5 in. G.B.	1.0 in. G.B.	1.0 in. G.B.	
1 in. A.C. surface (poor condition)	1.0 in. G.B.			
1 in. A.C. base (good condition, bit, overlay)	1.5 in. G.B.			
1 in. C.T.B. (good condition)	1.5 in. G.B.			
Rigid Overlays				
1 in. P.C.C. (good condition)	1.0 in. PCC	1.0 in. PCC*	1.0 in. PCC*	1.0 in. PCC*
1 in. P.C.C. (initial corner cracking, no progressive cracking)	0.75 in. PCC	0.75 in. PCC*	0.75 in. PCC*	0.75 in. PCC*
1 in. P.C.C. (badly cracked or crushed)	0.35 in. PCC	0.35 in. PCC*	0.35 in. PCC*	0.35 in. PCC*

* These are the C values used in equations 20.9 and 20.10. See Table 20.4.

10

DESCRIPCION DEL MATERIAL.

FACTORES DE CONVERSION.

Terreno natural en todos los casos

0.0

a).- Subrasantes construidas con materiales granulares, con algo de limo o arcilla e $IP \leq 10$

0.0-0.2

b).- Subrasante de suelos muy plásticos con $IP > 10$; estabilizadas con cal.

a).- Bases o subbases granulares bien graduadas con $CBR > 20$, el limite superior se usa si el $IP \leq 6$ y el inferior si $IP > 6$.

0.2-0.3

b).- Subbase y bases de suelo cemento, con materiales con $IP \leq 10$ y poco cemento.

a).- Base granular de alta calidad ($CBR > 80$).

b).- Carpetas asfálticas muy agrietadas y deformadas.

c).- Pavimento de concreto hidráulico roto en piezas menores de 2 pies, se usa el rango superior cuando tiene subbase, limite inferior cuando sólo hay subrasante.

0.3-0.5

d).- Bases de suelo cemento muy agrietadas.

a).- Carpeta y bases asfálticas muy agrietadas pero poco deformadas.

b).- Pavimentos de concreto hidráulico agrietados y con algunas fallas.

0.5-0.7

c).- Bases de suelo cemento poco agrietadas.

a).- Carpetas de concreto asfáltico con pocas grietas y poca deformación.

b).- Bases asfálticas poco agrietadas.

0.7-0.9

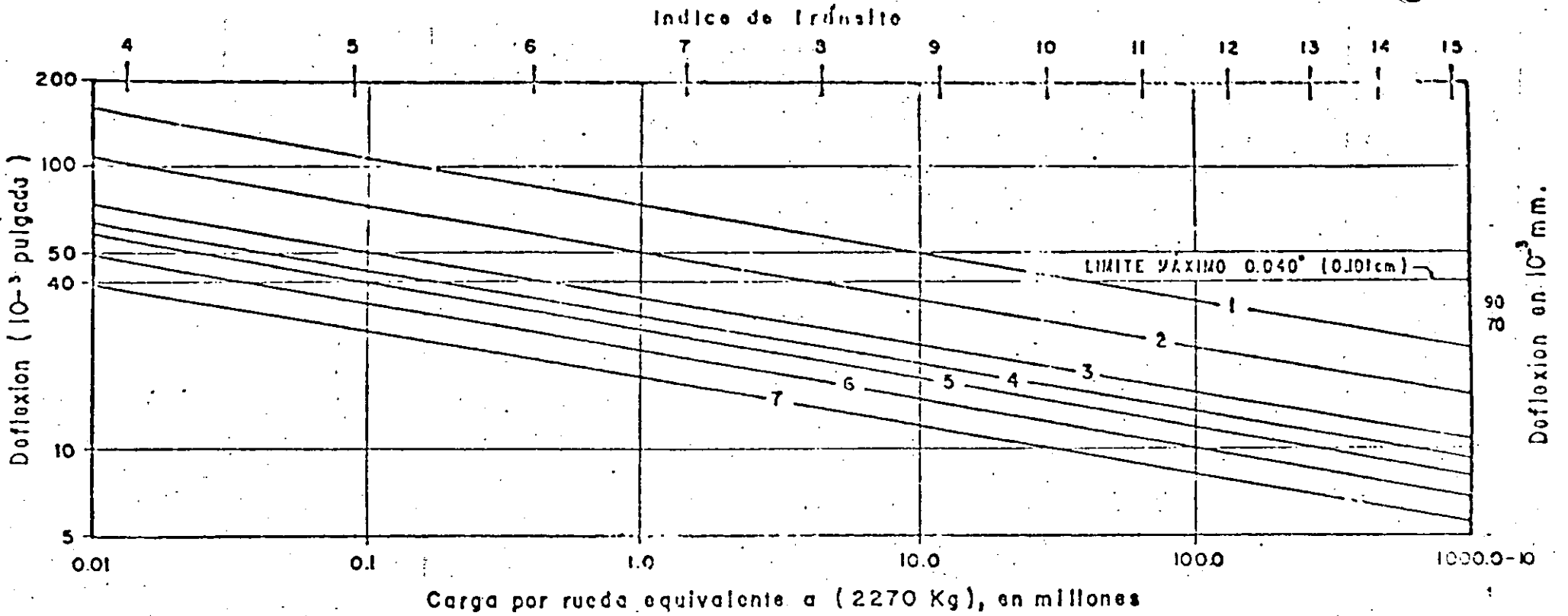
c).- Concreto hidráulico poco agrietado.

a).- Concreto asfáltico incluyendo bases de concreto asfáltico con muy pocas grietas y pocas deformaciones en las huellas de rodada.

0.9-1.0

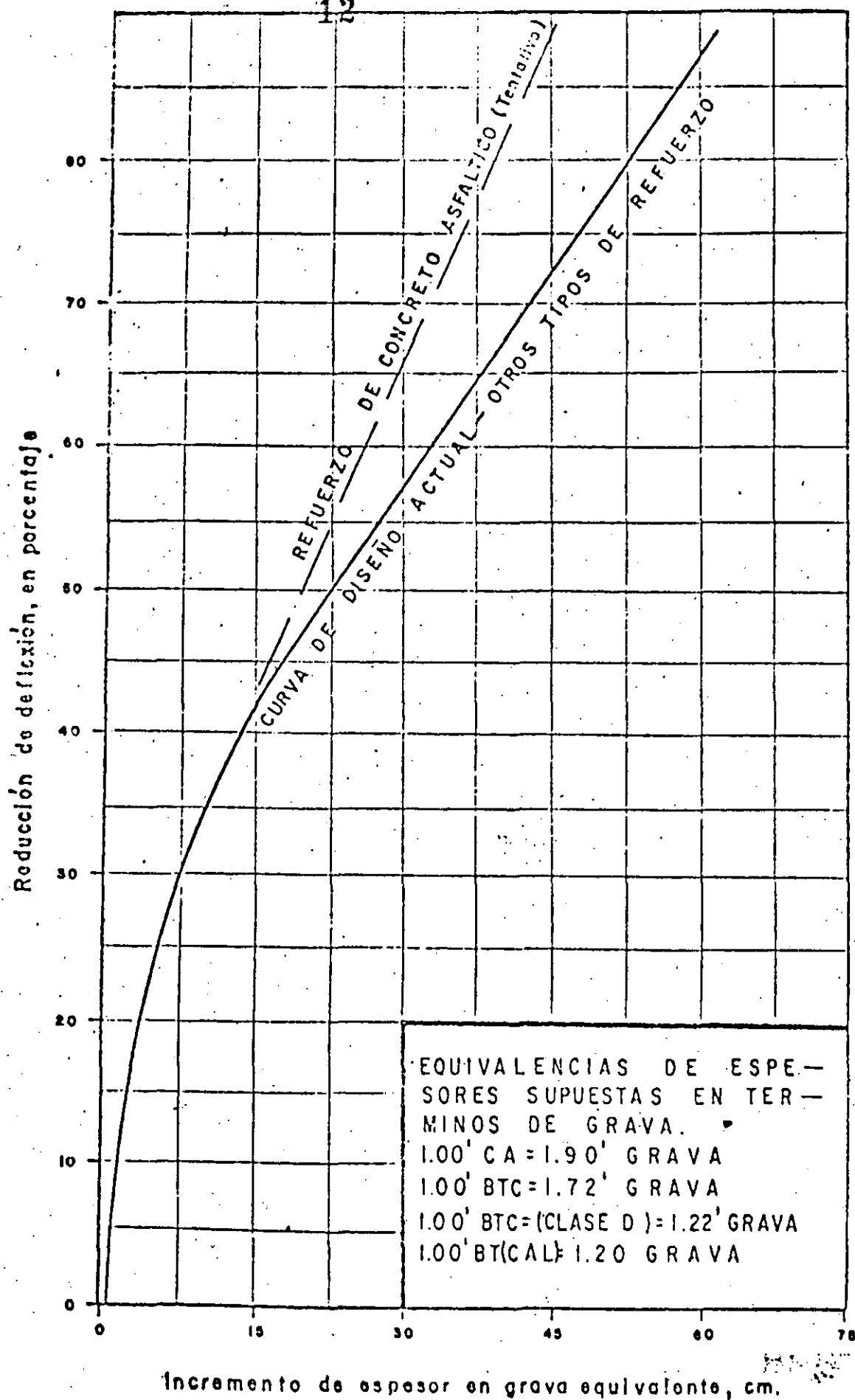
b).- Concreto hidráulico, sellado y pocas grietas.

c).- Base de concreto hidráulico bajo carpeta asfáltica estable, sin bombeo y con pocas grietas reflejadas.



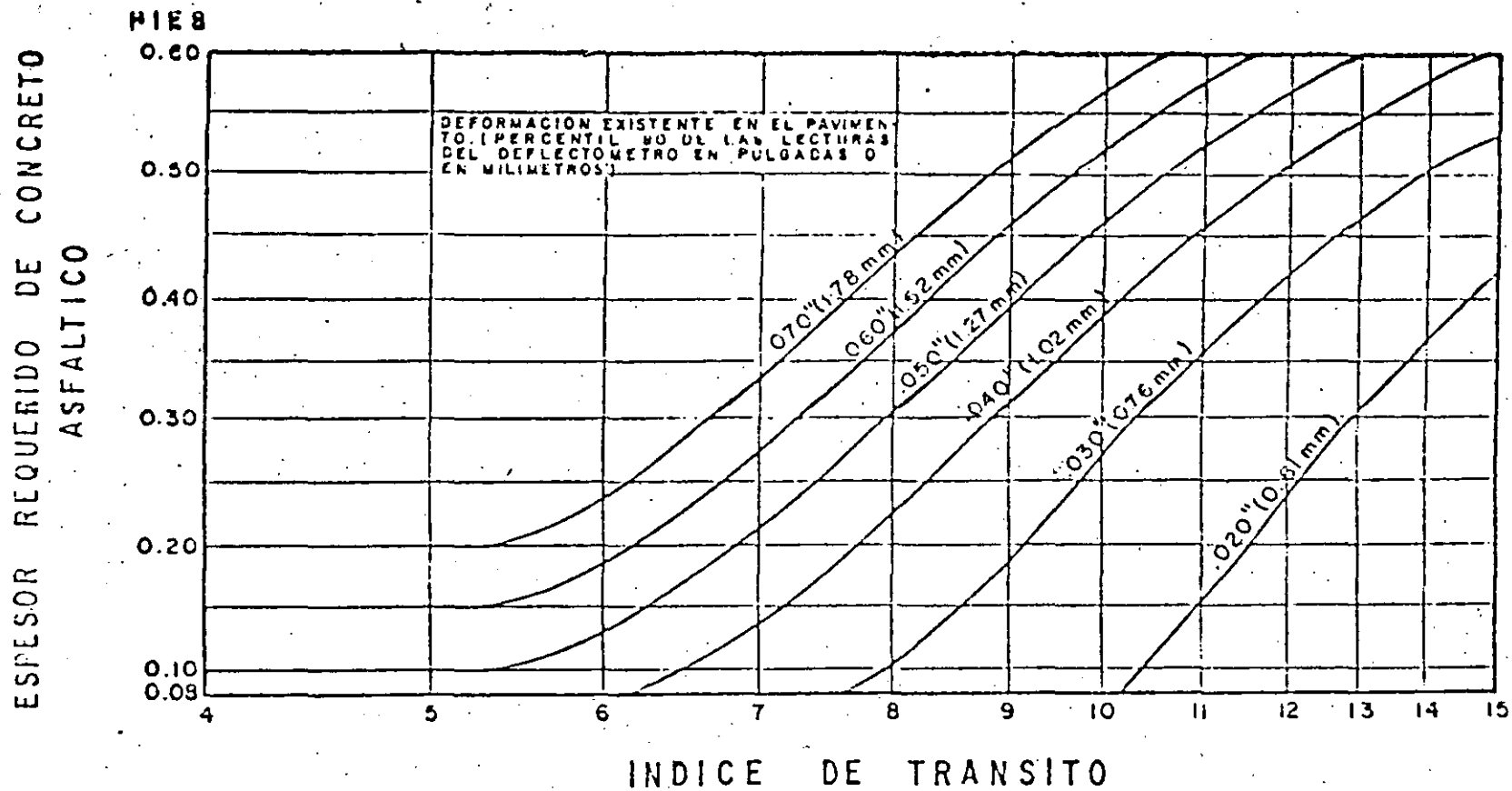
TIPOS DE SUPERFICIES DE RODAMIENTO	Espesor (cm)
1 - Tratamiento Superficial	1.2
2 - Concreto Asfaltico	3
3 - Concreto Asfaltico	6
4 - Concreto Asfaltico	7.5
5 - Concreto Asfaltico	9
6 - Concreto Asfaltico	10
7 - Concreto Asfaltico	15
7 - Base Tratada con Cemento	15

Grafica para la determinacion del nivel tolerable de deflexion en el Metodo de California (1960)



Incremento del espesor de un pavimento (Grava Equivalente) en función del coeficiente de reducción de deflexiones (Método de California) (1955)

GRAFICA PARA DETERMINAR EL ESPESOR DE LA SOBRECARPETA DE CONCRETO ASFALTICO, A PARTIR DE LA DEFLECCION MEDIDA EN EL PAVIMENTO. (CALIFORNIA)



DEFLEXIONES.

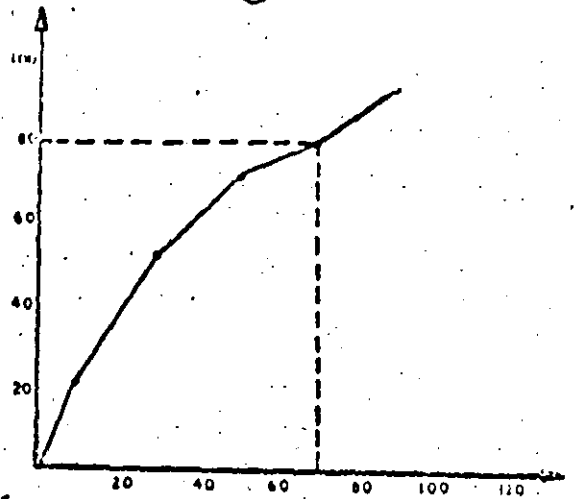
0.040	0.060
0.044	0.040
0.020	0.024
0.088	0.036
0.088	0.032
0.084	0.024
0.072	0.000
0.012	0.016
0.036	0.028
0.024	0.056
0.020	0.016
0.056	0.028
0.076	0.024
0.084	0.016
0.120	0.016
0.100	0.032
0.158	0.048
0.100	0.042
0.080	
0.044	N = 39
0.044	

F	
1 - 20	
21 - 40	
41 - 60	
61 - 80	
81 - 100	
101 - 120	
121 - 140	
141 - 160	

14

%

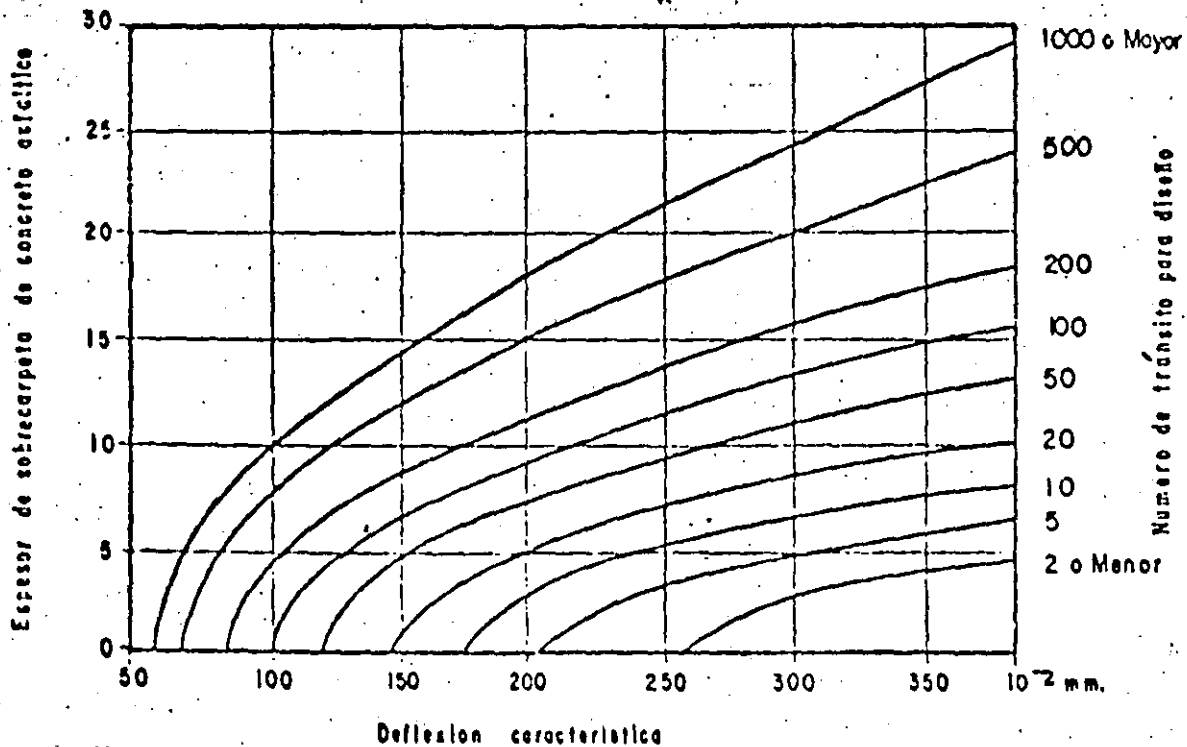
8	20.5
12	31
8	20.5
3	8
6	15
1	2.5
<hr/>	
1	2.5
39	



De la fig. 25 la corrección por temperatura será:
 espesor de la carpeta h = 11cms.
 temperatura 26°C.
 $f_c = 0.8$
 $P_{80c} = 0.8 \times 0.7 = 0.56$

Fig. 25

a. - ANALISIS ESTADISTICO PARA LA OBTENCION DE LA DEFLEXION.



b - Espesores de sobrecarpeta de refuerzo, en función de la deflexión característica del pavimento, según el Instituto Norteamericano del Asfalto. (197)

GRAFICA A

GRAFICA B

GRAFICA C

CARPETA ASFALTICA

BASE HIDRAULICA

CAPA SUBRASANTE
(MATERIALES SELECCIONADOS)

SUB BASE

TERRACERIAS

CARRERA N° _____ NOMBRE _____
 ORIGEN _____ FECHA _____

OBSERVADOR _____

ANTECE- DENTES	CALIFICACION INICIAL																			
	SUPERFICIE DE RODAMIENTO	SELLO																		
		CARPETA																		
	BASE N.																			
AÑOS DE SERVICIO																				

K I L O M E T R A J E _____

SECCION N° _____

CALIFICACION ACTUAL DEL PAVIMENTO	EXCELENTE	5																		
	MUY BUENO	4																		
	BUENO	3																		
	REGULAR	2																		
	HALO	1																		
	MUY MALO	0																		
	INTRANSITABLE	0																		
CALIFICACION ACTUAL																				

PAVIMENTO ACEPTABLE	SI																			
	NO																			
	DUOSO																			

DESCRIPCION DAÑOS	N= Ninguno, L= Ligero, F= Fuerte	N	L	F	N	L	F	N	L	F	N	L	F	N	L	F	N	L	F	N	L	F	
	DEFORMACION	Longitudinal																					
		Transversal																					
	GRIETAS																						
	BACHES	Abiertos																					
		Tapados																					
ZONAS LLORADAS																							
DESPRENDIMIENTO SELLO																							

NOTA N° _____

DEFLEXIONES

ESTRUCTURA PAVIMENTO

ESTRUCTURA PAVIMENTO

DEFLEXIONES

+100 +200 +300 +400 +500 +600 +700 +800 +900

FIGURA N.º 7

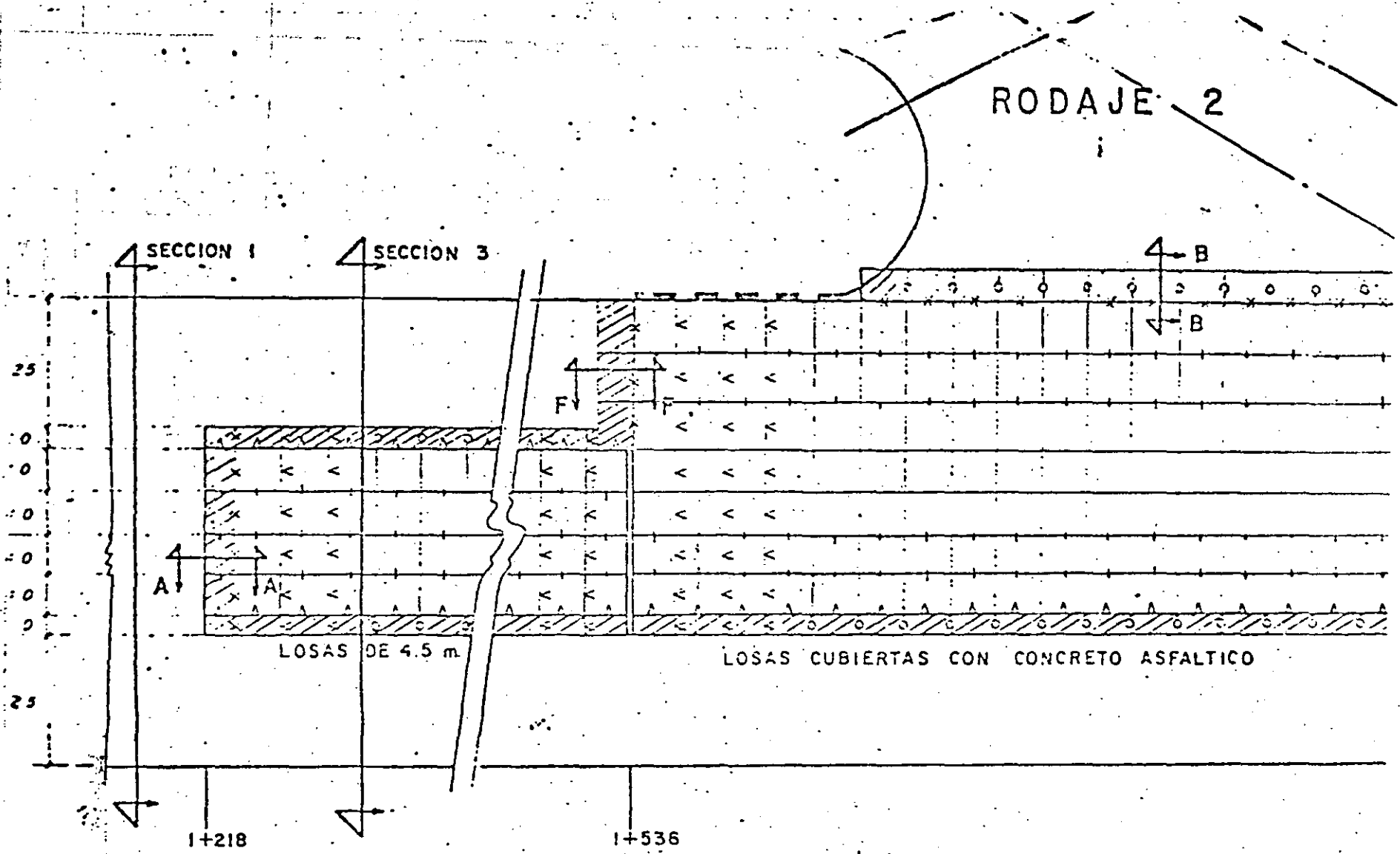
18

(9)

TABLA I-1

CONDICIONES SUPERFICIALES DEL PAVIMENTO RIGIDO										
Aeropuerto: _____										
Elemento: _____										
Observador: _____										
Fecha: _____										
0: Ninguna 1: Menor 2: Moderada 3: Mayor 4: Severa	TIPO CRIETA	Longitudinal.								
		Transversal.								
		Escamosa o Costrosa.								
		En Esquina.								
		En Orilla								
		Astillamiento o Desconchamiento.								
		Desintegración del Concreto.								
		Hundimientos Diferenciales								
		Bombeo								
		Losas que se botan								
10 } Muy Bien 9 } A	Pérdida del sello de la junta.									
	Grietas sin Sellar.									
8 } Bien 7 } B	Cortes en el Pavimento									
	Parches									
6 } Regular 5 } C	Reconstrucción Localizada.									
	Rugosidad Superficial									
4 } Pobre 3 } D	Drenaje Superficial.									
	Sub drenaje.									
2 } Muy Pobre 1 } E	Condiciones Generales									
	Efectos de las turbinas en el Sello de las Juntas.									
Defectos en la Superficie										
Acumulacion de Caucho.										
Trabajos Requeridos										
Observaciones Drenaje: _____										

Observaciones: _____										



PISTA 18-36

(2)

RODAJE 2

SECCION 1

SECCION 3

B

B

A

LOSAS DE 4.5 m.

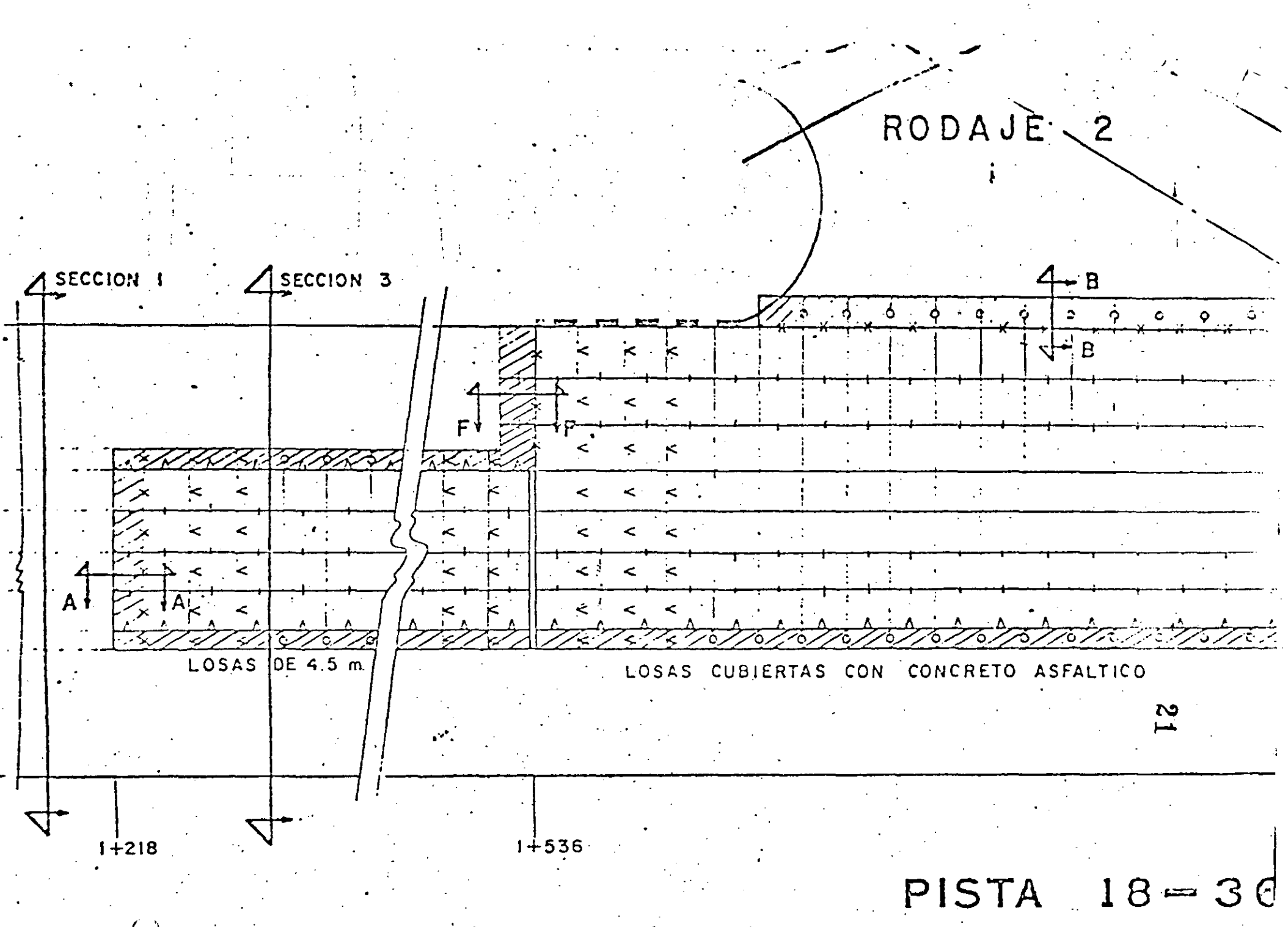
LOSAS CUBIERTAS CON CONCRETO ASFALTICO

1+218

1+536

21

PISTA 18-30



TRABAJOS DE REHABILITACION DE PAVIMENTOS RIGIDOS

(20)

TIPOS	APLICACION
<ul style="list-style-type: none"> - RESTAURACION DE JUNTAS - CALAFATEO DE GRIETAS 	MEJORAR LA FUNCION DE LAS JUNTAS E IMPERMEABILIZAR
<ul style="list-style-type: none"> - TRATAMIENTOS SUPERFICIALES <ul style="list-style-type: none"> RANURADO REBAJADO PRODUCTOS QUIMICOS 	CORREGIR TEXTURA Y MEJORAR RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO.
<ul style="list-style-type: none"> - RECONSTRUCCION DE LOSAS, INTEGRAL O PARCIAL 	RESTITUIR ESTRUCTURA
<ul style="list-style-type: none"> - SOBRECARPETAS ASFALTICAS O REFUEZO DE CONCRETO HIDRAULICO 	MEJORAR TEXTURA Y DERRAPAMIENTO. REFUEZO ESTRUCTURAL
<ul style="list-style-type: none"> - MODERNIZACIONES Y RECONSTRUCCION 	ADECUAR PARA TRANSITO MAS PESADO Y MAS IMPORTANTE. MEJORAR ALINEAMIENTO Y DRENAJE.

TRABAJOS DE REHABILITACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

23

TIPO

APLICACION

- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

RANURADO

CORREGIR TEXTURA Y MEJORAR RESISTENCIA AL DERRAMAMIENTO.

REBAJADO

PRODUCTOS QUIMICOS

CALAFATEO

RELLENO DE GRIETAS

SLURRY SEAL

RIEGOS DE SELLO

CORREGIR TEXTURA Y DERRAMAMIENTO, IMPERMEABILIZAR, MEJORAR APARIENCIA.

- BACHILLO

SUPERFICIAL

CORREGIR FALLAS DE CARPETA.

PROFUNDO

CORREGIR AREAS DEBILES

- RENIVELACIONES

CORREGIR DEFORMACIONES

- RECICLADO

CORREGIR FALLAS DE CARPETA, REJUVENECERLA Y FORZARLA.

- SOBRECARPETA

REFUERZO, ESTRUCTURAL Y CONTRA FATIGA.

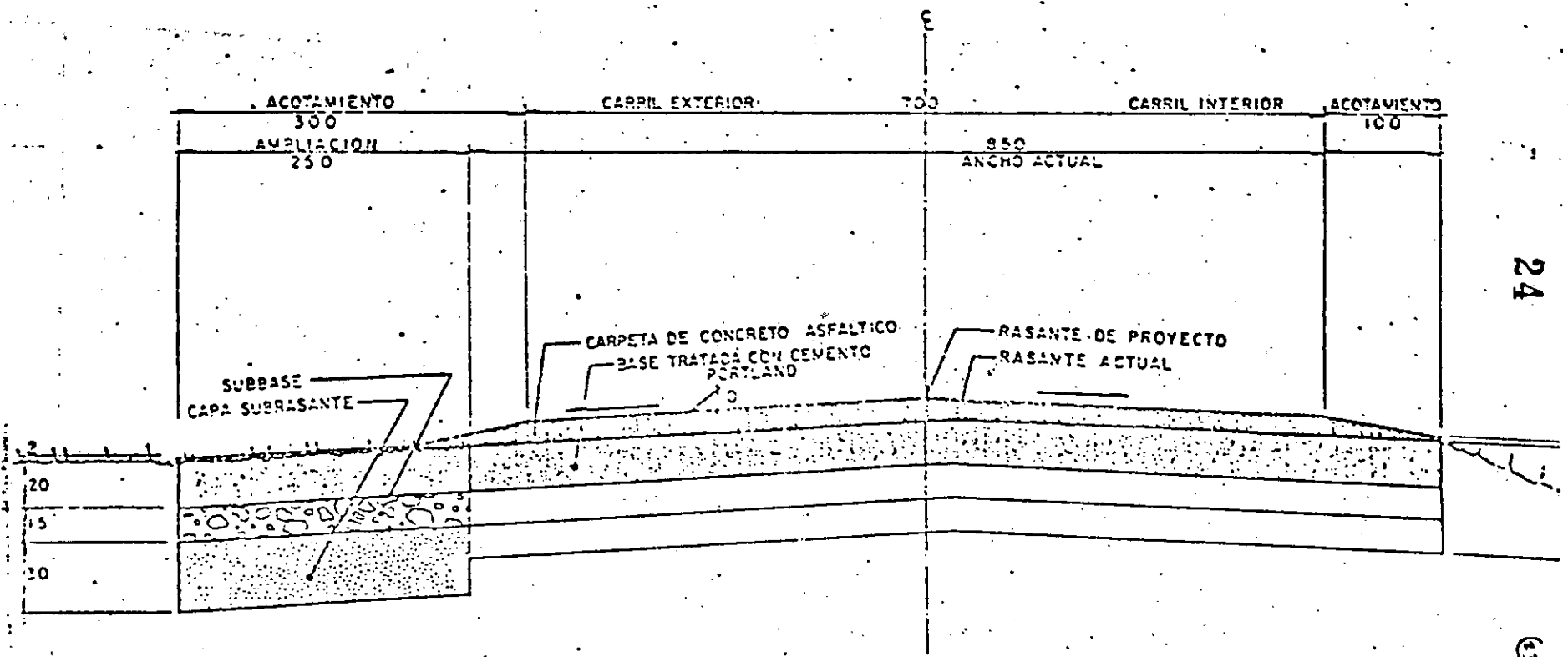
- MODERNIZACIONES

ADECUAR PARA TRANSITO -- MAS IMPORTANTE, AMPLIACIONES Y RECTIFICACIONES MEJORAR DRENAJE.

- RECONSTRUCCION

ADAPTACION PARA UN TRANSITO MAS PESADO.

ESTRUCTURA TIPICA DEL PAVIMENTO EN EL CUERPO ACTUAL



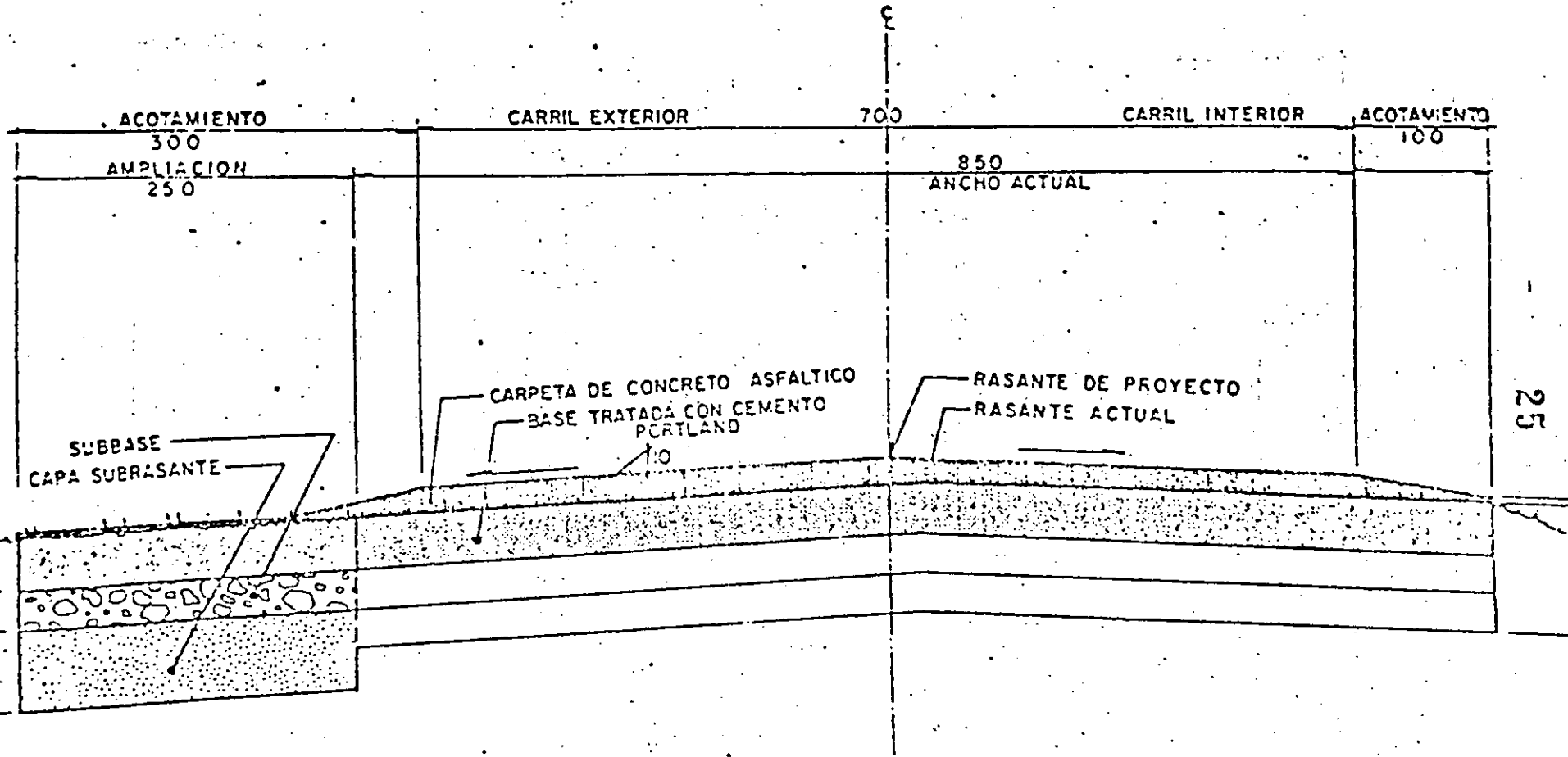
24

Acotaciones en centímetros

ESC. HOR. 1:30
VER. 1:25

(3)

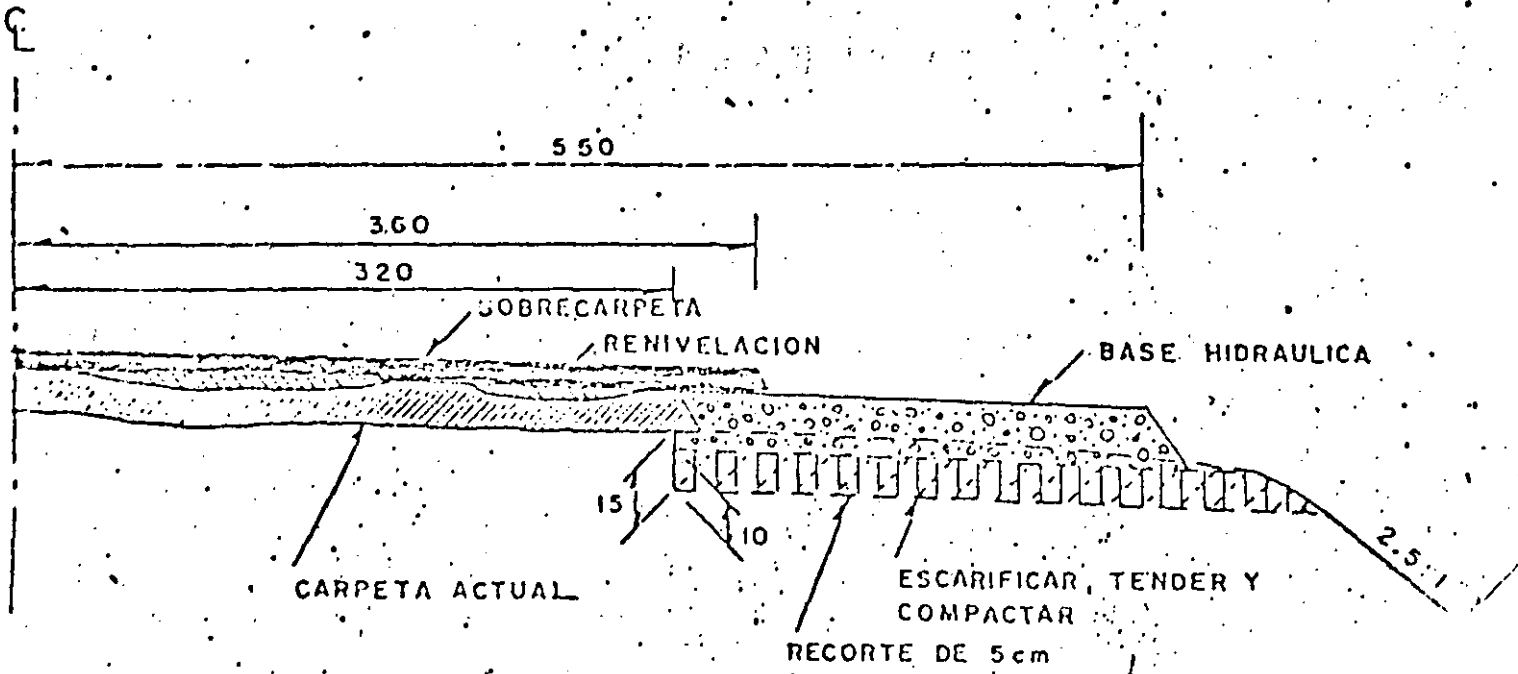
ESTRUCTURA TIPICA DEL PAVIMENTO EN EL CUERPO ACTUAL













Acotaciones en centímetros

ESC. HOR. 1:50
VER. 1:25

SECCION III



C L A V E

-  DESPALMAR LOS 15 cm SUPERIORES DEL TALUD DEL TERRAPLEN ACTUAL O RECORTAR 5 cm SUPERIORES BAJO EL ACTAMIENTO ACTUAL
-  RECORTAR UN ESCALON BAJO EL NIVEL SUPERIOR DEL ACOTAMIENTO, EMPEZANDO A 3.20 m DEL C Y HACIA FUERA.
-  COLOCAR EN LA AMPLIACION EL MATERIAL RECORTADO DEL ESCALON ANTERIOR Y COMPACTADO A 90%.
-  COMPLETAR LA AMPLIACION HASTA EL NIVEL DEL ACOTAMIENTO, UTILIZANDO MATERIAL DE CAPA SUBRASANTE Y COMPACTANDOLO AL 95 %
-  ESCARIFICAR
-  EXTENDER Y RECOMPACTAR HASTA ALCANZAR EL 95% DE COMPACTACION
-  BASE HIDRAULICA COMPACTADA AL 100 %
-  RENIVELACION CON MEZCLA ASFALTICA
-  CARPETA ACTUAL
-  SOBRECARPETA O CARPETA DE CONCRETO ASFALTICO

EVALUACION

MEDICION PERIODICA DE LAS CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL PAVIMENTO:

- CAPACIDAD ESTRUCTURAL
- RUGOSIDAD
- DETERIOROS
- RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO

CAPTA Y TRANSMITE INFORMACION ACERCA DE LA FORMA EN QUE EL PAVIMENTO CUMPLE CON SUS FUNCIONES.

PERMITE: COMPROBAR LAS PREDICCIONES DEL PROYECTO-PROGRAMAR LOS TRABAJOS DE REHABILITACION-MEJORAR LOS MODE--
LOS DE DISEÑO-MEJORAR TECNICAS DE CONSTRUCCION Y
DE MANTENIMIENTO, PRONOSTICAR LA VIDA UTIL DEL PA
VIMENTO:

GENERAL CONCEPTS OF PAVEMENT EVALUATION

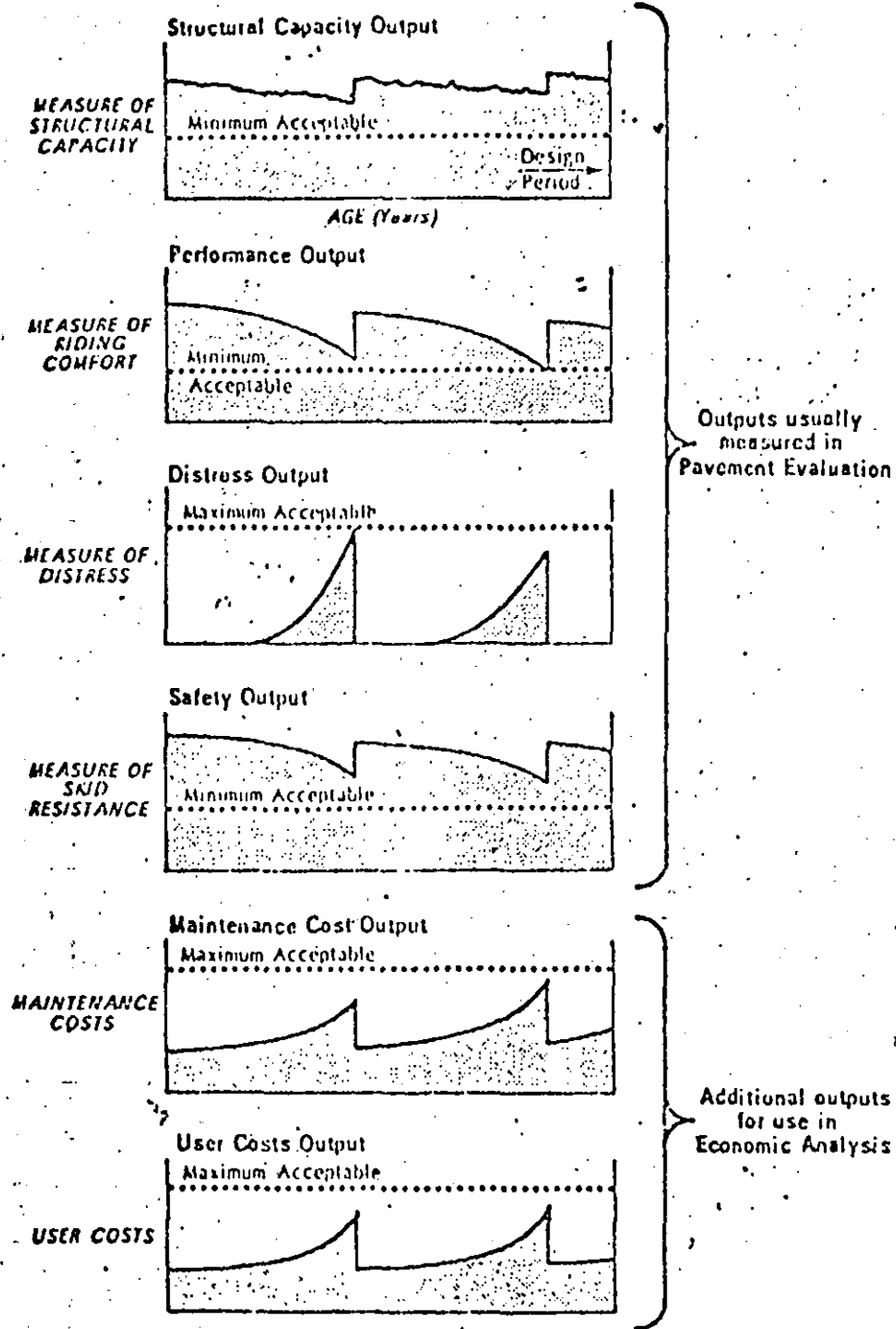
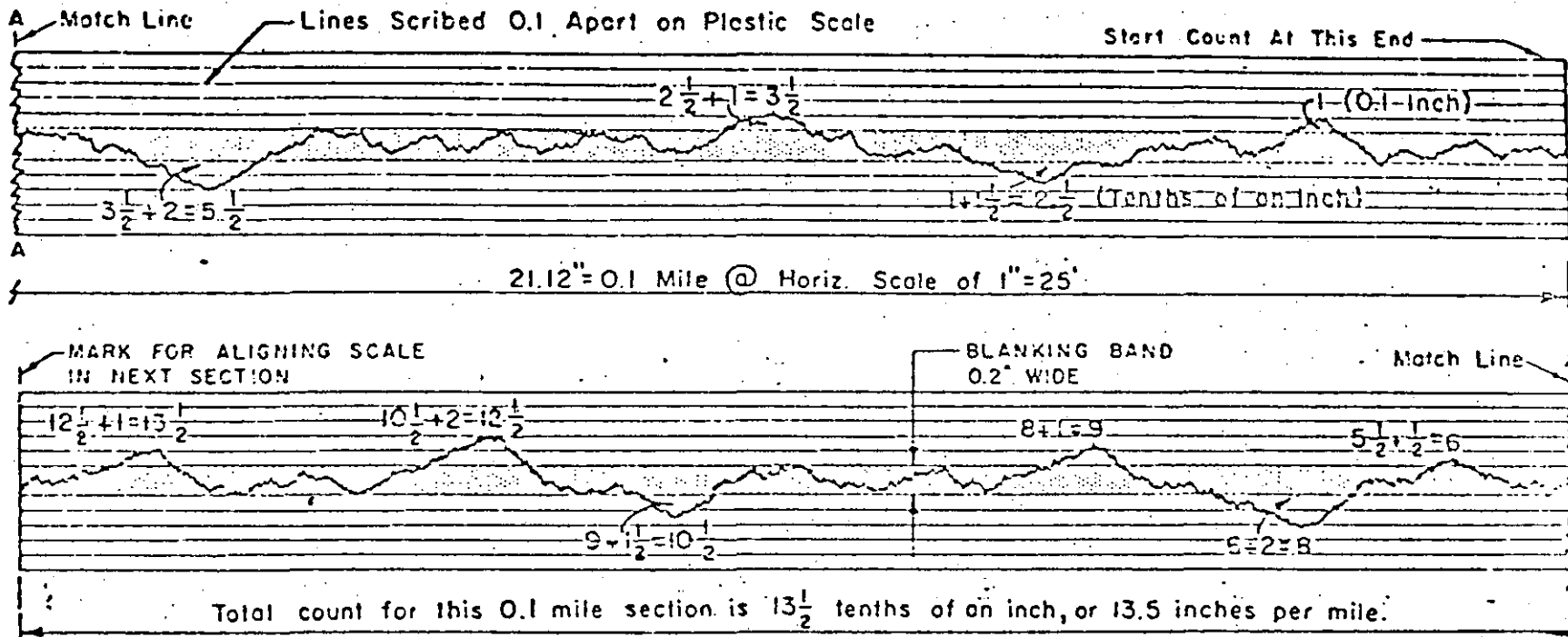


Figure 6.1 Major types of pavement outputs.

EXAMPLE SHOWING METHOD OF DERIVING PROFILE INDEX FROM PROFILOGRAMS



29

TYPICAL CONDITIONS

SPECIAL CONDITIONS

Scallops are areas enclosed by profile line and blanking band. (Shown crosshatched in this sketch)

Small projections which are not included in the count.

Rock or dirt on the Pavement. (Not counted)

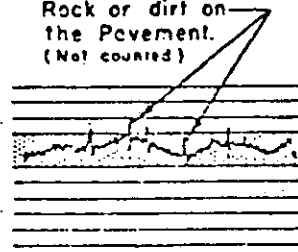
Double peaked scallop. (Only highest part counted)



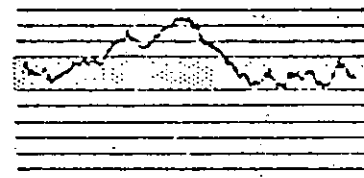
A



B

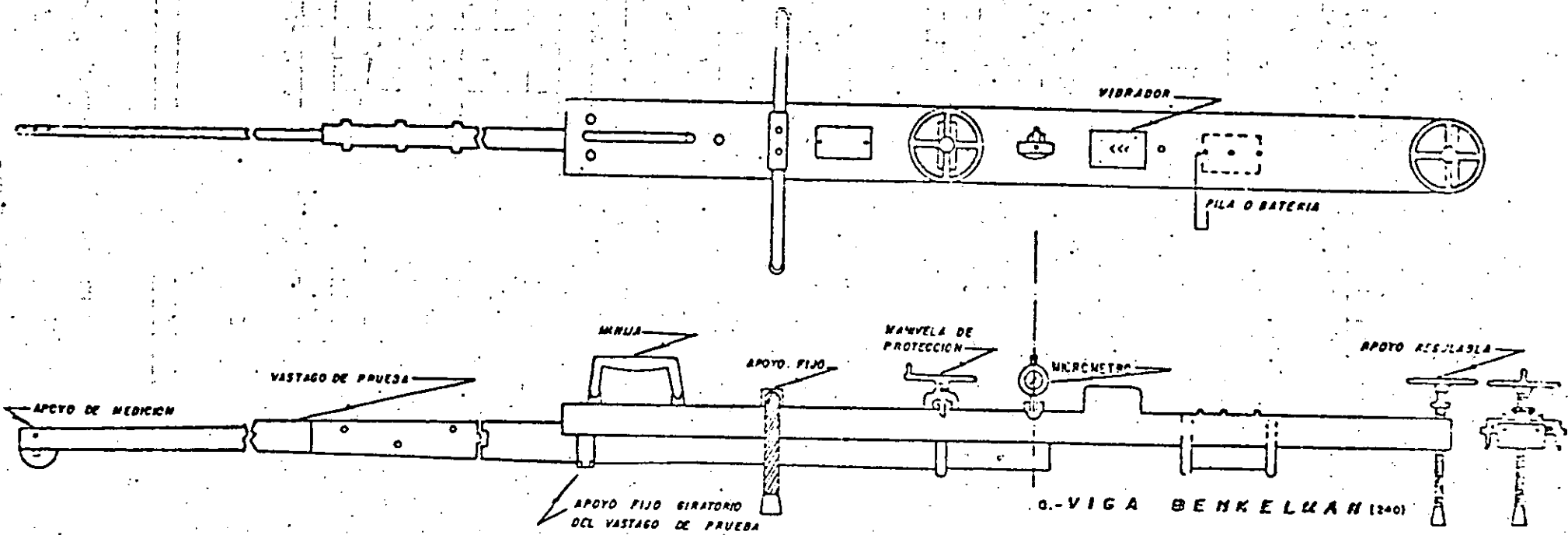


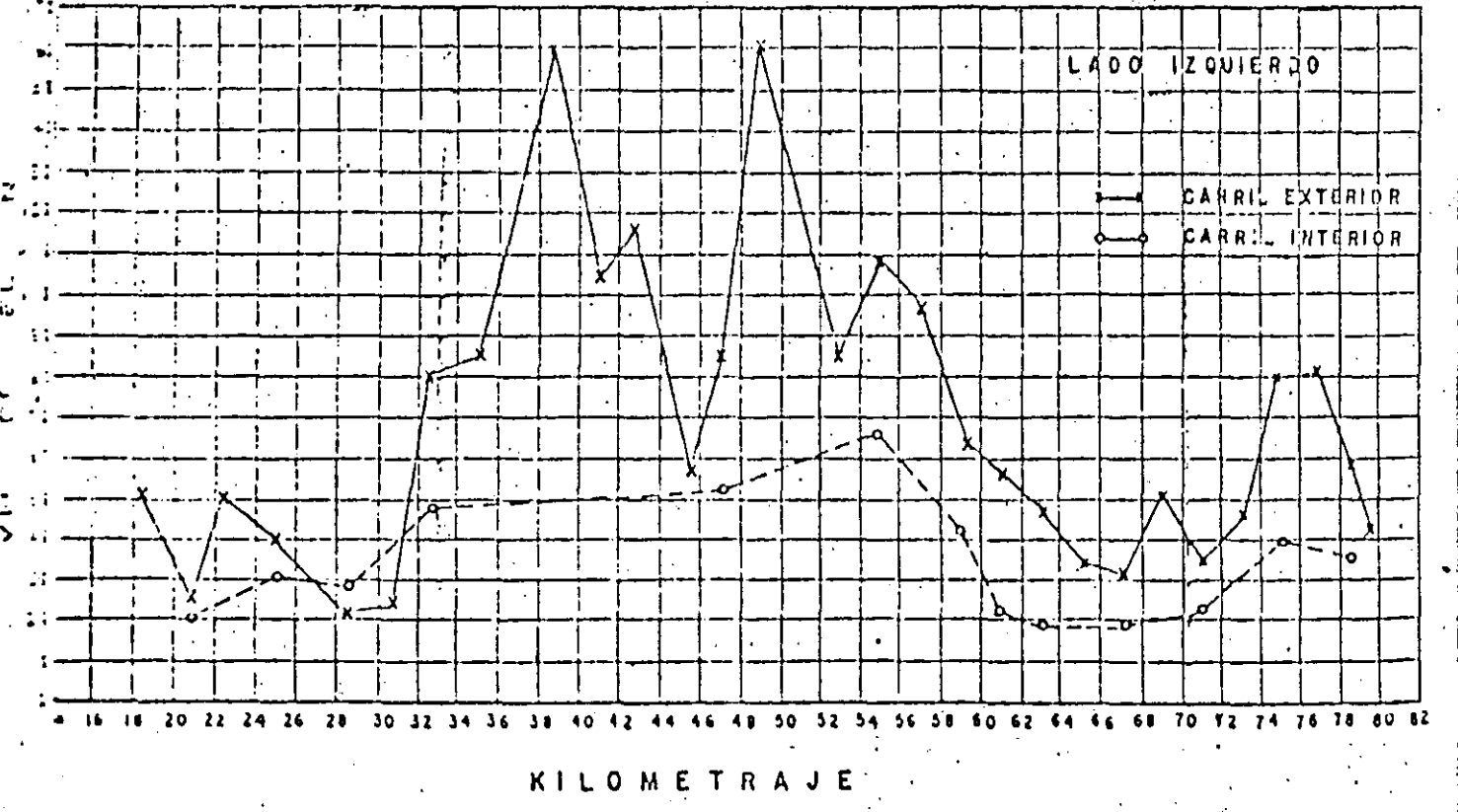
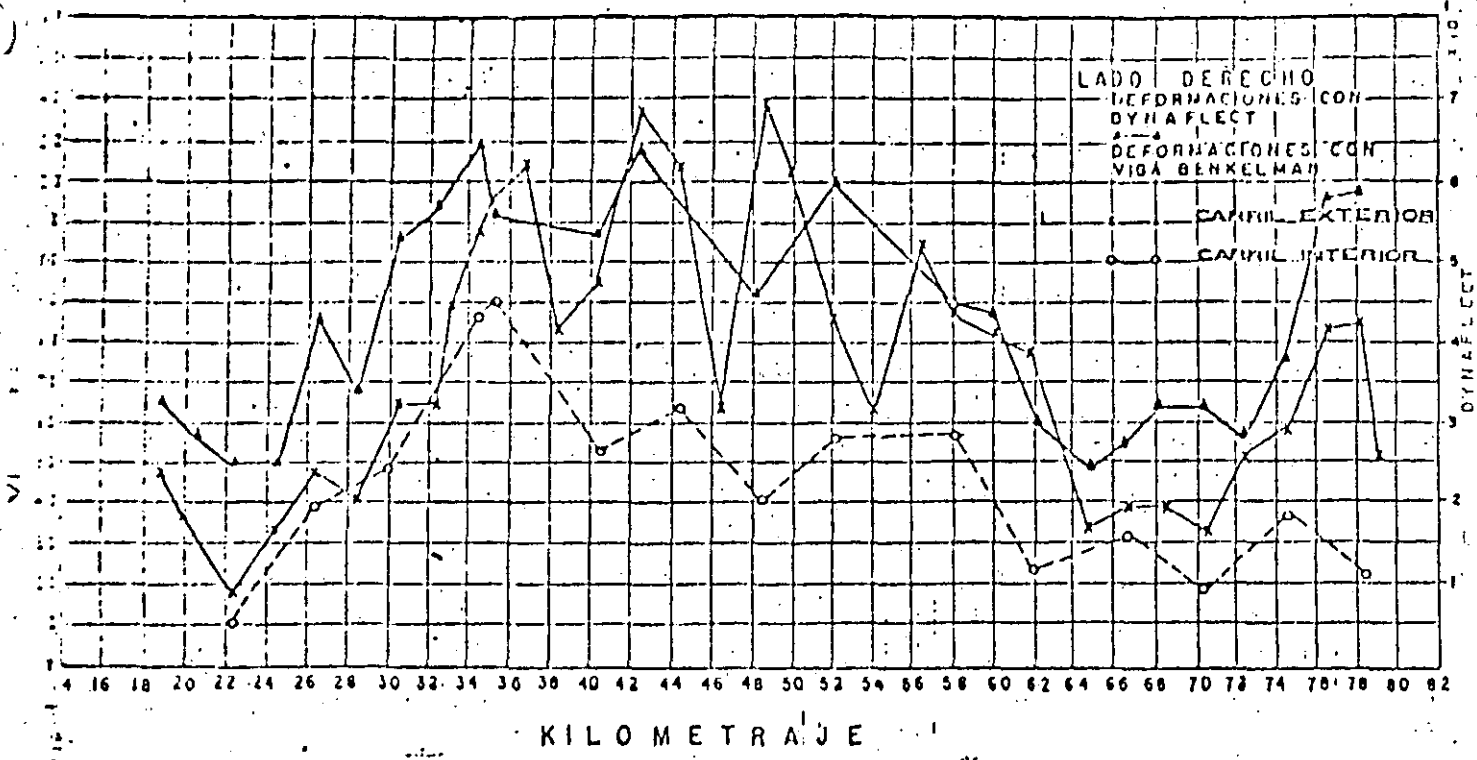
C



D

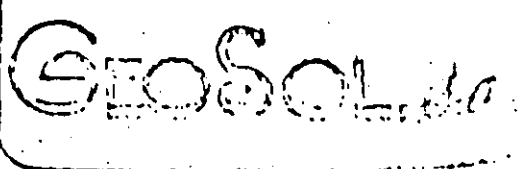
FIGURE I

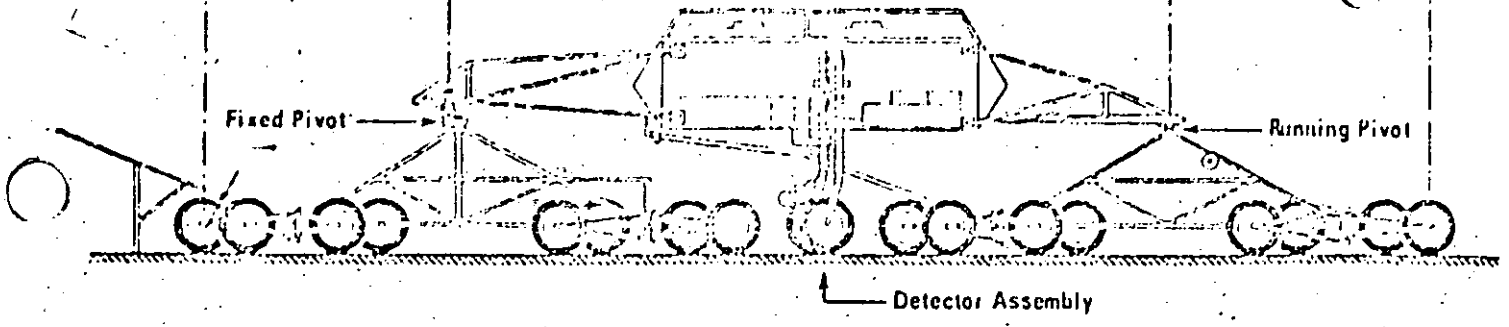




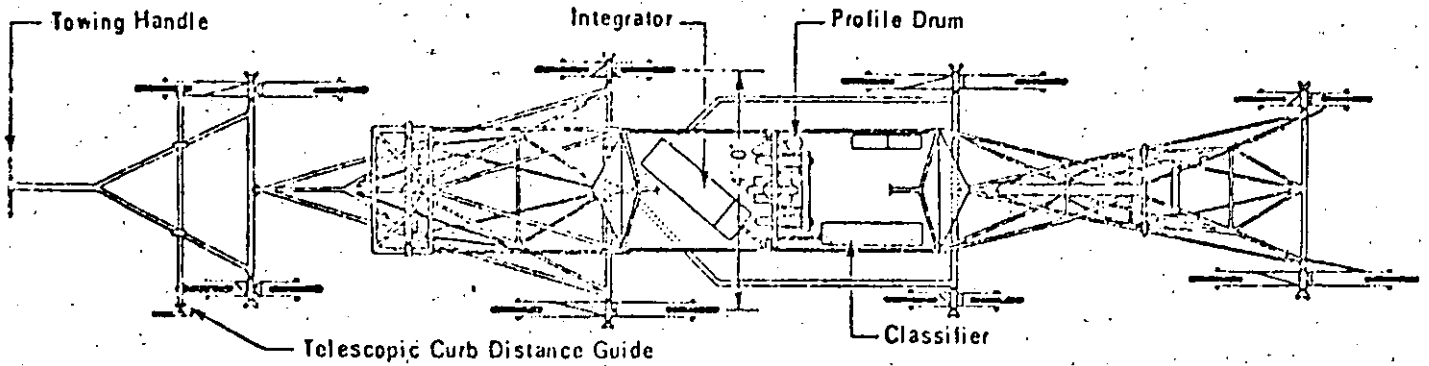
AUTOPISTA MEXICO - CUERNAVACA

VARIACION DE LAS DEFORMACIONES CARACTERISTICAS
HECHAS CON VIGA BENKELMAN BAJO UNA CARGA
DE 10 TON POR M2 (1000 KG POR M2)
Y CON INSTRUMENTO DYNAFLECT.

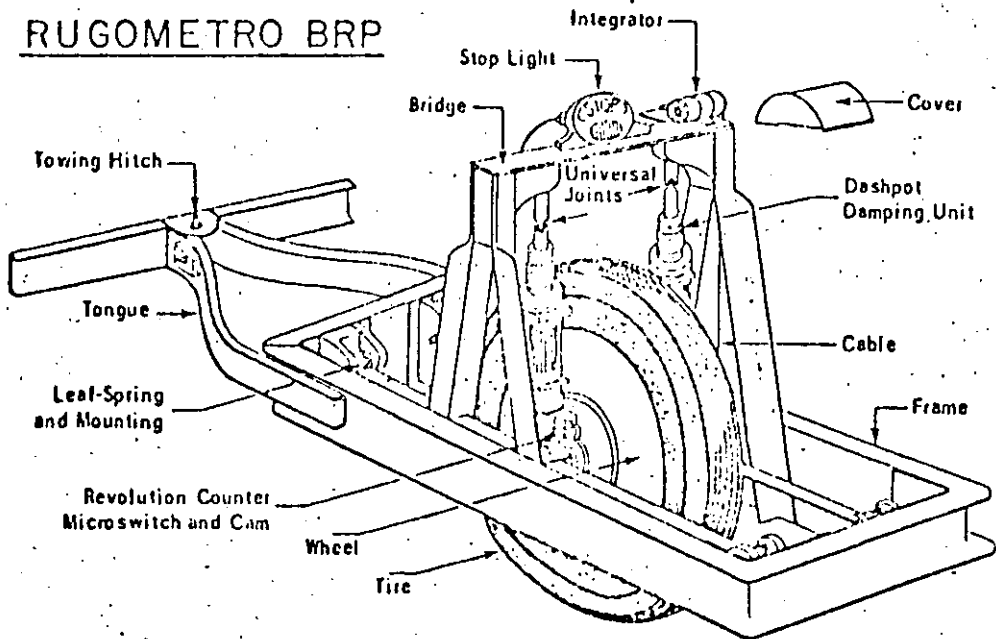




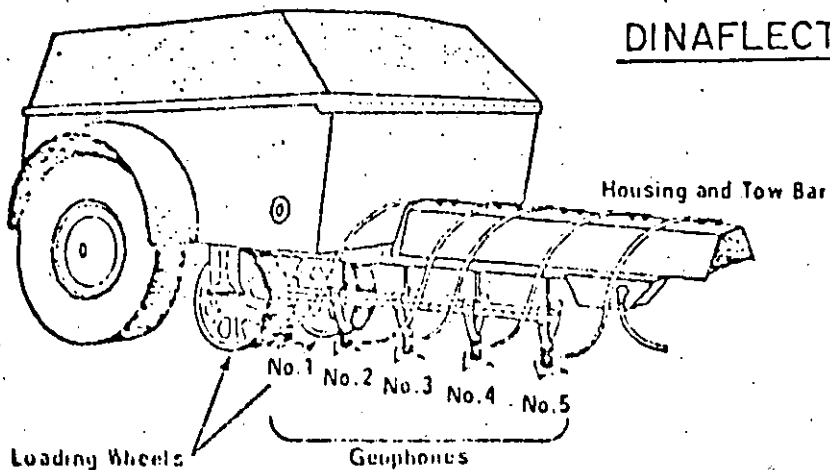
PERFILOGRAFO RRL



RUGOMETRO BRP



DINAFLECT



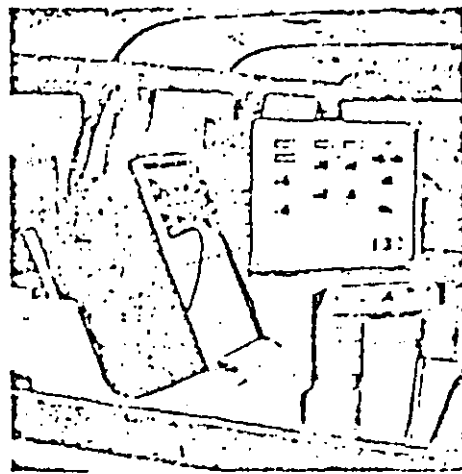
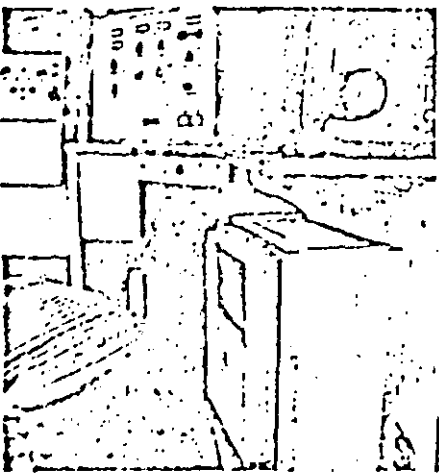
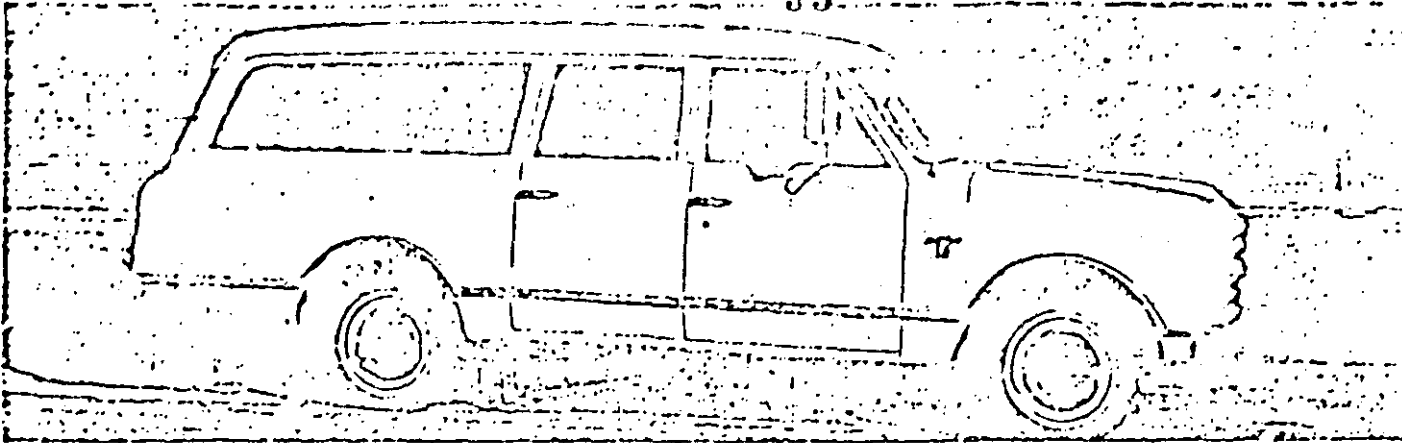


Fig. 16-53. General Motors Road Profiler. (From Ref. 36)

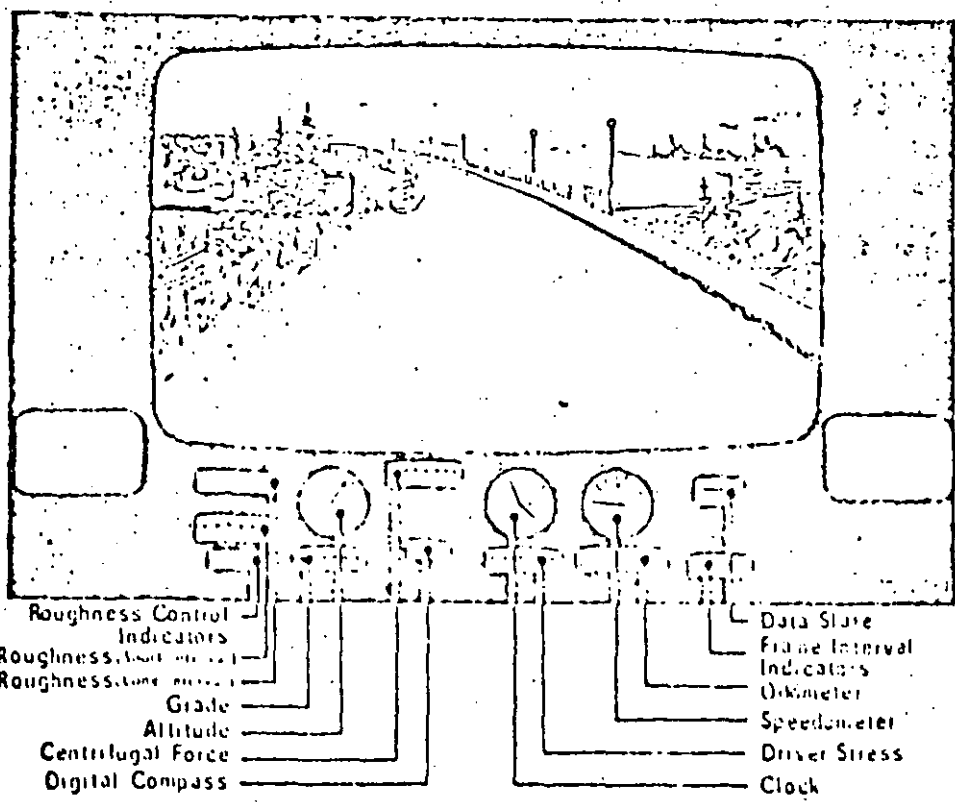
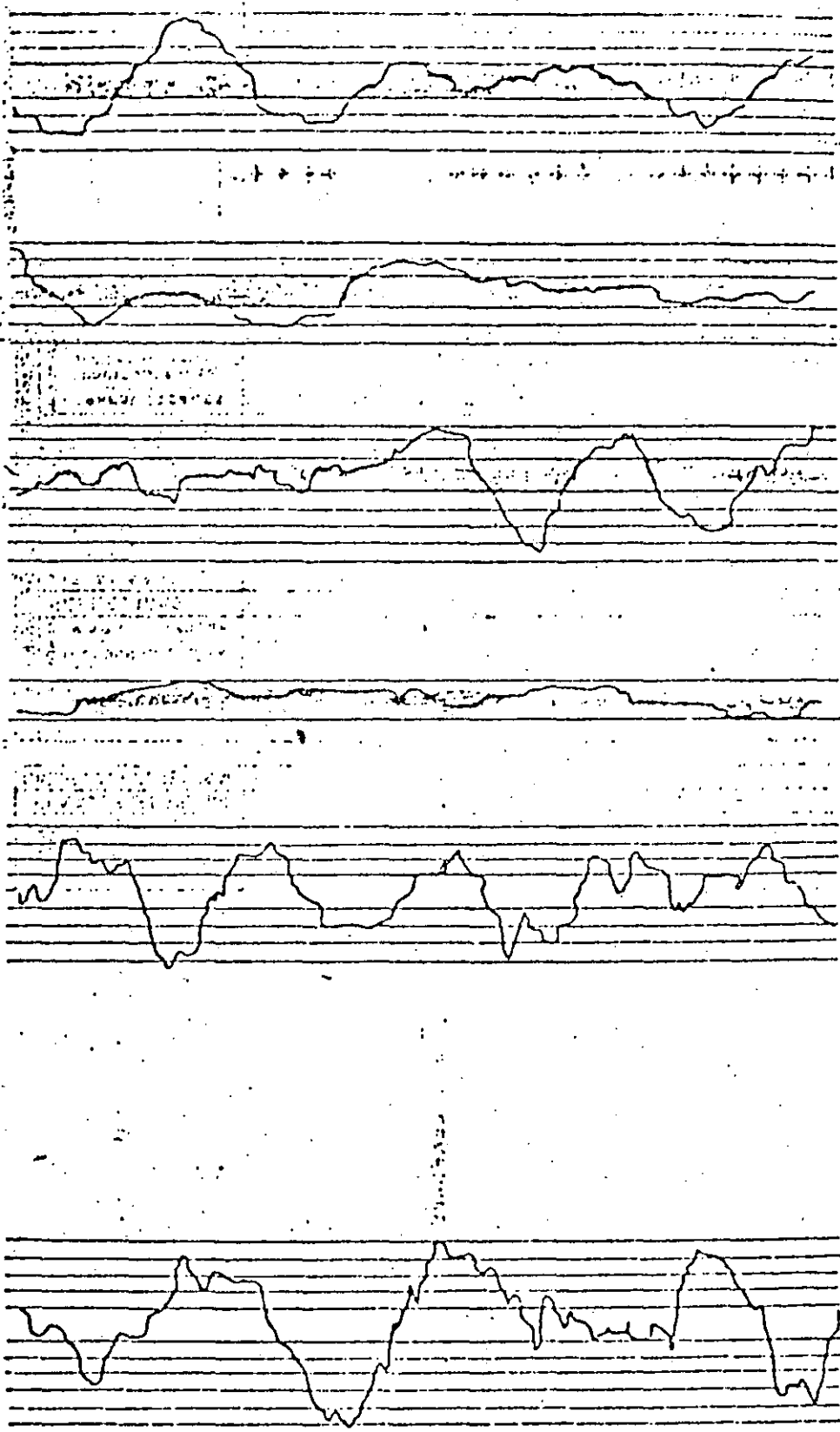


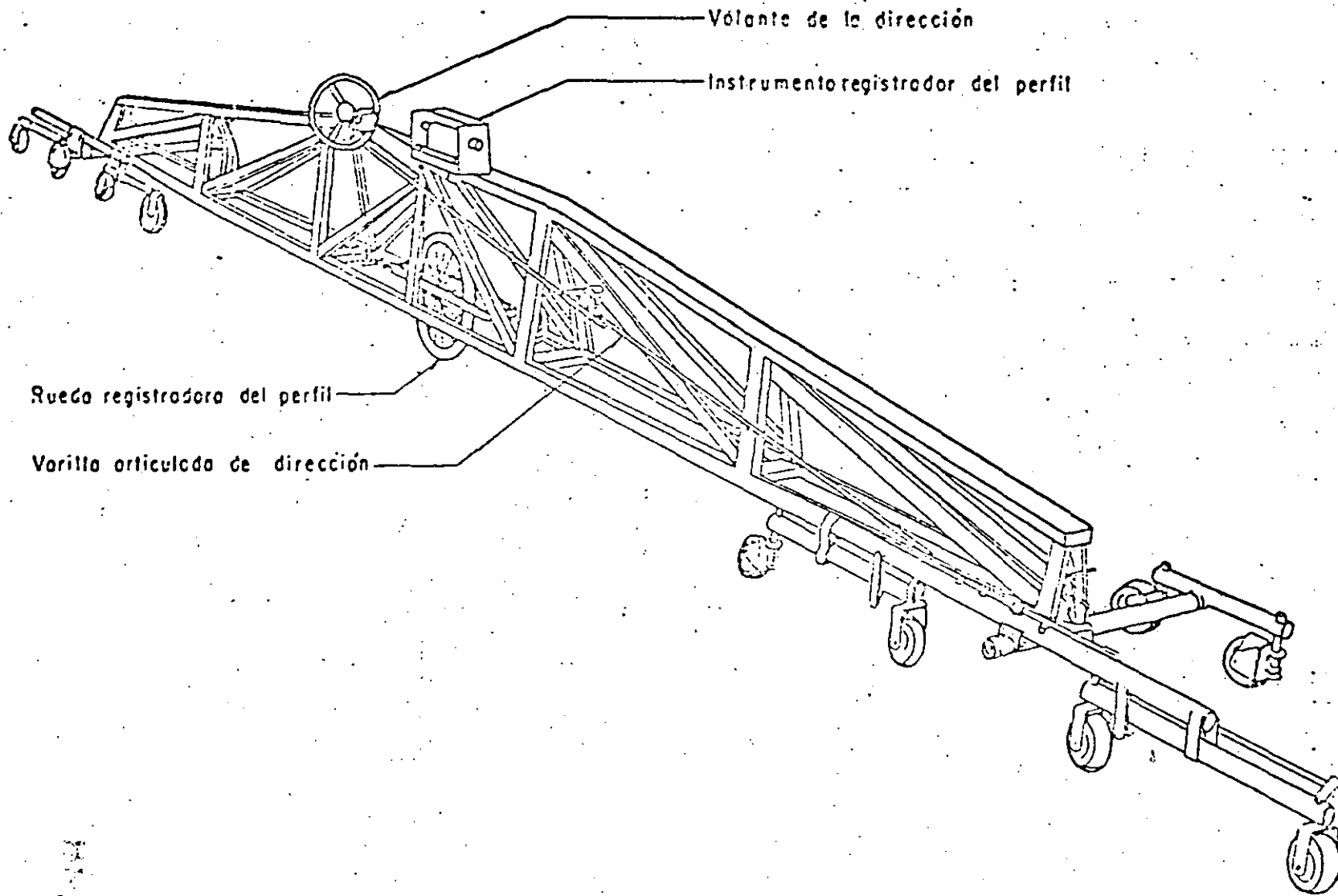
Figure 7.7. Schematic of frame for British Columbia photo inventory.

EJEMPLOS DE PERFILES PARA DIFERENTES VALORES DE INDICE DE PERFIL



Esc.H. 1:300
Esc.V. 1:1

FIGURA Nº 5

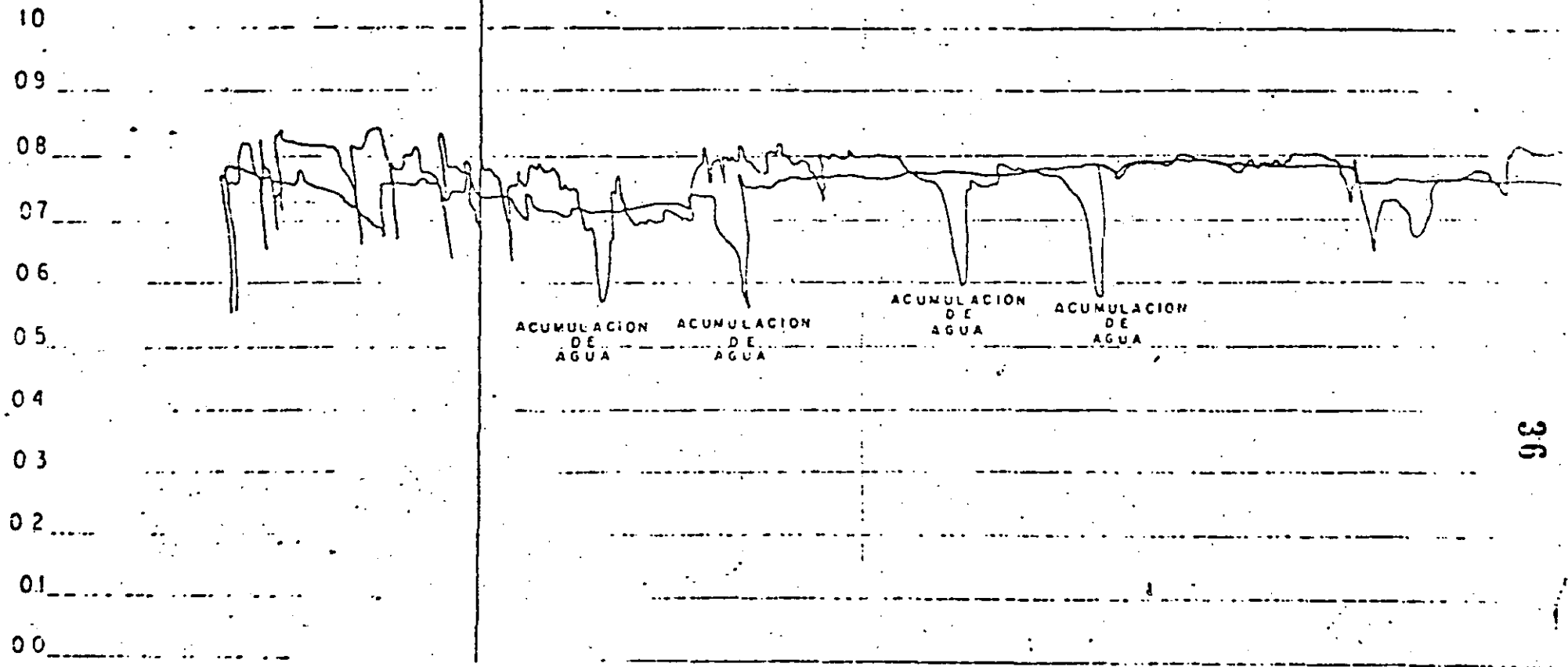


PERFIÓGRAFO LONGITUDINAL TIPO IVREM (400)

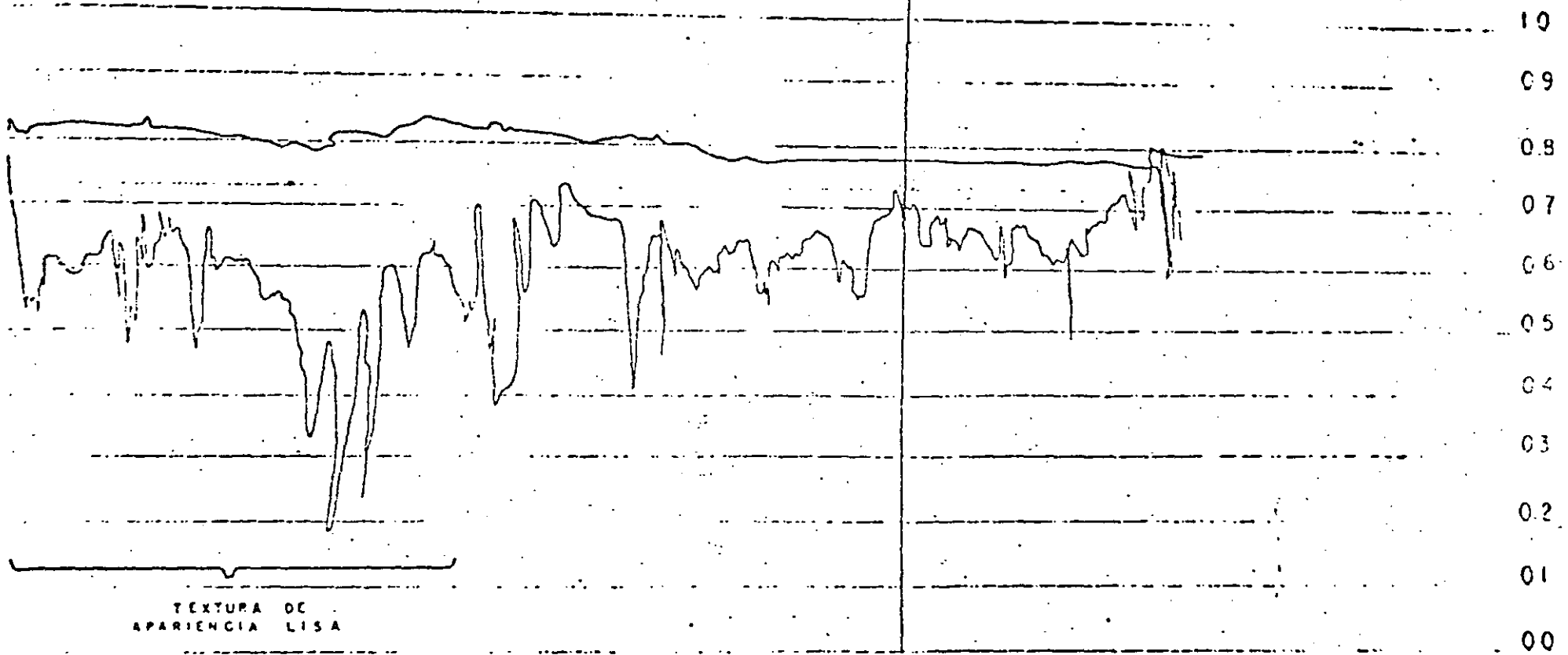
FIGURA Nº 19

COEFICIENTE DE FRICCIÓN, μ

Km. 58



Km:55

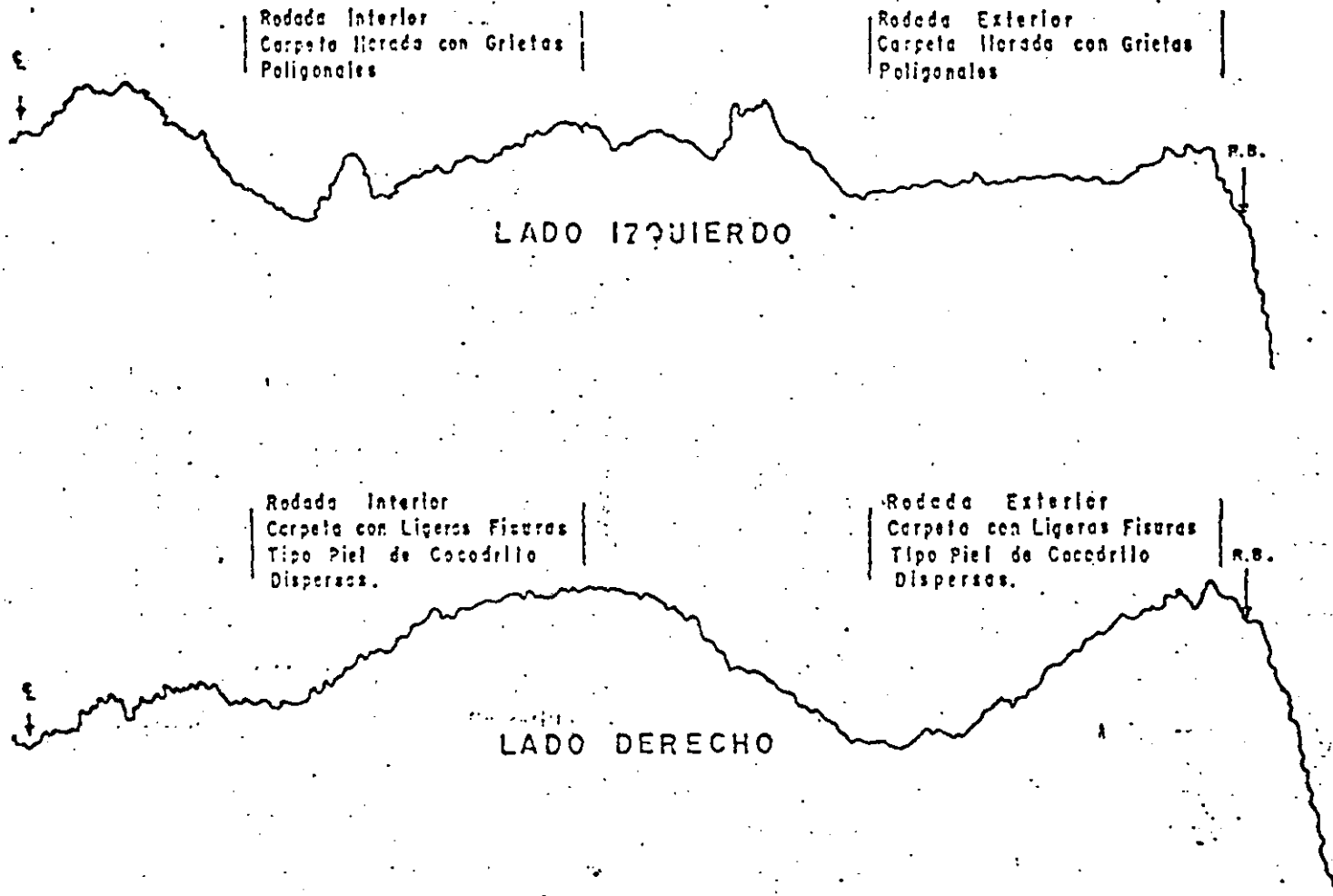


TEXTURA DE
APARIENCIA LISA

37

35

PERFILES TRANSVERSALES

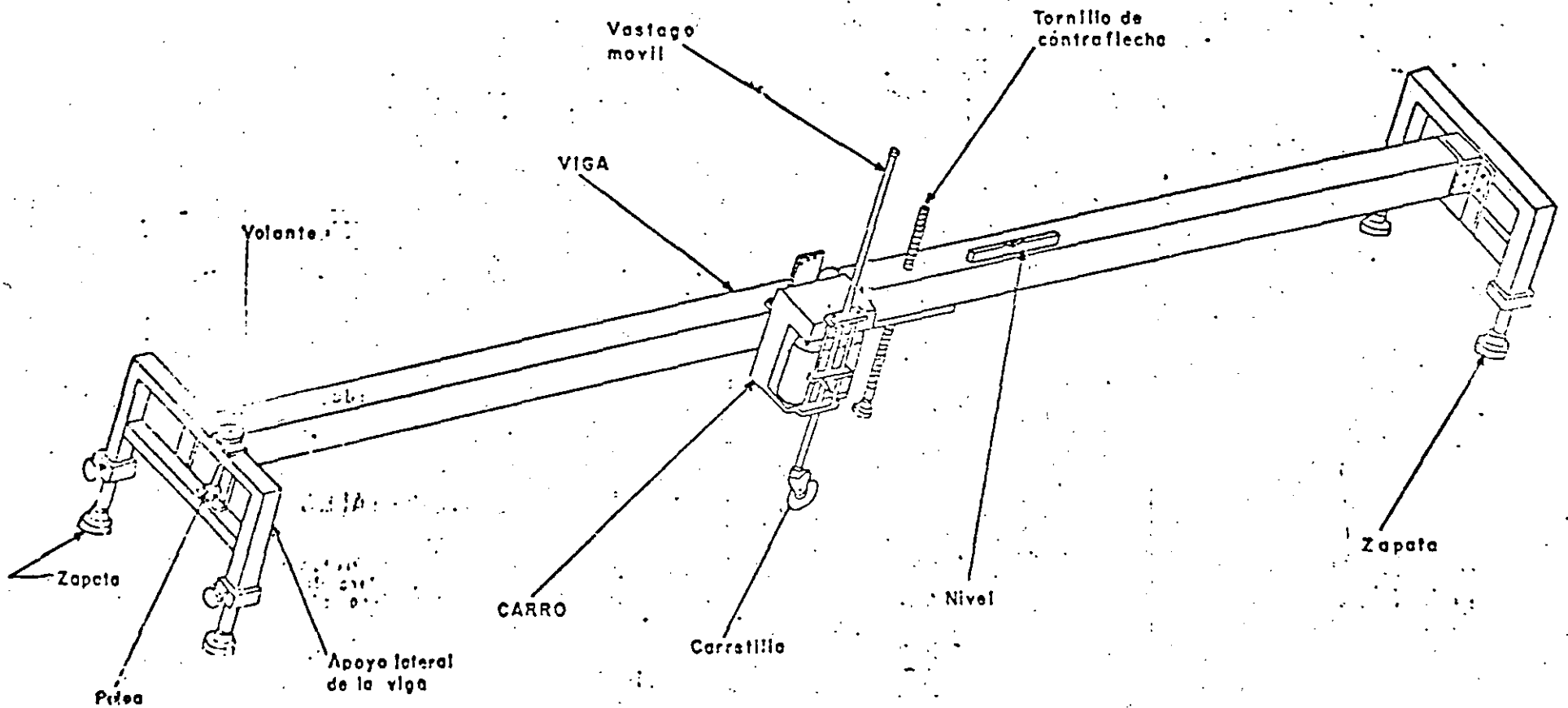


38

39

HORIZONTAL 1:20
ESCALA VERTICAL : NATURAL

PERFILOGRAFO TRANSVERSAL DE LABORATORIO CENTRAL DE PARIS (212)



39

FIGURA Nº 21

39



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: "ANALISIS ECONOMICO DE DECISIONES EN EL CAMPO DE LA INGENIERIA".
DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA SUBSECRETARIA DE INFRA -
ESTRUCTURA HIDRAULICA. PLAN NACIONAL HIDRAULICO.

ANALISIS ECONOMICO DE DECISIONES EN EL CAMPO
DE LA INGENIERIA.

M. EN I. RUBEN TELLEZ SANCHEZ

DEL 2 AL 6 DE DICIEMBRE

MEXICO, D.F.

ANALISIS ECONOMICO DE
DECISIONES EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION

TEMA I

CONCEPTO Y NATURALEZA DE LAS DECISIONES ECONOMICAS Y SU APLICACION
A LAS INVERSIONES DE CAPITAL.

Contenido

Concepto y Naturaleza de las Decisiones Económicas:

Las funciones de un Ejecutivo.
La Generación de Alternativas.
Responsabilidad por la toma de Decisiones Económicas.
Valores No - Monetarios o No-Cuantitativos.
Medida de la Eficiencia Económica.
Eficiencia Económica contra Eficiencia Mecánica.
Definición de Ingeniería Económica.
Naturaleza de las Decisiones.
Grado de Certeza.
Proceso de la Toma de Decisiones:

- .) Definición del Problema y Recopilación de Datos.
- .) Elaboración del Modelo.
- .) Evaluación.

Notas Sobre Inversiones de Capital y su Programación:

Las Inversiones de Capital.
El incentivo de la Utilidad.
Fuentes de Capital.
El Costo por el Uso del Capital.
El Valor del Dinero en el Tiempo.
Tasa Mínima Interna de Recuperación.
Diferencias entre el Enfoque Contable y el
criterio de Análisis Económico.

TEMA 7

CONCEPTO Y NATURALEZA DE LAS DECISIONES

ECONOMICAS.

LAS FUNCIONES DE UN EJECUTIVO.

En toda empresa, y en general, en cualquier organización, los elementos directivos de la misma, deben orientar todas sus actividades y enfocar su actitud a dos funciones primordiales.

Una primera función a la que el ejecutivo ve sujetas la mayoría de sus actividades normales y rutinarias, es la de alcanzar primero y sostener después, las normas y niveles pre-establecidos de operación general de la organización, los cuadros básicos de funcionamiento en todos aquellos aspectos que afectan a la vida de la empresa; una primera función a la que genéricamente podemos referirnos como: "alcanzar y mantener - las normas" y que se refleja en todo el cúmulo de labores rutinarias como son las de vigilar que las actividades se desarrollen conforme a lo planeado, que los costos no excedan al costo " norma " prefijado, que la obra de mano ejecute el trabajo de acuerdo con el procedimiento y rendimientos pre-determinados, que las materias primas y la obra de mano que se requieran, se encuentren disponibles en todo momento (problema de inventarios), que los materiales sean suministrados de acuerdo con el programa y en las cantidades requeridas, que se mantenga y no disminuya la calidad especificada del producto y así sucesivamente.

El "mantener las normas", es en muchas ocasiones la tarea calificada como la más importante que deben llevar a cabo los ejecutivos, y por otro lado, nadie niega que esa función absorbe mucho tiempo y exige un gran esfuerzo.

Sin embargo, existe otra función del ejecutivo y que consiste en mejorar esas "normas" fijadas, de tal manera que la compañía pueda mejorar la calidad de sus productos, ampliar la gama de los mismos, abrirse nuevos mercados, incrementar la productividad de sus trabajadores y la eficiencia en general de sus métodos, etc..., y en cuanto a rendimientos económicos, aumentar o al menos mantener su nivel de utilidades.

frente a las condiciones que plantea una competencia creciente. En esta segunda función, el ejecutivo debe generar alternativas, lo cual logra sometiendo a prueba todas las rutinas, procedimientos y métodos implantados dentro de su esfera de responsabilidades y buscando otras posibles alternativas de acción, adaptándolas o no, de acuerdo con criterios económicos.

Este segundo papel, es vital, ya que dentro de una industria competitiva, cualquier empresa que se contente solo con mantener sus "normas" pre-existentes, se encontrará en poco tiempo, en decadencia a causa de la presión de la competencia.

La empresa que se limita a mantener con éxito su statu quo, mientras otras compañías mejoran sus métodos y aumentan sus utilidades, descubrirá eventualmente que no puede igualar los precios establecidos por sus competidores progresistas.

Desgraciadamente, muchos ejecutivos no están preparados para desarrollar esta función tan importante, ya que con demasiada frecuencia, carecen totalmente de preparación para la toma de decisiones económicas, y lo que es aún peor, en muchas ocasiones subestiman y desprecian esta área de actuación, lo cual origina que no obstante lo intensamente que un ejecutivo trabaje en su papel de "mantener las normas", su empresa y él individualmente como administrador, pueden fracasar.

A un directivo le es normalmente difícil reconocer que la forma en que se están llevando a cabo las actividades, está mal o al menos es deficiente y susceptible de mejora. Es frecuente que los distintos niveles dentro de la empresa, ya sean los constituidos por gerentes, administradores, supervisores, sobrestantes y obreros, sean renuentes a aceptar cambios que obliguen a encauzar su forma de actuar y de pensar, por senderos y rutinas diferentes a los seguidos anteriormente por un largo período. Que cierto es aquello que decía Ortega y Gasset de que: "el hombre es un animal de costumbres...."

A partir de cada acto que se efectue de acuerdo con normas establecidas, un ejecutivo entrenado a pensar bajo esta línea de acción, podrá generar otras alternativas económicas.

La toma de decisiones económicas invade cualquier área de actividades de un ejecutivo, desde el aspecto ventas, promociones, concursos, cotizaciones, etc..., hasta el de producción, construcción, cobros, ... y desde las finanzas hasta el aspecto técnico ingenieril.

Una función muy importante del ejecutivo es el estar propiciando continuamente mejoras y cambios, aunque bien es cierto que el mero cambio, por si mismo, no implica necesariamente una decisión económica. Otro claro ejemplo en el medio de la construcción, lo constituye el problema de un proyectista y calculista quien debe decidir entre hacer una estructura de acero o de concreto o mixta, atendiendo a factores como pueden ser: distintos tipos de cimentaciones dependiendo del peso de la superestructura en cada una de las alternativas, costos de conservación y mantenimiento dentro de un cierto horizonte económico, valor de recuperación de la estructura, disponibilidad de personal especializado en la localidad, etc...

" Cada peso que se gasta, se propone gastar o se propone no gastar, constituye la base de una decisión económica "..., en nuestro medio, ¿ cuántas veces el hecho de erogar o no-erogar, se autoriza por mera costumbre o "inercia"?...

Si un ejecutivo decide no hacer ningún cambio a una situación existente, esta de hecho, tomando una decisión económica, ya que la decisión de no hacer nada, implica la decisión de continuar haciendo las cosas de la misma manera y de rechazar todas las posibles alternativas de acción, tanto las generadas por él mismo después de un análisis crítico, como de las que desconoce por no haberlas buscado.

Una decisión no puede decirse que constituye una auténtica decisión económica a menos que:

- 1) Todas las alternativas hayan sido generadas y plan_{teadas}.
- 2) Todos los elementos de costo y de beneficio hayan sido considerados para cada alternativa.
- 3) Se ~~sean~~ ^{sigan criterios,} técnicas y procedimientos correctos para ^{la} ~~la~~ evaluación y selección final de una alternativa.

Así por ejemplo, en el caso particular de la posibilidad de reemplazar una máquina existente, la decisión económica puede ser: aprobar el gasto de \$ 80,000.00 para la compra de una máquina nueva, o rechazar este gasto y conservar la existente, o gastar -- \$ 45,000.00 en una diferente, o autorizar \$ 130,000.00 por una -- nueva de mayor capacidad, o invertir \$ 25,000.00 en la reparación y mejora de la máquina actual. La decisión que se tome no será -- normalmente la correcta si se toma solo en base a la liquidez que se tenga en el momento dado.

Analícemos más detenidamente el aspecto de la generación de alternativas de acción, como paso inicial del proceso de una toma de decisiones.

" Un análisis económico puede definirse como la comparación entre alternativas, en la cual, las diferencias entre ellas, se expresan, hasta donde es factible, en términos monetarios ".

- .) Cuando en una comparación de este tipo entre alternativas, están involucrados de alguna forma, aspectos de índole técnica en general, se dice que se trata de un análisis de ingeniería económica.
- .) " Las decisiones se toman entre alternativas ": no hay propiamente una decisión, si no hay al menos dos cursos de acción posibles.
- .) Antes de tomar una decisión es necesario dejar claramente definidos los beneficios, ventajas y desventajas de cada una de las alternativas posibles, expresando los efectos o consecuencias de la posible implantación de cada alternativa, en forma tal que sean conmensurables entre sí: es decir, los beneficios y --

costos, las ventajas y desventajas de cada alternativa, deben ser apreciados y valuados numéricamente, y estos números a su vez, expresados en las mismas unidades para poder ser comparados. Para efecto de las decisiones económicas, las unidades normalmente empleadas, y de hecho las únicas que sirven para tal fin, son las unidades monetarias.

Para hacer conmensurables y comparables las características de las diversas alternativas, pueden sugerirse dos pasos: primero, expresar cada una de las características en sus unidades físicas más apropiadas, y segundo, convertir mediante el establecimiento de una escala de valores, las unidades físicas, en unidades monetarias.

De no ser conmensurables entre sí las diferencias entre las alternativas, puede correrse el peligro de que al compararlas, se dé igual peso a diferencias triviales que a diferencias realmente importantes entre ellas.

" Debe reconocerse que solo las diferencias entre alternativas, son relevantes en su comparación".

Si por ejemplo, al comparar dos procedimientos constructivos, se estima que el factor obra de mano, será igual en ambas alternativas, - o sea, que se estima tenga el mismo costo en una y en otra, podrá excluirse dicho factor para efectos de la comparación entre ellas, ya que es claro que dicho factor, al afectar igualmente a ambas alternativas, no aportará juicio alguno para la selección de una u otra.

En ocasiones se argumenta que el análisis económico de una situación para efectos de una toma de decisiones, es inútil, pues la alternativa a seguir es evidente. Aparentemente este sería el caso de un empresario que expresara: "... Tengo una máquina que tiene más de 15-- años de estar funcionado y a la ^{cuál} ya no es físicamente posible seguir reparando y manteniendo en operación, por lo que sin necesidad de ningún análisis, ni de la aplicación de técnicas y fórmulas sofisticadas, concluyo que debo cambiarla por otra..." Sin embargo, podríamos hacer notar a este empresario, que de hecho, sí tomó una decisión y que ésta se inició hace varios años, pues es muy factible-

que un análisis revele que debería haber cambiado esa máquina hace más de 8 años por ejemplo, y que su decisión, (aún sin haber sido fruto de un razonamiento conciente), fué equivocada, al haber optado de hecho, por la alternativa de absorber los sobrecostos de un mantenimiento y reparaciones antieconómicas durante los últimos 8 años, rechazando además, los ahorros que la compra de una nueva máquina le hubieran originado, de haberse llevado a cabo el reemplazo, económicamente justificado, de la máquina actual.

De lo anterior, concluimos que la toma de decisiones económicas en un sentido integral, incluye tanto la generación como la evaluación de las alternativas y que dado que la selección de una alternativa es siempre el objeto de una decisión, el proceso de la toma de una decisión económica, prosigue si y solo si, las posibles alternativas a seguir, han sido planteadas.

Ahora bien, la selección de la alternativa final nunca debe ser objeto de adivinanza ni dejada al " designio de los dioses ".

Ni la intuición ni las corazonadas, son del todo realistas ni confiables. Sin embargo, se puede arguir y debe aceptarse, el hecho de que mucha de la información de que se dispone para la toma de una decisión, está basada en meras estimaciones. A esto, puede responderse afirmando que esas estimaciones logradas por medio de un cuidadoso estudio de la información disponible, son de cualquier manera más confiables que meras adivinanzas o elucubraciones intuitivas. Lo anterior no quiere decir que la llamada "intuición", que se orienta al futuro, pero que de hecho involucra consciente o inconscientemente, ciertos recuerdos y experiencias del pasado, no tenga en ocasiones cierto grado de validez.

RESPONSABILIDAD POR LA TOMA DE DECISIONES ECONOMICAS.

El que un ejecutivo no este ejerciendo la segunda función a que se ha aludido, se manifiesta principalmente en una decidida tendencia a no hacer cambios, es decir, a seguir haciendo lo mismo y de la misma manera; y en el hecho de que rara vez, una inversión o una erogación se justifiquen mediante un criterio económico adecuado.

Muchos ejecutivos no sienten verdadera responsabilidad por los costos que generan o por los costos que de hecho "protegen" al mantener el statusquo. Consciente o inconscientemente, consideran el llevar a cabo erogaciones monetarias, como una consecuencia inherente e inevitable de su trabajo: como un privilegio obvio de la función ejecutiva... y cuando un ejecutivo se acostumbra a esta actitud, llega a considerar que estos costos son responsabilidad de la compañía. Si reflexionara en esto, se daría cuenta que estos costos son de su responsabilidad ya que se ubican dentro de su esfera administrativa, y es él, y no "la compañía", quien selecciona la alternativa a seguir de entre todas las demás posibles y por tanto responsable de su seguimiento.

Ahora bien, las necesidades de capital en muchos proyectos alcanzan cifras considerables. Obviamente, ese capital requerido se obtiene de diversas fuentes, internas o externas a la empresa, y es natural que tanto a los que aportan ese capital, como a los encargados de controlar su gasto, les preocupe el que sea utilizado de la manera más efectiva, ya que el éxito de un proyecto ingenieril o de un negocio en general, se mide en términos de su eficiencia financiera.

Por lo anterior, el Directivo debe combinar en cada proyecto, ^{de inversión} la técnica con los requerimientos y limitaciones financieras, sin olvidar además otros valores involucrados como pueden ser los de carácter social, humano, estético, político, etc...

El problema más serio que se deriva de aceptar o rechazar proposiciones o peticiones de adjudicación de fondos y recursos a determinados renglones (lo cual de hecho, representa alternativas de inversión), sobre la base de que tan urgentes son, radica en que el

programa de utilización de recursos queda supeditado a un concurso de personalidades.

Las partidas mas importantes se adjudican al Departamento que ha sido más elocuente en la solicitud de fondos y más persistente en la presentación de sus requerimientos, y no al Departamento que por haber realizado un estudio económico con que respaldar su petición, ha presentado esta, en forma tardía. En una organización, toda decisión de adjudicación e inversión de fondos, debería estar respaldada y justificada con un análisis económico.

El primer criterio que debe seguirse en la selección de alternativas de inversión, es el de dar el mejor uso posible a los recursos, normalmente limitados, con que cuenta una organización obteniendo el más alto posible rendimiento de ellos.

Estos recursos limitados con que contamos para realizar inversiones, pueden ser de varios tipos, como bienes raíces, espacio disponible, fuerza de trabajo, (técnico, obrero, administrativo...), materiales, equipo, dinero efectivo, capacidad crediticia, etc..., pero dado que en el ámbito comercial se acostumbra expresar el valor de la mayoría de los recursos, en términos monetarios, es necesario evaluar las disponibilidades y sus limitaciones en términos de dinero.

Al evaluar una inversión propuesta, acostumbramos preguntar, si será suficientemente productiva. Este término de " suficientemente-productiva ", se refiere, como veremos en forma detallada más adelante, a la comparación entre la tasa de recuperación que esperamos obtener de dicha inversión considerando el costo total que dicha inversión implica, con la tasa de recuperación que pudiésemos obtener de otras inversiones, y teniendo como límite, una cierta tasa interna mínima atractiva de recuperación.

Sin embargo, no todas las posibles consecuencias que representa el seguir una alternativa, pueden ser reducidas a términos monetarios, de donde se desprende que es necesario contemplar un segundo criterio en el análisis de selección de alternativas, que tome en consi-

deración estos factores o aspectos a los que denominaremos: valores " no-monetarios " o " no-cuantitativos ".

Con los recientes adelantos de las matemáticas, estadística, técnicas de computación, etc..., que permiten el manejo de problemas -- económicos más complejos, el ingeniero tiene la oportunidad de jugar un papel aún más importante en el proceso de la toma de decisiones, ya que no solo cuenta con las bases matemáticas y científicas para comprender el uso de tales técnicas, sino que además tiene el criterio ingenieril que permite reconocer las limitaciones prácticas de estas técnicas y el efecto de la falta de información que comunmente existe en las situaciones reales, todo lo cual lo capacita para seleccionar la alternativa más adecuada y realista.

El privilegio u obligación de un ejecutivo de señalar y elegir una alternativa, no va desligada a la responsabilidad de demostrar que su sugestión es la más adecuada de entre otras. Desde el inicio debe estar consciente de todos los costos resultantes de su decisión.

" Las decisiones deben estar basadas en las consecuencias que se prevee implique la posible implantación de cada una de las alternativas ".

En muchas ocasiones, existe la deformación de considerar solo el valor inicial de una inversión, siendo que frecuentemente los costos futuros que se generan pueden ser con mucho, más importantes que el inicial. Así por ejemplo, la decisión de invertir \$100,000.00 en una máquina, debe estar ligada a la consideración de costos futuros como pueden ser: obra de mano de operación, consumo de energía, desperdicio de material, necesidad de supervisión extra, mantenimiento y conservación necesarios, seguros, impuestos, etc... También deben considerarse beneficios o ingresos especiales, como el valor de rescate. Todo lo cual implica que el análisis completo de la alternativa, debe hacerse dentro de un cierto período que -- constituye el " horizonte económico ".

VALORES NO MONETARIOS O NO CUANTITATIVOS.

Pocas decisiones, de tipo personal o de negocios, son hechas sobre la base únicamente de consideraciones financieras. Aún más, las consideraciones sobre la eficiencia económica de un proyecto pueden verse influenciadas en gran parte por aspectos no monetarios.

"Las decisiones entre alternativas de inversión deben también considerar y dar peso, a todas aquéllas consecuencias esperadas y que se originan de la implantación de cada uno de los posibles cursos de acción, y que por una u otra razones, no pueden reducirse o expresarse en términos monetarios".

A este tipo de factores, es frecuente referirse también con otros términos como son: factores de juicio, impoderables, intangibles, etc...

Las decisiones tácticas y recomendaciones relativas a la factibilidad de proyectos ingenieriles, deben tener en cuenta toda una serie de factores monetarios y no monetarios. Entre estos últimos podemos nombrar leyes y principios económicos, situación imperante de los negocios en un momento dado, valores sociales y humanos, objetivos personales y de grupo, gustos de consumidores, reglamentaciones gubernamentales, legislación de orden fiscal y económico, etc...

Las consideraciones sobre aspectos no monetarios adquieren especial importancia en el caso particular de las decisiones de tipo personal y en el terreno de los intereses particulares.

MEDIDA DE LA EFICIENCIA ECONOMICA:

La actividad ingenieril se desarrolla dentro de dos entornos, el físico y el económico. El éxito que se alcance manejando o alterando el entorno físico para producir bienes y servicios depende del conocimiento que se tenga de las leyes físicas. Sin embargo, el beneficio que reporten esos bienes y servicios, depende de la utilidad que proporcionen, medida esta en términos económicos. Se podrían enumerar muchos ejemplos de estructuras, máquinas, procesos, etc..., que presentan un excelente diseño físico y mecánico, pero escaso o nulo sentido económico. Por esta razón, es esencial que los proyectos ingenieriles se evalúen en términos de beneficio y de costo antes de ser aceptados.

" El pre-requisito esencial para el éxito de un proyecto ingenieril, es su factibilidad económica "

La función normal del ingeniero consiste en manejar los elementos de un entorno, el físico, para crear utilidad en un segundo entorno, el económico.

El objetivo de todo proyecto ingenieril, es el de obtener la mayor utilidad posible, por unidad de recurso empleado, lo cual se logra mediante la más efectiva utilización de materiales, energía, obra de mano, etc..., y en general, de cualquier tipo de recurso. El grado de eficiencia que se alcance en la utilización de los recursos se mide mediante la expresión de carácter general:

$$\text{eficiencia} = \frac{\text{resultado obtenido}}{\text{insumos}} = \frac{\text{out put}}{\text{in put}}$$

lo cual no es mas que el cociente entre los resultados obtenidos y los recursos empleados. Esta expresión mide el éxito de la actividad ingenieril dentro del entorno físico, en un primer nivel de eficiencia, que se conoce como "eficiencia mecánica" o también: --- "eficiencia física o tecnológica". Dentro de este primer nivel, tanto el resultado obtenido como el insumo total requerido se expresan en unidades tales como kilowatts, Btu, horas/máquina, etc... Cuando este tipo de unidades físicas está involucrado, la eficiencia siempre será menor que la unidad o menor que el 100%.

Sin embargo, para un ingeniero también le es fundamental un segundo nivel de eficiencia, la " eficiencia económica " o " eficiencia financiera ", la cual se determina con la misma fórmula general de la eficiencia, solo que traduciendo y expresando las unidades físicas tanto del "input" como del "output" a su equivalencia en valores monetarios, de acuerdo con alguna escala de valorización adecuada en cada caso, lo que convierte la expresión general a la forma:

$$\text{eficiencia económica} = \frac{\text{beneficio}}{\text{costo}}$$

Es bien sabido que la eficiencia física no puede alcanzar valores mayores de 100%.

En cambio, la eficiencia económica sí puede exceder de dicho valor, y de hecho, solo será aceptable cuando eso suceda,. Una alta eficiencia física no es garantía de una alta eficiencia económica. Una baja eficiencia física, no es razón suficiente para dejar de considerar una alternativa, ya que pueden existir otras circunstancias económicas que compensen esa baja eficiencia física.

Consideremos el ejemplo de una planta de generación de energía, cuya eficiencia física sea tan solo de un 14%. Supongamos que la producción obtenida en forma de energía eléctrica y expresada en Btu, tiene un valor económico de 8 unidades monetarias por millón de unidades producidas y que el insumo necesario en la forma de gas natural y expresado en Btu, tiene un valor económico de 0.70 unidades monetarias por millón de unidades de gas consumido. En estas condiciones:

$$\text{eficiencia mecánica} = 0.14$$

$$\text{eficiencia económica} = \frac{\text{Btu output} \times \text{valor de la energía eléctrica}}{\text{Btu input} \times \text{valor del gas natural.}}$$

$$= \frac{0.14 \times 8 \text{ unidades monetarias}}{0.70 \text{ unidades monetarias}}$$

$$= 1.6$$

lo cual indica una eficiencia económica de un 160%.

Otro ejemplo:

Si un inversionista decide expandir su negocio y adquirir un cierto número de camiones, podrá seleccionar el tipo de camión mediante su eficiencia mecánica, pero la factibilidad y conveniencia de la inversión general, deberá contemplarla a través de la eficiencia económica, en donde el "output" o beneficio, será la retribución económica que se obtenga por el servicio de los camiones, y el "input" o costo, debe incluir los costos de operación, de depreciación, los intereses del capital invertido, los impuestos y todos los demás gastos asociados.

La forma más comunmente empleada para estimar la eficiencia financiera, es mediante la llamada " tasa de recuperación ", sobre un capital invertido, expresada en porciento: *(de aquí la denominación común de: "porcentaje de recuperación")*

$\text{tasa de recuperación (anual)} = \frac{\text{utilidad neta (anual)}}{\text{capital invertido.}}$

Un ejemplo de determinación de la eficiencia mecánica instantánea, la constituyen los medidores eléctricos para determinar en un instante dado, el output de un motor.

Para la evaluación final de la mayoría de los proyectos, aún en -- aquellos en los cuales el aspecto técnico ingenieril juega un papel muy importante, la eficiencia económica debe prevalecer sobre la eficiencia física. Esto es debido a que la función y meta de la ingeniería, es crear utilidad y obtener el máximo nivel de beneficio dentro del entorno económico, por medio de la óptima utilización de los elementos del entorno físico; y dado que este objetivo se traduce en maximizar el servicio, y el nivel de servicio puede expresarse en términos monetarios, se concluye que el criterio económico es la base de una evaluación, y la meta, la maximización del beneficio.

EFICIENCIA ECONOMICA CONTRA EFICIENCIA MECANICA.

La meta de todo ingeniero y en general, de la actividad empresarial y gerencial, es la de lograr una eficiencia económica dentro de rangos factibles y aceptables y no la simple búsqueda de eficiencia mecánica.

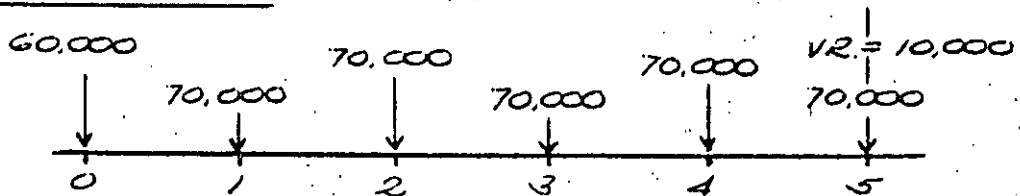
Ejemplo: Supongamos que para resolver una necesidad operativa y después de una investigación, se nos presentan dos alternativas:

Alternativa " A ": adquirir una máquina (A) con precio inicial de \$ 60,000.00, con costo anual de operación (incluyendo obra de mano, combustibles, mantenimiento, etc...) de \$ 70,000.00 (el cual suponemos uniforme por simplificación). Vida económica estimada de 5 años, y valor de recuperación de \$ 10,000.00 al término de ese período.

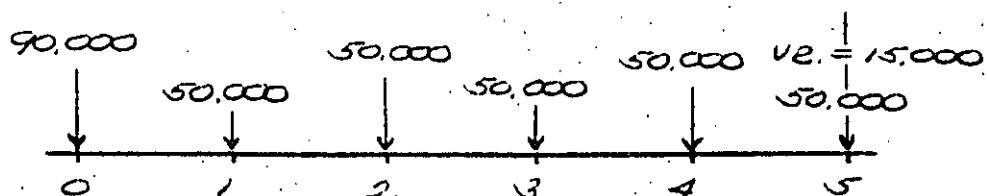
Alternativa " B ": Adquirir una máquina (B) para el mismo trabajo, con precio de adquisición de \$ 90,000.00; gastos de operación de \$ 50,000.00 anuales, Vida económica estimada de 5 años y valor de recuperación de \$ 15,000.00

Representamos las dos alternativas de la siguiente manera:

Alternativa A:



Alternativa B:



El monto total del desembolso neto durante los 5 años para la alternativa " A ", es de \$ 400,000.00 y para la alternativa "B" de \$ 325,000.00.

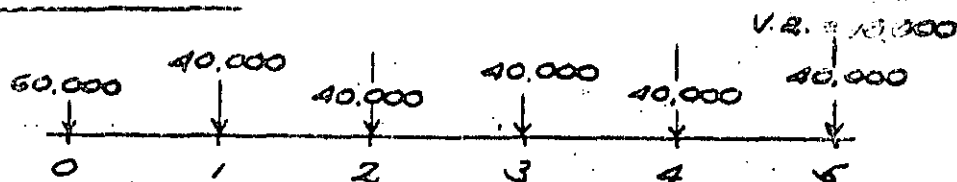
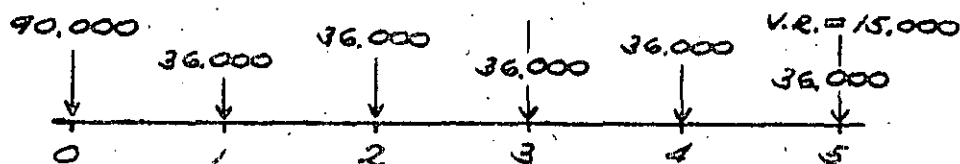
(Hacemos notar que no estamos considerando en estas sumas el factor tiempo, y por tanto la variación del valor del dinero con el tiempo y como demostraremos posteriormente, la simple suma de costos es insuficiente para comparar dos alternativas.)

Observamos que " B " tiene mayor eficiencia mecánica, dado que hemos supuesto que en un mismo período ambas máquinas tienen el mismo rendimiento en cuanto a producción de servicio se refiere, pero el insumo de " B ", medido por sus gastos de operación anual es de \$ 50,000.00, en tanto que el de " A ", es de \$ 70,000.00. Esto es explicable ya que el sobrecosto inicial de la máquina -- " B " con respecto a la " A ", sugiere ventajas en la construcción de " B " (quizás mayor nivel de automatización, menor requerimiento de obra de mano, más precisión, etc...), y por tanto una mayor eficiencia mecánica.

Conclusión: " B ", realiza el mismo trabajo que " A " pero con menor cantidad total de pesos a lo largo de los 5 años considerados de comparación, luego " B ", tiene mayor eficiencia económica.

En este caso " B " tiene mayor eficiencia económica y también la mayor eficiencia mecánica, lo cual es mera coincidencia. La búsqueda de alta eficiencia económica, no necesariamente coincide con la búsqueda de alta eficiencia mecánica o tecnológica, ya que si esto fuera cierto, la elección de la alternativa más económica pudiera ser realizada en base solo a la eficiencia mecánica.

En efecto, supongamos ahora que se propone el empleo de las mismas dos máquinas anteriores " A " y " B ", pero en condiciones de menor ritmo de trabajo; y en base a esta menor utilización, los costos de operación anuales se calculan en \$ 40,000.00 para " A " y en \$ 36,000.00 para " B ". La nueva situación puede representarse:

Alternativa A:Alternativa B:

El desembolso total para " A " es ahora de \$ 250,000.00 y de \$255,000.00 para " B ".

Observamos ahora que la máquina " B " aún la de mayor eficiencia mecánica, tiene ahora menor eficiencia económica que " A ".

Lo anterior demuestra que no hay ninguna " receta " para la selección de la alternativa más económica; por lo que habrá que hacer un análisis para cada conjunto de circunstancias. La selección de la alternativa más económica, cambió de " B " a " A "; de la máquina con mayor eficiencia mecánica, a la de menor eficiencia mecánica.

La distinta selección fué originada en este caso por un cambio en el ritmo de utilización del equipo; pero también pudiera haber sido causada por diversos factores como cambios en el costo horario de la obra de mano, en el costo unitario de la energía, en el valor de renta por metro cuadrado de piso, o cualquier otro factor de costo.

El efecto combinado de todos estos elementos de costo, debe ser evaluado, para cada situación, por el ejecutivo encargado de tomar una decisión, así como la variación de dicho efecto combinado debido a cambios en las condicionantes del medio ambiente.

El ejemplo también ilustra el hecho de que la alternativa que se se leccione en determinadas circunstancias, puede llegar a rechazarse si estas condiciones han variado.

El análisis de alternativas con baja eficiencia mecánica, es tan necesario como el de alternativas de alta eficiencia mecánica.

La afirmación de que el objetivo primordial de la ingeniería es lograr una eficiencia económica satisfactoria, no va en contradicción con otros objetivos de la ingeniería, como son: la exactitud, la confiabilidad, la seguridad, etc..., ya que, estas cuestiones son decididas por consideraciones económicas, y pudiera suceder por ejemplo que en determinadas circunstancias, no sea económicamente factible o conveniente, diseñar un cierto mecanismo con un nivel de absoluta exactitud, ciento por ciento de confiabilidad, o perfecta seguridad, por implicar esto un alto costo y resultar antieconómico.

DEFINICION DE INGENIERIA ECONOMICA.

Cualquier concepción de la Ingeniería presenta dos enfoques: uno, concerniente al aprovechamiento de los recursos materiales y fuerzas de la naturaleza, y el otro, la búsqueda continua de la satisfacción de las necesidades humanas; y dado que los recursos con - que normalmente contamos, son escasos respecto a las necesidades, de aquí se desprende la esencial relación de la Ingeniería con la Economía.

El término Ingeniería Económica puede definirse como:

" El conjunto de conocimientos, técnicas y prácticas de análisis y síntesis, incluyendo consideraciones sobre factores humanos, necesarios para la evaluación del beneficio que reportan productos y - servicios, generados por la ^a actividad ingenieril, en relación a su costo ".

La primera función de la Ingeniería Económica, es la evaluación cuantitativa de los proyectos ingenieriles, en términos de beneficio y costo, antes de que estos sean ejecutados. En este aspecto, la Ingeniería Económica es similar a la Ingeniería de diseño cuya función es la de " diseñar " materiales, dimensiones y combinación de elementos estructurales de un proyecto, antes de que este sea realizado.

Un estudio económico presenta dos etapas:

- a) recopilación de datos.
- b) procesamiento matemático de los datos.

Ninguno de estos dos pasos constituye un fin en sí mismo, sino medios de alcanzar el verdadero y último objetivo: la determinación de la bondad y factibilidad económica de una alternativa, ~~...~~ *a fin de justificar su selección y autorizar su implementación.*

Ahondemos un poco más respecto a la importancia que guarda el aspecto: " económico " dentro de la Ingeniería.

Recopilando algunas definiciones que diversos autores dan de lo que es Ingeniería, tenemos que:

" La Ingeniería, más que una ciencia, es la ^{aplicación} ~~ampliación~~ de varias ciencias; es un arte que requiere la habilidad ~~de~~ ingenio para adoptar y aprovechar los conocimientos humanos para el beneficio de la raza humana "

" La Ingeniería es la profesión en la que el conocimiento de las ciencias matemáticas y naturales, adquirido por el estudio, la experiencia y la práctica, es aplicado con juicio al desarrollo de formas de emplear, económicamente, los recursos y fuerzas de la naturaleza para el beneficio de la humanidad ".

Es de todos conocida la definición muy antigua, muy breve, pero muy rica en sentido, que nos dice que:

" Ingeniero es el que hace con un peso, lo que otro que no es Ingeniero, hace con dos"....

A través de estas y muchas otras definiciones que pudiésemos buscar de Ingeniería, nos damos cuenta, que si bien es cierto que la función básica de la Ingeniería es la búsqueda de la satisfacción de las necesidades humanas mediante la aplicación de los conocimientos al mejor aprovechamiento de los recursos que brinda la naturaleza, su actuación se sanciona, se califica y se aprecia definitivamente en base a su eficiencia económica.

La actividad ingenieril, en cualquiera de sus ramas, aún en aquellas profundamente científicas o técnicas, si no se orienta en cuanto a su aplicación con un enfoque económico, no está cumpliendo con las metas inherentes a la Ingeniería.

Desde este punto de vista, refiriendonos a cualquiera de las ramas y aspectos de la Ingeniería, podemos afirmar que:

" La Ingeniería que no es económica, deja de ser Ingeniería... "

Lo anterior es tan contundente, que últimamente ha empezado a rechazarse el término " Ingeniería Económica " para designar a un área específica de conocimientos y técnicas enfocadas al análisis y toma de decisiones, ya que de hecho este término compete a la Ingeniería en general y no a una rama o enfoque particular o específico de la misma.

NATURALEZA DE LAS DECISIONES.

Las rachas de buena suerte o las noches de fortuna, atestiguan el hecho de que los jugadores y aventureros algunas veces ganan. Sin embargo, podemos también hablar de infinidad de ocasiones en las que - un "volado" o la "inspiración del momento", han fallado rotundamente en cuanto a lograr un beneficio.

Por lo anterior, debido a una sincera necesidad por parte de ingenieros, científicos y administradores en general, de contar con un sistemático y lógico proceso de análisis para la toma de decisiones, es por lo que se han creado diversos métodos analíticos que constituyen las herramientas de lo que constituye hoy en día, la administración-científica.

Sin embargo, tanto la intuición, como los "métodos analíticos" son reconocidos y tienen cada uno su lugar dentro del proceso de la toma de decisiones, en cuanto que la intuición, aunque se ubica en el presente, de manera inconsciente e informal, involucra recuerdos y experiencias del pasado, en los cuales se basa para hacer ciertas predicciones en el futuro.

El implantar un sistema analítico, cuesta esfuerzo y dinero, y algunas decisiones menores no justifican esa erogación, por lo que podemos afirmar que los métodos analíticos, serán empleados siempre que esto sea técnicamente factible y justificable económicamente. Fuera de estos límites, el buen juicio y la intuición, basados en la experiencia, son y serán siempre recursos necesarios y legítimos.

Al analizar una situación para efectos de una toma de decisiones habrá que determinar su "grado de sensibilidad", esto es, el qué tan vulnerable y sensible es con pequeños cambios en los factores condicionantes de esa situación. La consecuencia inmediata de la "alta-sensibilidad" de una situación dada, será la de tener que garantizar, mediante estudios minuciosos, la validez de los datos que intervendrán en la toma de decisiones, y dado que los factores que pueden influir en una decisión pueden ser muy numerosos, habrá que dar primacía a aquellos a los que la situación es más sensible.

Por lo que respecta a los aspectos que se busca optimizar, cuando en una situación de decisión se presentan varios objetivos, es probable que, haya que reconocer, que no hay un curso de acción que optimice simultáneamente todos los objetivos. En esta circunstancia será necesario seleccionar la alternativa que equilibre de la mejor manera posible los objetivos en conflicto; es decir una alternativa que "suboptimice".

Respecto a la amplitud del período de estudio, podemos apuntar que los análisis basados en un horizonte económico muy corto, no necesariamente tendrán la misma eficiencia, que los que completen un horizonte mayor.

Un horizonte de comparación muy corto, puede distorsionar seriamente los valores. Un horizonte muy largo introduce incertidumbre. A medida que se alarga el horizonte de comparación, las predicciones respecto al comportamiento futuro de los factores que afecten una decisión empezarán a debilitarse en cuanto a su credibilidad.

GRADOS DE CERTEZA.

Podemos clasificar las decisiones, dentro de tres categorías generales que caracterizan las condiciones de la situación decisional y que sugieren métodos de análisis específicos en cada caso. Estas categorías son:

- a) Decisiones suponiendo certeza.
- b) Decisiones que reconocen riesgo.
- c) Decisiones ^{admitiendo} ~~reconociendo~~ incertidumbre.

.) En el primer caso, al suponer certeza, se considera que todas las condiciones del problema se conocen con seguridad; estamos basando el análisis en un conjunto de suposiciones que suponemos tienen una alta esperanza de ocurrencia.

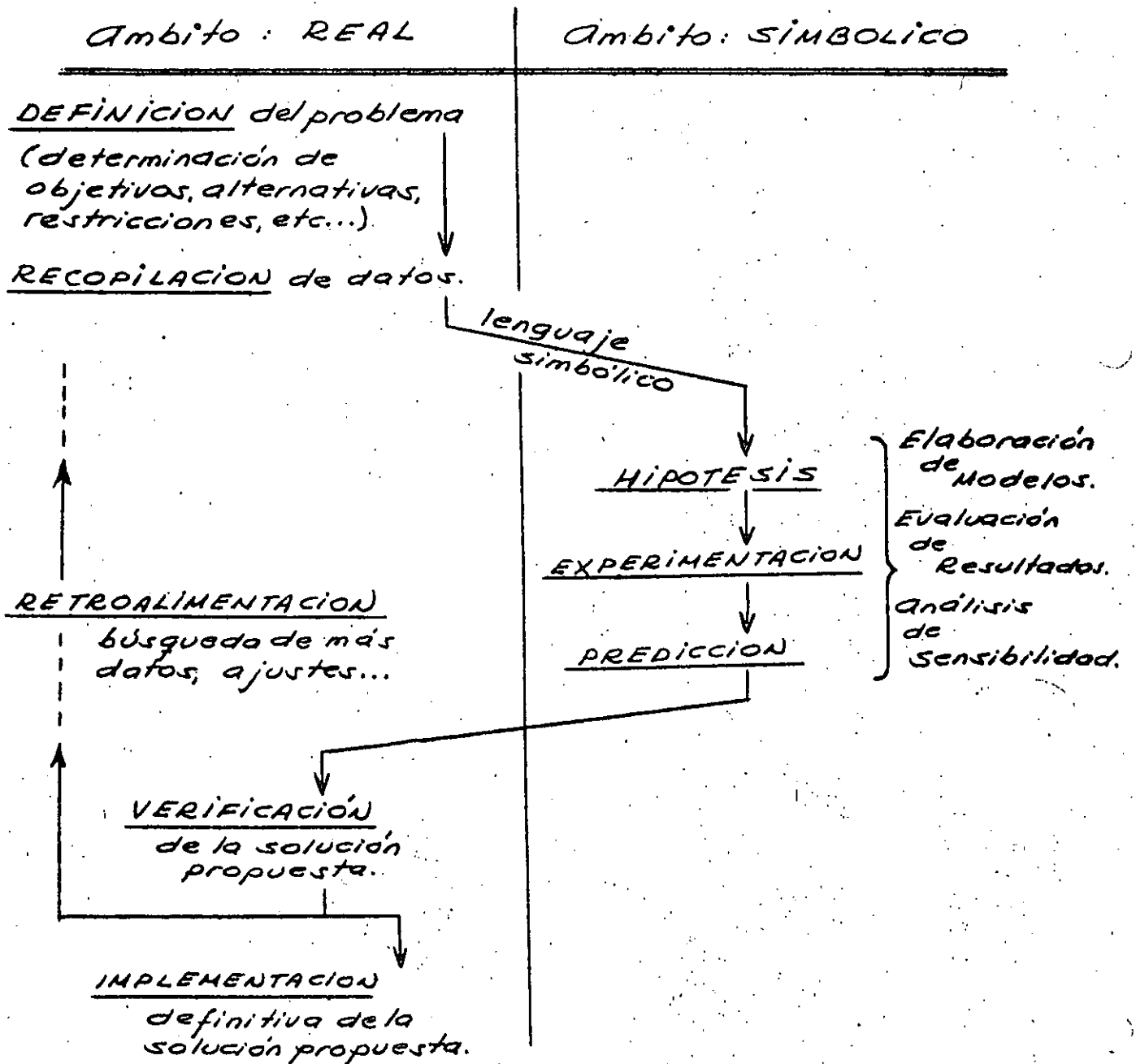
.) En el segundo caso, el análisis considera poder obtener buenas estimaciones sobre la probabilidad de ocurrencia de las futuras condiciones y del efecto económico de dichas condiciones. Es frecuente que la determinación del valor de dichas probabilidades implique erogaciones originadas por investigaciones y experimentaciones...

.) El considerar decisiones bajo condiciones de incertidumbre, implica que el analista considera prudente incluir los efectos de diferentes factores, pero le resulta imposible hacer estimaciones sobre las probabilidades de ocurrencia de esos factores y sobre el verdadero efecto de las mismas en la situación decisional.

PROCESO DE LA TOMA DE DECISIONES.

La toma de decisiones se desarrolla dentro de los ámbitos: el real, en el que tienen lugar los problemas del diario, y del simbólico, en el que se trata de representar a los problemas del ámbito real para su estudio y resolución.

Esquemáticamente el proceso puede representarse:



DEFINICIÓN DEL PROBLEMA Y RECOPIACIÓN DE DATOS.

El problema se origina en el ámbito real, dentro de los diversos campos de la actividad humana.

Los datos son los que definen y clasifican a un problema.

El conjunto de datos permite al analista elaborar un modelo que represente en el ámbito simbólico al problema del ámbito real.

El lenguaje simbólico permite traducir la información del ámbito real, a una forma utilizable en el ámbito simbólico.

Se formulan hipótesis respecto al comportamiento del modelo y se someten a prueba experimentándolas para tratar de simular las reacciones del modelo.

De esta experimentación surge una predicción de comportamiento.

La solución implicada en el modelo se lleva al ámbito real y se observan los resultados prácticos en esa realidad, es decir:

si la predicción sobre el comportamiento del modelo resulta válida, el problema está resuelto. Si no, el ciclo se vuelve a repetir tratando de recopilar más información que amplíe la visión del problema.

Se dice que el proceso es sistemático en cuanto a que se procede paso a paso dentro de una secuencia lógica.

La definición del problema se inicia con el establecimiento preciso de los objetivos, alternativas y restricciones a las que debe sujetarse la solución que se proponga y por la captación de información relativa al problema, debiendo ser esta información, tan abundante como sea factible y de la mejor calidad posible.

Será necesario analizar el grado de sensibilidad de las alternativas y considerar la posibilidad de suboptimización. A medida que las ramificaciones e implicaciones de un problema son más amplias, la definición de las metas es más compleja.

Una preliminar búsqueda de soluciones, implica el enlistar todos los posibles cursos de acción.

La cantidad y calidad de los datos recopilados es fundamental, ya que todos los demás pasos del proceso, descansan en dichos datos, y ningu no de los pasos puede compensar la falta de ellos.

Ya se había comentado el que en toda decisión intervienen factores -- que no pueden traducirse a pesos y centavos; estos son los factores - no-monetarios o intangibles.

La distinción entre los factores tangibles y los intangibles, radica en la mayor o menor facilidad y exactitud con que pueden ser expresados cuantitativamente. Como ya hemos visto, ejemplos de intangibles pueden ser: consideraciones de seguridad, reputaciones, amistades, - relaciones públicas, etc...

ELABORACION DEL MODELO.

Un modelo es la representación del ámbito real en el campo de lo sim bólico. Se inicia la estructuración de un modelo desde el momento - de fijar objetivos y alternativas.

Un modelo muestra la relación de causa a efecto entre objetivos y - restricciones.

Se maneja de tal manera que muestre el resultado final de seguir un- determinado curso de acción.

Dado que las situaciones de decisión varían muy ampliamente, son nece sarios varios tipos de modelos. Consideramos tres clases: físicos, - esquemáticos y matemáticos. Especialmente nos interesan los modelos matemáticos para su uso en estudios económicos.

Los modelos físicos pueden ser de menor, mayor o de igual tamaño que el objeto que representan. Ejemplos de estos modelos en el campo de la ingeniería, lo constituyen: modelos de canales, rompeolas, corti- nas, sistemas de tuberías, etc...

Los modelos esquemáticos son representaciones gráficas de diversas situaciones. Ejemplos de estos modelos, son los Organigramas, que muestran la división y delegación de autoridades, las gráficas de proceso de flujo de producción, las redes econométricas, redes de camino crítico, gráficas de punto de equilibrio, etc...

Los modelos matemáticos están constituidos por ecuaciones y fórmulas. Como ejemplos podemos nombrar a los modelos probabilísticos, a los modelos estadísticos, a los modelos de programación lineal, etc... Una fórmula matemática para la determinación del momento flexionante en una viga, es un modelo matemático.

EVALUACION.

El mérito de un modelo, radica en que tan eficazmente represente el comportamiento y reacciones de las situaciones que se ubican en el ámbito real. La prueba última y definitiva de un modelo, se presenta cuando las predicciones en cuanto al comportamiento del problema, se someten a la realidad.

Cada tipo de modelo se evalúa en forma diferente. Un buen modelo contribuye a completar el análisis de un problema en cuanto a que hace más fácil y objetivo observar y prever los resultados originados por los diversos factores que afectan a la situación en estudio.

Una vez que todo el proceso de la toma de decisiones ha sido seguido, a final de cuentas, quien debe tomar la decisión final en cuanto a la solución a implementar será aquella autoridad quien en última instancia deba asumir la responsabilidad de los resultados y efectos que dicha decisión pueda implicar en un futuro.

Pero debemos recordar una vez más que para que una decisión constituya auténticamente una "decisión económica", el analista deberá tomar en consideración para la estructuración de su modelo, todos los factores de tipo monetario y todos los de tipo no-monetario o imponderables que afecten a beneficios o a costos en su situación decisional particular.

LAS INVERSIONES DE CAPITAL.

Las inversiones sólidas de capital son tan importantes para la economía de una empresa individual como para la economía nacional en conjunto. La expansión de las empresas y la introducción en ellas - de adelantos tecnológicos, administrativos, organizacionales, etc... representa un factor muy importante para el desarrollo económico de ellas mismas y del país, y contribuyen considerablemente a aumentar la productividad y a elevar el nivel de vida, ya que normalmente estas inversiones se traducen en creación de fuentes de empleo, generación de impuestos, incremento del ahorro, etc...

En especial debemos ~~resaltar~~ ^{tener presente,} que la Industria de la Construcción, es una de las que individualmente, dentro de la Economía en general, más intervienen directa o indirectamente en la integración -- del Producto Bruto Nacional.

Los problemas implicados en la definición de las políticas de inversión de capital y en la selección de las posibilidades de inversión, se cuentan entre los más difíciles que afrontan los ejecutivos en negocios. Las inversiones de capital no representan un área aislada en la toma de decisiones. Implican el conocimiento profundo de -- las alternativas de producción, pronósticos del mercado, ^{conocimiento} ~~de~~ de los precios tanto de adquisición de materias primas como de venta de los productos en el mercado, posibilidades y costo de financiamientos, costo de la obra de mano, rendimientos, legislación laboral, legislación fiscal, etc...

El proceso de la toma de decisiones en el ámbito de las inversiones, se basa en estimaciones sobre el futuro. Las inversiones en propiedades inmuebles, generalmente no pueden recuperarse en períodos de tiempo cortos. Normalmente una vez que una compañía ha asignado fondos para una determinada inversión, se ha comprometido a seguir un sendero futuro del cual no podrá desviarse fácilmente. Por consiguiente, los elementos de incertidumbre y riesgo son particularmente grandes en las decisiones que se relacionan con la inversión de capital, y ésto, aunado muy frecuentemente por desgracia a un desconocimiento por parte de los empresarios de los principios ^{del Análisis} ~~de~~ Económica y de su propia realidad financiera y económica, induce a los eje-

cutivos de negocios a tener que confiar en corazonadas, medidas de costumbre ~~o~~ reglas generales. En vista de la importancia vital de las decisiones, esto es inadmisibile. Un plan económicamente sólido para las inversiones de capital, establece un procedimiento, una mecánica, para detectar, recopilar, analizar y evaluar todos los datos sobre la realidad de las condiciones en las que se pretende invertir a fin de poder seleccionar las propuestas más convenientes.

Las empresas de éxito, generalmente tienen más proyectos de inversiones potenciales que fondos disponibles para realizarlos, por lo que, la escasez de fondos es un factor determinante en el ~~proceso~~ ^{critério} para aprobar los proyectos de inversión a los que vayan a adjudicarse los limitados recursos con que cuenta la empresa, la cual, en estas condiciones, se ve obligada a establecer elementos de juicio, mecanismos y criterios para seleccionar entre las alternativas propuestas.

Se pueden distinguir diversos tipos de proyectos de inversión de capital: proyectos no lucrativos, proyectos de utilidades no conmensurables, proyectos de reposición de equipo, proyectos de inversión en activos, proyectos de expansión, proyectos para la reducción de costos de operación Y/o de producción, proyectos para mejorar la calidad de la producción, proyectos para lograr el mantenimiento de cierto nivel de utilidades, proyectos de investigación y desarrollo, etc...; y los elementos de juicio que se emplean para evaluar la conveniencia de una inversión de capital propuesta, dependen de la naturaleza de la misma inversión, así por ejemplo, los proyectos de inversión que llamamos "no lucrativos", implican gastos que se originan de requerimientos legislativos, de tipo contractual; etc., como pudiera ser el caso de una reglamentación que obligara a las empresas a la implantación de sistemas para el control de emanaciones, o a la construcción de tapias para garantizar la seguridad de los transeuntes, o a la obligación de invertir en cursos para la alfabetización, ^{la} capacitación técnica de los trabajadores, ~~o~~ u orientado a su desarrollo social y humano.

Puesto que gastos de éste tipo son obligatorios, una empresa no tiene necesidad de establecer criterios para evaluar la conveniencia de estas erogaciones.

Por otro lado, los proyectos de " utilidades no-conmensurables ", se refieren a inversiones cuyo objetivo es el de aumentar utilidades, pero cuyo monto no puede calcularse dentro de un grado razonable de exactitud. A éste tipo de inversiones pertenecen los gastos en publicidad, los de promoción, las erogaciones en cursos de actualización impartidos al personal técnico y administrativo, el costo de asesorías para la revisión de los sistemas operativos de una empresa, las inversiones para otorgar una nueva prestación a los empleados y trabajadores a fin de mejorar su condición y estado de ánimo, etc.. Puede suponerse que una compañía interesada en maximizar sus utilidades, no realizará inversiones de este tipo, a menos que esté convencida de que en última instancia, estas rendirán una utilidad. Desafortunadamente en la mayoría de los casos, es virtualmente imposible medir exactamente el ingreso marginal derivado de tales gastos.

Con respecto a las inversiones de capital de ésta categoría, la empresa debe confiar primordialmente en el criterio de su gerentes más bien que en datos cuantitativos.

Sin embargo existen otro tipo de inversiones en las cuales no solo es factible, sino en cierto aspecto obligatorio, justificar plenamente mediante un análisis económico, ~~una~~^{la} estimación cuantitativa de las utilidades y del rendimiento que se espera obtener de dicha inversión. La reposición de equipo, la inversión en activos, etc., son ejemplo de este tipo de inversiones. Si se demuestra que los ahorros en costo que se derivarán de la adquisición de una nueva maquinaria para la sustitución de una existente, van a proporcionar un rendimiento satisfactorio sobre la inversión de capital correspondiente, entonces el reemplazo se vuelve económicamente conveniente y justificado.

Aunque en lo sucesivo, nos ocupemos principalmente del uso de los datos cuantitativos para determinar la conveniencia de los desembolsos de capital, es muy importante reconocer que en el análisis de factibilidad económica del último tipo de inversiones descitas, deben hacerse intervenir, el factor riesgo, que varia según la naturaleza de cada proyecto y los elementos no-cuantitativos o no-monetarios, sobre los cuales ya se hizo mención anteriormente, ya que ambos elementos pueden ser determinantes en la decisión final. Por tanto, aspectos como las buenas relaciones con el personal de trabajo, el mantenimiento de una posición de prestigio dentro de una industria, el hacer frente a la competencia, y

el cumplimiento de las leyes estatales y municipales, entre muchos otros que pudiésemos citar, pueden ser los motivos que decidan una inversión, independientemente de las posibilidades de costo e ingresos. Serían ejemplo de tales erogaciones, las encaminadas a actividades tendientes a proporcionar servicios y prestaciones para los trabajadores; a la introducción de maquinaria para poder hacer frente a la competencia, a los desembolsos para investigaciones y desarrollo de nuevas técnicas y procedimientos de producción y control, a garantizar la salud y seguridad de los trabajadores, etc.

En los estudios de inversión deben incluirse todos los factores de costo y de ingreso que se estimen inherentes a los proyectos bajo consideración. Es así, que debe reflejarse cualquier ahorro previsto en los costos de materiales o los que se deriven de la utilización del equipo o de la fuerza de trabajo. Igualmente deben preverse hasta donde sea factible los cambios que pudiesen presentarse en los costos directos, por concepto de obra de mano, materiales y manejo de los mismos, utilización del equipo, rendimientos, mantenimiento, reparaciones, etc... así como de los aumentos o disminuciones en costos indirectos específicos tales como impuestos, seguros, fianzas, administración de oficinas centrales y de campo, financiamiento, etc...

De igual manera habrá que considerar todos los beneficios directos e indirectos que cada una de las alternativas de inversión ofrezca.

Ambos factores: de egresos e ingresos, de costos y de beneficios, deberán contemplarse dentro del horizonte económico que se considere adecuado en cada caso.

EL INCENTIVO DE LA UTILIDAD.

El incentivo que existe en cualquier decisión de invertir, es el de obtener una utilidad. ~~Esta~~^{Toda} erogación que encierre la esperanza de originar una utilidad, puede considerarse como " inversión ", y de hecho este efecto es lo que define al concepto de inversión.

esperanza de obtener una
La utilidad es la motivación que induce a una persona a invertir, y en consecuencia a renunciar a satisfacer sus necesidades presentes, con la esperanza de poder satisfacer mayor número de necesidades en el futuro. Esta motivación es la que rige las inversiones de cualquier índole: personales, industriales, ^{del sector público}, etc... La utilidad puede también explicarse como el resultado de la productividad del capital.

FUENTES DE CAPITAL.

Los suministros de capital de una empresa, pueden provenir de varias " fuentes " y cada una de ellas puede tener diferente " costo " para la empresa.

En términos generales, podemos clasificar las llamadas " fuentes de capital " de una empresa en:

- a) Fuentes Internas.
- b) Fuentes Externas.

Las fuentes internas de capital están constituidas por:

- 1) El capital Constitutivo o Social de la empresa, integrado por las aportaciones directas de los socios o accionistas.
- 2) Las utilidades no distribuidas de ejercicios anteriores comunmente llamadas " pendientes por aplicar " y que al no ser retiradas por los socios, se dejan dentro de la empresa, para incrementar el capital de trabajo. Este capital, de hecho constituye un préstamo de los socios a la empresa, para permitir las operaciones propias de la misma.
- 3) Los fondos de depreciación.

Las fuentes externas de capital quedan representadas por los préstamos otorgados a la empresa, por instituciones de crédito, inversionistas particulares, etc...

El capital Social es aquel que es propiedad de quienes lo usan y quienes esperan recibir en retribución: una " utilidad ".

La retribución correspondiente al capital prestado por las fuentes de financiamiento externas, se denomina: " interés ".

El prestamista solo recibe un " interés " que es prefijado en monto y plazo y no participa de ningún otro beneficio derivado de la inversión que se haga con el capital, pero por otra parte, tampoco está sujeto a riesgos ni contingencias, al menos en circunstancias normales.

Es de hacerse notar que dentro de las " utilidades " que percibe el dueño del capital podemos distinguir dos partes: un " interés ", similar al que percibe como remuneración el capital prestado, y que corresponde al " costo " propiamente dicho del capital empleado; y una segunda parte que representa una compensación adicional al dueño del capital por el riesgo en que ~~se~~ ⁱⁿ ~~currir~~ ^{currir} al realizar la inversión con su propio dinero.

Esta subdivisión solo es válida desde el punto de vista de un análisis económico, ya que, como veremos más tarde, el punto de vista contable no acepta el impactar la " utilidad " (al menos para efectos de libros) con éste interés, o costo interno del dinero.

Cuando en una empresa, no es posible lograr el ingreso de nuevo capital social ni conseguir más préstamos externos, el capital disponible para nuevas inversiones quedará limitado a las fuentes internas de financiamiento y su incremento estará constituido solamente por la retención de las utilidades (si las hay) y por los fondos que en cada período se integran a las reservas de depreciación de los activos existentes.

Sin embargo, aun en aquellos casos en que para incrementar los recursos de la empresa, sea factible recurrir al aumento del capital social mediante el ingreso de nuevos accionistas, se encuentra normalmente, cierta resistencia a seguir esta alternativa, sobre todo en las empresas pequeñas y medianas, ya que el aceptar nuevos socios implica, para el grupo actual de dueños, normalmente reducido, el sacrificar el control que tienen de la empresa.

Para calcular el " costo del capital " de la compañía, habrá que estimar primero el costo de cada ^{una de sus fuentes de financiamiento} ~~fuentes~~ y analizar después la composición de la disponibilidad total.

El problema de determinar este costo del capital, la más conveniente composición de los fondos y el interefecto en los costos de cada una de las fuentes de capital, es sumamente complejo pero de gran importancia para la planeación financiera de una empresa.

Dichas complejidades provienen fundamentalmente de la dificultad de calcular el costo de cada fuente de financiamiento (que además ^{es} ~~es~~ variable y sensible a muchos factores) y del hecho de que al realizar una inversión, los fondos empleados rara vez pueden identificarse con su fuente y más bien pueden considerarse emanados de algún tipo de crisol de capitales en el cual todos los disponibles se funden y pierden su identidad.

EL COSTO POR EL USO DEL CAPITAL.

De acuerdo con el principio del incentivo de la utilidad, cada peso gastado debe satisfacer la esperanza de utilidad del dueño del capital. Por otro lado, vemos en el inciso anterior que las fuentes de financiamiento de una empresa pueden ser internas, constituidas por el capital que en forma general llamaremos "capital propio", y externas, constituidas por "capital prestado". A cada tipo de capital corresponde una remuneración distinta de acuerdo con sus características propias.

El término: "interés", se emplea para designar el pago o renta correspondiente al uso del dinero y ~~que~~ representa el costo del mismo. (Recordemos que incluida dentro del concepto "utilidad", hemos distinguido una parte constituida por un "interés" por el uso mismo del capital). Esta renta que se paga por el uso del capital, en esencia es la misma que se paga o se impacta en los costos, por ejemplo, por el uso de maquinaria o equipo, ya sea éste propio o rentado.

Sin embargo, es evidente que una empresa se encuentra en situación distinta si opera con capital propio, que si lo hace con la misma cantidad de dinero, solo que con capital prestado. Hay una clara e importante diferencia entre el uso de capital propio y el uso de capital prestado, y entre los conceptos de utilidad e interés.

El capital que proviene de un préstamo, normalmente presenta las siguientes características: ha sido solicitado por tiempo determinado, transcurrido el cual, se ha prometido reintegrarlo; el interés que por su uso se pagará, ha sido previamente fijado y no depende del resultado de la inversión a que el dinero se ha destinado, es decir, teóricamente al menos, no está sujeto al elemento riesgo. Por otro lado, tampoco será incrementado ni recibirá beneficio alguno adicional, si las utilidades que se obtengan de la inversión, resultan ser mayores que las previstas. Cuando el prestamista de un capital analiza y determina la tasa de interés que le es atractiva y a la cual está dispuesto a prestar su dinero, toma en cuenta: el riesgo en el que considera ^{podrá} incurrir de que su dinero no le sea devuelto-

(^{riesgo que} ~~el~~ trata de reducir al mínimo mediante la exigencia de garantías colaterales, avales de terceros, etc...), sus gastos administrativos y el margen de utilidad que espera obtener.

A diferencia de lo anterior, la inversión del capital propio, tiene como esperanza de retribución, una utilidad, pero de hecho na da garantiza al inversionista que dicha utilidad será obtenida, ni el tiempo en el que se obtenga, y lo que es más, casi siempre existe el riesgo de que ni el capital inicial invertido pueda ser recuperado. Se desprende de aquí, lo justo de la diferencia en monto -- que normalmente existe entre " utilidad " e " interés ".

Otra muy importante diferencia entre utilidad e interés, es el tratamiento que la legislación fiscal dá a uno y a otro. Para el que percibe un interés, éste constituye un beneficio, una utilidad, la cual está gravada fiscalmente; en cambio, para el que paga dicho interés, ésta erogación representa un costo, el cual es deducible fiscalmente. Las tasas de impuesto con las que el fisco grava los ingresos obtenidos en calidad de interés (como remuneración por dinero que ha sido prestado), y en calidad de utilidad (por una inversión realizada), son muy distintas. Es claro que el impacto financiero que representa el pago del impuesto correspondiente en cada caso, debe estimarse y considerarse previamente en el análisis de toda alternativa de inversión.

La obligación de compensar con un rédito ó de " pagar " por el uso de un capital a su propietario puede constituir una obligación legal como es el caso de la obligación contractual originada por el préstamo de cierto capital a un interés y a un plazo predefinido. O puede ser una obligación moral, como es la contraída por los dirigentes de una empresa con respecto a los accionistas - cuyos fondos manejan y a quienes deben reeditar unos " dividendos". Aún en el caso de capital propio, existe una obligación de sentido común de reconocer un costo de nuestro propio capital, derivado del hecho de que al invertir ese capital en esa alternativa, se están -

rechazando las utilidades o beneficios que hubiere proporcionado ese capital invertido en otra alternativa.

En forma genérica, a la tasa de interés que constituye la recompensa por el uso del capital en cualquier forma de inversión, se le denomina frecuentemente " tasa de recuperación del capital ", ó simplemente " tasa de recuperación ".

Aún en el caso de inversiones efectuadas por alguna dependencia gubernamental, debe considerarse, al hacer el análisis de factibilidad económica, un costo correspondiente al capital por emplear y debe fijarse una tasa de recuperación al proyecto, ya que dicho capital por emplear, ha sido obtenido por medio de recaudación de impuestos, de los particulares, y habrá que reconocer que éstos hubiesen obtenido una cierta tasa de recuperación al invertir su dinero, de no haberseles privado de este mediante el cobro de un impuesto.

De cualquier manera y sea cual sea la fuente de la cual provienen los fondos por emplear debemos reconocer que " usar dinero, cuesta dinero ".

Hay varias razones que justifican el hecho de tener que considerar un costo al capital por emplear, y que se expresa mediante una " tasa de recuperación ", cada vez que se analiza una inversión. Entre ellas podemos nombrar: 1º. la tasa de recuperación, remunera al dueño del capital por el hecho de no poder usarlo mientras aquel a quien se le ha confiado, lo está usando. 2º. la tasa de recuperación compensa al dueño del capital por el riesgo que está corriendo al invertir su capital. 3º. la tasa de recuperación, constituye un incentivo para que el dueño del capital invierta.

A menos que el impacto económico correspondiente al " costo del Capital " sea considerado de alguna manera en un análisis de inversión, el estudio resultante será inexacto, equivoco e inútil.

Aunque la inclusión del interés es indispensable en el estudio de inversiones, la determinación de un tipo de interés apropiado es una tarea que presenta algunas dificultades. A veces se considera

erróneamente al interés como si fuese igual al rendimiento sobre la inversión. Queremos volver a insistir en que el rendimiento sobre la inversión consiste de dos elementos: interés y utilidad. El primero representa el costo del dinero empleado; el segundo, el mismo costo más una recompensa por el riesgo y la incertidumbre. El costo del capital invertido (expresado en el interés), constituye el elemento de criterio mínimo para la aceptación de proyectos de inversión de capital que se emprenden para obtener utilidades. Una empresa debe recuperar, por lo menos, el costo correspondiente al dinero empleado antes de que pueda considerar que ha obtenido una utilidad real sobre su nueva inversión. Por otra parte, el elemento de criterio de aceptación mínimo que puede considerarse como una recompensa por el riesgo y la incertidumbre, varía con la naturaleza del riesgo incurrido.

Al elegir entre las inversiones potenciales, una compañía solo debería aceptar aquellas propuestas cuyo rendimiento esperado sobrepase, cuando menos, el costo del capital. Haciendo una comparación muy sencilla, sería antieconómico para una persona pedir dinero prestado con el propósito de realizar una inversión, si es que no va a poder invertir estos fondos en forma que le proporcionen un rendimiento mayor que los intereses que debe pagar. El costo del capital constituye el elemento de criterio mínimo de aceptación o la tasa mínima de rendimiento sobre la nueva inversión. Proyectos de capital que rindan ingresos inferiores a ésta tasa mínima aceptable, diluyen el capital de los accionistas y conducen a las empresas a un proceso de descapitalización.

Desafortunadamente, el determinar el costo del capital de una empresa es quizás el área más compleja y sujeta a controversias en el campo de las finanzas.

COSTO DE OPORTUNIDAD DEL CAPITAL.

Todo propietario de capital, tiene más de una alternativa para invertir su dinero. Cada vez que acepta una de esas alternativas, renuncia a la oportunidad de invertir en otras alternativas y por tanto, renuncia también al beneficio que esas otras alternativas le hubiesen reportado. Esta situación da lugar al concepto de " Costo de oportunidad ". Ejemplificando el concepto anterior a un caso muy sencillo, supongamos que una persona tiene dos oportunidades para invertir sus ahorros: adquirir bonos financieros que le reportarán un 15% de interés anual o invertir en una casa para habitarla con su familia. Si decide invertir sus ahorros en la compra de la casa, de hecho está rechazando la oportunidad de adquirir los bonos y por tanto rechaza también una utilidad del 15% sobre su capital, y debe reconocer entonces que esta tasa: 15%, que deja de percibir, constituye el costo del capital con el que va a financiar la compra de la casa, aunque éste capital sea suyo. Por tanto, antes de decidirse deberá comparar esta utilidad (que dejará de percibir) con la utilidad (en éste caso, satisfacción) que le proporcionará la posesión de una casa propia para él y su familia.

Lo anterior deja de manifiesto, que ni para el capital propio, puede evitar ^{el} considerarse un costo: "el costo de oportunidad", cuando se pretende aplicarlo a una inversión o al logro de un satisfactor. Desde el momento en que el propietario de un cierto capital decide invertir en determinada alternativa y partiendo de la base de que los recursos con que cuenta son limitados, está de hecho renunciando a la posibilidad de invertir en otras alternativas, aunque una de ellas pudiera ser, en el peor de los casos, simplemente dejar el dinero en el Banco ganando un cierto interés por bajo que este sea. Por otro lado debe analizar si la utilidad esperada, usualmente expresada en términos de una tasa de interés anual, es suficiente para justificar la inversión en la alternativa propuesta; y aunque estrictamente hablando, no existe costo del capital (ya que éste es propio), al invertirlo debe esperarse, como mínimo, recibir una utilidad al menos igual a la de las alternativas rechazadas, siendo esta utilidad rechazada y perdida, lo que constituye el costo de oportunidad del capital.

Se sobre entiende que para que lo anterior pueda justificarse, la situación descrita es meramente temporal y circunstancial, ya que de no ser así lo mejor es que los administradores de la empresa, reintegren el capital a los accionistas de la misma, por resultar evidente que de seguir dicho capital invertido en la empresa, no podrá rendir a sus dueños una tasa de recuperación mínima esperada. Es claro que un administrador, actúa incorrectamente cuando retiene ese capital sabiendo que no puede satisfacer esas mínimas esperanzas de utilidad de los inversionistas.

Resulta entonces claro, que el costo de oportunidad de la empresa está determinado por el costo de oportunidad de sus accionistas, ya que cada accionista, al momento de invertir en la empresa, mediante la compra de nuevas acciones o conservando las anteriormente adquiridas o prestando dinero para la operación de la empresa, está rechazando otras oportunidades de inversión y de hecho, las utilidades que estas últimas le hubiesen podido proporcionar. -- Esas oportunidades y esas esperanzas, se convierten en consecuencia, en el costo de oportunidad del capital social de la empresa.

No podemos mencionar el costo de oportunidad sin dejar de observar que sugiere un medio de determinar el costo del capital.

Si el financiamiento se lleva a cabo con fondos ajenos, es decir, con capital prestado, la tasa de interés que se paga por el uso del dinero claramente establece el costo del capital.

EL VALOR DEL DINERO CON EL TIEMPO.

Hemos visto que el dinero debe estar " ganando " cuando menos, lo que hemos llamado el costo del capital y esto da origen al concepto del valor del dinero con el tiempo, el cual puede ilustrarse de la siguiente manera:

Supongamos un préstamo de \$ 1,000.00 que será usado durante los próximos cuatro años. Consideramos que el costo del capital es de

~~50%~~ anual.

50%

En orden a determinar si la tasa de recuperación esperada en una cierta inversión es suficiente, debe compararse esta tasa esperada con -- las tasas que pudieran obtenerse de usar el capital en otras alternativas.

En la industria, un empresario tiene básicamente dos alternativas de inversión del capital de la firma: una es invertir el dinero dentro de la misma empresa (como capital de trabajo para las operaciones propias de la misma), y otra es invertirlo fuera de la empresa (en compra de bonos financieros, acciones de otras empresas, etc..)

Veámoslo de esta forma: es cierto que no debería aprobarse la inversión del capital social de la empresa, (o la reinversión de las utilidades obtenidas, en su caso), dentro de la misma, si la tasa de recuperación que se espera obtener es inferior a ~~la~~ que se pudiese obtener con alguna inversión fuera de la empresa. Las oportunidades externas y sus tasas de recuperación, constituyen, desde este punto de vista, un criterio de límite inferior para la inversión interna. Sin embargo, la alternativa de invertir externamente a la empresa, es muy raro que pudiese representar una situación adecuada, ya que, por un lado, dentro del campo industrial, lo normal es que a una empresa se le presenten internamente una infinidad de alternativas y posibilidades de inversión de fondos para mejorar su situación económica, para incrementar su nivel de ingresos, reducir costos de producción u operación, inversiones en maquinaria de producción, equipo de transporte, equipo de oficina para la implementación de nuevos sistemas administrativos, inversiones en medidas para aumentar las prestaciones del personal, etc... y por otro lado, si a la luz de una realidad, las mejores alternativas de inversión se presentan en el exterior, no hay razón para continuar con ese negocio y en consecuencia la empresa debe liquidarse.

Solo en una situación particular en la que se tenga en un momento da do, un superavit de recursos monetarios, se podría justificar que ciertos fondos fuesen destinados a la compra de bonos o acciones aún de relativo bajo interés, cuando se prevea que, de no proceder así, dichos fondos permanecerán " inactivos " en una cuenta bancaria sin obtener ninguna recuperación.

En estas condiciones, la cantidad adeudada al cabo del primer año está constituida por la cantidad original \$ 1,000.00 más \$ 500.00 correspondientes al costo del capital, o sea, \$ 1,500.00; al final del segundo año, serán \$ 1,500.00, más el costo del capital por -- ese año, \$ 750.00, lo que da un total de \$ 2,250.00; al final del tercer año la cantidad será de \$ 2,250.00 más \$ 1,125.00, o sea, - \$ 3,375.00 y al final del cuarto año, serán \$ 3,375.00 más - - - - \$ 1,687.50, o sea, \$ 5,062.50 .

Lo anterior constituye un proceso de interés compuesto, esto es, la acumulación de intereses sobre el capital original y sobre los intereses anteriormente generados.

Aplicando el concepto del valor del dinero con el tiempo en el ejemplo anterior, observamos que \$ 1,000.00 de hoy, tienen un valor de \$ 1,500.00 dentro de un año y de \$ 2,250.00 dentro de dos, de - - - \$ 3,375.00 dentro de tres, y de \$ 5,062.50 dentro de cuatro. En forma inversa, también podemos decir que una cantidad de \$ 5,062.50 -- dentro de cuatro años, equivalen a \$ 1,000.00 hoy.

Claro que lo anterior es considerando una tasa de incremento del valor del dinero con el tiempo, de 50% anual, lo cual no siempre será cierto, ya que podrá ser mayor o menor de acuerdo con las condiciones de cada caso particular, pero al menos, lo que podemos asegurar es que dicho valor nunca es cero.

Como ejemplo de que lo anterior es cierto, preguntémonos si alguien nos querrá prestar \$ 1,000.00 ofreciéndole nosotros reintegrarle -- los mismos \$ 1,000.00 al cabo de un año; aún dándole plenas garantías de que su dinero le será entregado sin falta y en fecha determinada. Si nadie acepta, la razón será que \$ 1,000.00 de hoy, no -- equivalen a \$ 1,000.00 dentro de un año. Si la mínima cantidad que alguien exige le sea pagada dentro de un año para otorgarnos el --- prestamo de \$ 1,000.00 es de \$ 1,500.00, esto significa que el valor del dinero con el tiempo se valúa en 50% anual.

Lo anterior nos lleva además a otra consideración: supongamos que nos informan que las erogaciones que se llevarán a cabo en cierta inversión, serán: \$ 1,000.00 el día de hoy, \$ 1,500.00 al terminar el primer año y \$ 2,250.00 al terminar el segundo año. No podemos decir, que el costo de la inversión está representado por la suma de las erogaciones: \$ 1,000.00 más \$ 1,500.00, mas \$ 2,250.00 --- igual a \$ 4,750.00 ya que estaríamos sumando cantidades cuyo monto está expresado en distinto tiempo; es decir, si bien es cierto que el desembolso real si será de \$ 4,750.00, también lo es el -- hecho de que esta erogación no será efectuada de un golpe en un momento dado, sino que parte al menos de la misma, será diferida una y dos años.

Lo correcto es, sumar las tres cantidades, pero una vez que han sido expresadas " en un mismo tiempo ", así por ejemplo, si actualizamos los valores de cada año al momento actual y consideramos por otro lado que la tasa representativa del valor del dinero con el tiempo, es de un 50%, tenemos:

Valor actual, de \$ 1,000.00 gastados hoy:	\$ 1,000.00
Valor equivalente actual de \$ 1,500.00, que se gastarán dentro de un año:	1,000.00
Valor equivalente actual de \$ 2,250.00, que se gastarán dentro de dos años.	1,000.00
	<hr/>

Suma actualizada de las erogaciones, al día de hoy:	\$ 3,000.00
-----------------------------------------------------	-------------

Podemos establecer, que en reconocimiento del concepto de valor de dinero con el tiempo, las cantidades de un cierto flujo de --- efectivo, deberán ser traducidas a un mismo punto del tiempo, antes de ser sumadas o comparadas entre sí; y es muy importante que quede claro que no pueden sumarse o compararse, cantidades expresadas en distintos puntos del tiempo.

Ahora bien, detengamonos un momento a pensar: ¿Cuál es la razón de fondo de que siempre que analizamos una alternativa de inversión, hay necesidad de considerar un incremento del valor del dinero con el --- tiempo ?. La primera respuesta que se nos ocurre es que el tener que pagar un interés, constituye un hecho en el ámbito de los negocios y en general en el medio mercantil. Pero entonces surge a su vez, otra pregunta aún más compleja: ¿Cómo se explica y se justifica que en los negocios, el interés del dinero, sea un hecho ?.

En economía se explica lo anterior mediante un análisis de la situación de la oferta y de la demanda de fondos para inversión. Desde el punto de vista de la oferta, el interés es necesario como incentivo para invertir. Desde el punto de vista de la demanda, el interés es posible dado que el capital es productivo.

Desde el punto de vista de la oferta, si una persona presta dinero que ha ahorrado, se priva de poder satisfacer en ese momento ciertas necesidades. No puede emplear su dinero en la adquisición de bienes de consumo, si se lo ha prestado a alguien, o si lo ha invertido en la compra de maquinaria o equipo (esto es, en bienes de producción), o ha comprado acciones de una empresa, o lo ha pagado como impuestos al gobierno. En todos estos casos requiere la existencia de un incentivo que lo compense del diferimiento que estas inversiones implican, de la satisfacción inmediata de sus necesidades.

Por otro lado hay que reconocer que otro incentivo, como es el "sentimiento de seguridad", puede en un momento dado, ser más importante que el incentivo: interés. Es común que cierta cantidad de fondos se invierten a tasas menores de interés, pero en condiciones de menor riesgo, ya que la sensación de confianza y seguridad que una inversión de este tipo proporciona, compensa una tasa de recuperación baja relativamente a las que pudieran brindar otras alternativas de inversión pero que implicasen mayor riesgo. Sin embargo, en términos generales podemos afirmar que mientras mayor sea la tasa de interés, mayor es la motivación para diferir el consumo, e invertir con la esperanza de obtener un interés sobre nuestro dinero.

Es razonable suponer que si desaparecieran las perspectivas de obtener un interés como remuneración a la inversión del dinero, también desaparecerían los estímulos para invertir...

Ahora, desde el punto de vista de la demanda, ¿ cómo es posible pagar interés ?, esto es, ¿ cómo puede una empresa encontrar conveniente pedir dinero prestado y pagar el interés requerido por ello ?, ¿ cómo -- puede una sociedad pagar dividendos a sus accionistas, lo cual no es más que una remuneración por la inversión de su dinero ?. La respuesta es que los bienes de capital son productivos. El capital y los -- bienes de producción (maquinaria, equipo, estructuras, etc...), son productivos. Es por esto que una empresa puede pagar un interés sobre dinero prestado, o puede atraer capital de socios que invertirá en bienes de producción, y pagarles posteriormente dividendos mayores que el interés que pudieran haber obtenido simplemente prestando su -- dinero.

Con lo anterior tenemos la doble explicación al interés: "El interés puede existir porque el capital es productivo, y es necesario que el interés exista para que haya un incentivo substancial para la inversión ".

Pero quizás, más correcto que decir que los bienes de capital son productivos, sería afirmar que bajo circunstancias favorables, bienes -- de capital específicos son suficientemente productivos para generar una recuperación atractiva, y por otro lado, el problema de establecer si bajo determinadas circunstancias, bienes de capital específicos serán lo suficientemente productivos para generar una recuperación atractiva, es un problema de Ingeniería Económica. Cada situación deberá ser examinada a la luz de los beneficios y costos que las circunstancias permitan estimar. Las consideraciones de tipo técnico que un problema de este tipo implica, hacen necesaria la intervención de conceptos de Ingeniería Económica para su solución.

Un analista, conocedor de los principios y las técnicas de la Ingeniería Económica, está capacitado para hacer recomendaciones respecto a la conveniencia o no, de invertir en bienes de producción, ya que puede

determinar si dichos bienes, bajo las circunstancias específicas del caso, serán tan productivas como para generar una tasa de recuperación (interés) lo suficientemente atractiva para justificar la inversión en ellas.

TASA MINIMA INTERNA DE RECUPERACION.

Los estados financieros de un negocio, el Balance General y el Estado de Pérdidas y Ganancias principalmente, muestran la utilidad total general obtenida por medio de la inversión realizada, pero debemos notar que de ellos solo podemos determinar la productividad promedio de cada peso. Desgraciadamente el sistema contable no está diseñado para ser más específico al respecto.

Antes de aprobar una inversión debemos insistir en que cada peso:

a) garantice una tasa de recuperación y b) que ésta no sea menor que una tasa mínima de recuperación prefijada.

La determinación de la tasa mínima de recuperación se deriva de la forma o criterio de la empresa para aplicar y distribuir sus fondos disponibles, normalmente limitados y cubrir una demanda casi siempre mayor ^{que} ~~de~~ ellos.

Normalmente, cada año, una empresa podrá predecir con mayor o menor aproximación la disponibilidad de fondos con que podrá contar en ese período para cubrir los gastos de las operaciones que sus inversiones demanden. El suministro de fondos podrá provenir como ya hemos visto, principalmente de reinversión de utilidades, de liquidación y fondos de depreciación de activos fijos, líneas de crédito, créditos externos diversos o de incrementos de capital social, etc., sin embargo, generalmente ocurre que, el programa de suministros es escaso en comparación con la demanda de fondos y recursos monetarios que requieren las alternativas de inversión que se presentan.

Para ilustrar el problema supongamos que el requerimiento de fondos para el período siguiente, se calcula pudiera ser hasta de - - - - \$ 100,000,000.00 aproximadamente, pero se estima que entre todas las diversas fuentes de financiamiento se podrán obtener solamente unos \$ 70,000,000.00. El objetivo del director de fianzas, será obviamente, invertir los \$ 70,000,000.00 disponibles, en aquellas alternativas de inversión que ofrezcan la mayor retribución y tener que rechazar proposiciones por un monto de \$ 30,000,000.00 que prometen menor retribución.

Para lograr esto, partamos de la suposición de que el analista esté en posición de poder enumerar sus alternativas de inversión en orden decreciente de acuerdo con su retribución estimada y calcular el monto de la Inversión Requerida para cada alternativa, (a juzgar por ejemplo, por la demanda estimada en el mercado, de los productos de cada una de las diversas líneas de producción: A,B,C, etc..., como podría ser el caso de una empresa fabricante de bienes de consumo).

Alternativas	Inversión Requerida para cada alternativa	Tasa probable de Recuperación.	Monto acumula- do de Inversión
A	5,000,000.00	61% o más	5,000,000.00
B	12,000,000.00	61% - 58%	17,000,000.00
C	15,000,000.00	57% - 54%	32,000,000.00
D	10,000,000.00	53% - 50%	42,000,000.00
E	19,000,000.00	49% - 46%	61,000,000.00
F	9,000,000.00	45% - 42%	70,000,000.00

G	13,000,000.00	41% - 39%	83,000,000.00
H	6,000,000.00	38% - 36%	89,000,000.00
I	11,000,000.00	menos de 35%	100,000,000.00

En estas condiciones, el fondo disponible de \$ 70,000,000.00 deberá ser aplicado solo a aquellos proyectos que prometan una tasa de recuperación de 42% o más. Esto significa que la tasa interna mínima de recuperación aceptable para el próximo período y dadas las condiciones anteriores, es de 42%, que es la tasa mínima de recuperación que

esperamos obtener al invertir en el proyecto F, ya que bloquear recursos en alguna de las alternativas G, H, o I, que ofrecen tasa de recuperación máxima menor de 42%, equivale a eliminar la posibilidad de invertir en una alternativa que brinde 42% o más.

Esto quiere decir que cualquier inversión que ofrezca 42% o más debe ser aprobada y cualquier proyecto que ofrezca una tasa menor, debe ser rechazada. También quiere decir que \$ 30,000,000.00 de inversiones que prometen tasas de recuperación hasta de un 41% serán rechazadas. La tasa mínima de recuperación establece el límite inferior, abajo del cual no podemos invertir, es decir, establece la tasa interna mínima aceptable de recuperación.

Enfocado desde otro punto de vista, podemos decir que si en una serie de alternativas de inversión: la alternativa A es preferible a la alternativa B, la B es preferible a la C, etc...., M es la alternativa menos preferible aceptada y N es la alternativa más preferible no aceptada; el costo de oportunidad a considerar al capital, para cualquier alternativa B por ejemplo, de inversión, es la tasa de recuperación de N, ya que representa la utilidad que rechazamos automáticamente cuando aceptamos invertir en B. Así por ejemplo en el caso ilustrado, al agotarse los recursos disponibles con la alternativa F, se establece como costo de oportunidad, la tasa de 41%.

En la tabla anterior, las alternativas: A, B, C, H, I, pueden interpretarse como alternativas de inversión de diversa índole que se le presentan a un inversionista en un momento dado. O pudieran ser diversos artículos producidos por una fábrica y cuyo volumen de producción individual no puede incrementar a voluntad por estar condicionado por la demanda en el mercado; de no ser así, la empresa aplicaría la totalidad de sus recursos a producir los artículos A y B que mayor recuperación le proporcionan, aunque también por otro lado, desearía contar con los recursos económicos suficientes para, producir la mayor variedad posible de artículos, aún los que le reportan bajo margen de utilidad, con el fin de presentar al consumidor una gama más amplia de productos e incrementar así el área de su propio mercado. Dado que ni una ni otra alternativa son posibles, dada la limitación del mercado, por una parte, y lo limitado de sus recursos por

otra, debe optar por aplicar los recursos de que dispone, para ir saturando cada uno de los renglones A, B, C, ... sucesivamente, hasta el agotamiento de dichos recursos, lo cual sucede en el ejemplo planteado, en la alternativa F. Para el caso de una empresa constructora, las alternativas pudieran significar obras o conjuntos de obras, que considera puede solicitar y obtener de diversas fuentes de trabajo durante el próximo año y con cada una de las cuales, en condiciones normales y por experiencias pasadas (dado que conoce el tipo de obra que ejecuta cada fuente, precios unitarios, condiciones de ^{trabajo} forma de pago, etc.), espera poder obtener, al finalizar cada una de ellas, una tasa de recuperación dentro del rango expresado en la tabla.

Para efectos del ejemplo planteado, los porcentajes indicados en la tabla, como probables tasas de recuperación, se refieren a tasas de utilidad neta contablemente hablando, es decir solo ^ofastando deducir el costo del capital empleado, costo que, como veremos más adelante, y salvo el caso de que haya constituido una erogación efectiva, la Contabilidad no registra, reconociéndose solo como costo desde el punto de vista de análisis económico, para efectos de calcular la utilidad neta (económica), y determinar así la bondad económica de la inversión.

Al referirse, para efectos del grupo de alternativas I, de tasas probables de recuperación de "menos del 32%", se sobre entiende que la tasa pueda ser menor del 32% pero mayor que el porcentaje indicativo del costo del capital, ya que ni siquiera sería aceptable una inversión cuya tasa de recuperación fuese igual al costo del capital, por que en esas condiciones, el inversionista solo cubriría sus costos pero no tendría ningún margen adicional que le compensara de los riesgos en que incurre o de las desventajas u obligaciones que adquiere.

Por lo anterior el límite mínimo que se marque para considerar aceptable la tasa de recuperación de una alternativa, será superior al costo del capital en el porcentaje que el inversionista considere que queda compensado su riesgo.

dere asociado a cada una de ellas; así por ejemplo, pudiera suceder que se decidiese invertir en la alternativa G en lugar de la F, por implicar esta última un riesgo mucho mayor que la primera, no obstante la G, ofrezca menor tasa de recuperación.

Es indudable, que las diversas alternativas de inversión, normalmente implican diferente grado de riesgo y que el grado de riesgo influye considerablemente en la tasa mínima que resulta atractiva para invertir en cada alternativa.

Es un hecho reconocido en el ámbito real de los negocios, que una empresa con escaso capital propio, y por tanto con mayor necesidad de capital prestado, y que en general representa alto riesgo para quien le presta, consigue ese dinero prestado a una tasa de interés mucho más alto que el que se brinda a empresas más consolidadas y con mayor respaldo económico. Empresas en dificultades, difícilmente encuentran financiamiento externo, aún siendo caro. A empresas en auge, se les brinda diversas oportunidades de financiamiento, a tasas de interés bajas, por el hecho de que quienes invierten en ellas reconocen una garantía para su capital y muy bajas probabilidades para el elemento riesgo.

Sin embargo, no obstante las objeciones expresadas y las dificultades que puedan presentarse en cada caso particular, debe quedar claro el principio de que la tasa mínima interna de recuperación debe ser analizada teniendo como objetivo fundamental el lograr -- dentro de la situación y condiciones particulares de cada empresa, el mejor aprovechamiento posible de los recursos de que dispone.

por todos los criterios expuestos, si a una empresa se le presentan en un momento dado, amplias oportunidades de inversión por un lado, con la posibilidad de obtener de ellas altas tasas de recuperación, y por otro lado, se encuentra con que los recursos de -- que dispone para llevar a cabo dichas inversiones, resultan escasos, en relación al monto de capital que las mismas requieren, su tasa mínima atractiva de recuperación será muy alta. Si por el contrario, durante cierto período, el mercado le ofrece reducidas al-

ternativas de inversión con bajas tasas probables de recuperación, y además dispone de capital para operar, su tasa mínima atractiva de recuperación disminuirá sensiblemente, al menos mientras dichas circunstancias prevalezcan.

Si en las condiciones del ejemplo planteado en la tabla, se llegara a determinar que en promedio, el costo de capital de los - - - \$ 70,000,000.00 disponibles para operar, ya considerando la composición de dicho capital y el costo individual de las diversas fuentes de financiamiento que lo integra, es de un 32%, la tasa mínima atractiva de recuperación seguiría siendo de 42%, ya que prevalece el argumento de que: "invertir en una alternativa que ofrezca una tasa de recuperación inferior a 42%, equivale a eliminar la posibilidad de invertir en otra alternativa que ofrezca 42%, o más, dado que los recursos son limitados". En estas circunstancias nos damos cuenta de que para efectos de la determinación de la tasa mínima de recuperación, el dato de un 32%, para el costo del capital, resulta irrelevante, (al menos en éste ejemplo, y dada la diferencia entre el 32% y el 42%).

Lo que cabría pensar en este caso, es en la posibilidad de conseguir mayor capital para invertir, aún a una tasa de interés más alta, con el consiguiente incremento del costo promedio del costo del capital, ahora en un 32%, y aplicarlo a alternativas de los grupos G, H, o I, solo teniendo cuidado de que la diferencia entre el costo promedio del capital empleado en las diversas inversiones (ya en estas condiciones, mayor de 32%), y la tasa mínima esperada de recuperación de dichas inversiones (ya menor del 42%), sea tal que compense, de acuerdo con las consideraciones hechas anteriormente, los riesgos en que se incurre al invertir, al aceptar dinero prestado, etc...

Obviamente el objetivo que persigue un inversionista es el de obtener las tasas más altas de recuperación posibles "después" de impuestos y no "antes" de impuestos. Frecuentemente sucede que los mejores proyectos después de impuestos, no son los mismos que los mejores antes de impuestos. Esto se explica por el hecho de que pa

ra distintas circunstancias se presentan diferencias en cuanto a los factores que son fiscalmente deducibles en un caso y en otro, o al hecho de que distintos tipos de inversiones se rigen por diferente legislación fiscal y por tanto, por distintas tasas impositivas. Por lo anterior, podemos concluir que es conveniente y en ocasiones necesario, realizar los análisis económicos "después de impuestos".

Es muy conveniente hacer notar que los criterios en cuanto a la tasa mínima interna de recuperación, una vez fijada ésta dentro de una empresa, sean observados en todos los niveles de la misma y no únicamente en los niveles gerenciales. Es decir, que los efectos que la tasa mínima establecida debe tener en toda decisión de inversión dentro de la empresa, se contemple no solo en las decisiones que se tomen en las altas esferas de la Dirección, sino también en las que se tomen en los departamentos de operación, compras, etc... Es frecuente observar que en las decisiones que se toman en estratos inferiores, no se siguen las políticas de inversión dictadas por la gerencia y normalmente se toman sin previo análisis económico^y solo en base a tradición, costumbre, inercia o mera intuición. Es absurdo suponer que en una empresa constructora por ejemplo, se están obteniendo efectivamente los beneficios de una adecuada política de inversiones, si esta solo se aplica en las decisiones a alto nivel gerencial, pero en el departamento de adquisición de equipos, se compra maquinaria sin justificación económica real en cuanto a la oportunidad del momento, capacidad, etc., o no se reemplaza equipo que ya ha superado su período de vida económica y continua en operación.

Resumiendo todo lo anterior, podríamos concluir que los elementos básicos en la determinación de la tasa interna mínima atractiva de recuperación son normalmente:

- . La naturaleza de las alternativas de inversión que se presentan a la empresa.
- . El monto de la inversión que cada una de dichas alternativas demanda.

- . La tasa de recuperación esperada en cada alternativa .
- . El monto disponible de los recursos con los que se hará frente a esas inversiones.
- . El costo promedio real de ese capital disponible para invertir.
- . El grado de riesgo que cada alternativa de inversión implique.

Hay que tener presente que la tasa interna mínima atractiva de recuperación es dinámica y cambiante, en función de las variaciones de cada uno de los factores anteriores. No existe una cifra determinada y fija como tasa mínima aceptable de recuperación, que sea apropiada bajo todas las circunstancias. Dicha tasa deberá ser analizada y establecida en cada caso y para cada situación.

DIFERENCIA ENTRE EL ENFOQUE CONTABLE Y EL CRITERIO DE ANALISIS

ECONOMICO.

Un análisis económico tiene por objeto determinar si un cierto capital debe ser invertido o aplicado a otro fin distinto del actual.

Un estudio económico tiene como elementos, cursos de acción que aún no se han realizado. Tiene que ver con "eventos futuros":

¿ se debe seguir cierto curso de acción?, ¿el procedimiento es más económico?. El análisis económico proporciona bases para las decisiones.

Ahora bien, una vez que se ha tomado la decisión de invertir y el capital ha sido invertido, se desean conocer los resultados financieros, para lo cual se establecen mecanismos y procedimientos específicamente orientados para la determinación de los resultados financieros y el control de las operaciones: todos los cuales constituyen la contabilidad general y la contabilidad de costos.

La contabilidad es en este sentido, la historia de un negocio; se refiere a eventos pasados. Actúa ya conociendo ingresos y egresos. Estima resultados y calcula cual fué la tasa de recuperación.

El análisis económico recomienda una cierta inversión. Si la decisión se toma basada en el estudio económico, la contabilidad comprobará posteriormente si el estudio económico y las recomendaciones fueron correctas.

La contabilidad tiene la ventaja de trabajar con hechos históricos, financieros ya acaecidos, el análisis económico solo cuenta con estimaciones sobre el futuro.

Posteriormente, las observaciones de la contabilidad pueden ser aprovechadas por el analista económico, pero deben saber ser interpretadas.

Como en un experimento, la contabilidad registra todos los eventos significativos financieramente hablando, de una inversión y de estos hace posible determinar los resultados y preparar un reporte financiero.

Interpretando correctamente estos reportes se toman las decisiones en el campo económico por los dirigentes.

Se trata de dos funciones distintas pero conectadas.

El contador nunca afecta las operaciones de un "costo de Capital", a menos que hayan sido efectuadas erogaciones, como pueden ser pagos de intereses bancarios, pago de hipotecas, etc..., mientras -- que el analista ^{económico} carga a cada peso, de la responsabilidad de cubrir el "costo del capital". Así por ejemplo, si la adquisición de activos o la operación de la empresa son financiadas completamente por capital social, no hay que pagar físicamente un interés como se -- haría en el caso de que el dinero fuese prestado. En este caso, la Contabilidad no impacta los costos con el importe de un interés correspondiente al capital empleado. Sin embargo, quien realice el análisis económico de la inversión, debe considerar un interés correspondiente al capital empleado y emanado del concepto del costo de oportunidad.

Muy frecuentemente surgen conflictos entre los Ingenieros y los Contadores debido a su distinto enfoque y punto de vista respecto a -- los costos. Estas controversias reflejan un mutuo desconocimiento de los objetivos ^y de los procedimientos que cada uno de ellos aplica para propósitos distintos. Es necesario el reconocimiento por ambos, de la diferencia en los objetivos de su actuación.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**ANALISIS ECONOMICO DE DECISIONES EN EL CAMPO DE
LA INGENIERIA.**

COMPLEMENTO DE APUNTES

M. EN I. RUBEN TELLEZ SANCHEZ

DICIEMBRE, 1985.

INTERES NOMINAL E INTERES EFECTIVO.

Muchas transacciones comerciales, estipulan que el cálculo de intereses, así como su cargo o abono, se haga en períodos uniformes menores de un año; Sin embargo, aún en estos casos, es costumbre indicar la tasa de interés de esa inversión en base anual, aunque los periodos de pago o cálculo de los intereses sean menores de un año. Así por ejemplo, si una tasa de interés es de 60% cada 6 meses, se acostumbra referirse a ella como una tasa de 60% anual, solo que al interés calculado de esta manera se le designa como: --- " tasa nominal de interés " para diferenciarla de la tasa real o efectiva que es algo mayor que el 60%.

Asi por ejemplo, el interés real anual o efectivo de un capital de \$ 100.00 invertido a una tasa de 60% computado semestralmente, se calcula:

Intereses generados en los primeros 6 meses:

$$I = \$ 100 \times 0.30 = \$ 30.00$$

Capital total al iniciar el segundo semestre:

$$P + P_i = \$ 100.00 + \$ 30.00 = \$ 130.00$$

Interes sobre el capital anterior al final del segundo Semestre:

$$I = \$ 130.00 \times 0.30 = \$ 39.00$$

Interés total acumulado durante el año:

$$\$ 30.00 + \$ 39.00 = \$ 69.00$$

Tasa real en el año de interés:

$$\frac{\$ 69.00}{100} = 0.6900 = 69.00 \%$$

Para el caso particular del interes continuo, el número de periodos (M) en cada uno de los cuales se computa el interes, tiende a ser muy grande, es decir:

$$M \rightarrow \infty$$

y en estas condiciones, si en la expresión: $(1 + \frac{r}{M})^M$

llamamos: $\frac{M}{r} = K$ de donde: $M = K \cdot r$

substituyendo: $(1 + \frac{1}{K})^{K \cdot r} = \left[(1 + \frac{1}{K})^K \right]^r$

ahora bien, al tender: $M \rightarrow \infty$, tambien: $K \rightarrow \infty$

y recordando que: $\lim_{K \rightarrow \infty} \left\{ (1 + \frac{1}{K})^K \right\} = e$

entonces: $\lim_{M \rightarrow \infty} (1 + \frac{r}{M})^M = e^r$

en estas condiciones, para el caso del interes continuo se tendria:

tasa efectiva de interes = $e^r - 1$

Ejemplo: ¿Qué tasa de interes es más atractiva para quien invierte un capital:

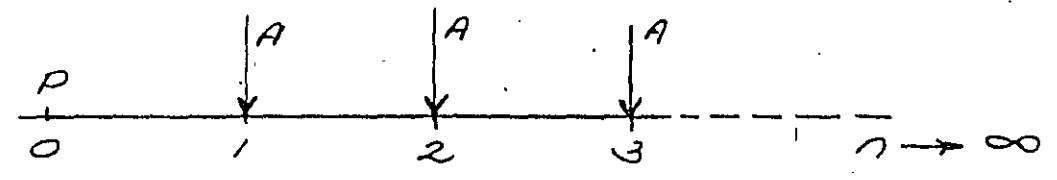
- 84% computada mensualmente
- ó • 100% computada semestralmente ?
- 84% (nominal anual) computada mensualmente:
 - tasa real mensual: $84/12 = 7\%$
 - número de periodos en un año: 12
 - tasa efectiva de interes:

$7-12$ $(1 + 0.07)^{12} - 1 = 2.25219 - 1 = 1.25219 = 125.219\%$

- 100% (nominal anual) computada semestralmente:
 - tasa real semestral: $100/2 = 50\%$
 - número de periodos en un año: 2
 - tasa efectiva de interes:

$50-2$ $(1 + 0.5)^2 - 1 = 2.2500 - 1 = 1.2500 = 125.00\%$

Se resulta más atractiva una tasa de 84% computada mensualmente.



dato que:

$$A = P \cdot \underbrace{(A/P, i, n)}_{\substack{\rightarrow i \\ \text{cuando} \\ n \rightarrow \infty}}$$

$$\therefore \boxed{A = P \cdot i}$$

$$P = A \cdot \underbrace{(P/A, i, n)}_{\substack{\rightarrow 1/i \\ \text{cuando: } n \rightarrow \infty}}$$

$$\therefore \boxed{P = A/i}$$

Este valor presente (P) constituye el: "valor capitalizado" de una serie de pagos uniformes que se prolongan indefinidamente.

Ejemplo:

¿Qué importe mensual puede retirarse indefinidamente de una cuenta en la que se han invertido \$4'000.000, a una tasa efectiva de 45% neta anual? (después de impuestos)

Analicemos primero cual es la tasa real mensual correspondiente a una tasa efectiva de 45%:

$$i-12 \quad spcaf-1 = (1+i)^{12} - 1 = 0.45$$

$$(1+i)^{12} = 1.45$$

$$1+i = (1.45)^{1/12}$$

$$i = 1.03145 - 1$$

$$i = 0.03145$$

$$i = 3.145\%$$

otra forma:

$$i = \sqrt[12]{F/P} - 1$$

$$i = \sqrt[12]{1.45/1} - 1$$

$$i = 1.03145 - 1$$

$$i = 0.03145 = 3.145\%$$

[explicación: necesitamos calcular la tasa real mensual ya que ese es el periodo en el que se harán los retiros de capital, los cuales desde ese momento no generarán más intereses. Ahora bien, la tasa real mensual no es simplemente: $45/12 = 3.75\%$. ya que esta tasa mensual, origina una tasa efectiva de:

$$3.75-12 \quad spcaf-1 = 55.55\%$$

y no del 45% efectivo neto que efectivamente se recibe]

regresando al problema, el retiro que mensualmente puede hacerse indefinidamente es:

$$A = P \cdot i$$

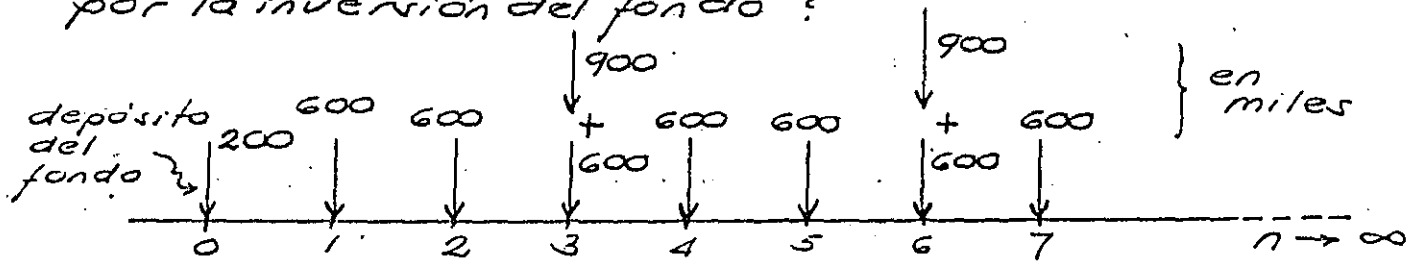
$$A = \$4'000,000 \times 0.03145$$

$$A = \$125,800 / \text{mensuales}$$

Ejercicio:

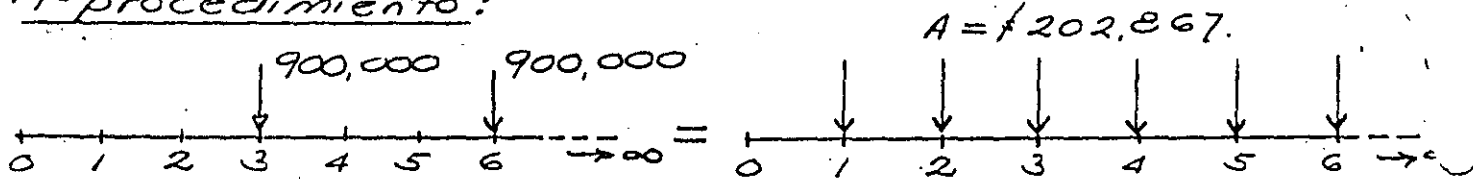
Una Institución Filantrópica, decide instituir un premio anual de: \$ 600.000 más otro de \$ 900.000 trianual. Se estima que los gastos iniciales de constitución serán de: \$ 200.000.

¿Cuál es el fondo que debe depositar inicialmente la Institución o "Valor capitalizado" de la corriente de egresos que implican los premios, si se quiere garantizar la vigencia de los mismos indefinidamente, contando con poder recibir un interés de 42% anual por la inversión del fondo?



Calculemos primero, la parte del fondo que requiere el premio trianual:

1º procedimiento:



$$A = \$ 202.867.$$

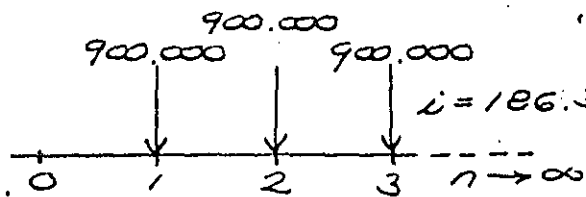
$$A = \$ 900.000 \cdot (A/F, 42\%, 3) = \$ 202.867.$$

$$P = \frac{A}{i} = \frac{202.867}{0.42} = 483.017$$

2º procedimiento:

convertamos cada 3 periodos en uno solo, con una tasa de interés correspondiente:

$$42\% - 3 \text{ } \text{spcaf} - 1 = 1.8633 = 186.33\%$$



$$i = 186.33\%$$

$$\therefore P = \frac{A}{i} = \frac{900.000}{1.8633}$$

$$P = \$ 483.017.$$

Calculemos el importe total del fondo:

$$P = \underbrace{\$ 200.000}_{\text{gastos constitución}} + \underbrace{\$ 483.017}_{\text{premio trianual}} + \underbrace{\frac{\$ 600.000}{0.42}}_{\text{premio anual}} = \$ 2'111,588$$

TEMA III

APLICACION DE MODELOS MATEMATICOS A LA COMPARACION

ECONOMICA DE ALTERNATIVAS

TEMARIO

- Métodos de comparación de alternativas.
- Resolución de Problemas prácticos con aplicación de los modelos matemáticos anteriores, a la comparación económica de alternativas con los criterios del :
Costo Anual, Valor Presente, y Cálculo de la Tasa de Recuperación.
- Significado e interpretación de resultados de análisis de - alternativas realizados con cada uno de los criterios anteriores.
- Criterios para el análisis de alternativas con períodos de vida económica diferentes.
- Criterio de comparación suponiendo futuros reemplazos.
- Determinación del nivel más económico de inversión.
- La inversión adicional.
- Diferimiento de inversiones.
- Significado relativo de la comparación de alternativas realizada con los diversos criterios.
- El método de Flujo de efectivo para el cálculo de la tasa de un proyecto de inversión propuesto.

MÉTODOS DE COMPARACION ENTRE ALTERNATIVAS.

Vamos a aplicar todo lo anteriormente visto para el análisis de una alternativa, a la comparación entre 2 ó más alternativas.

Expondremos los 3 métodos más comúnmente empleados en el campo industrial y mediante los cuales resulta muy práctico comparar alternativas de inversión que presenten distintas series de ingresos y egresos a lo largo del horizonte económico de comparación.

Los métodos a que se hace referencia son:

- 1) Método del costo anual equivalente, con tasa mínima atractiva de recuperación, establecida y aplicada como tasa de interés.
- 2) Método del valor presente, con tasa mínima atractiva de recuperación establecida y aplicada como tasa de interés.
- 3) Método de la tasa de recuperación, en donde se calcula directamente la tasa de recuperación probable de cada una de las inversiones propuestas y se comparan con la tasa mínima atractiva de recuperación establecida.

Como demostraremos en el transcurso de este Tema, los diversos criterios y métodos para la comparación económica de alternativas de inversión, son "equivalentes", es decir, que aplicados cada uno de ellos al análisis de todas las posibles alternativas de acción en una situación decisional, conducen al mismo resultado en cuanto a la alternativa que finalmente deba seleccionarse. Sin embargo, la distinta estructura de los modelos matemáticos que cada criterio emplea, así como las características y diferencias substanciales de procedimiento que cada método sugiere, implican el tener que llevar a cabo en cada caso y para cada criterio, una correcta y adecuada interpretación de los resultados meramente numéricos que se obtengan.

Llegaremos también a la conclusión de que cada método presenta ventajas y desventajas al ser empleado como elemento de juicio en cada caso particular, debido a que en cada método se dá distinto peso a los diferentes factores de costo o ingreso, lo cual origina que para determinados tipos de problemas y circunstancias, los resultados numéricos que se obtengan aplicando un cierto método, resulten más objetivos y fáciles de interpretar que los que se pudiesen obtener al aplicar otro método.

Una de las principales diferencias que presentan los métodos de comparación de alternativas mencionadas, radica en el hecho de que por un lado, en los métodos del Costo Anual y del Valor Presente, para las transformaciones que de acuerdo a estos métodos deben hacerse del flujo de efectivo real que cada alternativa de inversión presente dentro de un cierto horizonte económico, se impacta ya, una cierta tasa de recuperación, (normalmente la tasa interna mínima atractiva de recuperación del analista, en el momento del análisis), lo cual implica que al interpretar los resultados numéricos que se obtengan, deberá tomarse en cuenta que dicha tasa ya ha sido incluida como costo propiamente dicho, del capital a emplear en la inversión propuesta. En cambio, en el método de la Tasa de Recuperación, para cada alternativa de inversión propuesta, se calcula directamente la tasa de recuperación que se espera obtener de la inversión, en función del flujo de ingresos y egresos que dicha alternativa presenta, comparándose dicha tasa esperada con la Tasa interna mínima atractiva de recuperación, procediéndose entonces a calificar la alternativa de inversión analizada como atractiva o no, pero sin olvidar tomar en cuenta también, el factor de riesgo que dicha alternativa implica.

Los criterios del Costo Anual, del Valor Presente y de la Tasa de Recuperación, así como las sistematizaciones derivadas de los mismos y que en este Tema analizaremos, son los especialmente adecuados para el análisis y comparación económica de alternativas de inversión en el campo microeconómico. Existen otros métodos de aplicación de estos criterios, especialmente diseñados para análisis de proyectos de inversión en el campo macroeconómico. Tal es el caso del llamado criterio de la Relación:

Beneficio / Costo: (B/C).

Ahora bien, dado que al comparar alternativas lo que nos interesa son sus diferencias relativas y debido al hecho de que en muchos de los problemas que se nos presentan en el campo de la Ingeniería Económica, las diversas alternativas que tomamos en cuenta, son para un mismo fin, es decir, son para resolver un mismo problema, y si aceptamos someter ^{que} las a análisis y a comparación, es porque consideramos ^{que} en principio, --

cualquiera de ellas nos resolverá el problema, solo que pretendemos seleccionar la que nos resulte más económica, es por esto que normalmente y en términos generales, todas las alternativas que intervienen en la comparación, representan para nosotros el mismo beneficio. Por lo anterior, casi siempre al establecer las diferencias entre ellas, lo hacemos en base a los costos o egresos en general y en ocasiones, el único ingreso considerado, es el valor de recuperación al final de la vida económica.

Exceptuando el caso anterior, y cuando los ingresos o beneficios monetarios en general, difieran en las alternativas en estudio, en cuanto al momento de su ocurrencia, distribución de montos o en cuanto a su seriación, deben tomarse en cuenta junto con los egresos e incluirse en el flujo de efectivo total; de otra manera el análisis resultaría incompleto y erróneo.

En estas condiciones, todo análisis económico se inicia con la estimación de los ingresos y egresos totales que cada alternativa implica, tanto en monto como en fecha de ocurrencia (lo que se llama establecer el "flujo de efectivo" o "flujo de caja"). La etapa anterior está íntimamente ligada a la determinación del período dentro del cual cada alternativa deba ser estudiada, es decir, su horizonte económico.

Una vez establecidos los elementos anteriores, puede suceder - que a primera vista una de las alternativas se muestre obviamente como la más económica, lo cual haga innecesario cualquier análisis posterior.

Ahora bien, rara vez ocurre lo anterior. Normalmente las alternativas presentan flujos de caja tales que muestran costos iniciales relativamente bajos y erogaciones altas a lo largo del horizonte económico, o bien, erogaciones altas iniciales que originan beneficios futuros y reducción de costos futuros. El análisis en estos casos se reduce a investigar si estas inversiones mayores iniciales se compensan y justifican con los beneficios y ahorros que originan.

pero sabemos que: $i^{-n} sfd_f = i^{-n} crf - i$
 substituyendo en (1): $C.A. = P \cdot i^{-n} crf - L (i^{-n} crf - i)$
 por tanto:

$$\begin{aligned} C.A. &= (P-L) \cdot i^{-n} crf + L \cdot i \\ \text{o} \\ C.A. &= (P-L) \cdot (A/P, i, n) + L \cdot i \end{aligned}$$

Los dos sumandos de la expresi3n anterior representan:

- .) la recuperaci3n de la fracci3n (P-L) con sus intereses correspondientes, m1s
- .) los intereses correspondientes a la porci3n faltante(L) la cual ser1 recuperada al final.

(Partimos de la base de que la cantidad total a recuperar deber1 ser -- ser, por un lado, la cantidad total invertida (P), y por otro, los intereses de esa cantidad (P) durante (n) periodos y a una tasa --- (i); solo que, la cantidad a recuperar mediante los pagos anuales -- es solo (P-L), ya que la cantidad (L), se espera recuperarla al final de los (n) periodos).

La f3rmula anterior es aplicable para valores de cero o negativos de (L), con solo las consideraciones algebraicas correspondientes.

La f3rmula(1) puede aplicarse directamente tambi3n para encontrar las anualidades uniformes equivalentes, y de hecho, constituye otro criterio para encontrarlas.

b) Criterio del Fondo de Amortizaci3n

Partiendo de la f3rmula(1), podemos substituir ahora el valor de: crf, sabiendo que:

$$i^{-n} crf = i^{-n} sfd_f + i$$

de donde: $C.A. = P \cdot i^{-n} sfd_f + P \cdot i - L \cdot i^{-n} sfd_f$

finalmente:

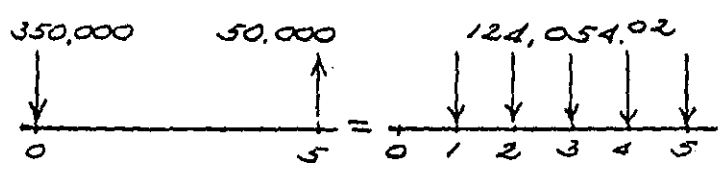
$$\begin{aligned} C.A. &= (P-L) i^{-n} sfd_f + P \cdot i \\ \text{o} \\ C.A. &= (P-L) \cdot (A/F, i, n) + P \cdot i \end{aligned}$$

que espera recuperar al final: \$50,000, e incluyendo los intereses correspondientes,

- o) otra cantidad de \$12,500 para cubrir solamente los intereses de la parte correspondiente al valor de recuperación: \$50,000 que espera recuperar con la venta del equipo.

En el segundo caso, el comprador paga una cantidad: \$36,554.02 para ir cubriendo anualmente la fracción (P-L), sin intereses, más una segunda cantidad: \$27,500 que cubre los intereses anuales de la deuda completa.

De los dos criterios anteriores, se concluye que las alternativas son equivalentes:



Resolviendo directamente el problema, mediante la fórmula original (1) se tendría:

$$C.A. = 350,000 (A/P, 25, 5) - 50,000 (A/F, 25, 5)$$

$$C.A. = 350,000 \times 0.372 - 50,000 \times 0.12185 = \$124,054.02$$

Aun habría un cuarto criterio para resolver el problema, consistente en encontrar el Valor Presente de la recuperación (L) multiplicándola por el factor (P/F). La diferencia entre el costo inicial (P) y el valor presente de la recuperación (L) se multiplica por el factor de recuperación del capital (crf o A/P) para encontrar el valor de los pagos uniformes equivalentes anuales a lo largo de los (n) periodos.

Lo anterior se expresa algebraicamente:

$$C.A. = [P - L \cdot i^{-n} \cdot sppwf] \cdot i^{-n} \cdot crf$$

$$\text{ó: } C.A. = [P - L (P/F, i, n)] \cdot (A/P, i, n)$$

Aplicando este criterio a los datos del problema:

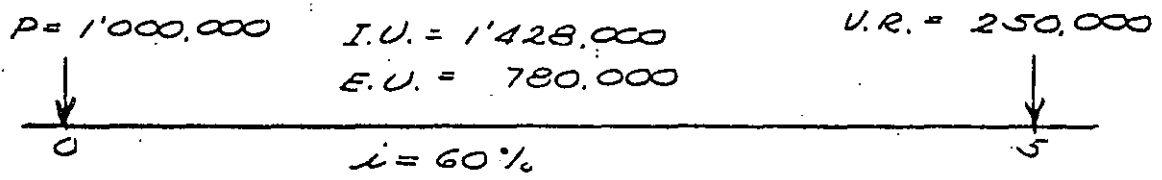
$$C.A. = [350,000 - 50,000 (P/F, 25, 5)] \cdot (A/P, 25, 5)$$

$$C.A. = [350,000 - 50,000 \cdot 0.3277] \cdot 0.37185$$

$$C.A. = 124,054.02$$

Ejemplo:

Un activo representa una inversión inicial total de \$ 1,000.000. - Se le suponen 5 años de vida económica y una recuperación final de \$ 250,000. La inversión implica una corriente anual de ingresos de \$ 1,428,000. y de gastos de \$ 780,000 durante los 5 años. Se desea determinar si el proyecto de inversión se justifica, teniendo en cuenta que la tasa atractiva mínima de recuperación se estima en 60% en el momento de realizar el análisis.



$$\begin{aligned}
 B.A. &= -1'000,000 (A/P, 60\%, 5) - 780,000 + 1'428,000 + \\
 &\quad + 250,000 (A/F, 60\%, 5) \\
 &= -663,253 - 780,000 + 1'428,000 + 15,813 = \$560.
 \end{aligned}$$

Empleando otra nomenclatura:

$$\begin{aligned}
 BA &= -\left[(P-L)_{i=n} \text{ crf} + L \cdot i \right] + I.U. - E.U. \\
 &= -\left[(1'000,000 - 250,000)_{60-5} \text{ crf} + 250,000 \cdot (0.60) \right] + \\
 &\quad + 1'428,000 - 780,000 = \$560.
 \end{aligned}$$

Concluimos que la inversión resulta en un beneficio anual de ---- \$ 560., y nos preguntamos si: ¿ con esta cifra, la inversión resulta ser atractiva?; hágase notar que se está buscando el B. A., (Beneficio Anual) por lo que los gastos se consideran con signo negativo y los ingresos con signo positivo, y dado que el B.A., - resultó ser mayor que 0, esto significa que de esta inversión se pueda esperar un beneficio mayor al 60%. Específicamente puede decirse que la inversión, si se recupera con una tasa del 60%, más una cantidad adicional de \$ 560. Anuales.

Observemos que en el método del Costo Anual, esta cantidad adicional al 60%, nos es expresada, no en función de un porcentaje, sino de un monto anual uniforme, equivalente a ese porcentaje.

Entonces, mientras el resultado numérico del Beneficio Anual (B.A) en el problema anterior se mantenga mayor que cero, esto indicará que la inversión nos brinda una tasa de recuperación mayor que el

122

60% , siendo este excedente tanto mayor como mayor sea el valor -- de dicho resultado numérico.

Pero más todavía, aún en el caso de que el valor del B.A., resultase igual a cero, la inversión propuesta deberá aceptarse, pues este resultado deberá interpretarse como que la inversión se recupera " exactamente " al 60%, y siendo el 60%, el valor estimado de nuestra tasa interna mínima atractiva de recuperación, la alternativa es aceptable.

Ejemplo:

Una máquina (A) cuesta 10,000 um. ya instalada con un valor de rescate de 4,000 um. al término de 6 años; gastos de operación anual de 5,000 um. durante los 3 primeros años y de 6,000 um. durante los 3 últimos. La máquina (B), cuesta 8,000um con 3,000 um. de recuperación al cabo de 6 años. Gastos de operación de 5,500 um. durante los 3 primeros años, y de 6,500 um. durante los últimos tres. Los incrementos en los costos de operación, se pueden entender como generados por el incremento en los costos de mantenimiento y reparaciones y por la pérdida de eficiencia motivada por la edad. La tasa mínima atractiva es de 40%.

El problema se puede representar:

Alternativa (A):

10,000	5,000	5,000	5,000	6,000	6,000	6,000	<i>VR = 4,000</i>
0	1	2	3	4	5	6	

Alternativa (B)

i = 40%

8,000	5,500	5,500	5,500	6,500	6,500	6,500	<i>VR = 3,000</i>
0	1	2	3	4	5	6	

$$CA_A = (10,000 - 4,000) {}_6 C_{i/f} + 4,000 (0.40) + [5,000 {}_3 uspwf + 6,000 {}_3 uspwf - 5,000 {}_3 sppwf] {}_6 C_{i/f} = \$9,636.$$

otra forma:

$$CA_A = 10,000 (A/P, 40\%, 6) + 5,000 (P/A, 40\%, 3) \cdot (A/P, 40\%, 6) + 6,000 (F/A, 40\%, 3) \cdot (A/F, 40\%, 6) - 4,000 (A/F, 40\%, 6) = \$9,636.$$

$$CA_B = [8,000 - 3,000 (P/F, 40\%, 6) + 5,500 (P/A, 40\%, 3) + 6,500 (P/A, 40\%, 3) \cdot (P/F, 40\%, 3)] \cdot (A/P, 40\%, 6) = \$9,273$$

$$\therefore CA_A > CA_B \Rightarrow B \succ A$$

Como hemos visto en este ejemplo, en el caso de que las alternativas por comparar presenten corrientes anuales de flujo, irregulares, habrá que convertirlas en una corriente uniforme equivalente, lo cual puede lograrse actualizando la corriente a una fecha dada, y distribuir luego este costo a su costo anual uniforme equivalente.

SIGNIFICADO DE LA COMPARACION DE ALTERNATIVAS

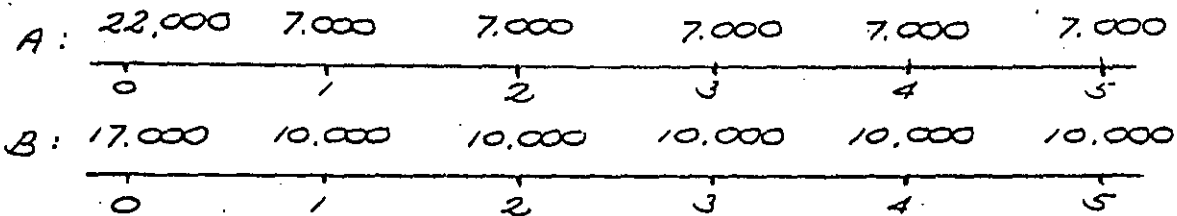
MEDIANTE EL CRITERIO DEL COSTO ANUAL.

La comparación de dos alternativas mediante el criterio del Costo Anual, tiene más significado e interpretación que el solo hecho de concluir que una alternativa (A) tiene mayor o menor Costo Anual que una alternativa (B).

Otra mayor significación se refiere a la mayor inversión que una de las alternativas implica respecto a la otra.

Ejemplo:

Un equipo (A) cuesta \$ 22,000 ya instalado. Se estima tendrá un costo -- anual de operación de \$ 7,000 durante los 5 años calculados de vida económica. La máquina (B) cuesta \$ 17,000 y tiene gastos de \$ 10,000. Para ambas máquinas el valor de recuperación se considera nulo. Se fija una tasa mínima de recuperación de 46%.



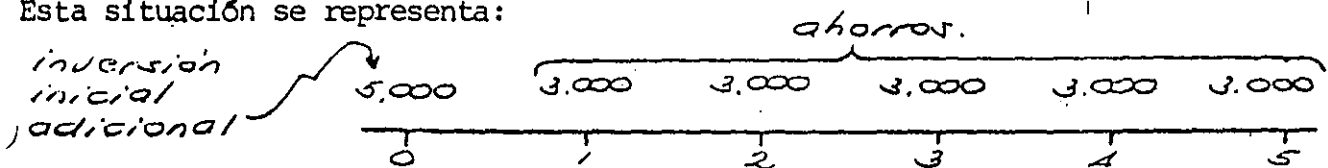
Calculando el Costo Anual:

$$CA_A = 22,000 (A/P, 46\%, 5) + 7,000 = 11,900 + 7,000 = 18,900$$

$$CA_B = 17,000 (A/P, 46\%, 5) + 10,000 = 9,200 + 10,000 = 19,200$$

Diferencia a favor de (A) : \$ 300 anuales.

Observamos que la diferencia reelevante entre (A) y (B), lo constituye el hecho de que (A) implica una inversión adicional de \$ 5,000 inicialmente respecto a (B); pero (A) representa también por otro lado, un ahorro anual de \$ 3,000 respecto a (B). De aquí surge la pregunta de si: ¿la inversión adicional de \$ 5,000 se justifica teniendo en cuenta que se requiere una tasa del 46%? Dicho de otra manera: ¿ los \$ 5,000 de inversión inicial, se alcanzan a recuperar con una tasa de 46% de interes, con los ahorros de \$ 3,000 anuales? Esta situación se representa:



$$\text{Ahorro - Costos} = 3,000 - 5,000 (A/P, 46\%, 5) = 3,000 - 2,700 = 300$$

que es el mismo resultado obtenido anteriormente y que significa que la inversión extra inicial en (A) sí se recupera con una tasa de interes del 46% más una suma adicional de \$ 300 anuales durante 5 años.

• Supongamos ahora que los gastos anuales de (B) son de \$ 9,300 en lugar de \$ 10,000.

$$A: \frac{22.000 \quad E.U. = 7.000}{0 \quad \quad \quad 5}$$

$$CA_A = 22.000 (A/P, 46\%, 5) + 7.000 = 11.900 + 7.000 = 18.900$$

$$B: \frac{17.000 \quad E.U. = 9.300}{0 \quad \quad \quad 5}$$

$$CA_B = 17.000 (A/P, 46\%, 5) + 9.300 = 9.200 + 9.300 = 18.500$$

Diferencia a favor de B: $\times \frac{400}{año}$

Esto significa que la inversión adicional de \$5,000 en (A) no se alcanza a recuperar con los ahorros de \$ 2,300 anuales: hay un déficit de \$ 400 -- anuales durante los 5 años, por lo que dicha sobreinversión no se justifica y por tanto la alterantiva por seleccionar es la (B).

• Consideramos ahora, que los gastos anuales de (B) son de \$ 9,700:

$$A: \frac{22.000 \quad E.U. = 7.000}{0 \quad \quad \quad 5}$$

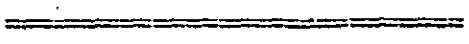
$$CA_A = 22.000 (A/P, 46\%, 5) + 7.000 = 11.900 + 7.000 = 18.900$$

$$B: \frac{17.000 \quad E.U. = 9.700}{0 \quad \quad \quad 5}$$

$$CA_B = 17.000 (A/P, 46\%, 5) + 9.700 = 9.200 + 9.700 = 18.900$$

Diferencia: 0

En este caso, la inversión extra de \$ 5,000 de (A), se recupera exactamente a una tasa de 46% y si hemos considerado que esta es la tasa mínima --- atractiva de recuperación fijada por el inversionista, la sobre-inversión sí - se justifica y por tanto, habrá que seguir la alternativa (A).



El hecho de que la selección entre dos alternativas se realice desde el punto de vista de la inversión inicial que una de ellas representa, no significa que se esté haciendo un análisis solo parcial del problema, ya que en última instancia, la finalidad es determinar cual de las dos alternativas es más conveniente.

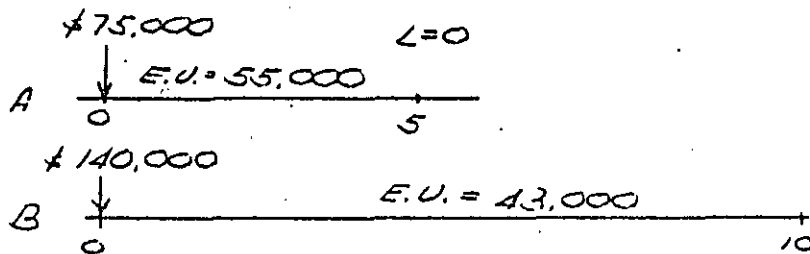
SELECCION ENTRE ALTERNATIVAS DE DISTINTO HORIZONTE

ECONOMICO DE COMPARACION

Hasta ahora nos hemos limitado a comparar alternativas de inversión con iguales periodos de análisis. Pero, ¿que criterio debemos seguir para decidir entre alternativas con distinto horizonte de comparación, o en el caso de activos depreciables, con distinta vida económica?

Ejemplo:

Se nos presenta el problema de decidir sobre la adquisición entre un equipo A cuyo costo inicial total es de \$ 75,000., 5 años de vida económica y gastos anuales de operación, considerados uniformes, de \$ 55,000., y otro equipo B con \$ 140,000., de inversión inicial, \$ 43,000., de gastos anuales de operación y vida económica de 10 años. En ambos casos, se considera que el valor de recuperación es despreciable. Por otro lado, quien debe decidir, considera que la tasa interna mínima atractiva de recuperación de la empresa en el momento actual, es de 15%



$$CA_A = 75,000 (A/P, 15\%, 5) + 55,000 = \$ 77,374.$$

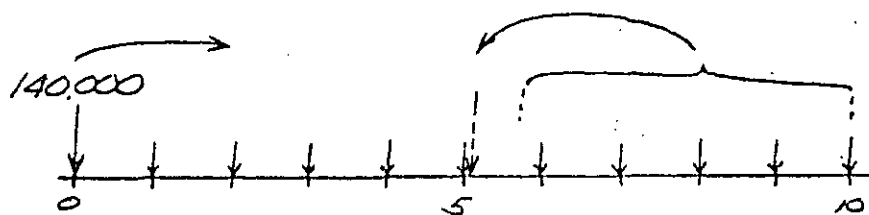
$$CA_B = 140,000 (A/P, 15\%, 10) + 43,000 = \underline{70,895.}$$

diferencia a favor de B: \$ 6,479./anuales.

Si solo consideramos un horizonte de 5 años para ambas alternativas y hacemos caso omiso a la corriente de costos en la alternativa B a partir del 5° año en adelante, existe una diferencia a favor de B, de \$ 6,479., anuales.

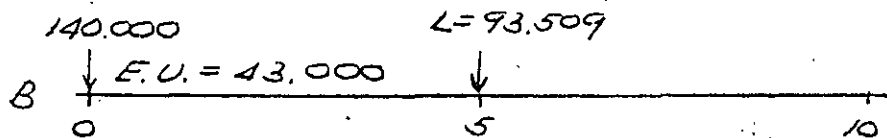
Esto, bajo cierto punto de vista, es correcto, ya que se podría considerar que lo que ocurra en B después del 5° año, pertenece al Análisis comparativo de alternativas que se vaya a hacer a partir de dicho período, solo quedando la duda de si la decisión actual no sería afectada por la decisión o curso de acción que se siguiese en la alternativa A a partir del 5° año. Analicemos esto más adelante, pero por lo pronto, sigamos ahondando en el primer criterio de desprestigiar lo que ocurra en B a partir del 5° año.

Podría argumentarse que de la corriente de costos que ocurre en B, la parte que no podemos ignorar, para efectos del análisis de los primeros 5 años, es la parte correspondiente a la amortización de la inversión inicial. Actualizando al año 5, la corriente de costos anuales correspondientes a este concepto, se tendría:



$$140.000 (A/P, 15\%, 10) \cdot (P/A, 15\%, 5) = \text{\$ } 93.509$$

Esta cantidad vendría a representar el valor teórico de recuperación que el equipo B tendría al terminar el 5° año, y analizando el costo anual en estas condiciones se tendría:



$$CA_B = (140.000 - 93.509) (A/P, 15\%, 5) + 93.509 (0.15) + 43.000$$

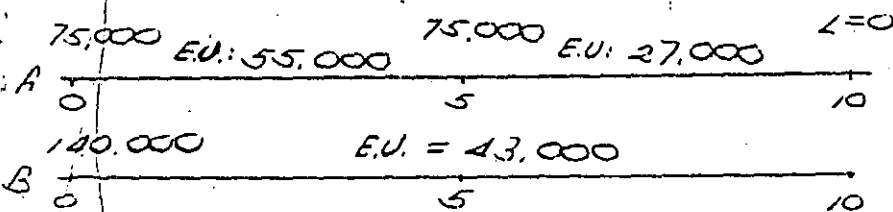
$$= \text{\$ } 70.895$$

que es el mismo valor para el costo anual que el obtenido anteriormente. Esto puede explicarse de la siguiente manera:

El hecho de tratar de estimar e introducir en el análisis un valor de recuperación del equipo B al final del 5° año, tiene como finalidad tratar de eliminar los problemas que presenta la existencia de diferentes vidas económicas en las alternativas. Sin embargo, el considerar un valor de rescate al equipo al final del 5° año y por otro lado es establecer que la vida económica de la máquina es de 10 años, es incongruente, a menos que el valor de rescate que se considere, sea precisamente el de \$ 93,509. Ahora bien, esto no es tan fácil de aceptar pues por un lado, si hemos supuesto que el período de vida económica es de 10 años para el equipo B, los \$ 70,895., serán el costo anual mínimo (por definición de vida económica), por lo que sería lógico suponer que el costo anual uniforme equivalente en un período menor al de la vida económica, como lo es el de 5 años, fuese mayor de \$ 70,895., lo cual implicaría que el valor de rescate al final del año 5 fuese menor a \$ 93,509. Y por otro lado, si el valor de rescate fuese mayor que \$ 93,509., esto daría lugar a que el costo anual durante los primeros 5 años fuese menor de \$ 70,895., lo que destruiría la proposición inicial de que la vida económica del equipo es de 10 años.

Todo lo anterior es por lo que respecta al equipo B; pero, ¿cómo influirá en la decisión lo que pueda ocurrir en la alternativa A a partir del 5° año?

Supongamos que el analista tiene elementos para prever que en la alternativa A, al terminar la vida económica del primer equipo, se substituirá al final del 5° año, por un equipo ya mejorado tecnológicamente, con mismo costo inicial de \$ 75,000., 5 años de vida económica, pero solo \$ 27,000., de gastos anuales:



$$CA_A = [75,000 + 55,000 (P/A, 15\%, 5) + 75,000 (P/F, 15\%, 5) + 27,000 (P/A, 15\%, 5) (P/F, 15\%, 5)] \cdot (A/P, 15\%, 10) = 68,075$$

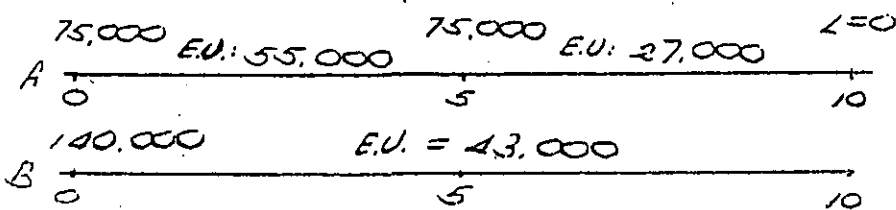
$$CA_B = \dots$$

que es el mismo valor para el costo anual que el obtenido anteriormente. Esto puede explicarse de la siguiente manera:

El hecho de tratar de estimar e introducir en el análisis un valor de recuperación del equipo B al final del 5° año, tiene como finalidad tratar de eliminar los problemas que presenta la existencia de diferentes vidas económicas en las alternativas. Sin embargo, el considerar un valor de rescate al equipo al final del 5° año y por otro lado establecer que la vida económica de la máquina es de 10 años, es incongruente, a menos que el valor de rescate que se considere, sea precisamente el de \$ 93,509. Ahora bien, esto no es tan fácil de aceptar pues por un lado, si hemos supuesto que el período de vida económica es de 10 años para el equipo B, los \$ 70,895., serán el costo anual mínimo (por definición de vida económica), por lo que sería lógico suponer que el costo anual uniforme equivalente en un período menor al de la vida económica, como lo es el de 5 años, fuese mayor de \$ 70,895., lo cual implicaría que el valor de rescate al final del año 5 fuese menor a \$ 93,509. Y por otro lado, si el valor de rescate fuese mayor que \$ 93,509., esto daría lugar a que el costo anual durante los primeros 5 años fuese menor de \$ 70,895., lo que destruiría la proposición inicial de que la vida económica del equipo es de 10 años.

Todo lo anterior es por lo que respecta al equipo B; pero, ¿cómo influirá en la decisión lo que pueda ocurrir en la alternativa A a partir del 5° año?

Supongamos que el analista tiene elementos para preveer que en la alternativa A, al terminar la vida económica del primer equipo, se substituirá al final del 5° año, por un equipo ya mejorado tecnológicamente, con mismo costo inicial de \$ 75,000., 5 años de vida económica, pero solo \$ 27,000., de gastos anuales:



$$CA_A = [75,000 + 55,000 (P/A, 15\%, 5) + 75,000 (P/F, 15\%, 5) + 27,000 (P/A, 15\%, 5) (P/F, 15\%, 5)] (A/P, 15\%, 10) = 68,075$$

$$CA_B = 70,895$$

Vemos que el considerar una suposición sobre el reemplazo del primer equipo A, ha provocado que A sea ahora la alternativa óptima.

De todo lo anterior, se podría concluir que:

el criterio de despreciar la corriente de gastos que se origina en la alternativa de mayor vida, a partir de la terminación de la vida económica de la alternativa más corta, solo es válido si:

- a) Se estima que en cada alternativa, de haber reemplazos futuros, estos plantearán condiciones totalmente similares a las condiciones del primer ciclo.
- b) El periodo total en el que sean necesarios los servicios de las alternativas A y B, se considere indefinido o represente un común múltiplo de las vidas económicas de las alternativas consideradas.

Sin embargo debe reconocerse que este criterio, normalmente se sigue "por defecto", es decir, porque no hay buenas bases para considerar que sucederá lo contrario a lo que establecen las condiciones (a) y (b). En todos aquellos casos en que se prevea que las condiciones van a cambiar en los siguientes ciclos será necesario estimar la corriente de ingresos y egresos correspondiente y tomarla en cuenta para el análisis de las alternativas.

Al respecto de la condición (b), podemos hacer notar que el último ejemplo ilustra el hecho de que una vez que se ha llegado, mediante la suposición de futuros reemplazos, a un horizonte económico común -- múltiplo para ambas alternativas, se puede proceder a la comparación numérica, ya que las decisiones que se tomen de ese período en adelante, en cualquiera o en ambas alternativas, serán irrelevantes a la decisión que se tome en el momento presente.

OBSERVACIONES FINALES:

Con todo lo anterior podemos concluir que para la comparación de alternativas con distinta vida económica, se puede proceder:

- 1º) Seleccionando un "período de estudio" o "período de análisis", igual para ambas alternativas y que consideremos representativa de una situación que suponemos será repetitiva en ciclos subsecuentes. Este período de análisis, normalmente se hará coincidir con el período de vida económica de la alternativa de menor horizonte económico.
- 2º) Suponer futuros reemplazos en una o en ambas alternativas con el fin de llegar a igualar los horizontes económicos de estudio.

Por lo que respecta a una variante al primer criterio, consistente en estimar un Valor de Recuperación para la alternativa de mayor duración, en una fecha ubicada a la terminación del período de análisis seleccionado, menor a su vida económica, solo se tendrán resultados distintos a los obtenidos con el criterio anterior de calcular el costo anual equivalente sobre su período completo de vida económica, si el Valor de Rescate que se considere, es diferente al que se obtenga de la actualización parcial de la corriente de anualidades correspondientes al período excedente al de análisis; pero claro está, que esto solo podrá hacerse, cuando se cuente con datos que efectivamente nos permitan suponer el que dicho Valor de Recuperación será distinto en esa fecha, basándonos en experiencias previas respecto a precios de mercado, condiciones de oferta y demanda, etc... Lo anterior querría decir que la depreciación de la inversión inicial en dicha alternativa no obedece a un modelo lineal.

Con respecto al segundo criterio, solo se obtendrán resultados diferentes a los obtenidos con el "período representativo de estudio" del primer criterio, si los reemplazos que se supongan, presentan condiciones distintas con respecto a las condiciones planteadas en la alternativa inicial a la cual reemplazar, en lo referente a monto de la inversión inicial, costos de operación y mantenimiento, eficiencia, valor de recuperación, etc..., de tal forma, que ya en el análisis de conjunto, las variantes introducidas por el o los reemplazos, puedan provocar que cambie el sentido de la decisión en cuanto a la alternativa a seleccionar, planteada por el primer criterio.

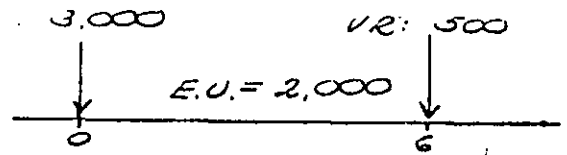
Vuelve a ser claro, que el proceder a suponer estos reemplazos, solo es justificable si realmente contamos con elementos de juicio que nos permitan suponer la estructura de dichos reemplazos y el futuro cambio de condiciones.

Ejemplo

Se requiere comprar un equipo, para lo cual se tienen 2 alternativas:

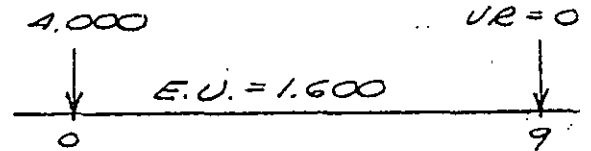
Equipo Tipo I:

costo inicial : 3.000 um.
vida económica : 6 periodos
v.r. : 500 um.
costo anual c.o.m. : 2.000 um.



Equipo Tipo II:

costo inicial : 4.000 um.
vida económica : 9 periodos
v.r. : 0
costo anual c.o.m. : 1.600 um.



Tasa interna mínima atractiva considerada: 15% real/perd.

$$CA_I = (3.000 - 500)(A/P, 15\%, 6) + 500(0.15) + 2.000 = 2.735 \text{ um.}$$

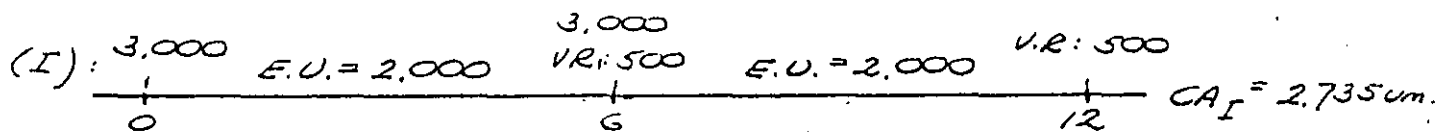
$$CA_{II} = 4.000 \cdot (A/P, 15\%, 9) + 1.600 = 2.440 \text{ um.}$$

$$\therefore CA_{II} < CA_I \Rightarrow II \succ I$$

Supongamos ahora que:

- 1° para la empresa en cuestión, el equipo se requerirá durante 12 periodos.
- 2° se prevé que mientras para el equipo (I) se podrá hacer un reemplazo a partir del periodo 6 con un equipo similar, para el equipo (II) se estima que el reemplazo se llevará a cabo a partir del periodo 9 con otro cuyo costo se estima en 7.000 um. y que tendrá valor de recuperación después de 3 años de uso, de 200 um.

La situación puede ahora resumirse:



$$CA_{II} = [4.000 + 7.000 (P/F, 15\%, 9) - 200 (P/F, 15\%, 12)] \cdot$$

$$(A/P, 15\%, 12) + 1.600$$

$$CA_{II} = 2.650 \text{ um.}$$

$$\therefore CA_{II} < CA_I \Rightarrow II \succ I$$

Lo que significa que dentro de las nuevas condiciones supuestas, el equipo II, sigue siendo el más conveniente.

DETERMINACION DEL NIVEL MAS ECONOMICO DE INVERSION.

Hay ocasiones en que se nos presentan alternativas "graduadas" de inversión para resolver un mismo problema. Así por ejemplo, imaginemos el caso de que con diversos equipos pudiésemos en principio asegurar un cierto volumen de producción requerido, con calidad similar y dentro de un tiempo especificado, pero presentando cada uno de estos posibles equipos, características y condiciones distintas, en cuanto aspectos como el monto de la inversión inicial y las condiciones de pago de dicha inversión, cantidad de obra de mano consumida por unidad producida, grado requerido de especialización para los operarios, costo de las refacciones y de las reparaciones, costo y periodicidad especificada para el mantenimiento adecuado, importe de las primas de seguros, periódo de utilización del equipo, valor de recuperación que se considera poder obtener al final de la vida útil, etc..., diferencias tales, que originan el que no obstante las diversas máquinas propuestas resuelvan el problema desde el punto de vista de producción, desde el punto de vista económico, presentan diferencias substanciales, razón por la cual, es necesario analizar las posibles alternativas con este enfoque, haciendo intervenir todas sus diferencias relativas tanto del tipo monetario como del no-monetario; ya que sabemos que a fin de cuentas, el criterio económico será el determinante para la selección de una de las alternativas.

El panorama que se presenta en estas circunstancias, se resume en el hecho de que los diversos equipos pueden seleccionarse entre un amplio rango, que va desde aquel que implica alta inversión inicial pero bajos costos de operación, mantenimiento, etc..., y alto valor proba-

ble de recuperación, hasta aquel de bajo costo total inicial (incluyendo compra, derechos, transportes, instalación, puesta en marcha, pruebas iniciales, etc..), pero elevados costos anuales equivalentes durante su vida útil y bajo valor de recuperación al final de la misma. La incógnita - en cuanto a la alternativa por adoptar, se refleja en preguntas tales como: ¿ cuál es el equipo óptimo desde el punto de vista económico?, ¿ hasta cuál " de los niveles de inversión representado por los diversos equipos - disponibles, debe alcanzarse?, o enfocado esto mismo de otra manera, y habiendo ya determinada la conveniencia de invertir en uno de los equipos: ¿ se justifica la inversión adicional que implica el equipo del siguiente nivel de inversión?...

Problemas de este tipo, pueden resolverse mediante cualquiera de los métodos de comparación de alternativas, como son: el del Costo - Anual, el del Valor Presente y el del cálculo de la Tasa de Recuperación.

Ejemplo:

Se desea analizar la posibilidad de recubrir una red de tuberías de vapor, con material aislante para evitar en lo posible las pérdidas por calor. A medida que se incrementa el espesor del material aislante, la inversión inicial será mayor, pero se lograrán menores pérdidas anuales por pérdida de calor.

dato ↘ ↙ dato.

Tipo de aislamiento (número de espesor)	importe de la inversión inicial.	perdida estimada anual por pérdidas por calor	Costo Anual unif. equiv. de recuperación del capital.	Costo Total Anual equivalente.
0 (no aislamiento)	0	46,000.	0	46,000.
#1	36,200.	23,000.	14,900.	37,900.
#2	46,300.	15,000.	19,000.	34,000.
#3	61,000.	8,500	25,040.	33,540.
#4	79,400.	6,000	32,600	38,600.
#5	109,600.	5,000	45,000	50,000
#6	146,100.	4,000	60,000	64,000.

La obtención del Costo Total anual indicado en la última columna, se logra tal como se ejemplifica para el caso del aislamiento #1:

$$\begin{array}{r} 36,200 \quad \text{E.U.} \\ + \quad 23,000 \quad \text{V.R.=0} \\ \hline 0 \quad \quad \quad 5 \end{array}$$

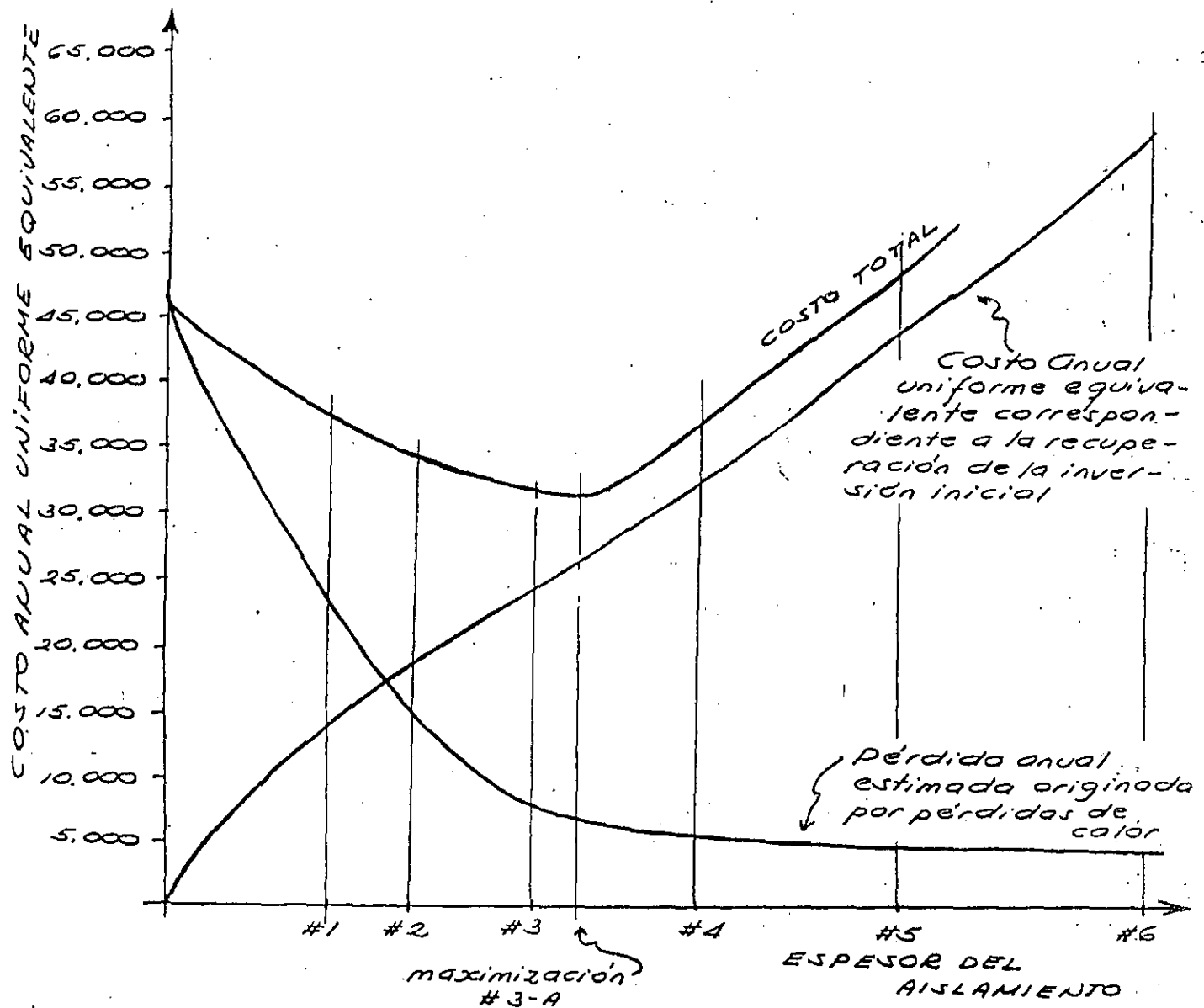
$$\begin{aligned} C.A. &= 36,200 (A/P, 30\%, 5) + 23,000 \\ C.A. &= \underbrace{14,900}_{\text{resultado en 4ª columna.}} + \underbrace{23,000}_{\text{dato en 3ª columna.}} \\ C.A. &= 37,900. \end{aligned}$$

Los valores estimados de los factores relativos a costos y ahorros se muestran en el cuadro anterior.

Se ha considerado que el recubrimiento tendrá una vida útil de 5 años. La tasa mínima atractiva de recuperación se considera de un 30%.

observamos en la tabla, que el Costo Anual uniforme equivalente menor, es el que corresponde al recubrimiento de espesor #3, y notamos que a medida que se aumenta el espesor, (1a. columna), se incrementa el monto de la inversión inicial, (2a. columna), pero decrecen las pérdidas por fuga de calor, (3a. columna), todo lo cual origina que los costos anuales totales (5a. columna), disminuyan hasta un mínimo que corresponde precisamente a la alternativa #3.

Sin embargo, a partir de este



Valor mínimo, el Costo Anual equivalente de los subsecuentes niveles de inversión, va aumentando.

El comportamiento de los factores de costo y ahorro anteriores, se muestra en la gráfica anterior.

La razón por la cual los Costos Anuales uniformes equivalentes a los espesores # 4 en adelante, va creciendo, se explica por el hecho de que la inversión total que cada uno de los niveles implica, va siendo cada vez menos atractiva dada la inversión inicial requerida y los beneficios que esta implica en cuanto a los ahorros originados por la menor pérdida de calor. Dicho de otra forma: la inversión adicional que cada uno de los diferentes espesores de aislamiento implica, comparativamente a la alternativa anterior, (esto, a partir del espesor # 3),

ya no se justifica, dados los ahorros adicionales que por una menor pérdida de calor origina; al menos, considerando una tasa mínima de recuperación de 30%.

Esto último queda de manifiesto, si la comparación entre las alternativas, se realiza no en base a la inversión total que cada una de ellas implica, sino comparativamente, es decir, analizando la inversión adicional o extra, que cada nivel representa con respecto al nivel anterior y comparando con el ahorro adicional por la disminución en la pérdida de calor, que esta inversión adicional origina.

Resolvamos el problema anterior con este criterio de análisis, tal como se muestra en el cuadro siguiente, y en el cual se observa que la inversión extra de \$14,700 que el espesor de # 3 representa comparativamente respecto al # 2, origina ahorros de \$6,500 adicionales anuales -- por disminución en las pérdidas por calor. El resultado de \$464.00 positivos anuales, significa que esa inversión adicional no solo se recupera con una tasa de 30% anuales durante 5 años, con los ahorros adicionales que origina, sino que de hecho, su tasa de recuperación es mayor que el 30% en una cantidad representada anualmente por un superhabit de \$464.00 anuales. En cambio, la inversión adicional por \$18,400.00 que el espesor # 4 implica comparativamente con el espesor # 3, no se alcanza a recuperar con los ahorros de \$2,500.00 anuales adicionales que origina, durante 5 años y con una tasa de 30% anual, apareciendo un deficit anual de -\$5,055.00 para que esto sucediese.

Tipo de espesor del aislamiento	Inversión Inicial	Inversión Adicional	Costo de recuperación del capital de la inversión adicional.	Pérdida anual por pérdidas de calor	Ahorro anual originado por la inversión adicional	Ahorro neto después de recuperación de la inversión adicional.
—	0	—	—	46.000	—	—
#1	36.200	36.200	$\times (A/p, 30\%, 5) = 14.863.$	23.000	23.000	$(23.000 - 14.863) = +8.137$
#2	46.300	10.100	" = 4.147	15.000	8.000	$(8.000 - 4.147) = +3.853$
#3	61.000	14.700	" = 6.036	8.500	6.500	$(6.500 - 6.036) = +464$
#4	79.400	18.400	" = 7.555	6.000	2.500	$(2.500 - 7.555) = -5.055$
#5	109.600	30.200	" = 12.400	5.000	1.000	$(1.000 - 12.400) = -11.400$
#6	146.100	36.500	" = 14.986	4.000	1.000	$(1.000 - 14.986) = -13.986$

maximización:

#3	61.000			8.500		
#3-A	65.000	4.000	$\times (A/p, 30\%, 5) = 1.642$	6.858	1642	$(1642 - 1642) = 0$

En el cuadro anterior, el primer renglón, correspondiente al espesor 0 (lo que equivale a no usar ningún aislamiento), no presenta valores, ya que se trata de un análisis comparativo, y no existe alternativa anterior a la alternativa de: " no usar aislamientos ".

Ahora bien ¿porqué no optar por la alternativa de espesor # 1 que es la que mayor ahorro neto origina: \$8,137.00?.

La respuesta a lo anterior, lo constituye el hecho de que buscamos invertir en todas las alternativas favorables, y todas aquellas que brinden tasas anuales de recuperación de 30% o más, son atractivas, razón por la cual debemos invertir hasta en la alternativa # 3. Recordemos que la pregunta originalmente planteada fué: ¿hasta que nivel de inversión es conveniente invertir?. No invertir en la alternativa # 3, equivale a rechazar una posibilidad de inversión que nos reditua inclusive más del 30%.

El que las inversiones adicionales que implica los aislamientos # 1 y # 2, se recuperen con una tasa aún mayor que la de la inversión adicional de la alternativa de # 3, no implica que ésta última no deba aceptarse.

En este estado de cosas, si quisiéramos optimizar, deberíamos tratar de conseguir un espesor intermedio entre #3 y #4 tal que presentarse el costo menor anual equivalente (de acuerdo con el primer criterio de análisis con base en la inversión total), y que coincidiese con el punto inferior de la curva de Costos Anuales uniformes equivalentes. Este espesor es el que se muestra en la gráfica correspondiente y que corresponde a un

espesor # 3-A. Si este valor óptimo tratáse de calcularse con el criterio de análisis de la inversión adicional, sería el correspondiente a aquel cuyo: " ahorro neto después de recuperar la inversión adicional (a una tasa del 30%), "fuese de cero", lo cual significará que la inversión adicional se recupera exactamente al 30% que es el límite mínimo atractivo de inversión. Este sería el caso de un aislamiento # 3-A de espesor, con costo inicial de \$65,000.00 y pérdida anual por calor de ----- \$6,858.00 y por tanto con inversión adicional de \$4,000.00 y ahorro adicional de \$1,642.00, con respecto a la alternativa de #3, lo que cumpliría con lo anterior y representaría la maximización en cuanto a nivel de inversión se refiere.

Hacemos notar que el método del Costo Anual, solo nos muestra cual es el nivel de inversión más económico, y nos indica si una inversión se recupera a una tasa del 30% o mayor, pero sin decirnos específicamente los valores de dichas tasas. Este mismo problema puede resolverse con el método de la Tasa de Recuperación que se aplica tal y como se mostrará más adelante y con el cual sí puede calcularse las tasas de recuperación de cada alternativa de inversión total y las de las inversiones -- adicionales de cada nivel.

Es de hacerse notar que en este caso y por la naturaleza del problema, la comparación de las alternativas se realizó en base a determinar la del costo total mínimo.

En algún otro problema, en que se contase no solo con los egresos sino con los ingresos esperados en cada alternativa, el criterio sería la búsqueda de la utilidad máxima.

=====

El método del Costo Anual también es sumamente útil para la determinación del período más económico de utilización de un activo depreciable, es decir, de su período de Vida Económica.

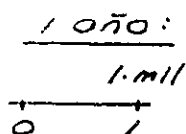
EJEMPLO:

Un equipo de construcción tiene un precio total de adquisición de \$ 14'000,000. y aceptemos que dado el comportamiento y montos relativos de los costos de operación y mantenimiento que para un equipo de este tipo se presentan en la realidad durante el transcurso de los años de utilización, se considera prudente ajustar la corriente de dichos costos, a un modelo de serie uniforme con gradiente de incremento geométrico. Supongamos por tanto, que los costos por este concepto son: \$ 1'000,000. el primer año y un incremento anual geométrico de : $j=80\%$ sobre la cantidad inicial. Se pide calcular los costos anuales uniformes equivalentes correspondientes a los primeros 9 años de utilización, así como el período de Vida Económica del equipo. Se considera como t.i.m.a.r : $i=60\%$ y se estima que los Valores de Recuperación al final de cada uno de los 9 años pudieran ser respectivamente: \$ 8'500,000., \$ 6'000,000., \$ 4'000,000., \$ 3'000,000., \$ 1,500,000., \$ 1'000,000., \$ 750,000., \$ 250,000. y \$ 250,000.

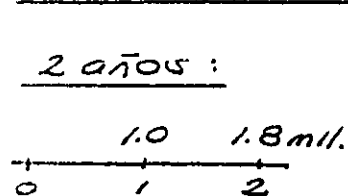
Cálculo de los Costos Anuales Uniformes equivalentes.

<p>1 año: 14. mill. VR: 8.5 mill. 1 mill.</p> <p>0 1</p> <p>CA₁ = 14'000,000 (A/P, 60%, 1) CA₁ = 22'400,000</p>	<p>Ver(A) uniforme correspondientes a la serie geomé- trica:</p> <p>+ 1'000,000. + 1'000,000.</p>	<p>- 8'500,000 (A/F, 60%, 1) - 8'500,000</p>	<p>= 14'900,000</p>
<p>2 años: 14. mill. 1. mill. VR: 6 mill. 1.8 mill.</p> <p>0 1 2</p> <p>CA₂ = 14'000,000 (A/P, 60%, 2) CA₂ = 13'785,000</p>	<p>+ 1'308,000 + 1'308,000</p>	<p>- 6'000,000 (A/F, 60%, 2) - 2'310,000</p>	<p>= 12'783,000</p>
<p>3 años: 14 mill. 1. mill. VR: 4 mill. 1.8 mill. 3.24 mill.</p> <p>0 1 2 3</p> <p>CA₃ = 14'000,000 (A/P, 60%, 3) CA₃ = 11'113,000</p>	<p>+ 1'682,000 + 1'682,000</p>	<p>- 4'000,000 (A/F, 60%, 3) - 775,000</p>	<p>= 12'020,000</p>
<p>CA₄ = 14'000,000 (A/P, 60%, 4) CA₄ = 9'913,000.</p>	<p>+ 2'130,000 + 2'130,000</p>	<p>- 3'000,000 (A/F, 60%, 4) - 324,000</p>	<p>= 11'719,000.</p>
<p>CA₅ = 14'000,000 (A/P, 60%, 5) CA₅ = 9'286,000</p>	<p>+ 2'660,000 + 2'660,000</p>	<p>- 1'500,000 (A/F, 60%, 5) - 95,000</p>	<p>= 11'847,000.</p>
<p>CA₆ = 14'000,000 (A/P, 60%, 6) CA₆ = 8'932,000</p>	<p>+ 3'277,000 + 3'277,000</p>	<p>- 1'000,000 (A/F, 60%, 6) - 38,000.</p>	<p>= 12'171,000.</p>
<p>CA₇ = 14'000,000 (A/P, 60%, 7) CA₇ = 8'725,000</p>	<p>+ 3'991,000 + 3'991,000</p>	<p>- 750,000 (A/F, 60%, 7) - 17,400</p>	<p>= 12'699,000</p>
<p>CA₈ = 14'000,000 (A/P, 60%, 8) CA₈ = 8'600,000</p>	<p>+ 4'809,000 + 4'809,000</p>	<p>- 250,000 (A/F, 60%, 8) - 3,600</p>	<p>= 13'405,000</p>
<p>CA₉ = 14'000,000 (A/P, 60%, 9) CA₉ = 8'524,000</p>	<p>+ 5'743,000 + 5'743,000</p>	<p>- 250,000 (A/F, 60%, 9) - 2,200</p>	<p>= 14'265,000</p>

Cálculo de las anualidades uniformes equivalentes,
correspondientes a la serie
geométrica: $\begin{cases} j = 50\% = 0.8 \\ i = 60\% = 0.6 \\ A_1 = 1'000,000; n = 199 \end{cases}$



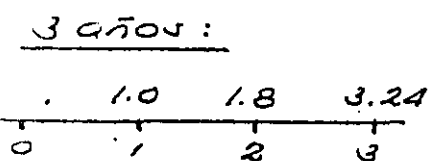
$$A = 1'000,000 \text{ \$/}$$



$$F = A_1 \left[\frac{(1+i)^n - (1+j)^n}{i-j} \right] = 1 \times \left[\frac{(1+0.6)^2 - (1+0.8)^2}{0.6-0.8} \right]$$

$$F = 3.4 \text{ mill.}$$

$$A = F (A/F, i, n) = 3.4 (A/F, 60\%, 2) = 1'308,000 \text{ \$/}$$



$$F = 1 \times \left[\frac{(1.6)^3 - (1.8)^3}{0.6-0.8} \right] = 8.68 \text{ mill.}$$

$$A = 8.68 (A/F, 60\%, 3) = 1'682,000 \text{ \$/}$$

4 años:

$$F = 1 \times \left[\frac{(1.6)^4 - (1.8)^4}{0.6-0.8} \right] = 19.718 \text{ mill.}$$

$$A = 19.718 (A/F, 60\%, 4) = 2'130,000 \text{ \$/}$$

5 años:

$$F = 1 \times \left[\frac{(1.6)^5 - (1.8)^5}{0.6-0.8} \right] = 42.048 \text{ mill.}$$

$$A = 42.048 (A/F, 60\%, 5) = 2'660,000 \text{ \$/}$$

6 años:

$$F = 1 \times \left[\frac{(1.6)^6 - (1.8)^6}{0.6-0.8} \right] = 86.175 \text{ mill.}$$

$$A = 86.175 (A/F, 60\%, 6) = 3'277,000 \text{ \$/}$$

7 años:

$$F = 1 \times \left[\frac{(1.6)^7 - (1.8)^7}{0.6-0.8} \right] = 171.892 \text{ mill.}$$

$$A = 171.892 (A/F, 60\%, 7) = 3'991,000 \text{ \$/}$$

8 años:

$$F = 1 \times \left[\frac{(1.6)^8 - (1.8)^8}{0.6-0.8} \right] = 336.250 \text{ mill.}$$

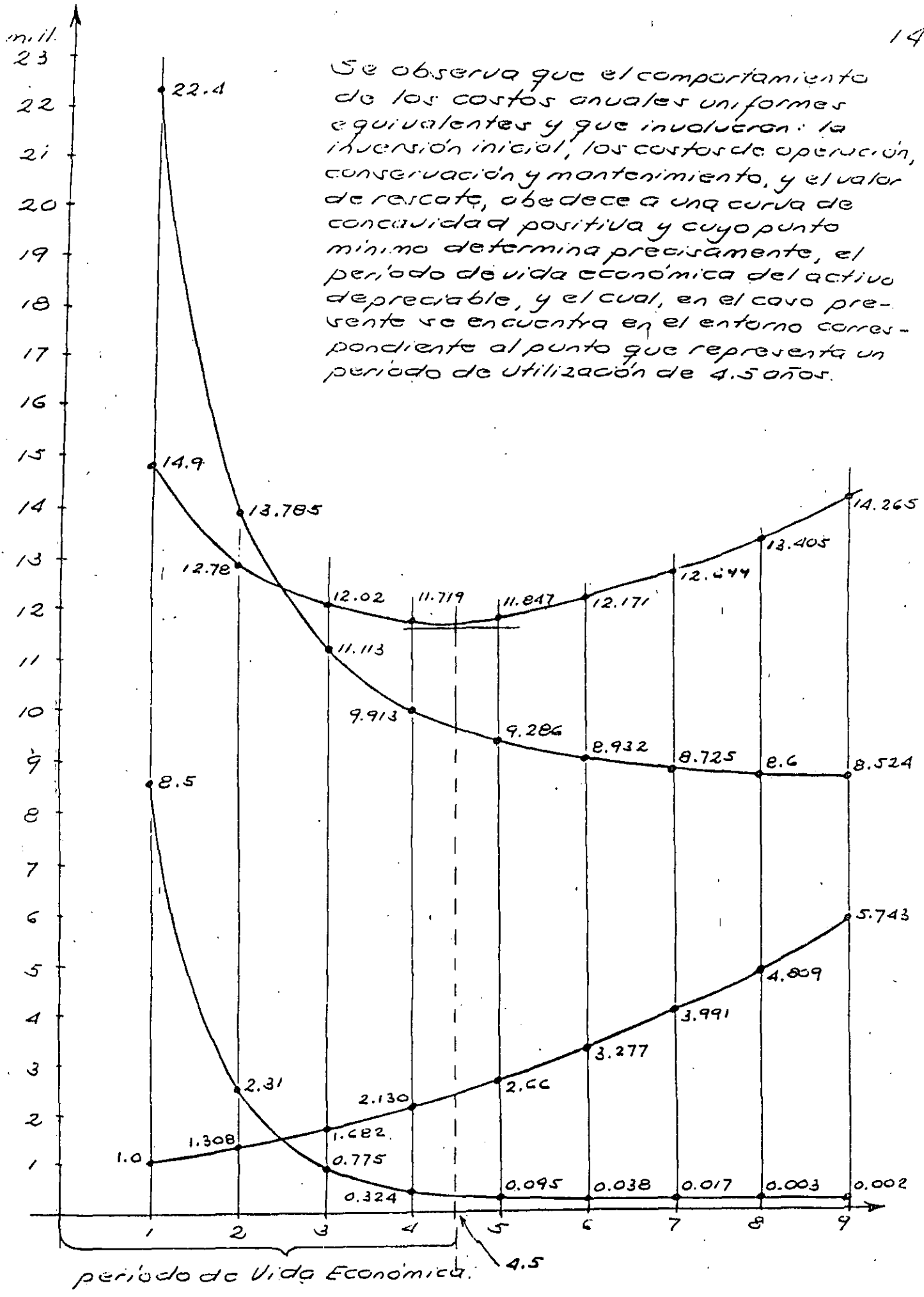
$$A = 336.25 (A/F, 60\%, 8) = 4'809,000 \text{ \$/}$$

9 años:

$$F = 1 \times \left[\frac{(1.6)^9 - (1.8)^9}{0.6-0.8} \right] = 648.199 \text{ mill.}$$

$$A = 648.199 (A/F, 60\%, 9) = 5'743,000 \text{ \$/}$$

Se observa que el comportamiento de los costos anuales uniformes equivalentes y que involucran: la inversión inicial, los costos de operación, conservación y mantenimiento, y el valor de rescate, obedece a una curva de concavidad positiva y cuyo punto mínimo determina precisamente, el periodo de vida económica del activo depreciable, y el cual, en el caso presente se encuentra en el entorno correspondiente al punto que representa un periodo de utilización de 4.5 años.



El método consiste fundamentalmente, en "traducir" los flujos de efectivo o las diferencias futuras entre alternativas, a una sola cantidad equivalente expresada en el momento presente, o en un mismo "punto" de la escala de tiempo.

Lo más frecuente, es que las cantidades que constituyen un flujo de efectivo, se "lleven" al punto cero o momento actual, sin embargo, en ocasiones pudiera ser más conveniente, por representatividad, por facilidad de comparación con otras alternativas, etc..., expresar concentrada la corriente de efectivo en otro punto cualquiera del tiempo distinto del punto cero.

Para indicar que una cantidad ó una serie de ingresos y/o egresos, ha sido expresada en el punto cero, diremos que ha sido "actualizada".

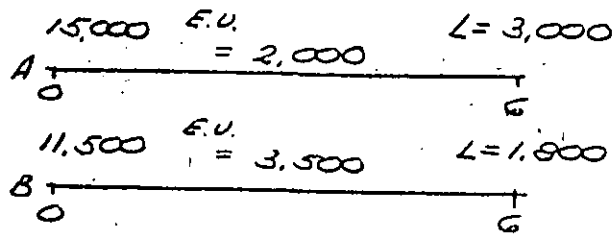
Es frecuente escuchar que para indicar lo anterior, se emplee el término "descontar". Así, se dirá que una cantidad o una serie ha sido "descontada" al momento actual, sin embargo nosotros consideramos que el término "actualizar" es más correcto.

Veamos cual es la mecánica y el significado de la comparación de alternativas con el método del Valor Presente:

EJEMPLO:

Consideremos dos alternativas A y B, con los flujos de efectivo que se muestran en sus respectivas escalas de tiempo. Supongamos además, que

la tasa mínima atractiva de recuperación se fija en 12 %. ¿Cuál de las dos alternativas es más conveniente ?



Llevando la corriente de gastos y el valor de recuperación al momento actual (cero), se tiene:

$$\begin{aligned}
 VP_{CA} &= 15,000 - 3,000 (P/F, 12\%, 6) + 2,000 (P/A, 12\%, 6) \\
 &= 15,000 - 3,000 \times 0.50663 + 2,000 \times 4.1114 \\
 &= 15,000 - 1,520 + 8,223 = \text{\$} 21,703
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 VP_{CB} &= 11,500 - 1,800 (P/F, 12\%, 6) + 3,500 (P/A, 12\%, 6) \\
 &= 11,500 - 912 + 14,390 = \text{\$} 24,978
 \end{aligned}$$

$$\text{diferencia a favor de A: } \text{\$} 3,275$$

Ya que actualizamos considerando como positivos los gastos, el Valor Presente que nos es favorable es el de la alternativa A, por representar el Costo actualizado equivalente menor.

El significado del resultado anterior es el hecho de que la sobre-inversión inicial de \$ 3,500.00 que la alternativa A implica sobre la B, se justifica plenamente, yá que no solo se recupera a una tasa de 12 % en el período de 6 años con los ahorros de \$ 1,500.00 anuales y con un mayor valor de recuperación, por \$ 1,200.00, al final del período de servicio analizado, sino que reditúa un 12 %, más un porcentaje adicional correspondiente a una cantidad total expresada en el momento actual, de $\text{\$} 3,275$.

Si la diferencia hubiese sido cero, aún la alternativa más atractiva sería la A, ya que dicho resultado se interpretaría como que la sobre-inversión

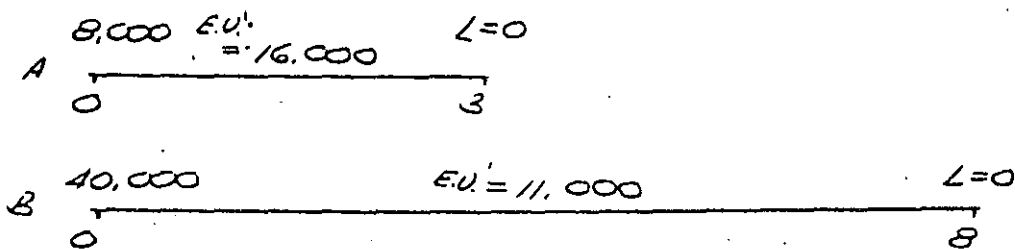
de A, sobre B, se recupera exactamente con una tasa de intereses del 12 %.

En el caso de que la diferencia hubiese sido negativa, esto significaría que la inversión adicional en A no se alcanzaría a recuperar con una tasa del 12 %, y siendo esta la tasa mínima atractiva de recuperación, la alternativa A sería rechazada y aceptada la B.

El método del Valor Presente puede ser empleado también para la comparación entre alternativas con distintos periodos de vida económica.

EJEMPLO:

Consideremos dos alternativas de selección de equipos cuyas características se indican en las escalas de tiempo correspondientes. Supongamos una tasa mínima atractiva de recuperación de 10 %.



Recordemos que en términos generales, el tratamiento de un problema de éste tipo puede ser abordado con dos criterios:

- Considerar como horizonte de comparación, el periodo correspondiente a la alternativa más corta, en este caso; 3 años. Dicho de otra forma, despreciar los futuros posibles eventos y sus consecuencias, más allá de los 3 años.

- b) Predecir los cursos de acción que pudiesen seguirse a partir del 3er. año, a fin de buscar igualar los horizontes económicos en ambas alternativas A y B.

Apliquemos primero el criterio (a). Comparemos las alternativas con el método del Costo Anual y con el del Valor Presente:

Con el método del Costo Anual:

$$CA_A = 8,000 (A/P, 10\%, 3) + 16,000 = \$ 19,217.$$

$$CA_B = 40,000 (A/P, 10\%, 8) + 11,000 = \underline{18,498}$$

diferencia a favor de B: \$ 719/año

Con el método del Valor Presente:

$$VP_{CA} = 8,000 + 16,000 (P/A, 10\%, 3) = 47,792$$

$$VP_{CB} = [40,000 (A/P, 10\%, 8) + 11,000] \cdot (P/A, 10\%, 3) = \underline{46,004.}$$

diferencia a favor de B: \$ 1,788 (presente)

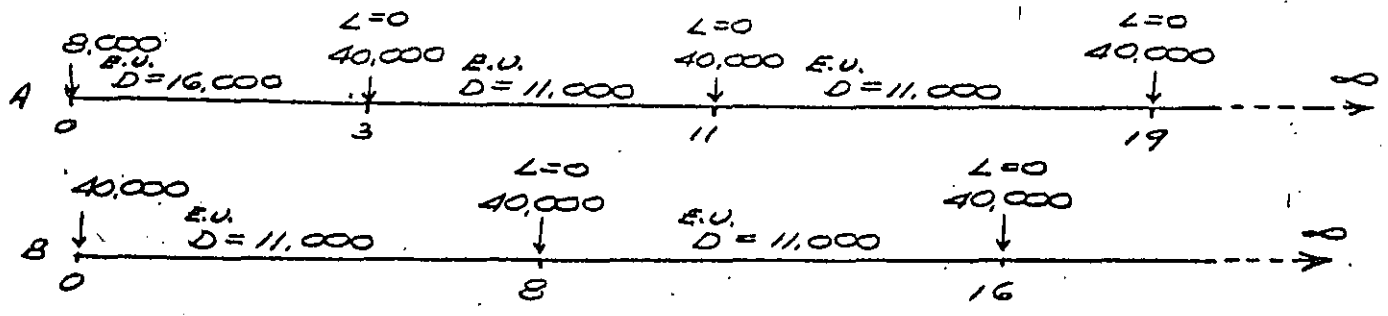
ambos resultados son equivalentes, ya que:

$$1,788 = 719 (P/A, 10\%, 3)$$

De lo anterior, se desprende que el equipo B es el más económico.

Apliquemos ahora el criterio (b). Recordamos que una primera postura en cuanto a la suposición sobre los reemplazos que pudiesen hacerse a continuación tanto de A como de B para igualar sus periodos de comparación, sería la de suponer reemplazos futuros idénticos a los originales en cada alternativa, hasta un común múltiplo que en este caso sería de 24 años. Pero ya vimos anteriormente que esta situación nos conduce al mismo resultado, aún numericamente, que el obtenido al aplicar el criterio (a).

Consideremos entonces que los reemplazos en cada alternativa, se harán con equipos al menos tan eficientes económicamente, como el más económico disponible actualmente. Dado, que al menos en base al criterio (a), el equipo más económico, resultó ser el B, supongamos una corriente indefinida de reemplazos a partir de A y B, con equipos Tipo B:



Actualizando cada una de las corrientes de costos y recordando que:

$$\underbrace{i-\infty}_{(P/A, i, n)} \xrightarrow{uspwf} \frac{1}{i} = \frac{1}{0,10} = 10$$

se tiene:

$$VP_{CA} = 8,000 + 16,000 (P/A, 10\%, 3) + [40,000 (A/P, 10\%, 8) + 11,000] \times (P/A, 10\%, \infty) \times (P/F, 10\%, 3) = \neq 186,746.$$

$$VP_{CB} = [40,000 (A/P, 10\%, 8) + 11,000] \times (P/A, 10\%, \infty) = \underline{184,976.}$$

diferencia a favor de B : $\neq 1,788.$

$$VP_{CB} < VP_{CA} \Rightarrow B \succ A$$

Que es el mismo resultado obtenido con el criterio A, al analizar únicamente los 3 primeros años.

Este resultado pudo haberse previsto, ya que si observamos las corrientes de costos expresados en las escalas de tiempo, notaremos que al reemplazar en el año 3, a A, con una máquina tipo B, a partir del año 3 se establece para ambas alternativas una situación idéntica, pudiendo entonces "simplificarse" en ambas alternativas dichos periodos a partir del año 3.

Por lo anterior, el suponer reemplazos a partir del año 3, introducirá efectos en la comparación de alternativas y provocará cambio en el resultado obtenido con el criterio (a), solo a medida que el equipo de reemplazo de A, a partir del año 3, sea más eficiente económicamente que ^{al} equipo B. Así,

un equipo un poco más económico que el B, igualará las alternativas; y

un equipo de mayor economía aún empleado como reemplazo de A a par...

tir del 3°. año, dará supremacía a la alternativa A. Esto se explica, por el hecho de la más pronta utilización y aprovechamiento de mejoras tecnológicas en A, a partir del 3°. año.

El método del Valor Presente muestra en determinadas circunstancias, ventajas y desventajas de las alternativas en estudio, en una forma no apreciable en el método del Costo Anual.

Así por ejemplo, en aquéllas situaciones en las que la inversión inicial es predominante sobre el efecto que pudieran tener los costos anuales, de operación por ejemplo, dentro del comportamiento general de un conjunto de alternativas, el método del Valor Presente pone de manifiesto, con todo su "Peso", el efecto de las diferencias en las inversiones iniciales, lo que - permitirá por otro lado, poder juzgar sobre la importancia, o no importancia, de dichos costos iniciales.

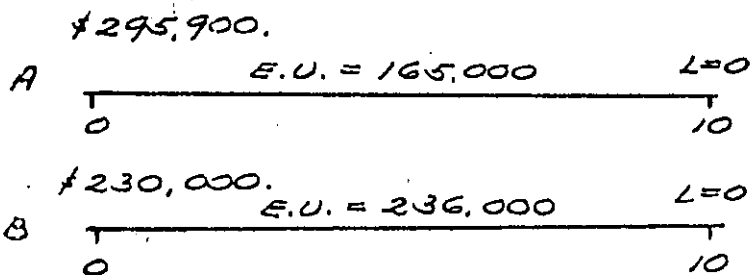
Las características fundamentales del método son: el que las cantidades ubicadas en el momento actual (o en el punto del tiempo en el cual se "actualiza" el flujo de efectivo), se muestran con su valor real, y el que las diferencias entre alternativas puedan expresarse y compararse a través de cantidades (sumas) únicas y expresadas en un solo punto y no por medio de una serie de sumas o cantidades anuales, tal como sucede en el método del Costo Anual, lo que en ocasiones pudiese distorsionar la visión de conjunto sobre una situación dada.

EJEMPLO:

Al Gerente de una planta de proceso le son presentadas dos cotizaciones A y

B para la implantación de un sistema que le permitirá elevar su volumen anual de producción. Después de realizar un análisis económico, llega a la conclusión de que la alternativa A es preferible a la B y avisa al agente de ventas del sistema B, que su proposición ha sido descartada, a lo cual este responde estar dispuesto a hacer una rebaja en el precio inicial del sistema que ofrece. ¿Cuál es el descuento que debe otorgar el agente de ventas de B, de forma tal que su sistema se convierta en la alternativa económicamente más atractiva para el Gerente ?

Las características de los sistemas A y B son las siguientes:



El Gerente estima su tasa mínima atractiva de recuperación en 20%. Dado que lo que es factible de variarse es el precio inicial, conviene analizar el problema con el criterio del Valor Presente:

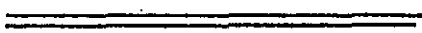
$$VP_{CA} = 295,900. + 165,000 (PIA, 20\%, 10) = \$ 987,659.$$

$$VP_{CB} = 230,000. + 236,000. (PIA, 20\%, 10) = \$ 1'219,423$$

$$\text{diferencia a favor de A: } \$ 231,764.$$

Lo cual quiere decir que la alternativa A no solo no es \$ 65,900.00 más cara (como podría juzgarse si solo se atendiese al monto de las inversiones iniciales) sino que es \$231,764.00 más barata (esta cifra, expresando la diferencia al momento cero), por lo que, para que el sistema B se convierta en el más atractivo, habrá que avisar al agente de ventas que lo

debe implantar totalmente gratis y acompañar su regalo con un cheque por más de \$1,764.00, yá que aún con un cheque de \$1,764.00 exactamente, la alternativa A, seguirá siendo la más económica por el hecho que la sobre-inversión que representa, con respecto a B, se recuperaría exactamente aún al ²⁰ 8 %, que es la tasa que ha sido fijada como tasa mínima atractiva de recuperación.

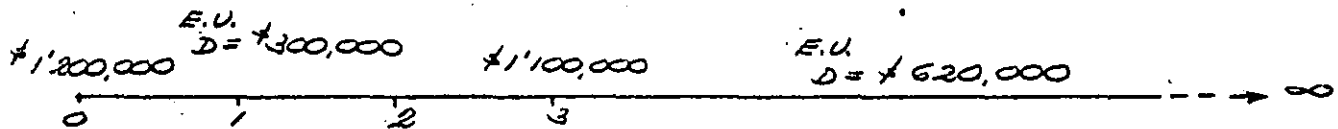


EJEMPLO:

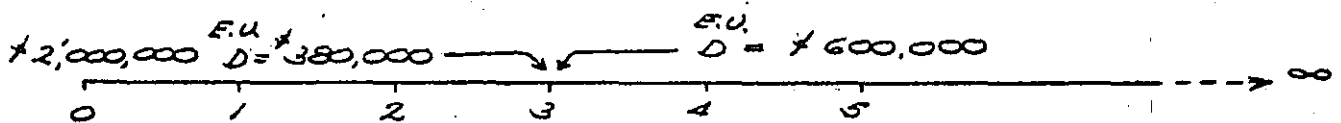
Veamos el caso de una empresa en que se planea el crecimiento y la expansión de la misma, y para decidir sobre la construcción de una ampliación de la planta, se presentan dos alternativas: La primera es llevar a cabo la construcción en dos etapas con diferencia de 3 años entre ellas, y la segunda consiste en construir desde el principio la ampliación completa yá con la capacidad que se espera necesitar dentro de 3 años. Ambas alternativas presentan ventajas y desventajas como son: El costo de la construcción de la planta en dos partes, es más costosa que la construcción en una sola etapa, lo cual es obvio por la duplicación de ciertos trabajos y actividades como supervisión y dirección de la obra, costos indirectos, el tener que efectuar trabajos que en la segunda etapa deban destruirse, etc..., por otro lado, si la ampliación se construye desde el principio con la capacidad total, durante los primeros años funcionará a capacidad sobrada, siendo por tanto, muy ineficiente y por tanto más costosa su operación en esta etapa, pero también es muy probable que si se hace de una sola vez, quede mucho más integrada en su conjunto, de tal manera que su operación, ya en los años futuros, sea más eficiente y por tanto más económica que si se planea y construye en 2 partes.

Yá funcionando se supone continuará operando un número indefinido de años
 Los resultados de los estudios para una y otra alternativa se le presentan a la empresa de la siguiente manera, yá expresadas en la escala de tiempos:

a) Construcción en dos etapas: diferimiento de la inversión:



b) Construir de una sola vez:



Se considera una tasa mínima atract. de recup. de: 15%

$$\begin{aligned}
 VP_{2 \text{ etapas}} &= 1'200,000 + 300,000 \cdot uspwf_{15-3} + (1'100,000 + 620,000 \cdot uspwf_{15-\infty}) \cdot sppwf_{15-3} = \\
 &= 1'200,000 + 300,000 \times 2.2832 + \left(1,100,000 + \frac{620,000}{0.15}\right) \times 0.65752 = \\
 &= 1'200,000 + 684,960 + 3'441,021 = \underline{\underline{\$ 5'325,981}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 VP_{1 \text{ etapa}} &= 2'000,000 + 380,000 \cdot uspwf_{15-3} + 600,000 \cdot uspwf_{15-\infty} \cdot sppwf_{15-3} = \\
 &= 2'000,000 + 380,000 \times 2.2832 + \frac{600,000}{0.15} \times 0.65752 = \\
 &= 2'000,000 + 867,616 + 2'630,080 = \underline{\underline{\$ 5'497,696}}
 \end{aligned}$$

diferencia a favor de la 1ª alternativa: \$ 171,715

Lo anterior demuestra que la sobre-inversión actual de \$800,000.00 que implica el construir en una sola etapa la ampliación de la planta, no se justifica, con los ahorros que origina en cuanto a la construcción total y en cuanto a la operación en los años futuros; esto, al menos, considerando una tasa de Interés mínima de 15%.

$$P = 1'500,000 + (1'000,000 - 1'400,000)(P/A, 55\%, 3) - (500,000 - 250,000)(P/F, 55\%, 3)$$

$$P = 1'500,000 - 400,000(P/A, 55\%, 3) - 250,000(P/F, 55\%, 3)$$

$$P = 1'500,000 - 531,973 - 67,713$$

$$P = 900,314.$$

que constituye el valor de (P) límite, o el valor de (P) en el punto de equilibrio de la decisión, y dado que el valor propuesto (P) para la compra del equipo usado es:

$$P = 950,000 + 70,000$$

$$P = 1'020,000 > 900,314.$$

luego, la compra del equipo usado, no es atractiva en estas condiciones, por lo que deberá procederse a adquirir el equipo nuevo, a menos que, con una contra-oferta, pudiese obtenerse el equipo usado en menos de:

$$\$ 830,314 (= 900,314 - 70,000)$$

de tal forma que el costo total de adquisición del equipo, resultase menor de \$ 900,314.

El Método del Valor Presente, también permite la determinación del NIVEL DE INVERSIÓN MAS CONVENIENTE en el caso de alternativas mutuamente excluyentes que representen niveles sucesivos o graduales de inversión, tal como el caso del recubrimiento de la tubería analizado con el Método del Costo Anual.

EJEMPLO:

Después de un estudio detallado de los presupuestos respectivas, se concluye que la instalación y operación de un edificio de productos, presenta las alternativas que se señalan en el cuadro siguiente y que implican niveles crecientes de inversión inicial, con el consiguiente incremento en el monto de los gastos totales anuales de operación, conservación, mantenimiento, impuestos, seguros, etc..., por un lado, pero también un aumento gradual del Ingreso Bruto anual esperado y del Valor de Recuperación tanto por el terreno como por el inmueble, al final de un período de 12 años, considerado como horizonte económico prudente y realista, dada la naturaleza del negocio, mercado, competencia, ubicación, etc...

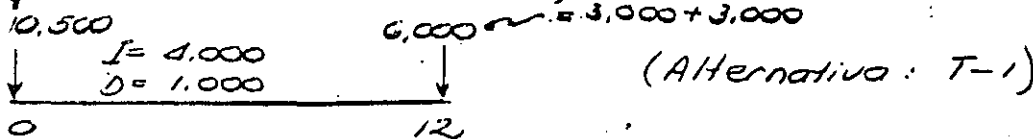
Alt.	INVERSIÓN INICIAL		Ingreso Bruto anual	Gastos operac. anuales	VALOR DE RECUPER.	
	terreno	construcción.			terreno	construcción.
T-1	\$ 1'800,000	\$ 8'700,000	\$ 4'000,000	\$ 1'000,000	\$ 3'000,000	\$ 3'000,000
T-2	1'800,000	13'500,000	6'500,000	1'500,000	3'000,000	4'600,000
T-3	1'800,000	21'600,000	8'500,000	2'100,000	3'000,000	7'500,000
T-4	1'800,000	33'000,000	10'250,000	2'850,000	3'000,000	11'000,000

aprox. 33% de la Inver. Inicial.

La tasa mínima atractiva de recuperación se considera deba fijarse en un 18%.

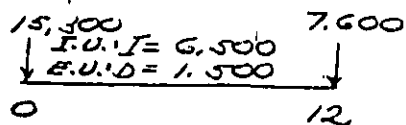
Comparemos las alternativas propuestas a través del Valor Presente de la inversión total:

(en miles de unid. monetarias)



$$P_{T-1} = -10,500 + (4,000 - 1,000) (P/A, 18, 12) + 6,000 (P/F, 18, 12)$$

$$V.P. = \$ 4,703.$$

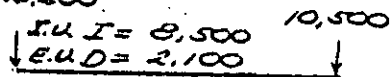


(Alternativa: T-2)

$$V.P._{T-2} = -15,300 + (6,500 - 1,500)(P/A, 18, 12) + 7,600(P/F, 18, 12) =$$

23,400

$$V.P._{T-2} = \$ 9,709.$$

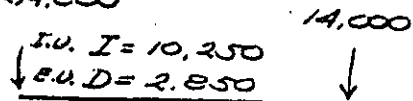


(Alternativa: T-3)

$$V.P._{T-3} = -23,400 + (8,500 - 2,100)(P/A, 18, 12) + 10,500(P/F, 18, 12)$$

$$V.P._{T-3} = \$ 8,717.$$

34,800



(Alternativa: T-4)

$$V.P._{T-4} = -34,800 + (10,250 - 2,950)(P/A, 18, 12) + 14,000(P/F, 18, 12)$$

$$V.P._{T-4} = \$ 2,591.$$

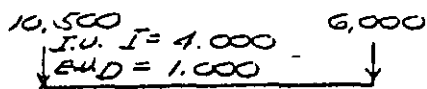
La alternativa más atractiva será la (T-2) que presenta el V.P. más alto (ya que se están comparando las alternativas en función del beneficio neto).

Con el fin de maximizar la utilidad, habría que investigar la posibilidad de una alternativa que representase una inversión mayor que la de (T-2) y cuyo V.P. de las utilidades fuese superior a \$ 9,709, buscando el nivel máximo de inversión, antes de iniciar el descenso de los V.P.

El análisis de las alternativas podría también llevarse a cabo mediante los valores adicionales o extra, de inversión inicial, de ingresos anuales, de gastos de operación y valores de recuperación, que cada alternativa represente respecto a la anterior.

(en miles de unid. monet.)

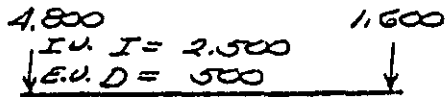
Alt.	Inu. Inicial	Incem. Inu. Inicial	Ingr. Brutos anuales	Incem. Ingr.	Gastos	Incem. Gastos	V. R.	Incem. en V. R.
T-1	10,500	—	4,000	—	1,000	—	6,000	—
T-2	15,300	4,800	6,500	2,500	1,500	500	7,600	1,600
T-3	23,400	8,100	8,500	2,000	2,100	600	10,500	2,900
T-4	34,800	11,400	10,250	1,750	2,950	750	14,000	4,500



(Alternativa: T-1)

157

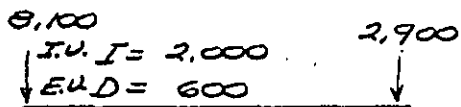
$$V.P._{T-1} = \$ 4,703.$$



(Alternativa: T-2)

$$V.P._{T-2} = -4,800 + (2,500 - 500) (P/A, 18, 12) + 1,600 (P/F, 18, 12)$$

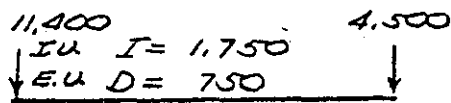
$$V.P._{T-2} = \$ 5,006.$$



(Alternativa: T-3)

$$V.P._{T-3} = -8,100 + (2,000 - 600) (P/A, 18, 12) + 2,900 (P/F, 18, 12)$$

$$V.P._{T-3} = \$ -772.$$



(Alternativa: T-4)

$$V.P._{T-4} = -11,400 + (1,750 - 750) (P/A, 18, 12) + 4,500 (P/F, 18, 12)$$

$$V.P._{T-4} = \$ -5,989.$$

Como ratificación a los resultados obtenidos con el criterio de la inversión total, concluimos que la alternativa más conveniente es la (T-2), ya que la inversión extra o adicional que implica respecto a la (T-1) se recupera con una tasa mayor que el 18%, en tanto que la inversión extra de la (T-3) respecto a la (T-2) no se alcanza a recuperar al 18% y por tanto, no se justifica con el incremento adicional de gastos, ingresos y valor de recuperación, al menos con una tim.a.r. de 18% y dentro de un horizonte económico de 12 años.

Nuevamente la maximización de las utilidades estaría lograda por una alternativa de mayor nivel de inversión que (T-2) y cuyo V.P. en el cuadro anterior, fuese 0, ya que esto significaría que la inversión adicional respecto a (T-2), se recupera exactamente al 18%.

METODO DE LA TASA DE RECUPERACION

Este método de comparación de alternativas, consiste en calcular directamente la tasa de recuperación que se espera obtener de cada una de las alternativas de inversión propuestas, lo que se analiza a partir del flujo de ingresos y de egresos que en cada una de ellas se prevé, y seleccionando aquella que ofrezca la tasa de recuperación más alta, pero teniendo en cuenta la tasa interna mínima atractiva de recuperación de quien debe decidir.

El procedimiento a implementar para lograr lo anterior se basa en el hecho de que, en el proceso de una inversión, los ingresos brutos provenientes de la misma, tienen como finalidad:

- a) recuperar todas las erogaciones, costos directos e indirectos, que la inversión implique.
- b) proporcionar una recuperación o utilidad.

Ahora bien, al establecer la ecuación:

$$\text{Costos} = \text{Ingresos}$$

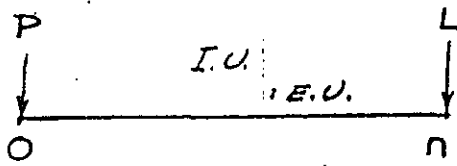
la variable que hace que se verifique la ecuación anterior es precisamente: la tasa de recuperación, o tasa de interés (i), y desde este punto de vista, podemos decir que:

"la tasa de recuperación (i) es el interés que hace que los costos (o erogaciones totales) sean equivalentes a los ingresos"

Dado que una inversión implicará ingresos y egresos, siempre se podrá calcular algún valor de (i), sin embargo, solo si el importe total de los ingresos es mayor que el de los egresos, el valor de esa tasa de interés será mayor que cero.

Claro está que para establecer la ecuación entre costos e ingresos, ambos deberán estar expresados en el mismo "tiempo", lo cual puede lograrse transportando todo el flujo de efectivo al punto 0 por ejemplo, para obtener el Valor Presente, o traduciéndolo a una serie uniforme equivalente.

Así por ejemplo, para el caso general y traduciendo el flujo de efectivo a una serie de anualidades uniforme equivalente:



La ecuación:

Costos = Ingresos

quedaría:

$$P \cdot i^{-n} \text{crf} + E.U. = I.U. + L \cdot i^{-n} \text{sfd}$$

$$P \cdot i^{-n} \text{crf} - L \cdot i^{-n} \text{sfd} + E.U. = I.U.$$

dado que: $i^{-n} \text{sfd} = i^{-n} \text{crf} - i$

$$(P - L) \cdot i^{-n} \text{crf} + L \cdot i + E.U. = I.U.$$

usando otra notación:

$$(P - L) (A/P, i\%, n) + L \cdot i + E.U. - I.U. = 0$$

en la cual, la tasa (i) que verifica la ecuación se determina por iteraciones.

De igual manera, solo que transportando el flujo de efectivo al punto 0 a fin de igualar Valores Presentes, se llegaría a:

$$\pm P \pm \sum_{j=1}^n F(P/F, i\%, j) \pm A \cdot (P/A, i\%, n) = 0$$

en donde el signo se aplicará dependiendo de si se trata de una erogación o de un ingreso.

EJEMPLO:

Se propone invertir en un inmueble en cuya compra inicial se requieren: \$450,000, y sobre el cual se espera recibir un ingreso de \$75,000 anuales con erogaciones de \$30,000 durante 10 años, al cabo de los cuales, se calcula se podrá vender en \$200,000. Se pide calcular la tasa de recuperación de la inversión.

$$P = \$400,000 \quad I.U. = 75,000/\text{año} \quad E.U. = 30,000/\text{año} \quad L = 200,000$$

$\overbrace{\hspace{15em}}^{10}$
 0

Establezcamos la ecuación:

$$\text{Costos} = \text{Ingresos}$$

de acuerdo con la expresión desarrollada:

$$(P-L)_{i-n} \text{ crf} + Li + E.U. = I.U.$$

que para los datos anteriores queda:

$$(400,000 - 200,000)_{i-10} \text{ crf} + 200,000 (i) + 30,000 = 75,000$$

Para determinar el valor de (i) , hagamos un primer intento con $i = 0\%$ (lo cual equivale a investigar si los ingresos netos son suficientes para recuperar los costos, sin tener en cuenta el factor: "valor del dinero con el tiempo")

$$200,000_{0-10} \text{ crf} + 200,000 (0) + 30,000 = 75,000$$

recordando que: $\underset{i \rightarrow 0\%}{\text{crf}} \rightarrow \frac{1}{n}$

entonces: $_{0-10} \text{ crf} \rightarrow \frac{1}{n} = \frac{1}{10} = 0.1$

$$\begin{aligned} 20,000 + 30,000 &\neq 75,000 \\ 50,000 &< 75,000 \end{aligned}$$

restando $\$50,000$ en ambos miembros de la desigualdad

$$0 < 25,000$$

lo que quiere decir que, considerando una tasa de interés de 0% , los costos anuales $<$ que los beneficios anuales por una diferencia de $\$25,000$, lo que significa que a una tasa de 0% la inversión se recupera, más una utilidad adicional de $\$25,000$ anuales.

Esta diferencia de $\$25,000$, respecto a la inversión inicial, representa un porcentaje de:

$$\begin{array}{r} 400,000 \text{ ————— } 100 \\ 25,000 \text{ ————— } x \end{array}$$

$$\therefore i \approx \frac{25,000}{400,000} \times 100 = 6.25\%$$

Hagamos un 2° intento considerando: $i = 7\%$

$$200,000 \cdot crf_{7-10} + 200,000 (0.07) + 30,000 = 75,000$$

$$28,476 \neq 14,000 + 30,000 \neq 75,000$$

$$72,475 < 75,000$$

$$0 < 2,524$$

Es a una tasa de interes del 7% :

$$C.A < B.A \text{ por } \$ 2,524.$$

Hagamos un 3° intento considerando $i = 8\%$

$$200,000 \cdot crf_{8-10} + 200,000 (0.08) + 30,000 = 75,000$$

$$29,806 + 16,000 + 30,000 \neq 75,000$$

$$75,806 > 75,000$$

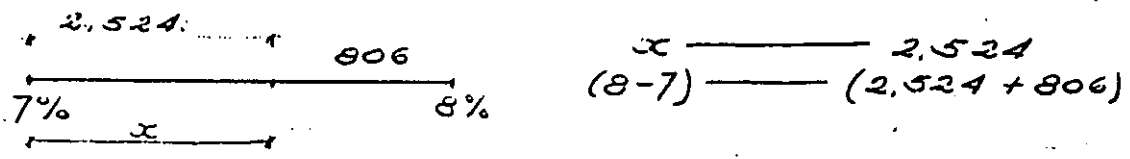
$$806 > 0$$

Es a una tasa de interes del 8%

$$C.A > B.A \text{ por } \$ 806.$$

es decir, impactando una tasa de interes de 8% (como costo del dinero con el tiempo), los costos exceden a los ingresos, la inversion no se alcanza a recuperar por \$ 806 anuales.

Interpolando :



$$i = 7.0 + x = 7.0 + \frac{2,524}{(2,524 + 806)} (1.0)$$

$$i = 7.0 + 0.76$$

Es la tasa de interes de la inversion propuesta es de:

$$i = 7.76\%$$

tasa que habra que comparar con nuestra tasa interna minima atractiva de recuperacion para juzgar finalmente si la inversion propuesta nos es o no atractiva.

como $P < L$, la tasa final (i) debera ser menor que la resultante de la primera aproximacion.

Hagamos por tanto, un 2º intento considerando: $i = 12\%$.

$$425,000_{12-5} \text{ crf} = 22,000 + 625,000_{12-5} \text{ sfd}$$

$$117,899 < 22,000 + 98,381$$

$$117,899 < 120,381$$

$$0 < 2,482$$

Es a una tasa de $i = 12\%$: C.A. < B.A. por $\$ 2,482$.

Hagamos un 3º intento considerando $i = 13\%$.

$$425,000_{13-5} \text{ crf} = 22,000 + 625,000_{13-5} \text{ sfd}$$

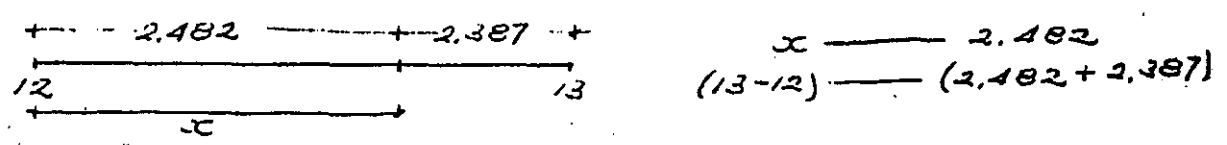
$$120,834 > 22,000 + 96,447$$

$$120,834 > 118,447$$

$$2,387 > 0$$

Es a una tasa de $i = 13\%$: C.A. > B.A. por $\$ 2,387$

Para calcular la tasa de recuperacion exacta, procedamos a interpolar :



$$i = 12 + x = 12 + \frac{2,482}{(2,482 + 2,387)} (1.0)$$

$$i = 12 + 0,51$$

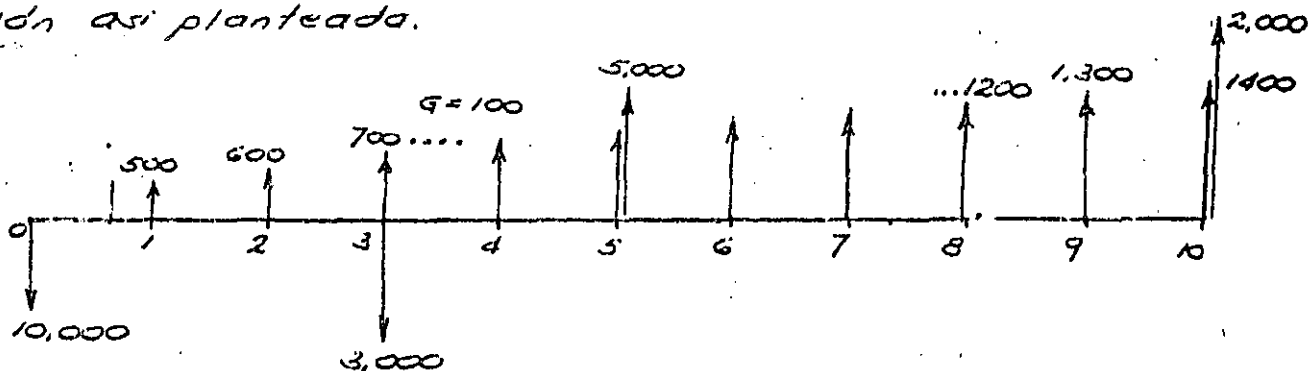
$$i = 12,51\%$$

Dado que la tasa de recuperacion esperada de la inversion propuesta : 12,51% es menor que la tasa interna minima atractiva de recuperacion establecida en 15% (al menos en el momento de tener que tomar la decision) concluimos que la inversion no nos es atractiva.

EJEMPLO

Se propone una inversión que requiere egresos de: \$10,000. al inicio y \$3,000 tres meses después; y se prevén ingresos de: \$500. al mes primero, \$600. a los dos meses y así sucesivamente cantidades con incremento de \$100. mensuales hasta el 10° mes. Se recibirán también cantidades globales adicionales de \$5,000. en el 5° mes y de \$2,000 en el 10° mes.

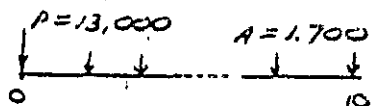
Se pide calcular la tasa de recuperación de la inversión así planteada.



Traduciendo el flujo de efectivo a V.P., dando signo (-) a los egresos y signo (+) a los ingresos e igualando la suma algebraica a 0, se obtiene:

$$0 = -10,000 - 3,000 (P/F, 2\%, 3) + 5,000 (P/A, 2\%, 10) + 100 (P/G, 2\%, 10) + 5,000 (P/F, 2\%, 5) + 2,000 (P/F, 2\%, 10)$$

Hagamos una comparación muy burda entre ingresos y egresos solo con el fin de tener una primera orientación para proceder al 1° tanteo:



$$\text{donde } P = 10,000 + 3,000 = 13,000$$

$$\text{y } A = \underbrace{500 + 500}_{\text{prom: } 10 \times 9 \div 2} + \frac{(5,000 + 2,000)}{10}$$

$$A = 1,700$$

$$P = A (P/A, 2\%, 10)$$

$$13,000 = 1,700 (P/A, 2\%, 10)$$

$$7.65 = (P/A, 2\%, 10)$$

buscando en las tablas se encuentra para la igualdad anterior, un valor de: $i = 5.2\%$

Procedamos a un primer tanteo con: $i = 5\%$

$$0 \neq -10,000 - 2,591.51 + 3,860.87 + 3,164.90 + 3,917.63 + 1,227.83$$

$$0 \neq -420.28$$

2° tanteo con $i = 4\%$

$$0 \neq -10,000 - 2,666.99 + 4,055.45 + 3,388.10 + 4,109.64 + 1,351.13$$

$$0 \neq +237.33$$

Interpolando:

$$\begin{array}{ccc} 237.33 & 0 & -420.28 \\ \hline 4\% & & 5\% \\ \leftarrow x \rightarrow & & \end{array} \quad \begin{array}{l} 237.33 \text{ --- } x \\ (237.33 + 420.28) \text{ --- } (5-4) \end{array}$$

$$x = \frac{237.33}{657.61} (1) = 0.36$$

$$\therefore i = 4 + 0.36 = 4.36\%$$

como valor de la tasa de interes real mensual
La tasa efectiva correspondiente seria:

$$\text{tasa efectiva} = \frac{4.36 - 12}{12} \text{spcaf} - 1 = (1 + 0.0436)^{12} - 1$$

$$= 1.67 - 1 = 0.67$$

$$\therefore \underline{\underline{i = 67\%}}$$

Idéntico resultado se obtendria estableciendo la ecuación de costos e ingresos en base a una serie uniforme equivalente, en cuyo caso, la expresion del flujo de efectivo adquiere la forma:

$$0 = -10,000 (A/P, i\%, 10) - 3,000 (P/F, i\%, 3) \cdot (A/P, i\%, 10) +$$

$$+ 500 + 100 (A/G, i\%, 10) + 5,000 (P/F, i\%, 5) \cdot (A/P, i\%, 10) +$$

$$+ 2,000 (A/F, i\%, 10)$$

Procediendo a un primer tanteo con $i = 4\%$

$$0 \neq -1,232.91 - 328.82 + 500 + 417.70 + 506.68 + 166.58$$

$$0 \neq 29.23$$

2° tanteo con $i = 5\%$

$$0 \neq -1,295.05 - 335.61 + 500 + 409.70 + 507.35 + 159.01$$

$$0 \neq -54.40$$

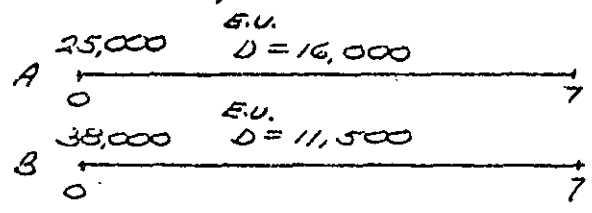
interpolando

$$\begin{array}{ccc} 29.23 & 0 & -54.40 \\ \hline 4\% & & 5\% \\ \leftarrow x \rightarrow & & \end{array}$$

se obtiene una tasa real mensual
de $i = 4.36\%$
y una efectiva de: 67%

EJEMPLO

Analizemos dos alternativas de inversión cuya finalidad sea la de reducir costos, en un proceso ya establecido de producción:



La alternativa B implica una sobre-inversión inicial comparativamente más alta con respecto a A de \$13,000.; pero la cual, se prevee originará ahorros anuales uniformes de \$4,500. Lo anterior implica que se incrementen los ingresos netos anuales durante un horizonte económico de 7 años propuesto, a costa de una inversión adicional inicial de \$13,000.

Dada que no contamos con los datos de la corriente completa de ingresos y egresos que cada alternativa implica a lo largo de 7 años, solo podemos hacer un análisis COMPARATIVO entre A y B, y analizar si se justifica la inversión adicional en B, con los ahorros que origina.

Establezcamos la igualdad entre los costos anuales adicionales y ahorros anuales, para calcular la tasa (i) que verifique dicha ecuación:

$$\frac{\text{costo anual adicional}}{(38,000 - 25,000) i^{-7} \text{crf}} = \frac{\text{Ingreso (ahorro) anual adicional}}{16,000 - 11,500} \quad (1)$$

$$13,000 i^{-7} \text{crf} = 4,500$$

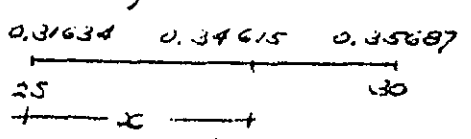
$$i^{-7} \text{crf} = 0.34615$$

en tablas se observa que:

$$25-7 \text{ crf} = 0.31634$$

$$30-7 \text{ crf} = 0.35687$$

interpolando:



$$i = 25 + \frac{(0.34615 - 0.31634)}{(0.35687 - 0.31634)} (30 - 25)$$

$$i = 25 + 3.68$$

$$i = 28.68 \%$$

El valor de: 28.68% es la tasa de interés que hace a los costos equivalentes a los ingresos en la ecuación anterior. Es la tasa de recuperación de la inversión adicional de los \$ 13,000, que se recupera con los ahorros de \$ 4,500 anuales que origina durante los 7 años.

Faltaría comparar esta tasa con nuestra tasa interna mínima atractiva de recuperación, y suponiendo por ejemplo, que esta fuese en ese momento dado, de un 18%, calificaríamos de inmediato la sobre inversión de \$ 13,000 que la alternativa B representa, como muy atractiva.

Debe quedar claro, que este análisis solo determina si la inversión adicional que B implica respecto a A, se justifica; es decir, solo provee del criterio que permite elegir entre ambas alternativas.

La tasa de recuperación calculada, es la tasa de recuperación de la inversión extra, pero de ninguna manera de la inversión total, ya que para estimar esta, sería necesario contar con el dato del flujo de ingresos y egresos generales que cada una de las alternativas A y B implica.

Sin embargo, se trata de un problema de reducción de costos en un proceso ya en operación y plenamente justificado económicamente, y la duda por resolver se refiere exclusivamente a la conveniencia o no de llevar a cabo o no la sobre inversión que B requiere.

Ahora bien; la ecuación (1) puede expresarse:

$$38,000_{i-7} \text{ crf} + 11,500 = 25,000_{i-7} \text{ crf} + 16,000$$

de donde resulta que la tasa de recuperación (i) también establece una equivalencia entre los costos anuales.

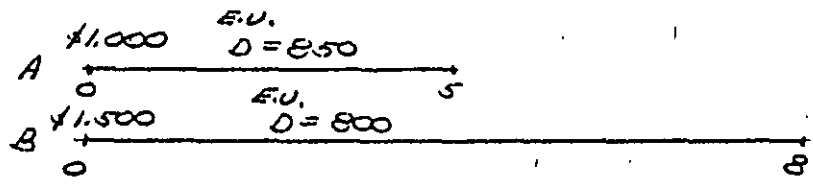
La importancia de lo anterior, radica en el hecho de que en ocasiones, resulta más simple calcular los costos anuales de las alternativas por comparar e igualarlos, que calcular el monto de la inversión adicional y de los ahorros que esta origina, para efectos del cálculo de la tasa de recuperación de la misma.

Esto resulta particularmente útil, en la comparación de alternativas con vidas económicas diferentes.

EJEMPLO

Una inversión A requiere un costo inicial de \$1.000.; costos anuales uniformes equivalentes, de operación, conservación y mantenimiento de \$850. y se le supone una vida económica de 5 años. Una alternativa B, implica \$1.500 de costo inicial, costos de operación, conservación y mantenimiento uniformes anuales, de \$800 y se le considera una vida económica de 8 años. Se estima la tasa interna mínima atractiva de recuperación en un 8%. El valor de recuperación de ambas alternativas al final de sus respectivos periodos, se considera despreciable.

Graficamente, las alternativas anteriores se pueden representar:



Expresando los Costos Anuales uniformes equivalentes de cada alternativa, e igualándolos, se tiene:

$$1.000 (A/P, i\%, 5) + 850 = 1.500 (A/P, i\%, 8) + 800$$

1ª aproximación: con $i = 0\%$

$$1.000 (A/P, 0\%, 5) + 850 = 1.500 (A/P, 0\%, 8) + 800$$

recordando que:

$$\lim_{i \rightarrow 0} i \cdot n \cdot \text{crf} \rightarrow \frac{1}{n}$$

$$1.000 (1/5) + 850 \neq 1.500 (1/8) + 800$$
$$1.050 > 988$$
$$62 > 0$$

∴ a una tasa de: $i = 0\%$: $CA_A > CA_B$ por \$62

o sea, que la alternativa de inversión extra, tiene menor C.A. a una tasa del 0%, por lo tanto, hay ventaja de \$62 anuales si la inversión se considera a 0%.

Expresando esta ventaja como un porcentaje de la inversión adicional inicial de \$500 que la alternativa B implica:

$$i = \frac{62}{500} = 12.4\%$$

para el caso de i final y i aprox.

2ª aproximación: con $i = 15\%$

$$1.000 (A/P, 15\%, 5) + 850 \neq 1.500 (A/P, 15\%, 8) + 800$$

$$1.148 > 1.134$$

$$14 > 0$$

∴ a una tasa: $i = 15\%$ $CA_A > CA_B$ por \$14.

$$i = 15 + \frac{14}{500} = 15 + 2,8 = 17,8\%$$

3ª aproximación: con $i = 20\%$

$$1.000 (A/P, 20\%, 5) + 850 \neq 1.500 (A/P, 20\%, 8) + 800$$

$$1.184 < 1.191$$

$$0 < 7$$

∴ a una tasa: $i = 20\%$ $CA_A < CA_B$ por \$7.

interpolando:

$$\begin{array}{ccc} \frac{14}{15\%} & \frac{7}{20\%} & \frac{x}{(20-15)} - \frac{14}{(14+7)} \\ \text{+---x---+} & & \end{array}$$

$$\therefore i = 15 + x = 15 + \frac{14}{14+7} (20-15) = 15 + \frac{14}{21} \cdot 5 = 18,3\%$$

y dado que el valor de esta tasa de recuperación correspondiente a la inversión extra de \$500, es mayor que la tasa mínima atractiva de recuperación estimada en un 8% en el momento de la toma de decisión, se justifica invertir en la alternativa B.

EJEMPLO:

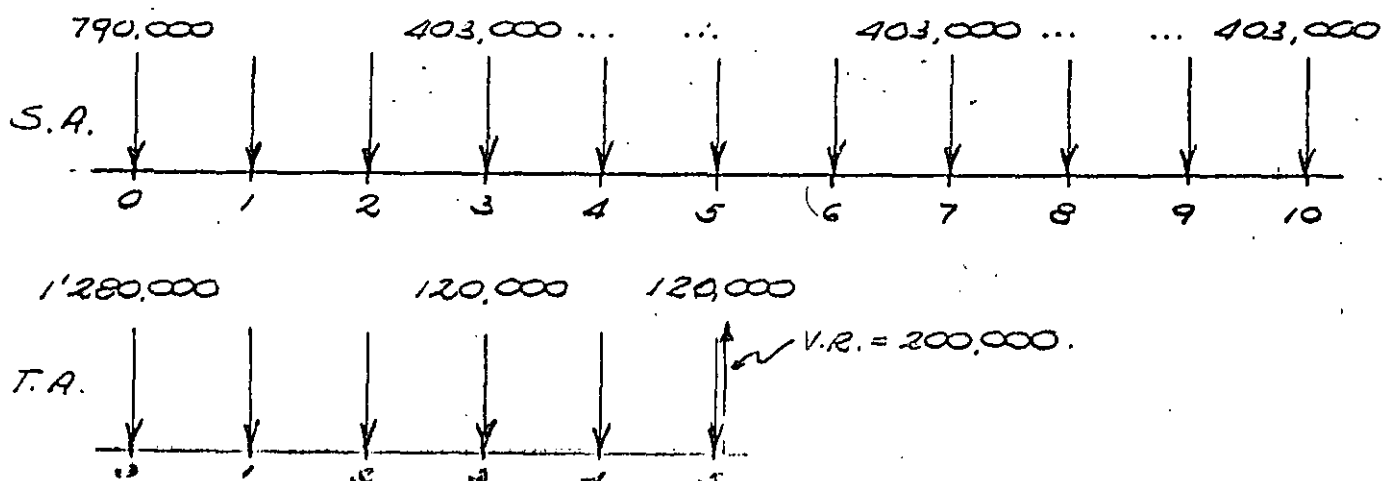
A un fabricante se le presentan 2 alternativas en cuanto a la adquisición de una maquinaria que le es necesaria dentro de su planta de elaboración de productos.

Los 2 posibles modelos a elegir entre los cuales ha llegado a la conclusión - debe decidir, presentar las siguientes características:

	Semiautomática	totalmente Automática.
Inversión Total inicial	\$ 790,000.	\$ 1'280,000.
Gastos estimados anuales (considerados uniformes)	\$ 403,000.	\$ 120,000.
Valor esperado de Recuperación	0	\$ 200,000.
Vida de servicio considerada (en años)	10	5

Determinar cual es la alternativa que más le conviene, si estima en el momento de decidir, que su Tasa interna mínima atractiva de recuperación es de un 70%.

En las condiciones anteriores, el diagrama de flujo de efectivo para cada una de las alternativas anteriores sería:



1o. Criterio de Análisis:

Analizando las alternativas con el método del Costo Anual y considerando que no contamos con mayores elementos de juicio para suponer un reemplazo de la alternativa (T.A.) a partir del 5o. año, que introdujese cambios considerables en esta alternativa en dos periodos conjuntos de 10 años en total, de acuerdo con lo establecido anteriormente, procederíamos:

$$CA_{S.A.} = 790,000 \cdot (A/P, 70\%, 10) + 403,000 = 958,757.$$

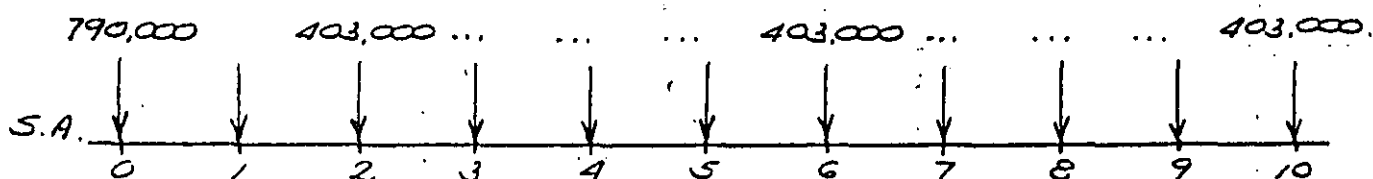
$$CA_{T.A.} = (1'280,000 - 200,000) (A/P, 70\%, 5) + 200,000 (0.70) + 120,000 = 1'073,279.$$

$$CA_{S.A.} < CA_{T.A.} \Rightarrow S.A. \succ T.A.$$

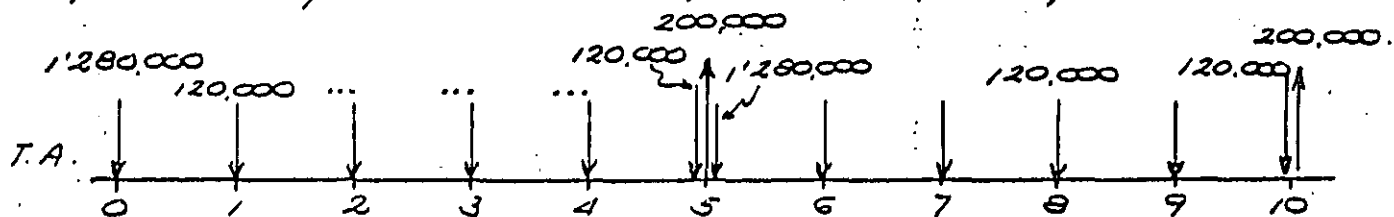
Lo que se interpreta en el sentido de que la sobre-inversión inicial que la maquinaria Totalmente Automática implica respecto a la Semi Automática, no se justifica con los ahorros que origina, al menos bajo un t.i.m.a.r. de 70%.

2o. Criterio de Análisis:

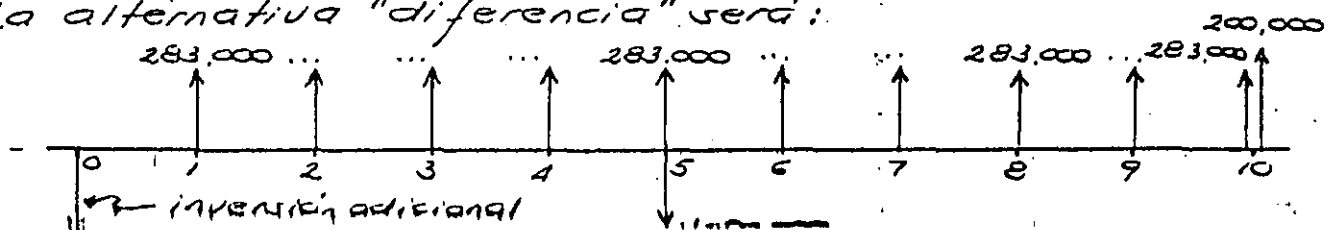
Comparemos ahora las alternativas con el método de la Tasa de Recuperación, procediendo de la siguiente manera:



Suponiendo para T.A. un reemplazo idéntico a partir de 1 año 5:



La alternativa "diferencia" será:



La tasa de recuperación de la inversión adicional, que la máquina (T.A.) implica respecto a la máquina (S.A.), puede calcularse llevando la corriente de inversiones y ahorros anterior, a valor presente:

$$-490,000 + 283,000 (P/A, i \%, 10) - 1'080,000 (P/F, i \%, 5) + \\ + 200,000 (P/F, i \%, 10) = 0$$

y mediante iteraciones e interpolación, se puede determinar que la tasa que verifica la ecuación es :

$$i = 39.9 \%$$

3o. Criterio de Análisis:

Idéntico resultado se alcanzaría igualando las expresiones de los Costos Anuales de las dos alternativas:

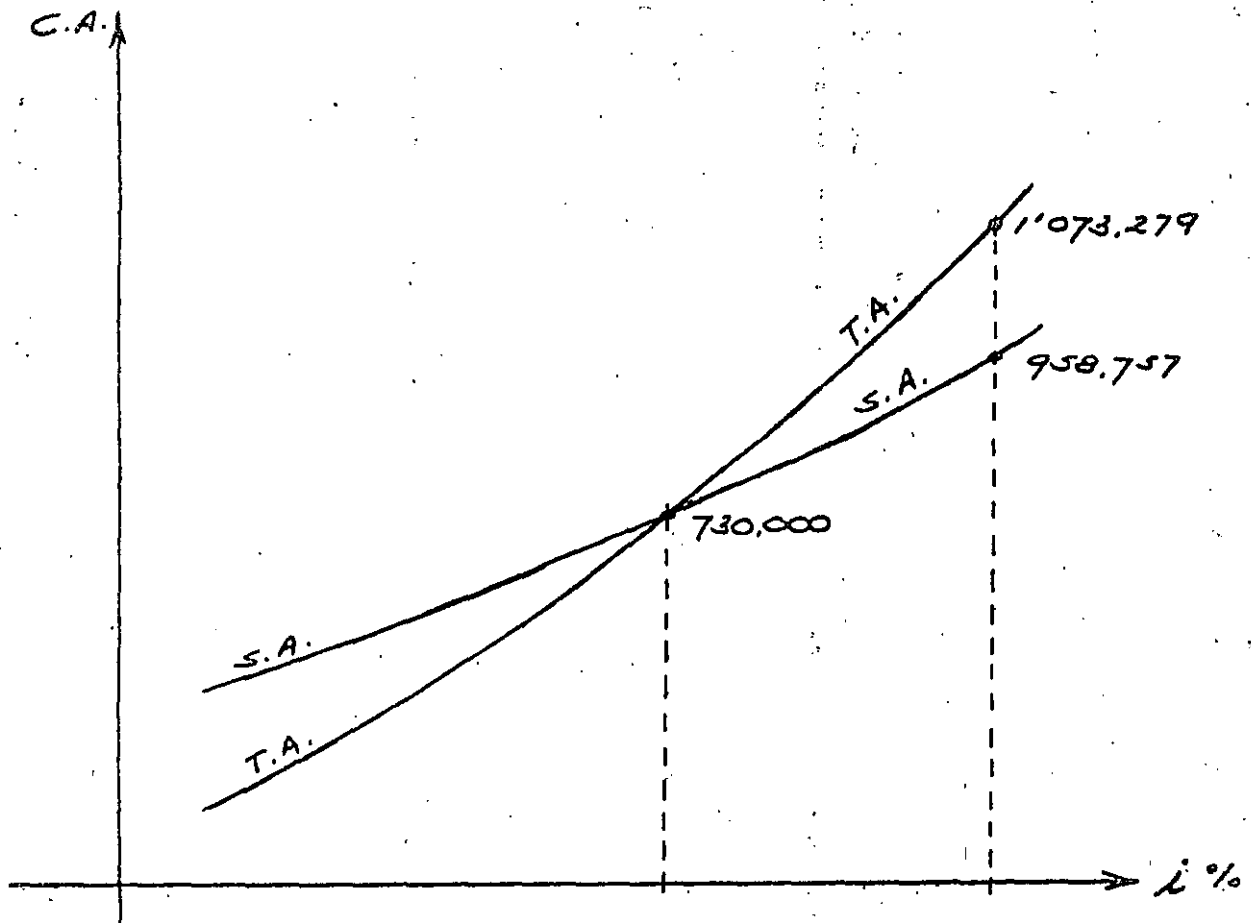
$$790,000 (A/P, i \%, 10) + 403,000 = 1'280,000 (A/P, i \%, 5) + \\ + 120,000 - 200,000 (A/F, i \%, 5)$$

resolviendo la ecuación anterior por iteraciones se obtendría:

$$i = 39.9 \%$$

Ahora bien, dado que la tasa resultante de recuperación de la inversión adicional inicial es menor que la tasa mínima estipulada, la máquina de menor inversión inicial, la semi-automática, es la que deba ser comprada, Si la tasa resultante hubiese sido igual al 70% o mayor, si hubiese optado por la máquina totalmente automatizada.

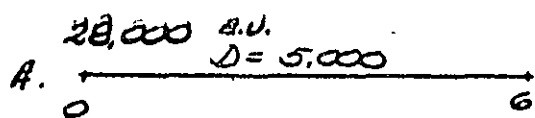
La tasa de 39.9% obtenida, puede visualizarse como el valor del " punto de equilibrio " o tasa de equilibrio de (i). Para ilustrar lo anterior, grafiquemos el Costo Anual uniforme equivalente de cada una de las 2 alternativas para diversos valores de (i), -- considerando los costos como positivos y los ingresos como negativos, lo que da lugar a la siguiente figura:



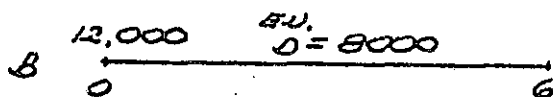
En la gráfica se observa que para valores de i menores al 39.9 %, los Costos Anuales de la máquina Totalmente Automática son menores que los correspondientes de la Semi Automática; y para valores de mayores al 39.9 %, los de la Totalmente Automática son mayores que los de la Semi Automática, por tanto, si la Tasa mínima atractiva de recuperación se hubiese fijado en un valor de 30% -- por ejemplo, se optaría por la máquina totalmente Automática ya que siendo mayor el valor de 39.9 % encontrado, esta significaría que la inversión adicional inicial requerida por la Máquina (T.A.), se recupera a una tasa mayor que la mínima atractiva especificada, con los ahorros que origina respecto a la (S.A.).

Equivalencia entre los métodos de comparación de alternativas

Comparamos las alternativas siguientes, mediante los 3 métodos estudiados:



Consideremos uno
t.i.m.a.r. = 12%



Con el método del Costo Anual:

$$\begin{aligned} CA_A &= 28,000 (A/P, 12\%, 6) + 5,000 = 11,810.32 \\ CA_B &= 12,000 (A/P, 12\%, 6) + 8,000 = 10,918.71 \\ \text{diferencia en contra de A} &: 891.61 \end{aligned}$$

Con el método del Valor Presente:

$$\begin{aligned} VP_A &= 28,000 + 5,000 (P/A, 12\%, 6) = 48,557.04 \\ VP_B &= 12,000 + 8,000 (P/A, 12\%, 6) = 44,891.26 \\ \text{diferencia en contra de A} &: 3,665.78 \end{aligned}$$

Equivalencia entre los dos resultados anteriores:

$$891.61 = 3,665.78 (A/P, 12\%, 6)$$

Con el método de la Tasa de Recuperación:

la ecuación a plantear sobre la "alternativa diferencia" será:

$$\begin{aligned} (28,000 - 12,000) (A/P, i\%, 6) &= (8,000 - 5,000) \\ 16,000 (A/P, i\%, 6) &= 3,000 \end{aligned}$$

despejando:

$$(A/P, i\%, 6) = 0.1875$$

en tablas se leen los siguientes valores:

$$\text{para } i = 3.5\% \quad (A/P, i\%, 6) = 0.18767$$

$$\text{para } i = 4.0\% \quad (A/P, i\%, 6) = 0.19076$$

$$\text{para } i = 3.0\% \quad (A/P, i\%, 6) = 0.1846$$

interpolando, se obtiene:

$$i = 3.47\% < 12\%$$

De los 3 métodos se desprende que la sobre inversión en A, no se recupera ni siquiera al 12%, por lo que la alternativa B es la más conveniente.

Cada uno de los resultados anteriores sugiere conclusiones equivalentes, pero tiene diferentes significados y por tanto diferente interpretación.

En el caso del método del Costo Anual, el que la diferencia en costos anuales sea en contra de A, se interpreta en el sentido de que la inversión inicial adicional de \$16,000, que A implica, no se alcanza a recuperar al 12% establecido como tasa interna mínima atractiva de recuperación, con los ahorros de \$3,000 anuales que origina. Hay un faltante de \$891.61 anualmente para que esto suceda. Por otro lado, el método no nos indica la tasa (menor al 12%) que dicha sobreinversión inicial reditua.

En el método del Valor Presente, la diferencia de \$3,665.78 en contra de A, representa un déficit por esta cantidad, acumulado en el momento actual, en el momento 0, para que la inversión adicional que implica A se recupere al 12%. Este método tampoco indica la tasa, menor de 12% y por tanto insuficiente, que la inversión adicional de \$16,000 reditua.

Los dos resultados anteriores son equivalentes, lo que se demuestra en la igualdad:

$$891.61 \cdot (P/A, 12\%, 6) = \$3,665.98$$

Habría que recordar, por otro lado, que en ambos casos, si la diferencia hubiese sido cero, (o mayor que cero, lógicamente) la alternativa más conveniente hubiese sido la A.

El método de la Tasa de Recuperación nos indica que la tasa con que la inversión adicional de \$16,000.00 se recupera, mediante los ahorros en costo anual de operación que origina, es apenas de un 3.47% que resulta insuficiente considerando una tasa mínima de recuperación fijada de 12%.

Sin embargo en el caso particular que nos ocupa, el método

de la tasa de recuperación, solo puede indicarnos la tasa de recuperación de la inversión adicional, pero no la de la inversión total, por carecer de datos respecto a la corriente completa de ingresos y egresos que cada alternativa presente.

Puede decirse que en la mayoría de los casos, el resultado expresado mediante la tasa de recuperación de las inversiones, es más objetivo y representativo, a los ojos de aquellos que dentro de una empresa, deben tomar las decisiones en cuanto a destinar los recursos de la empresa en las alternativas más favorables para la misma.

Hay muchas ocasiones en que un análisis superficial de una situación dada, puede conducirnos a una valorización errónea de la tasa de interés que se está pagando por el capital en esa situación dada.

Veamos un ejemplo:

Supongamos que un predio está en venta por \$ 2'400,000 en las siguientes condiciones:

\$ 400,000 en efectivo y \$ 2'000,000 pagaderos mensualmente durante 15 años a una tasa nominal del 60%. Se requiere pagar además : \$ 60,000. de gastos de apertura de crédito.

Ahora bien, si se paga al contado, se logra un descuento y en estas condiciones el predio podrá adquirirse por \$ 2'100,000 y lógicamente, no habrá gastos adicionales por apertura y tramitación de crédito.

Los pagos uniformes mensuales para cubrir los \$ 2'000,000 serán:

número de meses : $15 \times 12 = 180$

tasa real mensual: $60/12 = 5\%$

$A = 2'000,000 (A/P, 5\%, 180)$

$A = \$ 100,015. / \text{mes durante 15 años.}$

Se presentan entonces al comprador 2 alternativas:

a) Pagar: \$ 400,000 + 60,000 = 460,000 de inmediato y \$ 100,015 mensualmente durante 15 años.

b) Pagar: \$2'100,000 y terminar la transacción.

Es claro entonces, que de cualquier manera, debe desembolsar al menos: \$ 460,000 en forma inmediata, por lo que las alternativas se reducen en última instancia, a conseguir \$ 1'640,000 más (para que con los \$ 460,000 se completen los \$ 2'100,000 y -

se compre al contado) o pagar \$ 100,015. mensuales durante 15 -- años. Es decir:

\$ 1'640,000 ahora contra \$ 100,015 mensuales

La tasa real que al comprador le representa optar por los pa gos mensuales, es de:

$$1'640,000 (A/P, i\%, 180) = 100,015.$$

$$(A/P, 1\%, 180) = \frac{100,015.}{1'640,000.} = 0.06098$$

i = 6.1 % como tasa real mensual

$$\begin{aligned} i_{efect.} &= \text{spcaf} - 1 = (1 + 0.061)^{12} - 1 \\ &= 2.0351 - 1 \\ &= 1.0351 \end{aligned}$$

. . . i_{efect.} = 103.51 %

que es la tasa real que debe tomar en cuenta el comprador como -- costo del capital, al tomar su decisión y que resulta ser mucho -- más alta que la tasa de interes del 60% que a la luz de las con-- diciones reales, representa una tasa de interes solo aparente.

=====

DETERMINACION DEL NIVEL MAS ECONOMICO DE INVERSION.

El problema de determinar el nivel más económico de inversión, en una serie de alternativas " graduales ", también puede resol-- verse mediante el Método de la Tasa de Recuperación.

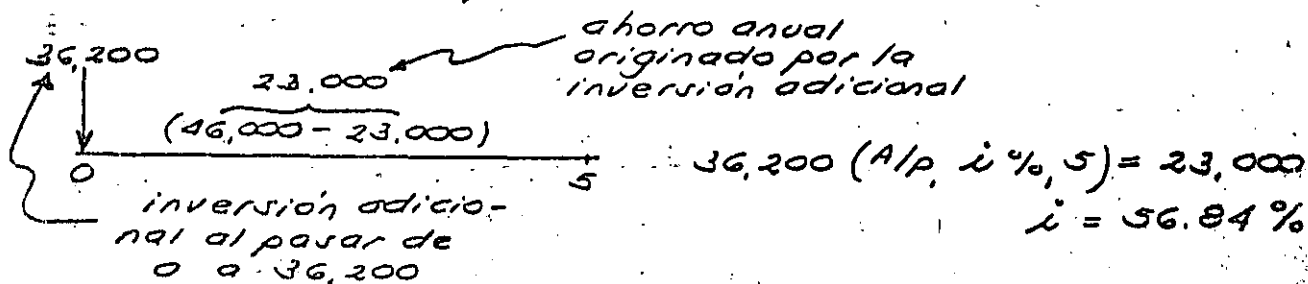
EJEMPLO

Determinar el espesor más económico del aislante con el cual - se desea recubrir la red de tuberias del problema planteado con an terioridad y resuelto con el Método del Costo Anual.

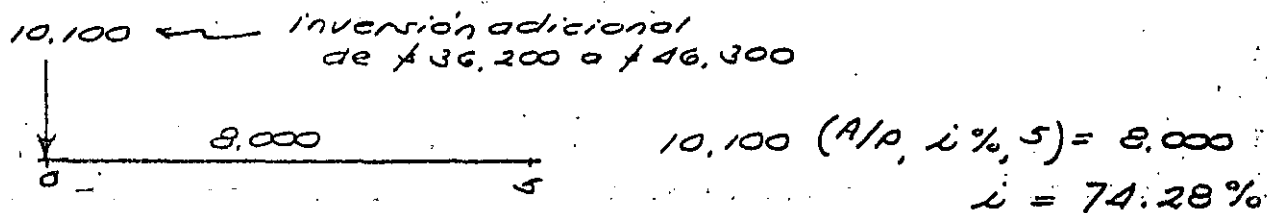
Refiriéndonos a los datos de los cuadros de las páginas 134y137y dado que no se cuenta más que con los egresos generados en cada alternativa, el análi--

sis entre las mismas, solo podra ser comparativo, por lo que unicamente podemos proceder calculando la tasa de recuperacion de la inversion adicional que cada alternativa de espesor de aislamiento, implica respecto a la de un espesor menor. En el caso del espesor 0, (no poner aislante), no hay alternativa anterior.

Para el espesor tipo #1:



Para el espesor tipo #2:



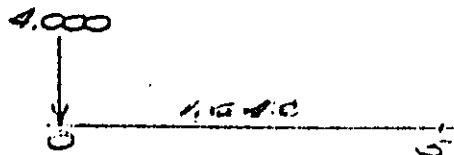
Procediendo de igual manera con los restantes espesores, encontramos los resultados que se resumen en el siguiente cuadro:

espesor del aislamiento	tasa de recuperacion de la inversion adicional
0	
#1	56.84%
#2	74.28%
#3	33.97%
#4	-11.64%
#5	-40.28%
#6	-43.07%

La alternativa más atractiva de inversion es la que corresponde al aislamiento #3 cuya tasa de recuperacion (de la inversion adicional y no de la inversion total) es de:

$$33.97\% > 30\%$$

Nuevamente, en el plan de maximización, de contarse con un aislamiento de espesor #3-A, cuya inversión inicial fuese de \$65.000 y pérdida anual por pérdidas de calor de \$6.858, constituiría la alternativa óptima, ya que la inversión adicional que implicara respecto a la alternativa de aislamiento tipo #3 se recuperaría:



$$4.000 (A/P, i\%, 5) = 1.642$$

$i = 30\%$ que es la t.m.a.r.

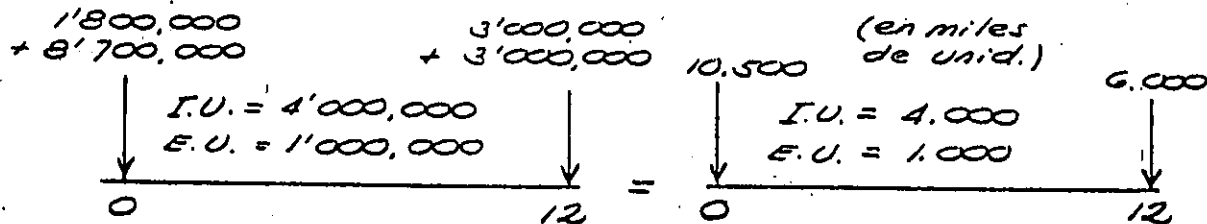
Nota: queremos recalcar que no estamos calculando la tasa de recuperación de la inversión total, y dado que buscamos responder la pregunta: ¿"hasta que nivel" es atractivo invertir?, procedemos comparando nivel por nivel hasta aquel en que la tasa de recuperación de la inversión adicional, no sea menor a la t.i.m.a.r.

EJEMPLO:

Resolvamos el problema del edificio de productores resuelto anteriormente con el método del Valor Presente.

A partir de los datos constatados en la tabla de la página 152, calculamos la tasa de recuperación de la inversión total de cada una de las alternativas: T-1, T-2, T-3, T-4, de la siguiente manera:

Para la alternativa T-1:



Estableciendo la ecuación:

egresos = ingresos

y expresando ambos miembros de la ecuación en anualidades uniformes equivalentes:

$$(10.500 - 6.000) (A/P, i\%, 12) + 6.000 (i) + 1.000 = 4.000$$

con $i = 25\%$.

$$4,500 (A/P, 25\%, 12) + 6,000 (0.25) + 1,000 = 4,000$$

$$1,208 + 1,500 + 1,000 < 4,000$$

$$3,708 < 4,000$$

$$292 < 0$$

con $i = 30\%$.

$$4,500 (A/P, 30\%, 12) + 6,000 (0.30) + 1,000 = 4,000$$

$$1,400 + 1,800 + 1,000 > 4,000$$

$$4,210 > 4,000$$

$$210 > 0$$

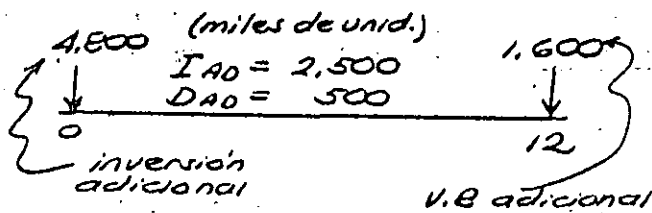
interpolando:

$$\begin{array}{ccc} 292 & & 210 \\ \hline 25 & & 30 \\ \hline & x & \end{array} \quad \begin{array}{ccc} x & \text{---} & 292 \\ (30-25) & \text{---} & (292+210) \end{array} \quad x = 2.91$$

$$\therefore i = 25 + 2.91 = 27.91\%$$

De manera similar y a partir de los datos de la tabla de la página 163, se puede calcular la tasa de recuperación de la inversión adicional que cada alternativa implica respecto a la anterior, de la siguiente manera:

Para la alternativa T-2:



$$(4,800 - 1,600) (A/P, i, 12) + 1,600 (i) + 500 = 2,500$$

con $i = 38\%$:

$$(4,800 - 1,600) (A/P, 38, 12) + 1,600 (0.38) + 500 = 2,500$$

$$1,242 + 608 + 500 < 2,500$$

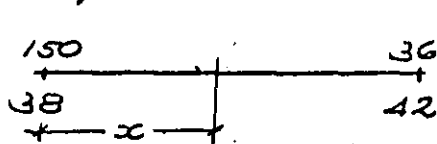
$$2,350 < 2,500$$

$$150 < 0$$

con $i = 42\%$.

$$\begin{aligned}
 (4,800 - 1,600) (A/P, 42, 12) + 1,600 (0.42) + 500 &= 2,500 \\
 1364 + 672 + 500 &> 2,500 \\
 2,536 &> 2,500 \\
 36 &> 0
 \end{aligned}$$

interpolando:



$$\frac{x}{(42-38)} = \frac{150}{(150+36)}$$

$$x = 3.23$$

$$\% i = 38 + 3.23 = 41.23\%$$

El resumen de los resultados obtenidos, se muestra en la siguiente tabla:

Alternativa	tasa de recup. de la inversión total	tasa de recup. de la inversión adicional
T-1	27.91 %	27.91 %
T-2	32.08 %	41.23 % <i>maximización</i>
T-3	26.41 %	15.08 %
T-4	19.72 %	4.97 %

(timar) < 18%

De ambos criterios se desprende, confirmando los resultados obtenidos con el Método del Valor Presente, que la alternativa más económica es la: T-2.

La maximización se obtendría con una alternativa hipotética entre T-2 y T-3, con tasa de recuperación de la inversión total, mayor de 32.08% y tasa de recuperación de la inversión adicional de 18% exactamente.

Vistas en forma aislada, y de no existir las otras alternativas de inversión, cada una de ellas representa una buena inversión, pues todas ellas ofrecen una tasa de recuperación para la inversión total mayor de 18%, pero al existir otras opciones o "niveles" de inversión, y ser mutuamente excluyentes (solo se invierte en una

de ellas), se busca invertir en la de más alta tasa de recuperación para la inversión, siempre y cuando la recuperación adicional que implique respecto a la alternativa anterior, se justifique a sí misma con los beneficios que origine, y se recupere a una tasa no menor de la t.i.m.a.r.

Y así, por ejemplo, en el caso de la alternativa T-3, que ofrece una tasa de recuperación de $26.41\% > 18\%$, la inversión adicional que implica comparativamente con la T-2, no se justifica a sí misma con los beneficios y ahorros que ella misma origina, pues se recupera a una tasa de 15.08% que resulta ser menor que el 18% (t.i.m.a.r.)

Esto, de hecho, es lo que origina que la inversión total disminuya comparativamente en su recuperación, de 32.08% en la T-2, a 26.41% en la T-3.

Veamos ahora la sistematización de los principios vertidos en el último tema, en el método que en la literatura de lengua inglesa se denomina: "discounted cash flow method", para el cálculo de la tasa de recuperación de una inversión propuesta y cuya mecánica consiste fundamentalmente en actualizar ("descontar") la corriente neta de efectivo (net cash flow) a distintas tasas de interés, razón por la cual la denominación correcta del método en nuestra terminología, consideramos sería la de: "método del flujo actualizado de efectivo."

EJEMPLO

Consideremos la posible inversión en un predio el cual se pretende fraccionar y urbanizar para efecto de vender los lotes resultantes y cuyo flujo de efectivo se prevea bajo las siguientes condiciones:

- | | |
|----------------------------------------------------------------------------------------|----------------|
| 1) Compra inicial del predio | : \$1'650,000. |
| 2) Pago de escrituras y gastos notariales | : 150,000. |
| Erogados en 3 pagos de \$50,000 cada uno durante el: 1°, 2° y 3° meses | |
| 3) Obras de urbanización | : 1'500,000. |
| Erogados a razón de \$250,000 mensuales durante los meses 3°, 4°, 5°, 6°, 7°, 8° | |
| 4) Trabajos adicionales de acondicionamiento, decoración, etc... | : 200,000. |
| Erogados a razón de \$50,000 durante los mínimos meses 3° a 8° | |
| 5) Pago global de impuestos, el cual se supone concentrado al final durante el mes 14° | : 450,000. |
| 6) Gastos de promoción de ventas durante el 9° mes | : 50,000. |

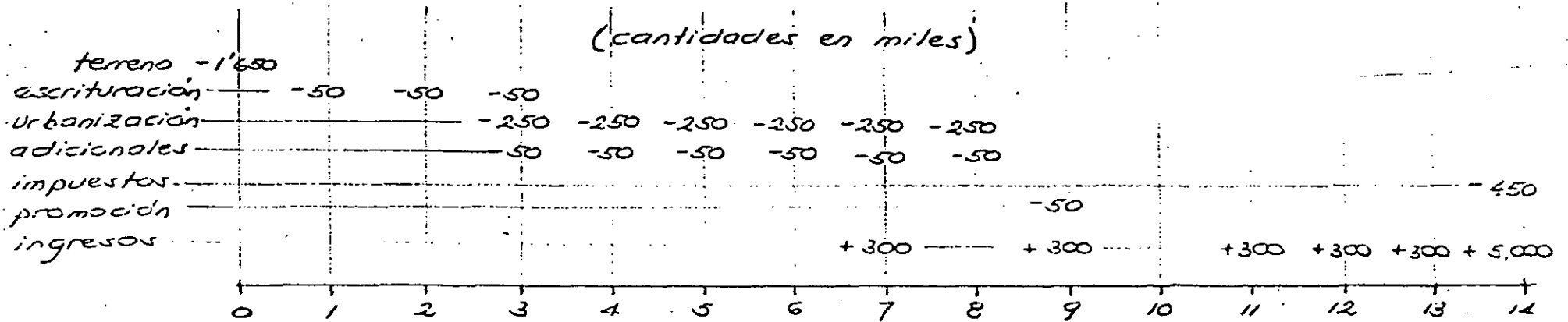
Suma bruta de egresos: \$4'100,000.

Por otro lado, se espera captar los ingresos por concepto de la venta de los lotes, de la siguiente forma:

- | | |
|-------------------------------------------------------|----------------|
| 1) \$300,000 durante los meses: 7°, 9°, 11°, 12°, 13° | : \$1'500,000. |
| 2) Durante el mes 14° | : 5'000,000. |

Suma bruta de ingresos esperados: \$6'500,000

Indicando en una escala de tiempos de 14 meses de duración, el flujo de efectivo anterior, adjudicando signo (-) a los egresos y (+) a los ingresos y siguiendo la convención usual de considerar concentrados al final del período los maximientos de efectivo supuestos a lo largo de cada uno de ellos, la escala resultante nos queda:



Sumando algebraicamente las cantidades indicadas en cada uno de los periodos, obtenemos el flujo neto de efectivo (net cash flow):



Procedamos a elaborar la siguiente tabla:

m e s	flujo neto de efectivo	Factor de actualiza- ción sppwf. al 8%	V.P. al 8%	Factor de actualización sppwf. al 5%	V.P. al 5%
0	-1'650.000	1.000	-1'650.000	1.000	-1'650.000
1	- 50.000	0.92593	- 46.297	0.95238	- 47.619
2	- 50.000	0.85734	- 42.867	0.90703	- 45.351
3	- 350.000	0.79383	- 277.841	0.86384	- 302.344
4	- 300.000	0.73503	- 220.509	0.82270	- 246.810
5	- 300.000	0.68058	- 204.174	0.78353	- 235.059
6	- 300.000	0.63017	- 189.051	0.74622	- 223.866
7	0	—	0	—	0
8	- 300.000	0.58027	- 162.081	0.67684	- 203.052
9	+ 250.000	0.50025	+ 125.063	0.64461	+ 161.152
10	0	0.42898	0	—	0
11	+ 300.000	0.42898	+ 128.664	0.58468	+ 175.404
12	+ 300.000	0.39711	+ 119.133	0.55684	+ 167.052
13	+ 300.000	0.36770	+ 110.310	0.53032	+ 159.096
14	+ 4'550.000	0.34046	+ 1'549.093	0.50507	+ 2'298.068
	+ 2'400.000		- 760.557		+ 6.671.

La ^{segunda} primera columna es la actualización de las cantidades individuales en cada periodo, con una tasa de interés del 0%, por lo que está constituida sencillamente por el flujo neto de efectivo y tiene como interpretación el determinar simplemente si la suma bruta de los ingresos esperados, supera a la suma total de los ingresos presupuestados, sin impactar aun con valor alguno el costo del dinero con el tiempo.

La 2ª y 5ª columnas son los factores de actualización a tasas de 8% y 5% respectivamente, así por ejemplo:

$$8-0 \text{ sppwf} = 1.000$$

$$5-0 \text{ sppwf} = 1.000$$

$$8-1 \text{ sppwf} = 0.92593$$

$$5-1 \text{ sppwf} = 0.95238$$

$$8-2 \text{ sppwf} = 0.85734$$

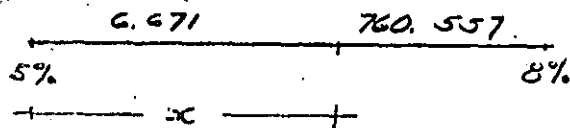
$$5-2 \text{ sppwf} = 0.90703$$

=====

=====

La 4ª y 6ª columnas son la actualización (valores Presentes) del flujo neto de efectivo, con un primer tanteo considerando una tasa del 8% y un segundo tanteo a un 5%.

Con los valores "suma algebraica" de las 2 columnas anteriores, se procede a una interpolación a fin de determinar el valor de la tasa de interés que establece y verifica la igualdad en la ecuación de costos e ingresos:



$$\frac{x - 5}{8 - 5} = \frac{6.671}{767.228}$$

$$i = 5 + \frac{6.671}{767.228} \times 3 = 5 + 0.026$$

$$i = 5.03\%$$

Dado que los periodos seleccionados para el análisis del problema y por ende, de la escala de tiempos, fueron mensuales, la tasa obtenida: 5.03% será la tasa real mensual, por lo que es necesario obtener la tasa efectiva a fin de poder comparar la tasa que brinda la alternativa de inversión ofrecida, con la tasa interna mínima atractiva de recuperación o con las tasas de recuperación de otras alternativas de inversión y que estén expresadas, como es normal, en forma de tasa anual.

$$\begin{aligned} i_{\text{efect.}} &= 5.03 \cdot 12 - 1 \\ &= (1 + 0.0503)^{12} - 1 \\ &= 1.80202 - 1 \\ &= 0.80202 \end{aligned}$$

$$\text{es } i = 80.2\%$$

BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA

"Engineering Economy"

E. Paul De Garmo
Ed. Collier Mac Millan (5a. edición)
en adelante

"Engineering Economics"

James L. Riggs
Mc. Graw Hill Book Company.

"Principles of
Engineering Economy"

E. Grant - Ineson
Ronald Press. (5a. edición)
en adelante

"Engineering Economy"

H.G. Thuesen
W.J. Fabrycky
Prentice Hall. (5a. edición en adelante)

"Managerial and Engineering Economy"

George Taylor
Ed. Van Nostrand
Ed. Litton Educational Publishing Inc.

"Economic Analysis for Engineering and Managerial Decision-making"

N.N. Barish
Mc. Graw Hill Book Company

"Analytic Models for Managerial and Engineering Economics".

Schweyer
Ed. Reinhold.

"Engineering Economy: Analysis of Capital Expenditures"

Gerald W. Smith
The Iowa State University Press

"Engineering Economy: A Behavioral Approach"

Anthony J. Tarquin
Leland T. Blank
Mc. Graw Hill Book Company.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

ANALISIS ECONOMICO DE DECISIONES EN EL CAMPO DE
LA INGENIERIA.

DESARROLLO Y ANALISIS DE MODELOS MATEMATICOS PARA EL CALCULO
DE LA TASA DE RECUPERACION.

M. EN I. RUBEN TELLEZ SANCHEZ
DICIEMBRE, 1985.

TEMA II

DESARROLLO Y ANALISIS DE MODELOS MATEMATICOS PARA EL CALCULO DELA TASA DE RECUPERACION

TEMARIO:

Nomenclatura.

Interés Simple.

Factor de un pago Unico con interés compuesto.

Factor de Actualización de un pago único.

Factor de Interés Compuesto de una serie uniforme de pagos.

Factor del Fondo de Amortización.

Factor de Recuperación del Capital.

Factor de Acualización de una Serie uniforme de pagos.

Observaciones a los Modelos Matemáticos anteriores.

Relaciones entre las Fórmulas.

Series de Pagos con Gradiente de Incremento:

.) Gradiente de Incremento Aritmético.

.) Gradiente de Incremento Geométrico.

Valores Límite de las Fórmulas.

Interés Continuo.

Interés Nominal e Interés efectivo.

Tasa de descuento.

Interpolación

Pagos por Adelantado

La Amortización del Capital y el pago de Intereses.

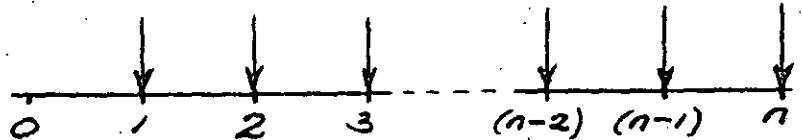
Series Perpetuas de pagos uniformes y el Valor Capitalizado.

Significado del Concepto: Equivalencia entre alternativas.

DESARROLLO Y ANALISIS DE MODELOS MATEMATICOS PARA EL CALCULO DE LA
TASA DE RECUPERACION

NOMENCLATURA.

Para representar en forma objetiva el flujo de efectivo resultante de una inversión, resulta muy útil el empleo de una "escala de tiempo". En esta escala, las unidades de tiempo son los períodos de interés, que no necesariamente constituyen meses o años. Cuando las erogaciones o los ingresos se llevan a cabo a lo largo de un período, en la escala de tiempo, se acostumbra representar el flujo de efectivo, concentrado al final de dicho período:



Para el desarrollo de fórmulas para el cálculo de la tasa de recuperación utilizaremos la siguiente nomenclatura:

- P: Representa la suma presente de dinero. En la escala de tiempo ocurre en el punto cero, es decir, al principio del período inicial.
- F: Representa la suma de dinero a una fecha específica futura. En la escala de tiempo, ocurre en el punto (n), es decir, al terminar el último período. En mucha de la literatura técnica relativa, es frecuente se represente con (S).
- A: Representa el Importe de cada pago, en una serie uniforme de pagos que se efectúan al final de cada período. En mucha de la

literatura técnica relativa, es frecuente se representa con (R).

i: Designa a la tasa de interés generada al final de cada período.

n: Representa el número de períodos de interés considerados.

El interés, (i), es la tasa de recuperación, o la recuperación en sí, correspondiente a una inversión. La reinversión de intereses, y el pago de intereses sobre esos intereses, origina el proceso de interés compuesto. Se observa que este proceso refleja el concepto inherente del "valor del dinero con el tiempo", es decir, el hecho de que cada peso "crece" con el tiempo.

Para la determinación del interés por período, es necesario interpretar correctamente lo siguiente:

"10% computado trimestralmente", indica el que se consideran cuatro períodos de interés, de 3 meses de duración cada uno y en los que se genera un 2.5 % de interés al final de cada uno de ellos.

"10 % de interés" (sin más indicaciones), indica un interés de 10% anual. En el primer caso, el interés de 10 % es un "interés nominal", ya que el hecho de que se pague parcialmente por adelantado, da lugar a que el "interés efectivo" sea mayor.

En el segundo caso, el interés nominal y el efectivo, coinciden.

Interés Simple:

El interés simple se calcula mediante la expresión:

$$I = Pni$$

por tanto: $F = P + I = P + Pni = P (1+ni)$

Ordinariamente la unidad de tiempo para el período de interés se considera de 1 año. Cuando es necesario calcular el interés correspondiente a una fracción de año, se considera por mera simplificación, constituido el año por 12 meses, de 30 días, con un total de 360 días. Estas consideraciones dan lugar al "interés simple ordinario". Si se calcula sobre la base de 365 se genera el "interés simple exacto".

En la práctica, el interés simple se emplea en préstamos a corto plazo y cuando el período se mide en días.

Ejemplo:

Calcular el interés simple que originan \$ 1,000. a una tasa de interés de 6 % anual, durante 60 días.

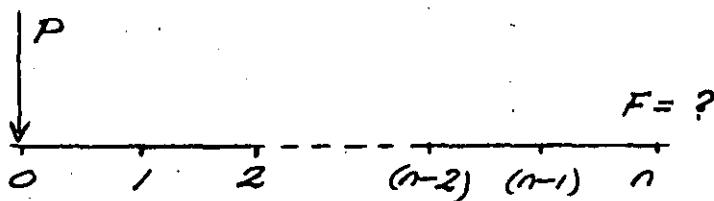
$$I = P.n.i$$

$$I = 1,000 \times 60 \times \left(\frac{0.06}{365} \right)$$

$$I = \$ 9.86$$

FACTOR DE UN PAGO UNICO CON INTERES COMPUESTO

¿Que monto final (F) origina un capital inicial (P) invertido durante (n) periodos, a una tasa de interes compuesto: (i)?



datos: P, n, i
 $F = ?$

El valor de P con el tiempo será:

Al final del primer periodo: $P + Pi = P(1+i)$
Al final del segundo periodo: $P(1+i) + P(1+i)i = P(1+i)^2$

=====

Por el método de inducción matemática, se puede concluir que al final de n periodos, la cantidad acumulada será:

$$F = P(1+i)^n$$

Al factor: $(1+i)^n$ se le denomina:

"factor de un pago único con interes compuesto"

y se representa:

- $(i-n \text{ spcaf.})$ que significa: "single-payment compound-amount factor"
- $(F/P, i\%, n)$

y es el factor por el cual hay que multiplicar un pago único P para encontrar la cantidad acumulada F al final de n periodos, a una tasa de interes i .

Conclusión:

$$F = P(1+i)^n$$

$$F = P \cdot i-n \text{ spcaf} = P \cdot (F/P, i, n)$$

Ejemplo:

¿Cuáles la cantidad acumulada (F) por una inversión de \$5,000. durante 7 años a una tasa de interes del 15% anual?

$$F = P \cdot i-n \text{ spcaf}$$

$$F = 5,000 \cdot 15-7 \text{ spcaf} = 5,000 (F/P, 15, 7)$$

$$F = 5,000 (1+0.15)^7 = 5,000 \cdot 2.6600 = \$13,300.00$$

Ejemplo:

Consideremos el mismo problema con el que se ejemplificó el interés simple:

Calcular el monto de los intereses que generan \$1.000. invertidos a una tasa de interés de 6% anual durante 60 días, considerando interés compuesto.

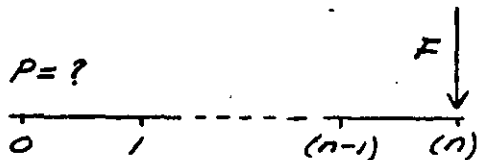
$$F = P \cdot (1+i)^n = 1.000 \cdot \left(1 + \frac{0,06}{365}\right)^{60} = \$ 1.009,91$$

$$\therefore \text{Intereses} = F - P = 1.009,91 - 1.000 = \$ 9,91$$

resultado que es solo 1/2% que el obtenido con interés simple, lo que podría justificar que para préstamos a corto plazo, se emplease el criterio de interés simple.

FACTOR DE ACTUALIZACION DE UN PAGO UNICO.

¿Que capital inicial (P) origina un capital final (F) después de haber sido invertido durante (n) periodos a una tasa (i) de interés compuesto?



datos: F, n, i%
P = ?

Mediante un proceso inverso al anterior, podemos concluir que:

$$P = F \frac{1}{(1+i)^n}$$

El factor: $\frac{1}{(1+i)^n}$ se le denomina: "factor de actualización de un pago único".

y se representa:

a) $i-n$ sppwf que significa: single payment present worth factor.

b) $(P/F, i\%, n)$

y es el factor por el cual se multiplica un valor futuro F, para obtener el valor presente P que lo originó.

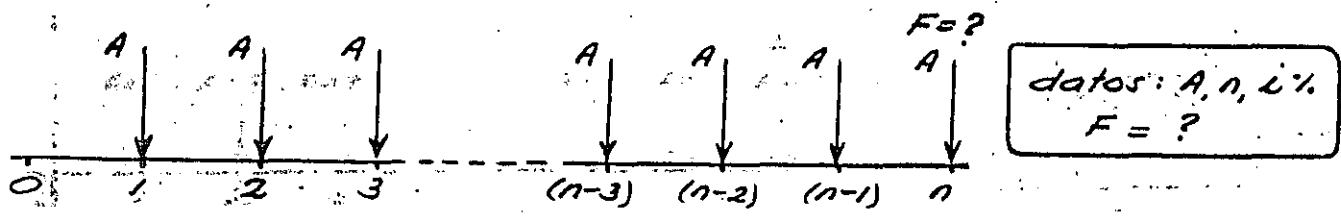
Conclusión:

$$P = F \frac{1}{(1+i)^n}$$

$$P = F \cdot i-n \text{ sppwf} = F \cdot (P/F, i, n)$$

FACTOR DE INTERES COMPUESTO DE UNA SERIE UNIFORME DE PAGOS.

¿Qué capital final (F), origina la inversión uniforme de una cantidad constante (A), al final de cada uno de (n) periodos y a una tasa (i) de interes compuesto?



Cada pago A origina diferente interes compuesto, pues cada una de ellas tiene un periodo de inversion distinto: el primer pago A, sera invertido durante (n-1) periodos, el segundo A, (n-2) periodos, etc..., el ultimo A, ocurre en el punto (n) y no origina interes.

En estas condiciones, la suma F estara integrada:

$$F = A(1+i)^{n-1} + A(1+i)^{n-2} + A(1+i)^{n-3} + \dots + A(1+i)^2 + A(1+i) + A \quad (1)$$

multiplicando ambos miembros por (1+i):

$$F(1+i) = A(1+i)^n + A(1+i)^{n-1} + A(1+i)^{n-2} + \dots + A(1+i)^3 + A(1+i)^2 + A(1+i) \quad (2)$$

restando la ecuacion (1) de la (2):

$$F(1+i) - F = A(1+i)^n - A$$

$$F(i) = A[(1+i)^n - 1]$$

de donde: $F = A \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i} \right]$

al factor: $\left[\frac{(1+i)^n - 1}{i} \right]$ se le denomina: "factor de interes compuesto de una serie uniforme de pagos."

y se representa:

- a) $(i-n \text{ uscaf})$ que significa: "uniform series compound amount factor."
- b) $(F/A, i\%, n)$

y es el factor por el cual se multiplica el valor A de cada pago uniforme, para obtener el importe acumulado F, despues de n periodos y a una tasa de interes compuesta i:

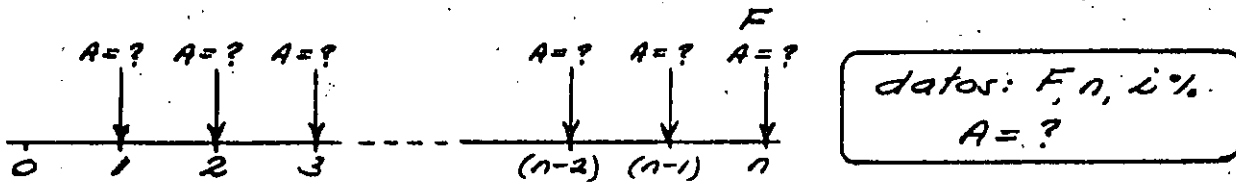
$$F = A \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i} \right]$$

$$F = A \cdot i-n \text{ uscaf} = A \cdot (F/A, i\%, n)$$

Conclusion:

FACTOR DEL FONDO DE AMORTIZACION

¿Qué capital constante (A) hay que invertir periódicamente durante (n) periodos, con una tasa (i) de interes compuesto, para acumular un capital final (F)?



despejando A en la expresión anterior:

$$A = F \cdot \left[\frac{i}{(1+i)^n - 1} \right]$$

al factor: $\left[\frac{i}{(1+i)^n - 1} \right]$ se le denomina:

"factor del fondo de amortización."

y se representa:

a) $(i-n \text{ sfd})$ que significa:
 sinking fund deposit factor.

b) $(A/F, i\%, n)$

y es el factor por el que hay que multiplicar el monto final F para encontrar el importe A de los pagos uniformes y constantes que lo originan durante n periodos y a una tasa i de interes compuesto.

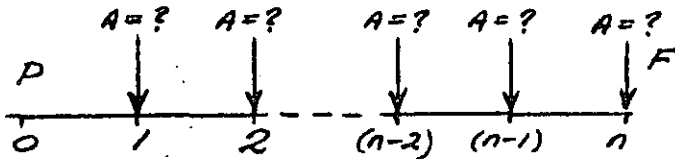
Conclusión:

$$A = F \cdot \left[\frac{i}{(1+i)^n - 1} \right]$$

$$A = F \cdot i-n \text{ sfd} = F \cdot (A/F, i\%, n)$$

FACTOR DE RECUPERACION DEL CAPITAL

¿Qué monto uniforme (A) se debe invertir a una tasa (i) de intereses compuesto, al final de cada periodo, durante (n) periodos, para obtener el mismo monto final (F) que se obtendría si se invirtiera una cantidad inicial (P) durante el mismo tiempo y a la misma tasa de intereses (i)?



datos: $P, n, i\%$
 $A = ?$

Habíamos determinado que:

$$A = F \cdot \left[\frac{i}{(1+i)^n - 1} \right]$$

pero por otro lado, tenemos que: $F = P(1+i)^n$

substituyendo resulta: $A = P \cdot \left[\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right]$

al factor: $\left[\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right]$ se le denomina:
"factor de recuperación del capital"

y se representa:

a) $(i-n \text{ crf})$ que significa: "capital recovery factor."

b) $(A/P, i\%, n)$

y es el factor por el cual se multiplica (P) para encontrar el valor de los pagos (A) que lo recuperan al final de (n) periodos a una tasa (i) de intereses compuesto.

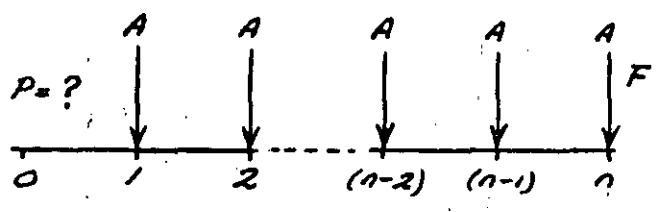
Conclusión:

$$A = P \left[\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right]$$

$$A = P \cdot i-n \text{ crf} = P \cdot (A/P, i\%, n)$$

FACTOR DE ACTUALIZACION DE UNA SERIE UNIFORME DE PAGOS.

¿Cuál es el capital inicial (P) que invertido durante (n) periodos a una tasa (i) de interes compuesto, produce el mismo capital final (F), que una serie uniforme de pagos (A) al final de cada uno de los (n) periodos y a la misma tasa de interes (i)?



datos: A, i%, n
P = ?

despejando el valor de (P) en la última expresión desarrollada:

$$P = A \cdot \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right]$$

al factor: $\left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right]$ se le denomina:

"factor de actualización de una serie uniforme de pagos"

y se representa:

- a) $(i-n \text{ uspwf})$ que significa: "uniform series present worth factor"
- b) $(P/A, i\%, n)$

y es el factor por el cual hay que multiplicar el valor del pago uniforme (A) al final de cada uno de (n) periodos y a una tasa (i) de interes compuesto, para encontrar el valor (P) que recuperan.

Conclusión:

$$P = A \cdot \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right]$$

$$P = A \cdot i-n \text{ uspwf} = A \cdot (P/A, i\%, n)$$

OBSERVACIONES A LOS MODELOS MATEMATICOS ANTERIORES.

1°) Para el cálculo numérico de los valores que se obtienen de los 6 modelos matemáticos desarrollados anteriormente, se puede optar por:

- a) Cálculo directo a partir de la expresión algebraica.
- b) Empleo de "tablas" en las que se indica el factor resultante en cada uno de los modelos, para distintos valores de (i) y de (n).
- c) Utilización de "calculadoras electrónicas" de las específicamente denominadas "financieras".

2°) Frecuentemente, en el planteamiento de algunos problemas de análisis económico, se conoce la suma (P) que será solicitada como préstamo o invertida inicialmente, así como la corriente futura de pagos (A) que su amortización o recuperación origine, o la cantidad futura (F) acumulada al final de un cierto horizonte económico; y lo que se busca es calcular la tasa de recuperación (i) de la inversión, o el número (n) de períodos necesarios para la misma.

En estas condiciones y para el caso específico de "pago único", si la incógnita es la tasa de recuperación, el problema se reduce a despejar (i) de la expresión:

$$F = P (1+i)^n$$

de donde:

$$i = \sqrt[n]{\frac{F}{P}} - 1$$

En los demás casos, (y aun en el caso de "pago único" cuando la incógnita es n), el problema es más complejo como para ser resuelto despejando directamente los valores de (i) o de (n) de las expresiones algebraicas, y el método más razonable en estas condiciones resulta ser el ^{2o}interpolación entre valores tabulados, o el empleo de calculadoras electrónicas financieras.

$$(A/F, z, n) + z = (A/P, z, n)$$

$$z^{-n} s/f + z = \text{crf}$$

$$(A/P, z, n) - z = (A/F, z, n)$$

$$z^{-n} s/f - z = \text{crf}$$

o tambien:

$$z^{-n} s/f = \frac{(1+z)^{-1}}{z}$$

$$= \frac{1 - (1+z)^{-n}}{z(1+z)^n - z(1+z)^{n-1}}$$

$$z^{-n} \text{crf} - z = \frac{1 - (1+z)^{-1}}{z(1+z)^n} = z - \frac{1 - (1+z)^{-1}}{z(1+z)^n}$$

a partir de:

$$f_{ndn} z^{-n} = f_{ndd} z^{-n} + f_{ndd} z^{-(n-1)} + \dots + f_{ndd} z^{-2} + f_{ndd} z^{-1}$$

y tambien:

$$1 + z^{-1} s/c + z^{-2} s/c + \dots + z^{-(n-2)} s/c + z^{-(n-1)} s/c = z^{-n} u/c$$

Puede demostrarse que:

$$(F/P, z, n) = \frac{1}{(P/F, z, n)} = \frac{1}{(F/A, z, n)} = \frac{1}{(A/F, z, n)} = \frac{1}{(A/P, z, n)} = \frac{1}{(P/A, z, n)}$$

empleando otra notacion, las mismas relaciones adquieren la siguiente forma:

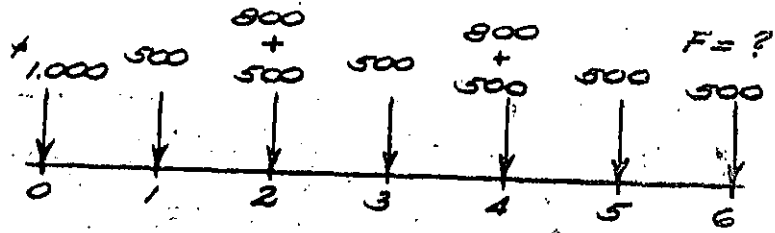
$$z^{-n} s/c + z^{-n} u/c = \frac{1}{z^{-n} \text{crf}} = \frac{1}{z^{-n} s/f} = \frac{1}{z^{-n} u/c}$$

De la deducion de las formulas, se desprende:

3) ALGUNAS RELACIONES ENTRE LAS FORMULAS.

Ejemplo:

Dada la siguiente serie de pagos:



calcular el importe de la cantidad final (F) acumulada al final de los 6 años, considerando una tasa de interes del 10% :

$$F = 1.000 \cdot (1+0.10)^6 + 800 (1+0.10)^4 + 800 (1+0.10)^2 + 500 \left[\frac{(1+0.10)^6 - 1}{0.10} \right]$$

que puede representarse:

$$F = 1.000 \cdot \underset{10-6}{spcf} + 800 \cdot \underset{10-4}{spcf} + 800 \cdot \underset{10-2}{spcf} + 500 \cdot \underset{10-6}{uscaf}$$

o tambien:

$$F = 1.000 \cdot (F/P, 10\%, 6) + 800 (F/P, 10\%, 4) + 800 (F/P, 10\%, 2) + 500 (F/A, 10\%, 6)$$

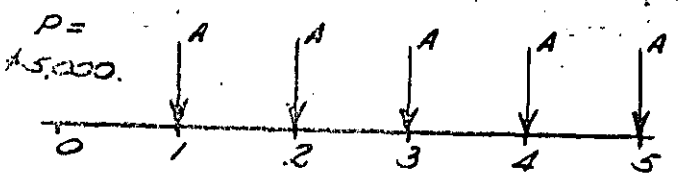
$$F = 1.000 = 1.7716 + 800 = 1.4641 + 800 = 1.2100 + 500 = 7.7156$$

$$F = 1,771.60 + 1,171.28 + 968.00 + 3,857.80$$

$$F = \$ 7.768.68$$

Ejemplo.

Sigamos paso a paso el proceso de recuperacion de un capital invertido a una tasa de interes (i) durante (n) periodos. Para ejemplificar numericamente, supongamos un capital inicial: P = \$ 5,000., invertido a una tasa: i = 10% durante: n = 5 años.



Calculo de las anualidades:
 $A = P \cdot \frac{crf}{i-n} = P \cdot (A/P, i\%, n)$

$$A = 5.000 \cdot \frac{crf}{10-5} = 5.000 (A/P, 10\%, 5)$$

$$A = 5.000 \cdot 0.26380 = \$ 1.319.$$

Año	Adeudo al principio del año	Intereses generados al final del año	Capital más intereses adeudados al final del año	Pago al final del año.	Capital adeudado al final del año, despues del pago anual	Capital ya recuperado
1	\$ 5,000.	\$ 500	\$ 5,500	\$ 1,319	\$ 4,181 ①	\$ 819 ②
2	4,181.	418	4,599	1,319	3,280	901
3	3,280.	328	3,608	1,319	2,289	991
4	2,289	229	2,518	1,319	1,199	1,090
5	1,199	120	1,319	1,319	0	1,199
						\$ 5,000

① 5,500 - 1,319 = 4,181

② 1,319 - 500 = 819

SERIES DE PAGOS CON GRADIENTE DE INCREMENTO

En algunos problemas de Ingeniería Económica, el flujo de efectivo puede comportarse como una serie de ingresos o egresos que se incrementan o disminuyen en cada período. Este puede ser el caso, por ejemplo, de los costos de mantenimiento de un cierto equipo, los cuales, es normal que muestren un incremento año con año.

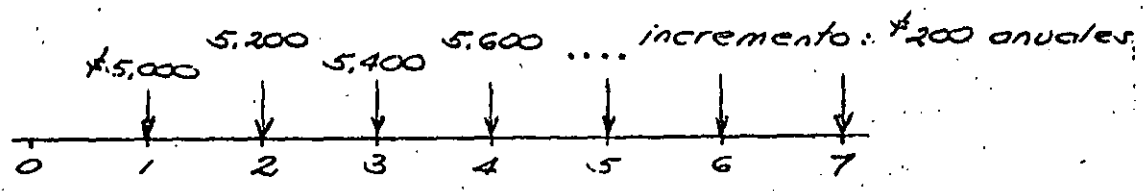
Si el incremento es el mismo en cada período, se hablará de una: "SERIE DE PAGOS CON GRADIENTE DE INCREMENTO ARITMETICO"; si los incrementos varían cada período en función de un factor constante, se tendrá una: "SERIE DE PAGOS CON GRADIENTE DE INCREMENTO GEOMETRICO".

En ambos casos, podrá tratarse también de un decremento.

Aun en el caso de que en una serie de pagos, estos varíen en forma irregular, habría que estudiar la posibilidad de ajustar dicha serie, a una de las series anteriores.

A) GRADIENTE DE INCREMENTO ARITMETICO

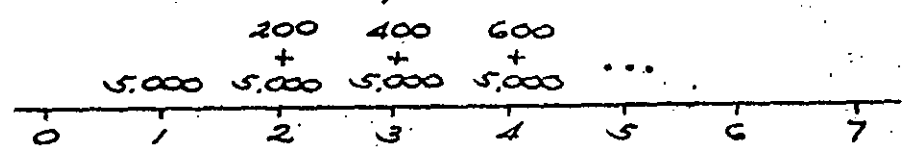
Supongamos la siguiente serie de pagos:



consideremos: $i = 8\%$

Calcular los valores de (F) o de (P) en una serie como la anterior, sería muy laborioso aplicando solo las fórmulas anteriores.

La serie anterior puede representarse:



Ya que los \$5,000. anuales constituyen una serie uniforme que puede ser manejada con los modelos matemáticos establecidos anteriormente, fijemos nuestra atención en la parte afectada por el gradiente de incremento anual, en este caso, de \$200. y al que vamos a representar con:

(g). En estas condiciones, esa parte de la serie, puede representarse, generalizando además, a un horizonte de (n) períodos, de la siguiente forma:

0	0	9	29	...	(n-3)9	(n-2)9	(n-1)9
0	1	2	3	...	(n-2)	(n-1)	n

Trataremos de traducir la serie anterior a:
UNA SERIE UNIFORME EQUIVALENTE.
 de la siguiente manera:

$$F = g \cdot \underset{\substack{\uparrow \\ \text{número de} \\ \text{periodos faltantes.}}}{(n-2)} spcaf + 2g \cdot \underset{(n-3)}{spcaf} + \dots + (n-2)g \cdot spcaf + (n-1)g \quad \textcircled{1}$$

Multiplicando la igualdad ① por $(1+i, spcaf)$

$$F \cdot (1+i, spcaf) = g \cdot \underset{(n-1)}{spcaf} + 2g \cdot \underset{(n-2)}{spcaf} + \dots + (n-2)g \cdot \underset{2}{spcaf} + (n-1)g \cdot spcaf \quad \textcircled{2}$$

se obtiene de:

$$\underset{(n-2)}{spcaf} \cdot spcaf = (1+i)^{n-2} \cdot (1+i)' = (1+i)^{n-1} = (n-1)spcaf$$

Restando ① de ②:

$$F \cdot (1+i, spcaf) - F = -g \cdot \underset{(n-1)}{spcaf} - g \cdot \underset{(n-2)}{spcaf} - \dots - g \cdot \underset{2}{spcaf} - g \cdot spcaf + (n-1)g$$

cambiando de signos en ambos miembros y sacando a (g) como factor común:

$$F \cdot (1+i, spcaf) - F = g \left[\underset{(n-1)}{spcaf} + \underset{(n-2)}{spcaf} + \dots + \underset{2}{spcaf} + spcaf + 1 \right] - ng$$

$$= F \cdot (1+i) - F = \underset{n}{uscaf} \quad (\text{ver: "Relaciones entre las fórmulas"})$$

$$= F + F \cdot i - F = F \cdot i$$

$$F \cdot i = g \cdot \underset{n}{uscaf} - ng \quad \textcircled{3}$$

Multiplicando por el factor: $\underset{n}{sfd}$ (que es el recíproco de $\underset{n}{uscaf}$)

$$F \cdot i \cdot \underset{n}{sfd} = g \cdot \underbrace{\underset{n}{uscaf} \cdot \underset{n}{sfd}}_{=1} - ng \cdot \underset{n}{sfd}$$

dado que: $F \cdot \underset{n}{sfd} = A$
 despejando:

$$A = \frac{g}{i} - \frac{n \cdot g}{i} \underset{n}{sfd}$$

$$A = g \left[\frac{1}{i} - \frac{n}{i} \underset{i-n}{sfd} \right]$$

$$A = g \cdot \underset{i-n}{asf}$$

al factor: $\left[\frac{1}{i} - \frac{n}{i} \underset{i-n}{sfd} \right]$ se le denomina:

factor de serie aritmética y se representa:

a) $\underset{i-n}{asf}$ que significa: arithmetic series factor

b) $(A/g, i\%, n)$

y es el factor por el cual hay que multiplicar el gradiente de una serie aritmética, para encontrar el valor (A) de una serie uniforme.

Así, para el ejemplo propuesto, el valor de los pagos (A) de una serie uniforme equivalente, será:

$$A = 5,000 + 200 \underset{8-7}{asf} = 5,000 + 200 \cdot 2.6937 = \$5,538.74$$

Por otro lado, de la ecuación (3) se puede obtener el valor de (F):

$$F = \frac{g}{i} [i^{-n} uscaf - n] = g \left[\frac{(F/A, i, n) - n}{i} \right] = g (F/g, i, n)$$

También puede encontrarse el Valor Presente de la serie con gradiente aritmético:

$$P = A \cdot n \cdot uspwf = g \cdot \left[\frac{1}{i} - \frac{n}{i} \cdot sfd_f \right] \cdot uspwf$$

$$P = g \cdot \frac{1}{i} \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} - \frac{n}{(1+i)^n} \right]$$

$$P = g \cdot \frac{1}{i} (i^{-n} uspwf - n \cdot i^{-n} sppwf) = \frac{g}{i} [(P/A, i, n) - n (P/F, i, n)]$$

$$P = g \cdot i^{-n} gpwf = g \cdot (P/g, i, n)$$

Al factor: $\frac{1}{i} [(P/A, i, n) - n (P/F, i, n)]$ se le denomina: "factor de actualización del gradiente de una serie aritmética."

y se representa:

- a) $i^{-n} gpwf$ que significa: gradient present worth factor.
- b) $(P/g, i, n)$

Es claro que la relación entre los factores anteriores puede establecerse:

$$(P/g, i, n) = (A/g, i, n) \cdot (P/A, i, n)$$

$$(F/g, i, n) = (A/g, i, n) \cdot (F/A, i, n)$$

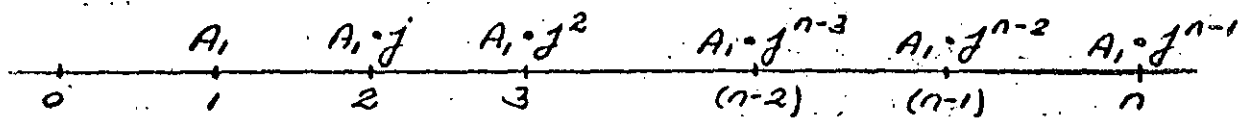
y también:

$$(A/g, i, n) = (P/g, i, n) \cdot (A/P, i, n)$$

Los valores de los factores: $(A/g, i, n)$ y $(P/g, i, n)$ están tabulados para diversos valores de (i) y de (n).

B) GRADIENTE DE INCREMENTO GEOMETRICO.

Consideremos una serie de pagos del tipo:



Calculemos el valor de (F) acumulado al término de (n) periodos:

$$F = A_1 \cdot (1+i)^{n-1} + A_1 \cdot j \cdot (1+i)^{n-2} + \dots + A_1 \cdot j^{n-3} (1+i)^2 + A_1 \cdot j^{n-2} (1+i) + A_1 \cdot j^{n-1} \quad (1)$$

multiplicando ambos miembros por: $\frac{(1+i)}{j}$

$$F \frac{(1+i)}{j} = \frac{A_1}{j} (1+i)^n + A_1 \cdot (1+i)^{n-1} + A_1 \cdot j (1+i)^{n-2} + \dots + A_1 \cdot j^{n-2} (1+i)^3 + A_1 \cdot j^{n-3} (1+i)^2 + A_1 \cdot j^{n-2} (1+i)^2 \quad (2)$$

restando la ecuación (2) de la (1):

$$F - F \frac{(1+i)}{j} = -\frac{A_1}{j} (1+i)^n + A_1 \cdot j^{n-1}$$

$$F \left[1 - \frac{(1+i)}{j} \right] = A_1 \left[j^{n-1} - \frac{(1+i)^n}{j} \right]$$

$$F [j - (1+i)] = A_1 [j^n - (1+i)^n]$$

por tanto:

$$F = A_1 \left[\frac{j^n - (1+i)^n}{j - (1+i)} \right] \quad (I)$$

para:
 $j+i \quad j \geq 0$

En esta expresión, (j) debe ser expresado como el factor por el que se multiplica la cantidad inicial (A_1). El valor (i%) se expresa en decimales.

Ahora bien, si (j) se expresa no como factor, sino como porcentaje de incremento sobre la cantidad base (A_1), se puede demostrar que:

$$F = A_1 \left[\frac{(1+i)^n - (1+j)^n}{i - j} \right] \quad (II)$$

para:

$$j+i \quad j \geq 0$$

Así por ejemplo, si en una serie con gradiente de incremento geométrico, la cantidad inicial (A_1) crece geométricamente en un 7% en cada periodo,

en la expresión (I) se entrará con: $j = 1.07$

en la expresión (II) se entrará con: $j = 0.07$

al factor:
$$\left[\frac{(1+i)^n - (1+j)^n}{i-j} \right]$$

se le denomina:
"factor de serie geométrica"
y se representa:

$$(F/A_1, i, j, n)$$

∴

$$F = A_1 \cdot (F/A_1, i, j, n)$$

Para el caso de que: $i = j$ la expresión (II) se reduce a:

$$F = A_1 \cdot n (1+i)^{n-1}$$

Por otro lado, de las mismas expresiones se deduce

que: $(F/A_1, i, j, n) = (F/A_1, j, i, n) \sim (3)$

A partir del valor de (F) en (II), se pueden calcular los valores de (P) y el de (A), correspondiente este último, a una serie uniforme equivalente:

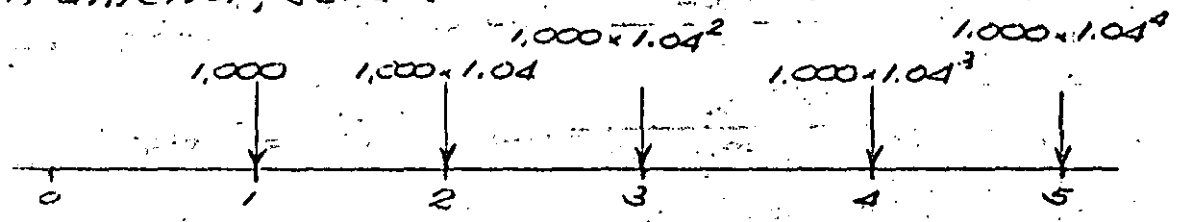
$$P = \begin{cases} \bullet \text{ para: } j \neq i \quad j \geq 0 \\ A_1 \left[\frac{1 - (1+j)^n (1+i)^{-n}}{i-j} \right] = A_1 \left[\frac{1 - (F/P, j, n) \cdot (P/F, i, n)}{i-j} \right] \\ = A_1 \cdot (P/A_1, i, j, n) \\ \bullet \text{ para: } i = j \\ A_1 \cdot \frac{n}{1+i} \end{cases}$$

Los valores de los factores: $(F/A_1, i, j, n)$ y $(P/A_1, i, j, n)$ están tabulados para diversos valores de: i, j, n , debiendo tenerse presente la relación (3) para el mayor aprovechamiento de las tablas.

Ejemplo:

Cuál es el importe acumulado de los costos de conservación y mantenimiento de un equipo, al cabo de 5 meses, si se considera tendrán un incremento sostenido geométrico de 4% mensual sobre una erogación de 1.000 u.m. en el primer mes y se considera además que el costo del dinero es de 5% mensual?

La representación en una escala de tiempos de la situación anterior, será:



usando (I):

$$F = A_1 \left[\frac{j^n - (1+i)^n}{j - (1+i)} \right] \quad \begin{matrix} \text{con:} \\ j = 1.04 \\ i = 0.05 \\ n = 5 \end{matrix} = 1,000 \left[\frac{(1.04)^5 - (1+0.05)^5}{1.04 - (1+0.05)} \right]$$

$$F = 1,000 \times 5.9629 = 5,962.90 \text{ um}$$

o usando (II):

$$F = A_1 \left[\frac{(1+i)^n - (1+j)^n}{i - j} \right] \quad \begin{matrix} \text{con:} \\ j = 0.04 \\ i = 0.05 \\ n = 5 \end{matrix} = 1,000 \left[\frac{(1+0.05)^5 - (1+0.04)^5}{0.05 - 0.04} \right]$$

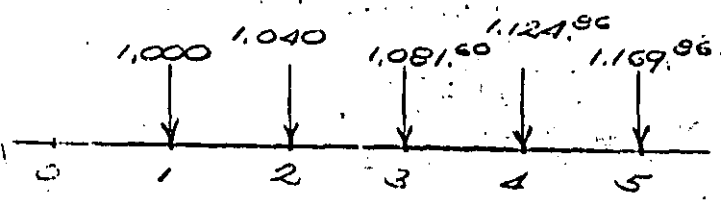
$$F = 1,000 \times 5.9629 = 5,962.90 \text{ um}$$

o usando las tablas:

$$F = 1,000 [F/A_1, i, j, n] = 1,000 [F/A_1, 5\%, 4\%, 5]$$

$$F = 1,000 \times 5.9629 = 5,962.90 \text{ um}$$

o calculando directamente en la escala de tiempos:



$$\begin{aligned} F &= 1000 (F/P, 5\%, 4) = 1,215.50 \\ &+ 1,040 (F/P, 5\%, 3) = 1,203.90 \\ &+ 1,081.60 (F/P, 5\%, 2) = 1,192.50 \\ &+ 1,124.86 (F/P, 5\%, 1) = 1,181.14 \\ &+ 1,169.86 = 1,169.86 \end{aligned}$$

$$F = \Sigma = 5,962.90$$

VALORES LIMITE DE LAS FORMULAS

o) Si el número de periodos (n) tiende a adquirir valores muy grandes, es decir: $n \rightarrow \infty$

$$spcf = (F/P, 0, n) = (1+r)^\infty = \infty$$

$$sppwf = (P/F, 0, \infty) = \frac{1}{1+r} = 0$$

$$uscaf = (F/A, 0, \infty) = \frac{r}{(1+r)^\infty - 1} = \infty$$

$$sfdf = (A/F, 0, \infty) = \frac{r}{(1+r)^\infty - 1} = 0$$

$$crf = (A/P, 0, \infty) = \frac{r(1+r)^\infty}{(1+r)^\infty - 1}$$

por medio de este cociente llegamos a una indeterminación, pero por otro lado:

$$crf = (A/P, 0, \infty) = r - 0 + r = r$$

$$uspwf = (P/A, 0, \infty) = \frac{1}{1+r} = \frac{1}{1+r}$$

$$asf = (A/g, 0, \infty) = \frac{r}{1+r}$$

o) Si la tasa de interés (r), adquiere o tiende a valer cero: $r \rightarrow 0$

$$spcf = (F/P, 0, n) = 1$$

$$sppwf = (P/F, 0, n) = 1$$

$$uscaf = (F/A, 0, n) = n$$

$$sfdf = (A/F, 0, n) = \frac{n}{1}$$

$$crf = (A/P, 0, n) = \frac{n}{1}$$

$$uspwf = (P/A, 0, n) = n$$

$$asf = (A/g, 0, n) = \frac{n}{n-1}$$

construcción de una obra en la que los pagos para sufragar los gastos de la misma, se distribuyen a todo lo largo del período que dura la construcción.

El criterio del "interés continuo" proviene de la suposición de que los costos y los beneficios se generan en cada día, en cada hora y en cada minuto de la operación.

La verdad es que uno y otro criterios, representan e implican un conjunto de suposiciones y consideraciones, ya que en general en el ámbito real, el flujo de efectivo ni obedece totalmente a un modelo discreto, ni se comporta como un líquido que fluye continuamente. Ambos métodos proporcionan resultados aproximados y sin embargo los rangos de error que implican no son de tal magnitud que invaliden alguno de los criterios.

Sin embargo, la costumbre establecida, sobre todo en los campos de la industria y el comercio, propician el empleo del sistema discreto. En general, el tratamiento que se da al dinero dentro de los sistemas comúnmente aceptados, de pagos, compras, inversiones en bonos y acciones, otorgamiento de préstamos, hipotecas, etc., se ajusta al sistema discreto.

El criterio de interés continuo tiene aplicación en el desarrollo de ciertos modelos matemáticos para la toma de decisiones o en aquellos casos en que por la naturaleza misma del flujo de efectivo, se hace conveniente el empleo de dicho criterio.

INTERES NOMINAL E INTERES EFECTIVO.

Muchas transacciones comerciales, estipulan que el cálculo de intereses, así como su cargo o abono, se haga en períodos uniformes menores de un año; Sin embargo, aún en estos casos, es costumbre indicar la tasa de interés de esa inversión en base anual, aunque los períodos de pago o cálculo de los intereses sean menores de un año. Así por ejemplo, si una tasa de interés es de 3% cada 6 meses, se acostumbra referirse a ella como una tasa de 6% anual, solo que al interés calculado de esta manera se le designa como: " tasa nominal de interés " para diferenciarla de la tasa real o efectiva que es algo mayor que el 6%.

Así por ejemplo, el interés real anual o efectivo de un capital de \$ 100.00 invertido a una tasa de 6% computado semestralmente, se calcula:

Intereses generados en los primeros 6 meses:

$$I = \$ 100 \times 0.03 = \$ 3.00$$

Capital total al iniciar el segundo semestre:

$$P + P_1 = \$ 100.00 + \$ 3.00 = \$ 103.00$$

Interes sobre el capital anterior al final del segundo Semestre:

$$I = \$ 103.00 \times 0.03 = 3.09$$

Interés total acumulado durante el año:

$$\$ 3.00 + 3.09 = \$ 6.09$$

Tasa real en el año de interés:

$$\frac{\$ 6.09}{100} = 0.0609 = 6.09 \%$$

A esta tasa real de interés, con base anual, se le denomina: "tasa de interés efectiva". De aquí en adelante vamos a emplear la denominación: "tasa real" para períodos menores de un año y "tasa efectiva" exclusivamente para indicar la tasa real correspondiente a un año.

Cuando se dé como dato la tasa nominal, para poder aplicar las fórmulas, habrá que calcular primero la tasa real por período y trabajar con el número de períodos correspondientes a esa tasa real. Las tasas nominales, no sirven para base de comparación entre alternativas sino hasta que han sido convertidas a tasas efectivas.

La tasa efectiva de interés es el interés anual total percibido por unidad de capital empleado, considerando que este interés (cuando es computado en períodos menores de un año), es invertido por el resto del año tan pronto como se genera, en los mismos términos y condiciones de inversión a que está sujeto el capital principal.

Ejemplo:

Calcular el capital acumulado y la tasa efectiva de interés de un capital de \$100. invertido a una tasa de 6% computada cada 3 meses, durante 10 años.

Tasa real de interés en el trimestre: $6/4 = 1.5\%$
 Número de periodos trimestrales en los 10 años: 40

Cantidad acumulada al término de los 10 años:

$$F = P_{1.5-40}^{spcaf} = P(F/P, 1.5, 40) = 100 \cdot (1 + 0.015)^{40}$$

$$F = 100 \cdot 1.8140 = 181.40$$

Analicemos más detenidamente el proceso:

El capital acumulado al cabo de un año, correspondiente a cada peso invertido, será:

$$F = \$1.00_{15-4}^{spcaf} = \$1.0614$$

En consecuencia, el importe de los intereses ganados por año/por peso:

$$F - P = \$1.0614 - \$1.00 = \$0.0614$$

lo que equivale a una tasa efectiva de interés del: 6.14%.

Generalizando:

$$\text{tasa efectiva de interés} = \left[\frac{F - P}{P} \right] = \left[\frac{P i'^M - P}{P} \right]$$

$$\text{tasa efectiva de interés} = (i'^M - 1) = (1 + i')^M - 1$$

donde (i') es la tasa real por periodo y (M) es el número de periodos que hay en un año, correspondientes a la tasa real (i')

Cuando se tiene como dato, la tasa nominal de interés anual (r) , la expresión toma la forma:

$$\text{tasa efectiva de interés} = \left(1 + \frac{r}{M}\right)^M - 1$$

Para el caso particular del interés continuo, el número de periodos (M), en cada uno de los cuales se computa el interés, tiende a ser muy grande, es decir:

$$M \rightarrow \infty$$

y en estas condiciones, si en la expresión:

$$\left(1 + \frac{r}{M}\right)^M$$

llamamos: $\frac{M}{r} = K$ de donde: $M = K \cdot r$

substituyendo queda: $\left(1 + \frac{1}{K}\right)^{K \cdot r} = \left[\left(1 + \frac{1}{K}\right)^K\right]^r$

al tender: $M \rightarrow \infty$, también: $K \rightarrow \infty$

recordando que: $\lim_{K \rightarrow \infty} \left\{ \left(1 + \frac{1}{K}\right)^K \right\} = e$

entonces: $\lim_{M \rightarrow \infty} \left(1 + \frac{r}{M}\right)^M = e^r$

en estas condiciones, para el caso del interés continuo, se tendría:

$$\text{tasa efectiva de interés} = e^r - 1$$

Ejemplo:

¿Qué tasa es mayor?

- o' 3% computada mensualmente
o' 3 1/2% computada semestralmente

a) 3% (nominal anual) computado mensualmente:

tasa real mensual: $3/12 = 1/4\%$

número de periodos en el año: 12

tasa efectiva de interés:

$$\frac{1.0304}{12} - 1 = 1.0304 - 1 = 0.0304 = 3.04\%$$

b) 3 1/2% (nominal anual) computado semestralmente:

tasa real semestral: $3.5/2 = 1.75\%$

número de periodos en un año: 2

tasa efectiva de interés:

$$\frac{1.0353}{2} - 1 = 1.0353 - 1 = 0.0353 = 3.53\%$$

∴ es mayor una tasa de 3 1/2% computado semestralmente.

Ejercicio:

¿Qué tasa de interés real mensual es equivalente a una tasa de 20% computada trimestralmente?

por un lado:

$$i_{\text{efect.}} = (1+i)^{12} - 1$$

por otro lado:

$$i_{\text{efect.}} = \left(1 + \frac{0.20}{4}\right)^4 - 1$$

igualando ambas expresiones:

$$(1+i)^{12} - 1 = (1+0.05)^4 - 1$$

sacando raíz cuarta:

$$(1+i)^3 = 1+0.05$$

$$1+i = (1.05)^{1/3}$$

$$i = (1.05)^{1/3} - 1$$

$$i = 0.01639 = 1.639\%$$

real mensual

comprobación:

cálculo de las tasas efectivas de interés:

$$1.639 - 12 \quad s_{pca}f - 1 = (F/P, 1.639, 12) - 1 = 0.2155 = 21.55\%$$

$$5 - 4 \quad s_{pca}f - 1 = (F/P, 5, 4) - 1 = 0.2155 = 21.55\%$$

Ejemplo

Calcular la tasa efectiva de interés a que es invertido un capital de \$1,000, si la tasa anual (nominal) es de 80% y es computada en periodos:

anual, semestral, trimestral, mensual, diario y continuo.

Calcular la cantidad (F) acumulada en cada caso al cabo de un año.

Periodo de computación	Número de periodos en un año	Tasa de interés real en el periodo	Cálculo	Tasa efectiva de interés	Cantidad (F) acumulada en un año.
anual	1	$80/1 = 80\%$	$80 - 1 = 80 - 1 = 0.80$	80.00%	$F = 1.000(1 + i)^1$ \$ 1,800.
semestral	2	$80/2 = 40\%$	$40 - 2 = 96 - 2 = 0.96$	96.00%	\$ 1,960.
trimestral	4	$80/4 = 20\%$	$20 - 4 = 107.36 - 4 = 1.07360$	107.36%	\$ 2,073.60
mensual	12	$80/12 = 6.667\%$	$6.667 - 12 = 116.943 - 12 = 1.16943$	116.94%	\$ 2,169.43
diario	360	$80/360 = 0.2222\%$	$0.222 - 360 = 122.339 - 360 = 1.22339$	122.34%	\$ 2,223.39
continuo	$\rightarrow \infty$	$80/\infty \rightarrow 0$	$e^{0.80} - 1 = 2.22554 - 1 = 1.22554$	122.55%	\$ 2,225.54

El ejemplo anterior ilustra la diferencia entre tasa nominal y tasa real y la necesidad de especificar cual tasa se conoce como dato al hacer el análisis de una alternativa.

Observamos que si en el sistema de interés continuo y en el de interés discreto, se trabaja con la misma tasa efectiva, la cantidad acumulada al final de un año es la misma, lo cual indica que la diferencia entre sus tasas nominales, es irrelevante y así por ejemplo, una tasa efectiva de interés de 12.7% acumulada en el ejemplo anterior una $F = \$ 112.70$ tanto por el sistema discreto como para el continuo.

Es claro que en el sistema de interés continuo, la tasa nominal anual siempre será distinta de la tasa efectiva, ya que la primera vale (r) y la segunda $(e^r - 1)$, razón por la cual, en las tablas de interés continuo siempre se indica la tasa efectiva con la cual se calculan, y la nominal a la cual corresponde. En cambio en el sistema de interés discreto, la tasa nominal será igual a la tasa efectiva, excepto cuando los intereses se computen en períodos menores de un año.

Vemos en el ejemplo, que los valores obtenidos para el interés continuo son muy similares a los correspondientes al interés discreto, con periodo de computación diario y aún a los de periodo de computación mensual.

TASA DE DESCUENTO.

En todos los casos que anteceden, hemos considerado que los intereses son computados y pagados al final de cada período de interés. Cuando el pago de los intereses se hace por adelantado, es decir, al inicio del período, se dice que este pago constituye un "descuento".

Si un capital (P) inicial, es invertido y acumula una cantidad (F) al final de un cierto período, entonces: ($F - P$) representa los intereses:

sobre P , (si en los intereses son pagados al final del período).

sobre F , (si los intereses son descontados al inicio del período).

en estas condiciones:

tasa de interés : $i = \frac{F - P}{P} = \frac{F}{P} - 1$

tasa de descuento: $d = \frac{F - P}{F} = 1 - \frac{P}{F}$

de las expresiones anteriores se deduce que:

$$i = \frac{d}{1-d}$$

También puede demostrarse que para el caso de la tasa de descuento:

$$F = P \frac{1}{(1-d)^n} = P(1-d)^{-n} ; P = F(1-d)^n$$

Ejemplo:

Calcular el descuento correspondiente a \$1.000. pagaderos dentro de 10 años, si la tasa de descuento es del 24% computada semestralmente.

tasa de descuento (nominal) = 24%

tasa de descuento real semestral: $24/2 = 12\%$.

número de periodos semestrales en 10 años = 20

La cantidad (P) que será entregada al prestatario después de descontar por adelantado los intereses, será:

$$P = F(1-d)^n = 1.000(1-0.12)^{20} = 1.000 \times (0.88)^{20}$$

$$P = 1.000 \times 0.07756 = \$ 77.56$$

∴ el descuento habrá sido:

$$\text{Descuento} = F - P = 1.000 - 77.56 = \$ 922.44$$

INTERPOLACION.

Cuando en un momento dado, los valores requeridos para determinados (i) o (n), no se encuentran en las tablas, y con el fin de no tener que calcularlos directamente a partir de las fórmulas, puede interpolarse entre los dos valores más cercanos al buscado.

Pero dado que los factores no son lineales, aceptamos que al interpolar estamos introduciendo errores, los cuales habrá que estimar para ver si están dentro de cierto rango de tolerancia, ya que para ciertos factores y para determinado rango de valores de (i) y de (n), el error que se introduce al interpolar linealmente, puede ser considerable.

En cada caso, el buen juicio y el criterio, determinarán si es prudente calcular los valores buscados mediante la interpolación o es necesario partir directamente de las fórmulas.

Ejemplo:

Calcular el valor de: ${}_{32\% - 15} \text{crf} = (\text{A/P}, 32\%, 15)$

teniendo como datos los valores proporcionados por las tablas:

$$\begin{array}{rcc} {}_{30-15} \text{crf} = 0.305978 & 0.305978 & 0.353926 \\ {}_{35-15} \text{crf} = 0.353926 & \hline 30 & 32 & 35 \end{array}$$

Procediendo por interpolación tendremos que:

$$\begin{aligned} {}_{32-15} \text{crf} &= 0.305978 + (0.353926 - 0.305978) \times \frac{2}{5} \\ &= 0.305978 + 0.019179 \\ &= 0.325157 \end{aligned}$$

Calculémoslo directamente a partir de la fórmula:

$${}_{32-15} \text{crf} = \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} = \frac{0.32(1+0.32)^{15}}{(1+0.32)^{15} - 1}$$

cálculo de: $(1.32)^{15}$

$$\begin{aligned} \log (1.32)^{15} &= 15 \log 1.32 \\ &= 15 \times 0.120574 = 1.80861 \\ \therefore (1.32)^{15} &= \text{antilog } 1.80861 \\ &= 64.35894 \end{aligned}$$

$${}_{32-15} \text{crf} = \frac{0.32 \times 64.35894}{64.35894 - 1} = 0.3250505$$

Vemos que en este caso, la diferencia entre los valores obtenidos por interpolación y por la fórmula, es apenas de: 0.03%

Ejemplo:

Calcular el valor de: ${}_{15-28} \text{spcf}$

teniendo como dato los valores: ${}_{15-25} \text{spcf} = 32.919$

$$\begin{array}{rcc} 32.919 & & 66.212 \\ \hline n=25 & n=28 & n=30 \end{array} \quad \begin{array}{l} {}_{15-25} \text{spcf} = 32.919 \\ {}_{15-30} \text{spcf} = 66.212 \end{array}$$

Procediendo por interpolación:

La tasa nominal será: $2.7729 \times 4 = 11.09\%$
 la tasa efectiva:

$$2.7729 - 4 \quad spcaf - 1 = (1 + 0.027729)^4 - 1 = 0.11561526 = 11.56\%$$

En este caso, el problema también puede resolverse mediante la fórmula:

$$i = \sqrt[n]{\frac{F}{P}} - 1 = \sqrt[40]{\frac{3R}{R}} - 1 = \sqrt[40]{3} - 1 = 1.027845 - 1$$

$i = 2.78459\%$ (tasa real trimestral)

tasa nominal: $2.7846 \times 4 = 11.14\%$

tasa efectiva:

$$2.7846 - 4 \quad spcaf - 1 = 1.116123 - 1 \quad \% \quad i = 11.61\%$$

La diferencia entre los resultados se debe al error de aproximación introducido al interpolar linealmente.

Ejemplo: Una familia se propone acumular durante los próximos 5 años: \$1'000,000. Si se tiene oportunidad de invertir al 11.14% anual computado trimestralmente, ¿cuánto debe ahorrar trimestralmente?

Otra familia se propone lo mismo, pero no se compromete a ahorrar trimestralmente sino en forma anual; ¿cuánto debe ahorrar en estas condiciones?

La tasa real trimestral es: $11.14/4 = 2.7846\%$

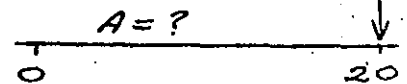
Periodos trimestrales en 5 años: $5 \times 4 = 20$

$F =$
\$1'000,000

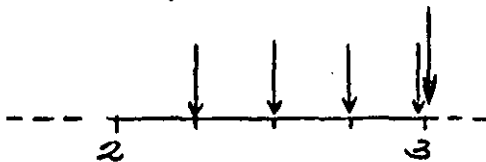
$$A = F \cdot (A/F, i, n)$$

$$A = 1'000,000 \cdot (A/F, 2.7846, 20)$$

$$A = 1'000,000 \cdot 0.038038 = \$38,038. / \text{trimestrales}$$



La 2ª familia deberá ahorrar anualmente para alcanzar la misma meta:



$$F = A \cdot (F/A, i, n) = 38,038 \cdot (F/A, 2.7846, 4)$$

$$F = 38,038 \cdot 4.1702 = \$158,626.04 / \text{anuales}$$

Comprobación de que ambas familias lograrán su meta:

la 1ª familia:

$$F = \$38,038 \cdot (F/A, 2.7846, 20)$$

$$F = \$1'000,000$$

la 2ª familia:

$$F = \$158,626.04 \cdot (F/A, 11.6123, 5)$$

$$F = \$1'000,000$$

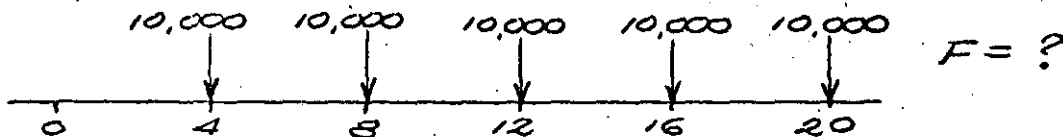
Ejemplo:

Una persona espera recibir un bono por \$10,000 al final de cada año y por los próximos 5 años. Si planea invertir cada bono tan pronto lo reciba, a un 48% anual computado trimestralmente, ¿cuánto tendrá acumulado al término de los 5 años?

De las condiciones planteadas:

$$\text{tasa real trimestral: } 48/4 = 12\%$$

$$\text{número de periodos trimestrales en 5 años: } 5 \times 4 = 20$$



1º procedimiento:

$$F = 10,000 \cdot (F/P, 12\%, 16) + 10,000 \cdot (F/P, 12\%, 12) + 10,000 \cdot (F/P, 12\%, 8) + 10,000 \cdot (F/P, 12\%, 4) + 10,000$$

$$F = 61,304 + 38,959 + 24,760 + 15,735 + 10,000$$

$$F = \$150,758.$$

2º procedimiento:

$$F = 10,000 \cdot (A/F, 12\%, 4) \cdot (F/A, 12\%, 20)$$

$$F = 10,000 \cdot 0.20923 \cdot 72.05244 = \$150,758.$$

3º procedimiento:

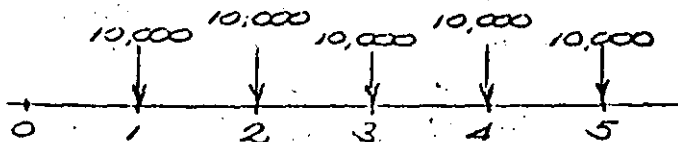
$$F = 10,000 \cdot (A/P, 12\%, 4) \cdot (F/A, 12\%, 16) + 10,000$$

$$F = 10,000 \cdot 0.32923 \cdot 42.75328 + 10,000 = \$150,758.$$

4º procedimiento:

Calculemos la tasa efectiva correspondiente a una tasa real trimestral de 12%:

$$\text{tasa efectiva} = (F/P, 12\%, 4) - 1 = 0.57352 = 57.352\%$$



Calculemos el factor:

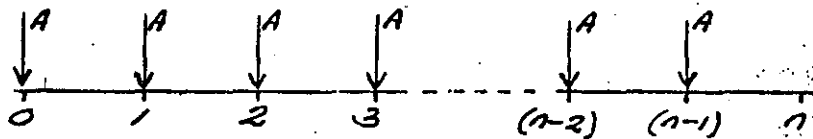
$$(F/A, 57.352\%, 5) = \frac{(1+i)^n - 1}{i} = \frac{(1+0.57352)^5 - 1}{0.57352} = 15.0758$$

$$F = \$10,000 \cdot 15.0758 = \$150,758.$$

A diferencia del condicionamiento planteado en el desarrollo de los modelos matemáticos para series uniformes, en los cuales los pagos (A) se realizan al término de cada uno de los (n) periodos, existen en la práctica comercial, situaciones como son: el alquiler de inmuebles, la renta de vehículos, el pago de las primas de seguros, etc..., en las cuales los pagos (A) uniformes, se efectúan al inicio de cada periodo, constituyendo una:

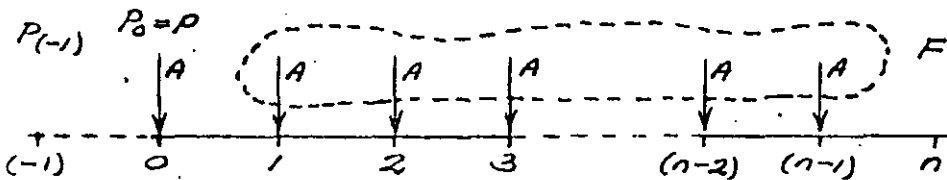
SERIE UNIFORME DE PAGOS POR ADELANTADO

la cual se representaría:



En estas condiciones, para el cálculo del Valor Presente (P), se puede proceder:

- a) calcular $P_{(-1)}$ aplicando la fórmula anteriormente desarrollada: (P/A) para el punto (-1) y trasladando este valor de $P_{(-1)}$ al punto (0) calculando la (F) correspondiente:



$$P_{(-1)} = A \cdot (P/A, i, n)$$

$$\infty P_{adel.} = P_{final} \cdot (1+i)$$

$$P_0 = P = P_{(-1)} \cdot \frac{(F/P, i, 1)}{(1+i)^1}$$

$$P_{adel.} = A \cdot (P/A, i, n) (1+i)$$

- b) calcular un valor (P) equivalente a una serie de (n-1) pagos (A) ubicados de: 1 a (n-1) (area punteada), y después sumarle un pago (A) (el pago ubicado en 0):

$$P_0 = P = A \cdot (P/A, i, n-1) + A$$

Con igual razonamiento, el valor de (F) puede determinarse:

- c) calculando (F) en el punto (n-1), aplicando el modelo (F/A) desde el punto (-1) y trasladando el valor obtenido al punto (n) mediante el modelo (F/P):

$$F = A \cdot (F/A, i, n) \cdot \frac{(F/P, i, 1)}{(1+i)^1}$$

$$\infty F_{adel.} = A \cdot (F/A, i, n) \cdot (1+i)$$

d) calcular (F) a partir del valor de $P_0 = P$ obtenida de los incisos (a) u (b)

Ejemplo:

Mostrar la diferencia entre las cantidades (P) y (F) equivalentes a una serie de pagos (A):

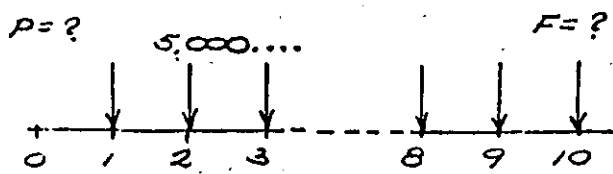
- ubicados al final de cada uno de los (n) periodos
- ubicados al inicio de cada uno de los (n) periodos.

datos: $\left\{ \begin{array}{l} A = \$5,000 \quad i = 19\% \quad n = 10 \end{array} \right.$

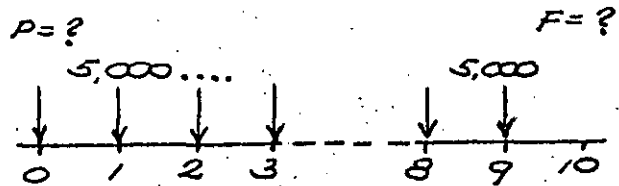
1º caso (pagos al final)

$$P = 5,000 (P/A, 19, 10) = \$21,694.67$$

$$F = 5,000 (F/A, 19, 10) = \$123,544.31$$



2º caso (pagos al inicio)



procedimiento (a):

$$P = A \cdot (P/A, i, 10) \cdot (F/P, i, 1)$$

$$P = \underbrace{5,000 (P/A, 19, 10)}_{P(-1)} \cdot (F/P, 19, 1) = \$25,816.66$$

procedimiento (b):

$$P = 5,000 (P/A, 19, 9) + 5,000 = \$25,816.66$$

procedimiento (c):

$$F = 5,000 \cdot (F/A, 19, 10) \cdot (F/P, 19, 1) = \$147,017.73$$

procedimiento (d):

$$F = P (F/P, 19, 10) = 25,816.66 (F/P, 19, 10) = \$147,017.73$$

Observamos que entre los 2 casos, la diferencia entre las (P)^s y las (F)^s es precisamente de: 19%

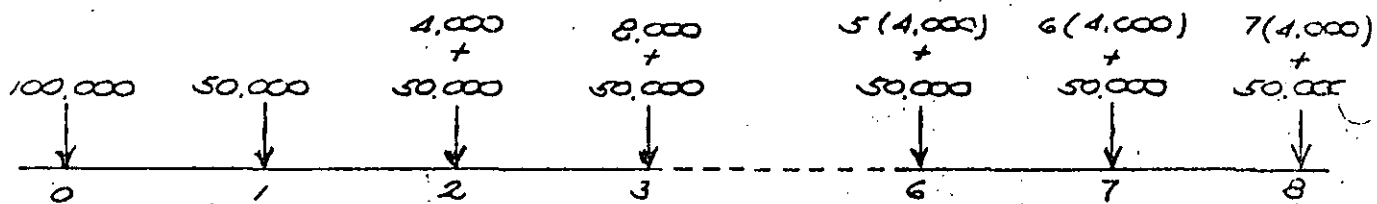
$$P_{od} = 21,694.67 \cdot \frac{(1+i)}{19\%} = 25,816.66$$

$$F_{od} = 123,544.31 \cdot 1.19 = 147,017.73$$

De los resultados anteriores, concluimos que es claro que a quien pide prestado o debe hacer los pagos, le conviene que le cobren de acuerdo con el criterio de anualidades al final de cada periodo, mientras que a quien va a percibir los pagos, le conviene el criterio de anualidades por anticipado.

Ejemplo:

Un equipo ya instalado cuesta \$100,000. Se considera tendrá un costo de operación de \$50,000 durante el primer año, los que se calcula se incrementarán en \$4,000 cada año. Si se estima, para el capital una tasa de interés anual de 50%, ¿cuál será el costo acumulado del equipo después de 8 años de operación?



$$F = 100,000 \cdot (F/P, 50\%, 8) + [50,000 + 4,000 (A/G, 50\%, 8)] \cdot (F/A, 50\%, 8)$$

$50-8$ asf

$$F = 100,000 \times 25.628 + [50,000 + 4,000 \times 1.6751] \times 49.257$$

$$F = 2'562,890 + 2'792,892 = \$5'355,782.$$

Otro procedimiento:

$$F = [100,000 + 50,000 \cdot (P/A, 50\%, 8) + 4,000 \cdot (P/G, 50\%, 8)] \cdot (F/P, 50\%, 8)$$

$$F = [100,000 + 50,000 \times 1.9219 + 4,000 \times 3.220] \times 25.628$$

$$F = \$5'355,782.$$

Ejemplo:

En una Obra, un Maestro presta a los trabajadores pequeñas cantidades de dinero, cobrando intereses del 5% mensualmente pero por adelantado. Si después de un mes, la deuda no es cubierta, nuevamente cobra el 5%, y así, hasta que la cuenta es liquidada. ¿cual es la tasa efectiva equivalente de interés, que el Maestro está cobrando?

De acuerdo con el enunciado, la tasa de descuento real mensual es de un 5%:

$$d_{\text{real mens.}} = 5\%$$

entonces:

$$i_{\text{real mensual equiv.}} = \frac{d}{1-d} = \frac{0.05}{1-0.05} = 0.05263$$

$$\begin{aligned} i_{\text{efect.}} &= 5.263-12 \quad \text{spcaf} - 1 = (1 + 0.05263)^{12} - 1 \\ &= 1.85058 - 1 \\ &= 0.85058 = 85.058\% \end{aligned}$$

Supongamos la misma situación, solo que considerando ahora plazos de interés semanales:

$$\text{la tasa de descuento es: } d_{\text{real semanal}} = 5\%$$

$$i_{\text{real semanal equiv.}} = 0.05263 = 5.263\%$$

$$\begin{aligned} i_{\text{efect.}} &= 5.263-52 \quad \text{spcaf} - 1 = (1 + 0.05263)^{52} - 1 \\ &= 14.399 - 1 \\ &= 13.399 \\ &= 1339.9\% \end{aligned}$$

Si el descuento fuese diario:

$$d_{\text{real diario}} = 5\%$$

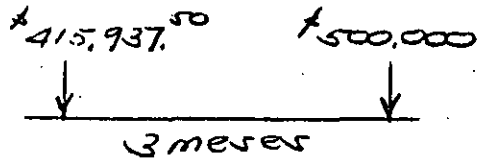
$$i_{\text{real diario equiv.}} = 5.263\%$$

$$\begin{aligned} i_{\text{efect.}} &= 5.263-365 \quad \text{spcaf} - 1 = 135'097,183 - 1 \\ &= 135'097,182 \\ &= 13,509'718,200\% \end{aligned}$$

Ejemplo:

Un individuo solicita en un Banco, un préstamo de \$ 500,000 a un plazo de 3 meses. Al serle otorgado dicho préstamo se le hace entrega de \$ 415,937.50

Se pregunta, ¿cuál es la tasa efectiva equivalente de interés que el Banco le está cobrando?



$$d = \frac{F - P}{F} = \frac{500,000 - 415,937.50}{500,000} = \frac{84,062.50}{500,000} = 0.1681 = 16.81\%$$

esta es la tasa de descuento real trimestral.

∴ la tasa de descuento nominal anual será:

$$16.81 \times 4 = 67.24\%$$

la tasa de interés (i) equivalente será:

$$i = \frac{d}{1-d} = \frac{0.1681}{1-0.1681} = \frac{0.1681}{0.8319} = 0.202068 / \text{trimestral}$$

$$i_{\text{efectiva}} = \frac{spcaf - 1}{20.2068 - 4} = \frac{(1 + 0.202068)^4 - 1}{2.0879 - 1} = \frac{2.0879 - 1}{1.0879} = 108.79\%$$

Para calcular la cantidad que debía dársele liquidada al cliente, el empleado del Banco procedió de la siguiente manera, sabiendo que la tasa de descuento establecida por la institución es de: 67.24% (v.g.: 57.24% + 10% comisión) anual nominal:

$$\text{tasa de descuento real trimestral: } \frac{67.24}{4} = 16.81\%$$

descuento al cliente: \$ 500,000 × 0.1681 = \$ 84,062.50
por tanto, cantidad liquidada a entregarle:

$$P = \$ 500,000 - 84,062.50 = \$ 415,937.50$$

Cantidad que también pudo calcular:

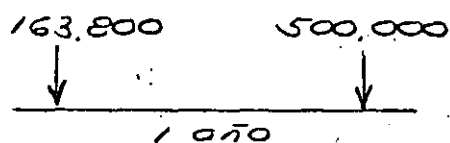
$$P = F(1-d)^n = 500,000(1-0.1681)^3 \\ = 500,000 \times 0.8391 \\ = \$ 415,937.50$$

Si el préstamo se hubiese valorado a un año:

tasa de descuento anual nominal: 67.24%
(y real)

$$\text{descuento anticipado} = 500,000 \times 0.6724 = 336,200.$$

$$\text{cantidad líquida a entregar: } \$500,000 - 336,200 = \$163,800.$$



∴ la situación real es:
recibe \$163,800 ahora; y
debe pagar \$500,000
dentro de un año.

$$i_{\text{efect.}} = \frac{d}{1-d} = \frac{0.6724}{1-0.6724} = \frac{0.6724}{0.3276} = 2.0525$$

o también:

$$i_{\text{efect.}} = \frac{F-P}{P} = \frac{500,000 - 163,800}{163,800} = 2.0525$$

$$\therefore i_{\text{efectiva}} = 205.25\%$$

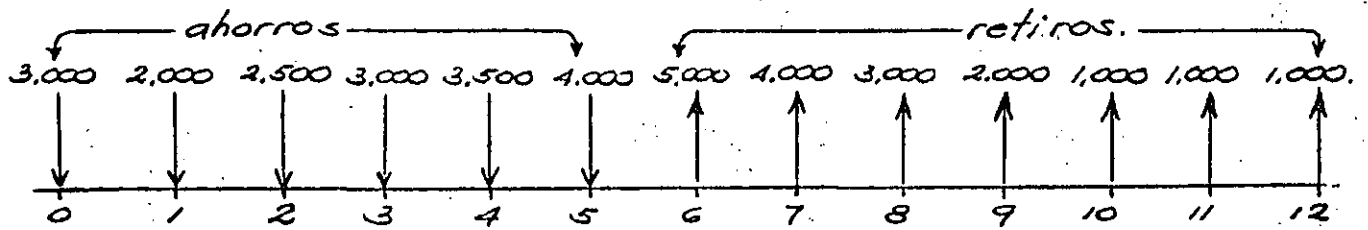
La traducción de la tasa de descuento (d), con que realmente se afecta la operación, a una tasa (i_{efectiva}) equivalente, es solo con el fin de poder comparar la alternativa estudiada, con otras alternativas cuyas tasas de recuperación se expresan normalmente en base anual.

Esta ($i_{\text{efect.}}$) es solo equivalente a cada situación, y esta es la razón por la cual se obtienen diferentes valores de la tasa efectiva equivalente, a partir del comportamiento de una tasa de descuento aplicada realmente en periodos trimestrales, semestrales, anuales, etc...

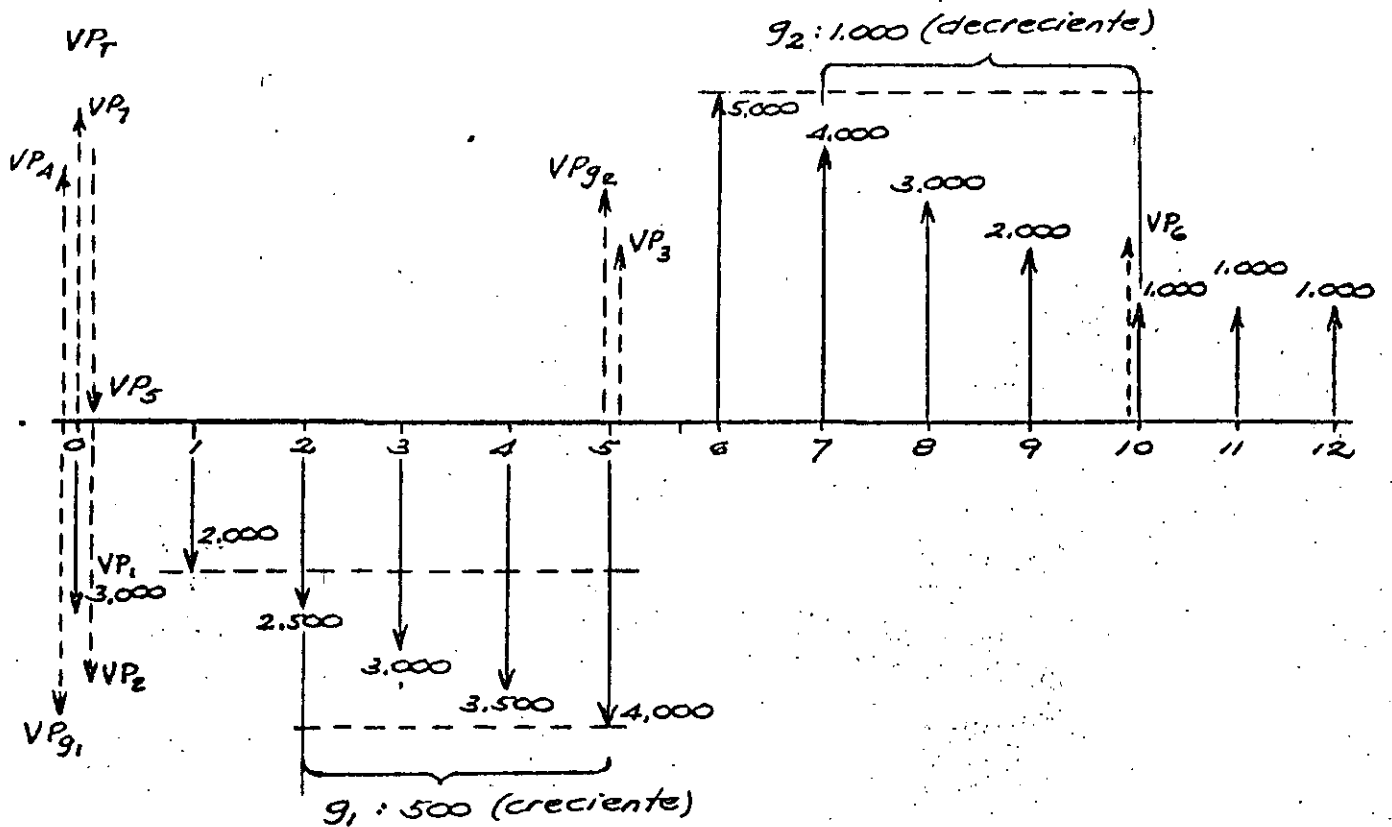
Ejemplo:

Se planea crear un fondo de ahorro, efectuando inversiones durante los primeros 5 años a una tasa del 40% y retiros graduales a partir del año 6 y hasta el año 12, todo de acuerdo al proceso indicado en el diagrama de flujo que a continuación se detalla.

Se quiere calcular: el Valor Presente, el Valor Futuro y el importe de los pagos de una serie uniforme equivalente a la secuela de ahorros y retiros anterior.



Representemos en una forma gráfica más objetiva, tanto la secuela de ahorros y retiros, como la posición de los Valores Presentes parciales que se pueden obtener con la subdivisión del flujo de efectivo:



$$VP_1 = 3,000. \quad \checkmark$$

VP_2 : correspondiente a una serie unif. de ahorros de: \$2,000.

$$VP_2 = 2,000 \cdot (P/A, 20\%, 5) = \$5,981. \quad \checkmark$$

VP_3 : serie de ahorros con gradiente de incremento aritmético ($g_1 = \$500.$)

$$VP_3 = 500 (P/g, 20, 5) = 500 \times 4.906 = \$2,453. \quad \checkmark$$

VP_4 : Valor Presente (ubicado en el año 5) correspondiente a una serie uniforme de retiros por: 5,000.

$$VP_4 = 5,000 \cdot (P/A, 20, 5) = \$14,953.$$

VP_5 : Traslado de VP_4 a 0 :

$$VP_5 = 14,953 \cdot (P/F, 20, 5) = \$6,009. \quad \checkmark$$

VP_6 : Valor Presente (ubicado en el año 5) correspondiente a una serie con gradiente de decremento aritmético ($g_2 = 1,000$)

$$VP_6 = 1,000 (P/g, 20, 5) = 1,000 \times 4.906 = \$4,906.$$

VP_7 : Traslado de VP_6 a 0 :

$$VP_7 = 4,906 \cdot (P/F, 20, 5) = \$1,972. \quad \checkmark$$

VP_8 : Valor Presente (ubicado en el año 10) de serie unif. de: 1,000

$$VP_8 = 1,000 \cdot (P/A, 20, 2) = \$1,528.$$

VP_9 : Traslado de VP_8 a 0 :

$$VP_9 = 1,528 (P/F, 20, 10) = \$247. \quad \checkmark$$

Determinemos el VP_{TOTAL} dando signo (+) a los depósitos y (-) a los retiros:

$$VP_{TOTAL} = VP_1 + VP_2 + VP_3 - (VP_4 - VP_5) - VP_7$$

$$VP_{TOTAL} = 3,000 + 5,981 + 2,453 - (6,009 - 1,972) - 247 = \$7,150.$$

El que el valor de VP_{TOTAL} haya resultado (+) significa que los ahorros depositados, superan a los retiros.

El valor (A) de los pagos de una serie uniforme equivalente, será:

$$A = 7,150 \cdot (A/p, 20, 12) = \$1,611.$$

lo cual significa que toda la secuela de ahorros y retiros equivale a una serie de ahorros de \$1,611. depositados al final de cada año, durante 12 años.

La cantidad (F) acumulada al final de los 12 años será:

$$F = 7,150 (F/p, 20, 12) = \$63,750.$$

que constituye el remanente de la serie de ahorros y retiros.

LA AMORTIZACION DEL CAPITAL Y EL PAGO DE INTERESES

Para el caso de una serie uniforme de pagos (A) aplicados a la recuperación de un capital (P) invertido a una tasa (i) y a (n) periodos y para el cual se desarrolló el factor: $(P/F, i, n)$, hemos visto que el importe constante de cada uno de los pagos (A), se aplica tanto al pago de intereses como a la amortización en sí del capital invertido, siendo mayor lo que se abona a intereses en un pago cualquiera (k ésimo) que lo que se abona por el mismo concepto en el pago subsecuente ($k+1$ ésimo); contrariamente a lo que sucede con la cantidad aplicada a la amortización del capital, la cual va siendo creciente en cada pago, a lo largo de la serie de pagos (A).

Se podría demostrar que:

E_k : cantidad abonada a capital en el pago k ésimo.

$$E_k = A (P/F, i, n-k+1)$$

I_k : cantidad abonada a intereses en el pago k ésimo.

$$I_k = A - E_k = A [1 - (P/F, i, n-k+1)]$$

Refiriéndonos al ejemplo en el que se siguió paso a paso el proceso de recuperación de un capital de $A = \$5,000$ invertido a una tasa de 10% durante 5 años, la aplicación de los modelos anteriores, daría los resultados numéricos siguientes, que coinciden con los obtenidos directamente.

$$E_1 = \$1,319. (P/F, 10\%, 5) = \underbrace{\$819}_{5-1+1} \quad I_1 = 1,319. - 819. = \$500.$$

$$E_2 = \$1,319. (P/F, 10\%, 4) = \$901. \quad I_2 = 1,319. - 901. = \$418.$$

$$E_3 = \$1,319. (P/F, 10\%, 3) = \$991. \quad I_3 = 1,319. - 991. = \$328.$$

$$E_4 = \$1,319. (P/F, 10\%, 2) = \$1,090. \quad I_4 = 1,319. - 1,090. = \$229.$$

$$E_5 = \$1,319. (P/F, 10\%, 1) = \$1,199. \quad I_5 = 1,319. - 1,199. = \$120.$$

Ejercicio:

Un individuo compra un terreno de \$18,800. y tiene que hacer un pago inicial de \$3,760. El saldo: \$15,040. deberá pagarlo durante 8 años a una tasa de 10% computada mensualmente.

Las mensualidades serán de:

$$A = P(A/P, i, n) = 15,040 \left(A/P, 0.034, 96 \right) = \$228.22$$

$10/12 \rightarrow 8 \times 12$

El comprador, después de realizar sus pagos durante 2 años, quiere saber cuanto ha capitalizado a esa fecha:

El capital aun no pagado puede determinarse actualizando el valor de los 72 pagos mensuales aun faltantes; con una tasa de 10/12%:

$$VP = \$228.22 \cdot (P/A, 10/12\%, 72) = \$12,319.$$

por tanto, el capital ya pagado por el comprador a esa fecha, es de:

$$\$15,040 - 12,319 = \$2,721.$$

y su inversión total ya cubierta en el terreno, es de:

$$2,721 + 3,760 = \$6,481.$$

Debe hacerse notar, que del total de pagos que el comprador ha realizado a esa fecha, y que importan:

$$24 \times \$228.22 = \$5,477.28$$

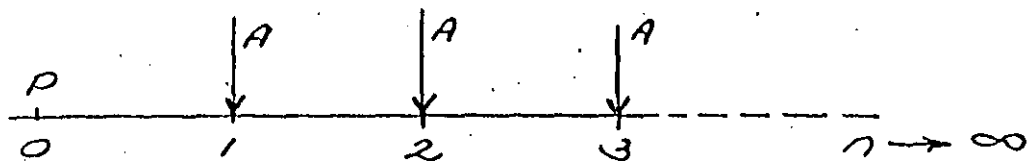
solo \$2,721. han sido aplicados a amortización de capital y habiéndose aplicado los \$2,756.28 restantes, al pago de intereses.

Se podría demostrar que aproximadamente, a los 4 años 9 meses, se habrá amortizado del orden de un 50% del capital adeudado.

SERIES PERPETUAS DE PAGOS UNIFORMES Y EL VALOR CAPITALIZADO

Una serie de pagos uniformes que se prolongue indefinidamente, constituye una serie "a perpetuidad".

Es poco frecuente encontrar una serie de este tipo; sin embargo, cuando una inversión se estime tendrá una vida del orden de 50 años, o más, puede ser tratada para efectos prácticos, como una serie infinita.



dado que:

$$A = P \cdot \underbrace{(A/P, i, n)}_{\rightarrow i \text{ cuando } n \rightarrow \infty}$$

$$\therefore \boxed{A = P \cdot i}$$

$$P = A \cdot \underbrace{(P/A, i, n)}_{\rightarrow 1/i \text{ cuando } n \rightarrow \infty}$$

$$\therefore \boxed{P = A/i}$$

Este valor presente (P) constituye el: "valor capitalizado" de una serie de pagos uniformes que se prolongan indefinidamente.

Ejemplo:

¿Qué importe mensual puede retirarse indefinidamente de una cuenta en la que se han invertido \$4'000.000, a una tasa efectiva de 45% neta anual? (después de impuestos)

Analicemos primero cuál es la tasa real mensual correspondiente a una tasa efectiva de 45%:

$$\begin{aligned} i-12 \text{ spcaf} - 1 &= (1+i)^{12} - 1 = 0.45 \\ (1+i)^{12} &= 1.45 \\ 1+i &= (1.45)^{1/12} \\ i &= 1.03145 - 1 \\ i &= 0.03145 \\ i &= 3.145\% \end{aligned}$$

otra forma:

$$\begin{aligned} i &= \sqrt[12]{F/P} - 1 \\ i &= \sqrt[12]{1.45} - 1 \\ i &= 1.03145 - 1 \\ i &= 0.03145 = 3.145\% \end{aligned}$$

[explicación: necesitamos calcular la tasa real mensual ya que ese es el periodo en el que se harán los retiros de capital, los cuales desde ese momento no generarán más intereses. Ahora bien, la tasa real mensual no es simplemente: $45/12 = 3.75\%$, ya que esta tasa mensual, origina una tasa efectiva de:

$$3.75-12 \text{ spcaf} - 1 = 55.55\%$$

y no del 45% efectivo neto que efectivamente se recibe]

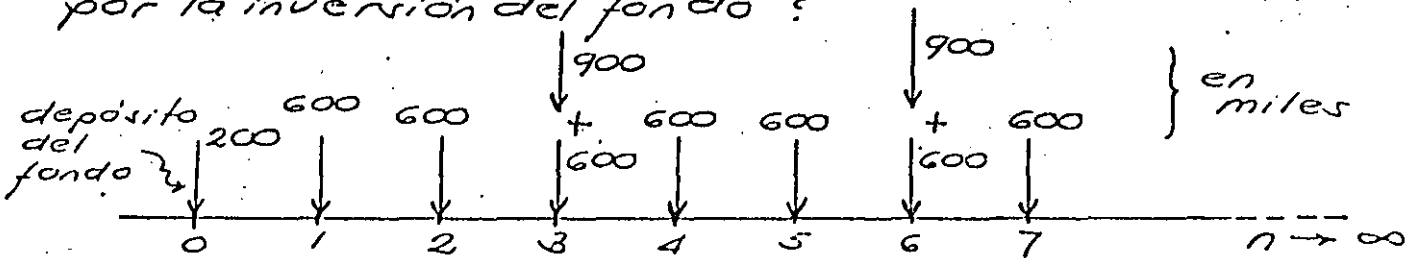
Regresando al problema, el retiro que mensualmente puede hacerse indefinidamente es:

$$\begin{aligned} A &= P \cdot i \\ A &= \$4'000,000 \times 0.03145 \\ A &= \$125,800 / \text{mensuales} \end{aligned}$$

Ejercicio:

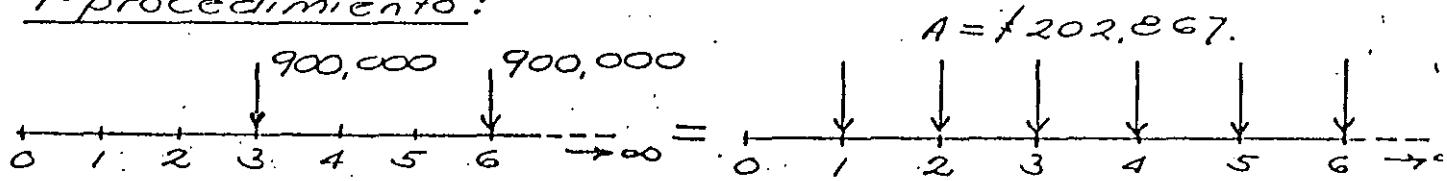
Una Institución Filantrópica, decide instituir un premio anual de: \$ 600,000 más otro de \$ 900,000 trianual. Se estima que los gastos iniciales de constitución serán de: \$ 200,000.

¿Cuál es el fondo que debe depositar inicialmente la Institución o "Valor capitalizado" de la corriente de egresos que implican los premios, si se quiere garantizar la vigencia de los mismos indefinidamente, contando con poder recibir un interés de 42% anual por la inversión del fondo?



Calculemos primero, la parte del fondo que requiere el premio trianual:

1º procedimiento:



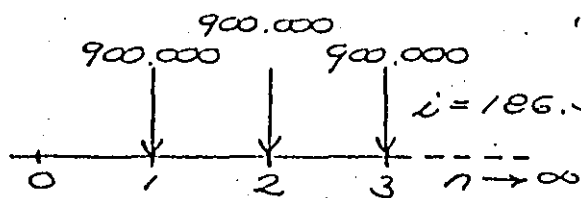
$$A = 900,000 \cdot (A/F, 42\%, 3) = \$ 202,867.$$

$$p = \frac{A}{i} = \frac{202,867}{0.42} = 483,017$$

2º procedimiento:

Convertamos cada 3 periodos en uno solo, con una tasa de interés correspondiente:

$$42\% \cdot 3 \text{ spcaf} - 1 = 1.8633 = 186.33\%$$



$$\therefore p = \frac{A}{i} = \frac{900,000}{1.8633}$$

$$p = \$ 483,017.$$

Calculemos el importe total del fondo:

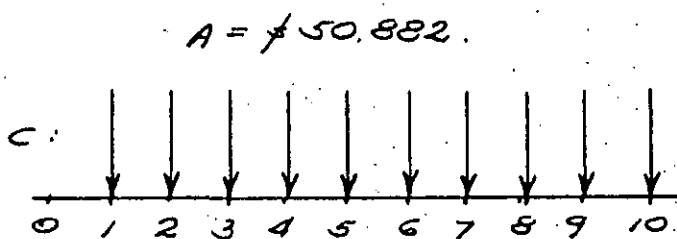
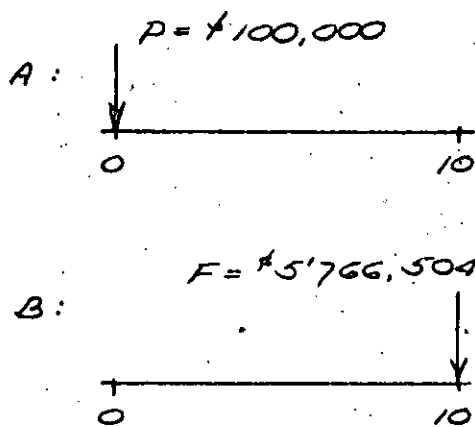
$$p = \underbrace{\$ 200,000}_{\text{gastos constitución}} + \underbrace{\$ 483,017}_{\text{premio trianual}} + \underbrace{\frac{\$ 600,000}{0.42}}_{\text{premio anual}} = \$ 2,117,528$$

SIGNIFICADO DEL CONCEPTO: Equivalencia entre Alternativas.

Supongamos que en un momento dado, al querer comprar un artículo, se nos presentan las siguientes alternativas para su pago:

- A) Pagar \$ 100,000. ahora
- B) Pagar \$ 5'766,504. dentro de 10 años
- C) Pagar \$ 50,882. al final de cada año, durante los próximos 10 años.

Estas alternativas se representarían en una escala de tiempos, de la siguiente manera:



Lo primero que se nos ocurriría para comparar las alternativas, - sería expresar los diferentes flujos de efectivos en una sola cantidad equivalente ubicada en un mismo punto de la escala de tiempos, es decir, en un mismo momento físico, dado que ahora las cantidades que constituyen las distintas formas de pago, están expresadas en distintos puntos del tiempo y por tanto no son comparables debido al principio del "valor del dinero con el tiempo".

Supongamos que decidimos expresar los pagos de cada alternativa - mediante una única cantidad equivalente, ubicada en el momento ce ro, o lo que es lo mismo, vamos a Actualizar o encontrar el Valor Presente del flujo de pagos de cada alternativa; y para lo cual - fijamos como la tasa de interés del dinero, nuestra tasa mínima - atractiva de recuperación. Supongamos que en el momento actual en que debemos tomar la decisión, dicha tasa la estimamos en un 50% anual, en estas condiciones, tenemos:

- Valor Presente de la alternativa (A):

$$VP_A = \$ 100,000.$$
- Valor Presente de la alternativa (B):

$$VP_B = \$ 5'766,504. (P/F, 50\%, 10)$$

$$= \$ 5'766,504. \times 0.017342 = \$ 100,000.$$
- Valor presente de la alternativa (C):

$$VP_C = \$ 50,882. (P/A, 50\%, 10)$$

$$= \$ 50,882. \times 1.9700 = \$ 100,000.$$

Nos encontramos ahora, con que expresados en un mismo punto del tiempo, específicamente en el punto cero, las 3 alternativas equivalen a \$ 100,000. bajo la tasa mínima atractiva de recuperación de 50%:

Dada esta situación decimos que las 3 alternativas son "equivalentes", lo cual evidentemente no significa que las 3 alternativas sean iguales, sino que solo sus valores en el tiempo son iguales, y esto, a una tasa de interés del 50%.

Nos preguntamos ahora, ¿cuál es en estas circunstancias el criterio para decidir entre una u otra de las alternativas? Sabemos que varios factores del tipo no-monetario pudiesen ser determinantes para la selección de una alternativa; así por ejemplo, si no tenemos la liquidez suficiente para pagar \$ 100,000. ahora, esto es determinante al menos, para rechazar la alternativa (A) y --- aceptar alguna de las otras alternativas mediante las cuales se difiere el pago de la deuda. Otros argumentos de este tipo, pudiesen ser, riesgo, necesidad de emplear los fondos disponibles en otros fines, imagen ante el acreedor, situación general de los negocios, etc... Pero haciendo abstracción por un momento de los argumentos de tipo no-monetario, (sin que esto implique ni negar su importancia ni dejar de reconocer que en determinadas circunstancias pudiesen ser determinantes), no preguntamos si: ¿no hay otro argumento económico que nos ayude a decidir sobre una de las 3 alternativas?, ¿nos es indiferente cual de las alternativas se seleccione?.

=====

Antes de tratar de responder en forma directa las preguntas anteriores, analicemos primero dos situaciones alternas.

Supongamos primero, que en lugar de la tasa de 50%, hubiésemos estimado como t.i.m.a.r en el momento de la decisión, una tasa del 75%. Al actualizar las corrientes de egresos y determinar el Valor Presente de cada alternativa, se tendrá:

- Valor Presente de la alternativa (A): $VP_A = \$ 100,000.$
- Valor Presente de la alternativa (B): $VP_B = \$ 5'766,504. (P/F, 75\%, 10) = \$ 21,406.$
- Valor Presente de la alternativa (C): $VP_C = \$ 50,882 (P/A, 75\%, 10) = \$ 67,591.$

Observamos que en estas nuevas condiciones, la alternativa (B) -- Tiene el menor costo equivalente por lo que ahora constituye la alternativa a seleccionar, ya que en términos prácticos, significa que nos convendrá mucho más diferir el pago de la deuda por 10 -- años y pagar al final \$ 5'766,504 e invertir durante el mismo período los \$ 100,000 a una tasa del 75% con lo que obtendríamos -- una cantidad mucho mayor.

Enfoquémoslo desde otro punto de vista: No seleccionamos (A) sobre (B), puesto que este significaría gastar (→ invertir) ahora \$ 100,000 y evitar tener que pagar (→ ahorrar → recibir) -- \$ 5'766,504. dentro de 10 años, pero visualizada como si fuese -- una "inversión", esta no nos es atractiva, pues la tasa de recuperación que ofrece, es tan solo del 50% que resulta inferior al -- límite establecido por la tasa estimada como mínima atractiva de recuperación, que ahora es del 75%, por lo que la alternativa (A) debe ser rechazada.

Si ahora nuestro acreedor nos solicitase el que la deuda fuese pagada ahora, esto solo nos sería atractivo, si el mismo aceptase -- recibir \$ 21,406. ahora en lugar de los \$ 100,000.

Un razonamiento similar podría aplicarse a la comparación de la -- alternativa (C) con respecto a la alternativa (B).

=====

Supongamos ahora, que en lugar de la tasa de 50% estimásemos como t.i.m.a.r en el momento de la decisión, una tasa del 40%. Al actua

lizar las corrientes de egresos y determinar el Valor Presente de las alternativas, se obtendría:

- Valor Presente de la alternativa (A):
 $VP_A = \$ 100,000.$
- Valor Presente de la alternativa (B):
 $VP_B = \$ 5'766,504. (P/F, 40\%, 10) = \$ 199,357.$
- Valor Presente de la alternativa (C):
 $VP_C = \$ 50,882. (P/A, 40\%, 10) = \$ 122,807.$

La alternativa (A) presenta en estas condiciones, el menor costo equivalente, por lo que constituye la alternativa preferible.

(No pagar los \$ 100,000. ahora e invertirlos a una tasa del 40% a 10 años, no nos daría la cantidad suficiente para pagar la deuda de \$ 5'766,504. dentro de 10 años).

=====

Teniendo como antecedente los resultados de las dos situaciones anteriores, regresemos a la disyuntiva planteada inicialmente por la "equivalencia" entre las alternativas (A), (B) y (C), al haber estimado como t.i.m.a.r. una tasa de 50% en el momento de la compra del artículo.

Analizando más a fondo las diferencias entre las alternativas (A) y (B), observamos que:

Seleccionar (A) sobre (B), significaría gastar \$ 100,000. ahora, con lo cual se evitaría (→ se ahorraría) gastar \$ 5'766,504. dentro de 10 años.

Visto como si fuese una inversión:

Elegir (A), equivale a pagar (→ invertir) ahora \$ 100,000, y no tener que pagar (→ ahorrar → recibir) \$ 5'766,504. dentro de 10 años.

¿Nos conviene esta inversión propuesta?, ¿cuál sería la tasa de recuperación de esta inversión?, calculémosla:

$$\$ 100,000. (F/P, i \%, 10) = \$ 5'766,504.$$

despejando:

$$(F/P, i \%, 10) = \$ 57,665.$$

entando en las tablas, se obtiene que el valor de (i) necesario para que el factor (F/P) adquiera el valor 57.665 es: $i = 50\%$.

Ahora bien, dado que este valor es igual al de la tasa estipulada como mínima atractiva de recuperación, concluimos que la inversión propuesta, representada por la alternativa (A), debe ser aceptada, por lo que podemos decir que la alternativa (A), es preferible a la alternativa (B), lo cual se expresa:

$$A > B$$

Recordemos que por definición, la tasa mínima atractiva de recuperación es aquella tasa mínima ante la cual responderíamos " si " a cualquier propuesta de inversión que la asegurase. Por otro lado, al definir el concepto de tasa mínima atractiva de recuperación, dejamos establecido el que una vez fijada esta, cualquier alternativa que ofrezca una tasa igual o superior a ella, debe ser aceptada y cualquiera que brinde una tasa menor debe ser rechazada; y dado que, en el ejemplo anterior se estimó que la tasa mínima era del 50%, y al analizar la alternativa (A) (enfocada como inversión) sobre la alternativa (B), se determinó que ofrecía una tasa de recuperación igual a dicha tasa mínima del 50%, concluimos que debe aceptarse la inversión propuesta por (A) al ser comparada con la alternativa (B).

De la misma manera, al comparar las alternativas (B) y (C), observamos que:

Seleccionar (C) sobre (B), significa gastar \$ 50,882. al año, durante 10 años para evitar (ahorrar) pagar \$ 5'766,504. al final de esos mismos 10 años, Visto de otra forma: equivale a invertir \$ 50,882. al final de cada año, y recibir (no tener que pagar) \$ 5'766,504. al final de los 10 años. Para calcular la tasa de recuperación que la alternativa (C) ofrece, enfocada como si fuese una inversión cuya recuperación está representada por (B), procederíamos:

$$\$ 50,882. (F/A, i \%, 10) = \$ 5'766,504.$$

despejado: $(F/A, 1 \%, 10) = \$ 113.33$

de las tablas obtenemos: $i = 50 \%$

y siendo esta tasa igual a la tasa mínima de recuperación establecida, siguiendo un razonamiento similar al anterior, concluimos -- que la alternativa (C) es preferible a la (B), lo que se expresa:

$$C > B$$

Por último, al hacer la comparación entre (A) y (C) observamos que: Seleccionar (A) sobre (C) significa gastar \$ 100.000 ahora y evitar (ahorrar) pagar \$ 50.882 durante los próximos años, lo cual - visto en otra forma, equivale a invertir (pagar) ahora \$ 100,000 y recibir (no tener que pagar) \$ 50.882 al final de cada año, durante los próximos 10 años. La tasa de recuperación que la alternativa (A) ofrece, enfocada como si fuese una inversión cuya recuperación está representada por (C), sería:

$$100,000 (A/P, i\%, 10) = 50.882$$

$$\text{despejando:} \quad (A/P, i\%, 10) = 0.50882$$

$$\text{de las tablas obtenemos:} \quad i = 50\%$$

y siendo esta tasa igual a la tasa mínima de recuperación establecida, mediante un razonamiento análogo al anterior, concluimos que la alternativa (A) es preferible a la alternativa (C), lo cual se expresa:

$$A > C$$

Por las tres comparaciones sucesivas anteriores, concluimos finalmente que de entre las alternativas (A) , (B) y (C) propuestas, -- debemos optar por la alternativa (A).

Todo lo anterior demuestra que aún siendo "equivalentes" ciertas alternativas propuestas, no son en sí, iguales, sino que solo están ligadas por su valor a través del tiempo y que el hecho de elegir entre ellas, no cae al terreno de la indiferencia, sino que basados en principios y conceptos básicos definidos anteriormente, y sin tomar en consideración otros factores de tipo no-monetario que pudiesen influir, podemos aun en estos casos establecer criterios de juicio que nos permiten seleccionar económicamente alguna de -- ellas.

Hay que hacer notar que las 3 alternativas anteriores se refieren

a distintas formas de pago , y el hecho de enfocar cada una de ellas, como inversiones cuya recuperación es " el no tener que pagar " en alguna de las otras formas, no constituye sino un mero artificio que en nada altera la concepción real del problema y que en cambio, si nos auxilia en el análisis económico de la situación para efectos de seleccionar la alternativa que resulte más económica.

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, i, N)	(P/F, i, N)	(A/P, i, N)	(P/A, i, N)	(A/F, i, N)	(F/A, i, N)		
1	1.0040	.99503	1.0051	.9949	1.0001	.9998	.0000	1
2	1.0100	.99008	.50385	1.9847	.49885	2.0046	.4613	2
3	1.0150	.98515	.33674	2.9696	.33174	3.0143	.9537	3
4	1.0201	.98025	.25318	3.9497	.24818	4.0292	1.4531	4
5	1.0252	.97538	.20305	4.9248	.19805	5.0491	1.9462	5
6	1.0303	.97052	.16963	5.8951	.16463	6.0741	2.4413	6
7	1.0355	.96570	.14576	6.8606	.14076	7.1043	2.9364	7
8	1.0407	.96089	.12786	7.8213	.12286	8.1396	3.4304	8
9	1.0459	.95611	.11393	8.7772	.10893	9.1800	3.9231	9
10	1.0511	.95136	.10279	9.7282	.09779	10.225	4.4140	10
11	1.0563	.94663	.09368	10.674	.08868	11.276	4.9063	11
12	1.0616	.94192	.08609	11.616	.08109	12.332	5.3959	12
13	1.0669	.93723	.07966	12.553	.07466	13.394	5.8857	13
14	1.0723	.93257	.07415	13.485	.06915	14.460	6.3752	14
15	1.0776	.92793	.06938	14.413	.06438	15.532	6.8614	15
16	1.0830	.92332	.06520	15.336	.06020	16.610	7.3489	16
17	1.0884	.91872	.06152	16.255	.05652	17.693	7.8351	17
18	1.0939	.91415	.05824	17.168	.05324	18.781	8.3198	18
19	1.0993	.90961	.05531	18.078	.05031	19.874	8.8046	19
20	1.1048	.90508	.05268	18.983	.04768	20.974	9.2892	20
21	1.1103	.90058	.05029	19.883	.04529	22.078	9.7715	21
22	1.1159	.89610	.04812	20.779	.04312	23.183	10.253	22
23	1.1215	.89164	.04614	21.671	.04114	24.304	10.735	23
24	1.1271	.88721	.04433	22.558	.03933	25.425	11.216	24
25	1.1327	.88280	.04266	23.440	.03766	26.552	11.695	25
26	1.1384	.87841	.04112	24.318	.03612	27.685	12.173	26
27	1.1441	.87404	.03969	25.192	.03469	28.823	12.652	27
28	1.1498	.86969	.03837	26.062	.03337	29.967	13.129	28
29	1.1555	.86536	.03714	26.927	.03214	31.116	13.605	29
30	1.1613	.86106	.03599	27.788	.03099	32.272	14.081	30
31	1.1671	.85678	.03491	28.644	.02991	33.433	14.555	31
32	1.1730	.85251	.03390	29.497	.02890	34.600	15.029	32
33	1.1788	.84827	.03295	30.346	.02795	35.772	15.501	33
34	1.1847	.84405	.03206	31.189	.02706	36.951	15.974	34
35	1.1906	.83986	.03122	32.028	.02622	38.135	16.446	35
40	1.2207	.81918	.02765	36.164	.02265	44.147	18.790	40
45	1.2515	.79901	.02488	40.198	.01988	50.311	21.113	45
50	1.2831	.77933	.02266	44.133	.01766	56.630	23.416	50
55	1.3155	.76014	.02085	47.971	.01585	63.109	25.699	55
60	1.3487	.74142	.01934	51.715	.01434	69.751	27.960	60
65	1.3828	.72317	.01806	55.366	.01306	76.561	30.201	65
70	1.4177	.70536	.01697	58.928	.01197	83.543	32.422	70
75	1.4535	.68799	.01603	62.401	.01103	90.701	34.622	75
80	1.4902	.67105	.01520	65.790	.01020	98.040	36.802	80
85	1.5278	.65453	.01447	69.094	.00947	105.56	38.961	85
90	1.5663	.63841	.01383	72.318	.00883	113.27	41.099	90
95	1.6059	.62269	.01325	75.462	.00825	121.18	43.218	95
100	1.6464	.60736	.01273	78.528	.00773	129.29	45.316	100

% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIT OHM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	$(F/P, i, N)$	$(P/F, i, N)$	$(A/P, i, N)$	$(P/A, i, N)$	$(A/F, i, N)$	$(F/A, i, N)$		
1	1.0050	.99503	1.0051	.9949	1.0001	.9998	0000	1
2	1.0100	.99008	.50385	1.9847	.49885	2.0046	.4613	2
3	1.0150	.98515	.33674	2.9696	.33174	3.0143	.9537	3
4	1.0201	.98025	.25318	3.9497	.24818	4.0292	1.4531	4
5	1.0252	.97538	.20305	4.9248	.19805	5.0491	1.9462	5
6	1.0303	.97052	.16963	5.8951	.16463	6.0741	2.4413	6
7	1.0355	.96570	.14576	6.8606	.14076	7.1043	2.9364	7
8	1.0407	.96089	.12786	7.8213	.12286	8.1396	3.4304	8
9	1.0459	.95611	.11393	8.7772	.10893	9.1800	3.9231	9
10	1.0511	.95136	.10279	9.7282	.09779	10.225	4.4140	10
11	1.0563	.94663	.09368	10.674	.08868	11.276	4.9063	11
12	1.0616	.94192	.08609	11.616	.08109	12.332	5.3959	12
13	1.0669	.93723	.07966	12.553	.07466	13.394	5.8857	13
14	1.0723	.93257	.07415	13.485	.06915	14.460	6.3752	14
15	1.0776	.92793	.06938	14.413	.06438	15.532	6.8614	15
16	1.0830	.92332	.06520	15.336	.06020	16.610	7.3489	16
17	1.0884	.91872	.06152	16.255	.05652	17.693	7.8351	17
18	1.0939	.91415	.05824	17.168	.05324	18.781	8.3198	18
19	1.0993	.90961	.05531	18.078	.05031	19.874	8.8046	19
20	1.1048	.90508	.05268	18.983	.04768	20.974	9.2892	20
21	1.1103	.90058	.05029	19.883	.04529	22.078	9.7715	21
22	1.1159	.89610	.04812	20.779	.04312	23.183	10.253	22
23	1.1215	.89164	.04614	21.671	.04114	24.304	10.735	23
24	1.1271	.88721	.04433	22.558	.03933	25.425	11.216	24
25	1.1327	.88280	.04266	23.440	.03766	26.552	11.695	25
26	1.1384	.87841	.04112	24.318	.03612	27.685	12.173	26
27	1.1441	.87404	.03969	25.192	.03469	28.823	12.652	27
28	1.1498	.86969	.03837	26.062	.03337	29.967	13.129	28
29	1.1555	.86536	.03714	26.927	.03214	31.116	13.605	29
30	1.1613	.86106	.03599	27.788	.03099	32.272	14.081	30
31	1.1671	.85678	.03491	28.644	.02991	33.433	14.555	31
32	1.1730	.85251	.03390	29.497	.02890	34.600	15.029	32
33	1.1788	.84827	.03295	30.345	.02795	35.772	15.501	33
34	1.1847	.84405	.03206	31.189	.02706	36.951	15.974	34
35	1.1906	.83986	.03122	32.028	.02622	38.135	16.446	35
40	1.2207	.81918	.02765	36.164	.02265	44.147	18.790	40
45	1.2515	.79901	.02488	40.198	.01988	50.311	21.113	45
50	1.2831	.77933	.02266	44.133	.01766	56.630	23.416	50
55	1.3155	.76014	.02085	47.971	.01585	63.109	25.699	55
60	1.3487	.74142	.01934	51.715	.01434	69.751	27.960	60
65	1.3828	.72317	.01806	55.366	.01306	76.561	30.201	65
70	1.4177	.70536	.01697	58.928	.01197	83.543	32.422	70
75	1.4535	.68799	.01603	62.401	.01103	90.701	34.622	75
80	1.4902	.67105	.01520	65.790	.01020	98.040	36.802	80
85	1.5278	.65453	.01447	69.094	.00947	105.56	38.961	85
90	1.5663	.63841	.01383	72.318	.00883	113.27	41.099	90
95	1.6059	.62269	.01325	75.462	.00825	121.18	43.218	95
100	1.6464	.60736	.01273	78.528	.00773	129.29	45.316	100

1% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 1, N)	(P/F, 1, N)	(A/P, 1, N)	(P/A, 1, N)	(A/F, 1, N)	(F/A, 1, N)		
1	1.0100	.99010	1.0100	.9900	1.0000	.9999	.0000	1
2	1.0201	.98030	.50757	1.9701	.49757	2.0097	.4804	2
3	1.0303	.97059	.34006	2.9406	.33006	3.0297	.9813	3
4	1.0406	.96099	.25631	3.9014	.24631	4.0598	1.4751	4
5	1.0510	.95147	.20606	4.8528	.19607	5.1003	1.9675	5
6	1.0615	.94205	.17257	5.7947	.16287	6.1512	2.4681	6
7	1.0721	.93273	.14865	6.7273	.13865	7.2125	2.9469	7
8	1.0828	.92349	.13071	7.6507	.12071	8.2845	3.4349	8
9	1.0936	.91435	.11675	8.5649	.10675	9.3672	3.9209	9
10	1.1046	.90530	.10560	9.4701	.09560	10.460	4.4047	10
11	1.1156	.89634	.09647	10.366	.08647	11.565	4.8872	11
12	1.1268	.88746	.08886	11.253	.07886	12.680	5.3682	12
13	1.1380	.87868	.08242	12.132	.07242	13.807	5.8476	13
14	1.1494	.86998	.07691	13.002	.06691	14.945	6.3253	14
15	1.1609	.86137	.07213	13.863	.06213	16.094	6.8010	15
16	1.1725	.85284	.06795	14.716	.05795	17.255	7.2754	16
17	1.1842	.84440	.06427	15.560	.05427	18.427	7.7483	17
18	1.1961	.83604	.06099	16.396	.05099	19.611	8.2192	18
19	1.2080	.82776	.05806	17.223	.04806	20.807	8.6883	19
20	1.2201	.81957	.05542	18.043	.04542	22.015	9.1560	20
21	1.2323	.81145	.05304	18.854	.04304	23.235	9.6222	21
22	1.2446	.80342	.05087	19.658	.04087	24.467	10.086	22
23	1.2571	.79547	.04889	20.453	.03889	25.712	10.549	23
24	1.2696	.78759	.04708	21.240	.03708	26.969	11.010	24
25	1.2823	.77979	.04541	22.020	.03541	28.238	11.469	25
26	1.2952	.77207	.04387	22.792	.03387	29.521	11.927	26
27	1.3081	.76443	.04245	23.556	.03245	30.816	12.383	27
28	1.3212	.75686	.04113	24.313	.03113	32.124	12.838	28
29	1.3344	.74937	.03990	25.062	.02990	33.445	13.291	29
30	1.3478	.74195	.03875	25.804	.02875	34.779	13.742	30
31	1.3612	.73461	.03768	26.539	.02768	36.127	14.191	31
32	1.3748	.72733	.03667	27.266	.02667	37.488	14.640	32
33	1.3886	.72013	.03573	27.986	.02573	38.863	15.086	33
34	1.4025	.71301	.03484	28.699	.02484	40.251	15.531	34
35	1.4165	.70595	.03401	29.405	.02401	41.653	15.973	35
40	1.4887	.67169	.03046	32.831	.02046	48.878	18.164	40
45	1.5647	.63909	.02771	36.090	.01771	56.471	20.314	45
50	1.6445	.60808	.02552	39.192	.01552	64.452	22.423	50
55	1.7284	.57857	.02373	42.142	.01373	72.839	24.491	55
60	1.8165	.55049	.02225	44.950	.01225	81.655	26.520	60
65	1.9092	.52378	.02100	47.622	.01100	90.920	28.508	65
70	2.0065	.49836	.01993	50.163	.00993	100.65	30.457	70
75	2.1089	.47418	.01902	52.582	.00902	110.89	32.366	75
80	2.2164	.45117	.01822	54.883	.00822	121.64	34.236	80
85	2.3295	.42927	.01752	57.072	.00752	132.95	36.067	85
90	2.4483	.40844	.01690	59.156	.00690	144.83	37.859	90
95	2.5732	.38862	.01636	61.138	.00636	157.32	39.614	95
100	2.7044	.36976	.01587	63.024	.00587	170.44	41.330	100

1½% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor (A/G, 1½, N)	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 1½, N)	(P/F, 1½, N)	(A/P, 1½, N)	(P/A, 1½, N)	(A/F, 1½, N)	(F/A, 1½, N)		
1	1.0150	.98522	1.0150	.9852	1.0000	1.0000	.0000	1
2	1.0302	.97066	.51131	1.9557	.49631	2.0148	.4917	2
3	1.0456	.95632	.34340	2.9120	.32840	3.0450	.9857	3
4	1.0613	.94219	.26946	3.8540	.24446	4.0905	1.4760	4
5	1.0772	.92827	.20910	4.7823	.19410	5.1518	1.9653	5
6	1.0934	.91455	.17554	5.6967	.16054	6.2290	2.4511	6
7	1.1098	.90103	.15157	6.5977	.13657	7.3223	2.9351	7
8	1.1264	.88772	.13359	7.4853	.11859	8.4320	3.4161	8
9	1.1433	.87460	.11962	8.3598	.10462	9.5585	3.8952	9
10	1.1605	.86168	.10844	9.2214	.09344	10.701	4.3716	10
11	1.1779	.84894	.09930	10.070	.08430	11.862	4.8456	11
12	1.1956	.83640	.09169	10.906	.07669	13.039	5.3169	12
13	1.2135	.82404	.08525	11.730	.07025	14.235	5.7863	13
14	1.2317	.81186	.07973	12.542	.06473	15.448	6.2524	14
15	1.2502	.79987	.07495	13.342	.05995	16.680	6.7165	15
16	1.2689	.78805	.07077	14.130	.05577	17.930	7.1781	16
17	1.2879	.77640	.06708	14.906	.05208	19.199	7.6374	17
18	1.3073	.76493	.06381	15.671	.04881	20.487	8.0939	18
19	1.3269	.75363	.06088	16.424	.04588	21.794	8.5482	19
20	1.3468	.74249	.05825	17.167	.04325	23.121	8.9998	20
21	1.3670	.73152	.05587	17.898	.04087	24.468	9.4493	21
22	1.3875	.72071	.05371	18.619	.03871	25.834	9.8959	22
23	1.4083	.71006	.05173	19.329	.03673	27.222	10.340	23
24	1.4294	.69957	.04993	20.028	.03493	28.630	10.782	24
25	1.4509	.68923	.04827	20.718	.03327	30.059	11.221	25
26	1.4726	.67904	.04674	21.397	.03174	31.510	11.658	26
27	1.4947	.66901	.04532	22.066	.03032	32.983	12.093	27
28	1.5171	.65912	.04400	22.725	.02900	34.477	12.525	28
29	1.5399	.64938	.04278	23.374	.02778	35.994	12.955	29
30	1.5630	.63979	.04164	24.014	.02664	37.534	13.382	30
31	1.5864	.63033	.04058	24.644	.02558	39.097	13.807	31
32	1.6102	.62102	.03958	25.265	.02458	40.683	14.229	32
33	1.6344	.61184	.03864	25.877	.02364	42.293	14.649	33
34	1.6589	.60280	.03776	26.479	.02276	43.928	15.067	34
35	1.6838	.59389	.03694	27.073	.02194	45.586	15.482	35
40	1.8139	.55129	.03343	29.913	.01843	54.261	17.522	40
45	1.9541	.51174	.03072	32.550	.01572	63.006	19.501	45
50	2.1051	.47604	.02857	34.997	.01367	73.673	21.422	50
55	2.2677	.44096	.02683	37.269	.01183	84.518	23.283	55
60	2.4430	.40933	.02539	39.378	.01039	96.201	25.087	60
65	2.6318	.37997	.02419	41.335	.00919	108.78	26.833	65
70	2.8351	.35271	.02317	43.152	.00817	122.34	28.523	70
75	3.0542	.32741	.02230	44.839	.00730	136.95	30.157	75
80	3.2903	.30392	.02155	46.405	.00655	152.68	31.737	80
85	3.5445	.28212	.02089	47.858	.00589	169.63	33.262	85
90	3.8185	.26188	.02032	49.207	.00532	187.89	34.734	90
95	4.1135	.24310	.01982	50.460	.00482	207.57	36.155	95
100	4.4314	.22566	.01937	51.622	.00437	228.76	37.524	100

2% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor (A/G, 2, N)	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 2, N)	(P/F, 2, N)	(A/P, 2, N)	(P/A, 2, N)	(A/F, 2, N)	(F/A, 2, N)		
1	1.0200	.98039	1.0200	.9804	1.0000	1.0000	.0000	1
2	1.0404	.96117	.51507	1.9415	.49507	2.0199	.4934	2
3	1.0612	.94232	.34677	2.8837	.32677	3.0603	.9851	3
4	1.0824	.92385	.26263	3.8075	.24263	4.1214	1.4733	4
5	1.1040	.90573	.21217	4.7132	.19217	5.2030	1.9584	5
6	1.1261	.88798	.17853	5.6012	.15853	6.3078	2.4401	6
7	1.1486	.87056	.15452	6.4717	.13452	7.4339	2.9189	7
8	1.1716	.85350	.13651	7.3252	.11651	8.5826	3.3940	8
9	1.1950	.83676	.12252	8.1619	.10252	9.7541	3.8659	9
10	1.2189	.82039	.11133	8.9822	.09033	10.949	4.3347	10
11	1.2433	.80427	.10218	9.7865	.08218	12.168	4.8001	11
12	1.2682	.78850	.09456	10.574	.07456	13.411	5.2622	12
13	1.2935	.77304	.08812	11.347	.06812	14.679	5.7209	13
14	1.3194	.75788	.08261	12.105	.06261	15.973	6.1764	14
15	1.3458	.74302	.07783	12.848	.05783	17.292	6.6288	15
16	1.3727	.72846	.07365	13.577	.05365	18.638	7.0778	16
17	1.4002	.71417	.06997	14.291	.04997	20.011	7.5236	17
18	1.4282	.70017	.06670	14.991	.04670	21.411	7.9660	18
19	1.4567	.68644	.06378	15.677	.04378	22.839	8.4052	19
20	1.4859	.67298	.06116	16.350	.04116	24.296	8.8412	20
21	1.5156	.65979	.05879	17.010	.03879	25.781	9.2739	21
22	1.5459	.64685	.05663	17.657	.03663	27.297	9.7033	22
23	1.5768	.63417	.05467	18.291	.03467	28.843	10.129	23
24	1.6084	.62173	.05287	18.913	.03287	30.420	10.552	24
25	1.6405	.60954	.05122	19.522	.03122	32.028	10.972	25
26	1.6733	.59759	.04970	20.120	.02970	33.669	11.388	26
27	1.7068	.58588	.04829	20.706	.02829	35.342	11.802	27
28	1.7409	.57439	.04699	21.280	.02699	37.049	12.212	28
29	1.7758	.56313	.04578	21.843	.02578	38.790	12.619	29
30	1.8113	.55208	.04465	22.395	.02465	40.565	13.023	30
31	1.8475	.54126	.04360	22.937	.02360	42.377	13.423	31
32	1.8844	.53065	.04261	23.467	.02261	44.224	13.821	32
33	1.9221	.52024	.04169	23.987	.02169	46.108	14.215	33
34	1.9606	.51004	.04082	24.497	.02082	48.031	14.606	34
35	1.9998	.50004	.04000	24.997	.02000	49.991	14.994	35
40	2.2079	.45291	.03656	27.354	.01656	60.398	16.886	40
45	2.4377	.41021	.03391	29.489	.01391	71.888	18.701	45
50	2.6914	.37154	.03182	31.422	.01182	84.873	20.440	50
55	2.9715	.33652	.03014	33.174	.01014	98.579	22.103	55
60	3.2808	.30480	.02877	34.760	.00877	114.04	23.694	60
65	3.6223	.27607	.02763	36.196	.00763	131.11	25.212	65
70	3.9993	.25004	.02667	37.497	.00667	149.96	26.661	70
75	4.4155	.22647	.02586	38.676	.00586	170.77	28.041	75
80	4.8751	.20512	.02516	39.743	.00516	193.75	29.355	80
85	5.3824	.18579	.02456	40.710	.00456	219.12	30.604	85
90	5.9426	.16827	.02405	41.586	.00405	247.13	31.791	90
95	6.5611	.15241	.02360	42.379	.00360	278.05	32.917	95
100	7.2440	.13804	.02320	43.097	.00320	312.20	33.984	100

2% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 2%, N)	(P/F, 2%, N)	(A/P, 2%, N)	(P/A, 2%, N)	(A/F, 2%, N)	(F/A, 2%, N)		
1	1.0250	.97561	1.0250	.9756	1.0000	1.0000	.0000	1
2	1.0506	.95182	.51884	1.9273	.49384	2.0243	.4930	2
3	1.0768	.92860	.35014	2.8559	.32514	3.0755	.9827	3
4	1.1038	.90595	.26582	3.7618	.24082	4.1524	1.4681	4
5	1.1314	.88386	.21525	4.6457	.19025	5.2562	1.9496	5
6	1.1596	.86230	.18155	5.5079	.15655	6.3875	2.4269	6
7	1.1880	.84127	.15750	6.3492	.13250	7.5472	2.9002	7
8	1.2184	.82075	.13947	7.1699	.11447	8.7358	3.3695	8
9	1.2488	.80073	.12546	7.9707	.10046	9.9542	3.8346	9
10	1.2800	.78120	.11426	8.7518	.08926	11.203	4.2955	10
11	1.3120	.76215	.10511	9.5140	.08011	12.483	4.7524	11
12	1.3448	.74356	.09749	10.257	.07249	13.795	5.2052	12
13	1.3785	.72543	.09105	10.982	.06605	15.140	5.6539	13
14	1.4129	.70773	.08554	11.690	.06054	16.518	6.0985	14
15	1.4482	.69047	.08077	12.381	.05577	17.931	6.5391	15
16	1.4844	.67363	.07660	13.054	.05160	19.379	6.9756	16
17	1.5216	.65720	.07293	13.711	.04793	20.864	7.4081	17
18	1.5596	.64117	.06967	14.353	.04467	22.385	7.8365	18
19	1.5986	.62553	.06676	14.978	.04176	23.945	8.2609	19
20	1.6386	.61028	.06415	15.588	.03915	25.543	8.6813	20
21	1.6795	.59539	.06179	16.184	.03679	27.182	9.0976	21
22	1.7215	.58087	.05965	16.765	.03465	28.861	9.5100	22
23	1.7645	.56671	.05770	17.331	.03270	30.583	9.9183	23
24	1.8087	.55288	.05591	17.884	.03091	32.347	10.322	24
25	1.8539	.53940	.05428	18.424	.02928	34.156	10.723	25
26	1.9002	.52624	.05277	18.950	.02777	36.010	11.119	26
27	1.9477	.51341	.05138	19.463	.02638	37.910	11.512	27
28	1.9964	.50089	.05009	19.964	.02509	39.858	11.900	28
29	2.0463	.48867	.04889	20.453	.02389	41.854	12.285	29
30	2.0975	.47675	.04778	20.929	.02278	43.901	12.665	30
31	2.1499	.46512	.04674	21.395	.02174	45.998	13.042	31
32	2.2037	.45378	.04577	21.848	.02077	48.148	13.415	32
33	2.2588	.44271	.04486	22.291	.01986	50.352	13.784	33
34	2.3152	.43191	.04401	22.723	.01901	52.610	14.149	34
35	2.3731	.42138	.04321	23.144	.01821	54.926	14.511	35
40	2.6850	.37244	.03984	25.102	.01484	67.399	16.261	40
45	3.0378	.32918	.03727	26.832	.01227	81.512	17.917	45
50	3.4370	.29096	.03526	28.361	.01026	97.480	19.483	50
55	3.8886	.25716	.03365	29.713	.00865	115.54	20.959	55
60	4.3996	.22729	.03235	30.908	.00735	136.98	22.351	60
65	4.9777	.20089	.03128	31.964	.00628	159.11	23.659	65
70	5.6318	.17756	.03040	32.897	.00540	185.27	24.887	70
75	6.3719	.15694	.02965	33.722	.00465	214.87	26.038	75
80	7.2002	.13871	.02903	34.451	.00403	248.36	27.115	80
85	8.1565	.12260	.02849	35.095	.00349	286.26	28.122	85
90	9.2283	.10836	.02804	35.665	.00304	329.13	29.062	90
95	10.441	.09578	.02765	36.168	.00265	377.63	29.937	95
100	11.813	.08465	.02731	36.613	.00231	432.51	30.751	100

3% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 3, N)	(P/F, 3, N)	(A/P, 3, N)	(P/A, 3, N)	(A/F, 3, N)	(F/A, 3, N)		
1	1.0300	.97087	1.0300	.9709	1.0000	1.0000	.0000	1
2	1.0609	.94260	.92262	1.0134	.48262	2.0399	.4020	2
3	1.0927	.91514	.35354	2.8285	.32354	3.0908	.9796	3
4	1.1255	.88849	.26903	3.7170	.23903	4.1835	1.4622	4
5	1.1592	.86261	.21836	4.5796	.18836	5.3090	1.9401	5
6	1.1940	.83749	.18460	5.4170	.15460	6.4682	2.4129	6
7	1.2298	.81310	.16051	6.2301	.13051	7.6622	2.8809	7
8	1.2667	.78941	.14246	7.0195	.11246	8.8920	3.3440	8
9	1.3047	.76642	.12844	7.7859	.09844	10.155	3.8022	9
10	1.3439	.74410	.11723	8.5300	.08723	11.463	4.2555	10
11	1.3842	.72243	.10808	9.2524	.07808	12.807	4.7040	11
12	1.4257	.70139	.10046	9.9537	.07046	14.191	5.1475	12
13	1.4685	.68096	.09403	10.634	.06403	15.617	5.5863	13
14	1.5125	.66113	.08853	11.295	.05853	17.085	6.0201	14
15	1.5579	.64187	.08377	11.937	.05377	18.598	6.4491	15
16	1.6046	.62318	.07961	12.560	.04961	20.155	6.8732	16
17	1.6528	.60502	.07595	13.165	.04595	21.760	7.2926	17
18	1.7024	.58740	.07271	13.753	.04271	23.413	7.7072	18
19	1.7534	.57030	.06982	14.323	.03982	25.115	8.1169	19
20	1.8060	.55369	.06722	14.877	.03722	26.869	8.5219	20
21	1.8602	.53756	.06487	15.414	.03487	28.675	8.9221	21
22	1.9160	.52190	.06275	15.936	.03275	30.535	9.3176	22
23	1.9735	.50670	.06082	16.443	.03082	32.451	9.7084	23
24	2.0327	.49194	.05905	16.935	.02905	34.425	10.094	24
25	2.0937	.47762	.05743	17.412	.02743	36.457	10.475	25
26	2.1565	.46370	.05594	17.876	.02594	38.551	10.852	26
27	2.2212	.45020	.05457	18.326	.02457	40.707	11.224	27
28	2.2878	.43709	.05329	18.763	.02329	42.929	11.592	28
29	2.3565	.42436	.05212	19.188	.02212	45.217	11.954	29
30	2.4272	.41200	.05102	19.600	.02102	47.573	12.313	30
31	2.5000	.40000	.05000	20.000	.02000	50.000	12.666	31
32	2.5750	.38835	.04905	20.388	.01905	52.500	13.016	32
33	2.6522	.37704	.04816	20.765	.01816	55.075	13.360	33
34	2.7318	.36606	.04732	21.131	.01732	57.727	13.700	34
35	2.8137	.35539	.04654	21.486	.01654	60.459	14.036	35
40	3.2619	.30657	.04326	23.114	.01326	75.307	15.649	40
45	3.7814	.26445	.04079	24.518	.01079	92.715	17.154	45
50	4.3837	.22812	.03887	25.729	.00887	112.79	18.556	50
55	5.0819	.19673	.03735	26.774	.00735	136.06	19.859	55
60	5.8913	.16974	.03613	27.675	.00613	163.04	21.066	60
65	6.8296	.14642	.03515	28.452	.00515	194.32	22.183	65
70	7.9173	.12630	.03434	29.123	.00434	230.57	23.213	70
75	9.1783	.10895	.03367	29.701	.00367	272.61	24.162	75
80	10.640	.09398	.03311	30.200	.00311	321.33	25.034	80
85	12.334	.08107	.03265	30.630	.00265	377.82	25.834	85
90	14.299	.06993	.03226	31.002	.00226	443.31	26.566	90
95	16.576	.06033	.03193	31.322	.00193	519.22	27.234	95
100	19.217	.05204	.03165	31.598	.00165	607.23	27.843	100

4% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 4, N)	(P/F, 4, N)	(A/P, 4, N)	(P/A, 4, N)	(A/F, 4, N)	(F/A, 4, N)		
1	1.0400	.96154	1.0400	.9615	1.0000	1.0000	.0000	1
2	1.0816	.92456	.53020	1.8860	.49020	2.0399	.4900	2
3	1.1248	.88900	.36035	2.7750	.32035	3.1215	.9736	3
4	1.1698	.85481	.27549	3.6293	.23549	4.2464	1.4506	4
5	1.2166	.82193	.22463	4.4517	.18463	5.4162	1.9213	5
6	1.2653	.79032	.19076	5.2420	.15076	6.6328	2.3853	6
7	1.3159	.75992	.16661	6.0019	.12661	7.8981	2.8429	7
8	1.3685	.73069	.14853	6.7326	.10853	9.2140	3.2940	8
9	1.4233	.70259	.13449	7.4352	.09449	10.582	3.7387	9
10	1.4802	.67567	.12329	8.1108	.08329	12.005	4.1769	10
11	1.5394	.64958	.11416	8.7603	.07415	13.486	4.6086	11
12	1.6010	.62460	.10655	9.3849	.06655	15.025	5.0339	12
13	1.6650	.60058	.10014	9.9855	.06014	16.626	5.4529	13
14	1.7316	.57748	.09467	10.563	.05467	18.291	5.8658	14
15	1.8009	.55527	.08994	11.118	.04994	20.023	6.2717	15
16	1.8729	.53391	.08582	11.652	.04582	21.824	6.6716	16
17	1.9478	.51338	.08220	12.165	.04220	23.697	7.0652	17
18	2.0257	.49363	.07899	12.659	.03899	25.644	7.4526	18
19	2.1068	.47465	.07614	13.133	.03614	27.670	7.8338	19
20	2.1911	.45639	.07368	13.590	.03368	29.777	8.2087	20
21	2.2787	.43884	.07128	14.029	.03128	31.968	8.5775	21
22	2.3698	.42196	.06920	14.450	.02920	34.247	8.9402	22
23	2.4646	.40573	.06731	14.856	.02731	36.617	9.2969	23
24	2.5632	.39013	.06559	15.246	.02559	39.081	9.6475	24
25	2.6658	.37512	.06401	15.621	.02401	41.644	9.9921	25
26	2.7724	.36069	.06257	15.982	.02257	44.310	10.330	26
27	2.8833	.34682	.06124	16.329	.02124	47.083	10.663	27
28	2.9986	.33348	.06001	16.662	.02001	49.966	10.990	28
29	3.1186	.32066	.05888	16.983	.01888	52.964	11.311	29
30	3.2433	.30832	.05783	17.291	.01783	56.083	11.627	30
31	3.3730	.29647	.05686	17.588	.01686	59.326	11.936	31
32	3.5079	.28506	.05595	17.873	.01595	62.699	12.240	32
33	3.6483	.27410	.05510	18.147	.01510	66.207	12.539	33
34	3.7942	.26356	.05432	18.411	.01432	69.855	12.832	34
35	3.9460	.25342	.05358	18.664	.01358	73.650	13.119	35
40	4.8009	.20829	.05052	19.792	.01052	95.022	14.476	40
45	5.8410	.17120	.04626	20.719	.00826	121.02	15.704	45
50	7.1064	.14072	.04055	21.482	.00655	152.66	16.811	50
55	8.6460	.11566	.04523	22.108	.00523	191.15	17.806	55
60	10.519	.09506	.04470	22.623	.00470	237.98	18.696	60
65	12.798	.07814	.04339	23.046	.00339	294.95	19.490	65
70	15.570	.06422	.04275	23.384	.00275	364.27	20.195	70
75	18.944	.05279	.04223	23.680	.00223	448.60	20.820	75
80	23.048	.04339	.04181	23.915	.00181	551.21	21.371	80
85	28.042	.03566	.04148	24.108	.00148	676.05	21.856	85
90	34.117	.02931	.04121	24.267	.00121	827.93	22.282	90
95	41.508	.02409	.04099	24.397	.00099	1012.7	22.654	95
100	50.501	.01980	.04081	24.504	.00081	1237.5	22.979	100

591 INTEREST TABLE

5% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor (A/G, 5, N)	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 5, N)	(P/F, 5, N)	(A/P, 5, N)	(P/A, 5, N)	(A/F, 5, N)	(F/A, 5, N)		
1	1.0500	.95238	1.0500	.9524	1.0000	1.0000	.0000	1
2	1.1025	.90703	.53781	1.8593	.48781	2.0499	.4874	2
3	1.1576	.86384	.36722	2.7231	.31722	3.1524	.9671	3
4	1.2155	.82271	.28202	3.5458	.23202	4.3100	1.4386	4
5	1.2762	.78353	.23098	4.3294	.18098	5.5255	1.9021	5
6	1.3400	.74622	.19702	5.0756	.14702	6.8017	2.3575	6
7	1.4070	.71069	.17282	5.7862	.12282	8.1418	2.8048	7
8	1.4774	.67684	.15472	6.4631	.10472	9.5483	3.2441	8
9	1.5513	.64461	.14069	7.1077	.09069	11.026	3.6753	9
10	1.6288	.61392	.12951	7.7216	.07951	12.577	4.0986	10
11	1.7103	.58469	.12039	8.3062	.07039	14.206	4.5140	11
12	1.7958	.55684	.11283	8.8631	.06283	15.916	4.9214	12
13	1.8856	.53033	.10646	9.3934	.05646	17.712	5.3211	13
14	1.9799	.50507	.10103	9.8985	.05103	19.598	5.7128	14
15	2.0789	.48102	.09634	10.379	.04634	21.577	6.0969	15
16	2.1828	.45812	.09227	10.837	.04227	23.656	6.4732	16
17	2.2919	.43630	.08870	11.273	.03870	25.839	6.8410	17
18	2.4065	.41553	.08555	11.689	.03555	28.131	7.2029	18
19	2.5269	.39574	.08275	12.085	.03275	30.538	7.5565	19
20	2.6532	.37690	.08024	12.462	.03024	33.064	7.9025	20
21	2.7859	.35895	.07800	12.821	.02800	35.718	8.2412	21
22	2.9252	.34186	.07597	13.162	.02597	38.503	8.5725	22
23	3.0714	.32558	.07414	13.488	.02414	41.429	8.8966	23
24	3.2250	.31008	.07247	13.798	.02247	44.500	9.2135	24
25	3.3862	.29531	.07095	14.093	.02095	47.725	9.5234	25
26	3.5555	.28125	.06956	14.375	.01957	51.111	9.8261	26
27	3.7333	.26786	.06829	14.642	.01829	54.667	10.122	27
28	3.9200	.25510	.06712	14.896	.01712	58.400	10.411	28
29	4.1160	.24295	.06605	15.140	.01605	62.320	10.693	29
30	4.3218	.23138	.06505	15.372	.01505	66.436	10.968	30
31	4.5379	.22037	.06413	15.592	.01413	70.757	11.237	31
32	4.7647	.20987	.06328	15.807	.01328	75.295	11.500	32
33	5.0030	.19988	.06249	16.002	.01249	80.060	11.756	33
34	5.2531	.19036	.06176	16.192	.01176	85.063	12.005	34
35	5.5158	.18130	.06107	16.374	.01107	90.316	12.249	35
40	7.0397	.14205	.05828	17.158	.00828	120.79	13.277	40
45	8.9846	.11130	.05626	17.773	.00626	159.69	14.364	45
50	11.466	.08721	.05478	18.255	.00478	209.33	15.223	50
55	14.634	.06833	.05367	18.633	.00367	272.69	15.966	55
60	18.678	.05354	.05283	18.929	.00283	353.56	16.606	60
65	23.838	.04195	.05219	19.161	.00219	456.76	17.153	65
70	30.424	.03287	.05170	19.342	.00170	588.48	17.621	70
75	38.829	.02575	.05132	19.484	.00132	756.59	18.017	75
80	49.557	.02018	.05103	19.596	.00103	971.14	18.352	80
85	63.248	.01581	.05080	19.683	.00080	1244.9	18.634	85
90	80.723	.01239	.05063	19.752	.00063	1594.4	18.871	90
95	103.02	.00971	.05049	19.805	.00049	2040.4	19.068	95
100	131.48	.00761	.05038	19.847	.00038	2609.7	19.233	100

6% Interest Factors for Discrete Compounding Factors

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor (A/G, 6, N)	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 6, N)	(P/F, 6, N)	(A/P, 6, N)	(P/A, 6, N)	(A/F, 6, N)	(F/A, 6, N)		
1	1.0600	.94340	1.0600	.9434	1.0000	1.0000	.0000	1
2	1.1236	.89000	.54544	1.8333	.48544	2.0509	.4852	2
3	1.1910	.83962	.37411	2.6729	.31411	3.1835	.9610	3
4	1.2624	.79210	.28860	3.4650	.22860	4.3745	1.4269	4
5	1.3382	.74726	.23740	4.2123	.17740	5.6370	1.8833	5
6	1.4185	.70496	.20337	4.9172	.14337	6.9751	2.3301	6
7	1.5036	.66506	.17914	5.5823	.11914	8.3936	2.7673	7
8	1.5938	.62742	.16104	6.2097	.10104	9.8972	3.1949	8
9	1.6894	.59190	.14702	6.8016	.08702	11.491	3.6130	9
10	1.7908	.55840	.13587	7.3600	.07587	13.180	4.0217	10
11	1.8982	.52679	.12679	7.8867	.06679	14.971	4.4210	11
12	2.0121	.49698	.11928	8.3837	.05928	16.869	4.8109	12
13	2.1329	.46884	.11296	8.8525	.05296	18.881	5.1917	13
14	2.2608	.44231	.10759	9.2948	.04759	21.014	5.5632	14
15	2.3965	.41727	.10296	9.7121	.04296	23.275	5.9257	15
16	2.5403	.39365	.09895	10.105	.03895	25.671	6.2791	16
17	2.6927	.37137	.09545	10.477	.03545	28.212	6.6237	17
18	2.8542	.35035	.09236	10.827	.03236	30.904	6.9594	18
19	3.0255	.33052	.08962	11.158	.02962	33.759	7.2864	19
20	3.2070	.31181	.08719	11.469	.02719	36.784	7.6048	20
21	3.3995	.29416	.08501	11.763	.02501	39.991	7.9148	21
22	3.6034	.27751	.08305	12.041	.02305	43.390	8.2163	22
23	3.8196	.26180	.08128	12.303	.02128	46.994	8.5096	23
24	4.0488	.24698	.07968	12.550	.01968	50.814	8.7948	24
25	4.2917	.23300	.07823	12.783	.01823	54.862	9.0719	25
26	4.5492	.21982	.07690	13.003	.01690	59.154	9.3412	26
27	4.8222	.20737	.07570	13.210	.01570	63.703	9.6027	27
28	5.1115	.19564	.07459	13.406	.01459	68.525	9.8565	28
29	5.4182	.18456	.07358	13.590	.01358	73.637	10.102	29
30	5.7433	.17412	.07265	13.764	.01265	79.055	10.341	30
31	6.0879	.16426	.07179	13.929	.01179	84.798	10.573	31
32	6.4531	.15496	.07100	14.083	.01100	90.886	10.798	32
33	6.8403	.14619	.07027	14.230	.01027	97.339	11.016	33
34	7.2507	.13792	.06960	14.368	.00960	104.17	11.227	34
35	7.6858	.13011	.06897	14.498	.00897	111.43	11.431	35
40	10.285	.09723	.06646	15.046	.00646	154.75	12.358	40
45	13.764	.07265	.06470	15.455	.00470	212.73	13.141	45
50	18.419	.05429	.06344	15.761	.00344	290.32	13.796	50
55	24.649	.04057	.06254	15.990	.00254	394.14	14.340	55
60	32.985	.03032	.06188	16.161	.00188	533.09	14.790	60
65	44.142	.02265	.06139	16.289	.00139	719.03	15.160	65
70	59.071	.01693	.06103	16.384	.00103	967.86	15.461	70
75	79.051	.01265	.06077	16.455	.00077	1300.8	15.705	75
80	105.78	.00945	.06057	16.509	.00057	1746.4	15.903	80
85	141.56	.00706	.06043	16.548	.00043	2342.7	16.061	85
90	189.44	.00528	.06032	16.578	.00032	3140.7	16.189	90
95	253.52	.00394	.06024	16.600	.00024	4208.7	16.290	95
100	339.26	.00295	.06018	16.617	.00018	5637.8	16.371	100

7% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 7, N)	(P/F, 7, N)	(A/P, 7, N)	(P/A, 7, N)	(A/F, 7, N)	(F/A, 7, N)		
1	1.0700	.93458	1.0700	.9346	1.0000	1.000	.0000	1
2	1.1449	.87344	.95310	1.8080	.48310	2.0699	.4830	2
3	1.2250	.81630	.88105	2.6242	.31105	3.2148	.9548	3
4	1.3107	.76290	.82523	3.3871	.22523	4.4398	1.4153	4
5	1.4025	.71299	.78389	4.1001	.17389	5.7506	1.8648	5
6	1.5007	.66635	.74980	4.7665	.13980	7.1531	2.3030	6
7	1.6057	.62275	.72555	5.3892	.11555	8.6539	2.7302	7
8	1.7181	.58201	.70747	5.9712	.09747	10.259	3.1463	8
9	1.8384	.54394	.69349	6.5151	.08349	11.977	3.5515	9
10	1.9671	.50835	.68238	7.0235	.07238	13.816	3.9459	10
11	2.1048	.47510	.67336	7.4986	.06336	15.783	4.3294	11
12	2.2521	.44402	.66590	7.9426	.05590	17.880	4.7023	12
13	2.4098	.41497	.65965	8.3576	.04965	20.140	5.0647	13
14	2.5785	.38782	.65435	8.7454	.04435	22.550	5.4165	14
15	2.7590	.36245	.64980	9.1078	.03980	25.128	5.7581	15
16	2.9521	.33874	.64586	9.4466	.03586	27.887	6.0895	16
17	3.1587	.31658	.64243	9.7631	.03243	30.839	6.4108	17
18	3.3798	.29587	.63941	10.059	.02941	33.998	6.7223	18
19	3.6164	.27651	.63675	10.335	.02675	37.378	7.0240	19
20	3.8696	.25842	.63439	10.591	.02439	40.994	7.3161	20
21	4.1404	.24152	.63229	10.835	.02229	44.864	7.5988	21
22	4.4303	.22572	.63041	11.061	.02041	49.004	7.8723	22
23	4.7404	.21095	.62871	11.272	.01871	53.434	8.1367	23
24	5.0722	.19715	.62719	11.469	.01719	58.175	8.3922	24
25	5.4273	.18425	.62581	11.653	.01581	63.247	8.6389	25
26	5.8072	.17220	.62456	11.825	.01456	68.674	8.8772	26
27	6.2137	.16093	.62343	11.986	.01343	74.481	9.1070	27
28	6.6486	.15041	.62239	12.137	.01239	80.695	9.3288	28
29	7.1140	.14057	.62145	12.277	.01145	87.344	9.5425	29
30	7.6120	.13137	.62059	12.409	.01059	94.450	9.7485	30
31	8.1449	.12278	.61980	12.531	.00980	102.07	9.9469	31
32	8.7150	.11474	.61907	12.646	.00907	110.21	10.137	32
33	9.3250	.10724	.61841	12.753	.00841	118.92	10.321	33
34	9.9778	.10022	.61780	12.853	.00780	128.25	10.498	34
35	10.676	.09367	.61723	12.947	.00723	138.23	10.668	35
40	14.973	.06678	.61501	13.331	.00501	199.62	11.423	40
45	21.001	.04762	.61350	13.605	.00350	285.73	12.035	45
50	29.455	.03395	.61246	13.800	.00246	406.51	12.528	50
55	41.313	.02421	.61174	13.939	.00174	575.90	12.921	55
60	57.943	.01726	.61123	14.039	.00123	813.47	13.232	60
65	81.268	.01230	.61087	14.109	.00087	1146.6	13.475	65
70	113.98	.00877	.61062	14.160	.00062	1614.0	13.666	70
75	159.86	.00626	.61044	14.196	.00044	2269.5	13.813	75
80	224.21	.00446	.61031	14.222	.00031	3188.8	13.927	80
85	314.47	.00318	.61022	14.240	.00022	4478.2	14.014	85
90	441.06	.00227	.61016	14.253	.00016	6286.7	14.081	90
95	618.62	.00162	.61011	14.262	.00011	8823.1	14.131	95
100	867.64	.00115	.61008	14.268	.00008	12381.7	14.170	100

8% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 8, N)	(P/F, 8, N)	(A/P, 8, N)	(P/A, 8, N)	(A/F, 8, N)	(F/A, 8, N)		
1	1.0800	.92593	1.0800	.9259	1.0000	1.0000	.0000	1
2	1.1664	.85734	.56077	1.7832	.48077	2.0798	.4807	2
3	1.2597	.79383	.38803	2.5770	.30804	3.2463	.9487	3
4	1.3604	.73503	.30192	3.3121	.22192	4.5060	1.4038	4
5	1.4693	.68059	.25046	3.9926	.17046	5.8665	1.8463	5
6	1.5868	.63017	.21632	4.6228	.13632	7.3358	2.2762	6
7	1.7138	.58349	.19207	5.2063	.11207	8.9227	2.6935	7
8	1.8509	.54027	.17402	5.7466	.09402	10.636	3.0984	8
9	1.9989	.50025	.16008	6.2468	.08008	12.487	3.4909	9
10	2.1589	.46320	.14903	6.7100	.06903	14.486	3.8712	10
11	2.3316	.42889	.14008	7.1389	.06008	16.645	4.2394	11
12	2.5181	.39712	.13270	7.5360	.05270	18.976	4.5956	12
13	2.7196	.36770	.12642	7.9037	.04652	21.495	4.9401	13
14	2.9371	.34046	.12130	8.2442	.04130	24.214	5.2729	14
15	3.1721	.31524	.11683	8.5594	.03683	27.151	5.5943	15
16	3.4259	.29189	.11298	8.8513	.03298	30.323	5.9045	16
17	3.6999	.27027	.10963	9.1216	.02963	33.749	6.2036	17
18	3.9959	.25025	.10670	9.3718	.02670	37.449	6.4919	18
19	4.3156	.23171	.10413	9.6035	.02413	41.445	6.7696	19
20	4.6609	.21455	.10185	9.8181	.02185	45.761	7.0368	20
21	5.0337	.19866	.09983	10.016	.01983	50.422	7.2939	21
22	5.4364	.18394	.09803	10.200	.01803	55.455	7.5411	22
23	5.8713	.17032	.09642	10.371	.01642	60.892	7.7785	23
24	6.3410	.15770	.09498	10.528	.01498	66.763	8.0065	24
25	6.8483	.14602	.09368	10.674	.01368	73.104	8.2253	25
26	7.3962	.13520	.09251	10.809	.01251	79.953	8.4351	26
27	7.9879	.12519	.09145	10.935	.01145	87.349	8.6362	27
28	8.6269	.11592	.09049	11.051	.01049	95.337	8.8288	28
29	9.3171	.10733	.08962	11.158	.00962	103.96	9.0132	29
30	10.062	.09938	.08883	11.257	.00883	113.28	9.1896	30
31	10.867	.09202	.08811	11.349	.00811	123.34	9.3583	31
32	11.736	.08520	.08745	11.434	.00745	134.21	9.5196	32
33	12.675	.07889	.08685	11.513	.00685	145.94	9.6736	33
34	13.689	.07305	.08630	11.586	.00630	158.62	9.8207	34
35	14.785	.06764	.08580	11.654	.00580	172.31	9.9610	35
40	21.724	.04603	.08386	11.924	.00386	259.05	10.569	40
45	31.919	.03133	.08259	12.108	.00259	386.49	11.044	45
50	46.900	.02132	.08174	12.233	.00174	573.75	11.410	50
55	69.911	.01451	.08118	12.318	.00118	848.89	11.690	55
60	101.25	.00988	.08080	12.376	.00080	1253.1	11.901	60
65	148.77	.00672	.08054	12.416	.00054	1847.1	12.080	65
70	218.59	.00457	.08037	12.442	.00037	2719.9	12.178	70
75	321.19	.00311	.08025	12.461	.00025	4002.3	12.265	75
80	471.93	.00212	.08017	12.473	.00017	5886.6	12.330	80
85	693.42	.00144	.08012	12.481	.00012	8655.2	12.377	85
90	1018.8	.00098	.08008	12.487	.00008	12723.9	12.411	90
95	1497.0	.00067	.08005	12.491	.00005	18701.5	12.436	95
100	2199.6	.00045	.08004	12.494	.00004	27484.5	12.454	100

9% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 9, N)	(P/F, 9, N)	(A/P, 9, N)	(P/A, 9, N)	(A/F, 9, N)	(F/A, 9, N)		
1	1.0900	.91743	1.0900	.9174	1.0000	1.0000	.0000	1
2	1.1881	.84168	.56847	1.7591	.47847	2.0899	.4784	2
3	1.2950	.77219	.39506	2.5312	.30506	3.2780	.9425	3
4	1.4115	.70843	.30867	3.2396	.21867	4.5730	1.3923	4
5	1.5386	.64993	.25709	3.8896	.16709	5.9846	1.8280	5
6	1.6770	.59627	.22292	4.4898	.13292	7.5232	2.2496	6
7	1.8280	.54704	.19869	5.0329	.10869	9.2002	2.6572	7
8	1.9925	.50187	.18068	5.5347	.09068	11.028	3.0510	8
9	2.1718	.46043	.16680	5.9952	.07680	13.020	3.4311	9
10	2.3673	.42241	.15582	6.4176	.06582	15.192	3.7976	10
11	2.5804	.38754	.14695	6.8051	.05695	17.559	4.1508	11
12	2.8126	.35554	.13965	7.1606	.04965	20.140	4.4909	12
13	3.0657	.32618	.13367	7.4868	.04367	22.952	4.8180	13
14	3.3416	.29925	.12843	7.7861	.03843	26.018	5.1325	14
15	3.6424	.27454	.12406	8.0606	.03406	29.360	5.4345	15
16	3.9702	.25187	.12030	8.3125	.03030	33.002	5.7243	16
17	4.3275	.23108	.11705	8.5435	.02705	36.972	6.0022	17
18	4.7170	.21200	.11421	8.7555	.02421	41.300	6.2685	18
19	5.1415	.19449	.11173	8.9500	.02173	46.017	6.5234	19
20	5.6043	.17843	.10955	9.1285	.01955	51.158	6.7673	20
21	6.1086	.16370	.10762	9.2922	.01762	56.763	7.0004	21
22	6.6584	.15018	.10591	9.4423	.01591	62.871	7.2231	22
23	7.2577	.13778	.10438	9.5801	.01438	69.530	7.4356	23
24	7.9109	.12641	.10302	9.7065	.01302	76.787	7.6383	24
25	8.6228	.11597	.10181	9.8225	.01181	84.698	7.8315	25
26	9.3989	.10640	.10072	9.9289	.01072	93.321	8.0154	26
27	10.244	.09761	.09974	10.026	.00974	102.72	8.1905	27
28	11.166	.08955	.09885	10.116	.00885	112.96	8.3570	28
29	12.171	.08216	.09806	10.198	.00806	124.13	8.5153	29
30	13.267	.07537	.09734	10.273	.00734	136.30	8.6655	30
31	14.461	.06915	.09669	10.342	.00669	149.57	8.8082	31
32	15.762	.06344	.09610	10.406	.00610	164.03	8.9435	32
33	17.181	.05820	.09556	10.464	.00556	179.79	9.0717	33
34	18.727	.05340	.09508	10.517	.00508	196.97	9.1932	34
35	20.413	.04899	.09464	10.566	.00464	215.70	9.3082	35
40	31.408	.03184	.09296	10.757	.00296	337.86	9.7956	40
45	48.325	.02069	.09190	10.881	.00190	525.83	10.160	45
50	74.353	.01345	.09123	10.961	.00123	815.04	10.429	50
55	114.40	.00874	.09079	11.014	.00079	1260.0	10.626	55
60	176.02	.00568	.09051	11.047	.00051	1944.6	10.768	60
65	270.82	.00369	.09033	11.070	.00033	2998.0	10.870	65
70	416.70	.00240	.09022	11.084	.00022	4618.9	10.942	70
75	641.14	.00156	.09014	11.093	.00014	7112.7	10.993	75
80	986.47	.00101	.09009	11.099	.00009	10950.6	11.029	80
85	1517.8	.00066	.09006	11.103	.00006	16854.8	11.055	85
90	2335.3	.00043	.09004	11.106	.00004	25939.2	11.072	90
95	3593.1	.00028	.09002	11.108	.00003	39816.6	11.084	95
100	5528.4	.00018	.09002	11.109	.00002	61422.7	11.093	100

10% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 10, N)	(P/F, 10, N)	(A/P, 10, N)	(P/A, 10, N)	(A/F, 10, N)	(F/A, 10, N)		
1	1.1000	.90909	1.1000	.9091	1.0000	1.000	.0000	1
2	1.2100	.82645	.57619	1.7355	.47619	2.0999	.4761	2
3	1.3310	.75132	.40212	2.4868	.30212	3.3099	.9365	3
4	1.4641	.68302	.31547	3.1698	.21547	4.6409	1.3810	4
5	1.6105	.62092	.26380	3.7907	.16380	6.1050	1.8100	5
6	1.7715	.56448	.22961	4.3552	.12961	7.7155	2.2234	6
7	1.9487	.51316	.20541	4.8683	.10541	9.4870	2.6215	7
8	2.1435	.46651	.18745	5.3349	.08745	11.435	3.0043	8
9	2.3579	.42410	.17364	5.7589	.07364	13.579	3.3722	9
10	2.5937	.38585	.16275	6.1445	.06275	15.937	3.7253	10
11	2.8530	.35050	.15396	6.4950	.05396	18.530	4.0639	11
12	3.1384	.31863	.14676	6.8136	.04676	21.383	4.3883	12
13	3.4522	.28967	.14078	7.1033	.04078	24.522	4.6987	13
14	3.7974	.26333	.13575	7.3666	.03575	27.974	4.9954	14
15	4.1771	.23940	.13147	7.6060	.03147	31.771	5.2788	15
16	4.5949	.21763	.12782	7.8236	.02782	35.949	5.5492	16
17	5.0544	.19785	.12466	8.0215	.02466	40.543	5.8070	17
18	5.5598	.17986	.12193	8.2013	.02193	45.598	6.0524	18
19	6.1158	.16351	.11955	8.3649	.01955	51.158	6.2860	19
20	6.7273	.14865	.11746	8.5135	.01746	57.273	6.5080	20
21	7.4001	.13513	.11562	8.6486	.01562	64.001	6.7188	21
22	8.1401	.12285	.11401	8.7715	.01401	71.401	6.9188	22
23	8.9541	.11168	.11257	8.8832	.01257	79.541	7.1084	23
24	9.8495	.10153	.11130	8.9847	.01130	88.495	7.2879	24
25	10.834	.09230	.11017	9.0770	.01017	98.344	7.4579	25
26	11.917	.08391	.10916	9.1609	.00916	109.17	7.6185	26
27	13.109	.07628	.10826	9.2372	.00826	121.09	7.7703	27
28	14.420	.06935	.10745	9.3065	.00745	134.20	7.9136	28
29	15.862	.06304	.10673	9.3696	.00673	148.62	8.0488	29
30	17.448	.05731	.10608	9.4269	.00608	164.48	8.1761	30
31	19.193	.05210	.10550	9.4790	.00550	181.93	8.2961	31
32	21.113	.04736	.10497	9.5263	.00497	201.13	8.4090	32
33	23.224	.04306	.10450	9.5694	.00450	222.24	8.5151	33
34	25.546	.03914	.10407	9.6085	.00407	245.46	8.6149	34
35	28.101	.03559	.10369	9.6441	.00369	271.01	8.7085	35
40	45.257	.02210	.10226	9.7790	.00226	442.57	9.0962	40
45	72.887	.01372	.10139	9.8628	.00139	718.87	9.3740	45
50	117.38	.00852	.10086	9.9148	.00086	1163.8	9.5704	50
55	189.04	.00529	.10053	9.9471	.00053	1880.4	9.7075	55
60	304.46	.00328	.10033	9.9671	.00033	3034.6	9.8022	60
65	490.34	.00204	.10020	9.9796	.00020	4893.4	9.8671	65
70	789.69	.00127	.10013	9.9373	.00013	7886.9	9.9112	70
75	1271.8	.00079	.10008	9.9921	.00008	12709.0	9.9409	75
80	2048.2	.00049	.10005	9.9951	.00005	20474.0	9.9609	80
85	3298.7	.00030	.10003	9.9969	.00003	32979.7	9.9742	85
90	5312.5	.00019	.10002	9.9981	.00002	53120.2	9.9830	90
95	8555.9	.00012	.10001	9.9988	.00001	85556.8	9.9889	95
100	13780.6	.00007	.10001	9.9992	.00001	137796.1	9.9927	100

11% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor (A/G, 11, N)	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 11, N)	(P/F, 11, N)	(A/P, 11, N)	(P/A, 11, N)	(A/F, 11, N)	(F/A, 11, N)		
1	1.1100	.90090	1.1100	.9009	1.0000	1.000	.0000	1
2	1.2321	.81162	.58394	1.7125	.47394	2.1099	.4739	2
3	1.3676	.73119	.40922	2.4437	.29922	3.3420	.9305	3
4	1.5180	.65873	.32233	3.1024	.21233	4.7097	1.3698	4
5	1.6850	.59345	.27057	3.6968	.16057	6.2277	1.7922	5
6	1.8704	.53464	.23638	4.2305	.12638	7.9128	2.1975	6
7	2.0761	.48166	.21222	4.7121	.10222	9.7831	2.5862	7
8	2.3045	.43393	.19432	5.1461	.08432	11.859	2.9584	8
9	2.5560	.39093	.18060	5.5370	.07060	14.163	3.3143	9
10	2.8394	.35219	.16980	5.8892	.05980	16.721	3.6543	10
11	3.1517	.31729	.16112	6.2065	.05112	19.561	3.9787	11
12	3.4984	.28584	.15403	6.4923	.04403	22.712	4.2878	12
13	3.8832	.25752	.14815	6.7498	.03815	26.211	4.5821	13
14	4.3104	.23200	.14323	6.9818	.03323	30.094	4.8618	14
15	4.7845	.20901	.13907	7.1909	.02907	34.404	5.1274	15
16	5.3108	.18820	.13552	7.3791	.02552	39.189	5.3793	16
17	5.8950	.16963	.13247	7.5487	.02247	44.500	5.6180	17
18	6.5434	.15282	.12984	7.7016	.01984	50.395	5.8438	18
19	7.2632	.13768	.12756	7.8392	.01756	56.938	6.0573	19
20	8.0622	.12404	.12558	7.9633	.01558	64.201	6.2589	20
21	8.9490	.11174	.12384	8.0750	.01384	72.264	6.4490	21
22	9.9334	.10067	.12231	8.1757	.01231	81.213	6.6282	22
23	11.026	.09069	.12097	8.2664	.01097	91.146	6.7969	23
24	12.238	.08171	.11979	8.3481	.00979	102.17	6.9554	24
25	13.585	.07361	.11874	8.4217	.00874	114.41	7.1044	25
26	15.079	.06631	.11781	8.4880	.00781	127.99	7.2442	26
27	16.738	.05974	.11699	8.5478	.00699	143.07	7.3753	27
28	18.579	.05382	.11626	8.6016	.00626	159.81	7.4981	28
29	20.623	.04849	.11561	8.6501	.00561	178.39	7.6130	29
30	22.891	.04368	.11502	8.6937	.00502	199.01	7.7205	30
31	25.409	.03935	.11451	8.7331	.00451	221.90	7.8209	31
32	28.204	.03545	.11404	8.7686	.00404	247.31	7.9146	32
33	31.307	.03194	.11363	8.8005	.00363	275.52	8.0020	33
34	34.751	.02878	.11326	8.8293	.00326	306.83	8.0835	34
35	38.573	.02592	.11293	8.8552	.00293	341.58	8.1594	35
40	64.999	.01538	.11172	8.9510	.00172	581.81	8.4659	40
45	109.52	.00913	.11101	9.0079	.00101	986.60	8.6752	45
50	184.55	.00542	.11060	9.0416	.00060	1668.7	8.8185	50

12% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor (A/G, 12, N)	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 12, N)	(P/F, 12, N)	(A/P, 12, N)	(P/A, 12, N)	(A/F, 12, N)	(F/A, 12, N)		
1	1.1200	.89286	1.1200	.8929	1.0000	1.0000	.0000	1
2	1.2544	.79719	.59170	1.6900	.47170	2.1200	.4717	2
3	1.4049	.71178	.41635	2.4018	.29635	3.3743	.9246	3
4	1.5735	.63552	.32924	3.0373	.20924	4.7793	1.3588	4
5	1.7623	.56743	.27741	3.6047	.15741	6.3528	1.7745	5
6	1.9738	.50663	.24323	4.1114	.12323	8.115	2.1720	6
7	2.2106	.45235	.21912	4.5637	.09912	10.088	2.5514	7
8	2.4759	.40388	.20130	4.9676	.08130	12.299	2.9131	8
9	2.7730	.36061	.18768	5.3282	.06768	14.775	3.2573	9
10	3.1058	.32197	.17698	5.6502	.05698	17.548	3.5846	10
11	3.4785	.28748	.16842	5.9376	.04842	20.654	3.8952	11
12	3.8959	.25668	.16144	6.1943	.04144	24.132	4.1896	12
13	4.3634	.22918	.15568	6.4235	.03568	28.028	4.4682	13
14	4.8870	.20462	.15087	6.6281	.03087	32.392	4.7316	14
15	5.4735	.18270	.14682	6.8108	.02682	37.279	4.9802	15
16	6.1303	.16312	.14339	6.9739	.02339	42.752	5.2146	16
17	6.8659	.14565	.14046	7.1196	.02046	48.883	5.4352	17
18	7.6899	.13004	.13794	7.2496	.01794	55.749	5.6427	18
19	8.6126	.11611	.13576	7.3657	.01576	63.439	5.8375	19
20	9.6462	.10367	.13388	7.4694	.01388	72.051	6.0201	20
21	10.803	.09256	.13224	7.5620	.01224	81.698	6.1913	21
22	12.100	.08264	.13081	7.6446	.01081	92.501	6.3513	22
23	13.552	.07379	.12956	7.7184	.00956	104.60	6.5009	23
24	15.178	.06588	.12846	7.7843	.00846	118.15	6.6406	24
25	16.999	.05882	.12750	7.8431	.00750	133.33	6.7708	25
26	19.039	.05282	.12665	7.8956	.00665	150.33	6.8920	26
27	21.324	.04689	.12590	7.9425	.00590	169.37	7.0049	27
28	23.883	.04187	.12524	7.9844	.00524	190.69	7.1097	28
29	26.749	.03738	.12466	8.0218	.00466	214.58	7.2071	29
30	29.959	.03338	.12414	8.0551	.00414	241.32	7.2974	30
31	33.554	.02980	.12369	8.0849	.00369	271.28	7.3810	31
32	37.581	.02661	.12328	8.1116	.00328	304.84	7.4585	32
33	42.090	.02376	.12292	8.1353	.00292	342.42	7.5302	33
34	47.141	.02121	.12260	8.1565	.00260	384.51	7.5964	34
35	52.798	.01894	.12232	8.1755	.00232	431.65	7.6576	35
40	93.049	.01075	.12130	8.2437	.00130	767.07	7.8987	40
45	163.98	.00610	.12074	8.2825	.00074	1358.2	8.0572	45
50	288.99	.00346	.12042	8.3045	.00042	2399.9	8.1597	50

13% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 13, N)	(P/F, 13, N)	(A/P, 13, N)	(P/A, 13, N)	(A/F, 13, N)	(F/A, 13, N)		
1	1.1300	.88496	1.1300	.8850	1.0000	1.0000	.0000	1
2	1.2769	.78315	.99949	1.6680	.46949	2.1299	.4694	2
3	1.4428	.69305	.92352	2.3611	.29353	3.4068	.9187	3
4	1.6304	.61332	.83620	2.9744	.20620	4.8497	1.3478	4
5	1.8424	.54276	.78432	3.5172	.15432	6.4802	1.7570	5
6	2.0819	.48032	.75015	3.9975	.12015	8.3226	2.1467	6
7	2.3525	.42506	.72611	4.4225	.09611	10.404	2.5170	7
8	2.6584	.37616	.70839	4.7987	.07839	12.757	2.8684	8
9	3.0040	.33289	.69487	5.1316	.06487	15.415	3.2013	9
10	3.3945	.29459	.68429	5.4262	.05429	18.419	3.5161	10
11	3.8358	.26070	.67584	5.6869	.04684	21.813	3.8133	11
12	4.3344	.23071	.66899	5.9176	.03899	25.649	4.0935	12
13	4.8979	.20417	.66335	6.1217	.03335	29.984	4.3572	13
14	5.5346	.18068	.65867	6.3024	.02867	34.882	4.6049	14
15	6.2541	.15989	.65474	6.4623	.02474	40.416	4.8374	15
16	7.0672	.14150	.65143	6.6038	.02143	46.670	5.0551	16
17	7.9859	.12522	.64861	6.7290	.01861	53.737	5.2588	17
18	9.0240	.11081	.64620	6.8399	.01620	61.723	5.4490	18
19	10.197	.09807	.64413	6.9379	.01413	70.747	5.6264	19
20	11.522	.08678	.64235	7.0247	.01235	80.944	5.7916	20
21	13.020	.07680	.64081	7.1015	.01081	92.467	5.9453	21
22	14.713	.06796	.63948	7.1695	.00948	105.48	6.0880	22
23	16.626	.06015	.63832	7.2296	.00832	120.20	6.2204	23
24	18.787	.05323	.63731	7.2828	.00731	136.82	6.3430	24
25	21.229	.04710	.63643	7.3299	.00643	155.61	6.4566	25
26	23.989	.04168	.63565	7.3716	.00565	176.84	6.5613	26
27	27.108	.03689	.63498	7.4085	.00498	200.33	6.6581	27
28	30.632	.03266	.63430	7.4412	.00439	227.94	6.7474	28
29	34.614	.02889	.63387	7.4700	.00387	258.57	6.8295	29
30	39.114	.02557	.63341	7.4956	.00341	293.18	6.9052	30
31	44.199	.02262	.63301	7.5182	.00301	332.30	6.9747	31
32	49.945	.02002	.63266	7.5383	.00266	376.50	7.0385	32
33	56.438	.01772	.63234	7.5560	.00234	426.44	7.0970	33
34	63.775	.01568	.63207	7.5717	.00207	482.88	7.1506	34
35	72.065	.01388	.63183	7.5855	.00183	546.65	7.1998	35
40	132.77	.00753	.63099	7.6343	.00099	1013.6	7.3887	40
45	244.62	.00409	.63053	7.6608	.00053	1874.0	7.5076	45
50	450.71	.00222	.63029	7.6752	.00029	3459.3	7.5811	50

14% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 14, N)	(P/P, 14, N)	(A/P, 14, N)	(P/A, 14, N)	(A/F, 14, N)	(F/A, 14, N)		
1	1.1400	.87719	1.1400	.8772	1.0000	1.000	.0000	1
2	1.2996	.76947	.60729	1.6466	.46729	2.1399	.4672	2
3	1.4815	.67497	.43073	2.3216	.29073	3.4395	.9129	3
4	1.6889	.59208	.34321	2.9137	.20321	4.9211	1.3369	4
5	1.9254	.51937	.29128	3.4330	.15128	6.6100	1.7398	5
6	2.1949	.45550	.25716	3.8886	.11710	8.638	2.1217	6
7	2.5022	.39964	.23319	4.2882	.09319	10.730	2.4831	7
8	2.8525	.35056	.21557	4.6388	.07557	13.232	2.8246	8
9	3.2519	.30751	.20217	4.9463	.06217	16.085	3.1462	9
10	3.7071	.26975	.19171	5.2161	.05171	19.337	3.4489	10
11	4.2261	.23662	.18339	5.4527	.04339	23.044	3.7332	11
12	4.8178	.20756	.17667	5.6502	.03667	27.270	3.9997	12
13	5.4923	.18207	.17116	5.8423	.03116	32.088	4.2490	13
14	6.2612	.15971	.16661	6.0020	.02661	37.580	4.4819	14
15	7.1378	.14010	.16281	6.1421	.02281	43.841	4.6990	15
16	8.1371	.12289	.15962	6.2650	.01962	50.979	4.9010	16
17	9.2763	.10780	.15692	6.3728	.01692	59.116	5.0888	17
18	10.574	.09456	.15462	6.4674	.01462	68.392	5.2629	18
19	12.055	.08295	.15266	6.5503	.01266	78.967	5.4242	19
20	13.743	.07276	.15099	6.6231	.01099	91.022	5.5734	20
21	15.667	.06383	.14954	6.6869	.00955	104.76	5.7111	21
22	17.860	.05599	.14830	6.7429	.00830	120.43	5.8380	22
23	20.361	.04911	.14723	6.7920	.00723	138.29	5.9549	23
24	23.211	.04308	.14630	6.8351	.00630	158.65	6.0623	24
25	26.461	.03779	.14550	6.8729	.00550	181.86	6.1609	25
26	30.165	.03315	.14480	6.9060	.00480	208.32	6.2514	26
27	34.388	.02908	.14419	6.9351	.00419	238.49	6.3342	27
28	39.203	.02551	.14366	6.9606	.00366	272.88	6.4039	28
29	44.691	.02238	.14320	6.9830	.00320	312.08	6.4791	29
30	50.946	.01963	.14280	7.0026	.00280	356.77	6.5422	30
31	58.081	.01722	.14245	7.0198	.00245	407.72	6.5997	31
32	66.212	.01510	.14215	7.0349	.00215	465.80	6.6521	32
33	75.482	.01325	.14188	7.0482	.00188	532.01	6.6998	33
34	86.049	.01162	.14165	7.0598	.00165	607.49	6.7430	34
35	98.026	.01019	.14144	7.0700	.00144	693.04	6.7824	35
40	188.87	.00529	.14075	7.1050	.00075	1341.9	6.9299	40
45	363.65	.00275	.14039	7.1232	.00039	2590.4	7.0187	45
50	700.19	.00143	.14020	7.1326	.00020	4994.2	7.0713	50

15% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor (A/G, 15, N)	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 15, N)	(P/F, 15, N)	(A/P, 15, N)	(P/A, 15, N)	(A/F, 15, N)	(F/A, 15, N)		
1	1.1500	.86957	1.1500	.8696	1.0000	1.000	.0000	1
2	1.3225	.75614	.61512	1.6257	.46512	2.1499	.4651	2
3	1.5208	.65752	.43798	2.2832	.28798	3.4724	.9071	3
4	1.7490	.57175	.35027	2.8549	.20027	4.9933	1.3262	4
5	2.0113	.49718	.29832	3.3521	.14832	6.7423	1.7227	5
6	2.3130	.43233	.26424	3.7844	.11424	8.7536	2.0971	6
7	2.6600	.37594	.24036	4.1604	.09036	11.066	2.4498	7
8	3.0590	.32690	.22285	4.4873	.07285	13.726	2.7813	8
9	3.5178	.28426	.20957	4.7715	.05957	16.785	3.0922	9
10	4.0455	.24719	.19925	5.0187	.04925	20.303	3.3831	10
11	4.6523	.21494	.19107	5.2337	.04107	24.349	3.6549	11
12	5.3502	.18691	.18448	5.4206	.03448	29.001	3.9081	12
13	6.1527	.16253	.17911	5.5831	.02911	34.351	4.1437	13
14	7.0756	.14133	.17469	5.7244	.02469	40.504	4.3623	14
15	8.1369	.12290	.17102	5.8473	.02102	47.579	4.5649	15
16	9.3575	.10687	.16795	5.9542	.01795	55.716	4.7522	16
17	10.761	.09293	.16537	6.0471	.01537	65.074	4.9250	17
18	12.375	.08081	.16319	6.1279	.01319	75.835	5.0842	18
19	14.231	.07027	.16134	6.1982	.01134	88.210	5.2307	19
20	16.366	.06110	.15976	6.2593	.00976	102.44	5.3651	20
21	18.821	.05313	.15842	6.3124	.00842	118.80	5.4883	21
22	21.644	.04620	.15727	6.3586	.00727	137.62	5.6010	22
23	24.891	.04018	.15628	6.3988	.00628	159.27	5.7039	23
24	28.624	.03493	.15543	6.4337	.00543	184.16	5.7978	24
25	32.918	.03038	.15470	6.4641	.00470	212.78	5.8834	25
26	37.856	.02642	.15407	6.4905	.00407	245.70	5.9612	26
27	43.534	.02297	.15353	6.5135	.00353	283.56	6.0318	27
28	50.064	.01997	.15306	6.5335	.00306	327.09	6.0959	28
29	57.574	.01737	.15265	6.5508	.00265	377.16	6.1540	29
30	66.210	.01510	.15230	6.5659	.00230	434.73	6.2066	30
31	76.141	.01313	.15200	6.5791	.00200	500.94	6.2541	31
32	87.563	.01142	.15173	6.5905	.00173	577.08	6.2970	32
33	100.69	.00993	.15150	6.6004	.00150	664.65	6.3356	33
34	115.80	.00864	.15131	6.6091	.00131	765.34	6.3705	34
35	133.17	.00751	.15113	6.6166	.00113	881.14	6.4018	35
40	267.85	.00373	.15056	6.6417	.00056	1779.0	6.5167	40
45	538.75	.00186	.15028	6.6543	.00028	3585.0	6.5829	45
50	1083.6	.00092	.15014	6.6605	.00014	7217.4	6.8204	50

20% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor (A/G, 20, N)	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 20, N)	(P/F, 20, N)	(A/P, 20, N)	(P/A, 20, N)	(A/F, 20, N)	(F/A, 20, N)		
1	1.2000	.83333	1.2000	.8333	1.0000	1.0000	.0000	1
2	1.4400	.69445	.65455	1.5277	.45455	2.1999	.4545	2
3	1.7280	.57870	.47473	2.1064	.27473	3.6399	.8791	3
4	2.0736	.48225	.38629	2.5887	.18629	5.3679	1.2742	4
5	2.4883	.40188	.33438	2.9906	.13438	7.4415	1.6405	5
6	2.9859	.33490	.30071	3.3255	.10071	9.9298	1.9788	6
7	3.5831	.27908	.27742	3.6045	.07742	12.915	2.2901	7
8	4.2998	.23257	.26061	3.8371	.06061	16.498	2.5756	8
9	5.1597	.19381	.24808	4.0309	.04808	20.798	2.8364	9
10	6.1917	.16151	.23852	4.1924	.03852	25.958	3.0738	10
11	7.4300	.13459	.23110	4.3270	.03110	32.150	3.2892	11
12	8.9160	.11216	.22527	4.4392	.02527	39.580	3.4840	12
13	10.699	.09346	.22062	4.5326	.02062	48.496	3.6596	13
14	12.839	.07789	.21689	4.6105	.01689	59.196	3.8174	14
15	15.406	.06491	.21388	4.6754	.01388	72.034	3.9588	15
16	18.480	.05409	.21144	4.7295	.01144	87.441	4.0851	16
17	22.185	.04507	.20944	4.7746	.00944	105.92	4.1975	17
18	26.623	.03756	.20781	4.8121	.00781	128.11	4.2975	18
19	31.947	.03130	.20646	4.8435	.00646	154.73	4.3860	19
20	38.337	.02608	.20536	4.8695	.00536	186.68	4.4643	20
21	46.004	.02174	.20444	4.8913	.00444	225.02	4.5333	21
22	55.205	.01811	.20369	4.9094	.00369	271.02	4.5941	22
23	66.246	.01510	.20307	4.9245	.00307	326.23	4.6474	23
24	79.495	.01258	.20255	4.9371	.00255	392.47	4.6942	24
25	95.394	.01048	.20212	4.9475	.00212	471.97	4.7351	25
26	114.47	.00874	.20176	4.9563	.00176	567.36	4.7708	26
27	137.36	.00728	.20147	4.9636	.00147	681.84	4.8020	27
28	164.84	.00607	.20122	4.9696	.00122	819.21	4.8291	28
29	197.81	.00506	.20102	4.9747	.00102	984.05	4.8526	29
30	237.37	.00421	.20085	4.9789	.00085	1181.8	4.8730	30
31	284.84	.00351	.20070	4.9824	.00070	1419.2	4.8907	31
32	341.81	.00293	.20059	4.9853	.00059	1704.0	4.9061	32
33	410.17	.00244	.20049	4.9878	.00049	2045.8	4.9193	33
34	492.21	.00203	.20041	4.9898	.00041	2456.0	4.9307	34
35	590.65	.00169	.20034	4.9915	.00034	2948.2	4.9406	35
40	1469.7	.00068	.20014	4.9966	.00014	7343.6	4.9727	40
45	3657.1	.00027	.20005	4.9986	.00005	18281.3	4.9876	45
50	9100.1	.00011	.20002	4.9994	.00002	45497.2	4.9945	50

25% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
N	(F/P, 25, N)	(P/F, 25, N)	(A/P, 25, N)	(P/A, 25, N)	(A/F, 25, N)	(F/A, 25, N)	(A/G, 25, N)	N
1	1.2500	.80000	1.2500	.8000	1.0000	1.0000	.00000	1
2	1.5625	.64000	.69444	1.4400	.44444	2.2500	.44444	2
3	1.9531	.51200	.51230	1.9520	.26230	3.8125	.85246	3
4	2.4414	.40960	.42344	2.3616	.17344	5.7656	1.2249	4
5	3.0518	.32768	.37185	2.6893	.12185	8.2070	1.5631	5
6	3.8147	.26214	.33882	2.9514	.08882	11.259	1.8683	6
7	4.7684	.20972	.31634	3.1661	.06634	15.073	2.1424	7
8	5.9605	.16777	.30040	3.3289	.05040	19.842	2.3872	8
9	7.4506	.13422	.28876	3.4631	.03876	25.802	2.6048	9
10	9.3132	.10737	.28007	3.5705	.03007	33.253	2.7971	10
11	11.642	.08590	.27349	3.6564	.02349	42.566	2.9663	11
12	14.552	.06872	.26845	3.7251	.01845	54.208	3.1145	12
13	18.190	.05498	.26454	3.7801	.01454	68.760	3.2437	13
14	22.737	.04398	.26150	3.8241	.01150	86.949	3.3559	14
15	28.422	.03518	.25912	3.8593	.00912	109.687	3.4530	15
16	35.527	.02815	.25724	3.8874	.00724	138.109	3.5366	16
17	44.409	.02252	.25576	3.9099	.00576	173.636	3.6084	17
18	55.511	.01801	.25459	3.9279	.00459	218.045	3.6698	18
19	69.389	.01441	.25366	3.9424	.00366	273.556	3.7222	19
20	86.736	.01153	.25292	3.9539	.00292	342.945	3.7667	20
21	108.420	.00922	.25233	3.9631	.00233	429.681	3.8045	21
22	135.525	.00738	.25186	3.9705	.00186	538.101	3.8365	22
23	169.407	.00590	.25148	3.9764	.00148	673.026	3.8634	23
24	211.758	.00472	.25119	3.9811	.00119	843.033	3.8861	24
25	264.698	.00378	.25095	3.9849	.00095	1054.791	3.9052	25
26	330.872	.00302	.25076	3.9879	.00076	1319.489	3.9212	26
27	413.590	.00242	.25061	3.9903	.00061	1650.361	3.9346	27
28	516.988	.00193	.25048	3.9923	.00048	2063.952	3.9457	28
29	646.235	.00155	.25039	3.9938	.00039	2580.939	3.9551	29
30	807.794	.00124	.25031	3.9950	.00031	3227.174	3.9628	30
31	1009.742	.00099	.25025	3.9960	.00025	4034.968	3.9693	31
32	1262.177	.00079	.25020	3.9968	.00020	5044.710	3.9740	32
33	1577.722	.00063	.25016	3.9975	.00016	6306.887	3.9791	33
34	1972.152	.00051	.25013	3.9980	.00012	7884.609	3.9828	34
35	2465.190	.00041	.25010	3.9984	.00010	9856.761	3.9858	35

30% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 30, N)	(P/F, 30, N)	(A/P, 30, N)	(P/A, 30, N)	(A/F, 30, N)	(F/A, 30, N)		
1	1.3000	.76923	1.3000	.7692	1.0000	1.000	.0000	1
2	1.6900	.59172	.73478	1.3609	.43478	2.2999	.4348	2
3	2.1969	.45517	.55063	1.8161	.25063	3.9899	.8277	3
4	2.8560	.35013	.46163	2.1662	.16163	6.1869	1.1782	4
5	3.7129	.26933	.41058	2.4395	.11058	9.0430	1.4903	5
6	4.8267	.20718	.37839	2.6427	.07839	12.755	1.7654	6
7	6.2748	.15937	.35687	2.8021	.05687	17.582	2.0062	7
8	8.1572	.12259	.34192	2.9247	.04192	23.857	2.2155	8
9	10.604	.09430	.33124	3.0190	.03124	32.014	2.3962	9
10	13.785	.07254	.32346	3.0915	.02346	42.619	2.5512	10
11	17.921	.05580	.31773	3.1473	.01773	56.404	2.6832	11
12	23.297	.04292	.31345	3.1902	.01345	74.326	2.7951	12
13	30.287	.03302	.31024	3.2232	.01024	97.624	2.8894	13
14	39.373	.02540	.30782	3.2486	.00782	127.91	2.9685	14
15	51.185	.01954	.30598	3.2692	.00598	167.28	3.0344	15
16	66.540	.01503	.30458	3.2852	.00458	218.46	3.0892	16
17	86.503	.01156	.30351	3.2948	.00351	285.01	3.1345	17
18	112.45	.00889	.30269	3.3036	.00269	371.51	3.1718	18
19	146.18	.00684	.30207	3.3105	.00207	483.95	3.2024	19
20	190.04	.00526	.30159	3.3157	.00159	630.15	3.2275	20
21	247.06	.00405	.30122	3.3198	.00122	820.20	3.2479	21
22	321.17	.00311	.30094	3.3229	.00094	1067.2	3.2646	22
23	417.53	.00240	.30072	3.3253	.00072	1388.4	3.2781	23
24	542.79	.00184	.30055	3.3271	.00055	1805.9	3.2890	24
25	705.62	.00142	.30043	3.3286	.00043	2348.7	3.2978	25
26	917.31	.00109	.30033	3.3297	.00033	3054.3	3.3049	26
27	1192.5	.00084	.30025	3.3305	.00025	3971.6	3.3106	27
28	1550.2	.00065	.30019	3.3311	.00019	5164.1	3.3152	28
29	2015.3	.00050	.30015	3.3316	.00015	6714.4	3.3189	29
30	2619.9	.00038	.30011	3.3320	.00011	8729.7	3.3218	30
31	3405.9	.00029	.30009	3.3323	.00009	11350.0	3.3242	31
32	4427.6	.00023	.30007	3.3325	.00007	14756.0	3.3261	32
33	5755.9	.00017	.30005	3.3327	.00005	19184.0	3.3276	33
34	7482.7	.00013	.30004	3.3328	.00004	24940.0	3.3287	34
35	9727.5	.00010	.30003	3.3329	.00003	32423.0	3.3297	35

40% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor (A/G, 40, N)	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 40, N)	(P/F, 40, N)	(A/P, 40, N)	(P/A, 40, N)	(A/F, 40, N)	(F/A, 40, N)		
1	1.4000	.71429	1.40000	.7143	1.00000	1.0000	.0000	1
2	1.9600	.51020	.81667	1.2244	.41667	2.3999	.4167	2
3	2.7440	.36443	.62936	1.5880	.22936	4.3699	.7796	3
4	3.8415	.26031	.54077	1.8492	.14077	7.1039	1.0923	4
5	5.3782	.18593	.49136	2.0351	.09136	10.945	1.3579	5
6	7.5295	.13281	.46126	2.1679	.06126	16.323	1.5810	6
7	10.541	.09486	.44192	2.2628	.04192	23.853	1.7663	7
8	14.757	.06776	.42907	2.3306	.02907	34.394	1.9185	8
9	20.660	.04840	.42034	2.3790	.02034	49.152	2.0422	9
10	28.925	.03457	.41432	2.4135	.01432	69.813	2.1419	10
11	40.495	.02469	.41013	2.4382	.01013	98.738	2.2214	11
12	56.693	.01764	.40718	2.4559	.00718	139.23	2.2845	12
13	79.370	.01260	.40510	2.4665	.00510	195.92	2.3341	13
14	111.11	.00900	.40363	2.4775	.00363	275.29	2.3726	14
15	155.56	.00643	.40259	2.4839	.00259	386.41	2.4029	15
16	217.79	.00459	.40184	2.4885	.00185	541.98	2.4262	16
17	304.91	.00328	.40132	2.4918	.00132	759.77	2.4440	17
18	426.87	.00234	.40094	2.4941	.00094	1064.6	2.4577	18
19	597.62	.00167	.40067	2.4958	.00067	1491.5	2.4681	19
20	836.67	.00120	.40048	2.4970	.00048	2089.1	2.4760	20
21	1171.3	.00085	.40034	2.4978	.00034	2925.8	2.4820	21
22	1639.8	.00061	.40024	2.4984	.00024	4097.1	2.4865	22
23	2295.8	.00044	.40017	2.4989	.00017	5737.0	2.4899	23
24	3214.1	.00031	.40012	2.4992	.00012	8032.8	2.4925	24
25	4499.8	.00022	.40009	2.4994	.00009	11247.2	2.4944	25

50% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor (A/G, 50, N)	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 50, N)	(P/F, 50, N)	(A/P, 50, N)	(P/A, 50, N)	(A/F, 50, N)	(F/A, 50, N)		
1	1.5000	.66667	1.5000	.6667	1.00000	1.000	.0000	1
2	2.2500	.44444	.90000	1.1111	.40000	2.500	.4000	2
3	3.3750	.29630	.71053	1.4074	.21053	4.750	.7368	3
4	5.0625	.19753	.62308	1.6049	.12308	8.125	1.0153	4
5	7.5937	.13169	.57583	1.7366	.07583	13.187	1.2417	5
6	11.390	.08779	.54812	1.8244	.04812	20.781	1.4225	6
7	17.085	.05853	.53108	1.8829	.03108	32.171	1.5648	7
8	25.628	.03902	.52030	1.9219	.02030	49.257	1.6751	8
9	38.443	.02601	.51335	1.9479	.01335	74.806	1.7596	9
10	57.665	.01734	.50882	1.9653	.00882	113.33	1.8235	10
11	86.497	.01156	.50585	1.9768	.00585	170.99	1.8713	11
12	129.74	.00771	.50388	1.9845	.00388	257.49	1.9067	12
13	194.61	.00514	.50258	1.9897	.00258	387.23	1.9328	13
14	291.92	.00343	.50172	1.9931	.00172	581.85	1.9518	14
15	437.89	.00228	.50114	1.9954	.00114	873.78	1.9656	15
16	656.84	.00152	.50076	1.9969	.00076	1311.6	1.9756	16
17	985.26	.00101	.50051	1.9979	.00051	1968.5	1.9827	17
18	1477.8	.00068	.50034	1.9986	.00034	2953.7	1.9878	18
19	2216.8	.00045	.50023	1.9991	.00023	4431.6	1.9914	19
20	3375.2	.00030	.50015	1.9994	.00015	6648.5	1.9939	20
21	4987.8	.00020	.50010	1.9996	.00010	9973.7	1.9957	21
22	7481.8	.00013	.50007	1.9997	.00007	14961.7	1.9970	22
23	11222.7	.00009	.50004	1.9998	.00004	22443.5	1.9979	23
24	16834.1	.00006	.50003	1.9998	.00003	33666.2	1.9985	24
25	25251.2	.00004	.50002	1.9999	.00002	50500.3	1.9990	25

60% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor (A/G, 60, N)	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 60, N)	(P/F, 60, N)	(A/P, 60, N)	(P/A, 60, N)	(A/F, 60, N)	(F/A, 60, N)		
1	1.6000	.62500	1.6000	.6250	1.0000	1.000	.0000	1
2	2.5600	.39063	.98462	1.0156	.38462	2.6000	.3846	2
3	4.0959	.24414	.79380	1.2597	.19380	5.1599	.6977	3
4	6.5535	.15259	.70804	1.4123	.10804	9.2559	.9464	4
5	10.485	.09537	.66325	1.5077	.06325	15.809	1.1395	5
6	16.777	.05960	.63803	1.5673	.03803	26.295	1.2863	6
7	26.843	.03725	.62322	1.6045	.02322	43.072	1.3958	7
8	42.949	.02328	.61430	1.6278	.01430	69.915	1.4759	8
9	68.719	.01455	.60886	1.6424	.00886	112.66	1.5337	9
10	109.95	.00909	.60551	1.6515	.00551	181.53	1.5748	10
11	175.92	.00568	.60343	1.6571	.00343	291.53	1.6037	11
12	281.47	.00355	.60214	1.6607	.00214	467.45	1.6238	12
13	450.35	.00227	.60134	1.6629	.00134	748.92	1.6377	13
14	720.57	.00139	.60083	1.6643	.00083	1199.2	1.6472	14
15	1152.9	.00087	.60052	1.6652	.00052	1919.8	1.6536	15
16	1844.6	.00054	.60033	1.6657	.00033	3072.7	1.6579	16
17	2951.4	.00034	.60020	1.6661	.00020	4917.4	1.6609	17
18	4722.3	.00021	.60013	1.6663	.00013	7868.8	1.6628	18
19	7555.7	.00013	.60008	1.6664	.00008	12591.0	1.6641	19
20	12089.0	.00008	.60005	1.6665	.00005	20147.0	1.6650	20

70% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 70, N)	(P/F, 70, N)	(A/P, 70, N)	(P/A, 70, N)	(A/F, 70, N)	(F/A, 70, N)		
1	1.7000	.58824	1.7000	.5882	1.0000	1.0000	.0000	1
2	2.8900	.34602	1.0703	.9343	.37037	2.700	.3704	2
3	4.9130	.20354	.87889	1.1378	.17889	5.590	.6619	3
4	8.3520	.11973	.79521	1.2575	.09521	10.502	.8845	4
5	14.198	.07043	.75304	1.3279	.05304	18.855	1.0497	5
6	24.137	.04143	.73025	1.3693	.03025	33.053	1.1692	6
7	41.033	.02437	.71749	1.3937	.01749	57.101	1.2537	7
8	69.757	.01434	.71018	1.4080	.01018	98.224	1.3172	8
9	118.58	.00843	.70595	1.4165	.00595	167.98	1.3520	9
10	201.59	.00496	.70349	1.4214	.00349	286.56	1.3787	10
11	342.71	.00292	.70205	1.4244	.00205	488.16	1.3963	11
12	582.62	.00172	.70120	1.4261	.00120	830.88	1.4079	12
13	990.45	.00101	.70071	1.4271	.00071	1413.5	1.4154	13
14	1683.7	.00059	.70042	1.4277	.00042	2403.9	1.4202	14
15	2862.4	.00035	.70024	1.4280	.00024	4087.7	1.4233	15
16	4865.0	.00021	.70014	1.4282	.00014	6950.1	1.4252	16
17	8272.3	.00012	.70008	1.4284	.00008	11816.0	1.4265	17
18	14063.0	.00007	.70005	1.4284	.00005	20089.0	1.4272	18
19	23907.0	.00004	.70003	1.4285	.00003	34152.0	1.4277	19
20	40642.0	.00002	.70002	1.4285	.00002	58059.0	1.4280	20

80% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 80, N)	(P/F, 80, N)	(A/P, 80, N)	(P/A, 80, N)	(A/F, 80, N)	(F/A, 80, N)		
1	1.8000	.55556	1.8000	.5556	1.00000	1.0000	.0000	1
2	3.2400	.30864	1.1571	.8642	.35714	2.8000	.3571	2
3	5.8319	.17147	.96556	1.0356	.16556	6.0399	.6291	3
4	10.497	.09526	.8423	1.1309	.08423	11.871	.8288	4
5	18.895	.05292	.84470	1.1938	.04470	22.369	.9706	5
6	34.012	.02940	.82423	1.2132	.02423	41.265	1.0682	6
7	61.221	.01633	.81328	1.2295	.01328	75.277	1.1337	7
8	110.19	.00907	.80733	1.2386	.00733	136.49	1.1767	8
9	198.35	.00504	.80405	1.2437	.00405	246.69	1.2044	9
10	357.04	.00280	.80225	1.2465	.00225	445.05	1.2219	10
11	642.68	.00156	.80125	1.2480	.00125	802.10	1.2328	11
12	1156.8	.00086	.80069	1.2489	.00069	1444.7	1.2396	12
13	2082.2	.00048	.80038	1.2494	.00038	2601.6	1.2437	13
14	3748.1	.00027	.80021	1.2496	.00021	4683.8	1.2462	14
15	6746.5	.00015	.80012	1.2498	.00012	8431.9	1.2477	15

90% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 90, N)	(P/F, 90, N)	(A/P, 90, N)	(P/A, 90, N)	(A/F, 90, N)	(F/A, 90, N)		
1	1.9000	.52632	1.9000	.52632	1.00000	1.0000	.00000	1
2	3.6100	.27701	1.2448	.80332	.34483	2.9000	.34483	2
3	6.8589	.14579	1.0536	.94912	.15361	6.5009	.59908	3
4	13.032	.07673	.97480	1.0258	.07480	13.368	.77867	4
5	24.760	.04039	.93708	1.0662	.03708	26.401	.90068	5
6	47.045	.02126	.91955	1.0874	.01955	51.161	.98081	6
7	89.386	.01110	.91018	1.0986	.01018	98.207	1.0319	7
8	169.83	.00589	.90533	1.1045	.00533	187.59	1.0637	8
9	322.68	.00310	.90280	1.1076	.00280	357.42	1.0831	9
10	613.10	.00163	.90147	1.1093	.00147	680.11	1.0947	10

100% Interest Factors for Discrete Compounding Periods

N	SINGLE PAYMENT		UNIFORM SERIES				Gradient Factor	N
	Compound Amount Factor	Present Worth Factor	Capital Recovery Factor	Present Worth Factor	Sinking Fund Factor	Compound Amount Factor		
	(F/P, 100, N)	(P/F, 100, N)	(A/P, 100, N)	(P/A, 100, N)	(A/F, 100, N)	(F/A, 100, N)		
1	2.000	.50000	2.0000	.50000	1.0000	1.000	.00000	1
2	4.000	.25000	1.3333	.75000	.33333	3.000	.33333	2
3	8.000	.12500	1.1428	.87500	.14286	7.000	.57143	3
4	16.000	.06250	1.0666	.93750	.06667	15.000	.73333	4
5	32.000	.03125	1.0322	.96875	.03226	31.000	.83871	5
6	64.00	.01562	1.0158	.98438	.01587	63.00	.90476	6
7	128.00	.00781	1.0078	.99219	.00787	127.00	.94488	7
8	256.00	.00391	1.0039	.99609	.00392	255.00	.96863	8
9	512.00	.00195	1.0019	.99805	.00196	511.00	.98239	9
10	1024.0	.00098	1.0009	.99902	.00098	1023.0	.99022	10

TABLE A-24

50.00% COMPOUND INTEREST FACTORS

SINGLE PAYMENTS			UNIFORM SERIES PAYMENTS				
N	COMPOUND AMOUNT P/A	PRESENT WORTH P/P	SINKING FUND P/P	COMPOUND AMOUNT P/A	CAPITAL RECOVERY P/P	PRESENT WORTH P/A	N
1	1.5000	0.6667	1.00000	1.000	1.50000	0.6667	1
2	2.2500	0.4444	0.40000	2.500	0.90000	1.1111	2
3	3.3750	0.2963	0.21053	4.750	0.71053	1.4074	3
4	5.0625	0.1975	0.12308	8.125	0.62308	1.6049	4
5	7.5937	0.1317	0.07583	13.187	0.57583	1.7366	5
6	11.3906	0.0871	0.04812	20.781	0.54812	1.8244	6
7	17.0859	0.0585	0.03108	32.172	0.53108	1.8829	7
8	25.6286	0.0390	0.02030	49.258	0.52030	1.9220	8
9	38.4431	0.0260	0.01335	74.886	0.51335	1.9480	9
10	57.6647	0.0175	0.00882	113.329	0.50882	1.9653	10
11	86.4959	0.0116	0.00585	170.994	0.50585	1.9769	11
12	129.7453	0.0077	0.00388	257.491	0.50388	1.9846	12
13	194.6179	0.0051	0.00256	387.236	0.50256	1.9897	13
14	291.9265	0.0034	0.00172	581.854	0.50172	1.9931	14
15	437.8896	0.0023	0.00114	873.780	0.50114	1.9954	15
16	658.2340	0.0015	0.00076	1311.569	0.50076	1.9970	16
17	985.2505	0.0010	0.00051	1968.503	0.50051	1.9980	17
18	1477.275	0.0007	0.00034	2952.753	0.50034	1.9986	18
19	2216.811	0.0005	0.00023	4431.625	0.50023	1.9991	19
20	3325.214	0.0003	0.00015	6648.434	0.50015	1.9994	20
22	7481.723	0.0001	0.00007	14961.450	0.50007	1.9997	22
24	16633.85	0.0001	0.00003	33665.730	0.50003	1.9999	24
25	25250.77	0.0000	0.00002	50459.570	0.50002	1.9999	25
26	37674.13	0.0000	0.00001	75750.310	0.50001	1.9999	26
28	85231.13	0.0000	0.00001	170440.30	0.50001	2.0000	28
30	151747.4	0.0000	0.00000	383493.10	0.50000	2.0000	30
32	431431.1	0.0000	0.00000	862861.50	0.50000	2.0000	32
34	970716.8	0.0000	0.00000	1941437.0	0.50000	2.0000	34

TABLE A-25

PRESENT WORTH GRADIENT FACTORS (P/G)

N	1%	2%	3%	4%	5%	6%	N
2	0.958	0.958	0.941	0.924	0.906	0.890	2
3	2.895	2.841	2.772	2.702	2.634	2.569	3
4	5.773	5.612	5.437	5.267	5.101	4.945	4
5	9.566	9.233	8.887	8.554	8.235	7.934	5
6	14.271	13.672	13.074	12.506	11.966	11.452	6
7	19.860	18.895	17.952	17.066	16.230	15.445	7
8	26.324	24.868	23.478	22.180	20.968	19.840	8
9	33.626	31.559	29.609	27.801	26.124	24.576	9
10	41.764	38.943	36.305	33.861	31.649	29.601	10
11	50.721	46.984	43.530	40.377	37.496	34.829	11
12	60.479	55.657	51.245	47.248	43.621	40.335	12
13	71.018	64.932	59.416	54.454	49.984	45.961	13
14	82.314	74.723	68.010	61.961	56.550	51.711	14
15	94.374	85.163	76.996	69.735	63.284	57.553	15
16	107.154	96.109	86.343	77.744	70.150	63.457	16
17	120.662	107.535	96.023	85.958	77.136	69.359	17
18	134.865	119.436	106.009	94.350	84.200	75.355	18
19	149.754	131.792	116.274	102.893	91.323	81.204	19
20	165.320	144.577	126.794	111.564	98.424	87.226	20
21	181.546	157.772	137.544	120.341	105.663	93.111	21
22	198.407	171.354	148.504	129.102	112.841	98.935	22
23	215.903	185.305	159.651	138.126	120.004	104.699	23
24	234.025	199.604	170.965	147.101	127.135	110.379	24
25	252.717	214.231	182.428	156.103	134.223	115.971	25
26	272.011	229.169	194.020	165.121	141.253	121.466	26
27	291.875	244.401	205.725	174.135	148.217	126.855	27
28	312.309	259.908	217.525	183.142	155.105	132.140	28
29	333.280	275.674	229.407	192.120	161.907	137.307	29
30	354.790	291.684	241.355	201.061	168.617	142.357	30
31	376.822	307.921	253.354	209.955	175.228	147.284	31
32	399.360	324.369	265.392	218.792	181.734	152.085	32
33	422.398	341.016	277.457	227.563	188.130	156.766	33
34	445.919	357.845	289.536	236.260	194.412	161.217	34
35	469.916	374.846	301.619	244.876	200.575	165.471	35
36	494.375	392.003	313.695	253.405	206.618	169.537	36
37	519.279	409.305	325.755	261.839	212.538	173.405	37
38	544.622	426.738	337.788	270.175	218.333	177.047	38
39	570.396	444.291	349.786	278.406	224.000	180.463	39
40	596.579	461.953	361.742	286.530	229.540	183.655	40
42	650.167	497.560	385.495	302.437	240.234	193.171	42
44	705.288	533.474	408.989	317.865	250.412	199.911	44
46	761.670	569.618	432.177	332.810	260.079	206.152	46
48	819.229	605.921	455.017	347.244	269.242	212.035	48
50	879.089	642.316	477.472	361.163	277.510	217.456	50

139

F-2

TABLE A-25

PRESENT WORTH GRADIENT FACTORS (P/G)

N	7%	8%	9%	10%	15%	20%	N
2	0.873	0.857	0.841	0.826	0.756	0.694	2
3	2.506	2.445	2.386	2.329	2.071	1.852	3
4	4.794	4.650	4.511	4.376	3.755	3.297	4
5	7.646	7.372	7.111	6.862	5.775	4.906	5
6	10.979	10.523	10.092	9.684	7.937	6.581	6
7	14.714	14.024	13.374	12.763	10.142	8.255	7
8	18.755	17.806	16.897	16.028	12.481	9.583	8
9	23.140	21.806	20.570	19.421	14.755	11.434	9
10	27.715	25.977	24.372	22.891	16.975	12.857	10
11	32.466	30.266	28.247	26.396	19.124	14.833	11
12	37.350	34.634	32.158	29.901	21.185	15.467	12
13	42.350	39.045	36.072	33.577	23.135	16.588	13
14	47.371	43.472	39.982	36.800	24.973	17.681	14
15	52.445	47.856	43.836	40.192	26.693	18.509	15
16	57.525	52.254	47.584	43.412	28.296	19.321	16
17	62.642	56.598	51.231	46.581	29.783	20.042	17
18	67.821	60.842	54.885	49.639	31.156	20.680	18
19	72.998	65.013	58.386	52.582	32.421	21.244	19
20	77.902	69.099	61.776	55.405	33.582	21.739	20
21	82.539	73.043	65.050	58.109	34.649	22.174	21
22	87.074	76.928	68.204	60.684	35.615	22.555	22
23	91.719	80.672	71.235	63.145	36.499	22.887	23
24	96.254	84.300	74.142	65.481	37.302	23.178	24
25	100.678	87.804	76.926	67.695	38.031	23.428	25
26	104.991	91.184	79.586	69.794	38.702	23.646	26
27	109.155	94.459	82.123	71.777	39.328	23.835	27
28	113.236	97.569	84.541	73.544	39.928	23.999	28
29	117.181	100.574	86.842	75.114	40.515	24.141	29
30	120.971	103.458	89.027	76.506	40.993	24.263	30
31	124.654	106.216	91.102	77.839	41.477	24.368	31
32	128.211	108.857	93.068	79.108	41.961	24.459	32
33	131.643	111.382	94.931	81.485	42.448	24.537	33
34	134.950	113.792	96.693	82.777	42.933	24.604	34
35	138.135	116.092	98.358	83.987	43.359	24.651	35
36	141.198	118.284	99.931	85.119	42.587	24.711	36
37	144.144	120.371	101.416	86.178	42.752	24.753	37
38	146.972	122.358	102.815	87.187	42.974	24.789	38
39	149.686	124.247	104.134	88.151	43.137	24.820	39
40	152.292	126.042	105.376	88.952	43.283	24.847	40
42	157.180	129.365	107.643	90.505	43.529	24.889	42
44	161.850	132.355	109.645	91.851	43.723	24.920	44
46	165.758	135.038	111.410	93.016	43.878	24.942	46
48	169.498	137.443	112.962	94.022	44.000	24.958	48
50	172.935	139.593	114.325	94.889	44.096	24.970	50

TABLE A-25

PRESENT WORTH GRADIENT FACTORS (P/G)

N	25%	30%	35%	40%	45%	50%	N
2	0.640	0.592	0.549	0.510	0.476	0.444	2
3	1.664	1.502	1.362	1.239	1.132	1.037	3
4	2.893	2.552	2.265	2.020	1.810	1.630	4
5	4.204	3.630	3.157	2.764	2.434	2.156	5
6	5.514	4.666	3.983	3.423	2.972	2.595	6
7	6.773	5.622	4.717	3.997	3.413	2.948	7
8	7.947	6.480	5.352	4.471	3.776	3.220	8
9	9.021	7.234	5.889	4.858	4.058	3.428	9
10	9.987	7.887	6.336	5.170	4.277	3.584	10
11	10.846	8.445	6.705	5.417	4.445	3.699	11
12	11.603	8.917	7.005	5.611	4.572	3.784	12
13	12.262	9.314	7.247	5.752	4.668	3.846	13
14	12.833	9.644	7.442	5.879	4.740	3.890	14
15	13.326	9.917	7.597	5.969	4.793	3.922	15
16	13.748	10.143	7.721	6.038	4.832	3.945	16
17	14.108	10.328	7.818	6.090	4.861	3.961	17
18	14.415	10.479	7.895	6.130	4.882	3.973	18
19	14.674	10.602	7.955	6.160	4.898	3.981	19
20	14.893	10.702	8.002	6.183	4.906	3.987	20
21	15.075	10.783	8.038	6.200	4.917	3.991	21
22	15.233	10.848	8.067	6.213	4.923	3.994	22
23	15.368	10.901	8.089	6.222	4.927	3.996	23
24	15.471	10.943	8.106	6.229	4.928	3.997	24
25	15.552	10.977	8.119	6.235	4.930	3.998	25
26	15.617	11.005	8.130	6.239	4.934	3.999	26
27	15.700	11.026	8.137	6.242	4.935	3.999	27
28	15.752	11.044	8.143	6.244	4.936	3.999	28
29	15.786	11.058	8.148	6.245	4.937	3.999	29
30	15.832	11.069	8.152	6.247	4.937	3.999	30
31	15.853	11.078	8.154	6.246	4.938	3.999	31
32	15.886	11.085	8.157	6.248	4.938	3.999	32
33	15.926	11.090	8.158	6.248	4.938	3.999	33
34	15.923	11.094	8.159	6.249	4.938	3.999	34
35	15.927	11.093	8.160	6.249	4.938	3.999	35
36	15.948	11.101	8.161	6.249	4.938	3.999	36
37	15.957	11.103	8.162	6.250	4.938	3.999	37
38	15.965	11.105	8.162	6.250	4.938	3.999	38
39	15.971	11.106	8.162	6.250	4.938	3.999	39
40	15.977	11.107	8.163	6.250	4.938	3.999	40
42	15.984	11.109	8.163	6.250	4.938	3.999	42
44	15.990	11.110	8.163	6.250	4.938	3.999	44
46	15.993	11.110	8.163	6.250	4.938	3.999	46
48	15.995	11.111	8.163	6.250	4.938	3.999	48
50	15.997	11.111	8.163	6.250	4.938	3.999	50

140

7-28

TABLE A.25 Discrete Compounding: $i=5\%$

Geometric series present worth factor, $(P/A, i, j, n)$					
n	$j=4\%$	$j=5\%$	$j=6\%$	$j=10\%$	$j=15\%$
1	0.9524	0.9524	0.9524	0.9524	0.9524
2	1.8957	1.9138	1.9320	1.9501	1.9955
3	2.8300	2.8844	2.9396	2.9954	3.1379
4	3.7554	3.8643	3.9759	4.0904	4.3831
5	4.6721	4.8535	5.0419	5.2375	5.7595
6	5.5799	5.8521	6.1383	6.4393	7.2604
7	6.4792	6.8602	7.2661	7.6983	8.9043
8	7.3699	7.8779	8.4261	9.0173	10.7047
9	8.2521	8.9053	9.6192	10.3991	12.6753
10	9.1258	9.9425	10.8464	11.8467	14.8362
11	9.9913	10.9896	12.1087	13.3632	17.2016
12	10.8485	12.0466	13.4070	14.9519	19.7922
13	11.6976	13.1137	14.7425	16.6163	22.6295
14	12.5388	14.1910	16.1101	18.3599	25.7371
15	13.3715	15.2785	17.5209	20.1866	29.1407
16	14.1966	16.3764	18.9821	22.1002	32.8683
17	15.0137	17.4848	20.4709	24.1050	36.9510
18	15.8231	18.6037	22.0143	26.2052	41.4226
19	16.6248	19.7332	23.5956	28.4055	46.3200
20	17.4189	20.8736	25.2222	30.7105	51.6838
21	18.2054	22.0247	26.8952	33.1253	57.5584
22	18.9944	23.1869	28.6160	35.6550	63.9925
23	19.7859	24.3601	30.3860	38.3053	71.0394
24	20.5792	25.5445	32.2066	41.0817	78.7575
25	21.3741	26.7401	34.0791	43.9904	87.2108
26	22.1705	27.9472	36.0052	47.0375	96.4687
27	22.9685	29.1657	37.9863	50.2296	106.6086
28	23.7680	30.3959	40.0240	53.5741	117.7142
29	24.5691	31.6377	42.1199	57.0776	129.8774
30	25.3718	32.8914	44.2757	60.7480	143.1991
31	26.1761	34.1571	46.4931	64.5931	157.7895
32	26.9820	35.4348	48.7739	68.6213	173.7695
33	27.7895	36.7246	51.1198	72.8414	191.2713
34	28.5986	38.0267	53.5328	77.2624	210.4400
35	29.4092	39.3413	56.0146	81.8940	231.4343
36	30.2214	40.6683	58.5674	86.7461	254.4280
37	31.0351	42.0080	61.1932	91.8292	279.6116
38	31.8503	43.3605	63.8939	97.1544	307.1937
39	32.6670	44.7258	66.6719	102.7332	337.4028
40	33.4851	46.1042	69.5291	108.5776	370.4808
41	34.3046	47.4957	72.4681	114.7004	406.7258
42	35.1255	48.9004	75.4910	121.1147	446.4138
43	35.9478	50.3185	78.6002	127.8344	489.8817
44	36.7714	51.7501	81.7983	134.8742	537.4895
45	37.5963	53.1953	85.0878	142.2491	589.6314
46	38.4225	54.6543	88.4713	149.9753	646.7391
47	39.2500	56.1272	91.9514	158.0693	709.2857
48	40.0788	57.6141	95.5310	166.5488	777.7891
49	40.9089	59.1152	99.2128	175.4321	852.8167
50	41.7403	60.6306	102.9998	184.7384	934.9887

T-30

TABLE A.26 Discrete Compounding: $i = 5\%$

Geometric series future worth factor, $(F/P, i, j, n)$					
n	$j = 4\%$	$j = 6\%$	$j = 8\%$	$j = 10\%$	$j = 15\%$
1	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
2	2.0500	2.1100	2.1300	2.1500	2.2000
3	3.2751	3.3391	3.4029	3.4675	3.6325
4	4.5648	4.6971	4.8328	4.9719	5.3350
5	5.9529	6.1944	6.4349	6.6846	7.3508
6	7.4777	7.8423	8.2260	8.6293	9.7297
7	9.1169	9.6530	10.2241	10.9323	12.5292
8	10.8886	11.6393	12.4442	13.3227	15.8157
9	12.8016	13.8151	14.9225	15.1324	19.6655
10	14.8650	16.1953	17.6677	19.2970	24.1666
11	17.0885	18.7950	20.7100	22.8555	29.4205
12	19.4824	21.6340	24.0771	26.8514	36.5439
13	22.0676	24.7279	27.7992	31.3324	42.8714
14	24.8525	28.0972	31.9087	36.3513	50.9577
15	27.7985	31.7650	36.4414	41.9664	60.5813
16	30.9695	35.7477	41.4356	48.2420	71.7475
17	34.4118	40.0754	46.9311	55.2490	84.6925
18	38.0603	44.7720	52.9800	63.0660	99.6883
19	42.0131	49.8649	59.6250	71.6792	117.0482
20	46.2775	55.3830	66.9223	81.1440	137.1324
21	50.7195	61.3601	74.9203	92.2657	160.3556
22	55.5342	67.8277	83.7093	104.3003	187.1948
23	60.6899	74.8226	93.3313	117.6556	218.1993
24	66.1756	82.3835	103.8694	132.4977	254.0938
25	72.0519	90.5516	115.4040	148.9670	295.3260
26	78.3203	99.3710	128.0277	167.2501	343.6112
27	85.0088	108.8090	141.8202	187.5308	398.0166
28	92.1420	119.1556	156.8992	210.0173	461.4548
29	99.7484	130.2252	173.3713	234.9391	534.5932
30	107.8545	142.1549	191.3572	262.5492	618.8083
31	116.4996	155.0051	210.9877	293.1261	716.0550
32	125.6893	168.8445	232.4047	326.9767	826.0013
33	135.4857	183.7401	255.7623	364.4393	956.9604
34	145.9032	199.7677	281.2252	405.6864	1105.5146
35	156.9328	217.0071	308.9776	451.7284	1276.5951
36	168.7664	235.5436	339.2119	502.4173	1473.8004
37	181.3317	255.4680	372.1406	558.4598	1700.4322
38	194.6664	276.8775	407.9933	620.3773	1961.5765
39	208.8385	299.8756	447.0182	688.8065	2262.2007
40	223.8968	324.5729	489.4844	764.3853	2608.2356
41	239.8927	351.0873	535.6832	847.8639	3006.5109
42	256.8004	379.5445	585.9298	940.0422	3454.8795
43	274.6172	410.0788	640.5658	1041.8080	3992.3730
44	294.0635	442.8352	699.9507	1154.1365	4599.3787
45	314.3632	477.9603	764.5147	1278.1095	5297.8426
46	335.9435	515.6229	834.6009	1414.9055	6101.5040
47	358.8155	555.9946	910.8680	1565.8303	7026.1639
48	383.0741	599.2602	993.6434	1732.3193	8089.9044
49	408.7984	645.6171	1083.5462	1915.2525	9313.8949
50	436.0716	695.2754	1181.1404	2116.4691	10721.0004

TABLE A.27 Discrete Compounding: $i = 8\%$

Geometric series present worth factor, $(P/A, i, j, n)$					
n	$j = 4\%$	$j = 6\%$	$j = 8\%$	$j = 10\%$	$j = 15\%$
1	0.9259	0.9259	0.9259	0.9259	0.9259
2	1.8178	1.8347	1.8518	1.8690	1.9119
3	2.6762	2.7267	2.7778	2.8285	2.9617
4	3.5030	3.6021	3.7037	3.8079	4.0796
5	4.2992	4.4613	4.6296	4.8043	5.2699
6	5.0659	5.3046	5.5556	5.8192	6.5374
7	5.8042	6.1323	6.4815	6.8529	7.8871
8	6.5151	6.9447	7.4074	7.9057	9.3242
9	7.1997	7.7420	8.3333	8.9780	10.8545
10	7.8590	8.5248	9.2593	10.0702	12.4839
11	8.4939	9.2926	10.1852	11.1826	14.2190
12	9.1052	10.0465	11.1111	12.3157	16.0665
13	9.6939	10.7863	12.0370	13.4696	18.0338
14	10.2608	11.5125	12.9630	14.6450	20.1266
15	10.8067	12.2257	13.8889	15.8421	22.3592
16	11.3324	12.9240	14.8148	17.0614	24.7343
17	11.8386	13.6114	15.7407	18.3033	27.2634
18	12.3260	14.2852	16.6667	19.5682	29.9564
19	12.7954	14.9466	17.5926	20.8565	32.8239
20	13.2475	15.5957	18.5185	22.1687	35.8773
21	13.6827	16.2329	19.4444	23.5051	39.1286
22	14.1019	16.8582	20.3704	24.8663	42.5906
23	14.5055	17.4719	21.2963	26.2527	46.2771
24	14.8942	18.0743	22.2222	27.6648	50.2024
25	15.2685	18.6655	23.1481	29.1011	54.3822
26	15.6289	19.2458	24.0741	30.5679	58.8329
27	15.9760	19.8153	25.0000	32.0599	63.5721
28	16.3102	20.3743	25.9259	33.5796	68.6184
29	16.6321	20.9229	26.8519	35.1273	73.9919
30	16.9420	21.4614	27.7778	36.7030	79.7136
31	17.2404	21.9899	28.7037	38.3094	85.8061
32	17.5278	22.5086	29.6296	39.9447	92.2935
33	17.8046	23.0177	30.5556	41.6104	99.2015
34	18.0711	23.5173	31.4815	43.3069	106.5571
35	18.3277	24.0078	32.4074	45.0348	114.3895
36	18.5748	24.4891	33.3333	46.7947	122.7296
37	18.8128	24.9618	34.2593	48.6879	131.6108
38	19.0419	25.4252	35.1852	50.6129	141.0664
39	19.2626	25.8803	36.1111	52.5774	151.1355
40	19.4751	26.3269	37.0370	54.5763	161.8573
41	19.6797	26.7653	37.9630	56.6095	173.2739
42	19.8768	27.1956	38.8889	58.6600	185.4306
43	20.0665	27.6179	39.8148	60.7311	198.3752
44	20.2493	28.0324	40.7407	62.8293	212.1587
45	20.4252	28.4392	41.6667	64.9572	226.8357
46	20.5946	28.8385	42.5926	66.2896	242.4639
47	20.7578	29.2304	43.5185	68.4431	259.1051
48	20.9149	29.6150	44.4444	70.6365	276.8249
49	21.0652	29.9925	45.3704	72.8705	295.6932
50	21.2119	30.3630	46.2963	75.1459	315.7844

TABLE A.28 Discrete Compounding: $i = 8\%$

Geometric series future worth factor, $(F/F_0, i, n)$					
n	$j = 4\%$	$j = 6\%$	$j = 8\%$	$j = 10\%$	$j = 15\%$
1	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
2	2.1200	2.1400	2.1600	2.1800	2.2300
3	3.3712	3.4348	3.4992	3.5644	3.7309
4	4.7658	4.9006	5.0385	5.1806	5.5502
5	6.3189	6.5551	6.8024	7.0591	7.7433
6	8.0399	8.4178	8.8160	9.2343	10.3741
7	9.9473	10.5097	11.1081	11.7446	13.5171
8	12.0590	12.8541	13.7106	14.6329	17.2585
9	14.3923	15.4763	16.5584	17.9472	21.6982
10	16.9670	18.4039	19.9000	21.7409	26.9519
11	19.8046	21.6670	23.7482	26.0739	33.1536
12	22.9284	25.2987	27.9797	31.0129	40.4583
13	26.3630	29.3348	32.7062	36.6324	49.0452
14	30.1379	33.8145	38.0747	43.0152	59.1216
15	34.2806	38.7805	44.0579	50.2540	70.9270
16	38.8240	44.2795	50.7147	58.4515	84.7303
17	43.8029	50.3623	58.2410	67.7226	100.8749
18	49.2551	57.0840	66.6003	78.1949	119.7062
19	55.2213	64.5081	75.8244	90.0104	141.6688
20	61.7450	72.6911	86.3140	103.3271	167.2726
21	68.8766	81.7135	97.6901	118.3206	196.9069
22	76.6655	91.6501	110.7443	135.1867	231.5458
23	85.1687	102.5857	125.0464	154.1419	271.7142
24	94.4469	114.6123	140.8151	175.4278	318.3428
25	104.5670	127.8702	158.2295	199.3115	372.4354
26	115.5871	142.3405	178.0604	226.0912	435.1492
27	127.6173	158.2858	199.7015	256.0906	507.8179
28	140.7701	175.7710	223.6657	289.6944	591.9767
29	154.9656	194.9443	250.1861	327.2900	689.4026
30	170.3315	215.9503	279.5102	369.3373	802.1302
31	187.3634	238.9784	311.9424	416.3337	932.5124
32	205.7756	264.1848	347.7854	468.8347	1083.2569
33	225.6917	291.7730	387.3237	527.4552	1257.4826
34	247.3954	321.9554	430.9857	592.6768	1458.7210
35	270.9814	354.9629	479.1547	665.8546	1691.2583
36	296.6060	391.0460	532.2724	747.2254	1959.7669
37	324.4384	430.4769	590.8224	837.9162	2269.7001
38	354.6616	473.5512	655.3338	939.0534	2627.4007
39	387.4733	520.5895	726.3857	1051.4740	3040.1361
40	423.0875	571.9402	804.6119	1176.7367	3516.2718
41	461.7555	627.9811	890.7054	1316.1349	4065.4371
42	503.6674	689.1225	985.4243	1471.2109	4698.7151
43	549.1536	755.6093	1099.5977	1643.6714	5428.8619
44	598.6264	828.5245	1204.1322	1835.4052	6270.5578
45	651.6818	907.7019	1330.0187	2048.5017	7240.6974
46	709.9816	994.1799	1458.3407	2285.2723	8358.7225
47	772.8549	1088.3048	1620.7820	2548.2737	9647.0049
48	841.0011	1190.6371	1787.1366	2840.3330	11131.2977
49	914.8517	1302.4957	1970.3181	3164.5769	12841.1914
50	994.8732	1424.0729	2171.3769	3524.4620	14810.7976

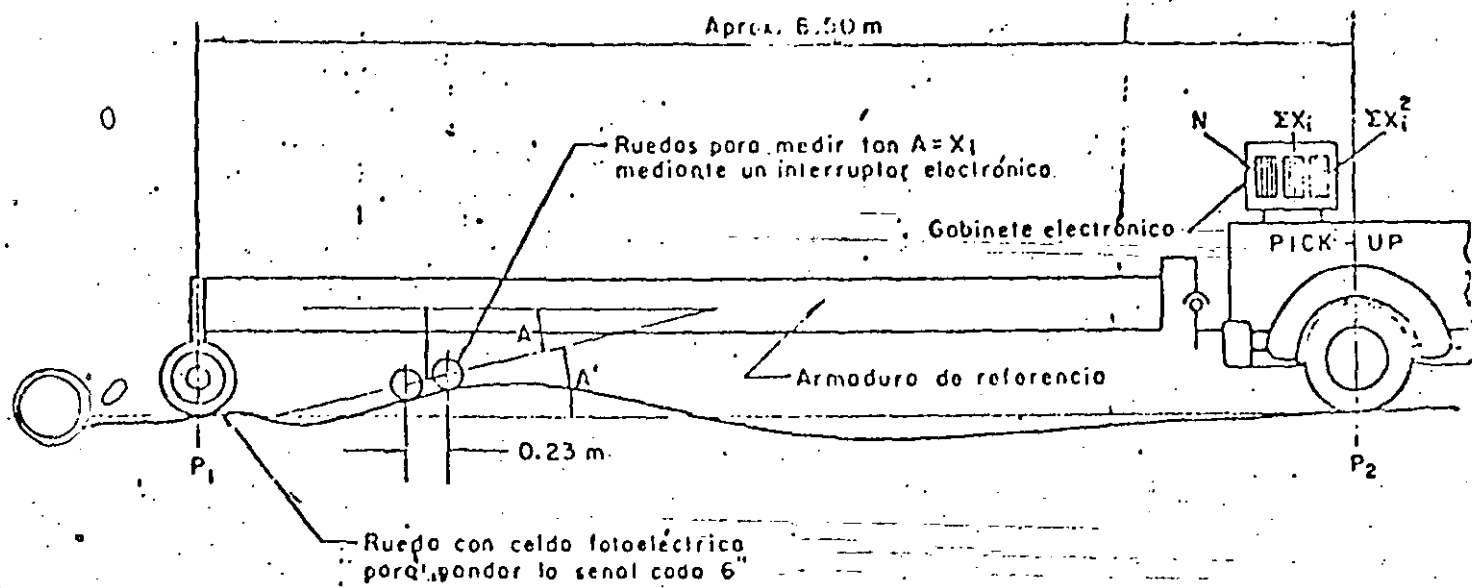
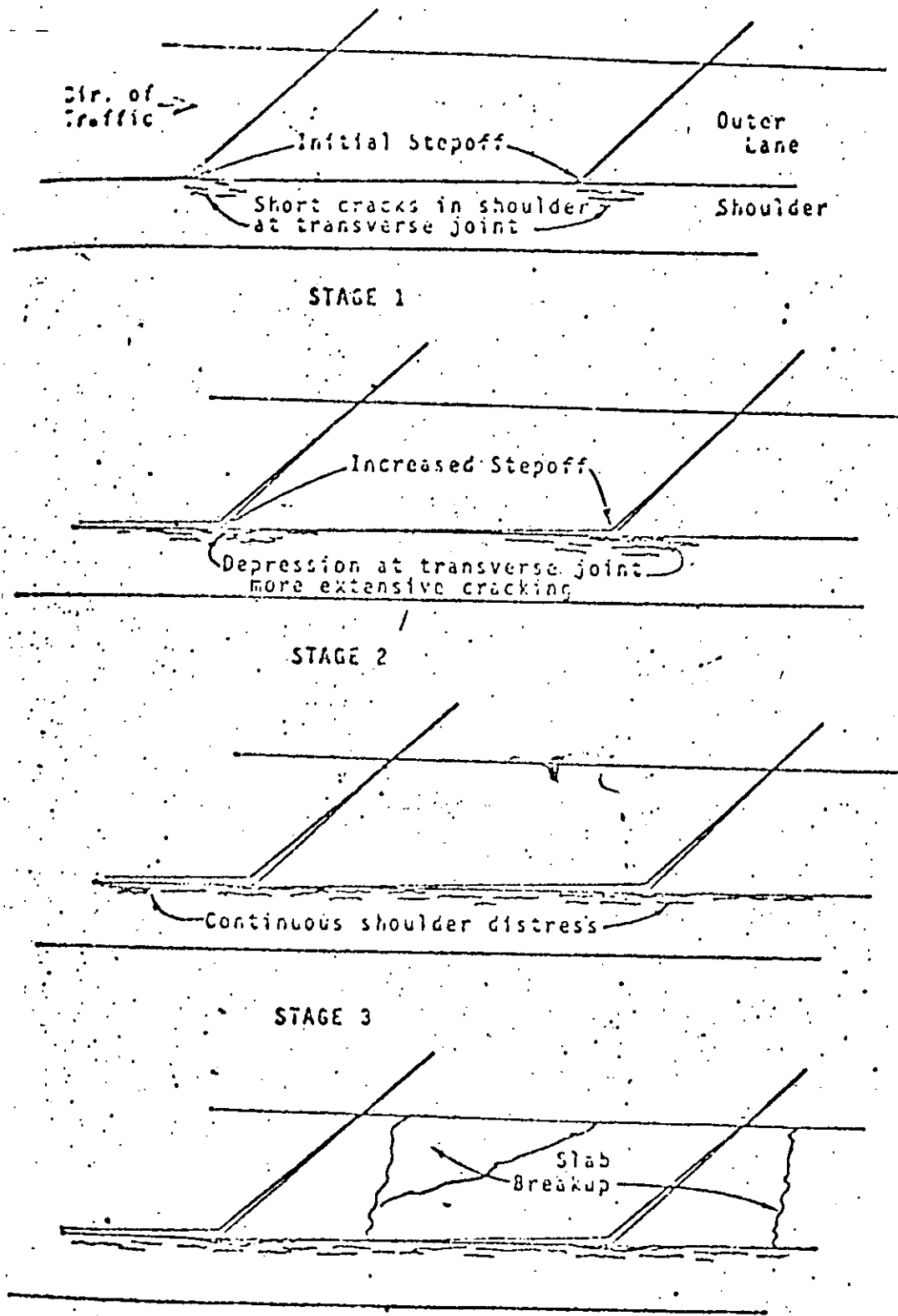


FIG. 11. Croquis del perfilómetro simplificado CH/CO.



STAGE 4

Figure 1

TYPICAL STAGES IN THE LIFE OF A CONCRETE PAVEMENT



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

TIPOS DE PAVIMENTOS RIGIDOS

M. EN C. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ

Junio de 1985

Tipos de PAVIMENTOS RIGIDOS

SIGLAS	NOMBRE	CARACTERISTICAS
JCP	Pavimento de Concreto con Juntas.	(Caminos, Avenidas, estacionamientos, Aeropuertos). -Espaciamiento de Juntas = 4.5 a 7.5 metros -No utiliza refuerzo -Espesores usuales = 20 a 30 cm (Carreteras) 30 a 56 cm (Aeropuertos) -Colado siempre por losa
JRCP	Pavimento de Concreto Reforzado con juntas.	(Caminos, Avenidas) -Espaciamiento de Juntas = 9 a 36 metros -Porcentaje de refuerzo: 0.05 a 0.2% 3-10 lb/s.y. -Espesores : 20 a 30 cm
CRCP	Pavimento de Concreto Reforzado en forma continua sin juntas.	(Caminos, Aeropuertos) -No hay juntas transversales, excepto construcción longitudinal. -Refuerzo = 0.5% al 0.7% 18 - 21 lb/s.y. -Espesores = 15 a 23 cm
PCP	Pavimento de Concreto Presforzado.	(Aeropuertos) - Solo utiliza juntas de expansión -Refuerzo = 0.5 al 1.0% -Espesores = 12 a 23 cm.

$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a_1}{l} \right)^{0.6} \right]$$

4

$$a_1 = \sqrt{2} \times a$$

area del radio de contacto

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

donde :

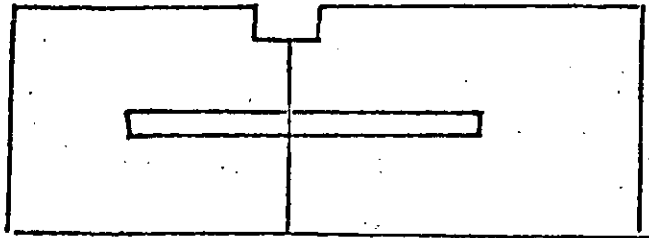
- l = radio de rigidez relativa (in)
- E = módulo de Elasticidad del pavimento (psi)
- h = espesor del pavimento (in)
- μ = relación de Poisson del pavimento
- K = módulo de reacción del terreno (pci)

Valores del Radio de Rigidez Relativa

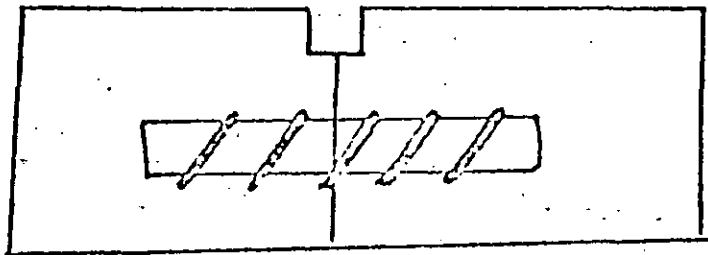
$(\mu = 0.15 \quad E = 4,000,000 \text{ psi})$						
h (in.)	$k = 50$	$k = 100$	$k = 200$	$k = 300$	$k = 400$	$k = 500$
9.0	47.22	39.71	33.39	30.17	28.08	26.55
9.5	49.17	41.35	34.77	31.42	29.24	27.65
10.0	51.10	42.97	36.14	32.65	30.39	28.74
10.5	53.01	44.57	37.48	33.87	31.52	29.81
11.0	54.89	46.16	38.81	35.07	32.64	30.87
11.5	56.75	47.72	40.13	36.26	33.74	31.91
12.0	58.59	49.27	41.43	37.44	34.84	32.95
12.5	60.41	50.80	42.72	38.60	35.92	33.97
13.0	62.22	52.32	43.99	39.75	36.99	34.99
14.0	65.77	55.31	46.51	42.02	39.11	36.99
15.0	69.27	58.25	48.99	44.26	41.19	38.95
16.0	72.70	61.13	51.41	46.45	43.23	40.88
17.0	76.08	63.98	53.80	48.61	45.24	42.78
18.0	79.41	66.78	56.16	50.74	47.22	44.66
19.0	82.70	69.54	58.48	52.84	49.17	46.51
20.0	85.95	72.27	60.77	54.92	51.10	48.33
21.0	89.15	74.97	63.04	56.96	53.01	50.13
22.0	92.31	77.63	65.28	58.98	54.89	51.91
23.0	95.44	80.26	67.49	60.98	56.75	53.67
24.0	98.54	82.86	69.68	62.96	58.59	55.41

JUNTAS :

1.- TRANSFERENCIA DE CARGA : Varillas lisas



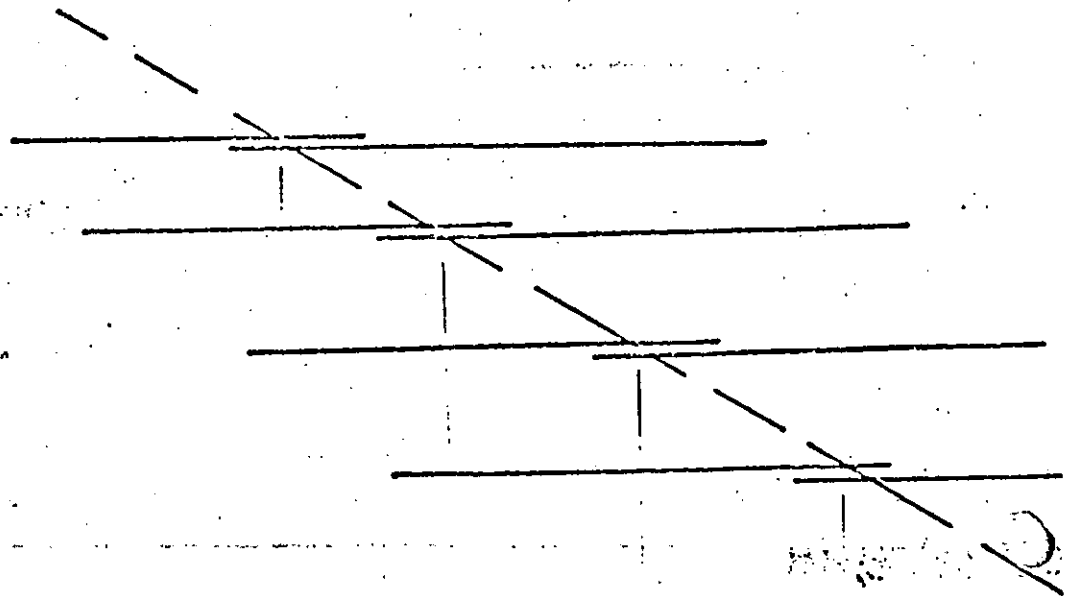
2.- PREVENCIÓN DE DESLIZAMIENTO O SEPARACIÓN varillas corrugadas



3.- TRASLAPES

varilla : 25 ϕ

alambre ; 32 ϕ



ESPECIFICACIONES AASHTO PARA ACERO EN JUNTAS DE PAVIMENTOS RIGIDOS

7

TRASFERENCIA DE CARGAS:

Espesor del pavimento (in)	(mm)	diámetro barra (in)	(mm)	longitud barra (in)	(mm)	espaciam. barra (in)	(mm)
6	150	3/4	19	18	460	12	300
7	175	1	25	18	460	12	300
8	200	1	25	18	460	12	300
9	225	1 1/4	31	18	460	12	300
10	250	1 1/4	31	18	460	12	300

Se recomienda utilizar acero grado 70 o mayor (4,900 Kg/cm²)

EVITAR SEPARACION

(barras No 4)

Tipo y grado acero	espesor pav, (mm)	long. mín. (m)	anchos carril		
			3.05m	3.35m	3.66m
40	155	0.63	1.22	1.22	1.22
	180		1.22	1.22	1.22
	205		1.22	1.12	1.02
	230		1.09	0.99	0.89
	255		0.97	0.89	0.81

Se recomienda utilizar acero de varilla "CORRUGADA" del grado 40 ó sea 2,800 Kg/cm²

MODULO DE RUPTURA	" M R "
-------------------	---------

Vigas de concreto de 6 x 6 x 18 pulgadas
 Pruebas a 7, 28 y 90 días
 f'_c de diseño

$$MR = \frac{P L}{b d^2}$$

RELACION ENTRE MR (Flexión) y f'_c (compresión)

$$MR = K \sqrt{f'_c}$$

MR = psi K = cte 8-10
 f'_c = esf. compresión (psi)

ESFUERZO DE TRABAJO DEL CONCRETO para el diseño :

" f_t "

$$f_t = 0.75 MR$$

GUÍA PARA EL DISEÑO DE SUBBASES
EN PAVIMENTOS RIGIDOS

9

TIPO DE SUELO CIMENTACION	ESPESOR RECOMENDADO
Alto soporte : Arenas	4 - 6 pulgadas
Mediano soporte: Limos y Arcillas Limosas	6 - 9 pulgadas
Bajo soporte : Suelos arcillosos activos	8- 12 pulgadas

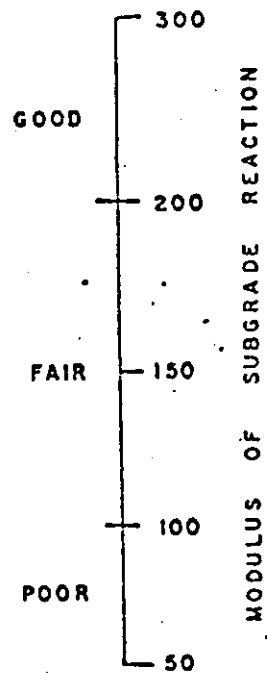
Requisitos de Esfuerzos :

Tipo de Subbase	Esfuerzo recomendado
Estabilizada con cemento	400 - 750 psi compresión *
Estabilizada con cal	100 psi mínimo compresión *
Estabilizada con asfalto	20 min. Hveem estabilómetro 500 min. Marshall estabilómetro

* Esfuerzo a la edad de 28 días.

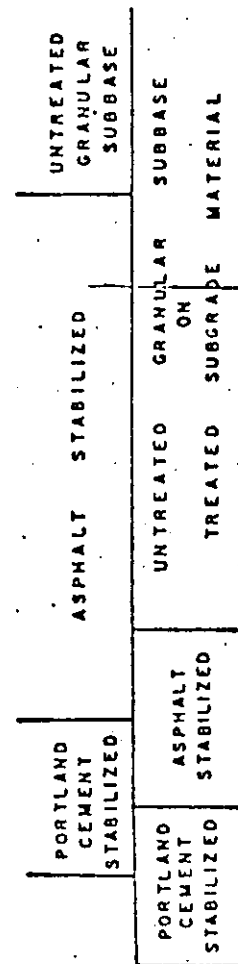
Referencia : Manual de diseño de CRCP, United States Steel Corporation
por Dr. B.F. Mc Cullough.

SUBGRADE CHARACTERISTICS



SUBBASE CHARACTERISTICS

UNTREATED SUBGRADE TREATED SUBGRADE



SLOB THICKNESS - inches

FIGURE 2.3-2—Subbase Design Chart



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

EVALUACION, REHABILITACION, REFUERZO
y RECONSTRUCCION

M. EN C. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ

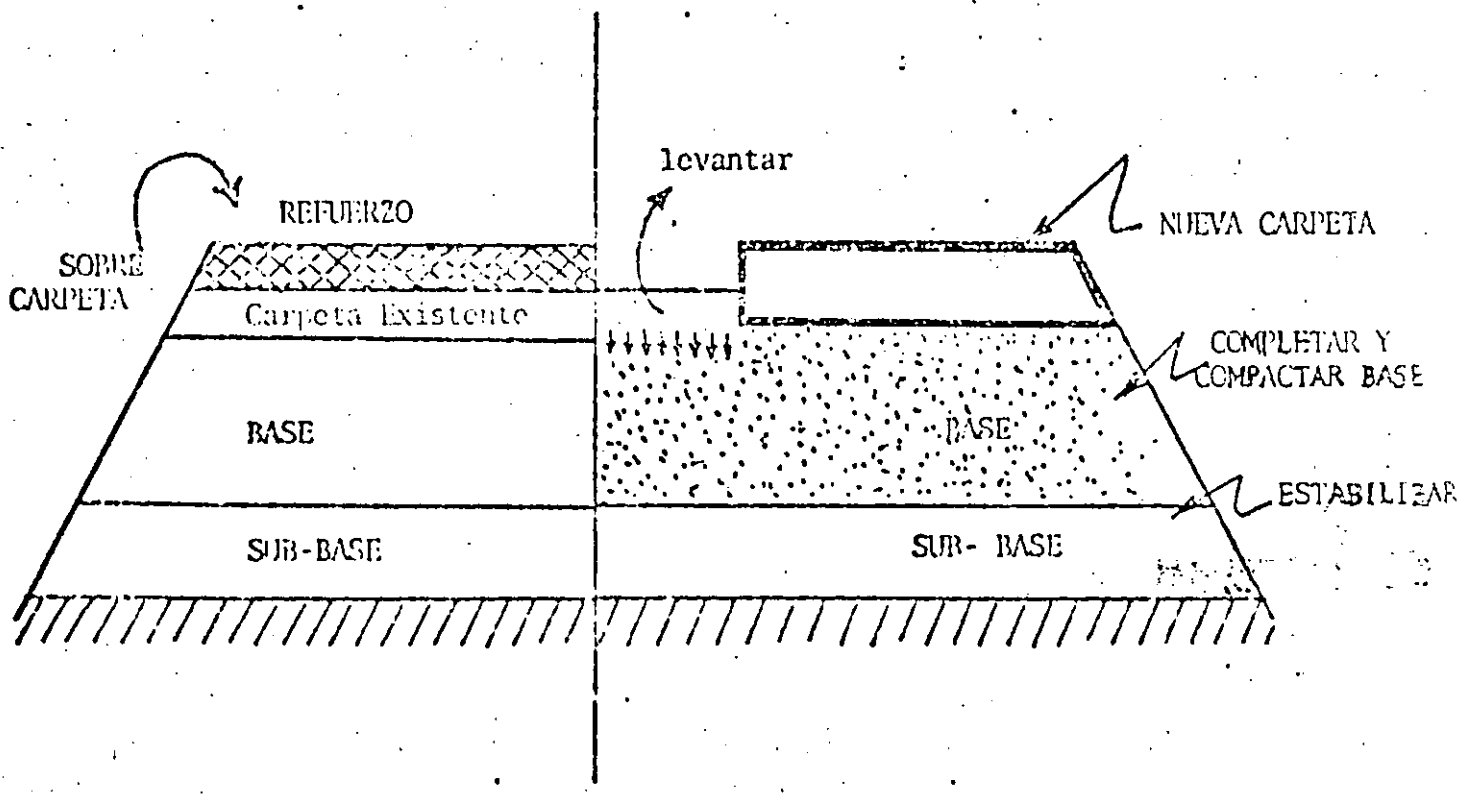
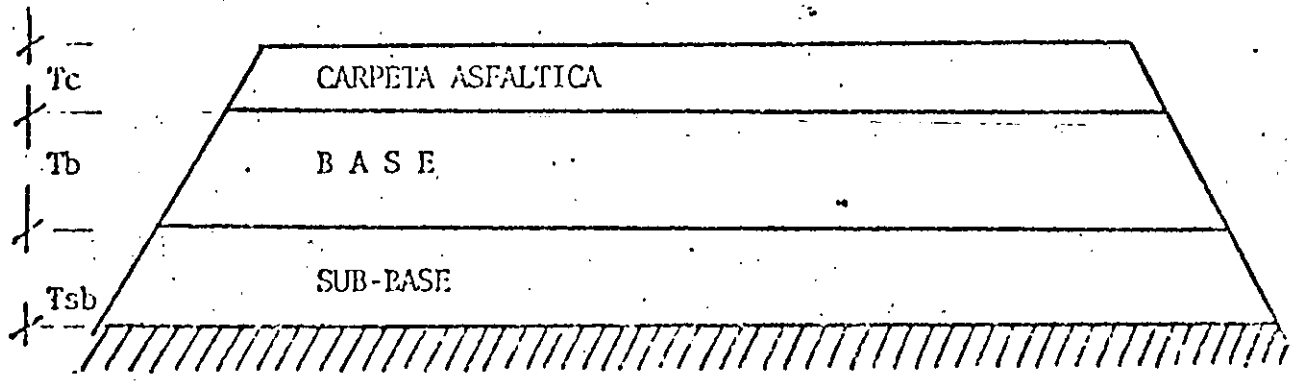
JUNIO DE 1985

APUNTES PAVIMENTOS

EVALUACION, REHABILITACION, REFUERZO, RECONSTRUCCION

M. EN C. ING. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ

I) DIFERENCIA " DISEÑO VS. REHABILITACION "

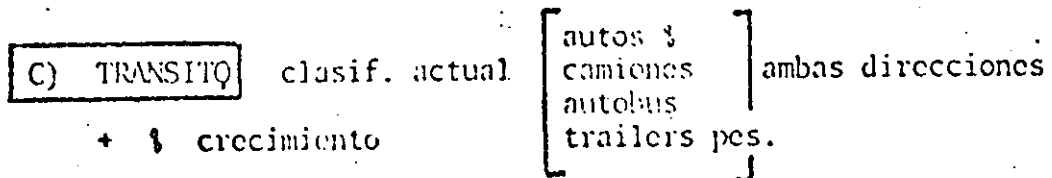
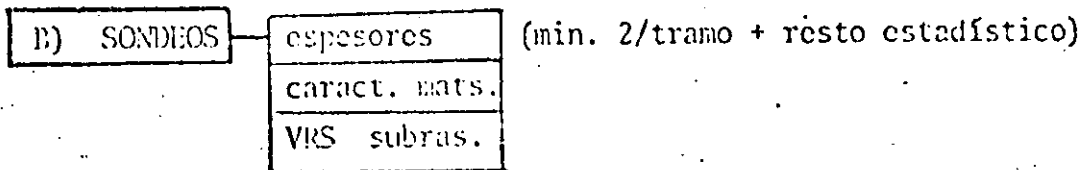
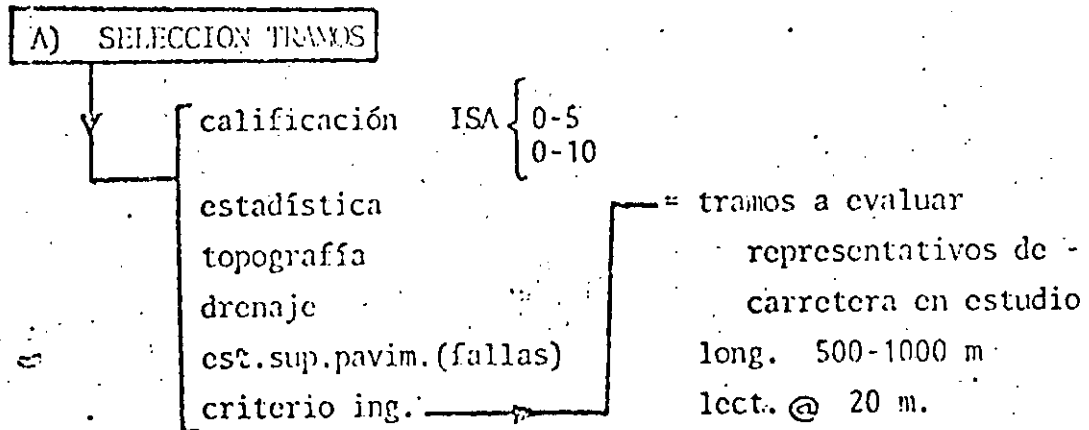


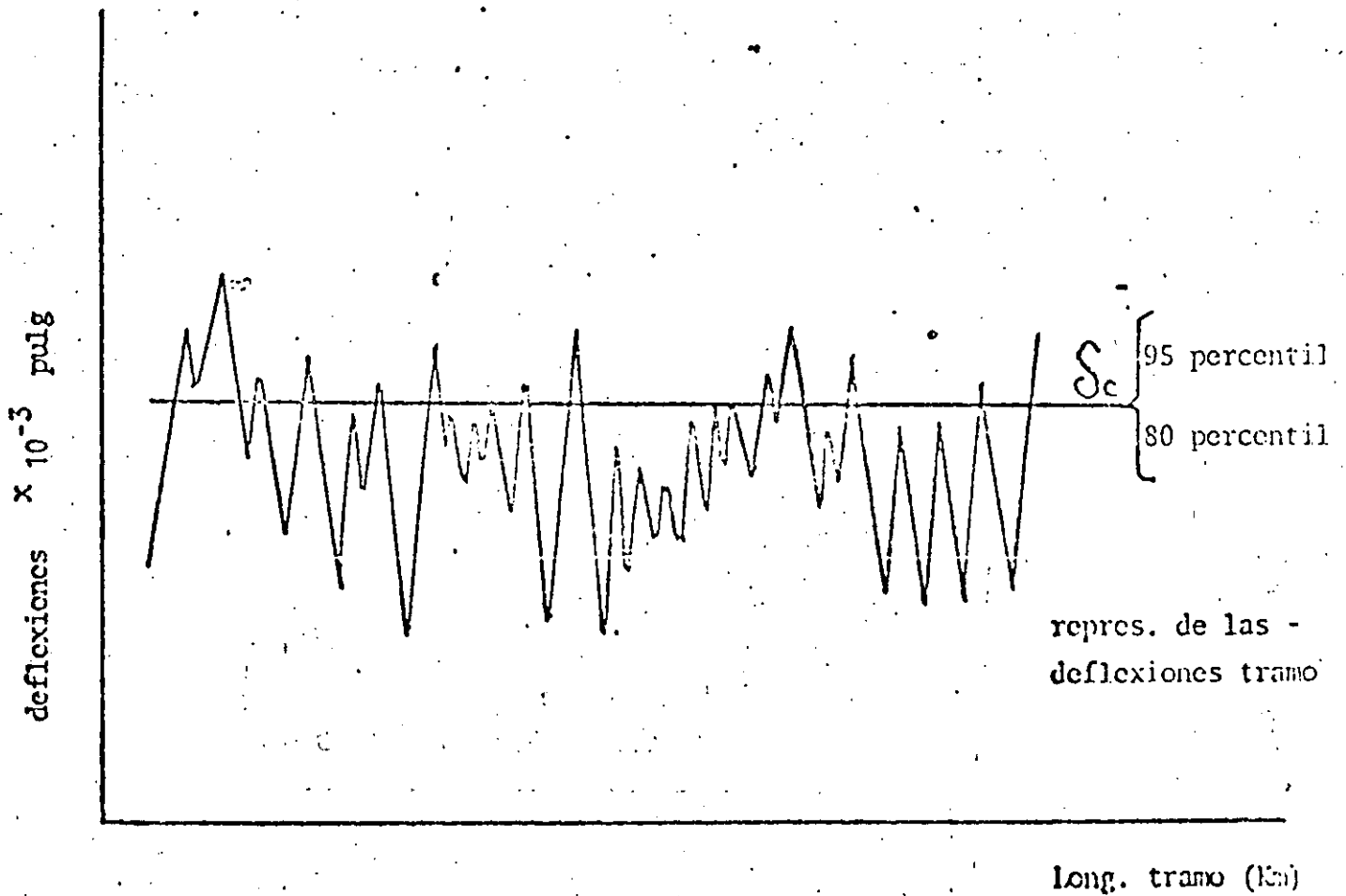
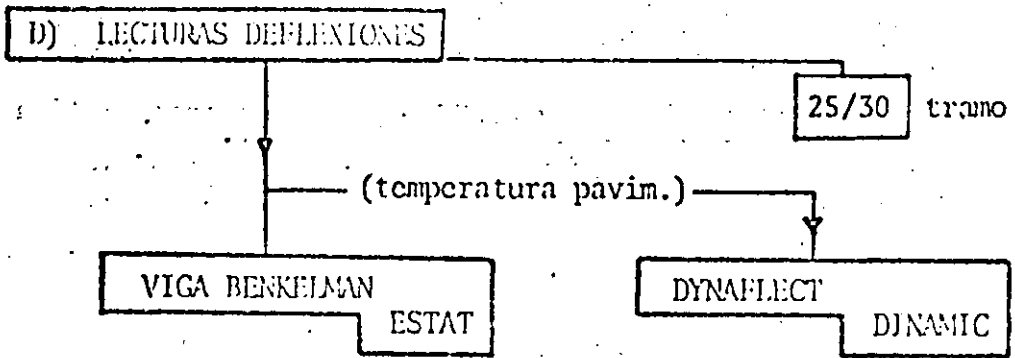
II)- REFUERZO Ó REHABILITACION (en base a DEFLEXIONES)

Métodos exist.

- CALIFORNIA (más usual , revis. 78)
- INST. ASFALTO
- INST. INGENIERIA
- SOP
- CANADA
- COMPUTACION * (tema separado)

Observ: Independientemente del método de diseño por utilizar, es básico el siguiente análisis para la evaluación y diseño de refuerzos o rehabilitación para pavimentos flexibles.





METODO CALIFORNIA
 por DEFLEXIONES

variables básicas

tránsito ambas direc. ADT
 tasa crecimiento
 clasificación tránsito
 deflexión característica
 deflexión permisible
 espesores actuales
 estado sup.rod.(grietas cocod.)

I.- INDICE DE TRANSITO

ADT (amb. direcc.)
 Constantes EWL
 tasa crecim.
 vida diseño pavim. (10 años/\$ presup.)

valores prácticos
 gráficas
 * ecuación cálculo

* para diseños importantes, se debe computar

I T diseño

valores prácticos	I.T.
Calles secundarias	4.0
" residenc.	4.5
avenidas "	5.0
carreteras rurales	6.0
" secund.	8.0
" primarias o avenidas/pesado	9.0 (+)

→ A) $TEF = \frac{1 + 1.6}{2}$ media expansión (6% anual x 10 años=60% = 1.6)

→ B) CONSTANTES "EWL" CALIFORNIA

	Tipo vehículo	Carret. Principales	Carr. Secundarias
camión	2 ejes	280	200
	3 ejes	930	690
	4 ejes	1320	1070
	5 ejes	3190	1700
	6 ejes	1950	1050

→ C) CALCULO EWL ANUAL

i) $ADT \text{ actual} \times TEF = ADT \text{ EXPANDIDO}$

ii) $ADT_E \times EWL_{CTES} = EWL \text{ ANUAL}$

iii) $\sum EWL_{ANUAL} \times \text{No. años diseño} = \underline{\underline{TOTAL EWL}}$

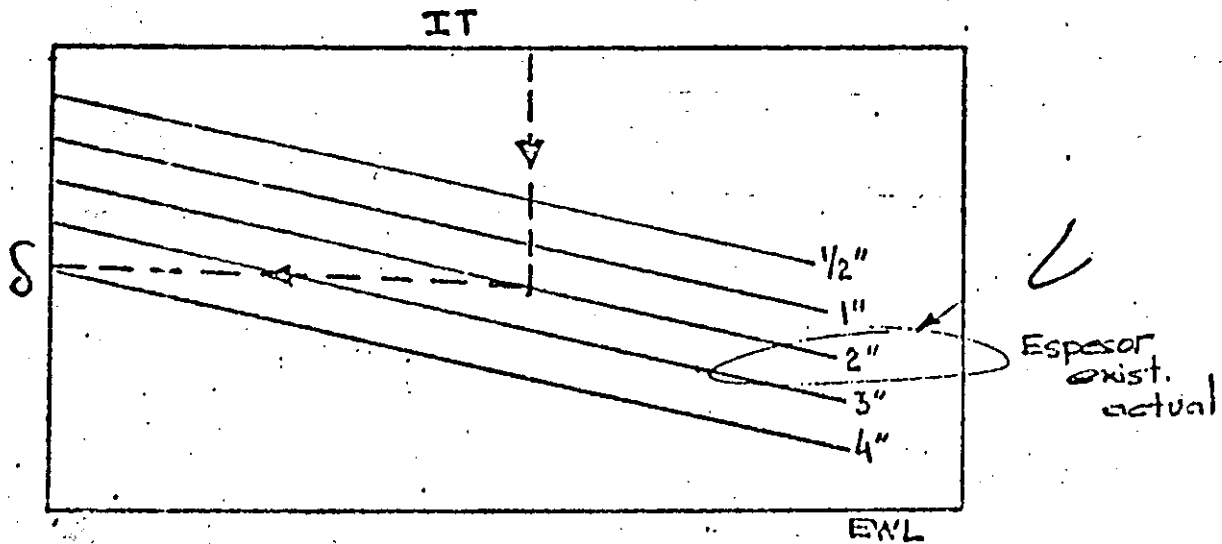
→ D) ECUACION IT

$$I T_D = 6.7 \left[\frac{\text{TOTAL EWL}}{10^6} \right]^{0.119}$$

II.- **CALCULO δ PERMISIBLE**

$f\{\delta_c, IT, D\}$

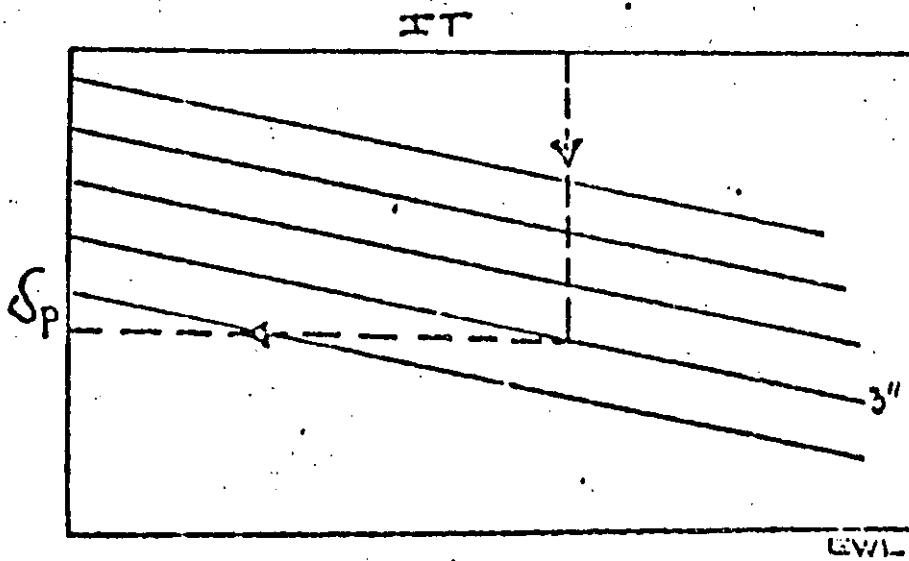
si $\delta_c > \delta_p \Rightarrow$ REFUERZO ES REQUERIDO



III.- **DISEÑO REFUERZO**

tanteos i) suposiciones de refuerzo ó S.C. en base a criterio visual carpeta p.e. agrietada cocod. \rightarrow 3" C.A.

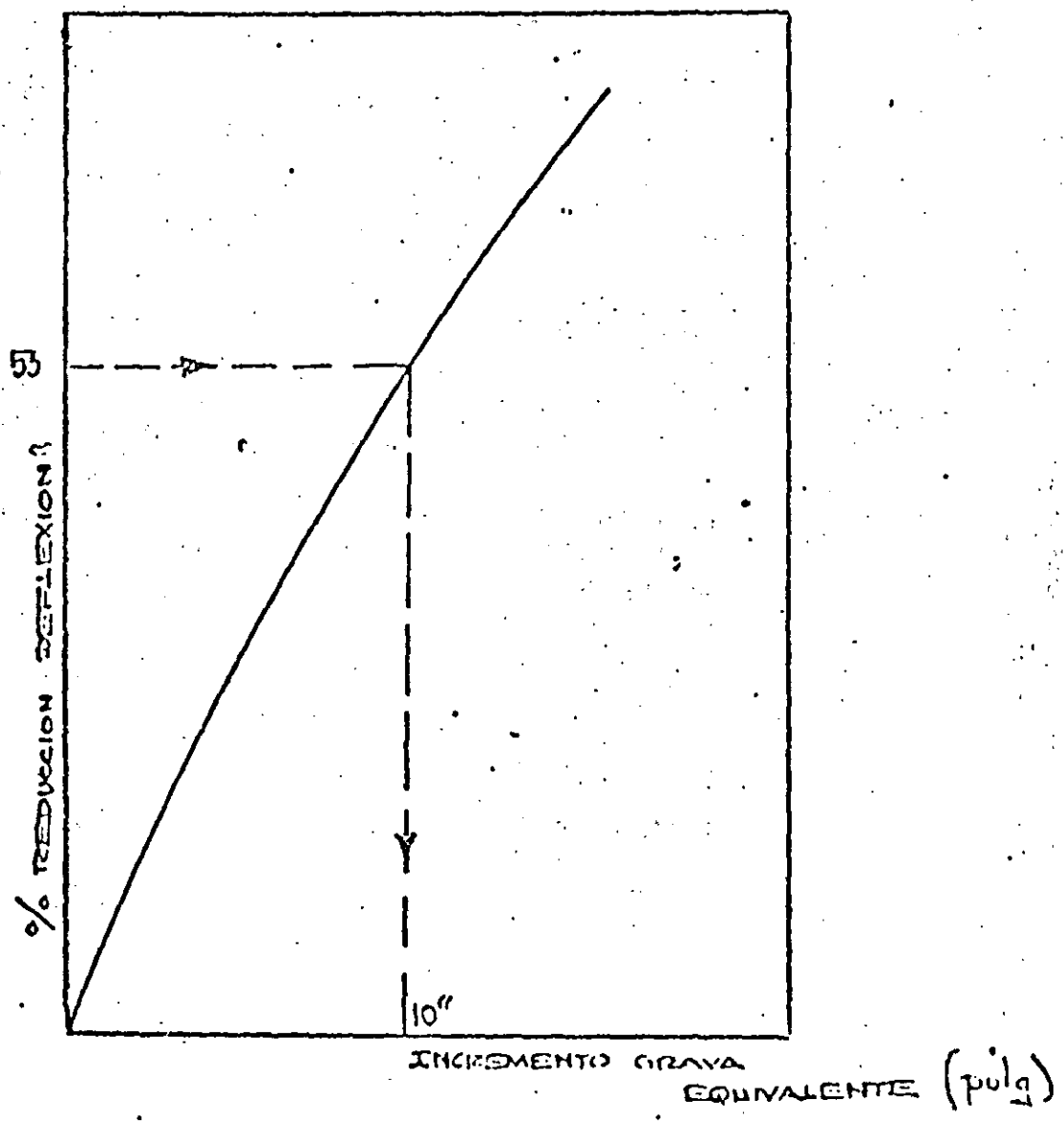
ii) suposic. de 3" C.A.; cálculo de δ permisible para ese espesor



iii) cálculo % REDUCCION DEFLEXION. = $\frac{\delta_c - \delta_p}{\delta_c} \times 100$

iv) cálculo incremento GRAVA EQUIVALENTE (gráfica)

v) criterio definir refuerzo final.

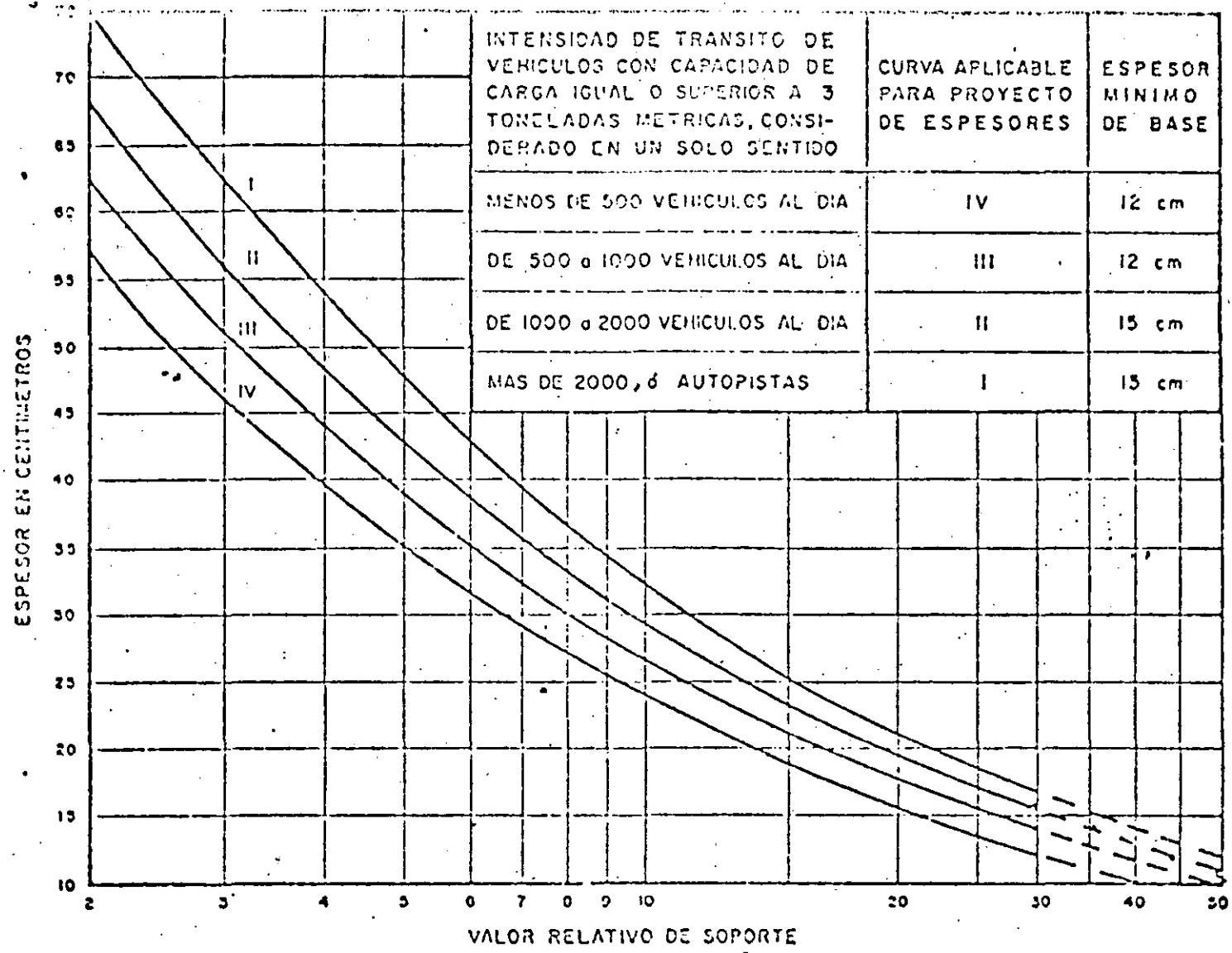


por M.en C.Ing. Rodolfo Téllez G.

TERMINOLOGIA BASICA

Definiciones.-

- 1.-CARRIL DE DISEÑO.- Carril en el cual es esperado el mayor número de ejes sencillos equivalentes.
- 2.-PERIODO DE DISEÑO. El número de años desde la aplicación inicial de tráfico hasta la primera rehabilitación o refuerzo mayor.
- 3.-NUM.TRAFICO DE DISEÑO.- (DTN) Promedio diario del número de ejes equivalentes 18,000 lb. estimado para el carril de diseño durante el periodo de diseño.
- 4.-EJES EQUIVALENTES. 18 KIP esaw1.- Efecto sobre el pavimento de cualquier combinación de ejes de magnitud variable igualado al número de cargas por ejes de 18 mil libras requeridos para producir un efecto equivalente.
- 5.-TRAFICO DIARIO INICIAL. (IDT) Promedio diario del número de vehículos esperado en ambas direcciones durante el primer año.
- 6.-NUMERO INICIAL DE TRAFICO.- (ITN) Promedio diario del número de ejes equivalentes de 18 mil lbs. esperado en el carril de diseño durante el primer año.
- 7.-CLASIFICACION DEL TRAFICO.-
 LIGERO : cuando el DTN resulte menor de 10.
 MEDIANO: cuando el DTN resulte entre 10 y 100.
 PESADO : cuando el DTN sea mayor de 100.



CURVAS PARA CALCULAR EL ESPESOR MINIMO DE SUB-BASE MAS BASE, EN PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CAMINOS EN FUNCION DEL V. R. S. DE LA SUB-RASANTE.

FIG. NUM. 2

(9)
9

6. DISEÑO Y
EVALUACION
DE
PAVIMENTOS
EN
AEROPUERTOS

Ing. Fernando Rodarte Lazo

DIFERENCIAS DE OPERACION ENTRE LOS PAVIMENTOS DE AEROPUERTOS Y LOS DE CARRETERAS.

Es aún frecuente la idea entre los ingenieros, que los pavimentos de un aeropuerto no son más que el equivalente al de una carretera pero más ancho, más corto, de mayor espesor y que en lugar de automóviles o camiones transitan aviones. Desde luego, la finalidad principal de los pavimentos de aeropuertos, como la de los de las carreteras, es la de distribuir adecuadamente las cargas concentradas, de tal manera que la capacidad de soporte de las capas de apoyo no se exceda, así como la de permitir un tránsito adecuado de los vehículos; sin embargo existen diferencias sustanciales entre ambos pavimentos, derivadas de su operación.

A continuación, se presentan las principales diferencias entre los pavimentos de aeropuertos y los de carreteras.

1. Canalización del tránsito de vehículos.

En las carreteras de dos carriles, debido a la localización de las ruedas de los vehículos, la mitad de éstas van cercanas a la orilla del pavimento; en las carreteras de cuatro carriles, debido a las legislaciones de velocidad, el tránsito pesado se canaliza hacia la derecha de la carretera, para cada sentido. Esta situación plantea una canalización del tránsito en el sentido transversal, de manera que las cargas más grandes se aplican próximas a la orilla del pavimento y en el caso de que se diseñara un pavimento diferencial, el mayor espesor debería quedar ubicado en las orillas de la carretera.

En el caso de aeropuertos la situación es diferente, ya que por las características de operación de las pistas y calles de rodaje, éstas son marcadas con pintura, y en algunas ocasiones con sistemas luminosos, a lo largo del eje de la vía. Esta condición obliga en los aeropuertos, a que la canalización del tránsito se realice en el centro de la pista y de la calle de rodaje, lo cual provoca que si se diseñan pavimentos diferenciales, el mayor espesor se encuentra en la franja central.

Para ilustrar con un ejemplo, en la fig. 1, se muestra la concentración del tráfico de aviones tanto en calles de rodaje como en pistas. Se puede observar que el 75 por ciento del tráfico se concentra en una franja central de 2.3 m de ancho en calles de rodaje y de 11.4 m de ancho en pistas.

En la fig. 2 se presenta la probabilidad de repeticiones de cargas del avión Boeing-747 en el sentido transversal, ilustrada por el grupo de curvas

de distribución normal. La repetición de cargas en un punto dado está gobernada por el ancho de las llantas, por el ancho del tren de aterrizaje y por las condiciones de operación, a este conjunto de parámetros se le denomina "ancho de banda" y abarca en este caso, el 98% de las operaciones en la curva de distribución normal.

En la fig. 3 se presentan las probabilidades de repetición en el sentido transversal para diversos aviones. Así, se ha observado que el ancho de bandas para calles de rodaje con luces de eje varía de 1.80 a 3.65 m (banda A), cuando no hay esta ayuda visual, la variación es de 3.65 a 6.10 m (banda B) para pistas con luces de eje varía de 4.60 a 7.60 m (banda C) y para aterrizajes normales varía de 10.70 a 13.70 m (banda D). Se puede ver por ejemplo que para un ancho de banda de 6.10 m (20 pies), la probabilidad, $P(y)$, de repetición de carga es de 0.42 por cada movimiento de avión B-747.

2. Intensidad de las cargas.

Los camiones más pesados que transitan en una carretera son del orden de 30 a 50 toneladas. Son vehículos del tipo semi-trailer, los cuales, incluyendo las ruedas del tractor, llegan a tener hasta 18 llantas (fig. 4).

En aeropuertos, un avión con el mismo peso como por ejemplo el Boeing 727, el B-737 o el Douglas DC-9, tienen únicamente 4 llantas principales y dos auxiliares.

De lo anterior se deduce que la intensidad de carga por rueda es muy superior en aeropuertos que en carreteras, máxime si consideramos aviones tan pesados como el B-747, cuyo peso máximo es de 374 toneladas y únicamente tiene 16 ruedas principales y dos auxiliares (fig. 4).

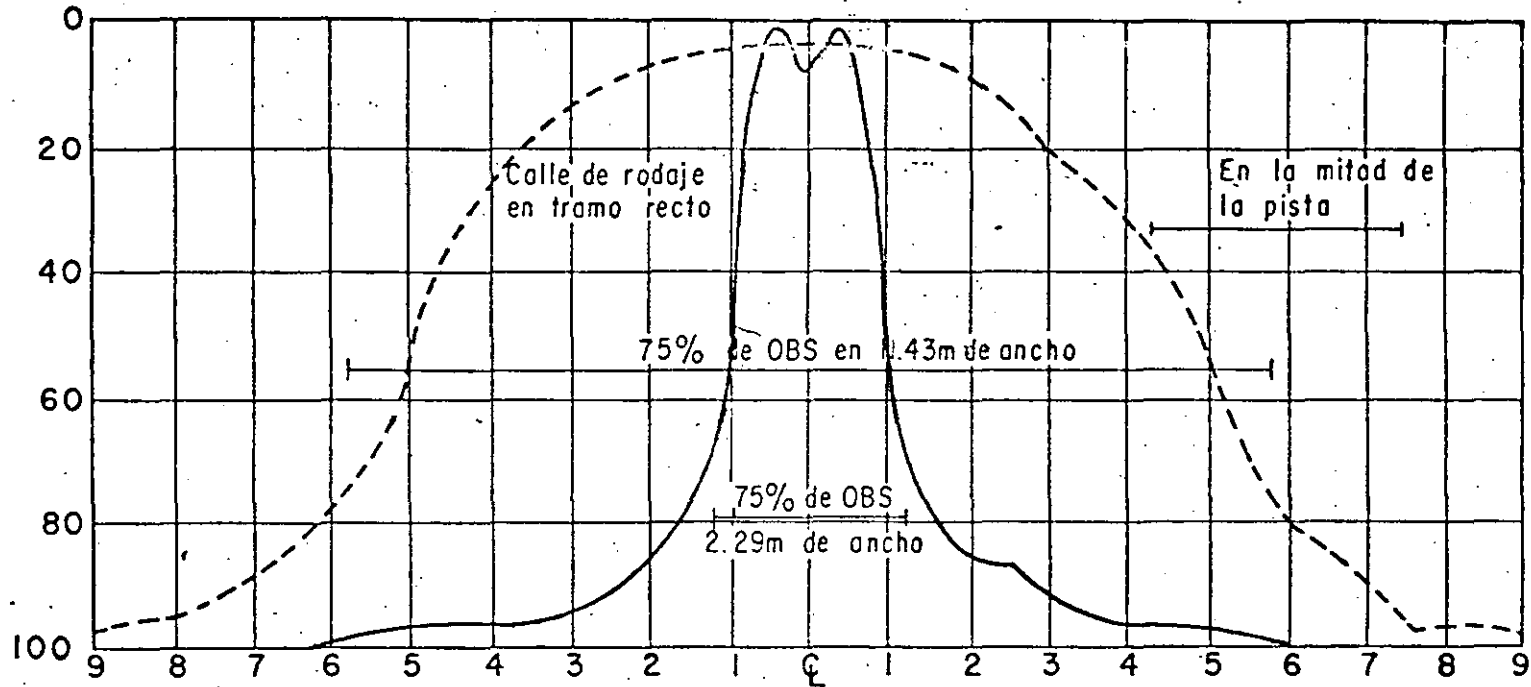
En las figuras 5 y 6 se muestran las distribuciones de esfuerzos verticales que se producen bajo una rueda cuando se aplican las siguientes cargas:

1° Semieje con ruedas dobles, de un camión básico. Carga considerada en las ruedas dobles: 4,100 kg (9,000 lb).

2° Pierna con 4 ruedas en doble tandem de un avión Boeing 747. Carga considerada por pierna: 84,000 kg (185,000 lb).

En la fig. 5 el análisis teórico de esfuerzos se ha efectuado considerando al suelo como un medio homogéneo, sin embargo al existir capas superficiales de mayor rigidez, como es el caso de los pavimentos, los esfuerzos producidos por las cargas se reducirán más rápidamente con la profundidad, como puede verse en la fig. 6 en la que se considera a la masa sustentadora

PORCIENTO DE OBSERVACIONES DE TRAFICO



Distancia en metros del ζ a la huella del tren principal.

DISTRIBUCION DE LAS HUELLAS DEL TRAFICO DE AVIONES CON TRENES DE RUEDAS DOBLES Y

DOBLE TANDEM.

(De R.G. Packard)

Fig. 1

como un sistema de tres capas, con diferentes módulos de elasticidad y diferentes espesores de las capas constitutivas.

Así por ejemplo, si se considera un suelo homogéneo con una resistencia al esfuerzo vertical de 0.5 kg/cm^2 , los esfuerzos producidos por el camión básico serán superiores a los que resiste el suelo, en un espesor comprendido desde la superficie hasta la profundidad de 0.75 m, como puede verse en la fig 5; para el caso del avión B-747 el espesor en el que se presentan esfuerzos superiores a 0.5 kg/cm^2 , se incrementa a 2.7 m. Es decir que en el ejemplo citado, la profundidad de influencia de esfuerzos críticos es 3.6 veces mayor la provocada por el avión B-747 que la provocada por el camión básico de 8.2 Ton/eje.

Por otra parte, si se considera un pavimento como un sistema de tres capas en las que la relación entre sus módulos de elasticidad sea $E_1/E_2 = 10$ y $E_2/E_3 = 2$, como se ejemplifica en la fig. 6, los esfuerzos producidos por el camión básico serán superiores a los que resiste el suelo natural, o sea 0.5 kg/cm^2 , en un espesor comprendido desde la superficie hasta una profundidad de 0.30 m (fig. 6) y el B-747 producirá esfuerzos mayores de 0.5 kg/cm^2 hasta una profundidad de 1.20 m; o sea, que en este caso, el espesor de pavimento requerido por el avión B-747 será 4 veces que el requerido por el camión básico.

3. Presión de las llantas.

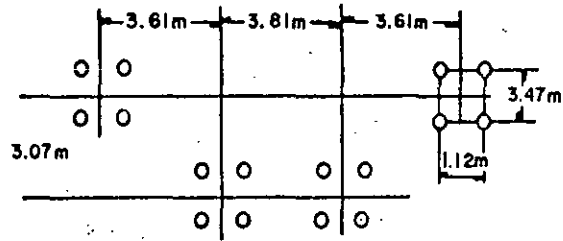
Este concepto puede ser considerado como una consecuencia del anterior; así se tiene que mientras en carreteras la presión de inflado de las llantas varía de 1.69 kg/cm^2 (24 lb/pulg^2) a 5.62 kg/cm^2 (80 lb/pulg^2) en números redondos; en aeropuertos estas presiones son del orden de 14.06 kg/cm^2 (200 lb/pulg^2) llegando en algunos aviones militares a presiones de 28.12 kg/cm^2 (400 lb/pulg^2).

4. Frecuencia del tránsito.

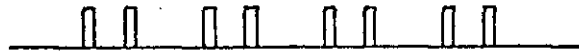
En carreteras, la separación entre un vehículo y otro subsecuente dependerá de la propia geometría de la carretera y de la velocidad de circulación. Así, a velocidades medianas (60 km/hr) puede pasar un vehículo cada 1.5 segundos en promedio, lo que da un volumen de tráfico por carril de más de 2,000 vehículos por hora en condiciones de máxima capacidad (fig. 7).

En aeropuertos por razones de control de tránsito aéreo bajo condiciones visuales, la separación entre dos aviones sucesivos que se aproximan al aeropuerto no puede ser inferior a la distancia que hay entre el umbral de aproximación de la pista y el punto donde el avión precedente la desocupa

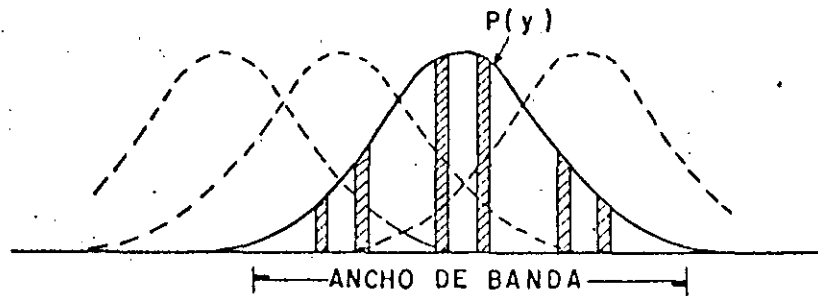
PLANTA:



PERFIL:



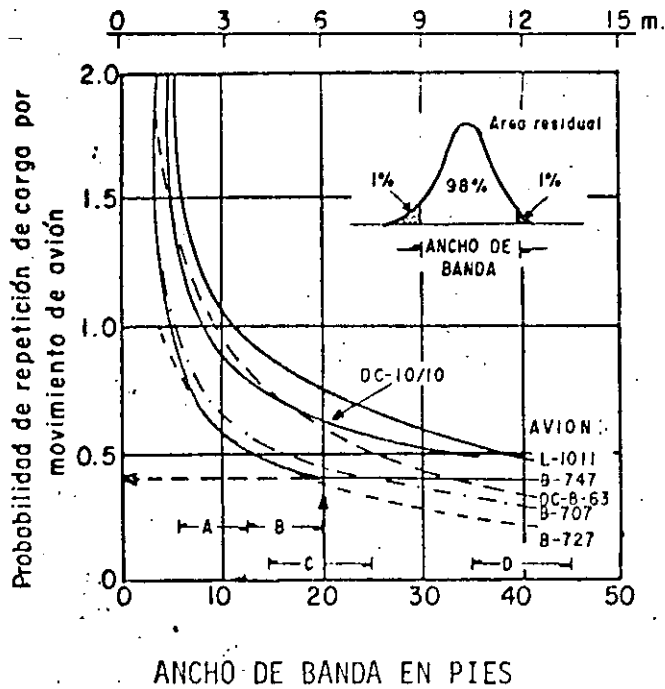
a) TREN DE ATERRIZAJE Y CONFIGURACION DE RUEDAS



b) CURVAS DE PROBABILIDAD DE REPETICION DE CARGAS

DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES DE REPETICION DE CARGAS
EN EL SENTIDO TRANSVERSAL PARA AVION B-747 (de N.C. Uong)

Fig. 2



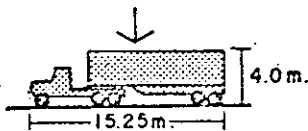
- Banda A Calles de rodaje con luces de eje = 6.12 pies (1.80 - 3.65 m)
- Banda B Carreteo normal 12 - 20 pies (3.65 - 6.10 m)
- Banda C Pista con luces de eje = 15 - 25 pies (4.60 - 7.60 m)
- Banda D Aterrizaje normal 35 - 45 pies (10.70 - 13.70 m)

DISTRIBUCION DE LA PROBABILIDAD DE REPETICION DE CARGA EN EL SENTIDO TRANSVERSAL TIPOS DE AVION (de N.C. Uong)

Eje: Avión B-747
 ancho de banda = 20 pies = 6 m
 probabilidad de repetición de carga = $P'(y) = 0.42/\text{mov.}$

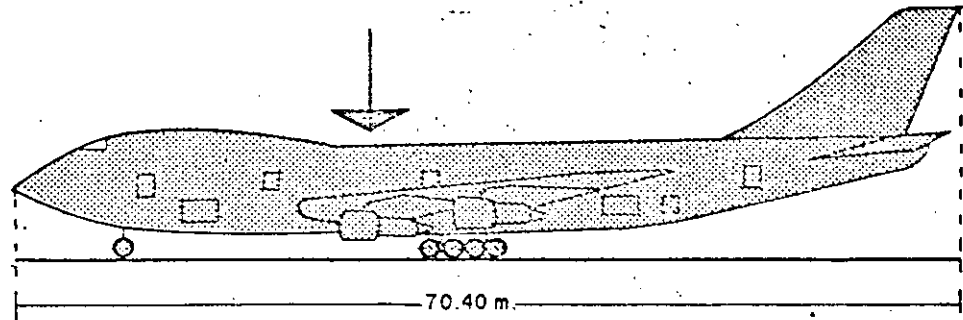
Fig. 3

Peso total= 34 ton.



B-747

Peso total= 374 ton.



Número de llantas Cargas por rueda (máx)

16 principales 1.800 kg

2 direccionales 2.500 kg

Número de llantas

Carga por rueda (máx)

16 principales 21,500 kg

2 auxiliares 15,000 kg

INTENDIDAD DE LAS CARGAS

Fig. 4.

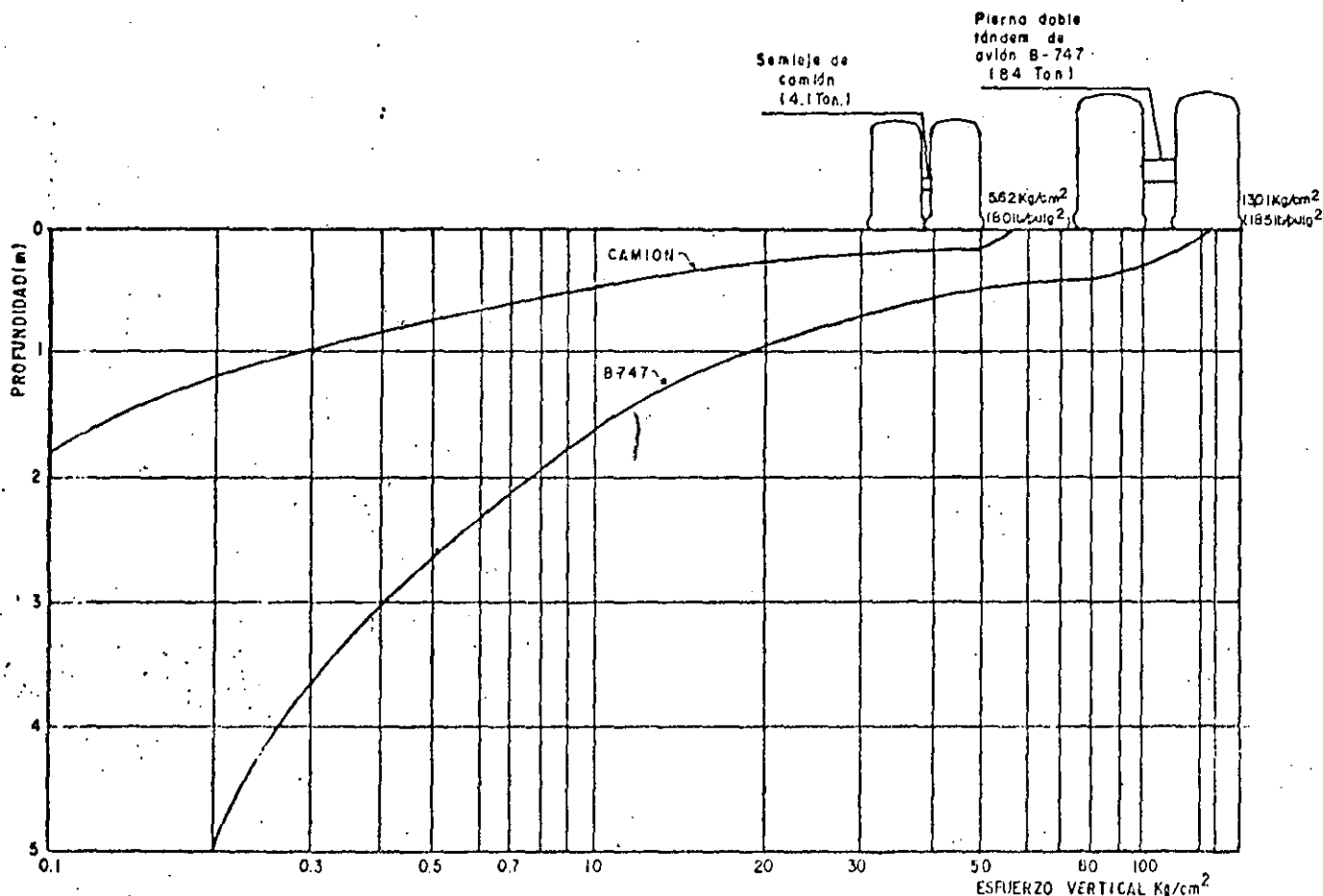


Fig. 5 Distribución de esfuerzos verticales en un medio homogéneo.

(De la carga de Newmark)

(fig. 7), es decir, dependerá del número de calles 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 puede incrementar hasta 5 millas náuticas (9,260 m) entre un avión y otro. Esta situación se presentará solamente bajo condiciones de tránsito intenso y en la mayoría de los aeropuertos del mundo la separación es aún mayor, es decir, que entre un avión y otro, pueden pasar varios minutos y hasta horas.

Además de lo anterior, existe la circunstancia de que es muy poco probable que un determinado punto del pavimento de una pista tenga que soportar una repetición de carga cada vez que, ocurra una operación. Esto se puede ejemplificar con las figs. 3, 8 y 9. La localización del punto de toma de contacto de un avión es variable, ya que depende de factores tales como el tipo de avión, la técnica del piloto, la temperatura y elevación del aeropuerto

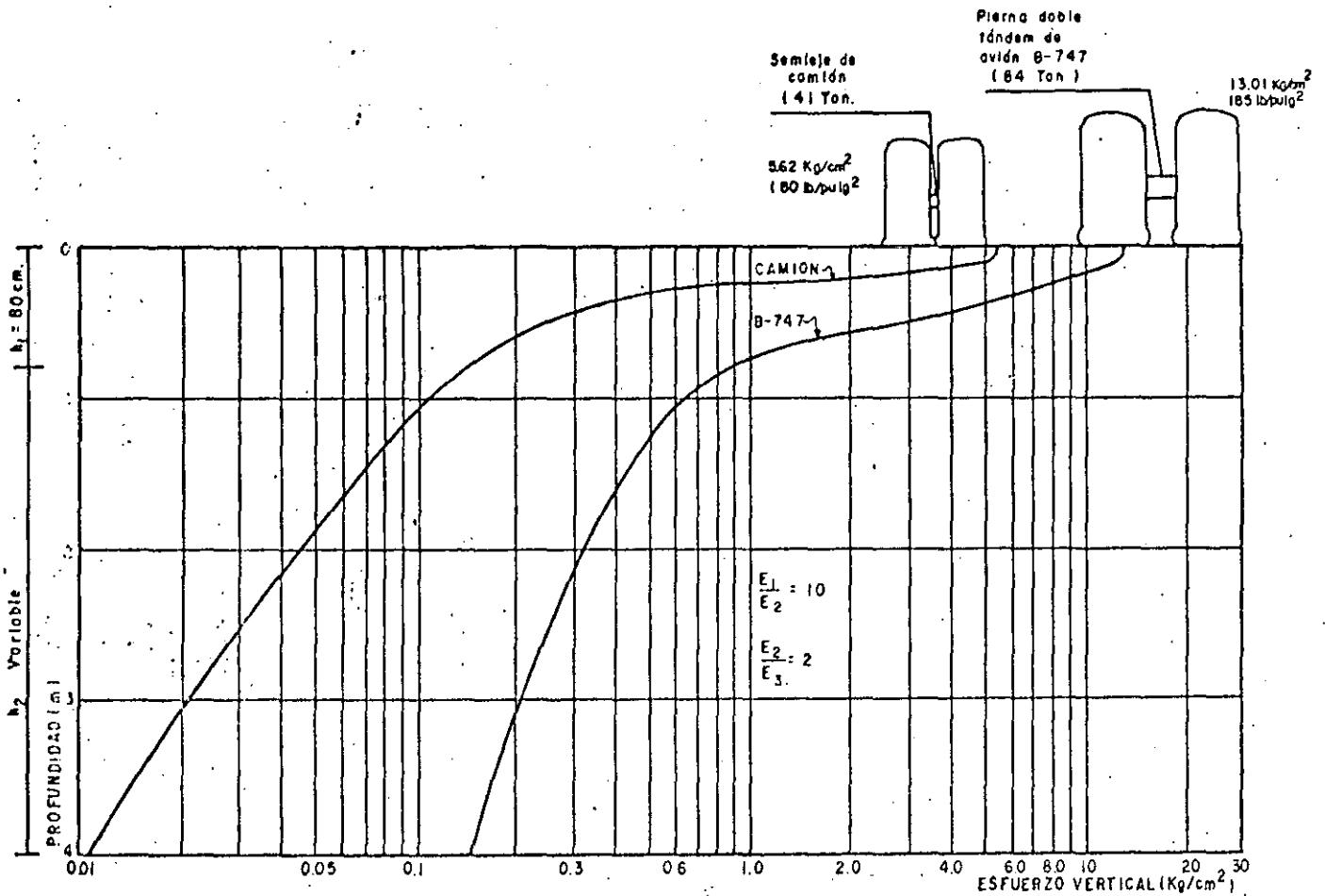
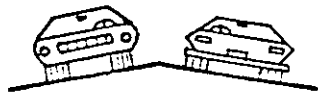


Fig. 6 Ejemplo de distribución de esfuerzos verticales en un sistema de tres capas.

los mínimos meteorológicos y la velocidad y dirección del viento. En el momento del toque el avión lleva una velocidad horizontal de 125 a 145 nudos - (230 a 270 km/hr) y una velocidad vertical descendente de 0.6 a 1.80 m/seg - (2 a 6 pies/seg).

En la fig. 8 aparece como centro de la zona de toma de contacto la línea situada a una distancia de 380 m (1,250 pies) del umbral de la pista. - Se ha observado que el 90% de los aterrizajes quedan en una zona de 457 m -- (1,500 pies) que se le ha denominado zona de toma de contacto. La distribución longitudinal de las líneas de toma de contacto está representada por la curva de Gaus de la fig. 8.

La fig. 9 presenta la distribución de probabilidad longitudinal de la línea de toma de contacto para diversos aviones; así por ejemplo la probabilidad, $P(x)$, de repetición de la toma de contacto para el B-747 es 0.0092 -

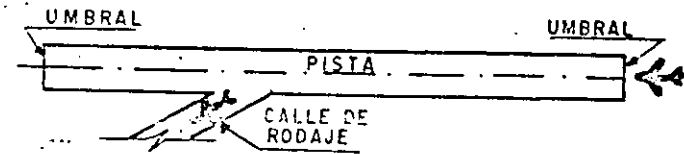


Capacidad máxima por carril:
 2,000 automóviles/hora
 (a 50 - 60 km/hr)



Capacidad máxima:
 Carril de adentro: 2,200 automóviles/hora
 Carril de afuera: 1,700 automóviles/hora

AEROPISTAS



Capacidad práctica horaria:
 operación visual (VFR): 45 a 99 op/hr
 operación por instrumentos (IFR): 42 a 53 op/hr

NOTA: El valor mayor es para pistas que solo reciben aviones bimotores y monotores.

El valor menor es para pistas que reciben una mezcla de aviones en que el 60% son cuatrimotores o aviones mayores

FRECUENCIA DEL TRANSITO

Fig. 7

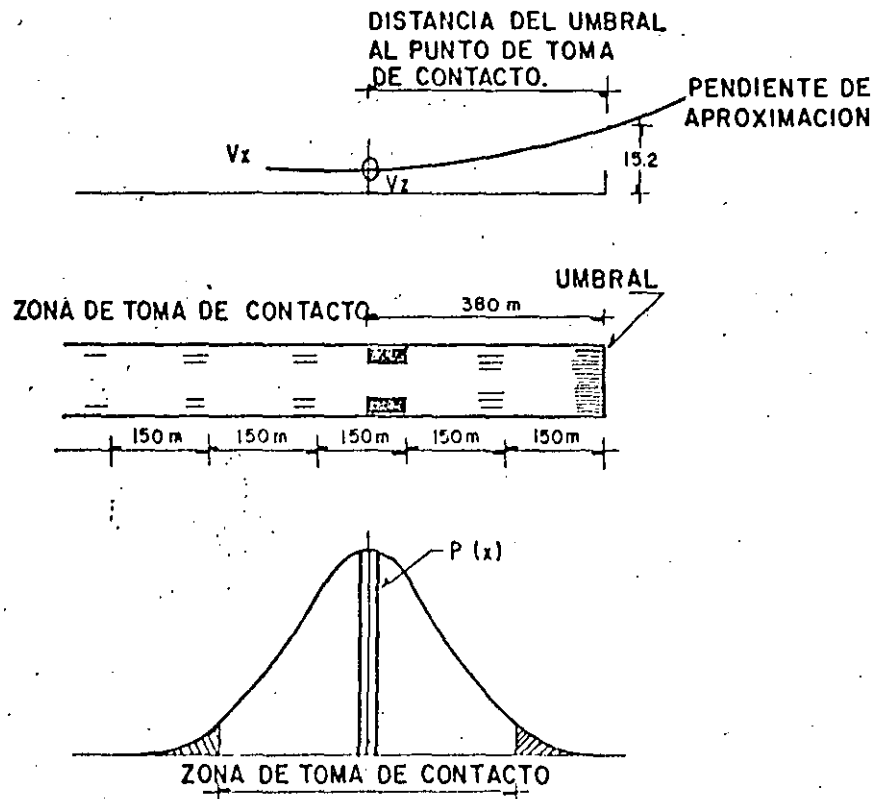


Fig. 8 Distribución longitudinal de cargas (de N.C. Yong)

por aterrizaje, y la probabilidad de repetición del impacto de aterrizaje en un punto será $P(x)$. $P(y)$, la que para el B-747 que se ejemplifica es:

$0.42 \times 0.0092 = 0.0038$, es decir, que la probabilidad de aterrizaje normal del B-747 para que la carga se repita en el mismo punto, es 0.0038.

5. Pavimentos diferenciales en sentido longitudinal.

A lo largo de las carreteras el pavimento está sujeto a efectos constantes de cada carga, ya que independientemente de la velocidad y efectos de impactos, el peso del vehículo no cambia y solamente, para un vehículo en particular, se presentaría una reducción en el peso a lo largo de su trayecto, por el consumo de combustible, cuyo peso es despreciable comparado con el del propio vehículo.

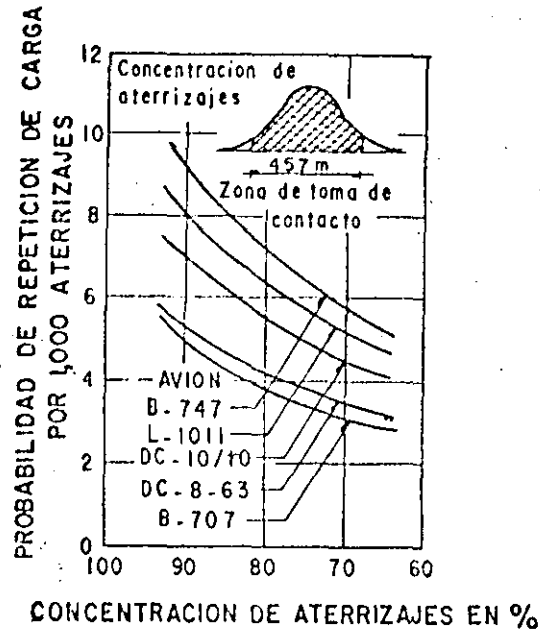


Fig. 9 Probabilidad de distribución longitudinal en toma de contacto. (de N. C. Yong).

En aeropuertos, la operación de los vehículos se debe considerar bajo otras bases, ya que al analizar un despegue, a medida que aumenta la velocidad, se empieza a generar sustentación en las alas, las cuales comienzan a liberar el peso del avión sobre el tren de aterrizaje y consecuentemente sobre el pavimento. En la fig. 10 se ejemplifica este efecto para el caso de un avión Boeing 707-300C.

Por lo anterior se puede deducir que en aquellas pistas de aeropuertos que no serán utilizadas como rodajes, es posible en el tramo central (en el sentido longitudinal) reducir el espesor de pavimento, ya que las cargas actuantes son menores que al inicio de la carrera de despegue (fig. 11).

Por lo que se refiere al aterrizaje, los pesos no son críticos. Recientes mediciones en el aeropuerto de Dayton, E.E.U.U., mostraron que el impacto promedio producido por los aterrizajes normales fue de 65% de la carga estática, pudiendo llegar en el caso de aterrizajes "duros" a 210% de la carga estática.

6. Condiciones de rugosidad de la superficie de rodamiento.

En trayectos muy largos y a velocidades uniformes los vehículos carreteros pueden entrar en resonancia si se tienen alteraciones de la rugosidad en forma uniforme, como por ejemplo las juntas transversales en los pavimentos de

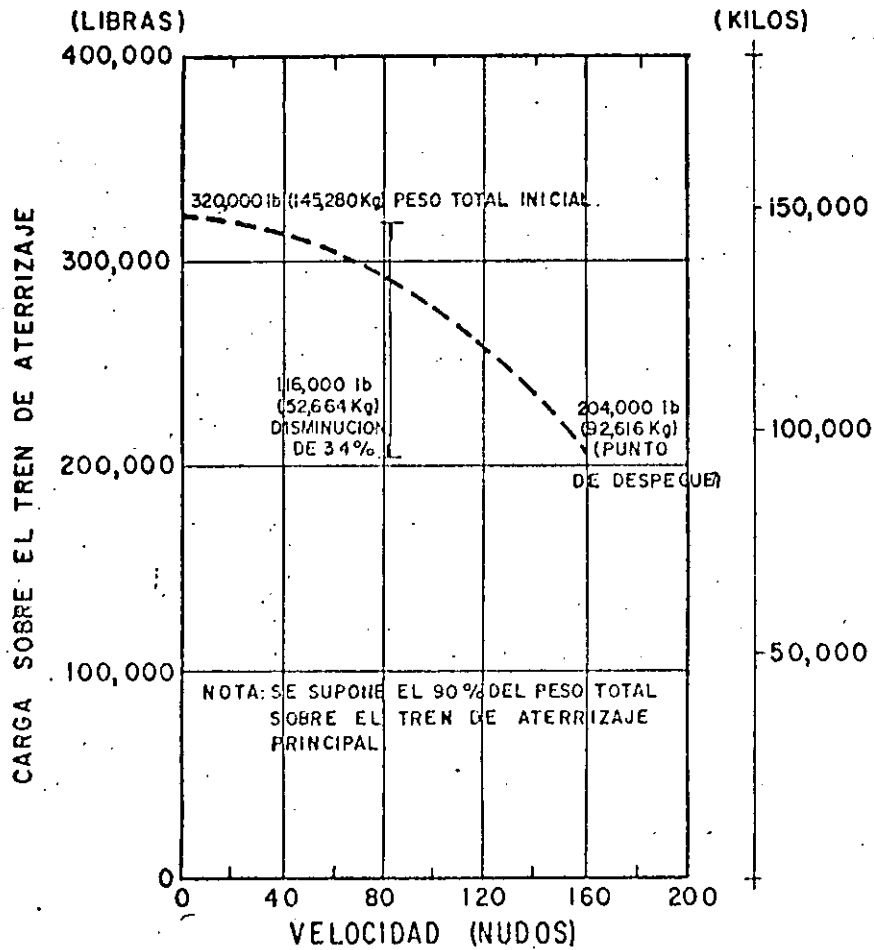
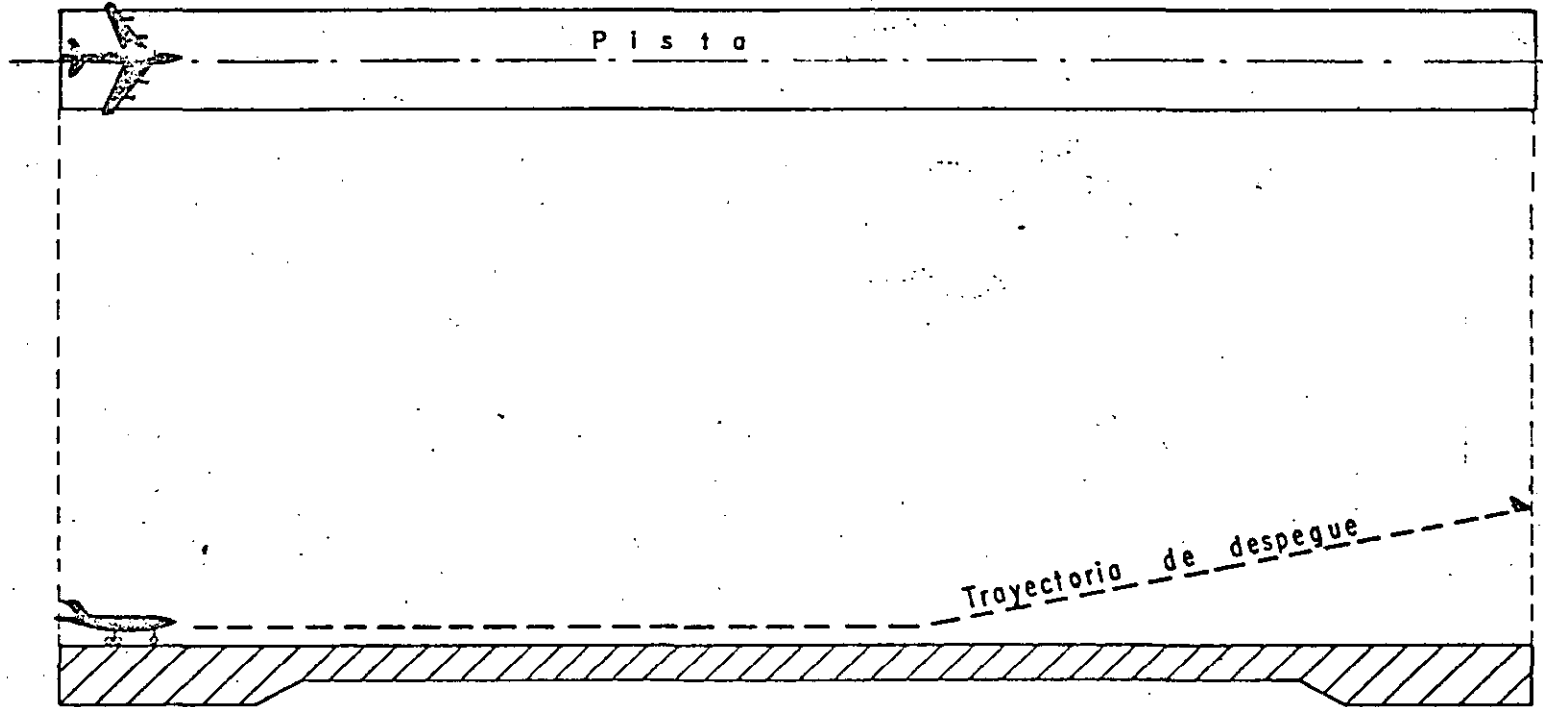


Fig. 10 Transferecia de carga al pavimento durante el despegue de un avión Boeing 707-300C (De H. R. Lee y J. L. Scheffel)

concreto hidráulico. Esta resonancia que puede ser notoria o no, la percibe el organismo del conductor y el cerebro, dentro de una caja de resonancia que es el cráneo, puede llegar a perder sensibilidad para efectos reflejos. En estudios sobre el tema se ha encontrado que en algunos accidentes en carreteras este fenómeno puede ser importante; en consecuencia, las condiciones de rugosidad de la superficie de rodamiento para una carretera son aspectos que deben tomarse en cuenta en forma severa, sobre todo en pavimentos rígidos.

En aeropuertos la situación es totalmente diferente ya que las condiciones de rugosidad pueden determinar dos características no deseables para la operación de los aviones sobre la superficie de rodamiento de una pista y que, dependiendo de la velocidad, en términos generales son:

Planta



Corte en
el Q

Pavimento Diferencial en Sentido Longitudinal de Pistas.
(Cróquis)

Fig. 11

La primera, que se puede referir propiamente al perfil longitudinal del pavimento y que consiste en las ondas de gran longitud relativa, que provoca oscilación alrededor del eje transversal del avión; la segunda, que consiste en las ondas de corta longitud relativa (inferior a los 30 m) y que provoca vibraciones.

Estas dos características pueden provocar sobreesfuerzos en la estructura del avión, alteraciones en las lecturas de los instrumentos e incomodidad para los pasajeros; por su parte el pavimento tendrá que soportar mayores esfuerzos. Por lo que se refiere a la oscilación del avión, el movimiento del tren de aterrizaje se puede asimilar a un movimiento armónico simple que combinado con la traslación del avión genera una cicloide compuesta con tendencias a una curva senoide. En las fig. 12 y 13 se ejemplifica este fenómeno para el caso del avión Boeing 707-32CB. En la fig. 12 se puede observar que para que se produzca la resonancia del avión intervienen la longitud de onda, la velocidad del avión y la frecuencia de respuesta del avión. Así se tiene, que para una velocidad dada, la longitud de onda aumenta al disminuir la frecuencia de respuesta del avión; para una frecuencia dada, la longitud de onda aumenta al aumentar la velocidad y para una longitud de onda o para una velocidad dada solo puede haber una combinación que produzca resonancia.

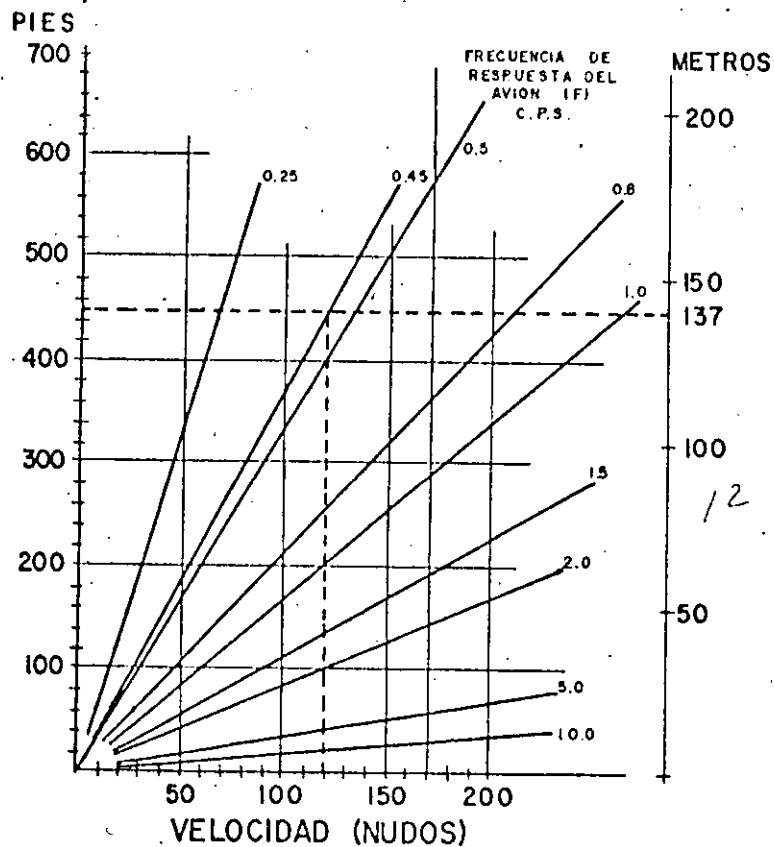


Fig. 12 Variación de la longitud de onda vs. velocidad para varias frecuencias.

(De H. R. Lee y J. L. Scheffel)

En la fig. 13 se ha dibujado el momento en que el avión B-707 entre en resonancia cuando la rugosidad de la pista tiene una longitud de onda de 137m (450 pies), el avión lleva una velocidad de 120 nudos = 62 m/seg. (203 pies/seg) y su frecuencia de respuesta es de 0.45 ciclos/seg.

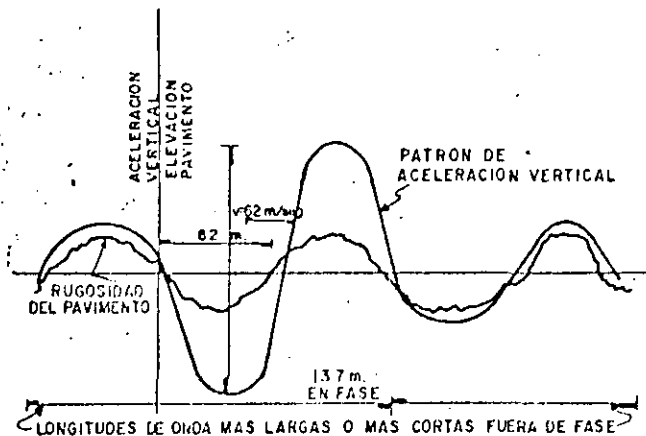


Fig. 13 Relación entre la aceleración vertical y la rugosidad. (De H. R. Lee y J. L. Scheffel).

Independientemente de la investigación del movimiento, el efecto en el avión es que, a oscilaciones extremas el ángulo de ataque de las alas se cambia en forma arbitraria durante la carrera de despegue, provocando alteraciones en la generación de sustentación y originando que la longitud de pista se incremente. Por las oscilaciones, el tren de nariz puede llegar a despegarse totalmente y al regresar al pavimento, causar impactos de más del doble de su carga estática.

Además, en las simas, también se pueden presentar impactos en el tren principal, que lo transmite al pavimento, con un incremento del peso estático del orden del 65%. Finalmente se puede producir en las cimas del perfil, despegues falsos con el consiguiente regreso del avión al pavimento, generando esfuerzos y consecuentemente deformaciones adicionales a la estructura del pavimento. Estos efectos sobre el pavimento están en función de la energía cinética que lleve el avión, la cual a su vez está en función de la masa y la velocidad. En la fig. 14 se indica la energía cinética para varios aviones en función de la distancia que lleven a partir del inicio de la carrera de despegue.

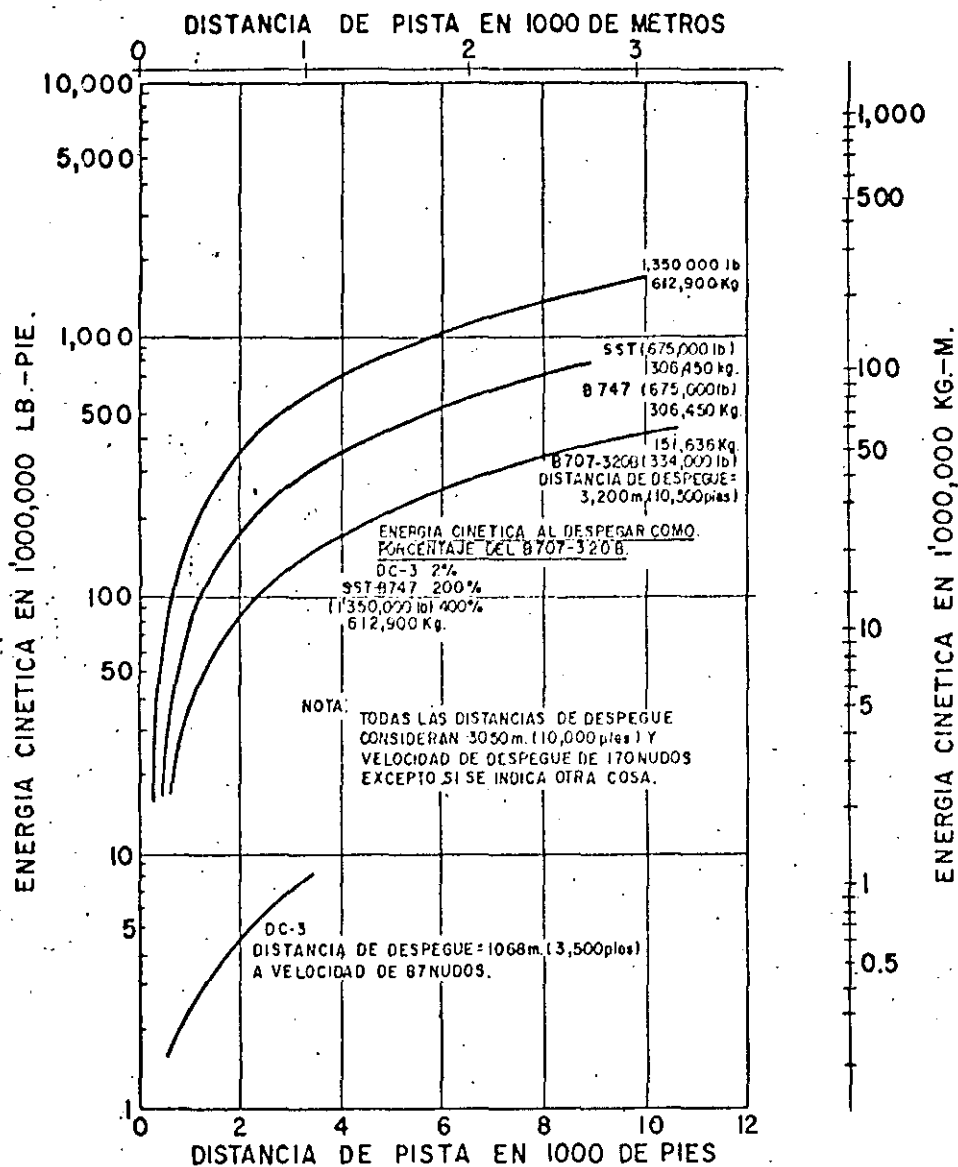


Fig. 14 Energía cinética y distancia de pista.
(de H. R. Lee y J. L. Scheffel)

En la fig. 15 se presenta un ejemplo del impacto producido por la rugosidad del pavimento y los despegues de un avión B-727. En la fig. 16 se presenta el efecto de la sustentación de las alas en el impacto producido por la rugosidad del pavimento y los despegues del mismo avión. Puede observarse que el efecto de la sustentación no logra neutralizar el impacto, sin embargo, -- cuando la superficie del pavimento tiene pocas irregularidades, el impacto se reduce considerablemente.

7. Textura de la superficie del pavimento que afecta el frenado de los vehículos.

Tanto en carreteras como en aeropuertos es muy importante que la textura del pavimento provea un adecuado coeficiente de razonamiento para reducir accidentes. En ambos casos el coeficiente de razonamiento puede ser afectado por la temperatura (principalmente en los pavimentos flexibles), por lluvia, nieve, derrame de combustibles, aceites u otras impurezas, por afloramiento de asfalto (en el caso de pavimentos flexibles) y por desgaste de la propia superficie del pavimento (en aeropuertos el desgaste es mucho menor).

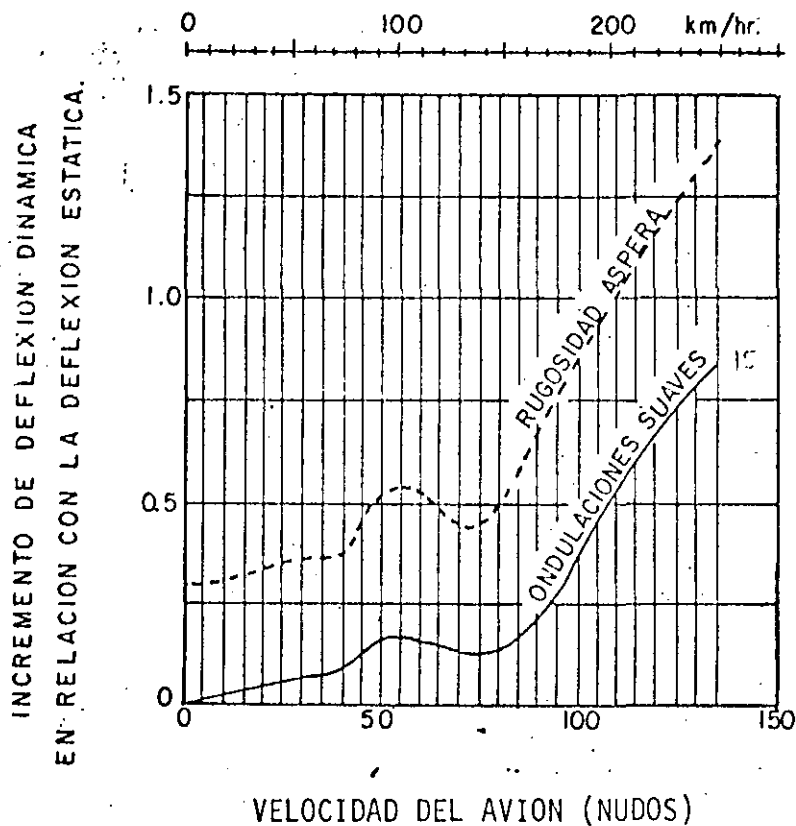


Fig. 15 Impacto producido por la rugosidad. (De N. C. Yong)

El coeficiente de rozamiento se disminuye al incrementarse la velocidad del vehículo. La velocidad de circulación en las carreteras de México, está limitada a 100-125 km/hr; en aeropuertos la velocidad que lleva el avión en el momento de toque en la pista es de 230 a 270 km/hr (125 a 145 nudos) y en los rodajes de alta velocidad, los aviones circulan a velocidades de 90 a 110 km/hr (50 a 60 nudos).

Una diferencia entre las carreteras y los aeropuertos es la circunstancia de que en las zonas de toque de las pistas, las llantas de los aviones dejan impregnado un poco de su caucho en la superficie del pavimento, lo que,

a través de un buen número de aterrizajes, hace que aparezca una película de caucho cubriendo dicha superficie.

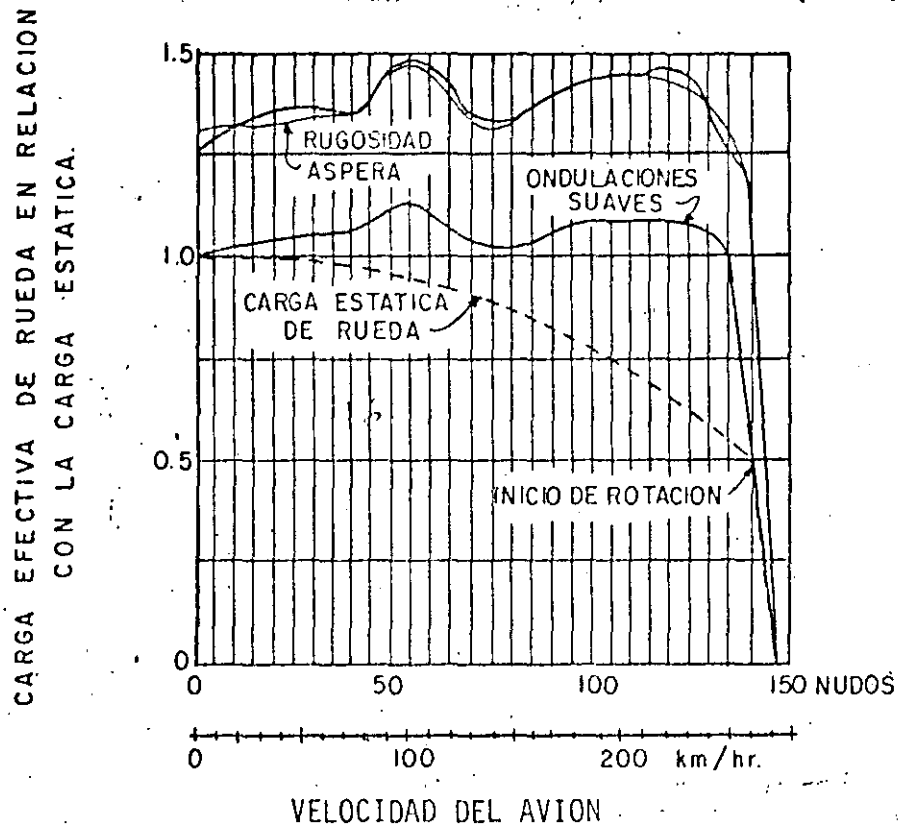


Fig. 16 Efecto de la sustentación de las alas en el impacto producido por la rugosidad. (Fuente: N. C. Yong) (Adaptada por F. F. Rodarte)

El caucho impregnado en grandes cantidades, en las pistas de dicho tráfico, impide el drenaje de la lluvia proporcionando de esta manera las condiciones para que se produzca el peligroso fenómeno de "hidroplaneo", lo que incrementa grandemente las distancias en que pueden detenerse las aeronaves al efectuar el aterrizaje.

8. Condiciones de operación.

En cualquier carretera o camino es relativamente fácil modificar la circulación de vehículos, alterando la velocidad de los mismos para efectuar reparaciones, atender accidentes o 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 o enfrenamiento; -- por lo que no es simple realizar trabajos sobre un pavimento de un aeropuerto que ya está en operación.

Esta situación, obliga a pensar que los pavimentos deben ser concebidos pensando que no haya deterioro, debido al tránsito de cargas o al intemperismo que obligue a realizar grandes trabajos sobre ellos, ya que en este momento la pista debe cancelarse a operaciones y en consecuencia, si el aeropuerto tiene una sola, se tendrán clausuradas las operaciones por el tiempo que duren los trabajos.

II. METODO DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA AEROPUERTOS.

En este capítulo se presentarán cuatro métodos básicos para el diseño de pavimentos flexibles de aeropuertos:

1) el método del Cuerpo de Ingenieros; 2) el método de la administración Federal de Aviación, FAA; 3) el método del Departamento de Transporte de Canadá 4) el método del Instituto del Asfalto.

1) Método del Cuerpo de Ingenieros (CBR)

El método CBR (California Bearing Ratio), o VRS (Valor Relativo de Soporte) como se le conoce en México, tuvo su origen en el año de 1928, desarrollado por la división de carreteras del Estado de California, Estados Unidos. O. J. Porter fue el hombre más íntimamente ligado con el desarrollo de este método.

Es quizá el método CBR el más utilizado en el mundo, incluso más que todos los otros métodos de diseño de pavimentos juntos.

El método CBR fue adoptado y actualizado para aeropuertos por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos a principios de la Segunda Guerra Mundial. (Por esas mismas fechas, en los 1940 as; la División de Carreteras de California abandonó el método CBR y adoptó el desarrollado por F. N. Hveem).

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

Sin embargo, si el CBR calculado a partir de una penetración de 0.2", es mayor, se utiliza este último para propósitos de diseño.

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

El método CBR requiere además pruebas adicionales de laboratorio, como son las de granulometría y la determinación de los límites de Atterberg.

Al adoptar el Cuerpo de Ingenieros el método CBR, partió de las curvas de diseño para carreteras (del Estado de California) existentes en esa época; en la fig. 17 se muestran dichas curvas; la curva B indicaba el espesor mínimo de pavimento requerido para tráfico pesado, que era de 9,000 libras (4,082 kg) por rueda. Debido a las diferencias de intensidad de las cargas y de canalización del tráfico, el Cuerpo de Ingenieros supuso que la carga de 9,000 libras (4,082 kg) por rueda de vehículo terrestre era equivalente a una carga de 12,000 libras (5,443 kg) por rueda de avión.

El método de extrapolación de las curvas para mayores cargas de rueda sencillas se muestra en la fig. 18. Los esfuerzos cortantes fueron calculados para varias cargas de rueda y graficados en función de la profundidad, como se indica en la fig. 18. Se consideró una presión de contacto de 60 lb/pulg² (4.22 kg/cm²) que era la presión de inflado de los aviones militares de la época; así mismo, se consideró que el área de contacto era circular.

La curva de la extrema derecha de la fig. 18 corresponde a los esfuerzos cortantes calculados para una carga de rueda sencilla de 12,000 lb (5,443 kg); algunos valores de CBR de la curva A de la fig. 17 también se han indicado en función del espesor. Por ejemplo, en la fig. 18, para una carga de 12,000 lb (5,443 kg), el esfuerzo cortante a una profundidad de 21 pulg (53.3 cm) es de 5 lb/pulg² (0.35 kg/cm²); de la curva A, fig. 17, el CBR para esta misma profundidad es de 3%. Los espesores de base y carpeta correspondiente a los valores CBR de 3, 5, 7 y 10% están graficados en esta curva de esfuerzos.

A partir de lo anterior se supuso que un esfuerzo cortante de 5 lb/pulg² (0.35 kg/cm²) correspondía a un CBR de 3%. Entonces, para extrapolar los valores CBR a una carga por rueda de 25,000 lb (11,440 kg), un esfuerzo cortante de 5 lb/pulg² (0.35 kg/cm²) se presenta a la profundidad de 31 pulg (78.7 cm). Por tanto una subrasante que tenga un CBR de 3% y que vaya a soportar una carga por rueda de 25,000 lb (11,440 kg), requiere un espesor de pavimento de 31 pulg (78.7 cm).

El mismo procedimiento se utilizó para las demás cargas por rueda mostradas en la fig. 18.

Las profundidades, que representan espesores, fueron entonces graficadas relacionándolas con los valores CBR y obteniéndose las primeras curvas tentativas de diseño como la mostrada en la fig. 19.

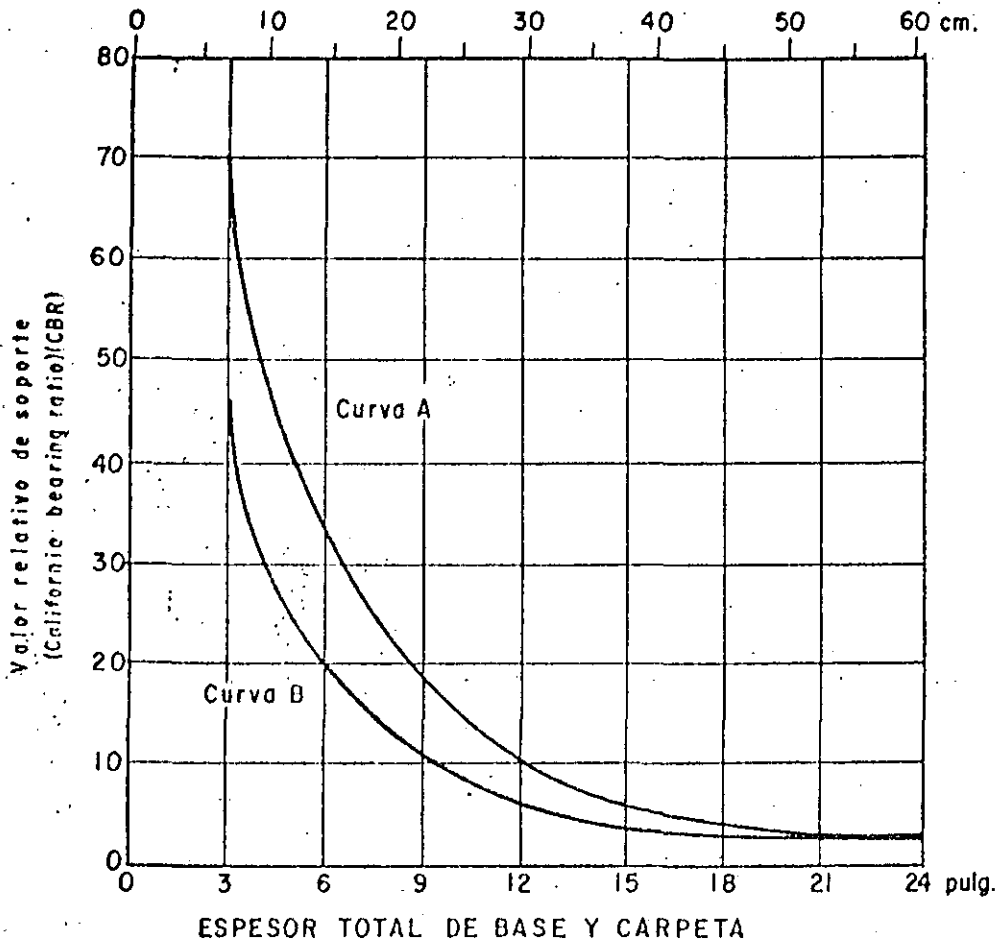


Fig. 17 Espesor total de base y carpeta en relación con los valores de CBR (Cuerpo de Ingenieros)

Desde el punto de vista estrictamente teórico, las consideraciones su - puestas en los cálculos, tenían fuertes limitaciones; una de ellas es la con - sideración de que la estructura del pavimento es una masa homogénea. Sin em - bargo el análisis fue un buen comienzo y probó estar esencialmente de acuer - do con las pruebas efectuadas posteriormente a escala natural.

Los resultados de las investigaciones empíricas mostraron que las curvas establecidas a partir de consideraciones teóricas eran conservadoras para los valores altos de CBR y para las cargas de ruedas más pesadas, proporcionaban espesores de pavimento insuficientes para los valores bajos de CBR.

A finales de la Segunda Guerra Mundial aparecieron los aviones con pier - nas de trenes de aterrizaje constituidas por ruedas dobles (avión B-29); por - tanto, se requirió un análisis del efecto de esta configuración de ruedas so - bre el espesor de pavimento y el desarrollo de curvas de diseño apropiadas pa

ra dicha configuración.

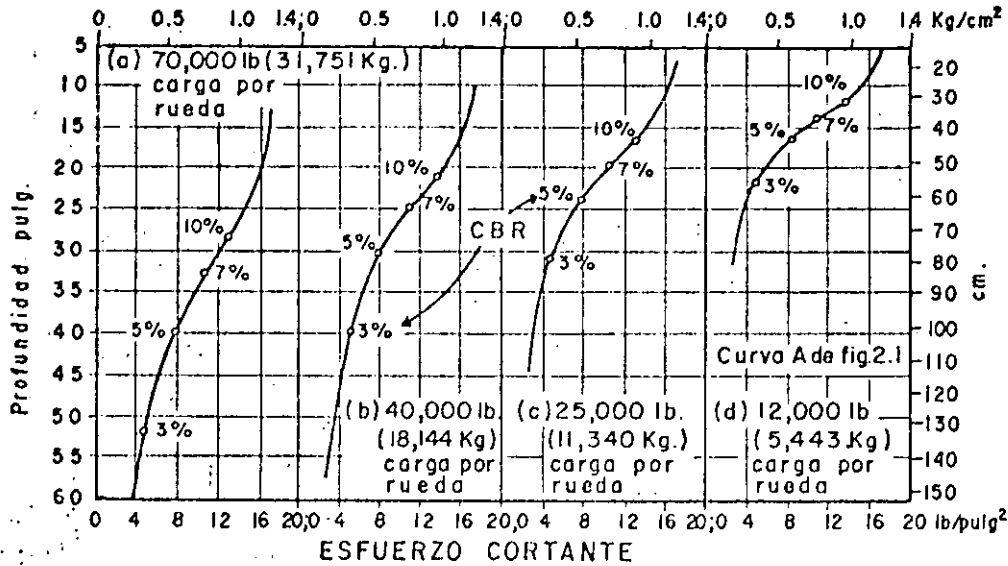


Fig. 18 Extrapolación de los espesores de pavimento de carreteras por medio de la teoría elástica. (Cuerpo de Ingenieros).

La fig. 20 ilustra el concepto del mencionado análisis. La carga total de la pierna con ruedas dobles es P_d ; la distancia entre las ruedas es S_d - centro a centro y "d" entre las caras interiores. Debido a la forma del bulbo de esfuerzos, se supuso que a profundidades menores que " $d/2$ " no ocurría traslape de esfuerzos; entonces, el esfuerzo a esas profundidades es el provocado por una sola de las ruedas con carga $P_d/2$. Por otra parte, a una profundidad de aproximadamente $2 S_d$, el efecto del traslape de esfuerzos es equivalente al provocado por una rueda sencilla con carga de P_d . Se supuso que las cargas de rueda equivalente correspondientes a profundidades intermedias entre " $d/2$ " y $2 S_d$ tienen una variación lineal cuando se grafican en escalas logarítmicas como se indica en la fig. 20b.

La fig. 21 ilustra el procedimiento de obtención de la carga de rueda equivalente sencilla para piernas con ruedas en doble tandem. Esta metodología de cálculo de rueda equivalente fue utilizada hasta mediados de la década de los cincuentas, tiempo en que el Cuerpo de Ingenieros volvió a analizar sus datos concluyendo que los espesores así obtenidos no eran conservadores.

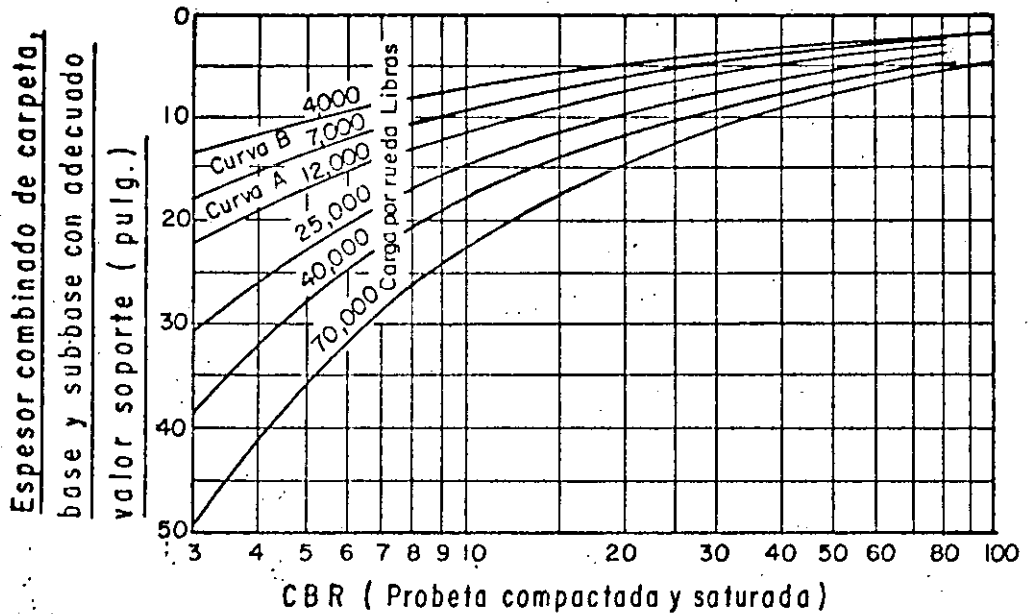


Fig. 19 Curvas tentativas de diseño de pavimentos flexibles. (Cuerpo de Ingenieros)

Como parte del análisis, el Cuerpo de Ingenieros consideró razonable - tomar como criterio de falla de un pavimento el esfuerzo crítico. Como no - había datos disponibles de esfuerzos se consideró que la pendiente o rela - ción de cambio de deflexión contra distancia al centro de aplicación de la - carga (fig. 22) era un índice razonable del esfuerzo crítico. Por medio de - la teoría de Boussinesq se calcularon curvas de deflexión contra distancia - al centro de aplicación (excentricidad) tanto para cargas sencillas como pa - ra dobles. Las pruebas efectuadas confirmaron la validez de los cálculos - teóricos. Se encontró que sin excepción, las pendientes de las curvas de - deflexión para las cargas sencillas eran iguales o mayores que para las car - gas dobles, como se muestra en la fig. 22. Con dichos análisis se demostró - que una carga sencilla, que ocasiona la misma deflexión máxima que una car - ga de ruedas múltiples, puede producir esfuerzos iguales o aún mayores en - la cimentación, en comparación con la carga de ruedas múltiples. Para pro - pósitos de diseño la carga de rueda sencilla puede ser considerada equiva - lente a la carga de ruedas múltiples. De esta manera se introdujo el nuevo - concepto de carga de rueda equivalente sencilla. El área de contacto de es - ta carga de rueda equivalente sencilla es igual a la de una de las ruedas - múltiples.

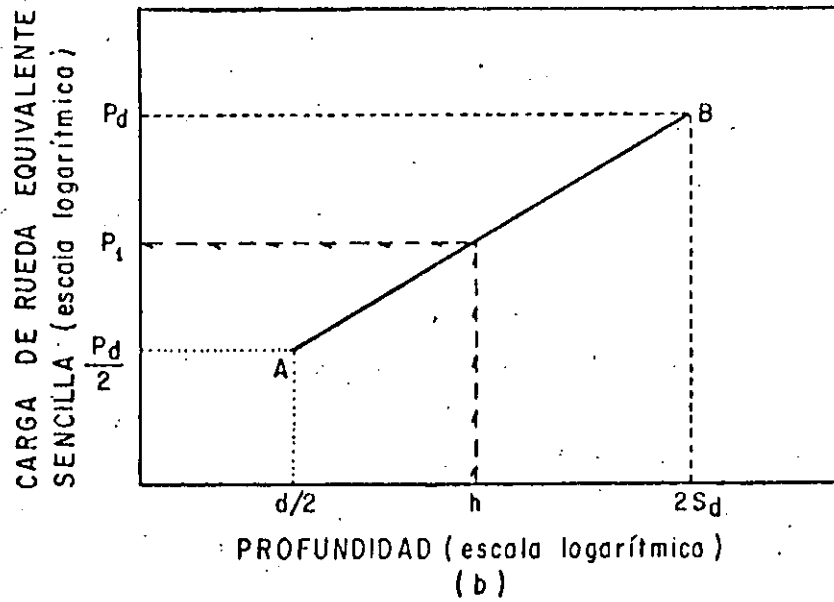
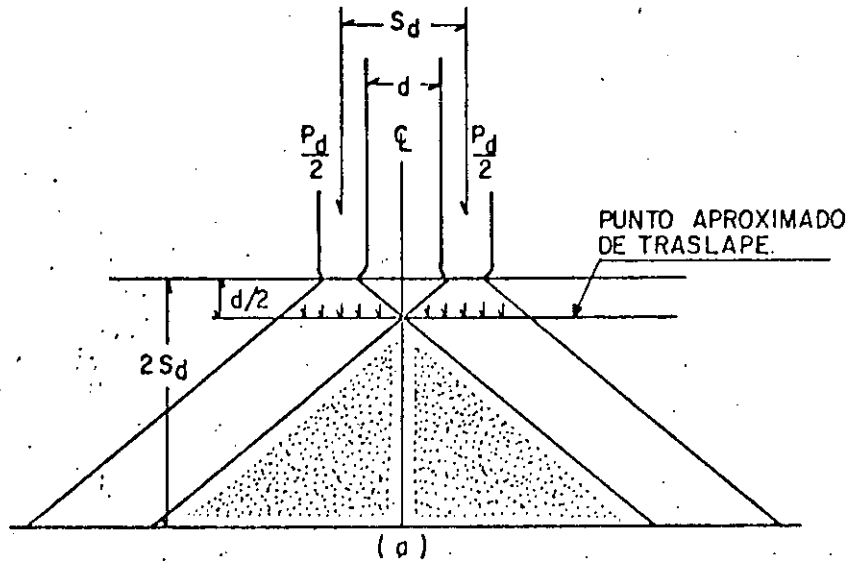


Fig. 20 Análisis de carga de rueda equivalente sencilla para esfuerzos verticales iguales en la subrasante.

(E. J. Yoder y M. W. Witczar)

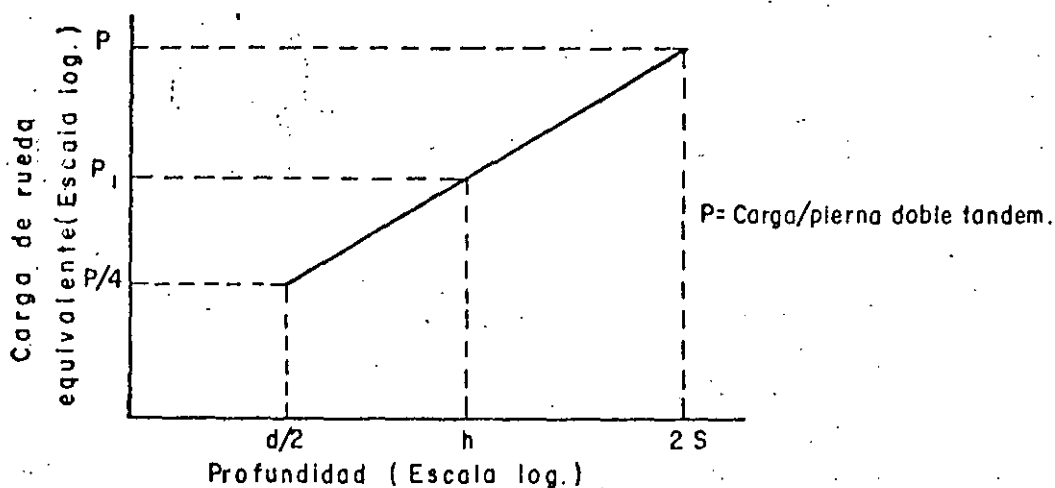
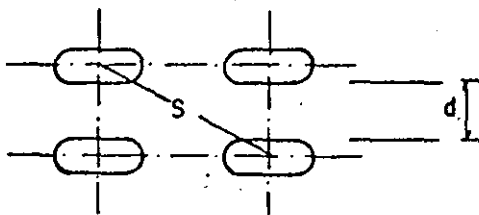


Fig. 21 Carga de rueda equivalente sencilla para piernas de trenes de aterrizaje con ruedas en doble tandem.

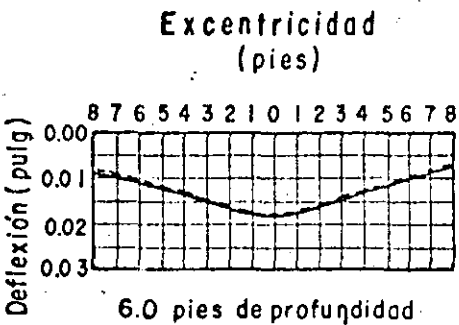
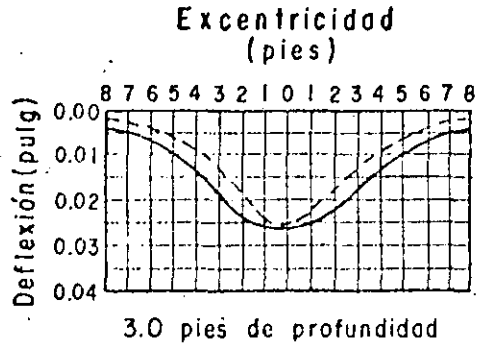
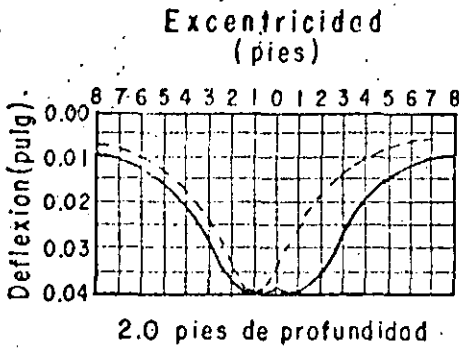
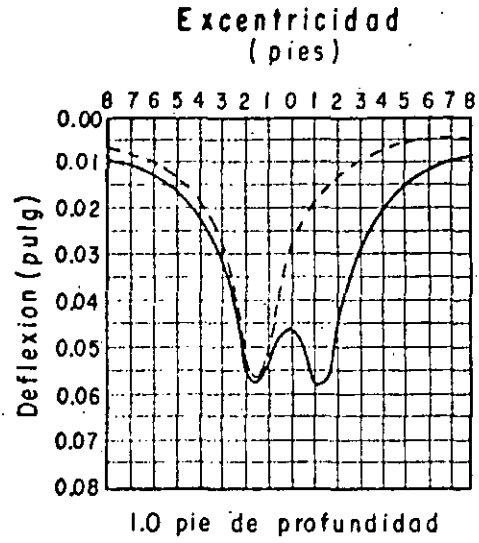
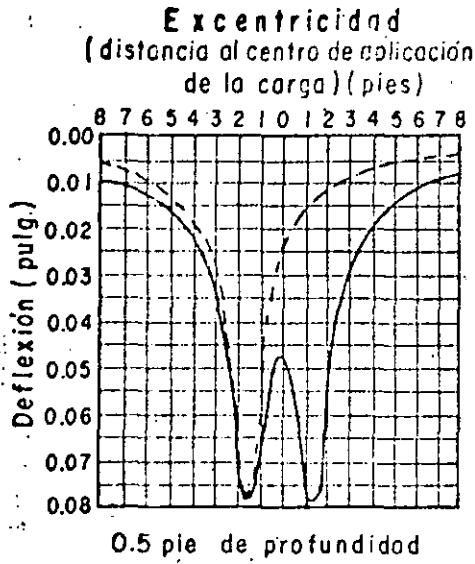
Para ilustrar el procedimiento, se presenta el siguiente ejemplo.

Supóngase una pierna con ruedas en doble tandem como se muestra en la fig. 23. La carga por pierna es de 130,000 lb (58,967 kg) y la presión de contacto es de 140 lb/pulg² (9.85 kg/cm²). La carga por rueda es de:

$$\frac{130,000}{4} = 32,500 \text{ lb (14,742 kg)}.$$

El área de contacto por rueda es

$$\frac{32,500}{140} = 232 \text{ pulg}^2 (1,497 \text{ cm}^2)$$



SIMBOLOGIA

- Deflexiones con carga doble
- Deflexiones con carga sencilla

NOTA: Placa de 250 pulg², 30 pies de separación, las deflexiones por carga sencilla fueron incrementadas para hacer iguales las deflexiones máximas de cargas sencilla y doble.

Relación de Poisson = 0.3

Módulo de elasticidad = 18,000 lb/pulg²

Carga de la superficie = 100 lb/pulg²

Fig. 22 Comparación teórica de los perfiles de deflexión para ruedas sencillas y dobles.

Supongáse que se desea encontrar la máxima carga de rueda equivalente - sencilla a una profundidad de tres veces el radio del área de contacto de cada rueda, (se supone que el área de contacto de la llanta es un círculo).

El radio del área de contacto es:

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{232}{\pi}} = 8.6 \text{ pulg (21.8 cm)}$$

$$y: 3 r = 25.8 \text{ pulg (65.5 cm)}$$

El problema se resuelve al encontrar la localización de la máxima deflexión a la profundidad de 25.8 pulg (65.5 cm). Como tanteo se analizarán cuatro localizaciones como se muestra en la fig. 23 con los puntos A, B, C y D (que representan ejes verticales).

En un medio elástico la deflexión "w" está dada por la ecuación

$$w = \frac{P r F}{E_m}$$

en donde

P = presión

E_m = módulo de elasticidad

F = factor de deflexión (obtenido de fig. 24)

r = radio del área de contacto.

Utilizando los subíndices "s" para rueda sencilla y "d" para rueda doble se tiene:

$$w_s = \frac{r_s}{E_m} P_s F_s; \text{ y } w_d = \frac{r_d}{E_m} P_d F_d$$

como:

$$w_s = w_d, \text{ y } r_s = r_d$$

se tiene:

$$\frac{P_s}{P_d} = \frac{F_d}{F_s}$$

El área de contacto de la rueda sencilla es igual al área de contacto de una de las ruedas dobles, entonces:

$$\frac{P_s}{P_d} = \frac{F_d}{F_s} \quad (1)$$

en donde:

P_s = carga de rueda sencilla

P_d = carga de una rueda de las dobles

lo que significa que la relación entre la carga equivalente de rueda sencilla y la carga de una de las ruedas dobles es igual a la inversa de los máximos factores de deflexión.

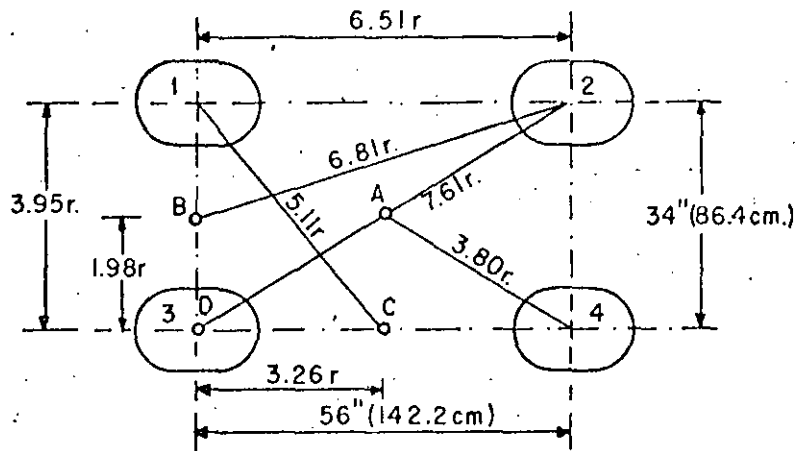


Fig. 23 Ejemplo de cálculo de rueda equivalente sencilla por medio de factores de deflexión.

Los factores de deflexión se obtienen de la fig. 24 y se indican en la tabla 1. El factor de deflexión crítico para una sola rueda es 0.47 correspondiente al eje D con respecto a la rueda No. 3 (a la profundidad $3r$). Los factores de deflexión críticos se han resumido en la tabla 2. La carga equivalente de rueda sencilla a la profundidad de 25.8 pulg (65.5 cm). (Con base en la ecuación 1) es:

$$32,500 \times 1.96 = 63,700 \text{ lb (28,894 kg)}$$

TABLE 1
Factores de deflexión para pierna con doble tandem

Profundidad	Rueda No.	Eje A		Eje B		Eje C		Eje D	
		Excen- tricidad	F	Excen- tricidad	F	Excen- tricidad	F	Excen- tricidad	F
3 r	1	3.80 r	0.21	1.98 r	0.34	5.11 r	0.16	3.95 r	0.21
3 r	2	3.80 r	0.21	6.81 r	0.11	5.11 r	0.16	7.61 r	0.11
3 r	3	3.80 r	0.21	1.98 r	0.34	3.26 r	0.25	0.00 r	0.47
3 r	4	3.80 r	0.21	6.81 r	0.11	3.26 r	0.25	6.51 r	0.13
w	-	---	0.84	---	0.90	--	0.82	--	0.92

TABLE 2

Profundidad	Factor de deflexión crítico		Relación de cargas
	Rueda sencilla	Ruedas doble tandem	Ruedas doble tandem ÷ rueda sencilla
25.8 pulg (65.5 cm)	0.47	0.92	1.95

Análisis de este tipo han permitido desarrollar curvas de diseño para aviones con piernas de trenes de aterrizaje constituidas por ruedas múltiples, partiendo de las curvas ya desarrolladas para ruedas sencillas (figs. 25 y 26).

En 1958, análisis de los datos de secciones de prueba y de aeropuertos tipo, indicaron que el criterio de diseño CBR para ruedas sencillas podía ser expresado de la siguiente forma:

$$t = \sqrt{\frac{P}{8.1 (CBR)} - \frac{A}{\pi}} \quad (2)$$

Para una vida del pavimento de 5,000 cubrimientos;

donde:

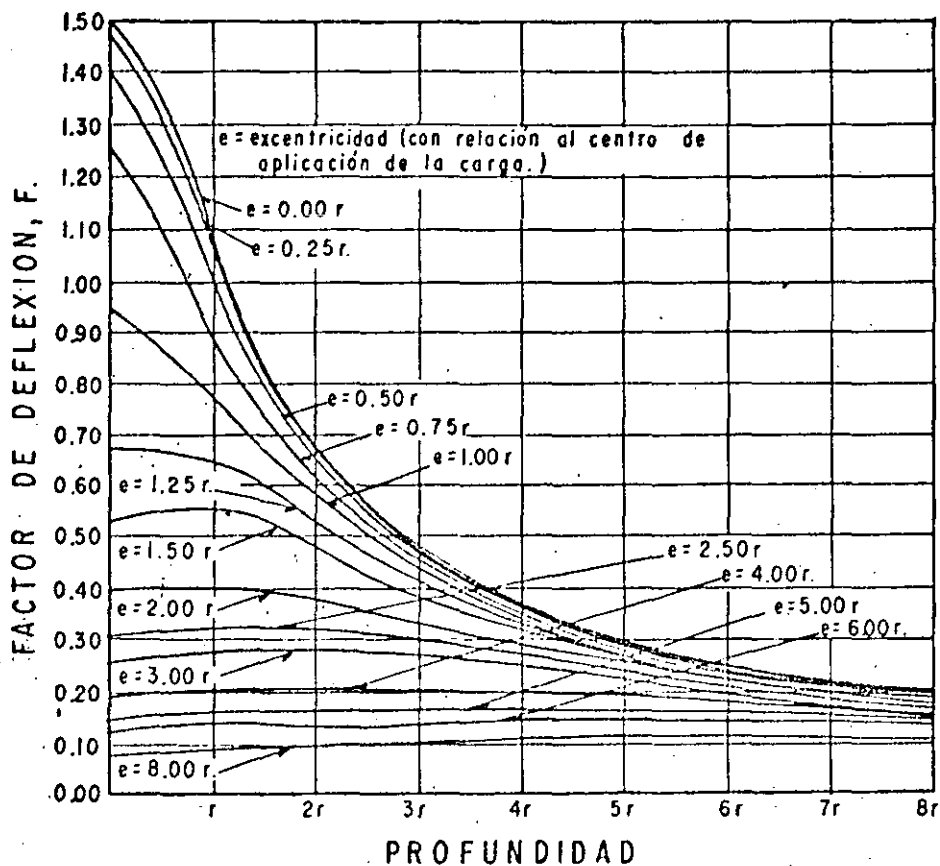
- t = espesor de pavimento (pulg)
- P = carga de rueda sencilla (lb)
- A = área de contacto (pulg²)

"Cubrimiento" es un término utilizado por el Cuerpo de Ingenieros para convertir el número de operaciones de aviones a número de repeticiones de esfuerzos máximos. Por ejemplo, un cubrimiento ocurre cuando cada punto de la superficie del pavimento ha sido sujeto a un esfuerzo máximo por el avión de operación. La expresión es:

$$C = D \frac{0.75 N a}{T} \quad (3)$$

Para aviones con tren de aterrizaje en triciclo y piernas con ruedas sencillas, dobles o en doble tandem; en donde:

- C = cubrimientos
- D = número de operaciones a carga máxima
- N = número de ruedas por pierna de tren principal
- a = ancho del área de contacto de una llanta (pulg)
- T = ancho de tráfico (pies). Se considera que el 75% de las operaciones queda incluido en este ancho. Se ha tomado:
 - T = 37.5 pies (11.4 m) para pistas y,
 - T = 7.5 pies (2.3 m) para calles de rodaje (para aviones con piernas de ruedas dobles y en doble tandem).



$$w = \frac{prF}{E_m}$$

w = deflexión vertical (pulg)

r = radio del área circular de carga (pulg)

E_m = módulo de elasticidad (lb/pulg²)

F = factor de deflexión

Z = profundidad (pulg)

p = presión en la superficie de contacto (lb/pulg²)

NOTA: Para puntos bajo el centro del área circular

(excentricidad = 0.00r):
$$F = \frac{3r}{2\sqrt{Z^2 + r^2}}$$

Fig. 24 Factores de deflexión para una carga uniforme de radio "r" relación de Poisson = 0.5. (Cuerpo de Ingenieros, Estación experimental Waterways)

Posteriormente se encontró que la ecuación básica, 2, era válida sólo para valores de CBR menores que 12 debido a consideraciones de durabilidad y otros requerimientos.

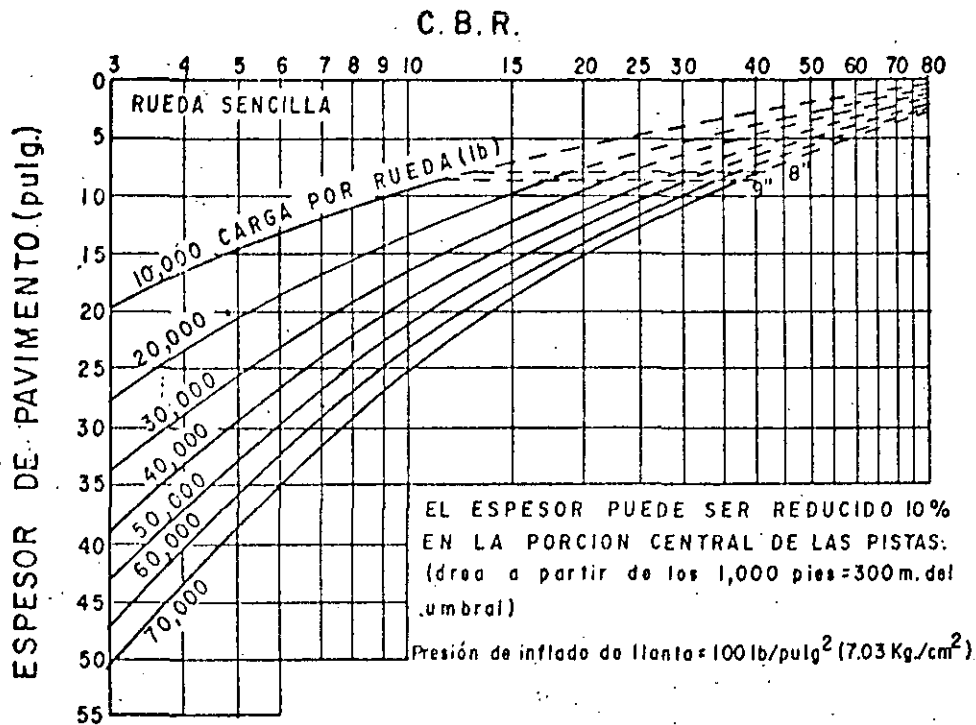


Fig. 25 Curvas de diseño de pavimentos flexibles para calles de rodaje. (Cuerpo de Ingenieros).

Para tomar en cuenta las repeticiones de carga y los trenes de aterrizaje de ruedas múltiples, la ecuación básica 2 fue modificada como sigue:

$$t = f \sqrt{\frac{ESWL}{8.1 (CBR)} - \frac{A}{\pi}} \quad (4)$$

donde:

f = por ciento de espesor de diseño.

f = $0.23 \text{ Log } C + 0.15$

ESWL = carga equivalente de rueda sencilla

C = cubrimientos

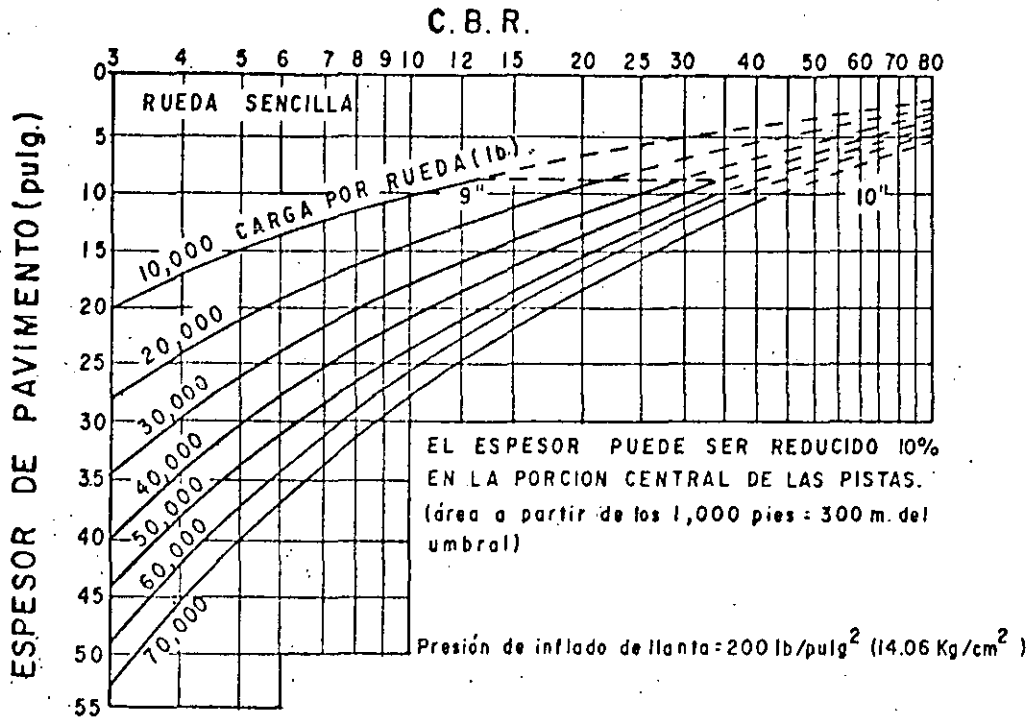


Fig. 26 Curvas de diseño de pavimentos flexibles para calles de rodaje. (Cuerpo de Ingenieros)

Es con este procedimiento que han sido elaboradas la mayoría de las gráficas de diseño de pavimentos para aviones Jet comerciales.

Recientes estudios y pruebas de pavimentos efectuadas con cargas representativas de trenes de aterrizaje complejos (por ejemplo el B-747), han indicado que para un gran número de repeticiones la ecuación 4 es algo conservadora. Por tanto la ecuación se ha modificado como sigue:

$$t = \alpha_i \sqrt{\frac{ESWL}{8.1 (CBR)} - \frac{A}{\pi}} \quad (5)$$

donde:

α_i = factor de repetición de carga, que depende del número de ruedas del tren principal que se ha utilizado para calcular la carga de rueda equivalente sencilla. Por ejemplo, para un B-747 se deben considerar 8 ruedas y obtener α_i de la fig.27.

El factor de repetición de carga, α_1 , está basado en pasadas de aviones (una pasada es una operación de avión), mientras que en las relaciones anteriores estaban basadas en cubrimientos.

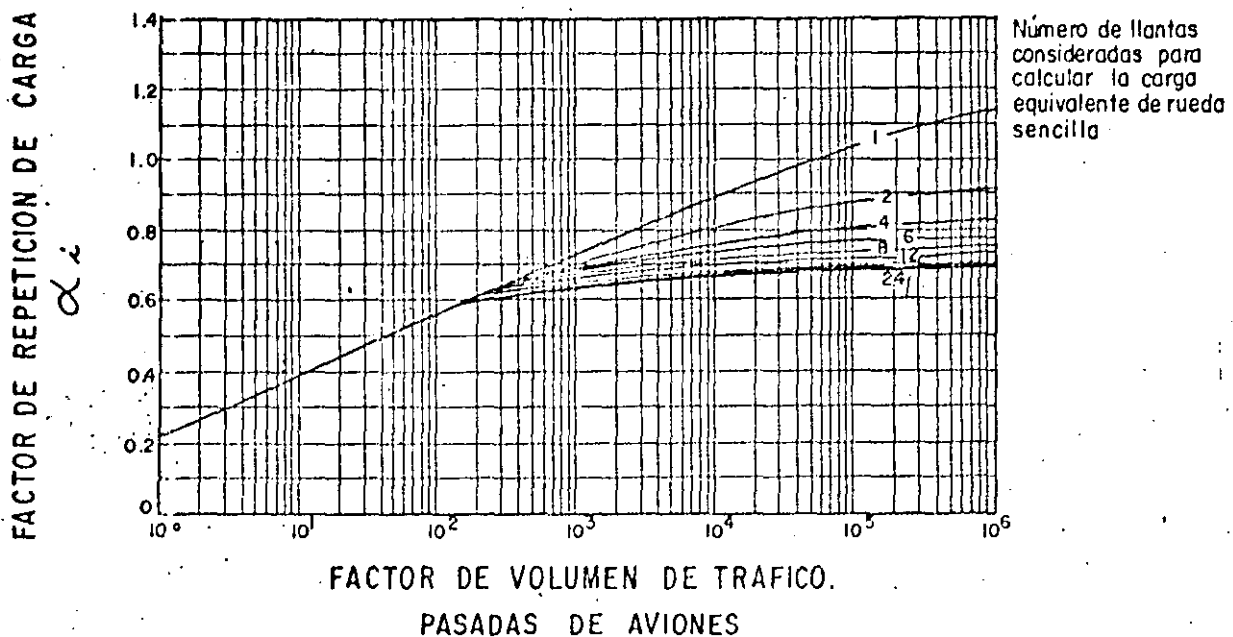


Fig. 27 Factor de repetición de carga contra número de pasadas (Cuerpo de Ingenieros. Estación experimental Waterways).

La ecuación 5 proporciona espesores de pavimentos razonables hasta para valores de CBR = 15. Para valores de CBR mayores de 15, el espesor del pavimento es gobernado por otros factores, como la durabilidad.

En cuanto a las características de los materiales que componen las capas de la base, subbase y capa de mejoramiento (capa subrasante), el Cuerpo de Ingenieros ha establecido, con base en la experiencia las especificaciones que se indican en las tablas 3 y 4. Debido a que las pruebas de CBR en el laboratorio, pueden no ser representativas para estos materiales se requiere complementar su conocimiento por medio de otras características, como lo son, para el caso de subbase y capas de mejoramiento: la granulometría, el límite líquido y el índice plástico y para bases: la clasificación del tipo de material. Estas otras características son básicas para la selección del CBR de diseño de las capas mencionadas.

Tabla 3 Selección del C B R de diseño para capas de mejoramiento y subbases.

(Cuerpo de Ingenieros)

Material	Máximo C B R de diseño	Tamaño (pulg)	Valor máximo permisible			
			Requerimientos granulométricos. % que pasa		Límite Líquido (LL)	Índice Plástico (IP)
			No.10(núm.2)	No.200(núm.075)		
Subbase	50	3	50	15	25	5
Subbase	40	3	80	15	25	5
Subbase	30	3	100	15	25	5
Capa de mejoramiento	20	3*	---	25*	35*	12*

* Límites sugeridos.

Tabla 4 Selección del C B R de diseño para bases.
(Cuerpo de Ingenieros)

T I P O	C B R De diseño
Agregado triturado graduado	100
Macadam confinado en húmedo	100
Macadam confinado en seco	100
Capas asfálticas intermedias y superficiales, mezcla en planta en caliente	100
Roca caliza	80
Agregado estabilizado	80

En las tablas 5 y 6 se presentan los criterios de diseño de espesores para carpeta y base.

Tabla 5 Criterios de diseño de espesores de carpeta y base para cargas de rueda sencilla. (Cuerpo de Ingenieros).

Rueda sencilla. Presión de inflado: 100 lb/pulg²

Carga (1,000 lb)	ESPESOR MINIMO (PULG.)					
	C B R : 80 (1)			C B R : 100		
	Carpeta	Base	Total	Carpeta	Base	total
10	2	6	8	2	6	8
20	2	6	8	2	6	8
30	3	6	9	2	6	8
40	3	6	9	2	6	8
50	3	6	9	2	6	8
60	4	6	10	3	6	9
70	4	6	10	3	6	9

Rueda sencilla: Area de contacto por rueda: 100 pulg²

Carga (1,000 lb)	ESPESOR MINIMO (PULG.)					
	C B R : 80 (1)			C B R : 100		
	Carpeta	Base	Total	Carpeta	Base	Total
10	2	6	8	2	6	8
15	3	6	9	2	6	8
20	3	6	9	3	6	9
25	4	6	10	3	6	9
30	5	6	11	4	6	10

(1) SE PERMITE ROCA CALIZA O AGREGADO ESTABILIZADO.

CRITERIO DE DISEÑO DE ESPESORES DE CARPETA Y 38
BASE PARA CARGAS DE RUEDAS MULTIPLES (Cuerpo de Ingenieros)

Tabla 6.

TREN DE ATERRIZAJE EN BICICLO

PIERNA CON RUEDAS DOBLES GEMELAS 37-62-37 pulg. CENTRO A CENTRO.
 AREA DE CONTACTO POR RUEDA: 267 pulg.²

CARGA (1,000 lb.)	ESPESOR MINIMO (pulg.) (1)											
	AREAS DE TRAFICO TIPO B.y.C.						AREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CBR BASE:100			CBR BASE:80			CBR BASE:100			CBR BASE:80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	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

TREN DE ATERRIZAJE EN BICICLO.

PIERNA CON RUEDAS DOBLES: 37 pulg. CENTRO A CENTRO
 AREA DE CONTACTO POR RUEDA: 267 pulg.²

CARGA (1,000 lb.)	ESPESOR MINIMO (pulg.) (1)											
	AREAS DE TRAFICO TIPO B.y.C.						AREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CBR BASE:100			CBR BASE:80			CBR BASE:100			CBR BASE:80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	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

TREN DE ATERRIZAJE EN TRICICLO.

PIERNA CON RUEDAS EN DOBLE TANDEM: 31x63 pulg. CENTRO A CENTRO.
 AREA DE CONTACTO POR RUEDA: 267 pulg.²

CARGA (1,000 lb.)	ESPESOR MINIMO (pulg.) (1)											
	AREAS DE TRAFICO TIPO B.y.C.						AREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CBR BASE:100			CBR BASE:80			CBR BASE:100			CBR BASE:80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	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
135	3	6	9	3	6	9	3	6	9	3	6	9
150	3	6	9	3	6	9	3	6	9	4	6	10
170	3	6	9	3	6	9	3	6	9	4	6	10

TREN DE ATERRIZAJE EN TRICICLO

PIERNA CON RUEDAS DOBLES: 37 pulg. CENTRO A CENTRO
 AREA DE CONTACTO POR RUEDA: 267 pulg.²

CARGA (1,000 lb.)	ESPESOR MINIMO (pulg.) (1)											
	AREAS DE TRAFICO TIPO B.y.C.						AREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CBR BASE:100			CBR BASE:80			CBR BASE:100			CBR BASE:80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	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) Estos espesores mínimos se aplican cuando la capa directamente bajo la base tiene un CBR de diseño de 50; cuando dicha capa tiene un CBR de diseño de 80, el espesor mínimo de base puede ser de 6 pulg.

En la fig. 28 se muestra la zonificación típica de pavimentos para cargas pesadas, dividida en función de 4 tipos de áreas de tráfico en función de la intensidad del mismo (número de repeticiones), del efecto de la sustentación de las alas a altas velocidades y del efecto de la operación a máxima a mínima carga.

2. Método de la Administración Federal de Aviación, FAA.

Originalmente la FAA desarrolló un método de diseño de pavimentos que consistía sustancialmente en una comparación de las condiciones locales con análisis estadísticos de suelo, drenaje, heladas y condiciones de carga de una gran cantidad de muestreos efectuados en los aeropuertos en servicio. El método se basaba en una clasificación de suelos especialmente desarrollada por la FAA la cual se efectuaba en función de la granulometría, del Límite Líquido y del Índice Plástico. En la tabla 7 se presenta la clasificación de suelos y subrasantes. Debido a que en algunos suelos finos pueden quedar clasificados en más de un grupo cuando se utiliza el criterio indicado en la tabla 7, por ejemplo los suelos que contienen micas diatomeas o gran cantidad de material coloidal y los suelos que muestran un índice plástico mayor que el correspondiente al máximo límite líquido de un grupo en particular, éstos se pueden clasificar utilizando la fig. 35. Las gráficas de este método de diseño, que estuvo vigente hasta el año de 1978, se presentan en las figs. 36 a 42. Las curvas de diseño para aviones con trenes de aterrizaje de ruedas sencillas, dobles y en doble tandem (figs. 36 a 38) fueron elaboradas para un volumen de tráfico de 1,200 salidas anuales; para un volumen de tráfico mayor se corrigen los espesores de pavimento como sigue:

- Para más de 1,200 salidas equivalentes anuales, incrementar en una pulgada (2.5 cm) el espesor de la carpeta asfáltica, tanto en áreas críticas como en áreas no críticas.
- Los espesores de base y subbase se corrigen de la siguiente manera:
- Para 1,200 a 3,000 salidas equivalentes anuales, incrementar en 10%.
- Para 3,000 a 6,000 salidas equivalentes anuales, incrementar en 20%.
- Para más de 6,000 salidas equivalentes anuales, incrementar en 30%.

Las curvas de diseño para aviones con trenes de aterrizaje complejos (figs. 39 a 42) fueron elaboradas para 5,000 salidas anuales y no se requiere efectuar ajustes en los espesores de pavimentos obtenidos.

A partir de diciembre de 1978 la FAA decidió adoptar nuevos métodos de

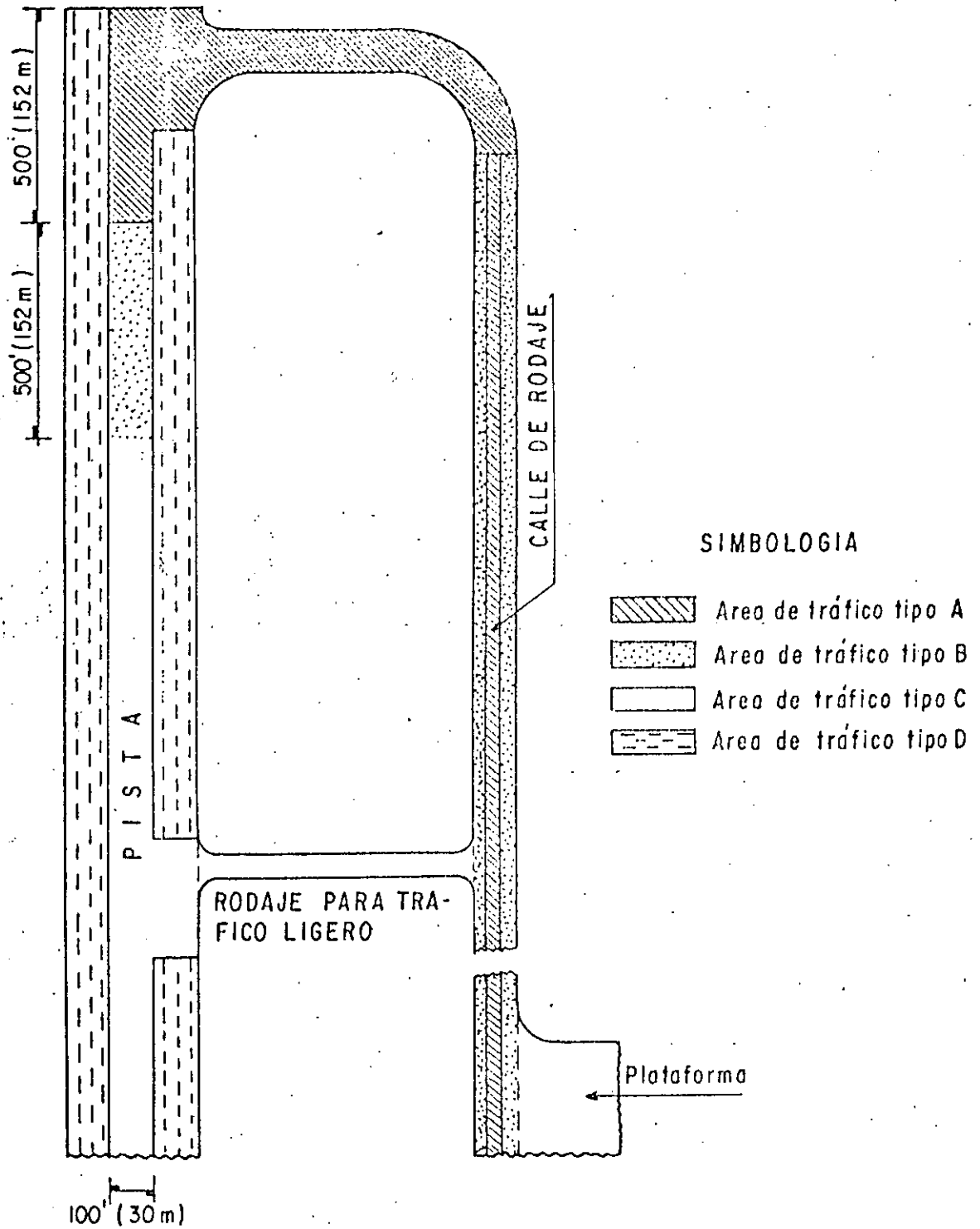
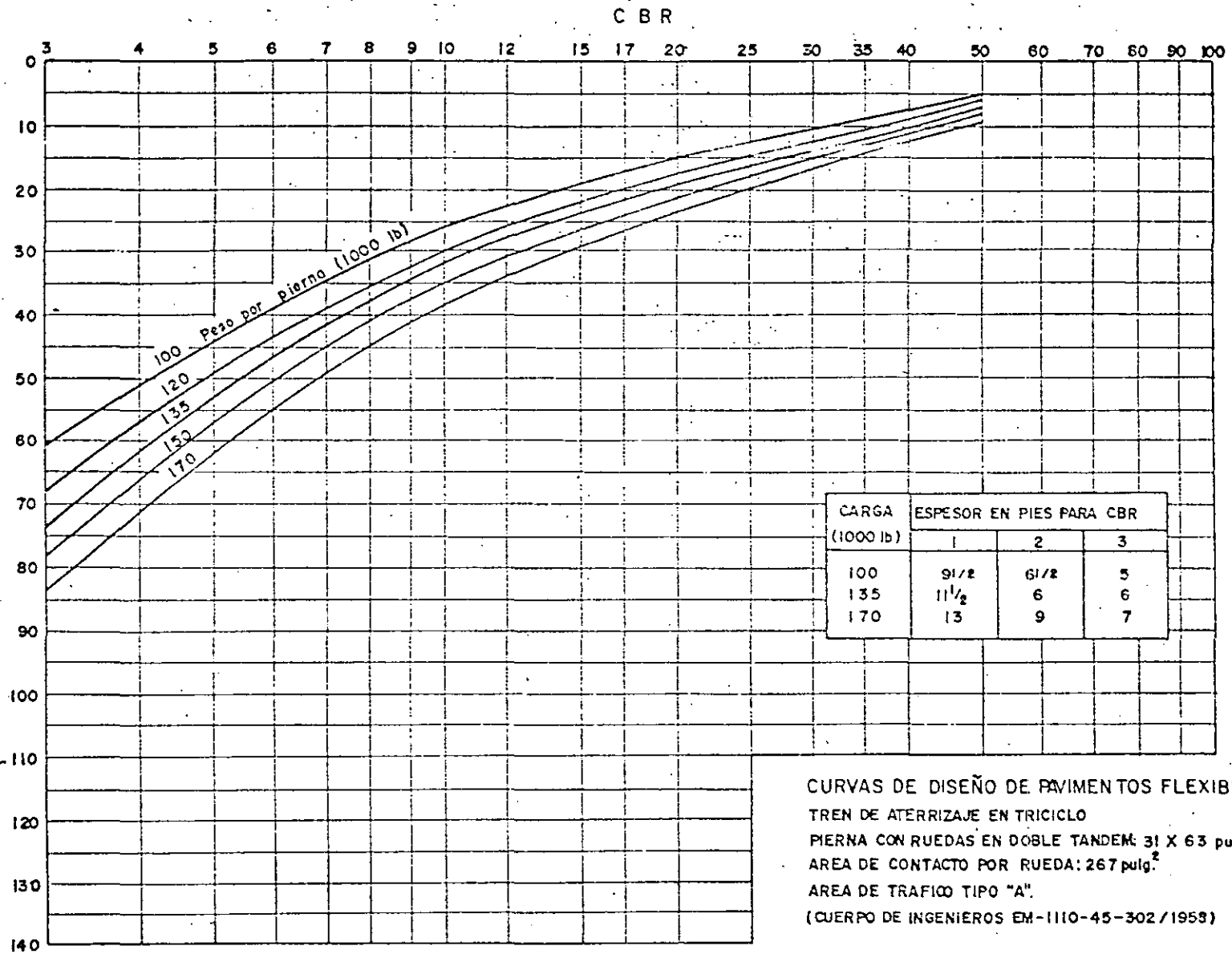


Fig. 28 PAVIMENTOS FLEXIBLES DE AEROPUERTOS
ZONIFICACION TIPICA DE PAVIMENTOS PARA CARGAS PESADAS.

(Cuerpo de Ingenieros EM-1110-45-302/1958)

ESPESOR EN PULGADAS PARA AREA DE TRAFICO TIPO A



CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES
 TREN DE ATERRIZAJE EN TRICICLO
 PIERNA CON RUEDAS EN DOBLE TANDEM: 31 X 63 pulg
 AREA DE CONTACTO POR RUEDA: 267 pulg.²
 AREA DE TRAFICO TIPO "A".
 (CUERPO DE INGENIEROS EM-1110-45-302/1959)

FIG. 29.

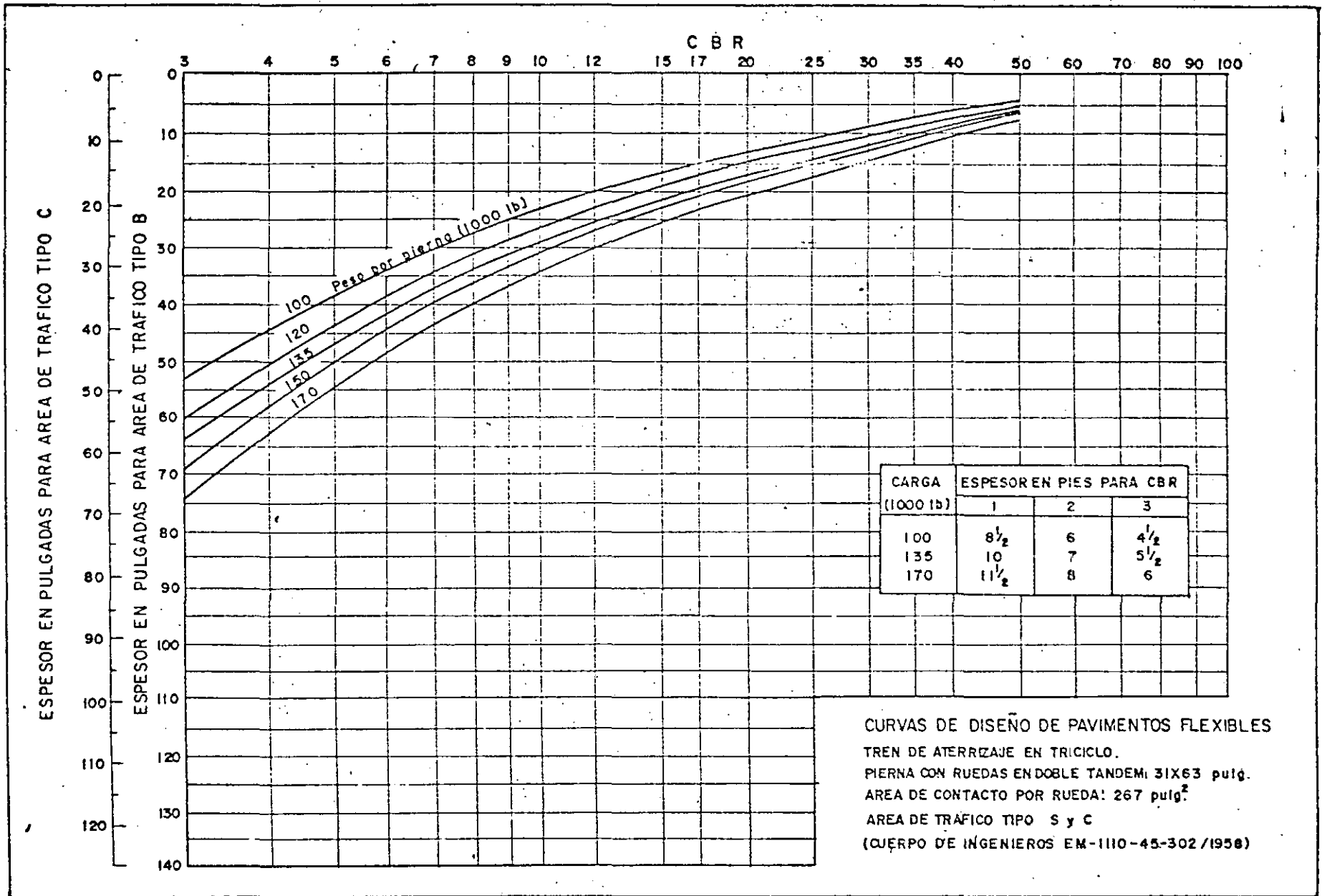
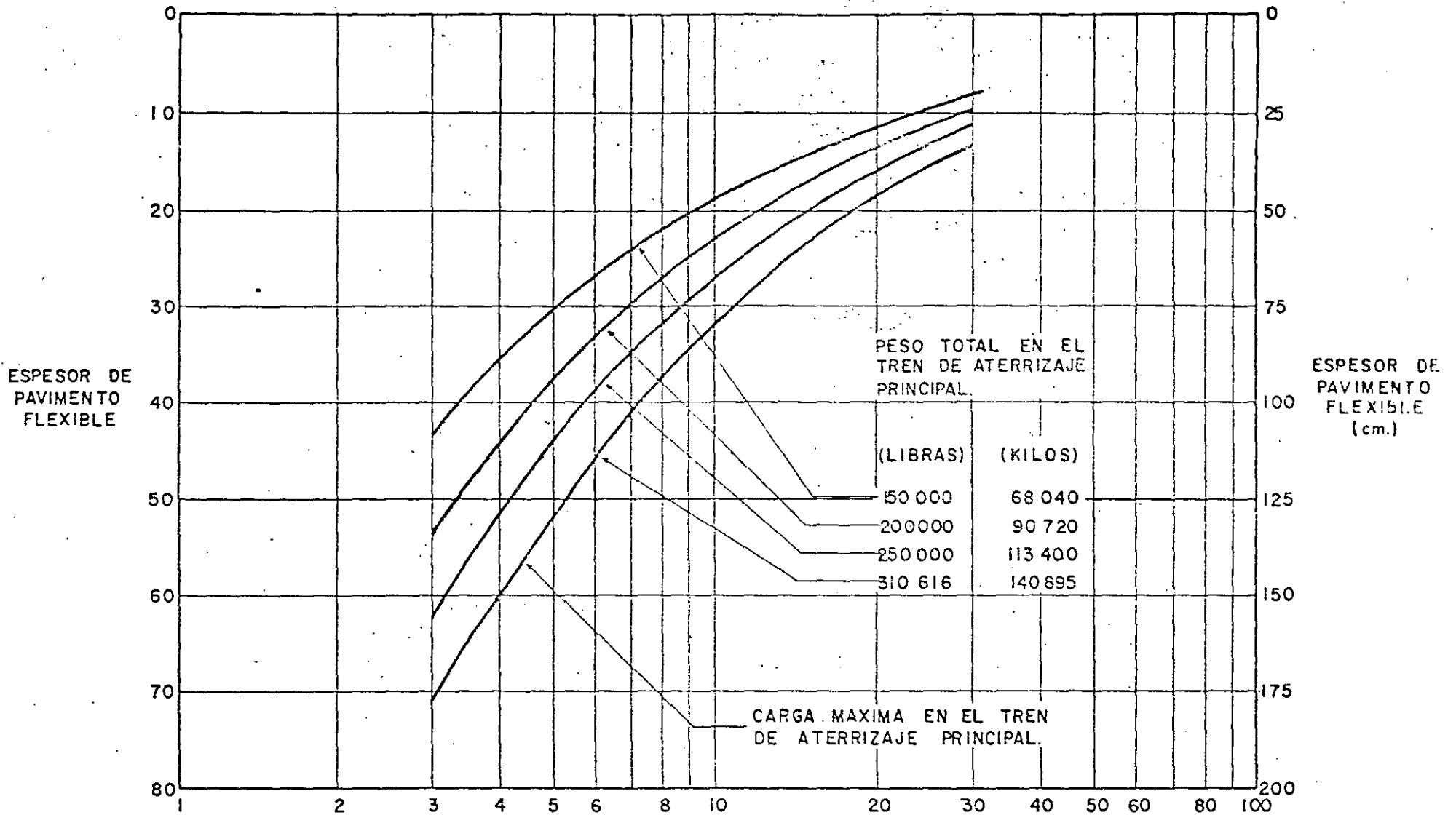


FIG. 30.

5,000 CUBRIMIENTOS

LLANTAS: 44X16"

PRESION DE INFLADO: 186 lb/pulg²



REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO FLEXIBLE POR EL METODO DE DISEÑO DEL CUERPO DE INGENIEROS (SEFL 165 A) AVION DC -8 -55 F

FIG. 31

LLANTAS: 44 x 16"

PRENSION DE INFLADO: 188 lb/pulg.²

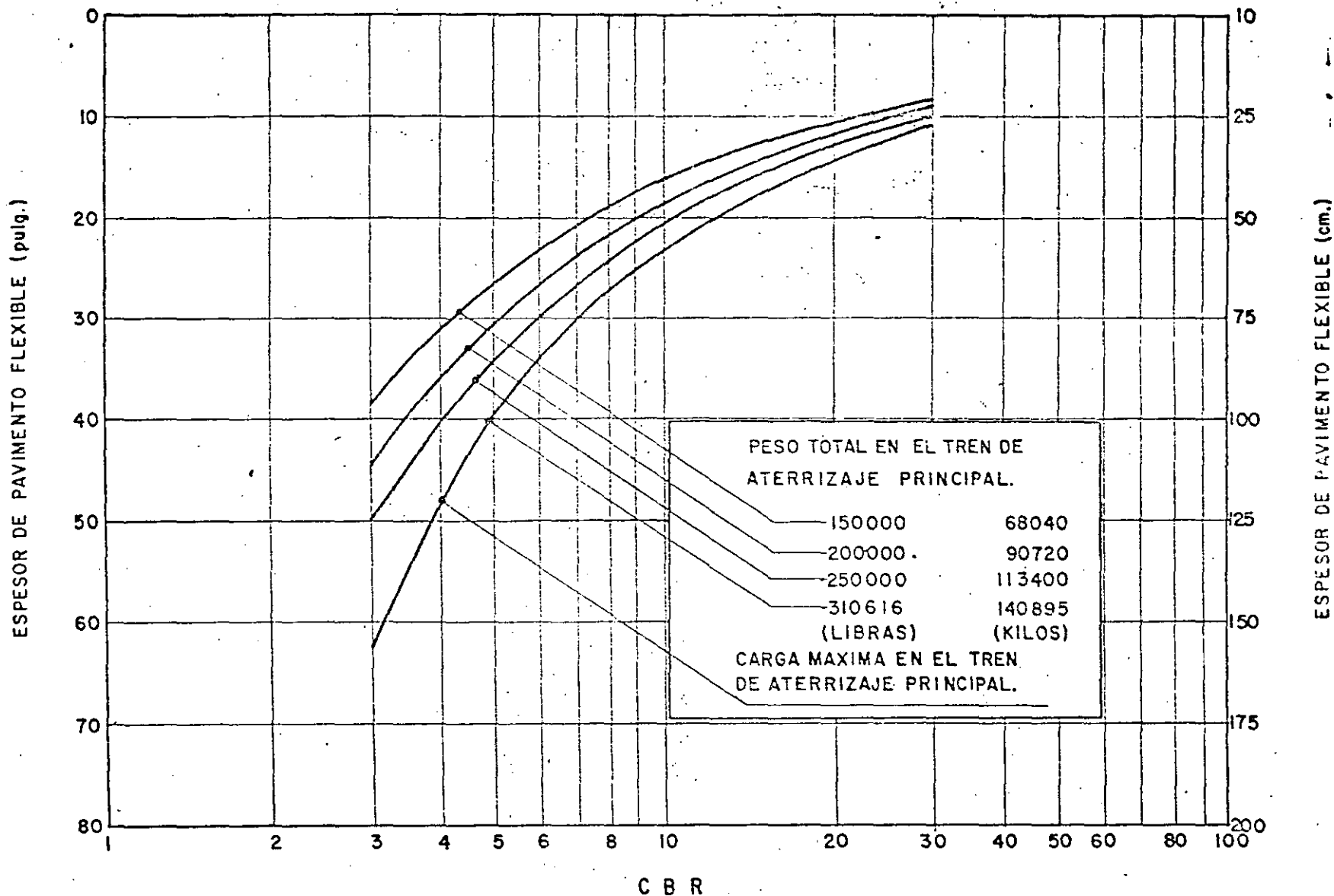


FIG. 32 REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO FLEXIBLE POR EL MÉTODO DE DISEÑO DEL CUERPO DE INGENIEROS.

(ASCE-2046/1949) Avión DC-8-55F

(Douglas Aircraft Company 1969)

LLANTAS: 49X17" (124.5 X 43.2cm)

PRESION DE INFLADO: 158 lb./pulg.² (11.1 kg/cm²)

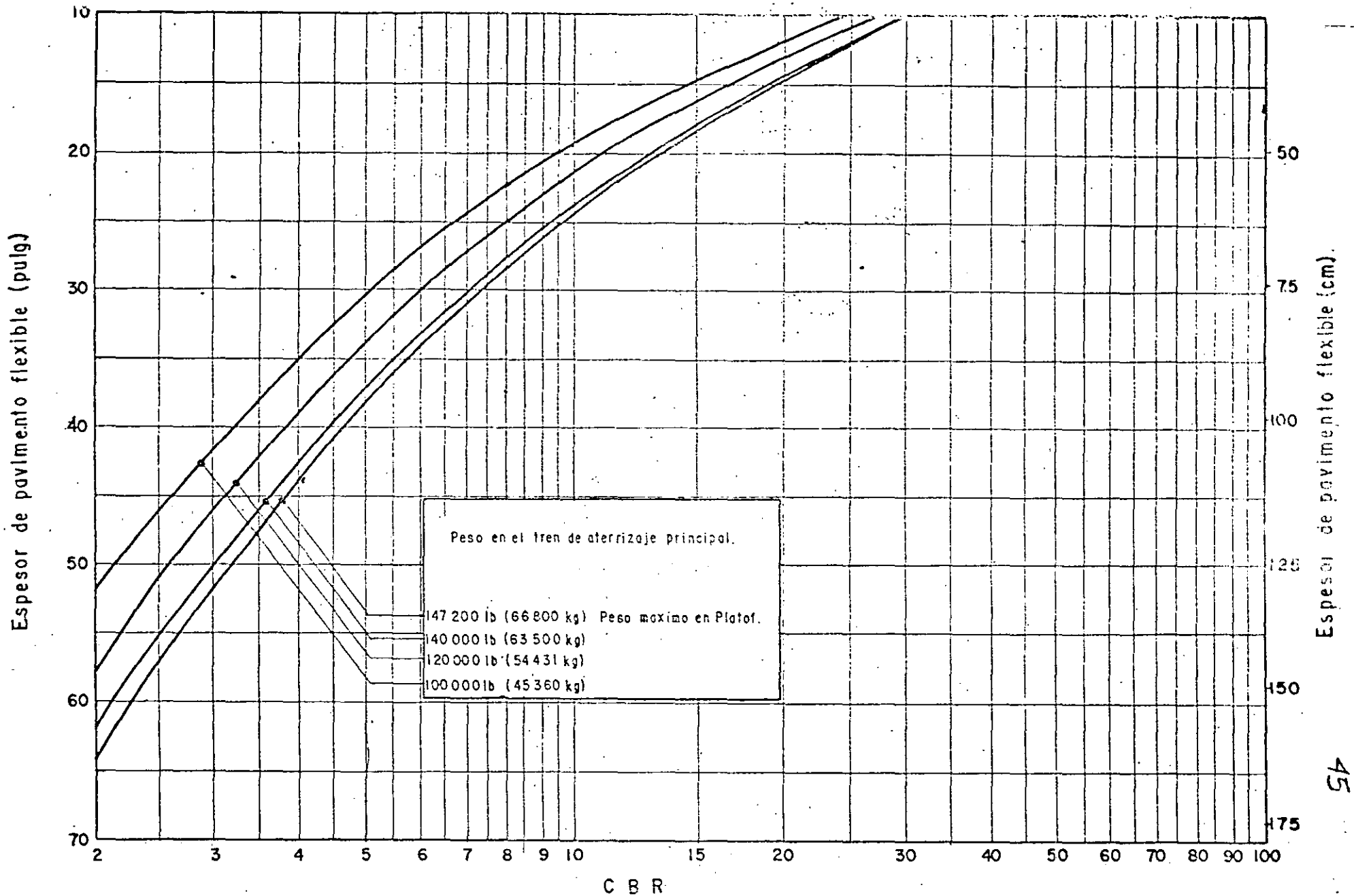


Fig. 33 REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO FLEXIBLE. METODO DE DISEÑO DEL CUERPO DE INGENIEROS MODIFICADO POR SEFL 165 A AVION B - 727 - 100 C (Boeing Company. 1972)

5 000 CUBRIMIENTOS

Lantas 46X16-30 PR tipo VII. Presion de Inflada: 210 lb/pulg.² (148 kg/cm²)

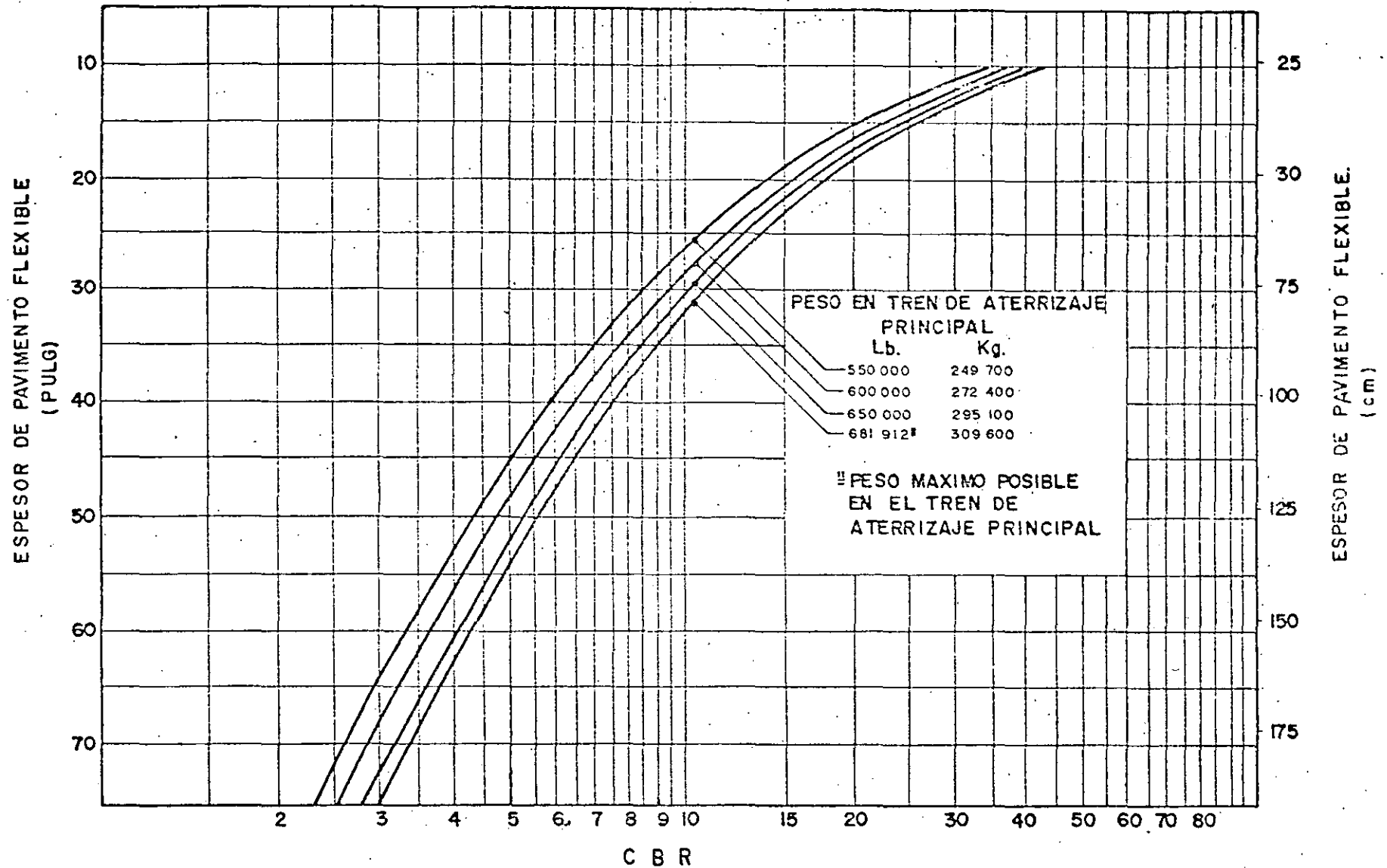


Fig. 34 REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO FLEXIBLE METODO DE DISEÑO DEL CUERPO DE INGENIEROS (SEFL 155A) AVION B-747-100 (Boeing Company 1975)

diseño de pavimentos basados en métodos de análisis que han resultado de la experiencia y de recientes investigaciones. La decisión fue tomada con objeto de aprovechar los avances en la tecnología de pavimentos y de esa manera obtener mejores comportamientos de los pavimentos y una mayor facilidad de utilización de las gráficas de diseño.

En términos generales el nuevo método de diseño adoptado proporciona mayores espesores de pavimento que el método anterior.

La FAA acepta que las gráficas de diseño anteriores sean utilizadas para la evaluación de los pavimentos existentes que fueron diseñados con dicho procedimiento, con objeto de no limitar excesivamente los pesos de operación de los aviones, lo que se traduciría en pérdidas económicas.

El nuevo método de diseño de pavimentos flexibles adoptado por la FAA, está basado en el método de diseño CBR (California Bearing Ratio), el cual es básicamente empírico, sin embargo se ha realizado mucha investigación con el método y se han desarrollado correlaciones confiables. Las configuraciones de piernas de trenes de aterrizaje se han relacionado utilizando conceptos teóricos y datos empíricos.

Un pavimento de aeropuerto y los aviones que operan en él, constituyen un sistema interactivo que debe ser reconocido en el proceso de diseño del pavimento. La determinación de los espesores requeridos de pavimento es un problema de ingeniería complejo, debido a que los pavimentos están sujetos a una gran variedad de cargas y efectos climáticos, por lo que el proceso de diseño debe incluir un gran número de variables interdependientes que frecuentemente son difíciles de cuantificar.

Aunque se ha efectuado bastante investigación y aún se continúa, ha sido imposible llegar a una solución matemática directa para los requerimientos de espesores. Por esta razón, la determinación de los espesores de pavimento debe basarse en los análisis teóricos de distribución de cargas en el pavimento y en los suelos, en los análisis de los datos obtenidos de pavimentos experimentales y en el estudio del comportamiento de los pavimentos actualmente en servicio. Las gráficas de diseño de pavimentos flexibles mostradas en las figs. 43 a 52 fueron desarrolladas por la FAA con base en la correlación de los datos obtenidos de las fuentes mencionadas.

El diseño estructural de los pavimentos de aeropuertos consiste en determinar tanto el espesor total de pavimento como el espesor de sus componentes. Existe un número de factores que influyen el espesor de pavimento requerido para proveer un servicio satisfactorio. Entre estos factores se encuentran la magnitud y características de las cargas de los aviones a soportar, el volumen del tráfico, la concentración de tráfico, la concentra

ción de tráfico en ciertas áreas y la calidad de los suelos de la subrasante y de los materiales que constituyen la estructura del pavimento. Para proceder al diseño del pavimento es necesario contar con el pronóstico de salidas o despegues de los diferentes tipos de aviones que operarán durante la vida útil del pavimento, la cual se considera de 20 años en este método. El siguiente paso consiste en determinar el avión de diseño, el cual se escoge de entre los que están considerados en el pronóstico y será aquel que requiera mayor espesor de pavimento considerando el número de salidas que se hayan previsto en el pronóstico para ese tipo de avión. Por consiguiente el avión de diseño no será necesariamente el avión más pesado considerado en el pronóstico.

Debido a que los pronósticos de tráfico incluyen una gran variedad de tipos de aviones que tienen además diferentes configuraciones de trenes de aterrizaje y diferentes pesos, los efectos de todo el tráfico deben ser considerados en la determinación del número de salidas equivalentes del avión de diseño. Primeramente todos los aviones deben ser convertidos al mismo tipo de pierna de tren de aterrizaje del avión de diseño para lo cual se utilizan los siguientes factores de conversión:

PARA CONVERTIR DE	A	MULTIPLICAR LAS SALIDAS POR
Rueda sencilla	Ruedas dobles	0.8
Rueda sencilla	Doble tandem	0.5
Ruedas dobles	Doble tandem	0.6
Dos doble tandem	Doble tandem	1.0
Doble tandem	Rueda sencilla	2.0
Doble tandem	Ruedas dobles	1.7
Ruedas dobles	Rueda sencilla	1.3
Dos doble tandem	Ruedas dobles	1.7

En seguida se efectúa la conversión a salidas equivalentes anuales del avión de diseño determinada por la fórmula:

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } R_2 \times \left(\frac{W_2}{W_1} \right)^{1/2}$$

donde:

R_1 = número de salidas equivalentes anuales del avión de diseño.

R_2 = número de salidas anuales de cualquier avión expresadas en piernas del tren de aterrizaje del avión de diseño.

W_1 = carga por rueda del avión de diseño.

W_2 = carga por rueda del avión en cuestión.

Para los cálculos se considera que el 95% del peso total del avión lo carga el tren de aterrizaje principal.

Se requiere el valor CBR de la subrasante, el valor CBR de la subbase, el peso total del avión de diseño y el número de salidas anuales del avión de diseño. Las gráficas presentadas en las figs. 43 a 51 proporcionan el espesor total requerido de pavimento y el espesor de carpeta. La fig. 52 proporciona el espesor mínimo de base para un pavimento dado y un valor CBR dado. Si un pavimento va a soportar más de 25,000 salidas anuales, el espesor total obtenido de la gráfica correspondiente debe ser incrementado de acuerdo a la tabla 10.

Las gráficas de las figs. 43 a 51 se utilizan para determinar el espesor total de pavimento "T" para áreas críticas.

Los espesores en áreas no críticas y en críticas se determinan de acuerdo a lo indicado en la fig. 53.

La FAA estipula que es necesario proveer bases y subbases estabilizadas para pavimentos nuevos que vayan a soportar aviones jet con peso igual o superior a 100,000 lb (45,350 kg). Estas capas estabilizadas pueden sustituir a las bases o subbases hidráulicas utilizando los factores de equivalencia indicados en las tablas 8 y 9.

3. Método del Departamento de Transporte de Canadá.

El método de diseño de pavimentos flexibles del Departamento de Transporte de Canadá, es básicamente un método empírico desarrollado a partir de una exhaustiva investigación de la capacidad de las pistas canadienses por medio de pruebas de placa. Se efectuaron pruebas de placa tanto en la superficie del pavimento como en la base y en la subrasante. Adicionalmente

Tabla 7 Clasificación de suelos y subrasantes. Método de la FAA.

Grupo de suelo	Análisis Granulométrico					Límite Líquido	Índice Plástico.	Clasificación de subrasante		
	Materiales retenido en la malla Nº 10 (Núm. 2.0) en % (e)	Material más fino que pasa la malla Nº 10 (num. 2) en %			Buen drenaje			Drenaje pobre		
		Arena gruesa que pasa la malla Nº 10 (Núm. 2.0) y se retiene en la Nº 40 (Núm. 0.425)	Arena fina que pasa la malla Nº 40 (Núm. 0.425) y se retiene en la Nº 200 (Núm. 0.075)	Limo y arcilla combinados que pesan la malla Nº 200 (Núm. 0.075)				Con o sin heladas.	Sin heladas.	Con heladas.
E - 1	0 - 45	40 +	60 -	15 -	25 -	6 -	Fa o Ra	Fa o Ra	F1 o Ra	
E - 2	0 - 45	15 +	85 -	25 -	25 -	6 -	Fa o Ra	F1 o Ra	F2 o Rb	
E - 3	0 - 45	-----	---	25 -	25 -	6 -	F1 o Ra	F2 o Rb	F3 o Rb	
E - 4	0 - 45	-----	---	35 -	35 -	10 -	F1 o Ra	F2 o Rb	F4 o Rb	
E - 5	0 - 55	-----	---	45 -	40 -	15 -		F3 o Rb	F5 o Rb	
E - 6	0 - 55	-----	---	45 +	40 -	10 -		F4 o Rc	F6 o Rc	
E - 7	0 - 55	-----	---	45 +	50 -	10 - 30		F5 o Rc	F7 o Rc	
E - 8	0 - 55	-----	---	45 +	60 -	15 - 40		F6 o Rc	F8 o Rd	
E - 9	0 - 55	-----	---	45 +	40 +	30 -		F7 o Rd	F9 o Rd	
E - 10	0 - 55	-----	---	45 +	70 -	20 - 50		F8 o Rd	F10 o Rd	
E - 11	0 - 55	-----	---	45 +	80 -	30 +		F9 o Re	F10 o Re	
E - 12	0 - 55	-----	---	45 +	80 +	-----		F10 o Re	F10 o Re	
E - 13	Turba y otros suelos altamente orgánicos-examen de campo					No deseable para subrasante				

(*) Si el porcentaje del material retenido en la malla No. 10 (núm. 2.6) excede lo indicado, la clasificación puede ser elevada; proveer dicho material es sano y regularmente bien graduado.

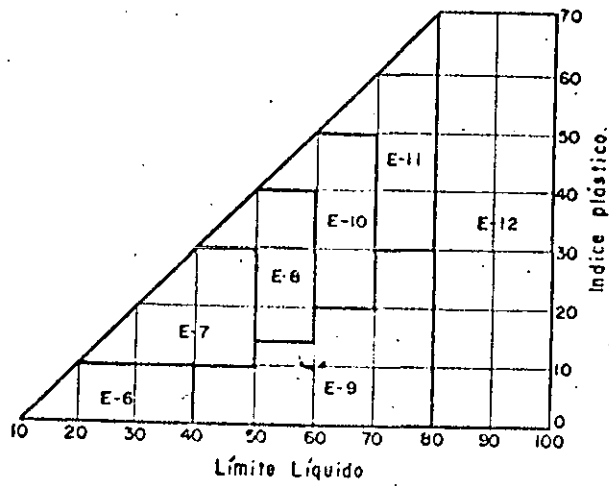


Fig. 35 - Carta de clasificación para suelos finos.
(FAA, 1974)

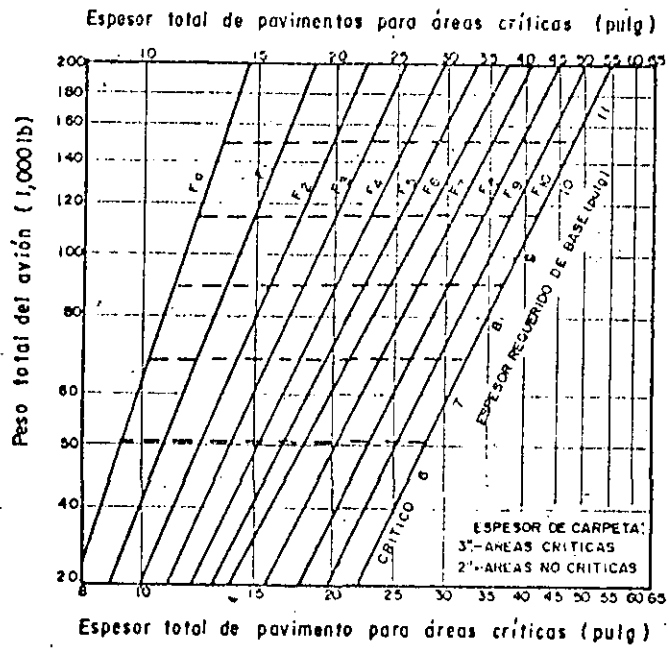


Fig. 36 Curvas de diseño para pavimento flexible.
Rueda sencilla. (FAA, 1974)

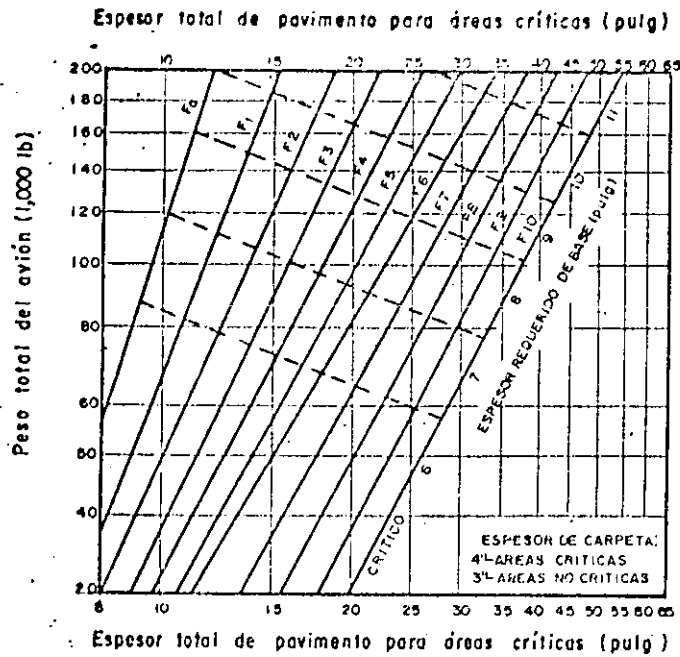


Fig. 37 Curvas de diseño para pavimento flexible. Ruedas dobles. (FAA. 1974)

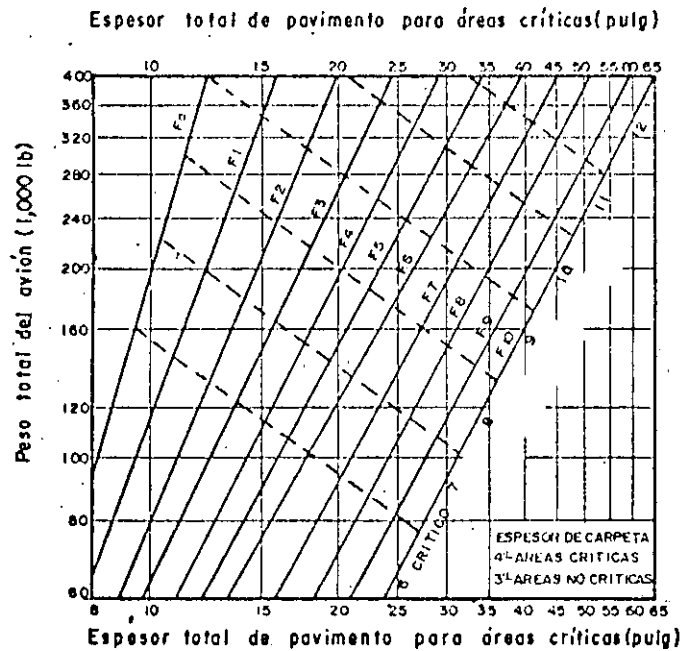


Fig. 38 Curvas de diseño para pavimento flexible. Ruedas en doble tandem. (FAA 1974)

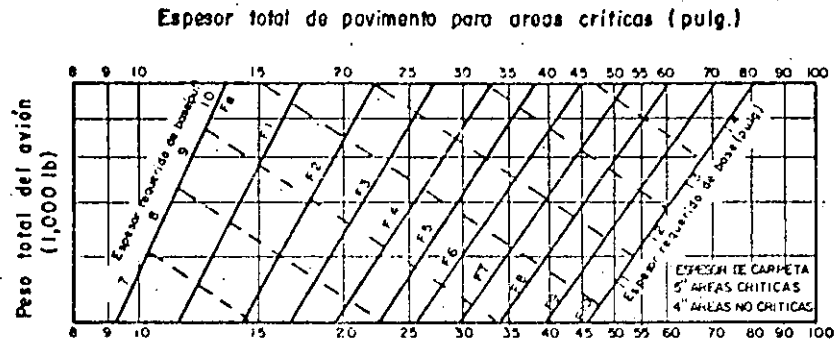


Fig. 39 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión Boeing 747. (FAA. 1974)

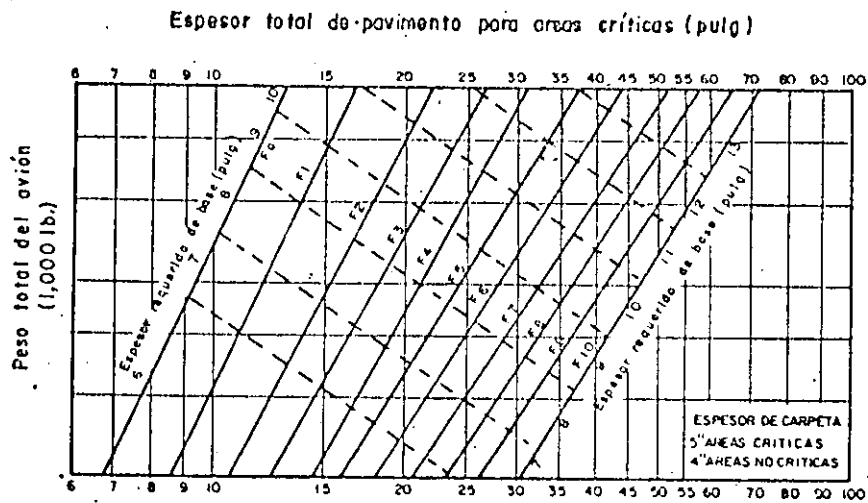


Fig. 40 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión L-1011. (FAA 1974)



Fig. 41 Curvas de dise^{no} para pavim^{en}to flexible. Avioⁿ DC-10-10. (FAA 1974).

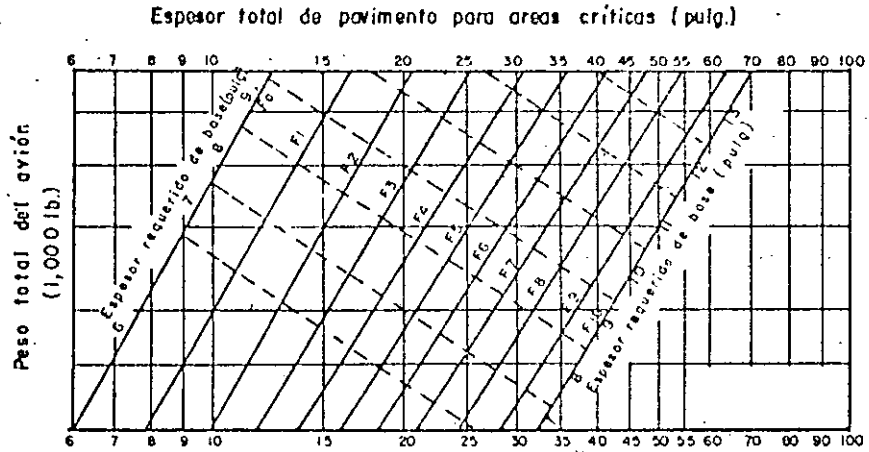


Fig. 42 Curvas de dise^{no} para pavim^{en}to flexible. Avioⁿ DC-10-30. (FAA 1974)

(FAA - 1978)

C B R

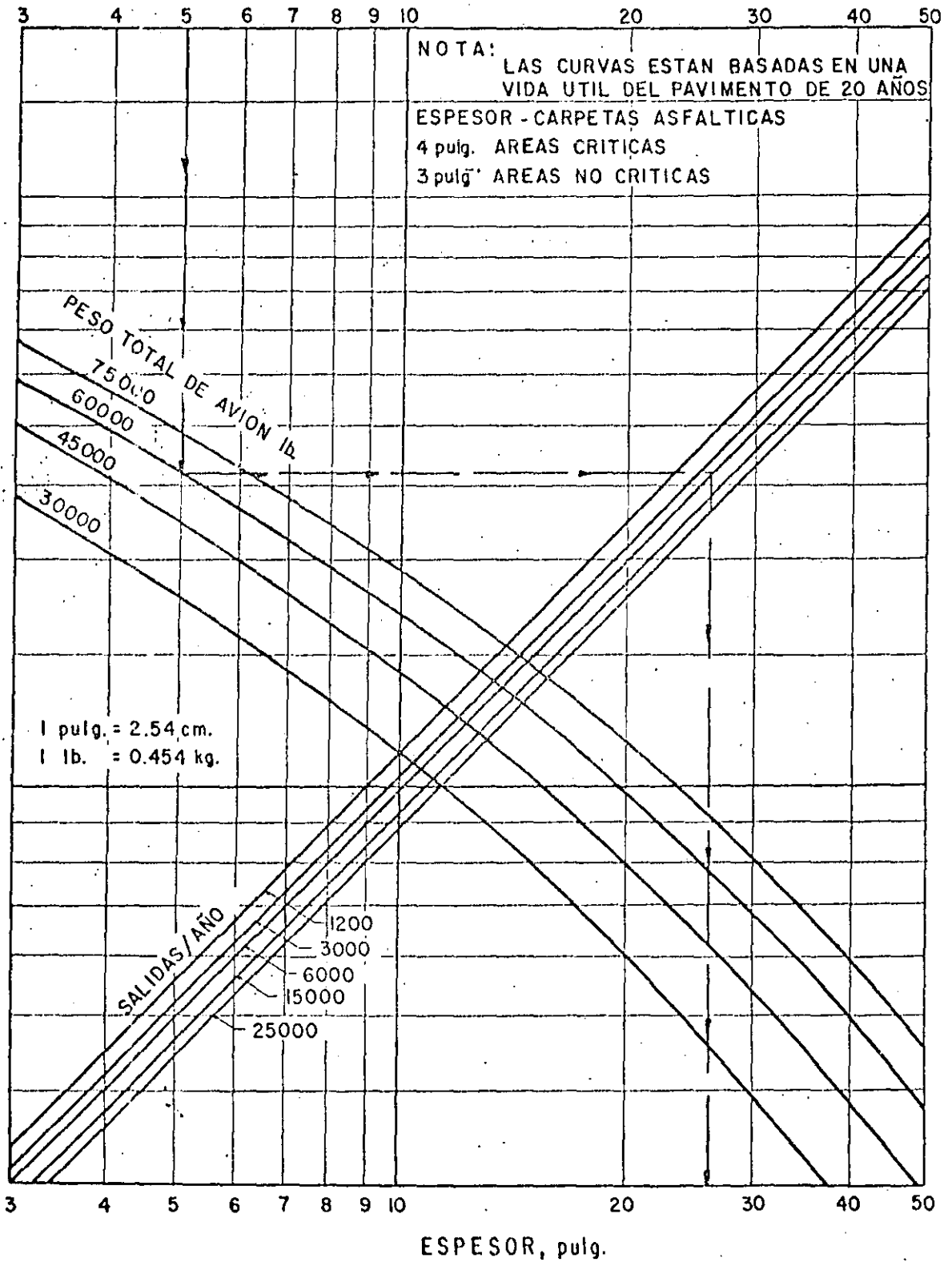


Fig. 43 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS
TREN DE ATERRIZAJE DE RUEDA SIMPLE

(FAA - 1978)

C B R

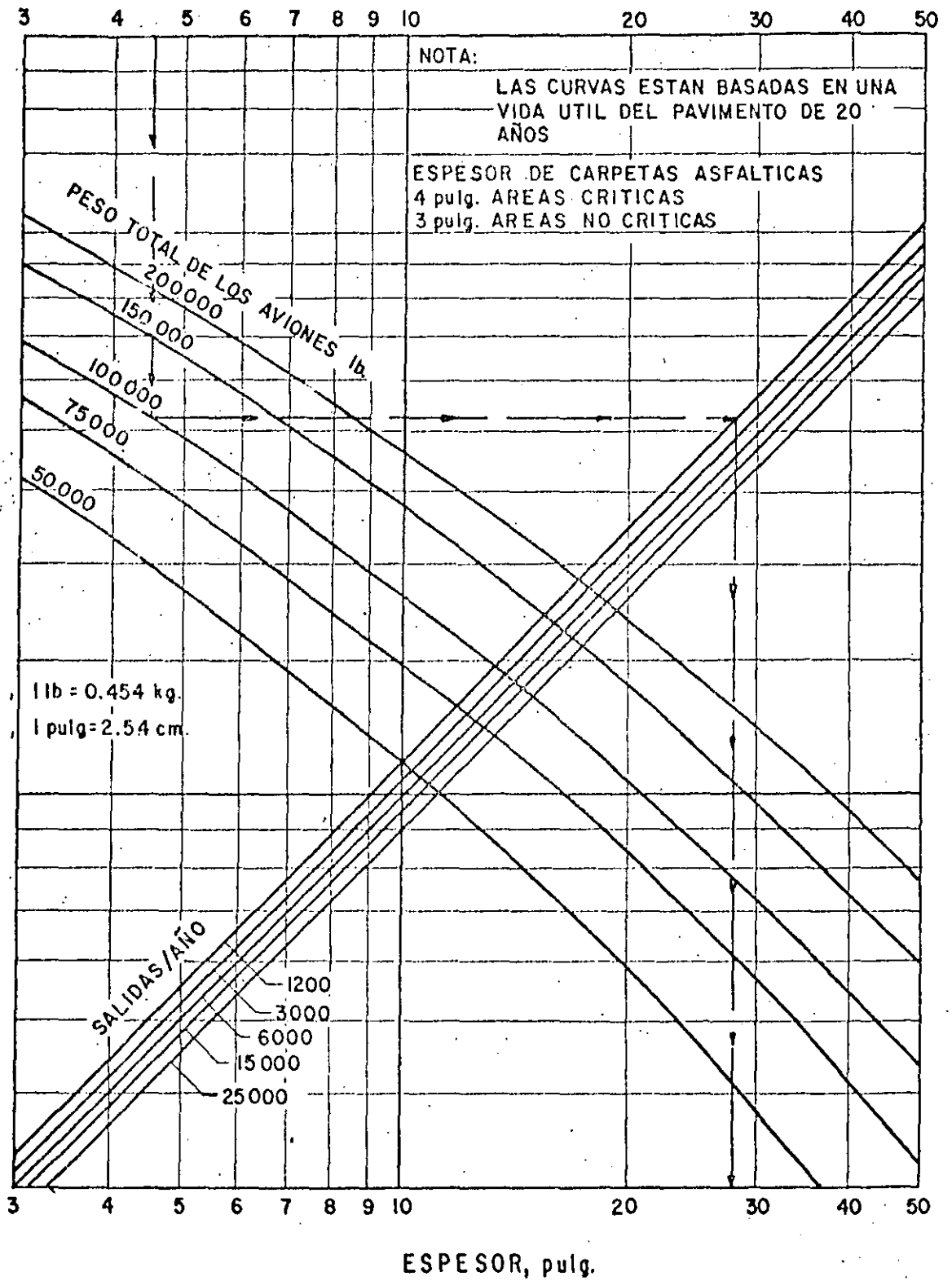


Fig. 44 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

TREN DE ATERRIZAJE DE RUEDAS DOBLES

(FAA-1978)

C B R

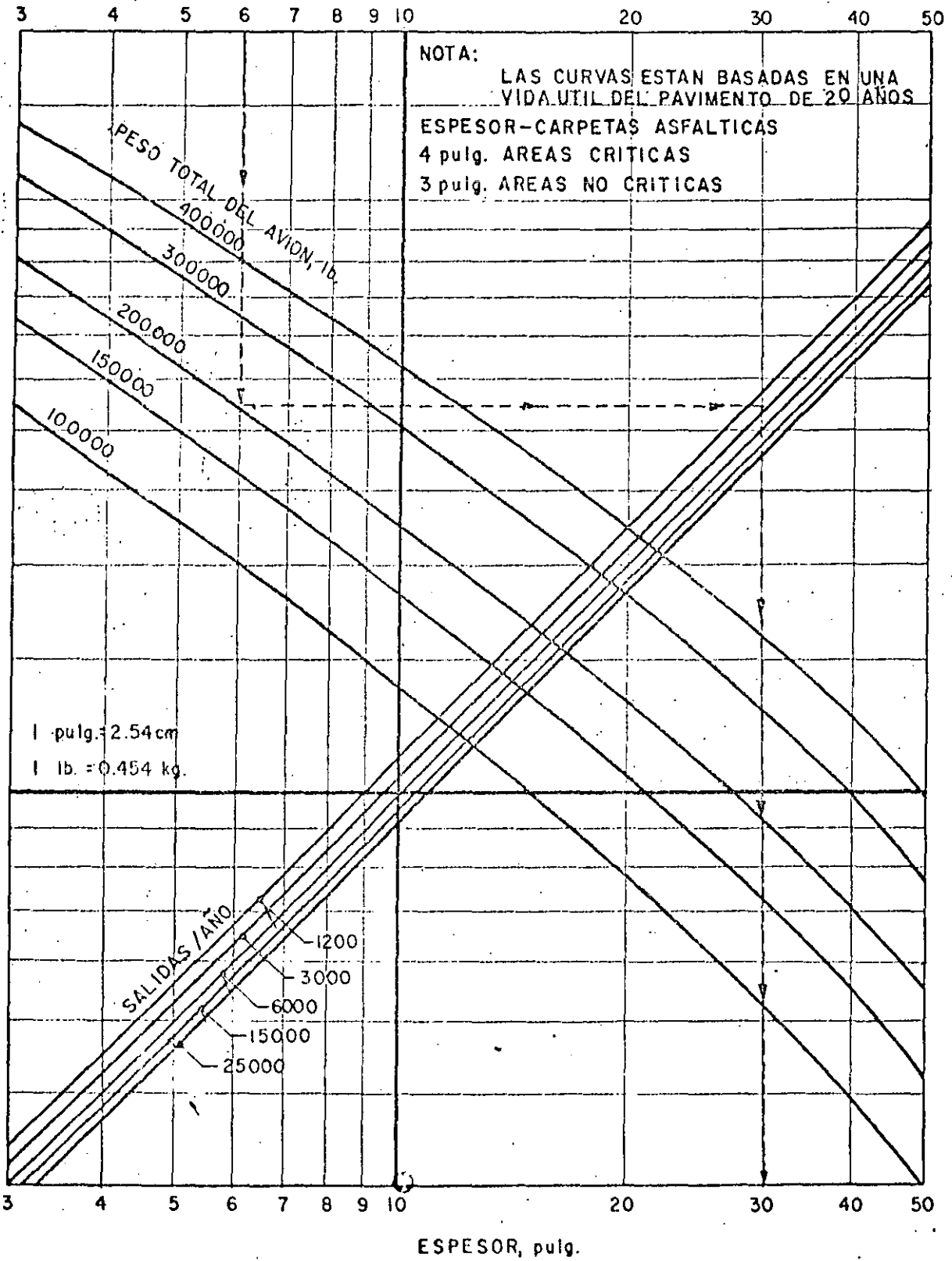


Fig. 45 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS.

Tren de aterrizaje en doble tandem.

C B R

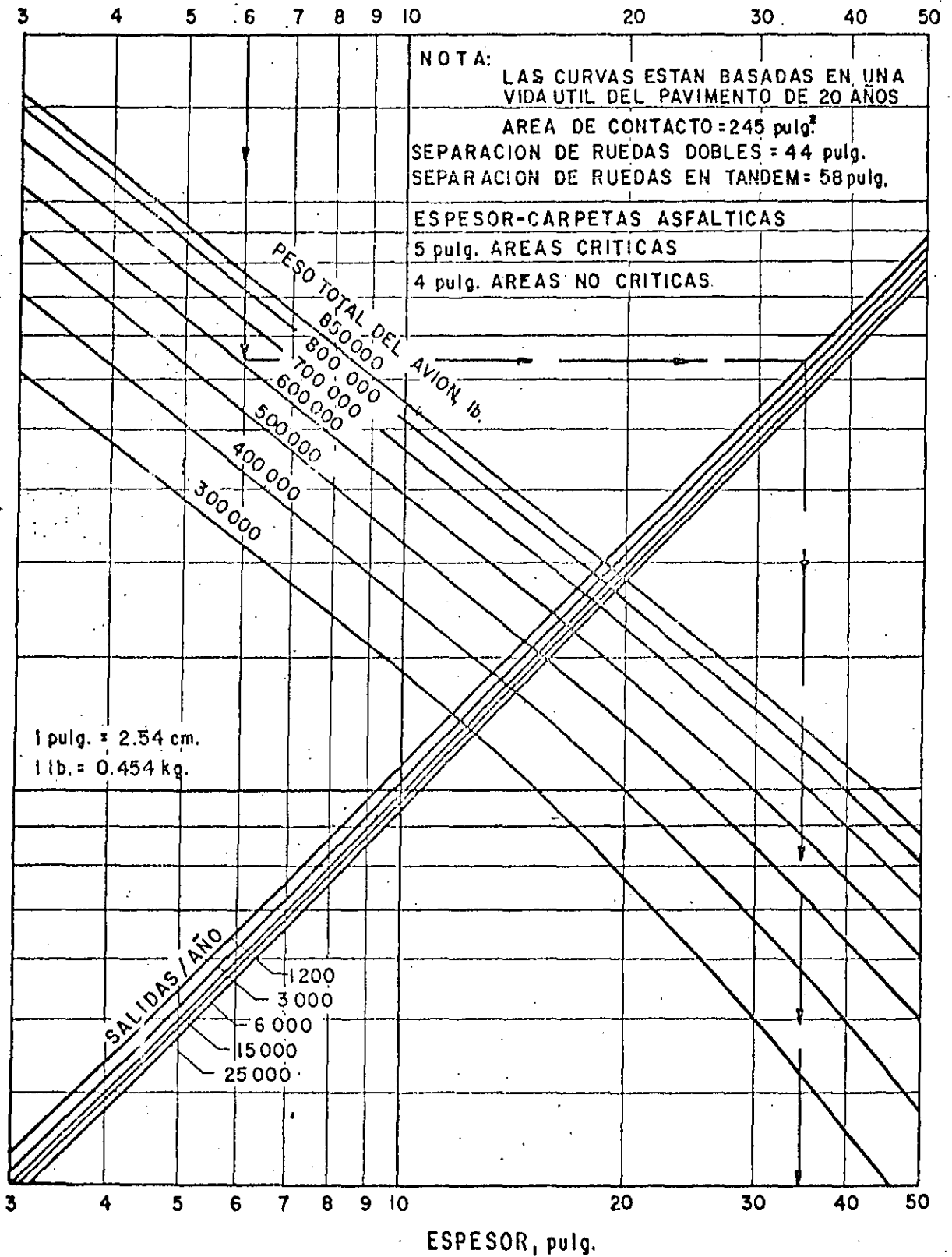


Fig. 46 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AEREAS CRITICAS

AVIONES B-747-100, SR, 20C B,C,F

(FAA - 1978)

C B R

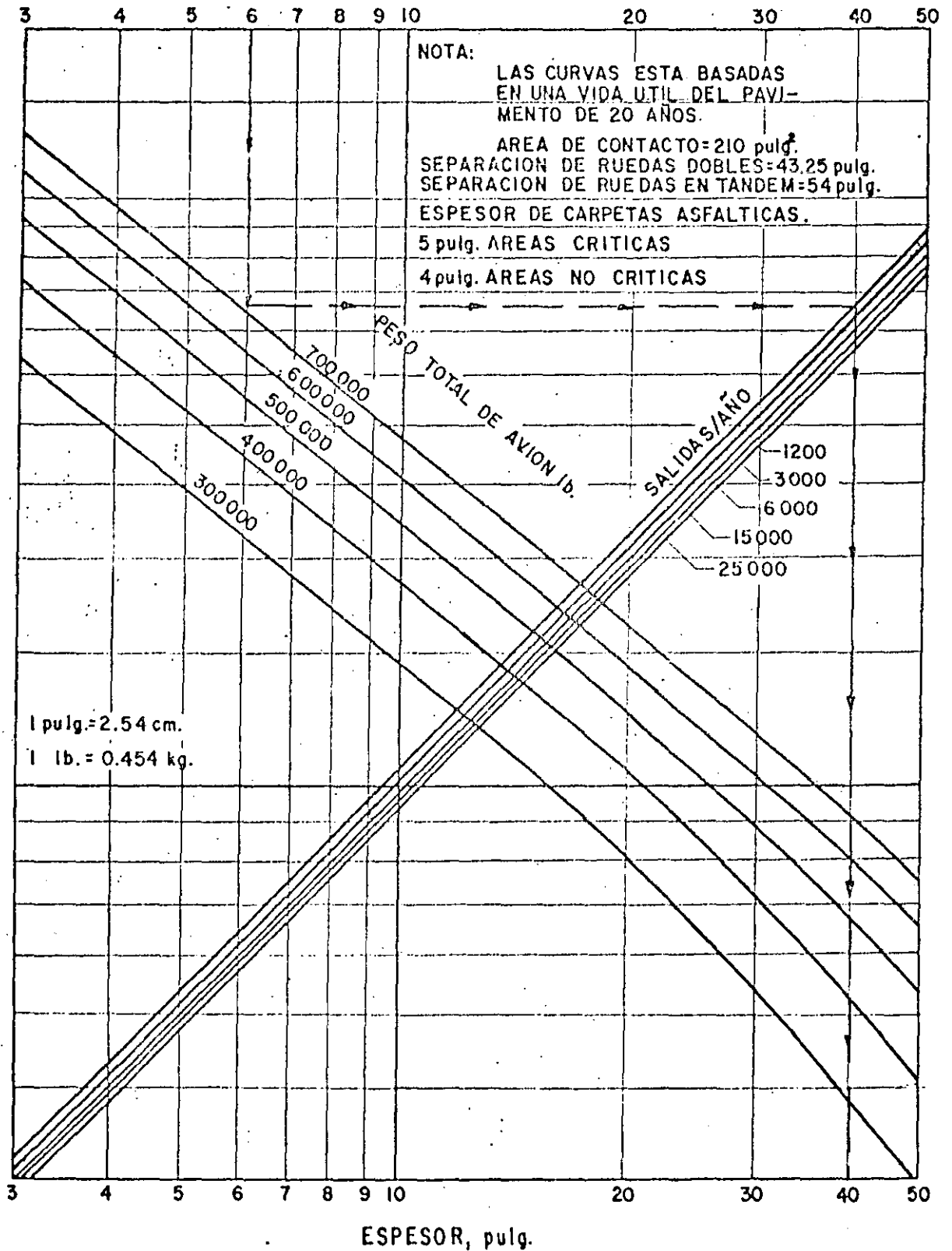
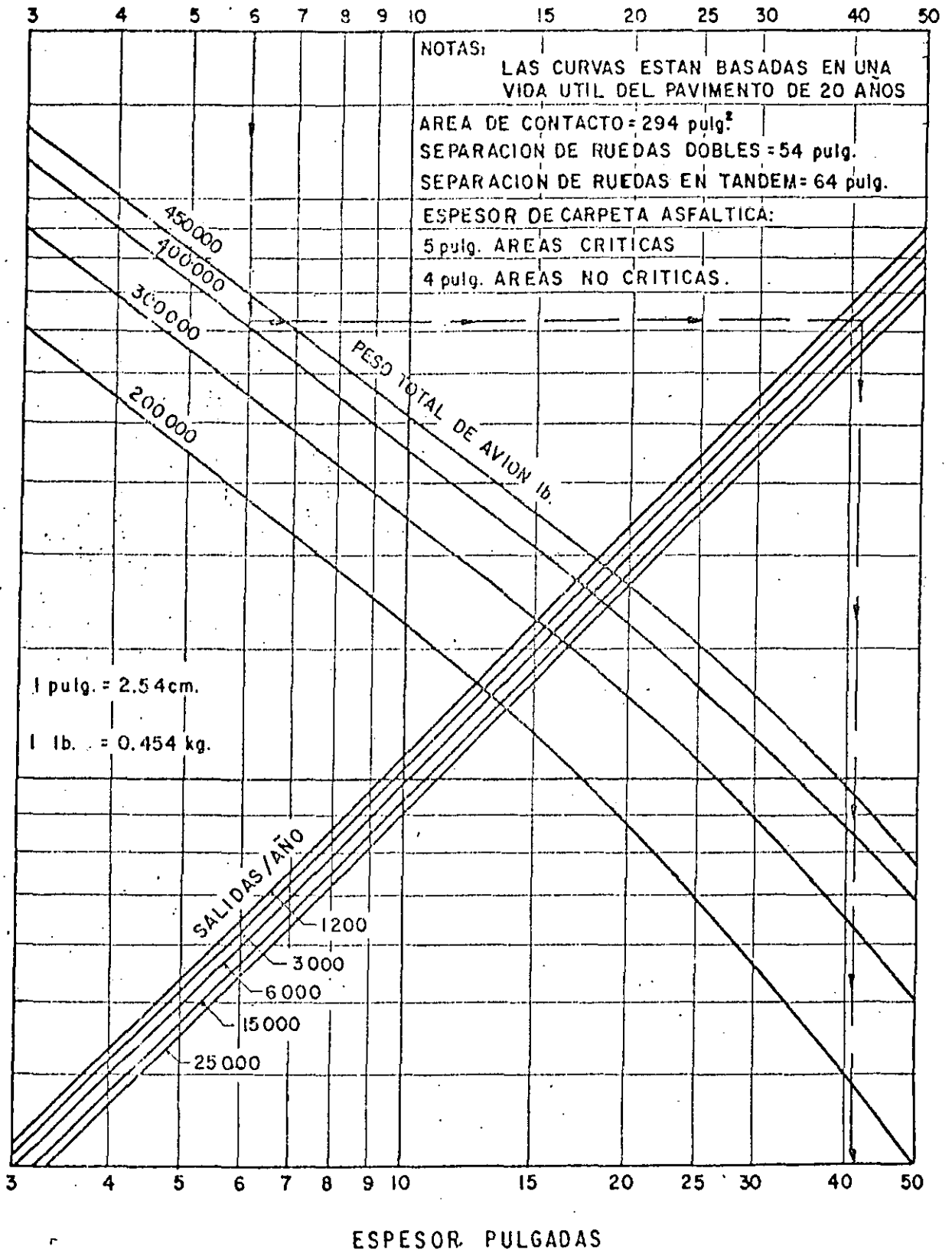


Fig. 47 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVION B-747-SP

C B R



(FAA - 1978)

C B R

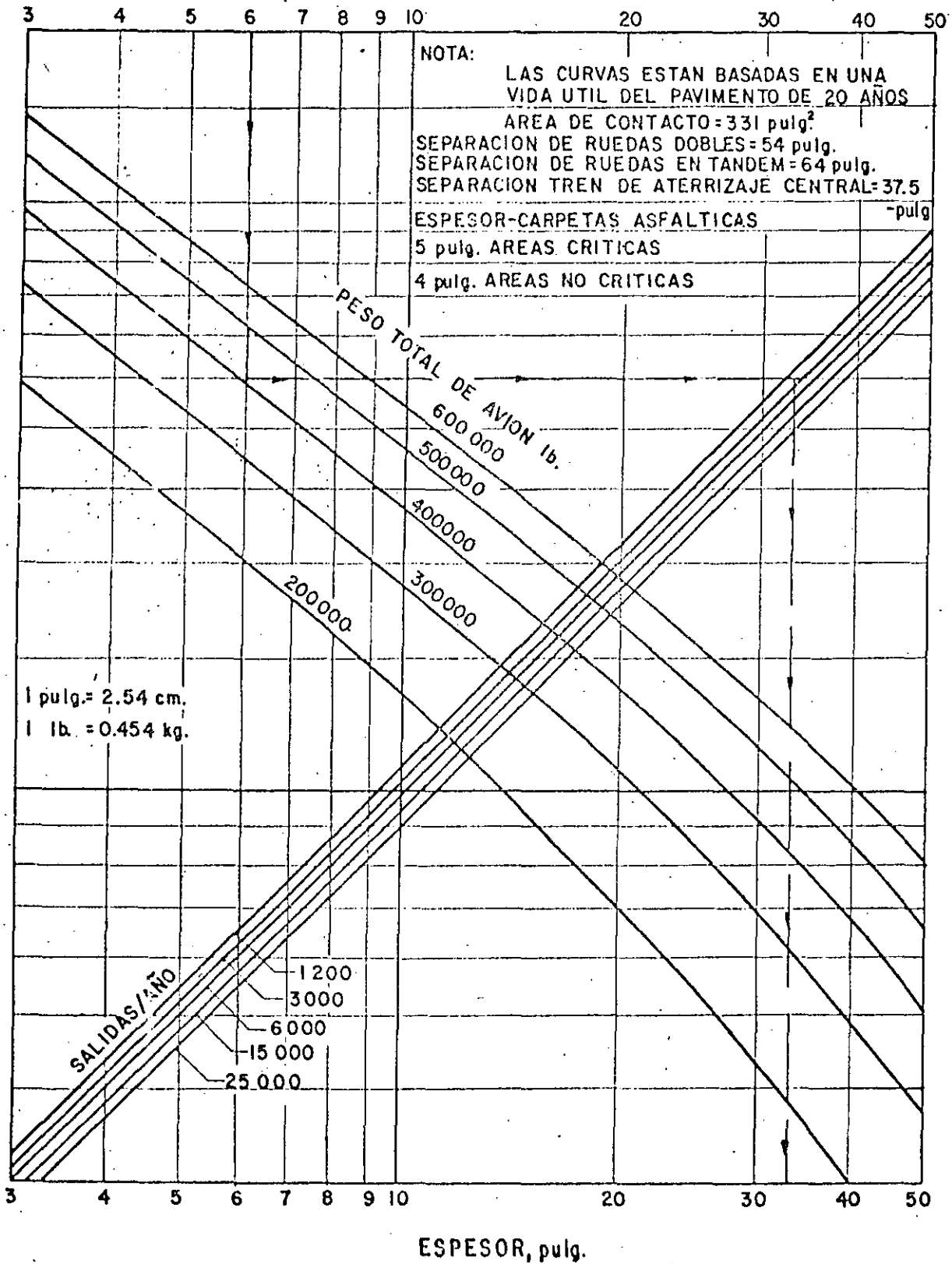


Fig. 49 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVIONES DC-10-30, 30 CF, 40, 40CF

(FAA - 1978)

C B R

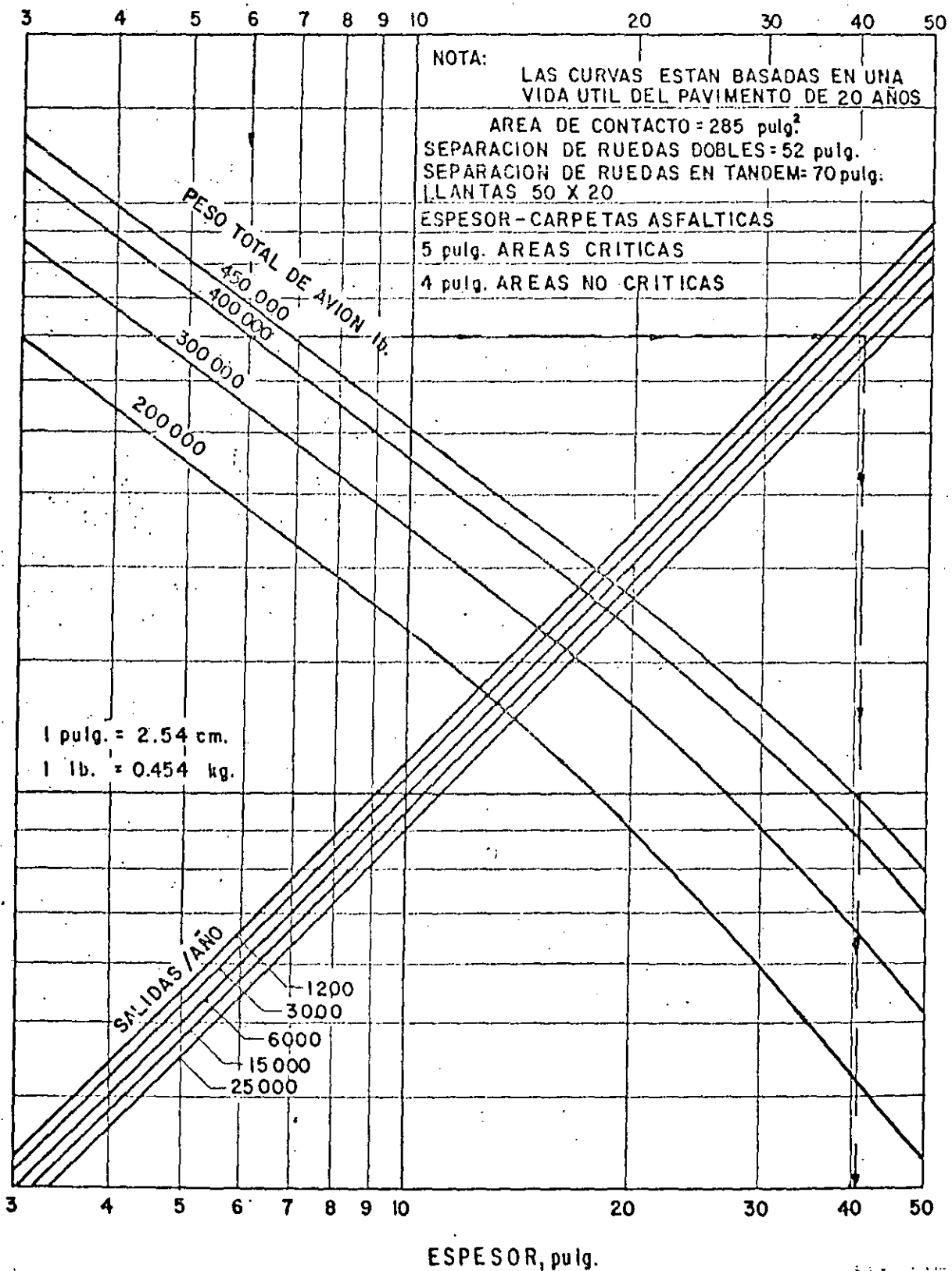


Fig. 50 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVION L-1011-1,100

(FAA -1972)

C B R

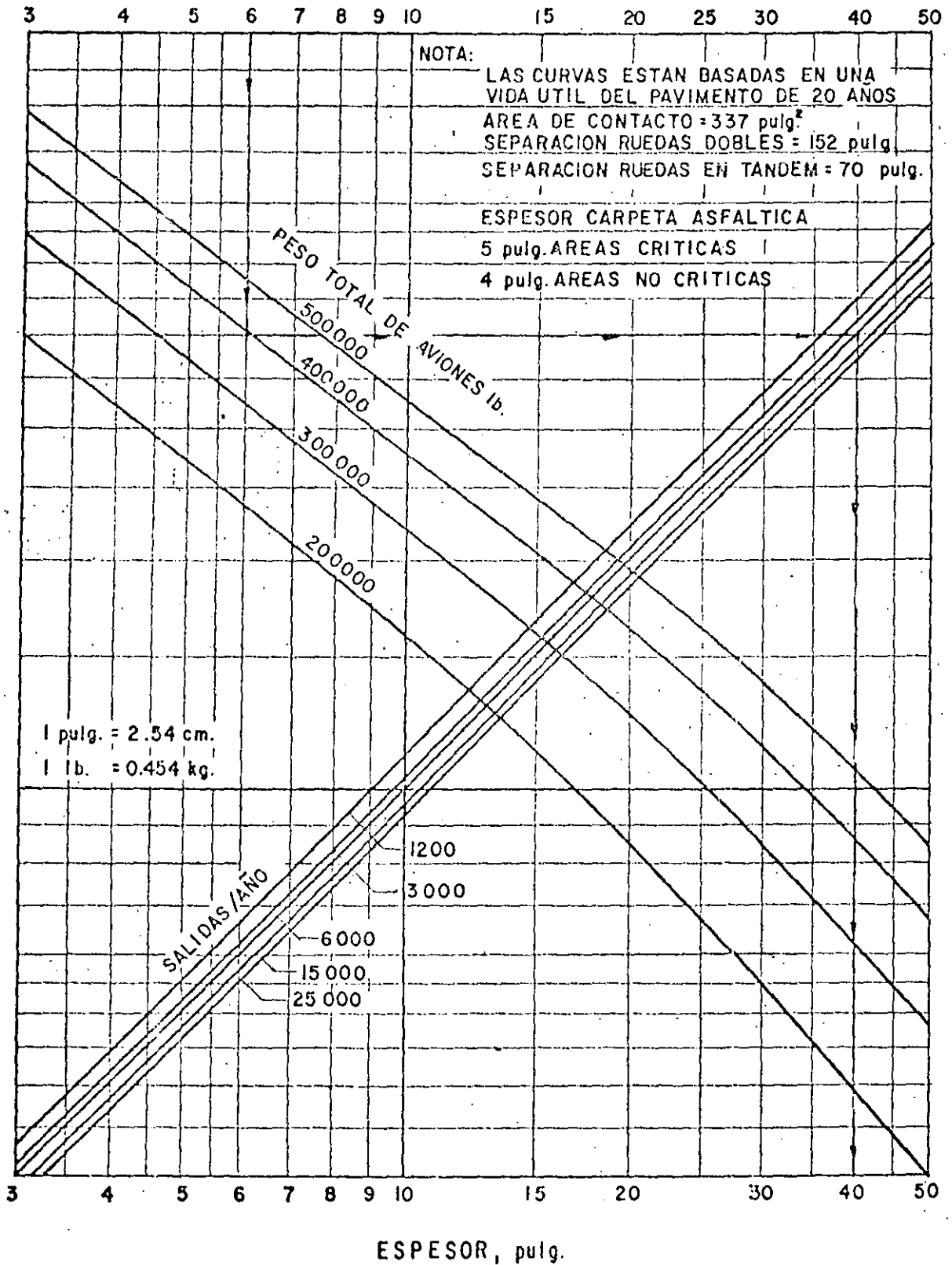


Fig. 51 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVIONES L-1011 - 100, 200

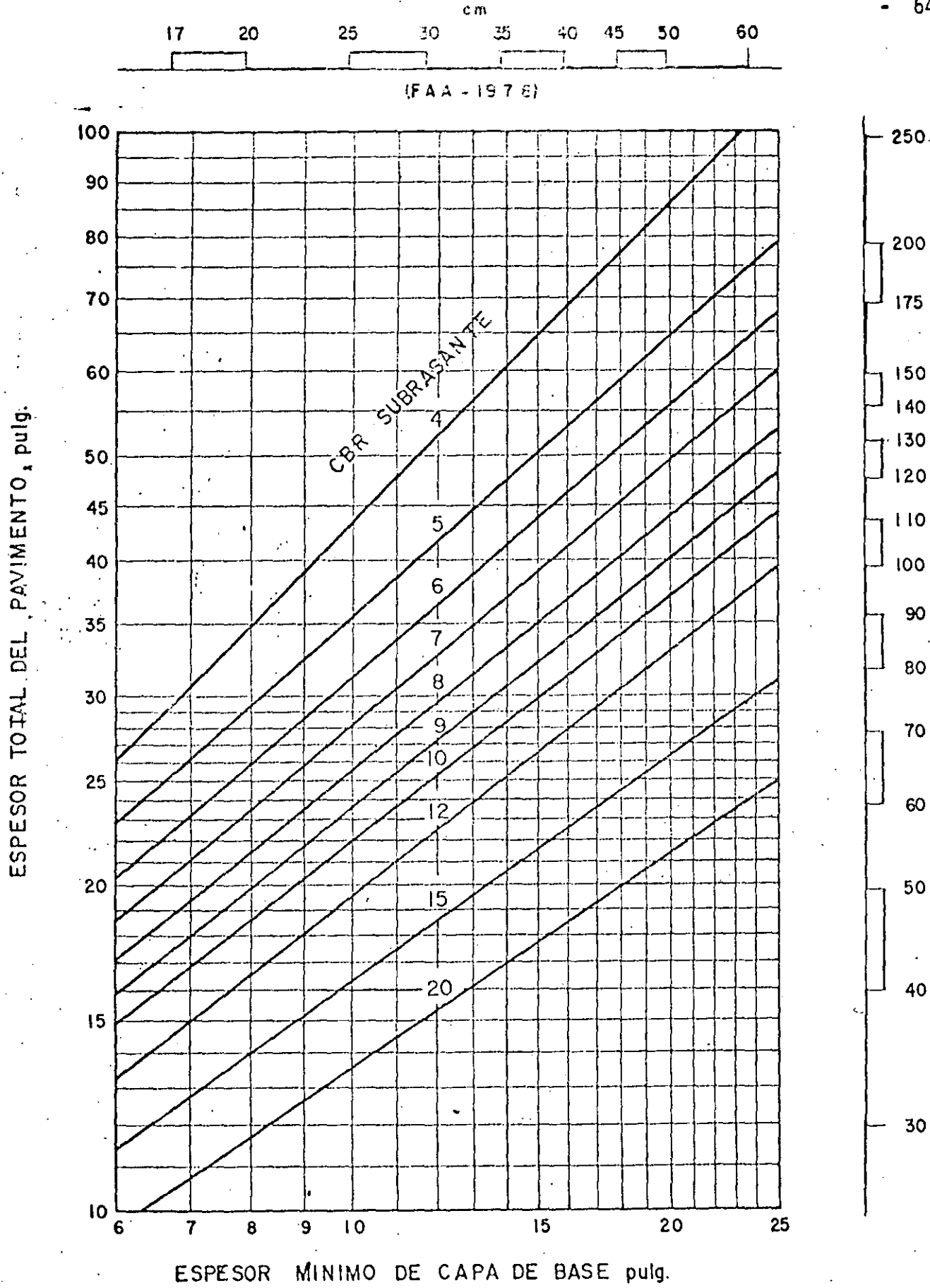
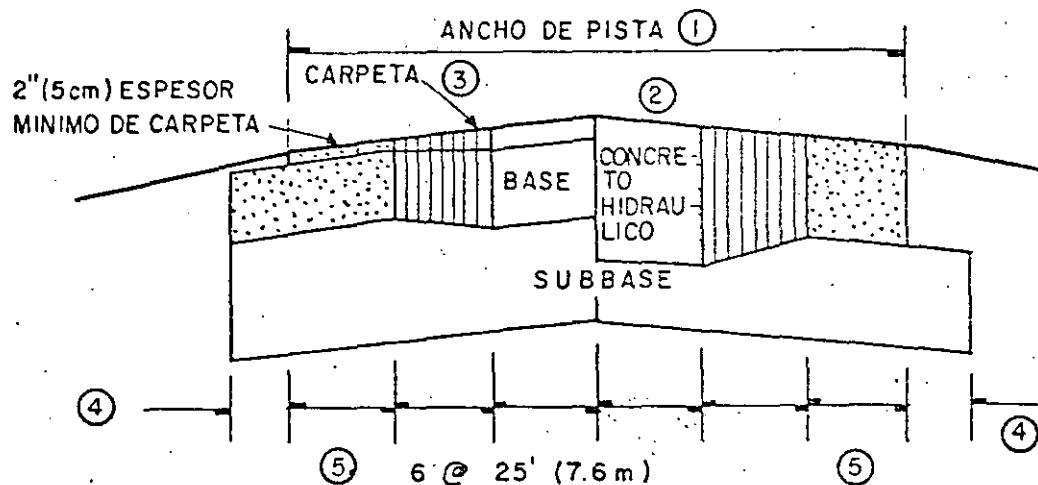
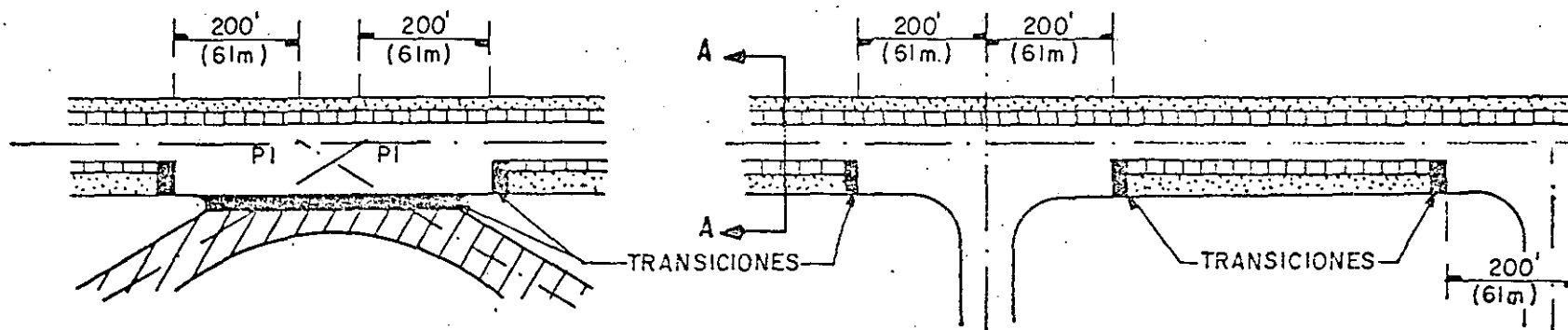






Fig. 52

REQUERIMIENTOS DE ESPESOR MINIMO DE BASE



SIMBOLOGIA

-  ESPESOR= T
-  ESPESOR VARIABLE= T — 0.7 T
-  ESPESOR= 0.9 T
-  ESPESOR= 0.7 T.

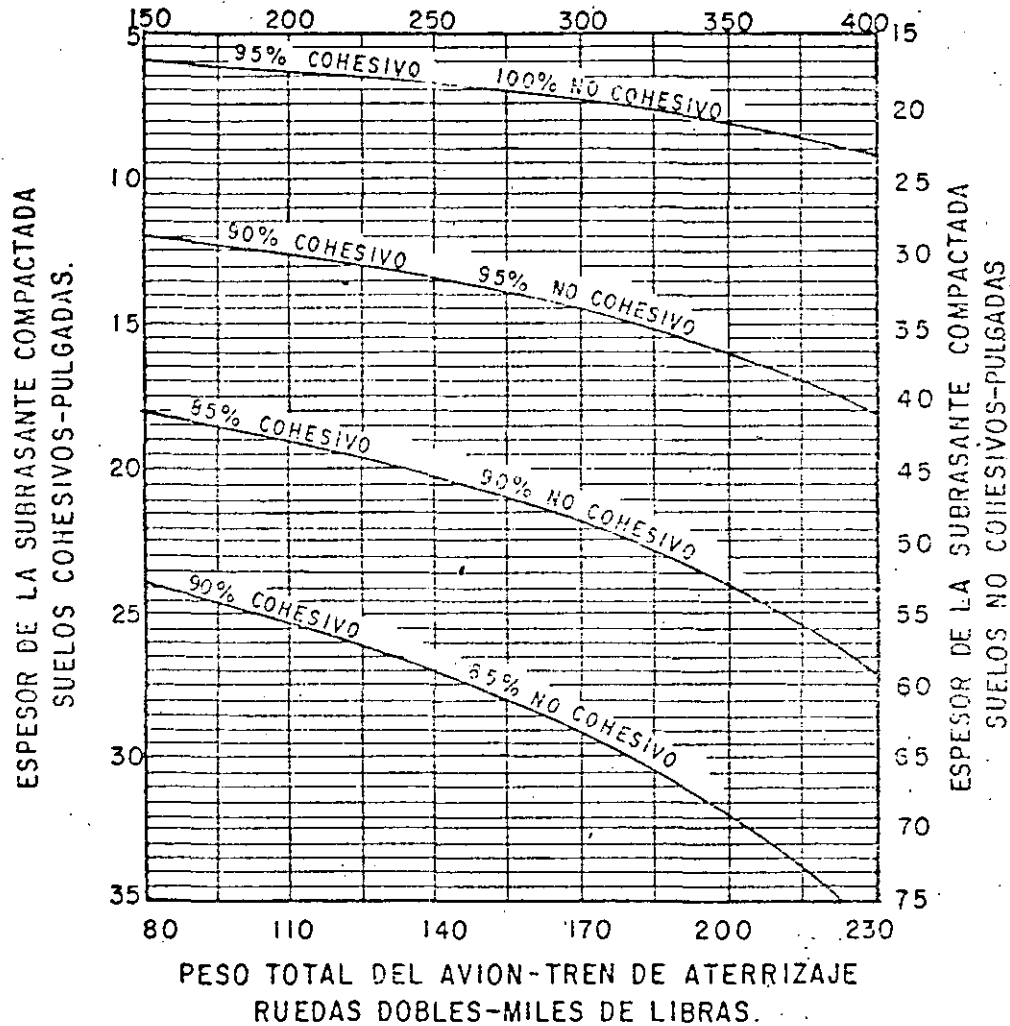
NOTAS

- ① ANCHO DE PISTA DE ACUERDO CON LA CIRCULAR DE CONSULTA APLICABLE
- ② PENDIENTES TRANSVERSALES DE ACUERDO CON LA CIRCULAR DE CONSULTA APLICABLE
- ③ ESPESOR DE CARPETA, BASE DE CONCRETO HIDRAULICO, ETC. COMO ESTA INDICADO EN LA CARTA DE DISEÑO
- ④ MINIMO 12" (30cm) HASTA 30" (90cm) ADMISIBLE
- ⑤ PARA PISTAS DE ANCHO MAYOR QUE 150' (45.7m) ESTA DIMENSION AUMENTARA

FIG. 53 PLANTAS Y SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE PAVIMENTOS DE PISTAS.

(FAA - 1978)

PESO TOTAL DEL AVION-TREN DE ATERRIZAJE
DOBLE TANDEM-MILES DE LIBRAS



NOTAS:

1. Las curvas muestran espesores bajo la subrasante terminada cuyas densidades pueden ser iguales o mayores al porcentaje indicado de la máxima densidad a humedad óptima como se determinó por la prueba de compactación T-611 de la FAA.
2. Para las áreas de terraplén se debe cumplir con el criterio gráfico excepto que la densidad mínima de los suelos colocados en el terraplén debe ser de 90% para cohesivos y 95% para no cohesivos y para las 9 pulgadas superiores del terraplén debe ser no menor que 95% para suelos cohesivos y 100% para los no cohesivos, de la densidad T-611.
3. La subrasante en áreas de corte presentará las densidades naturales del suelo pudiendo efectuarse lo siguiente: (a) podría ser compactada desde la superficie hasta obtener las densidades requeridas, (b) podría ser removida y remplazada en el caso se deben obtener las densidades mínimas de terraplenes, o (c) cuando la economía y la rasante lo permitan, cubrir con suficiente material seleccionado o de subbase de tal manera que la subrasante sin compactar esté a una profundidad en donde sus densidades sean satisfactorias.
4. Para los suelos expansivos, pueden ser aplicadas densidades reducidas.

NOTA:

1 pulg = 2.54 cm
1 lb = 0.454 kg

Fig. 54 REQUERIMIENTOS DE COMPACTACION PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Tabla 8 Factores de equivalencia recomendados para subbases estabilizadas.

M a t e r i a l	Factor de equivalencia
P-401, Carpeta asfáltica	1.7-2.3
P-201, Base Asfáltica	1.7-2.3
P-215, Base Asfáltica colocada en frío	1.5-1.7
P-216, Base utilizando mezclas elaboradas en el lugar	1.5-1.7
P-304, Base tratada con cemento	1.6-2.3
P-301, Base utilizando suelo cemento	1.5-2.0
P-209, Base con agregados triturados	1.4-2.0
P-154, Capa de subbase	1.0

Para establecer los factores mostrados arriba, el valor del C B R de la subbase estándar P-154, se consideró de 20.

(F A A - 1978)

se efectuaron otras pruebas como la de CBR, compresión triaxial, penetrómetro y Viga Benkelman y se correlacionaron entre sí. A partir de esta investigación, dirigida por N. McLeod, se desarrollo la ecuación de diseño:

$$T = K \text{ Log } \frac{P}{S} \quad (6)$$

donde:

T = Espesor de la estructura de pavimento en términos de un espesor equivalente de una base granular (pulg).

K = Constante de la base, que depende de las dimensiones de la placa y de las propiedades de la base para distribuir la carga por espesor unitario.

P = Capacidad de carga (lb) de la superficie del pavimento aplicada mediante una placa comúnmente de 30" de diámetro a una deformación dada (comúnmente de 0.5") y a un número dado de repeticiones de carga (comúnmente 10 repeticiones).

S = Valor soporte de la subrasante (lb), para las mismas condiciones de aplicación de carga para determinar P.

Tabla 9 Factores de equivalencia recomendados para bases estabilizadas.

M a t e r i a l	Factor de equivalencia
P-401, Carpeta Asfáltica	1.2-1.6
P-201, Base Asfáltica	1.2-1.6
P-215, Base Asfáltica colocada en frío	1.0-1.2
P-216, Base utilizando mezclas elaboradas en el lugar	1.0-1.2
P-304, Base tratada con cemento	1.2-1.6
P-301, Base utilizando suelo cemento	N/A
P-209, Base con agregados triturados	1.0
P-154, Cada de subbase	N/A

Los factores de equivalencia mostrados arriba consideran un valor de C B. R de 80 para P-209.

(F A A - 1978)

El valor de la constante de la base, K, varía según se muestra en la fig. 55. Teóricamente el valor de la constante de la base debe aumentar con la profundidad, sin embargo los valores dados son satisfactorios para el rango de espesores normalmente empleados.

La relación empírica entre el soporte de la subrasante a 0.2⁴ pulg de deflexión y el soporte a cualquier otra deflexión está dada en la fig. 56. En esta gráfica McLeod proporciona la relación empírica entre el valor so

porte cuando se prueba la subrasante con placa de 40 pulgadas (76.2 cm) de diámetro y con una deformación de 0.2 pulg (0.508 cm). Con la relación P/A (perímetro/área) de la llanta y considerando la deformación que ésta produzca en el pavimento (0.5 pulg es un valor usual), es decir, usando la curva correspondiente a esta deformación, se puede encontrar la relación mencionada.

Tabla 10 Espesor de pavimento para número elevado de salidas expresado como por ciento del espesor correspondiente a 25,000 Salidas/Año.

Salidas/Año	Por ciento de espesor con relación a 25,000 salidas
50,000	104
100,000	108
150,000	110
200,000	112

Los valores dados en la tabla 10 están basados en extrapolaciones de datos obtenidos por investigación y observaciones de pavimentos en servicio. La tabla 10, fue elaborada considerando una relación logarítmica entre el por ciento de espesores y salidas.

(F A A - 1978)

Los requerimientos de espesores para varias cargas de rueda sencilla y para varios valores de soporte de la subrasante se basan en cálculos utilizando la ecuación de diseño 6. Las figs. 57 a 60 muestran gráficas de diseño en función del valor soporte de la subrasante obtenido con placa de 30" de diámetro, 0.5 pulg de deflexión y 10 repeticiones de carga. Los espesores obtenidos están en función de espesores equivalentes, es decir, el espesor equivalente considera al pavimento formado por una sola capa de base granular. En la tabla 11 se indican las equivalencias de espesor de los diferentes materiales que pueden constituir un pavimento flexible. En la tabla 12 se especifican los espesores mínimos de carpeta y base.

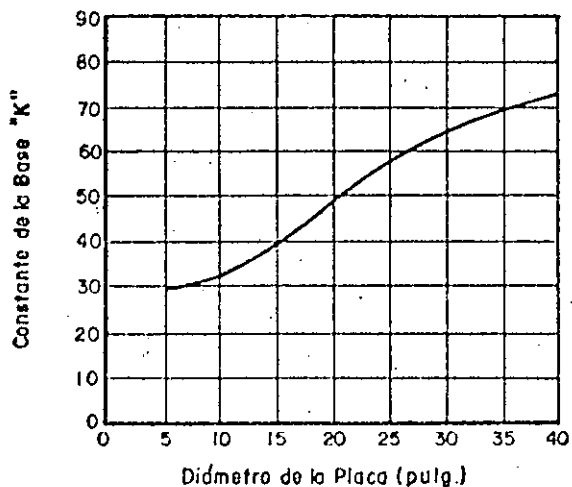


Fig. 55 Influencia del diámetro de la placa en el valor de K para diseño de pavimentos flexibles con la ecuación $T = K \text{Log} \frac{P}{S}$ (de McLeod.1956).

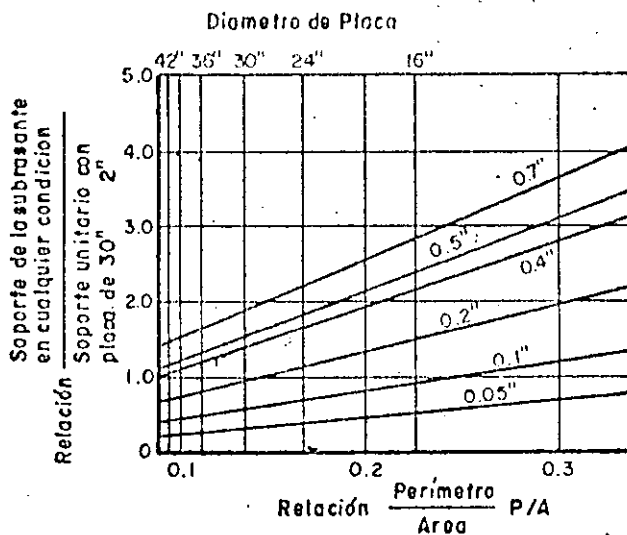


Fig. 56 Relaciones de soporte de la subrasante. (de McLeod 1956)

Valor soporte de la subrasante (libras) Placa de 30" de diámetro 0.5" de deflexión - 10 repeticiones de carga.

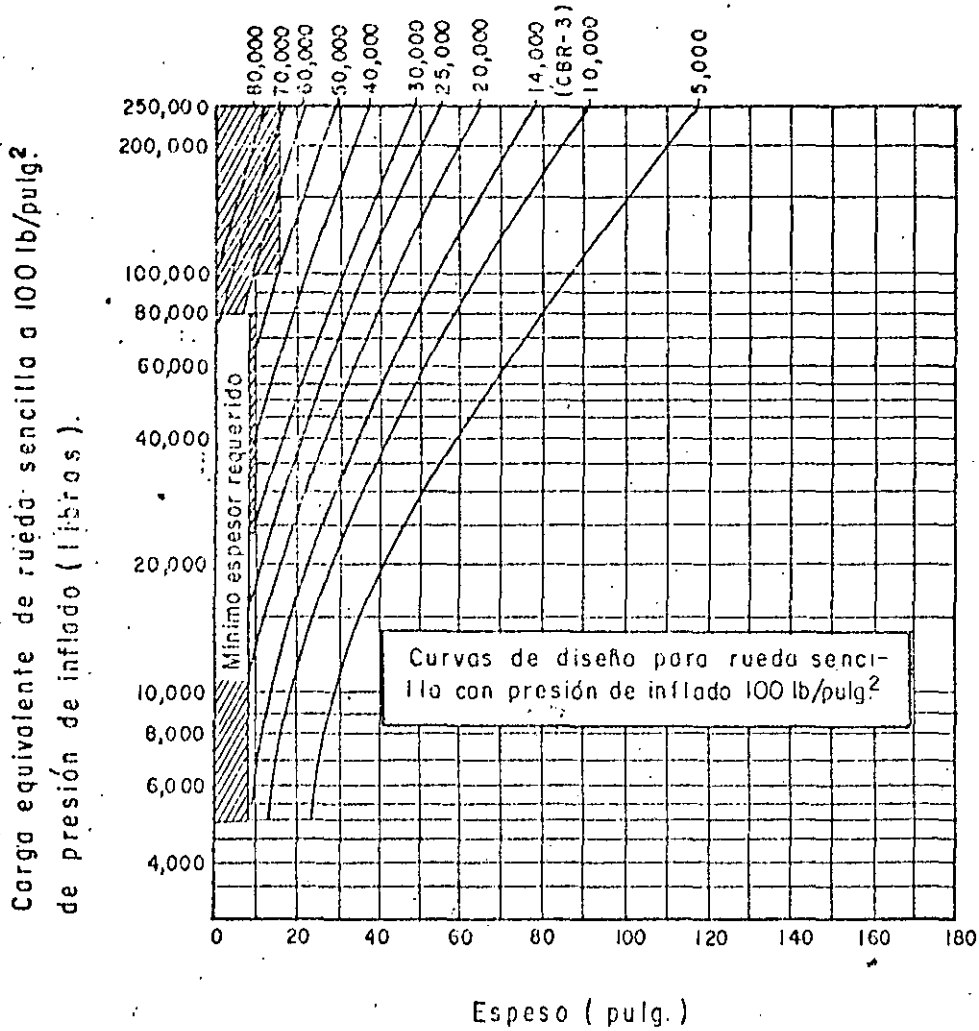


Fig. 57) Carta de diseño de pavimentos flexibles (McLeod 1956).

La Fig. 61 presenta la relación entre los valores de capacidad de la subrasante de varios métodos de prueba. Dichas relaciones son para suelos cohesivos.

La Fig. 62 muestra la relación, obtenida por el Departamento de Transporte de Canadá en 1960, entre los valores de deflexión medida con Viga Benkelman y la capacidad de carga de placa (de 30" de diámetro, a 0.5 de deflexión y a 10 repeticiones); la fig.68 A, muestra una relación obtenida posteriormente, también por el Departamento de Transporte de Canadá, con base en 1251 observaciones, para los dos métodos de evaluación mencionados.

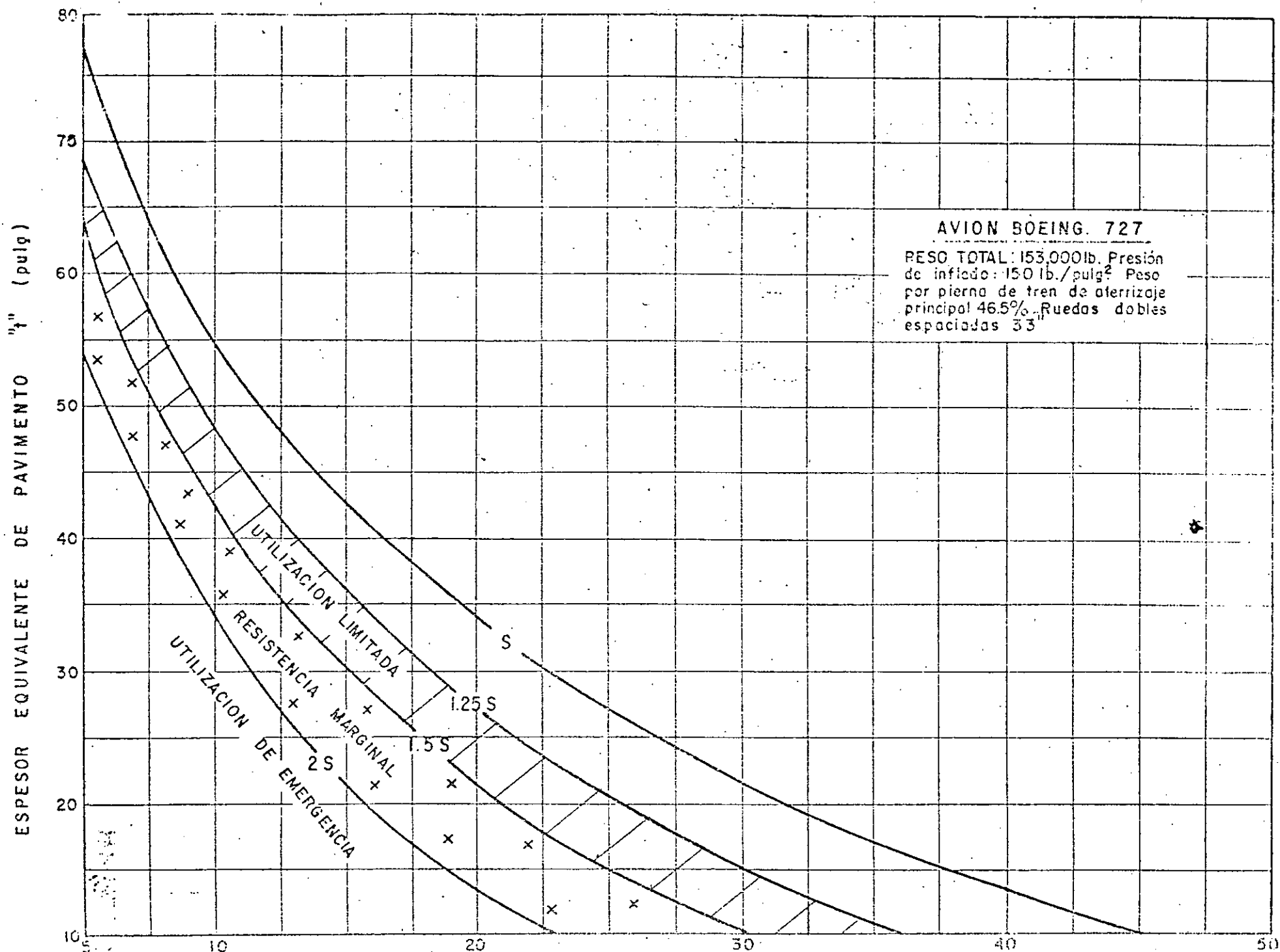


Fig. 58 CARIA DE DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES. (Departamento de Transporte de Canadá 1969)

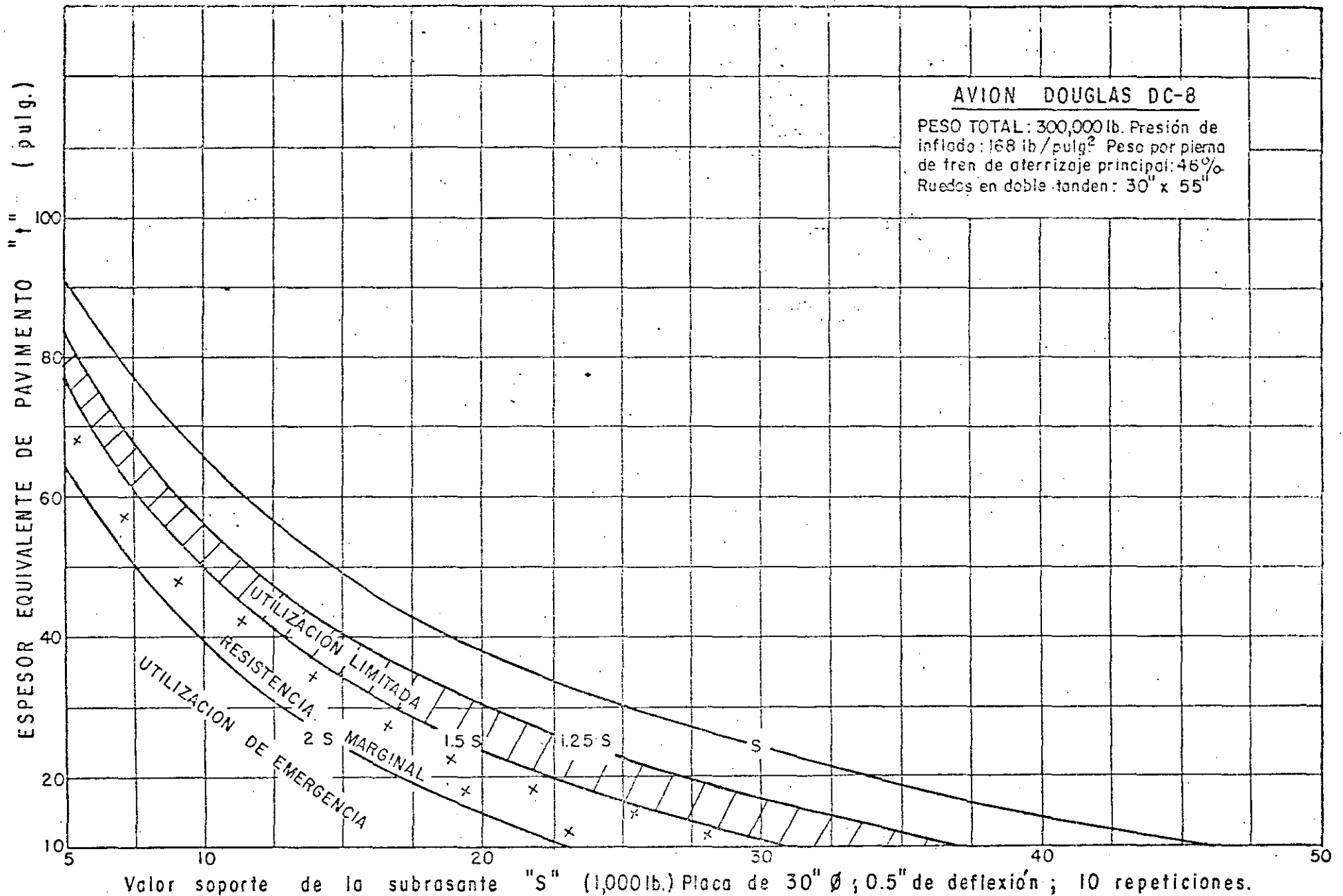


Fig. 59 CARTA DE DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES.
 (Departamento de Transporte de Canadá 1969)

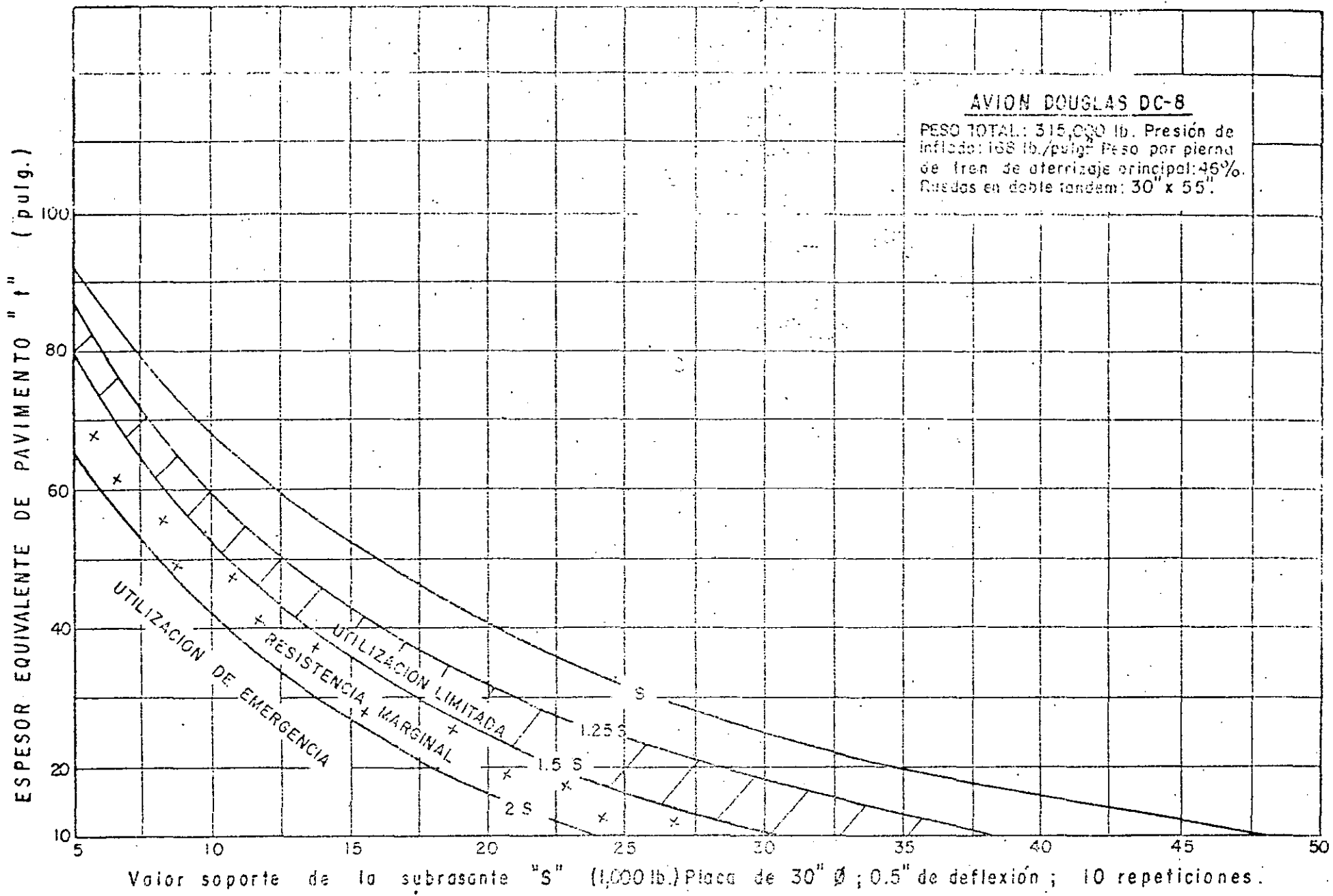


Fig. 60 CARTA DE DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

(Departamento de Transporte de Canadá 1969)

Tabla 11.
(Departamento de Transporte de Canadá. 1969)

Material	Espesor equivalente de base granular
Concreto asfáltico de alta calidad	2
Concreto asfáltico de pobre calidad	1 1/2
Base de macadam (hidráulica)	1 1/2
Base de grava triturada o roca triturada	1
Base granular	1

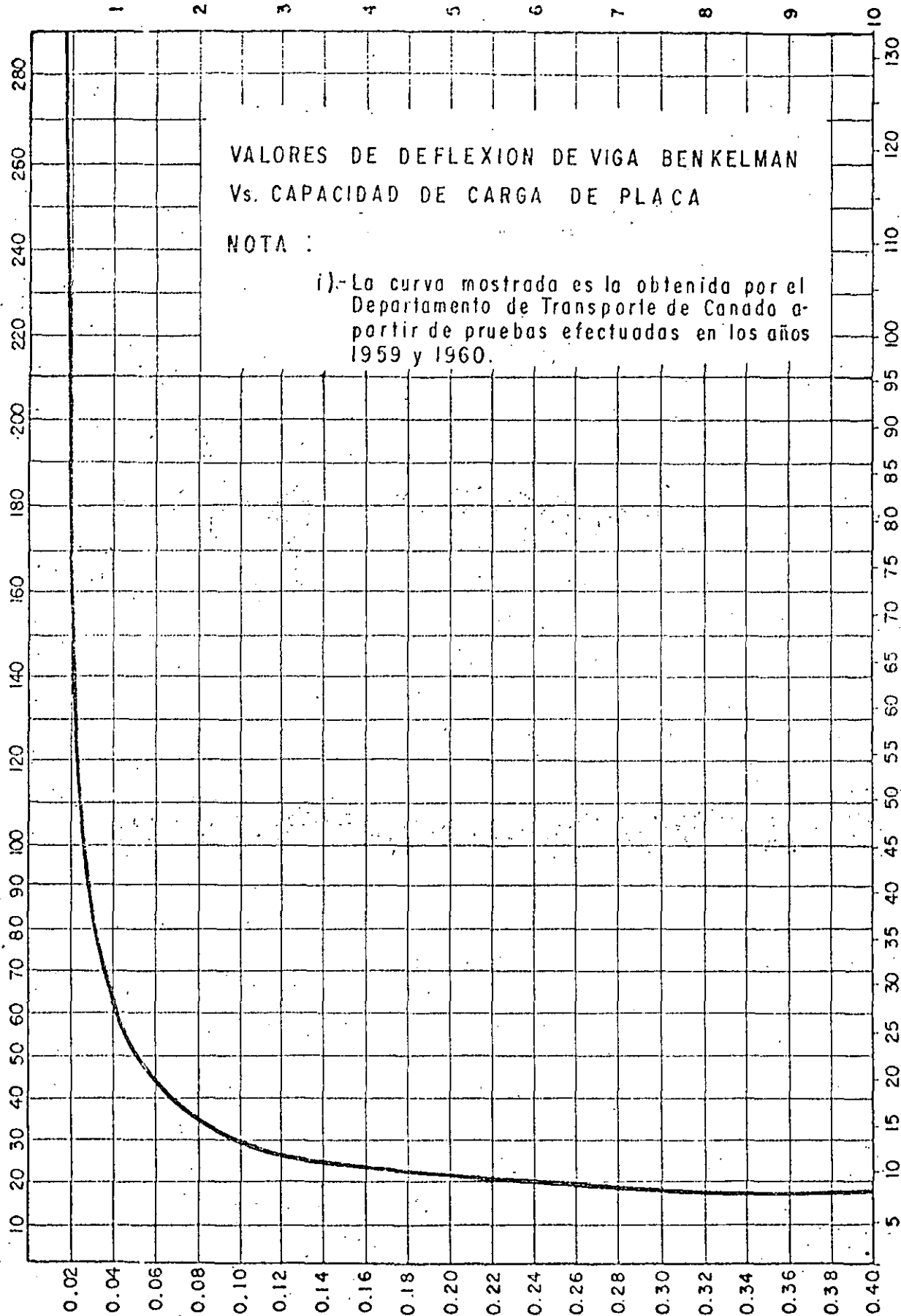
Tabla 12.
Espesores mínimos recomendados.
(Departamento de Transporte de Canadá. 1969)

Material	Presión de neumáticos del avión de diseño. (lb/pulg ²)			
	Menos de 60	Menos de 100	100 a 149	150 a 199
Concreto asfáltico	2 pulg	2.5 pulg	3.5 pulg	4 pulg
Base de grava triturada o roca triturada.	6 pulg	9 pulg	9 pulg	12 pulg

Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg ²) con placa de 30" de diámetro, a 0.5" de deflexión, a 10 repeticiones de carga.	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120			
Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg ²) con placa de 30" de diámetro, a 0.2" de deflexión, a 10 repeticiones de carga.	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120			
Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg ²) con placa de 12" de diámetro, a 0.5" de deflexión, a 10 repeticiones de carga.	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240			
Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg ²) con placa de 12" de diámetro, a 0.2" de deflexión, a 10 repeticiones de carga.	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240			
Módulo de reacción de la subrasante "K" (lb./pulg ³) con placa de 30" de diámetro, a 0.5" de deflexión, a 1 repetición de carga.	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650		
* CBR insitu (no saturado)	0	2	3	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	25	28
* Penetrómetro Housel n.º de golpes para 6" de penetración.	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65		

FIG. 61 RELACIONES ENTRE LAS DIFERENTES CAPACIDADES DE LA SUBRASANTE INDICADAS POR VARIOS MÉTODOS DE MEDICIÓN (PARA SUELOS COHESIVOS).

CARGA EN PLACA DE 30" Ø (10001b)
A 0.5 DEFLEXION - 10 REPETICIONES



VALORES DE DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN
Vs. CAPACIDAD DE CARGA DE PLACA

NOTA :

i).- La curva mostrada es la obtenida por el Departamento de Transporte de Canada a partir de pruebas efectuadas en los años 1959 y 1960.

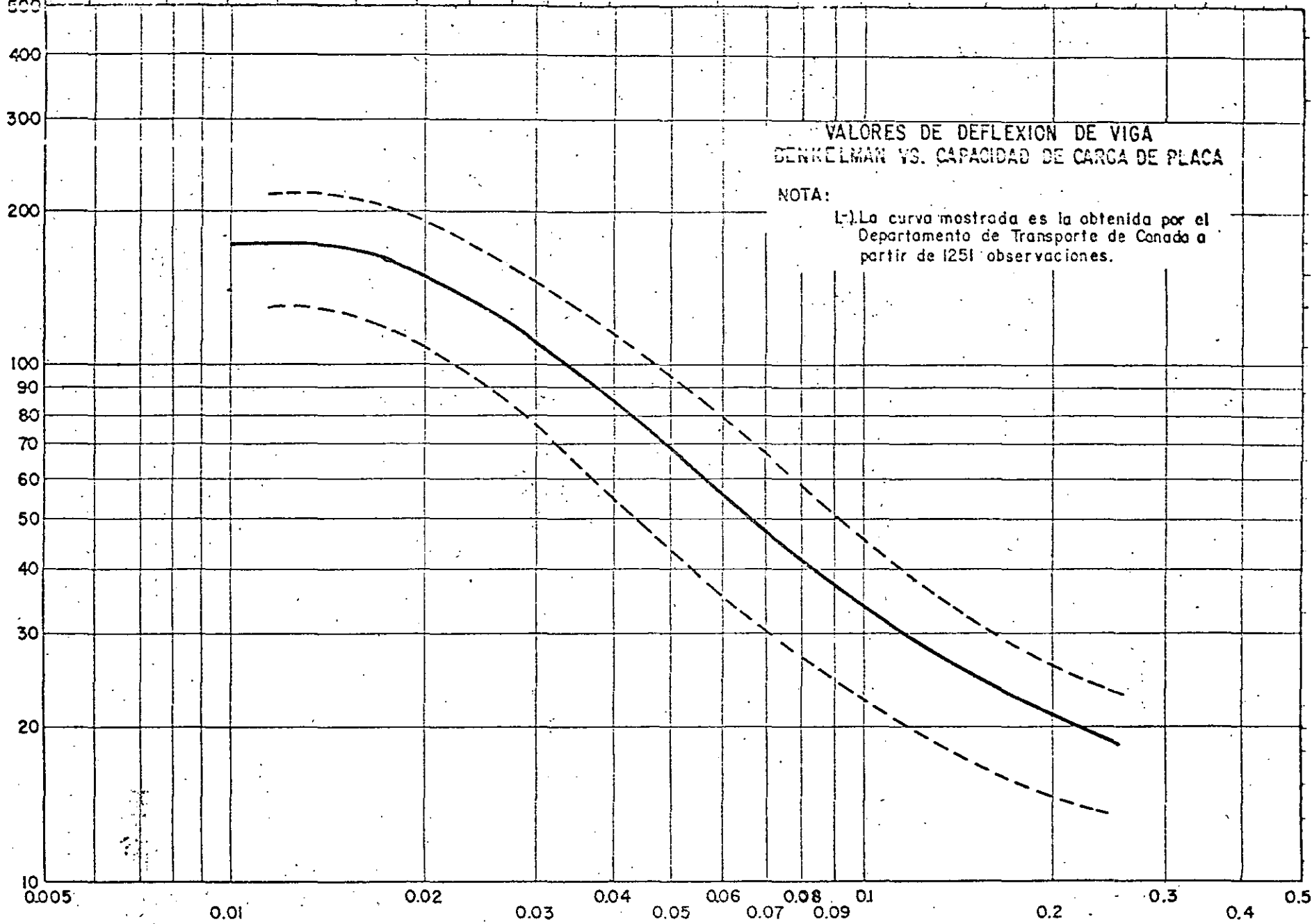
CARGA EN PLACA DE 76.2cm Ø (1000 Kg)
A 1.27cm DEFLEXION - 10 REPETICIONES.

DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN (Pulgadas.) (Δ)

Fig. 62

DEFLEXION RECUPERADA VIGA SE LMAN (cm)

0.127 0.15 0.20 0.25 0.30 0.40 0.50 0.60 0.70 0.80 0.90 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 4.0 5.0 6.0 7.0 8.0 9.0 10.0 11.0 12.0



DEFLEXION RECUPERADA VIGA BENKELMAN (PULGADAS)

227.0
200.0
150.0
100.0
90.0
80.0
70.0
60.0
50.0
45.0
40.0
30.0
25.0
20.0
15.0
10.0
9.0
8.0
7.0
6.0
5.0

CARGA EN PLACA DE 76.2cm(30") (1000 kg) DEFLEXION-10 REPETICIONES (1000 kg)

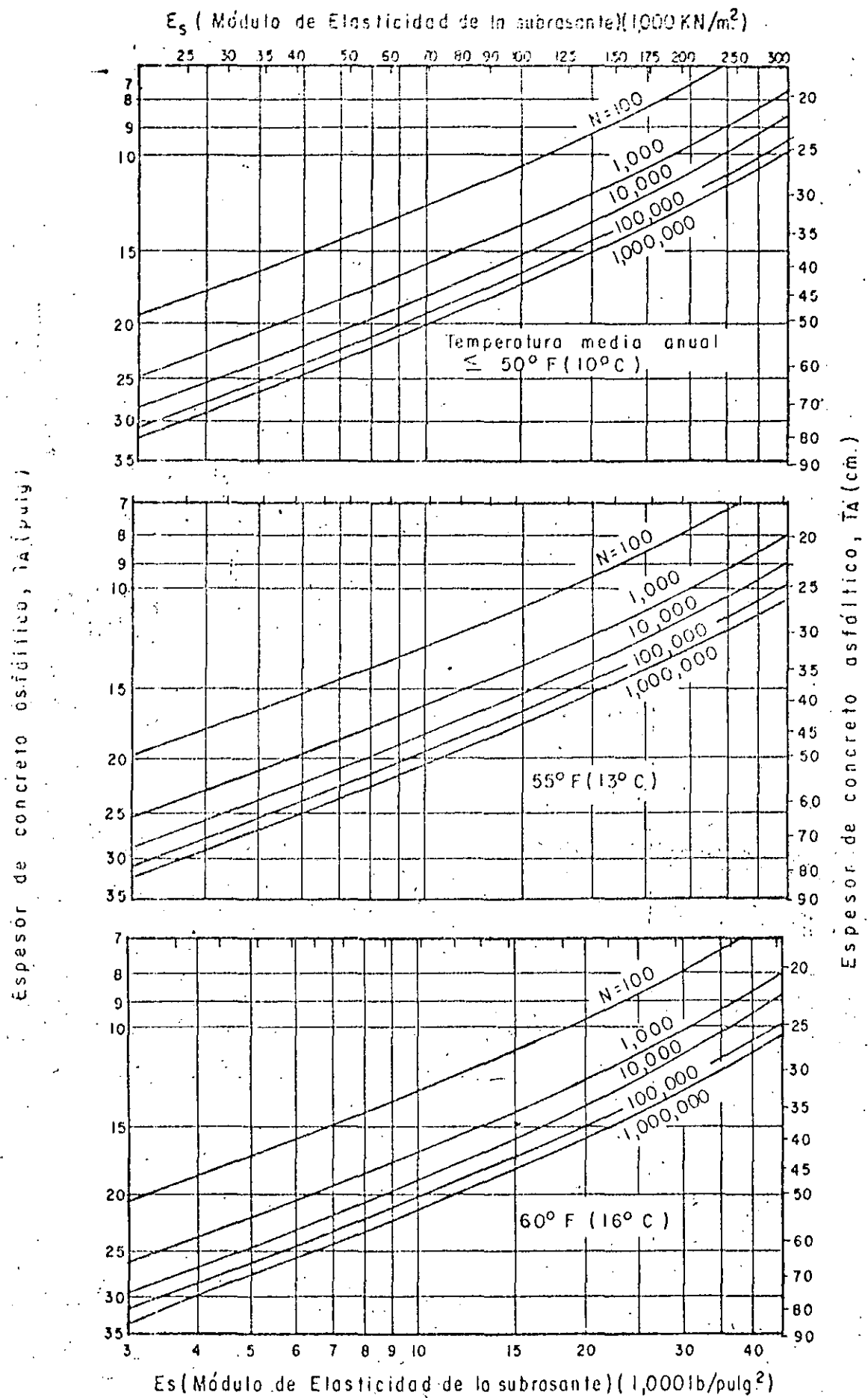


Fig. 64 · ESPESOR DE PAVIMENTO PARA LIMITAR EL ESFUERZO VERTICAL POR COMPRESION EN LA SUBRASANTE, ec, BAJO REPETICIONES DE CARGA DE DC-8-63F PARA DIFERENTES AMBIENTES.

Es (Modulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 KN/m²)

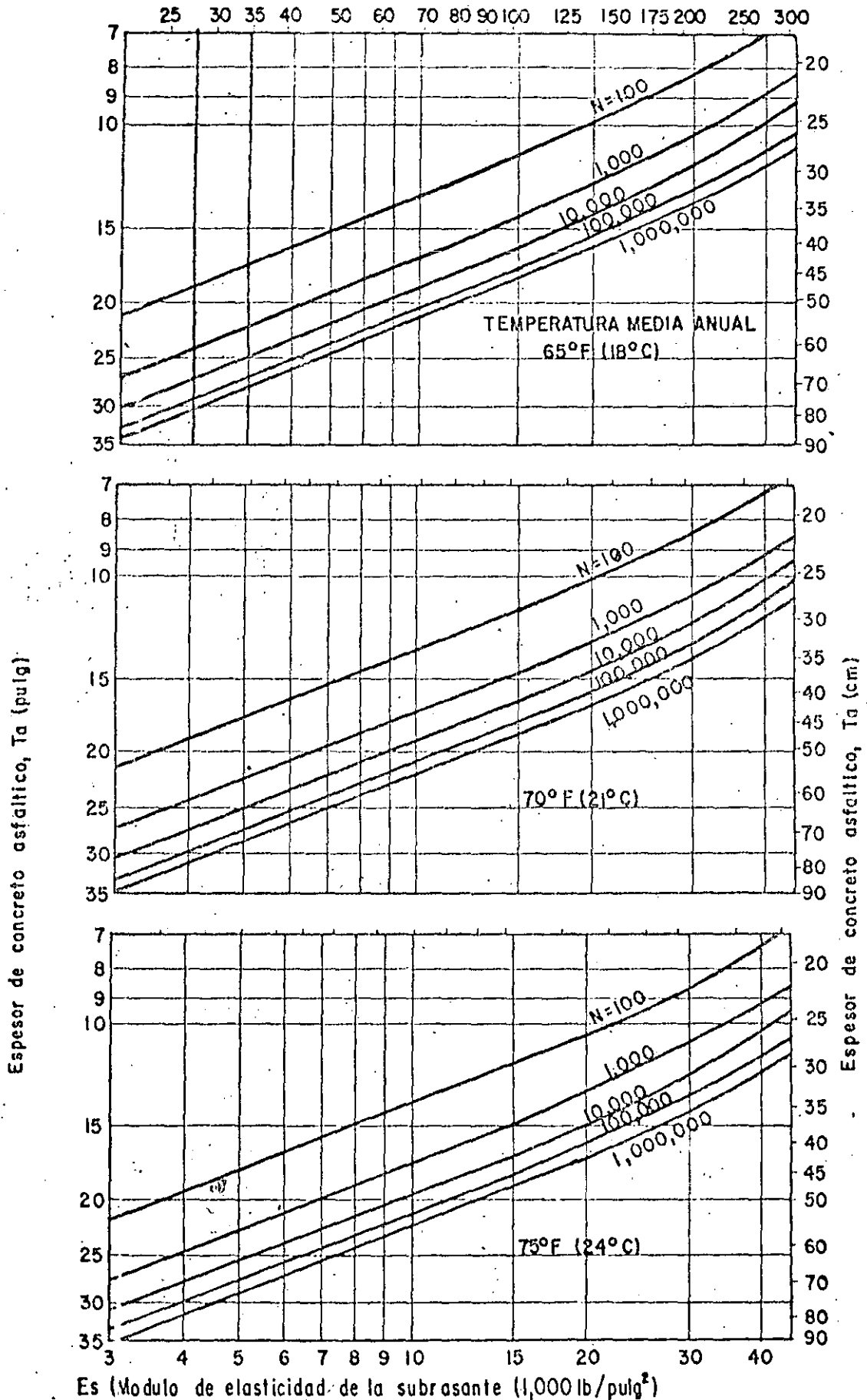
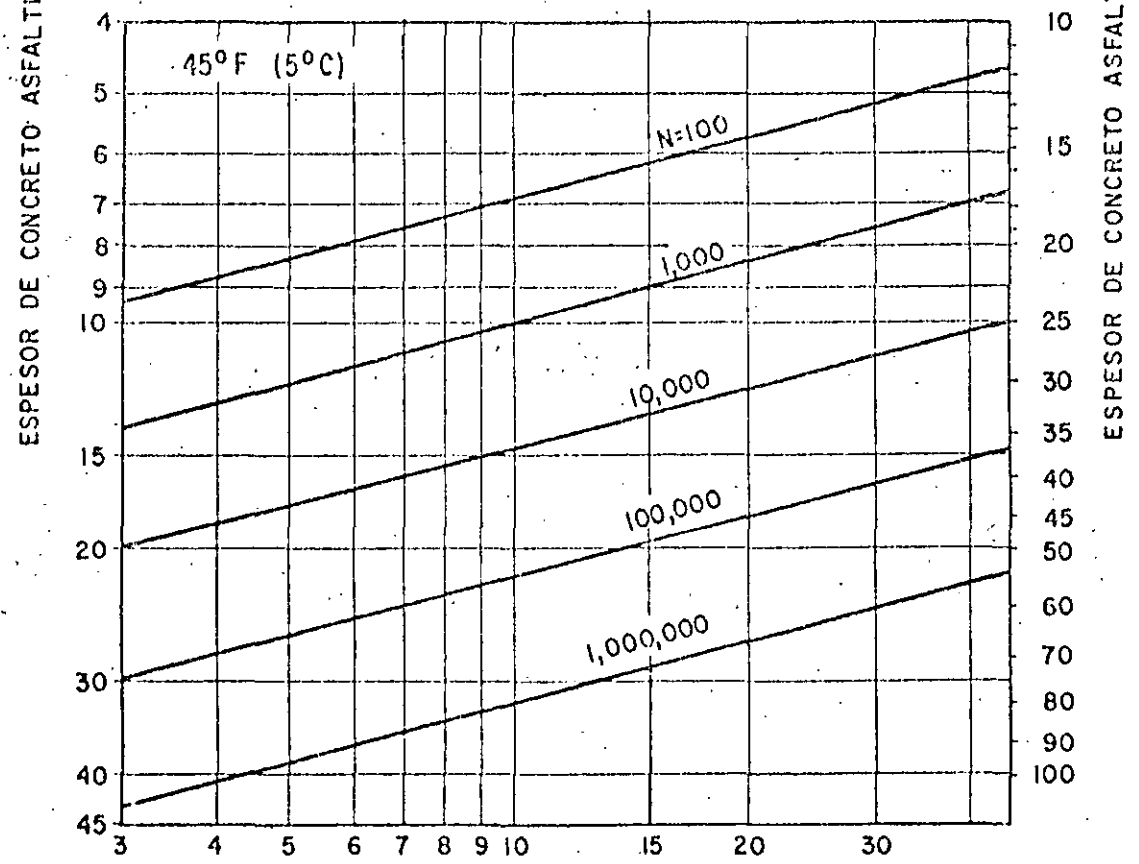
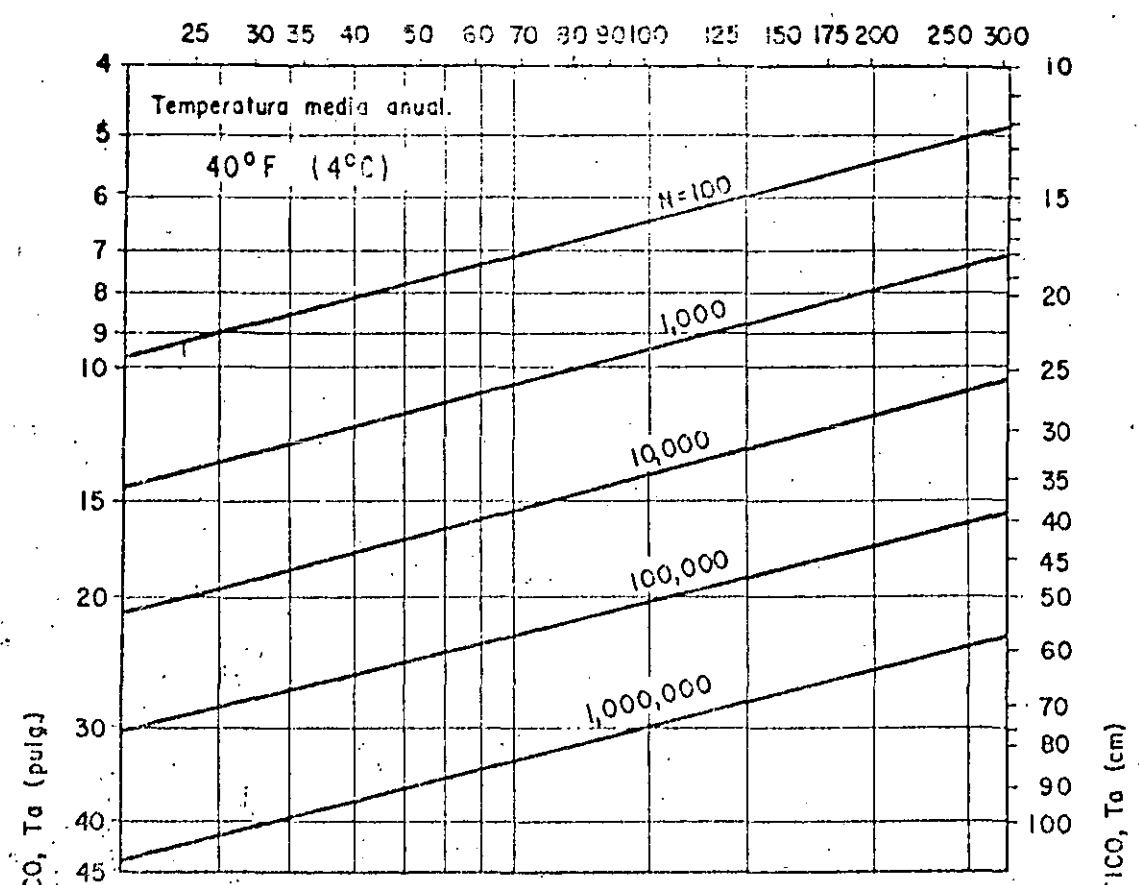


Fig. 64 (Continuación) Criterio: ϵ_c

Es (Módulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 KN/m²)



Es (Módulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 lb/pulg²)

ESPEJOR DE PAVIMENTO PARA LIMITAR EL ESFUERZO HORIZONTAL POR TENSION EN EL CONCRETO ASFALTICO, Et, BAJO REPETICIONES DE CARGA DE DC-8-63F PARA DIFERENTES AMBIENTES.

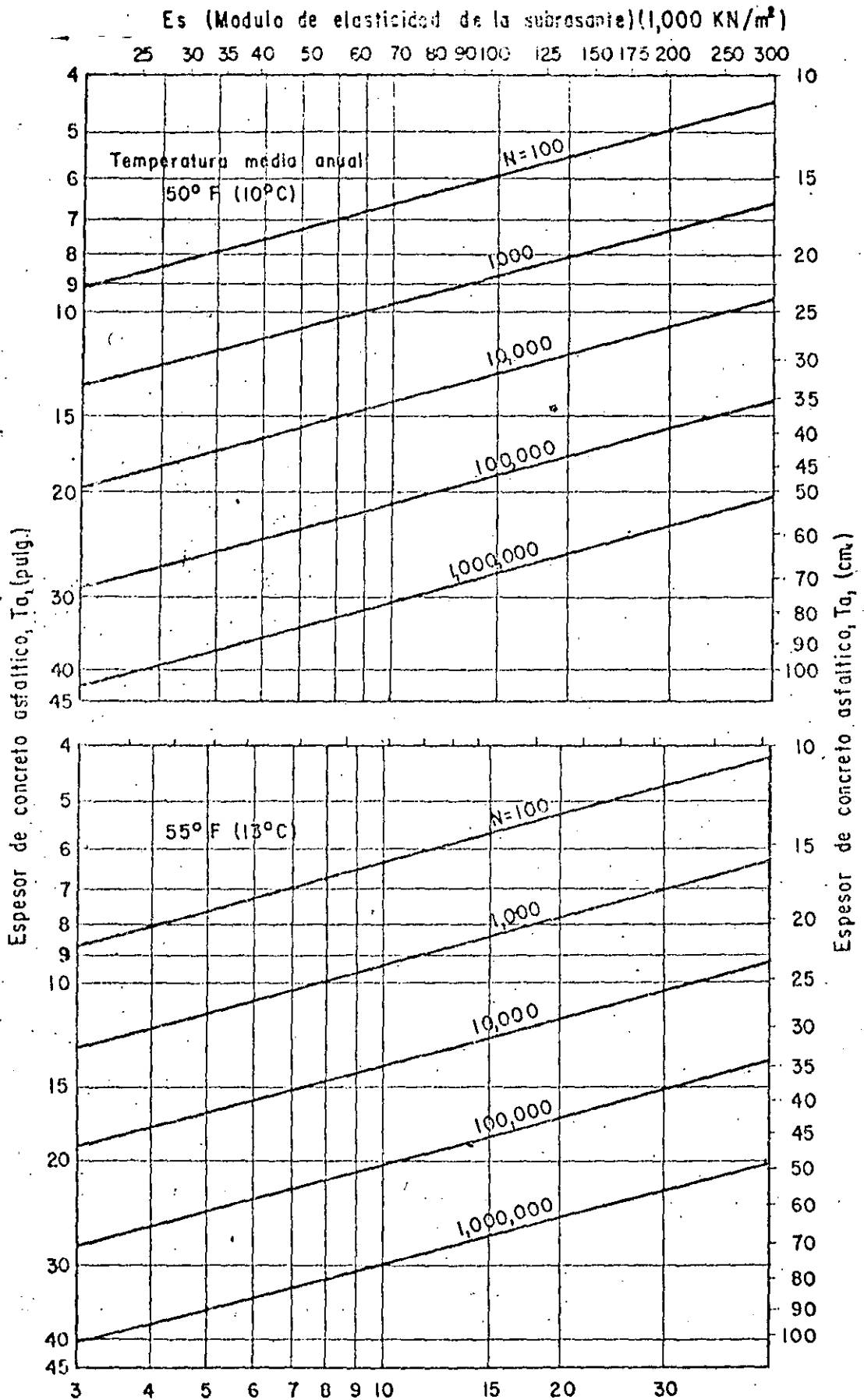


Fig. 65 (Continuación). Criterio: ϵ_t

Se puede también obtener el valor de E_s , en forma aproximada, a partir de la clasificación de suelos de la FAA, como se indica en la tabla 13.

El procedimiento de diseño está indicado en el diagrama de flujo mostrado en la fig. 67 y los pasos para determinar el espesor de diseño del pavimento se muestran esquemáticamente en la fig. 68.

Esencialmente el procedimiento de diseño consiste en determinar:

- El volumen de tráfico admisible, N_a , que es el número de repeticiones de esfuerzos equivalentes de DC-8-63-F que una capa de concreto asfáltico de espesor especificado puede soportar apoyado en una subrasante con un determinado módulo de elasticidad y en determinadas condiciones ambientales del lugar.
- El tráfico previsto, N_p , que es el número de repeticiones de esfuerzos equivalentes de DC-8-63-F, basado en las proyecciones de tráfico de aviones, que se espera ocurre durante la vida de diseño del pavimento.
- El espesor de concreto asfáltico, T_a , requerido para satisfacer el criterio de esfuerzos para los parámetros de proyecto establecidos. El espesor se determina por medio de una solución gráfica simultánea de N_a y N_p como se indica en la fig. 68. La zonificación de espesores de pavimento de un aeropuerto en función del espesor T_a se indica en las figs. 69 y 70.

Las figs. 71 a 74 muestran algunas de las gráficas de equivalencia que presenta el Instituto del Asfalto para transformar el número de movimientos de cada avión a número de movimientos equivalentes de DC-8-63-F.

III. ESFUERZOS EN LOS PAVIMENTOS RIGIDOS

Los esfuerzos en los pavimentos rígidos pueden ser ocasionados por seis causas generales:

- 1.- Por la aplicación externa de las cargas.
- 2.- Por cambios de la temperatura ambiente que originan un gradiente de temperatura entre las superficies superior e inferior de la losa y que ocasionan alabeo.
- 3.- Por diferencias en el contenido de humedad entre las superficies superior e inferior de la losa y que ocasionan alabeo.

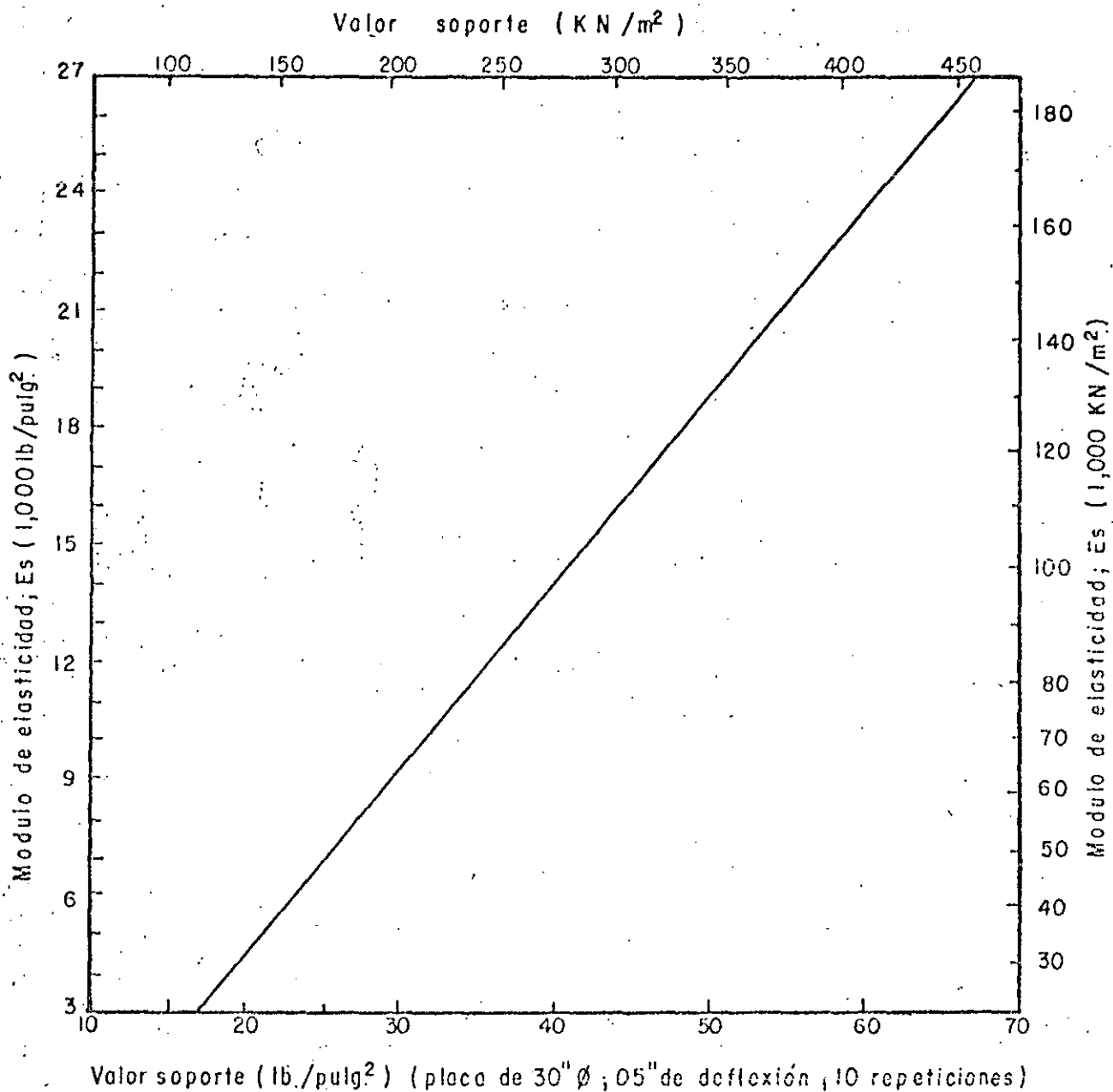


Fig. 66 Relación aproximada entre el valor soporte de placa y el módulo de elasticidad, Es.

(Instituto del asfalto)

Tabla 13

Calsificación FAA	Es. (psi)	Es (KN/m ²)	Clasificación FAA	Es (psi)	Es (KN/m ²)
F 10	5,500	37,900	F 4	14,600	100,700
F 9	6,500	44,800	F 3	16,600	114,500
F 8	7,700	53,100	F 2	19,900	137,200
F 7	8,900	61,400	F 1	22,700	156,500
F 6	10,800	74,500	F a	31,000	213,700
F 5	12,600	86,900			

- 4.- Por la fricción que se desarrolla entre la losa y la capa de cimentación cuando la primera cambia de volumen.
- 5.- Por los cambios volumétricos de la subrasante debido a humedad o heladas.
- 6.- Por falta de continuidad del material de la capa de cimentación debida a deformaciones permanentes de la subrasante o al fenómeno de "bombeo".

1. Esfuerzos debidos a cargas. La primera condición en el diseño de cualquier pavimento es la carga que debe soportar; una vez conocida ésta, el siguiente paso es determinar los esfuerzos críticos que se desarrollan en la losa.

El primero en desarrollar un análisis para determinar los esfuerzos en las losas debidos a las cargas fue H. M. Westergard, quien supuso que la losa de concreto es un sólido homogéneo, elástico e isótropo que descansa sobre una capa, la que se comporta en forma elástica únicamente en la dirección vertical, es decir, que la reacción es proporcional a la deflexión de esta última:

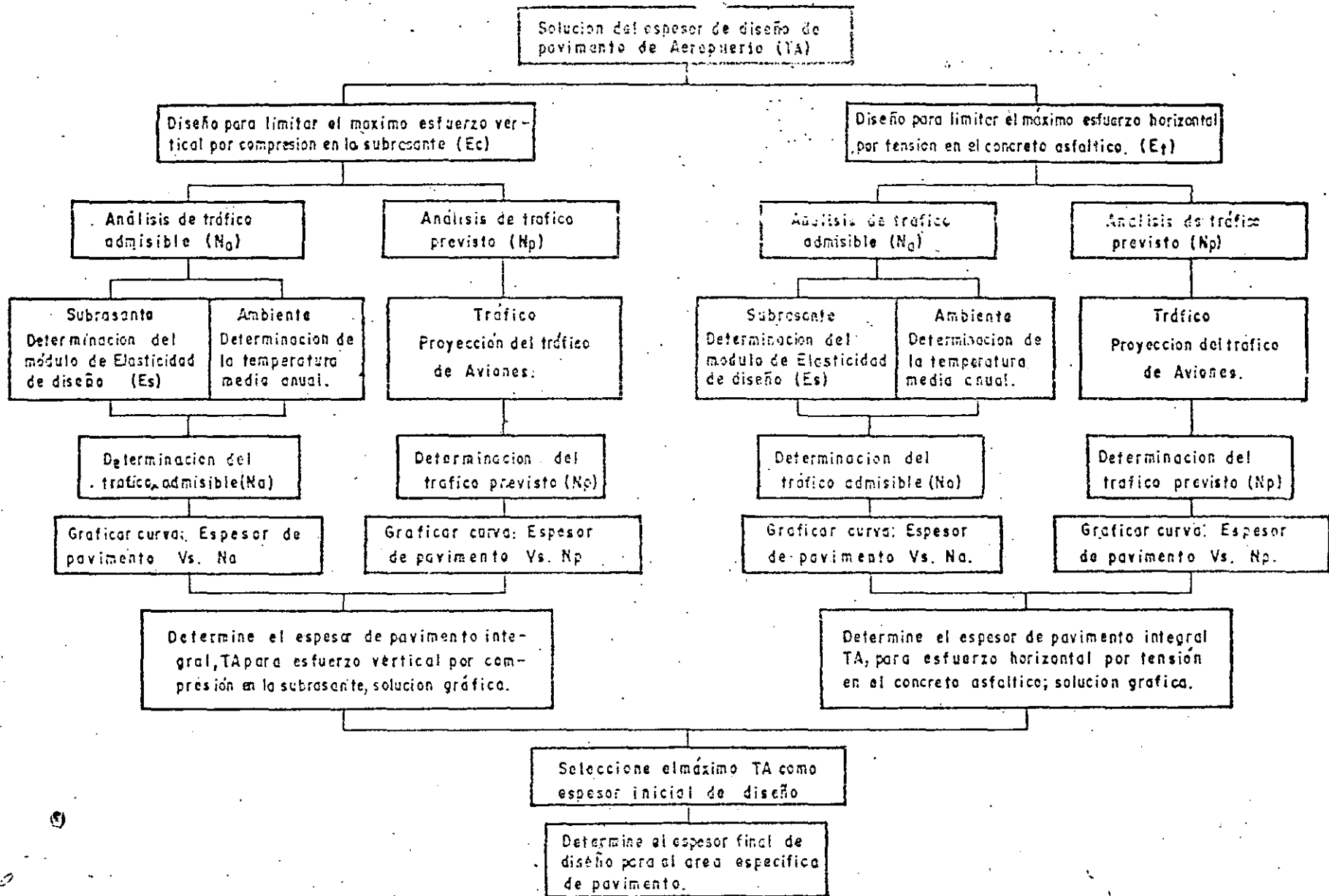
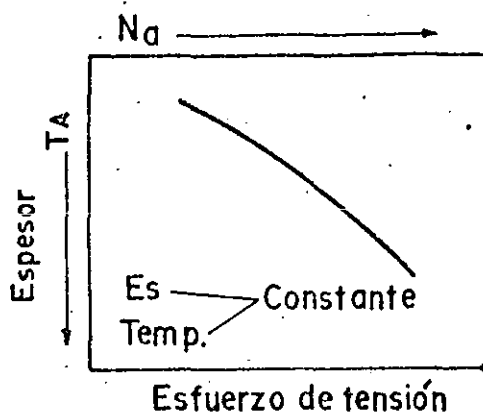
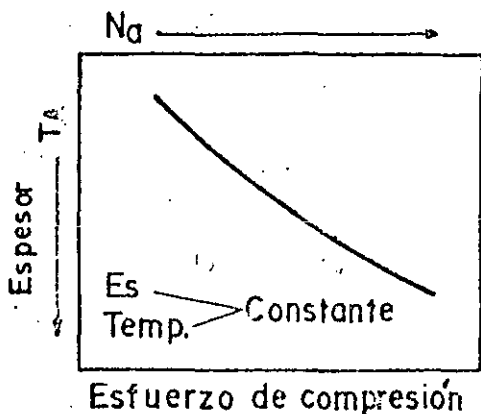


Fig. 67 Diagrama de flujo para diseño de pavimentos de Aeropuertos (Instituto del Asfalto 1973)

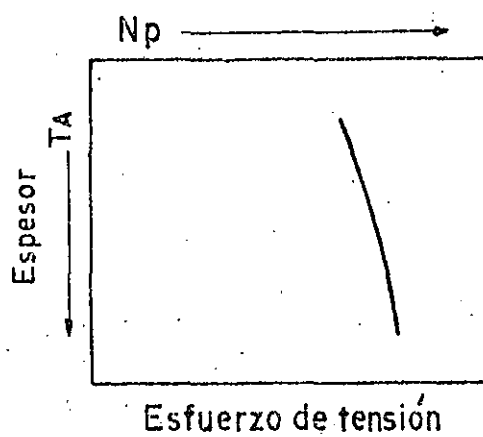
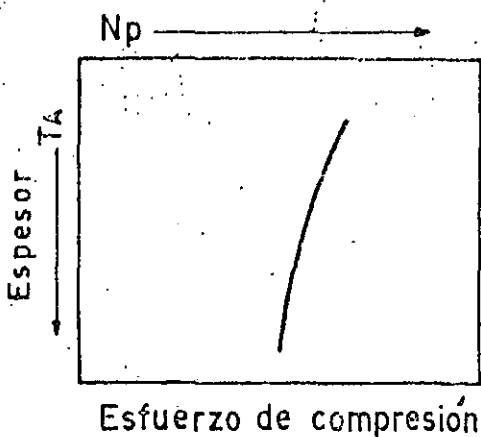
Análisis de tráfico admisible

Repeticiones admisibles de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F.

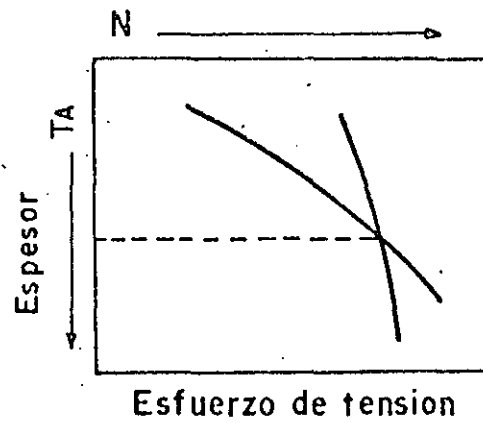
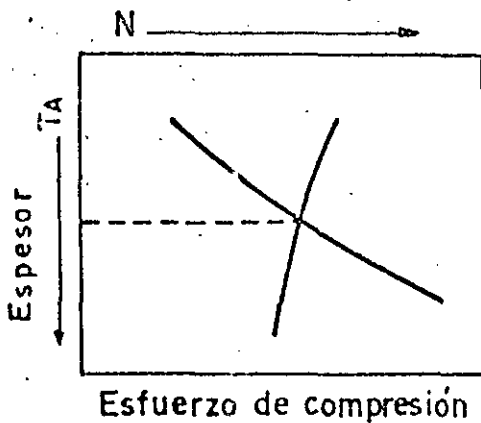


Análisis de tráfico previsto

Repeticiones previstas de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F.



Solucion gráfica para obtener el espesor de diseño (TA)
Repeticiones de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F.



Parte superior de la subrasante

Parte inferior del concreto asfáltico

FIG. 68 PASOS PARA DETERMINAR EL ESPESOR DE DISEÑO.
(Instituto del Asfalto 1973)

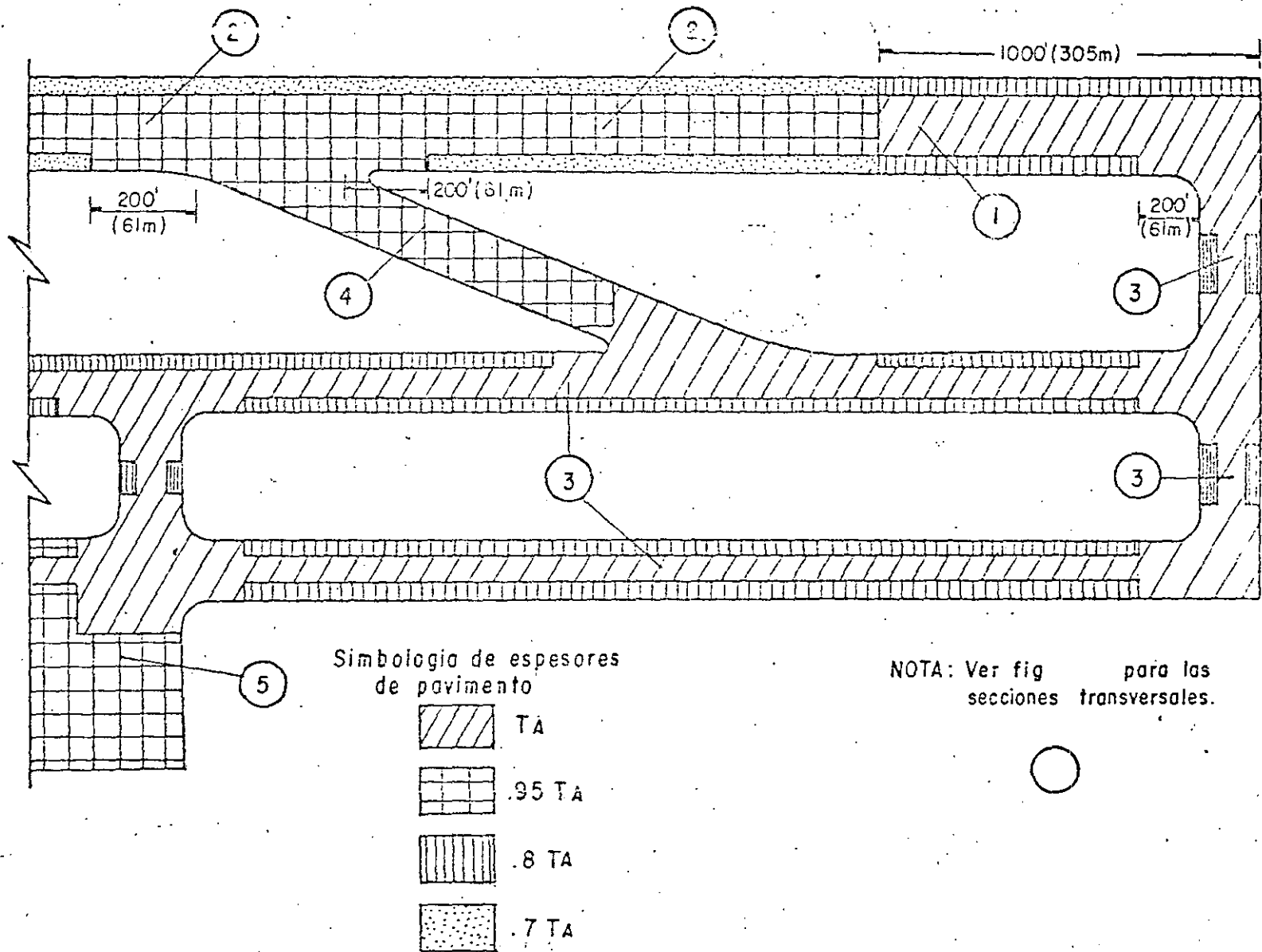


FIG. 69 ZONIFICACION DE ESPESORES DE PAVIMENTO. (Instituto del Asfalto 1973)

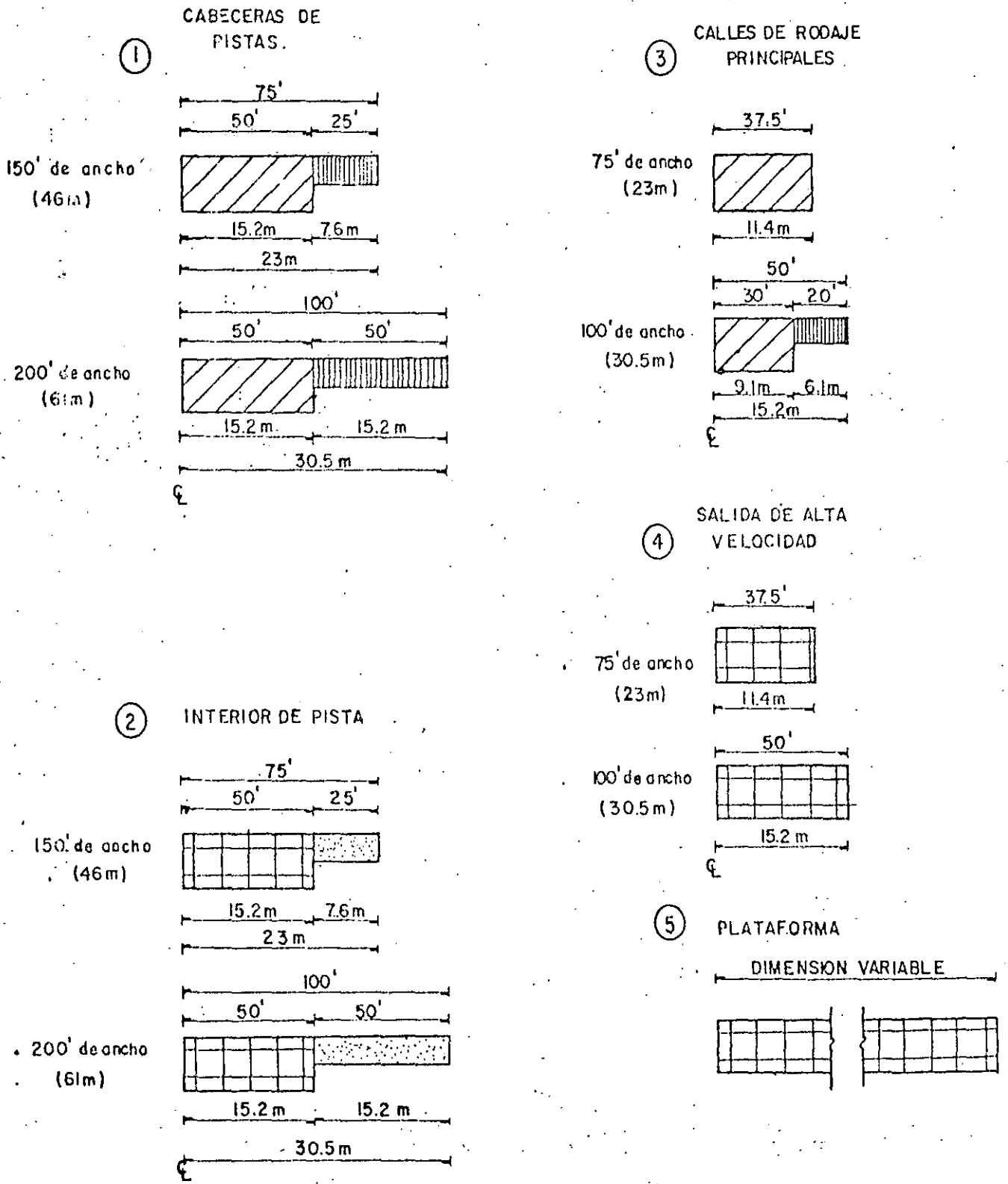


Fig. 70 SECCIONES TRANSVERSALES DE PAVIMENTO. Instituto del Asfalto 1973)

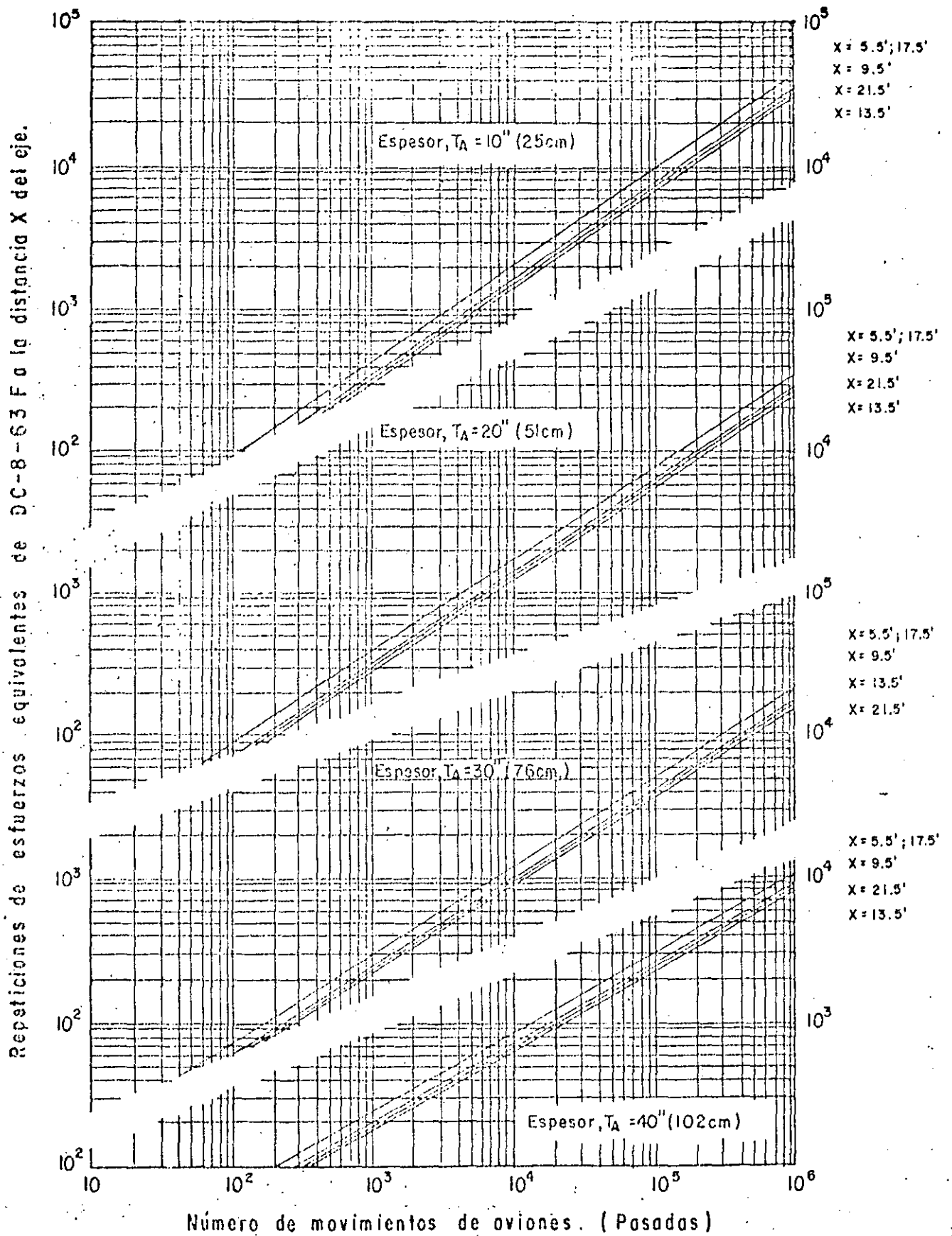


FIG. 71 GRÁFICA DE EQUIVALENCIA. AVION: B-747.
CRITERIO DE ESFUERZOS: e_c (Instituto del Asfalto 1973)

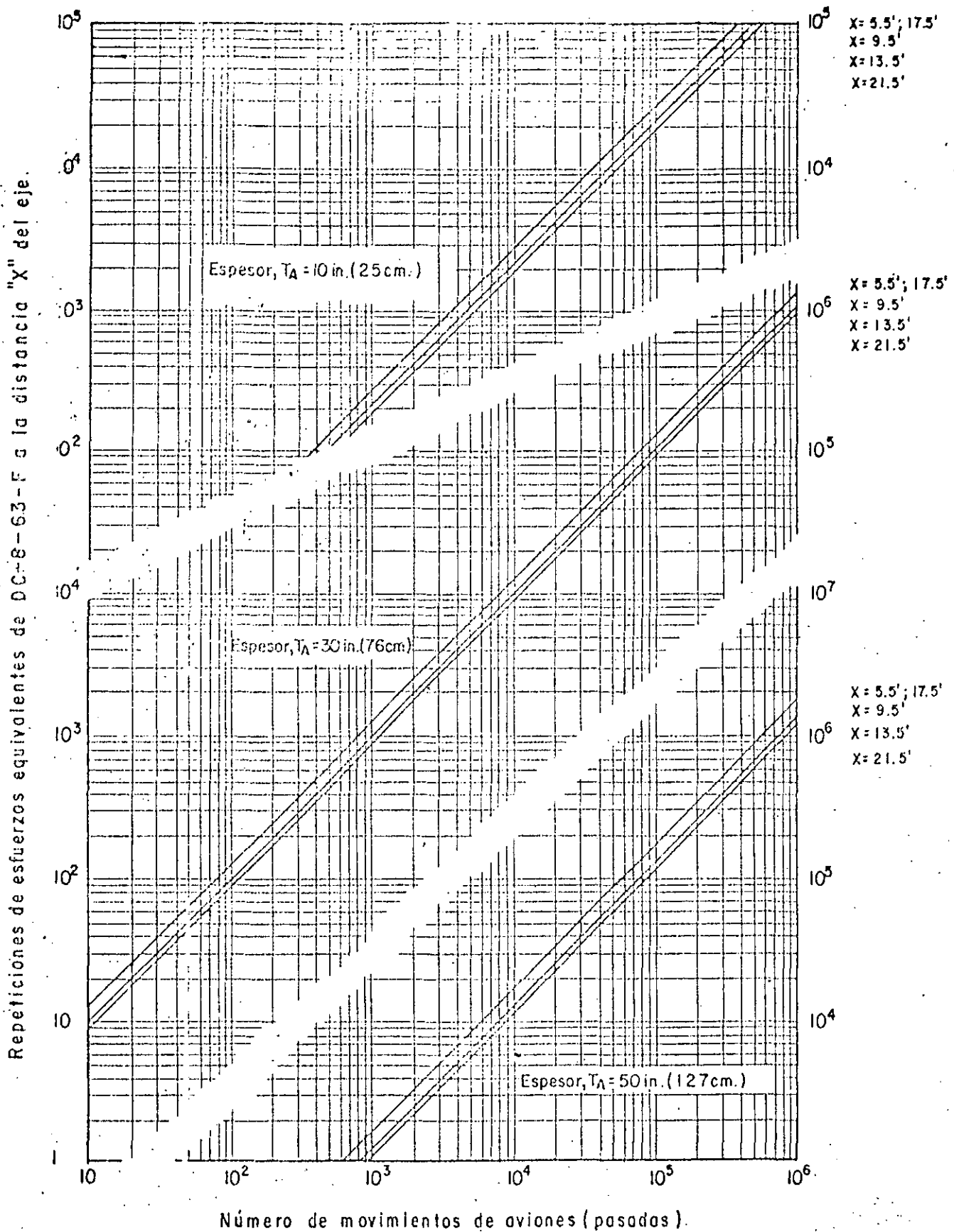


FIG. 73 GRAFICA DE EQUIVALENCIA. AVION: B-747 CRITERIO DE ESFUERZOS ϵ_t (Instituto del Asfalto 1973)

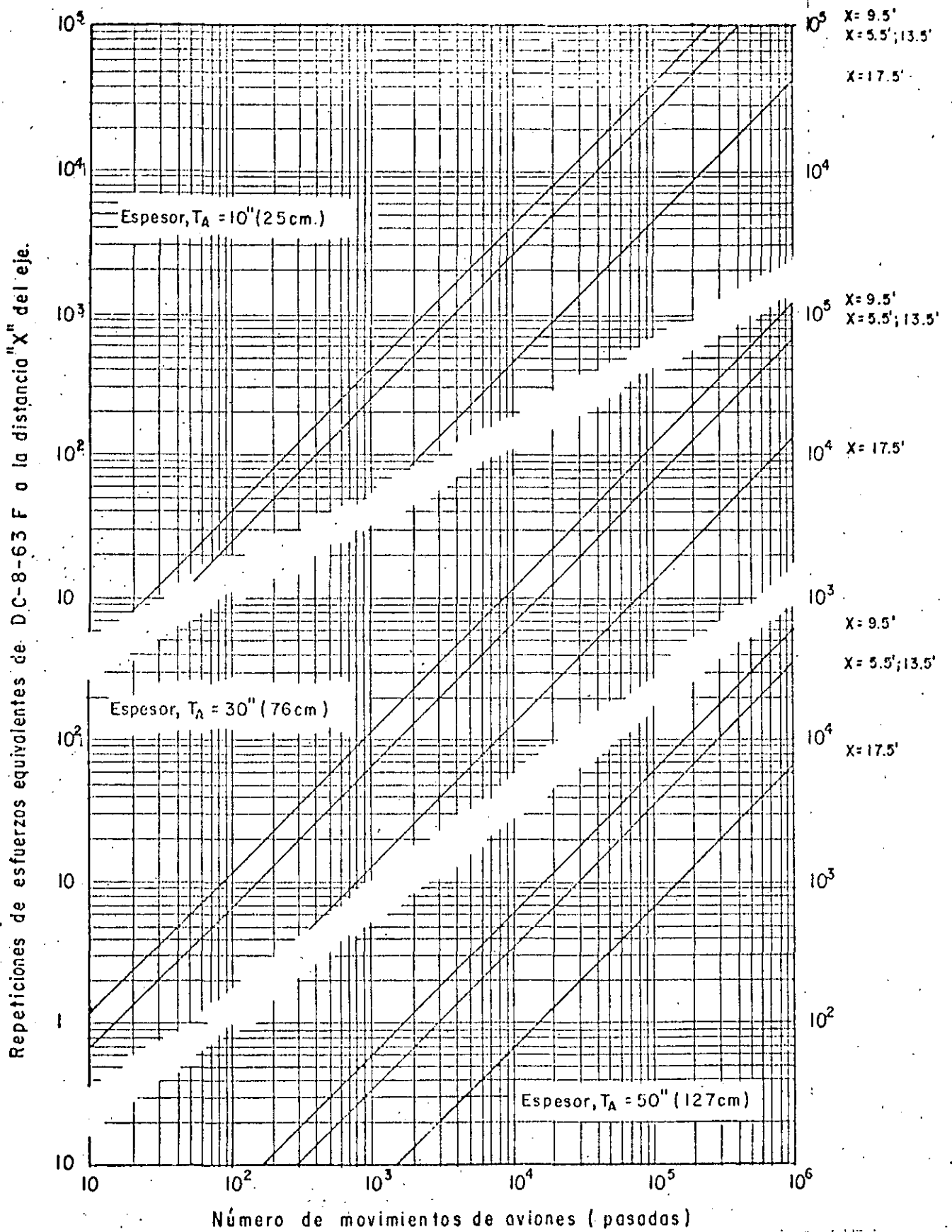


FIG. 74. GRAFICA DE EQUIVALENCIA. AVION: B-727-200.
CRITERIO DE ESFUERZOS ϵ_t (Instituto del Asfalto 1973)

$$p = Kz$$

donde:

p = reacción de la carga de apoyo

z = deflexión

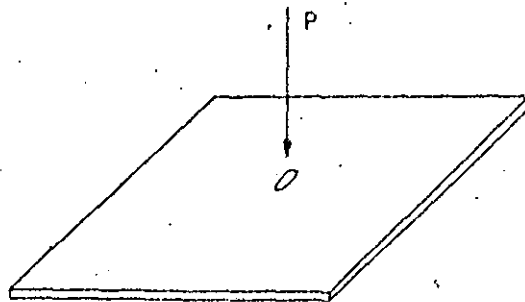
k = constante del suelo conocida como "modulo de reacción"

Westergaard también supuso para el caso de aeropuertos, que la carga por rueda de un avión es distribuida sobre un área elíptica.

Con lo anterior, Westergaard desarrolló fórmulas para determinar esfuerzos y deflexiones en losas de aeropuertos para dos condiciones:

1) Carga en el interior y 2) carga en la orilla. Posteriormente Teller y Sutherland modificaron, para aplicarse en aeropuertos, la fórmula general de Westergaard para una tercera condición, de carga en la esquina.

Caso 1). La carga se encuentra aplicada en el interior de la superficie de la losa a una distancia considerable de cualquier orilla o junta.



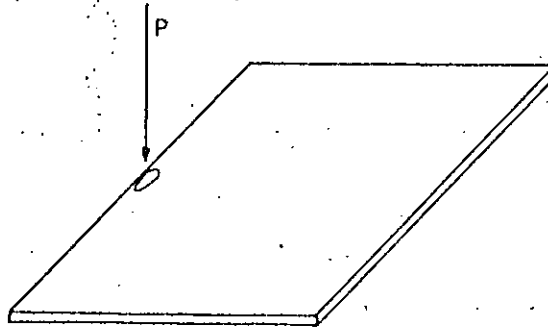
La carga total se distribuye uniformemente en un área elíptica definida por la ecuación:

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1$$

Los esfuerzos máximos de tensión se desarrollan en el lecho inferior de la losa en forma radial a la carga en toda la superficie y se obtienen por medio de la siguiente fórmula:

$$\sigma_i = \frac{P}{d^2} \left[0.275 (1 + \mu) \text{Log} \frac{E d^3}{k (a + b)/2} + 0.239 (1 - \mu) \frac{a - b}{a + b} \right]$$

Caso 2). La carga se encuentra aplicada adyacente a una orilla o junta (que no tenga capacidad de transferir carga). La carga total se distribuye uniformemente en un área elíptica cuya orilla alargada es tangente a la orilla o junta de la losa:



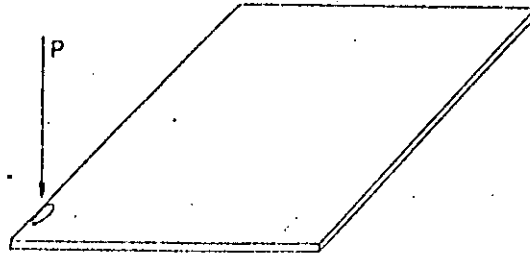
dicha área está definida por la ecuación:

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{(y - b)^2}{b^2} = 1$$

Los esfuerzos máximos de tensión se desarrollan en el lecho inferior de la losa, a lo largo de la orilla y se obtienen por medio de la siguiente fórmula:

$$\begin{aligned} \sigma_e = & \frac{2.2 (1 + \mu) P}{(3 + \mu) d^2} \text{Log} 10 \frac{E d^3}{100 k [(a + b)/2]} + \\ & + \frac{3 (1 + \mu) P}{\pi (3 + \mu) d^2} \left[1.84 - \frac{4}{3} \mu + (1 + \mu) \frac{a - b}{a + b} + \right. \\ & \left. + 2 (1 - \mu) \frac{a b}{(a + b)^2} + 1.18 (1 + 2\mu) \frac{b}{a} \right] \end{aligned}$$

Caso 3). La carga se encuentra aplicada en la esquina de la losa:



Los esfuerzos máximos de tensión se desarrollan en el lecho superior de la losa a lo largo de la bisectriz y se obtienen por medio de la siguiente fórmula:

$$s_c = \frac{3P}{d^2} \left[1 - \left(\frac{a_1}{\ell} \right)^{1.2} \right]$$

en donde:

P = Carga transmitida a la losa a través de la llanta. (lb).

a, b = Semiejes de la elipse que representa la huella de una llanta. Si la carga está aplicada cerca de la orilla o junta, "a" es el semieje paralelo a ésta. El semieje mayor puede ser "a" o "b" dependiendo de si la junta es longitudinal o transversal.

x, y = Coordenadas rectangulares horizontales. Si la carga está cercana a una orilla o junta, el eje "x" es a lo largo de ésta; si la huella de la llanta se representa por una elipse, el eje "x" es en la dirección del semieje "a".

d = Espesor de la losa (pulg)

E = Módulo de elasticidad del concreto (lb/pulg²).

= Relación de Poisson del concreto. Se considera normalmente = 0.15

k = Módulo de reacción (lb/pulg³).

= Radio de rigidez relativa (pulg); es un término que proporciona un valor de la resistencia a la deformación del pavimento y depende de las propiedades tanto de la losa como de la capa de apoyo:

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

$$a_1 = a \sqrt{2} \quad (\text{para el caso de carga aplicada en la esquina de la losa}).$$

2. Esfuerzos debidos a alabeo por cambios de temperatura.

Cuando las superficies superior e inferior de una losa de concreto se encuentran simultáneamente a diferentes temperaturas se origina un gradiente de temperatura a través de su espesor, lo que ocasiona que la losa tienda a alabearse. El esfuerzo es causado por la resistencia de la losa a cambiar de forma, debido al peso de la misma.

Se tiene por ejemplo que si la temperatura en la superficie de la losa es menor que la de la superficie inferior, esta última tenderá a dilatarse con relación a la primera originándose el alabeo hacia arriba (cóncavo hacia arriba) (fig. 75 A):

Si por el contrario, la temperatura en la superficie superior de la losa es mayor que la de la superficie inferior, la primera tenderá a dilatarse con relación a la segunda originándose el alabeo hacia abajo (cóncavo hacia abajo) (fig. 75 B).

El análisis de esfuerzos por alabeo en losas rígidas es bastante complicado y fue tratado originalmente por Westergaard. A continuación se exponen las ecuaciones obtenidas para el caso de una losa de ancho finito "b" y las orillas con ecuaciones $y = \pm (b/2)$ (ejes coordenados relacionados a la fig. 76).

El esfuerzo en el lecho superior de la losa en la dirección "y" es:

$$\sigma_y = \sigma_o \left[1 - \frac{2 \cos \lambda}{\sin 2 \lambda} \frac{\cos h \cdot \lambda}{\sin h \cdot 2 \lambda} \left\{ (\tan \lambda + \tan h \cdot \lambda) \cos \frac{y}{l \sqrt{2}} + \cos h \cdot \frac{y}{l \sqrt{2}} + (\tan \lambda - \tan h \cdot \lambda) \sin \frac{y}{l \sqrt{2}} \sin h \cdot \frac{y}{l \sqrt{2}} \right\} \right]$$

donde: $\lambda = \frac{b}{l} \sqrt{8}$

El esfuerzo correspondiente en la dirección "x" es:

$$\sigma_x = \sigma_o + \mu(\sigma_y - \sigma_o)$$

R. D. Bradbury utilizó los conceptos de Westergaard y desarrolló coeficientes para la solución del problema. Los coeficientes se muestran en fig. 77 y se utiliza en las siguientes ecuaciones:

$$\text{Esfuerzo en la orilla} = \sigma = \frac{CE \epsilon_t \Delta t}{2}$$

$$\text{Esfuerzo en el interior} = \sigma = \frac{E \epsilon_t \Delta t}{2} \frac{C_1 + \mu C_2}{1 - \mu^2}$$

El coeficiente C_1 es en la dirección deseada mientras que C_2 es para la dirección perpendicular correspondiente. L_x y L_y son la longitud y ancho respectivamente.

Mediciones efectuadas en Estados Unidos muestran que las diferencias máximas de temperatura ocurren durante el día en los meses de primavera y verano. Durante la primavera la subrasante está fría y la losa, expuesta a los rayos del sol, se calienta más rápido que la subrasante. Durante los meses de verano la losa se enfría durante la noche y su superficie se calienta durante el día. Las diferencias de temperatura dependen de la latitud del lugar. Si el ángulo de incidencia de los rayos del sol sobre el pavimento es alto, la temperatura del pavimento también será alta. Otro factor que también influye es el color de la superficie de la losa.

Los esfuerzos por alabeo debido a temperatura pueden llegar a ser iguales y adicionarse a los esfuerzos debidos a las cargas.

3. Esfuerzos debidos a alabeo por cambios en el contenido de humedad.

El alabeo en las losas también puede ser debido a una diferencia en el contenido de humedad entre las superficies superior e inferior de la losa. La razón de esta diferencia es que la losa tiende a secarse más rápidamente en su parte superior que la inferior. A mayor contenido de humedad la losa tiende a expandirse. Las orillas de la losa alcanzan su máxima posición de alabeo hacia arriba durante el verano y la máxima posición de alabeo hacia abajo durante el invierno; el alabeo hacia arriba es aparentemente mayor que el alabeo hacia abajo. No existe suficiente información que permita estimar la magnitud de los esfuerzos producidos por este concepto. Parece ser que en los meses de verano, cuando el alabeo por variaciones del contenido de humedad puede ser en sentido opuesto y por tanto tiende a reducir el estado de esfuerzos creado por el gradiente de temperatura.

En raras ocasiones las condiciones reales se aproximan a las supuestas en la teoría y en la mayoría de los casos los esfuerzos por alabeo (temperatura y humedad) no pueden ser calculados.

Los esfuerzos por alabeo pueden ser reducidos en forma sustancial si se evitan las losas grandes.

Ni la Asociación del Cemento Portland ni el Cuerpo de Ingenieros, de los Estados Unidos, sugieren que los esfuerzos por alabeo sean calculados, ya que se reconoce que sólo en pocas ocasiones estos esfuerzos se adicionan. Generalmente el margen de seguridad entre los esfuerzos debidos a cargas y la resistencia a la flexión del concreto es suficiente para absorber los esfuerzos por alabeo.

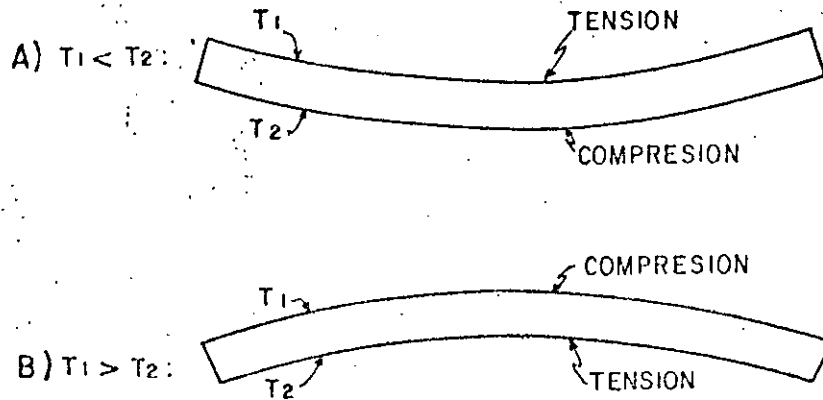


Fig. 75. Alabeo de losas.

En México se han efectuado mediciones sobre alabeo en los aeropuertos de Guadalajara, Monterrey, Mexicali y Cancún, en todos ellos se observó que el sol calentaba durante la mañana la superficie superior de la losa, haciendo que se dilatara más que la inferior, por lo que la losa se deformaba bajando las esquinas con relación al centro (Fig. 75-B). Durante la tarde y la noche se producía el movimiento inverso. Midiendo al mismo tiempo y a través de orificios perforados en las losas, los movimientos de las esquinas y centros con relación a la sub-base, se obtuvo una visión completa del fenómeno. Los datos obtenidos permitieron estimar, con bastante precisión, como estaban apoyadas las losas en la sub-base en distintas horas del día. En las Figs. 78 y 79 se presentan los movimientos diarios observados en algunas losas del aeropuerto de Guadalajara, Jal., se apreció que, en las mañanas, las losas siempre estaban apoyadas en su parte central, con las es-

quinas levantadas, y al mediodía, en muchos casos (aunque no se puede asegurar que siempre) las esquinas bajaban y llegaban a hacer contacto con la sub-base. En muy pocos casos se llegó a observar que los centros de las losas se levantaban despegándose de la superficie de la sub-base, naturalmente, cuando esto sucedió fue en las horas cercanas al mediodía.

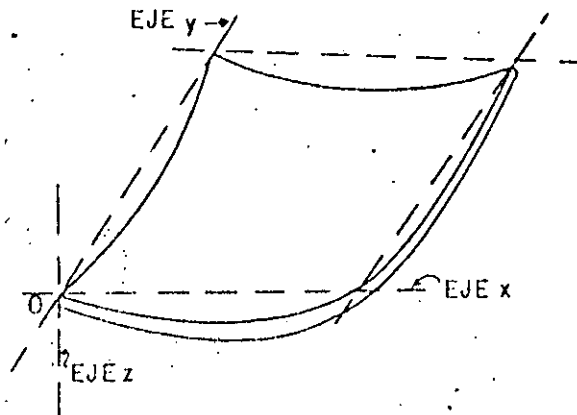


Fig. 76 Curvatura de una superficie elástica debida a alabeo por temperatura.

En el aeropuerto de Guadalajara se efectuaron mediciones en dos épocas del año, en marzo en tiempo seco y en agosto en tiempo de lluvias, con el fin de comparar los resultados que podrían indicar un contacto diferente entre la losa y la sub-base en cada época. Los resultados fueron parecidos, aunque se notó una leve tendencia de las losas a tener una convexidad hacia arriba mayor en tiempo de lluvias (fig. 79).

En el aeropuerto de Mexicali, B.C., se observó que el alabeo total en las losas de 20 cm de espesor era del orden del 55% del correspondiente a las losas de 28 cm de espesor; y el levantamiento de las esquinas con relación a la sub-base era, en las losas de 20 cm del orden del 63% del correspondiente a las losas de 28 cm.

El alabeo de las losas de un pavimento es consecuencia de cambios volumétricos del concreto provocados por humedad o temperatura. Si no existe restricción alguna al movimiento, el concreto se deformaría sin aparecer esfuerzos en su interior. El peso propio de las losas grandes impide total -

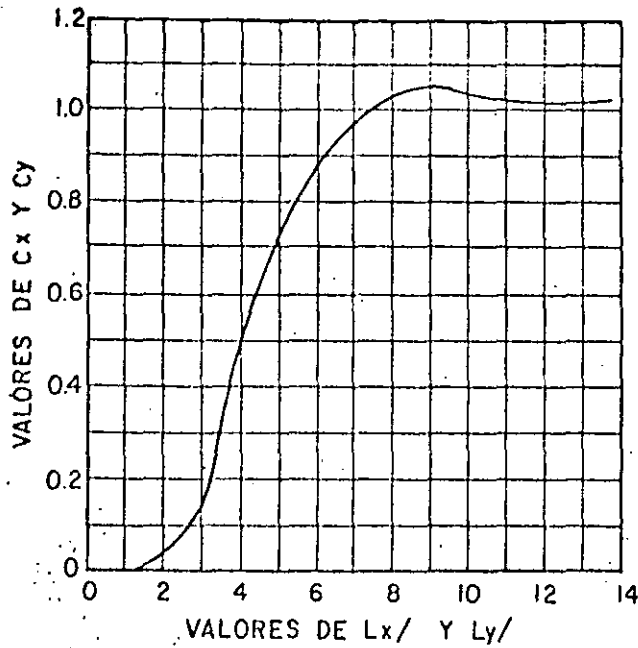
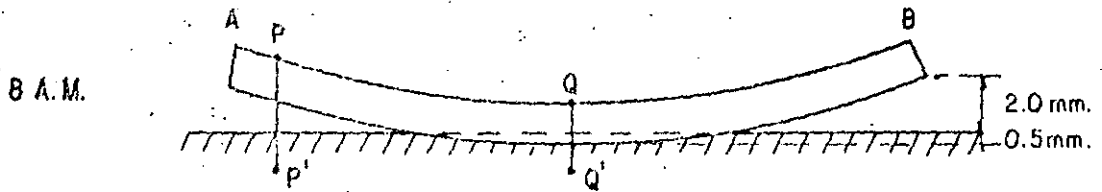
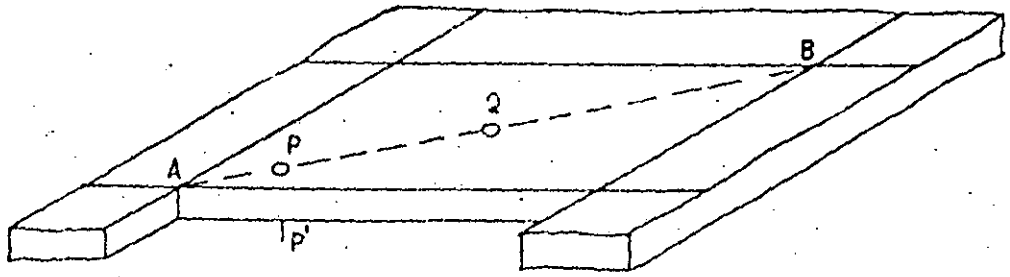


Fig. 77 Coeficientes de esfuerzos por alabeo.

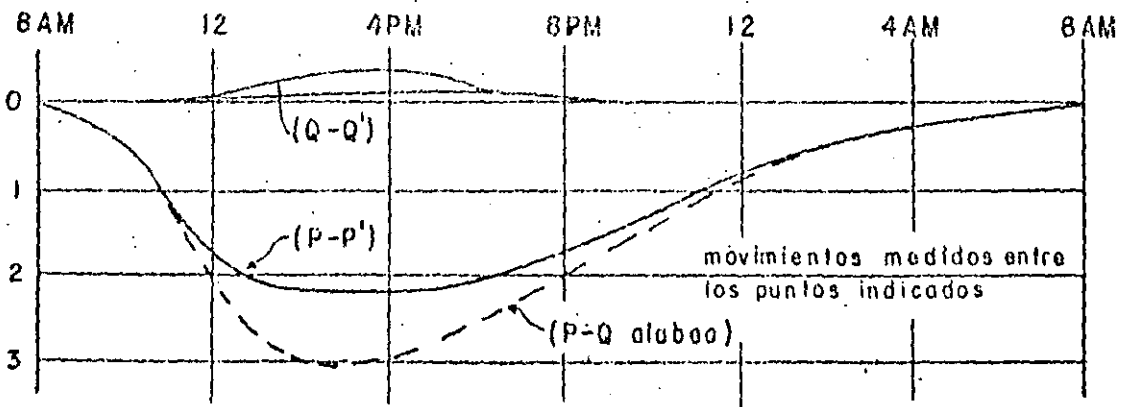
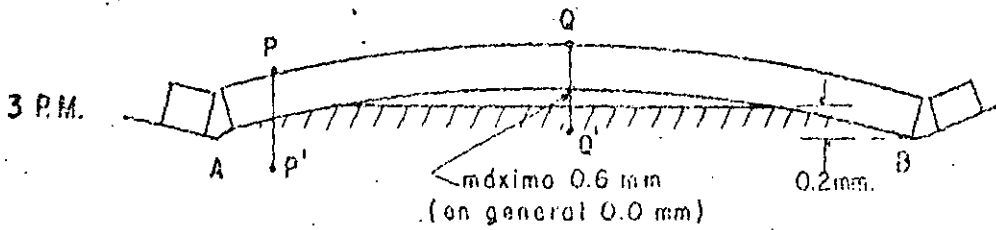
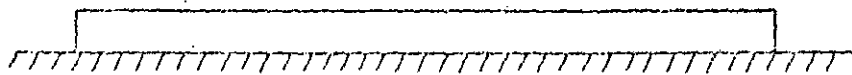
mente su alabeo en zonas alejadas de los bordes; en estas zonas en que no hay deformación, los esfuerzos de alabeo son mayores que en los bordes - donde la deformación que se produce los reduce considerablemente. (fig. - 80). Se puede razonar que, cuanto menor sea una losa, menor será su de - formación por alabeo y serán menores también los esfuerzos de alabeo que en ella aparezcan.

Por otra parte, los gradientes los gradientes de humedad y sobre todo de temperatura en el espesor de la losa no son lineales y aunque la losa estuviera flotando en un espacio sin gravedad, siempre habría una diferencia entre las deformaciones que se producen en su interior que están obligadas a seguir una ley lineal (ya que las secciones planas se conservan - planas) y las deformaciones que corresponden a estos gradientes; esta diferencia generaría esfuerzos.

Una situación que hace más crítico el trabajo de las losas de un pavimento es la sobreposición de esfuerzos. Por una parte el alabeo levanta las esquinas de las losas; una carga aplicada en una esquina, primero deforma la losa hasta que queda nuevamente plana y apoyada en la sub-base y a partir de ese momento, la reacción del terreno restringe la deformación. La resistencia de esta esquina es menor que la otra no alabeada en



11 A.M., 5 P.M.



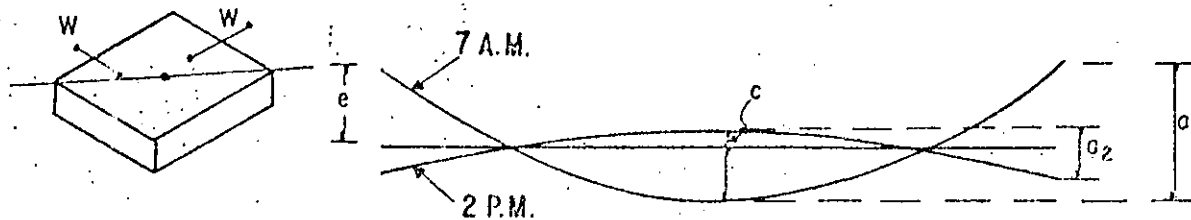
GUADALAJARA (Plataforma, h = 28 cm)

FIG. 78 ALABEO DE LAS LOSAS.

AEROPUERTO DE GUADALAJARA, JAL.

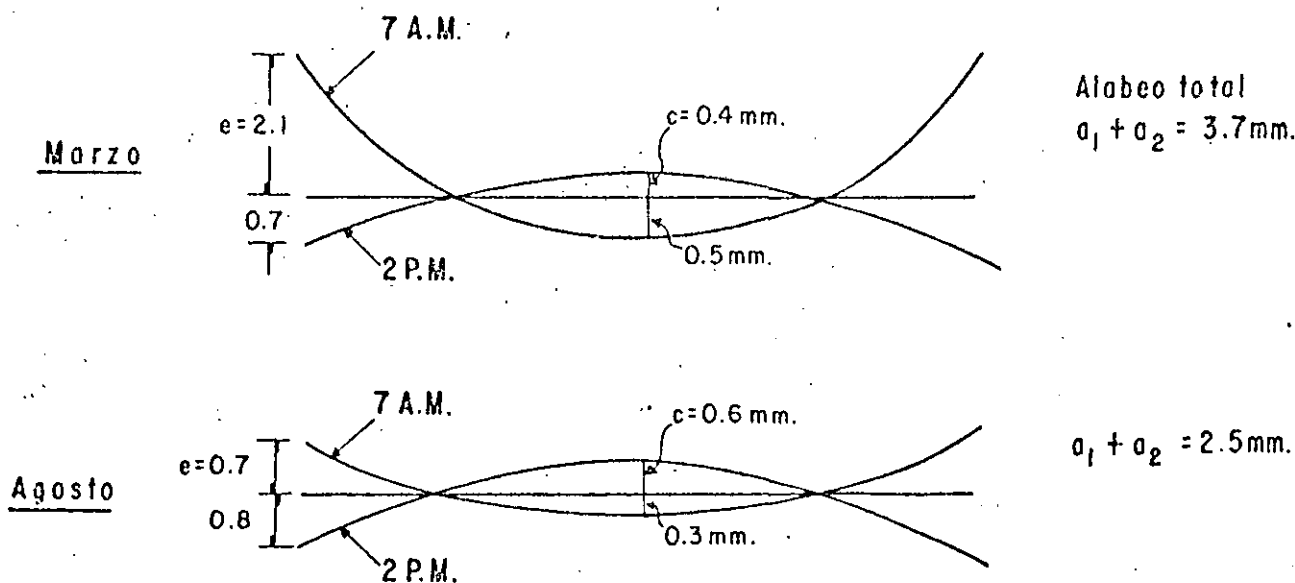
Comparación de los movimientos observados el día 12 de Marzo y el día 9 de Agosto de 1974.-Clima: sol sin nubes en ambos días.-Temperatura: 7°-24°(Mzo.) 12°-27°(Ago.).

	MARZO (mm)	AGOSTO (mm)
Movimiento diario de las juntas transversales, (w)	PROM. 0.64	PROM. 0.63
Alabeo ($a_1 + a_2$)	PROM. 3.56	PROM. 2.31
Movimiento de las esquinas con relación a la subbase (e)	PROM. 2.29	PROM. 0.95
Movimiento de los centros con relación a la subbase (c)	Prácticamente nulos con excepción de la losa descrita abajo.	



A) Losas en general

(Losa de 5 x 5 m ; h = 28)



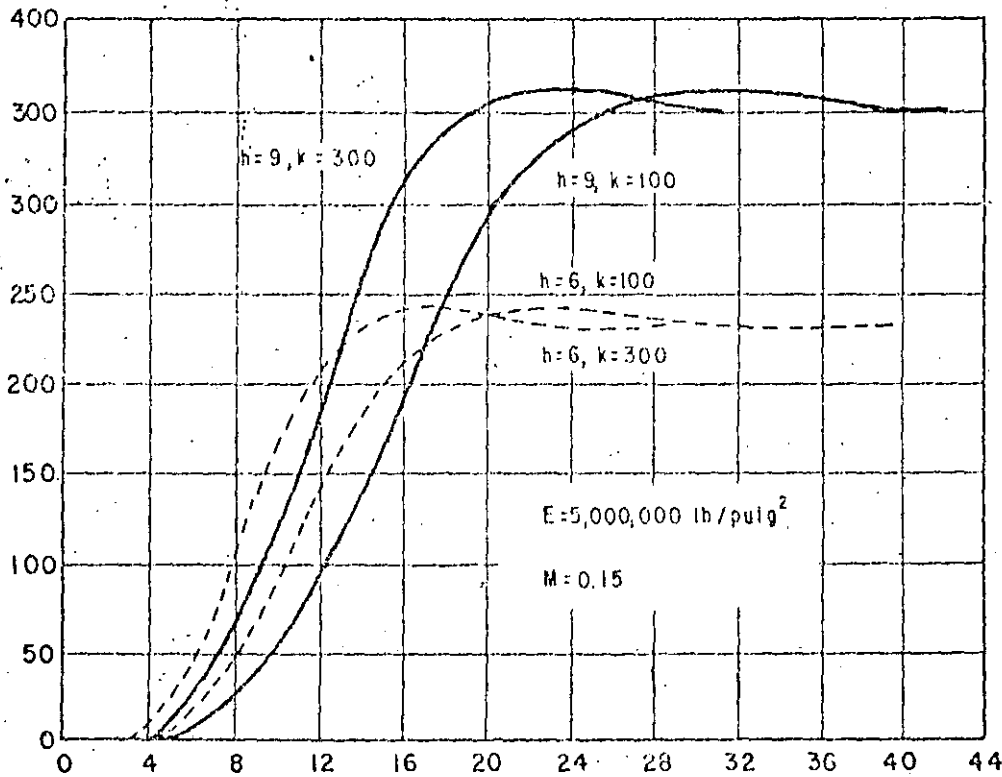
B) Uniclosa con movimientos mayores de 0.2mm. en el centro

FIG. 79 ALABEO DE LAS LOSAS. AEROPUERTO DE GUADALAJARA, JAL.

la que exista la reacción del terreno desde que la carga empieza a deformarla. Se ha observado que la resistencia de las losas, con carga en la esquina, se disminuye aproximadamente en un 20% cuando la losa se encuentra alabeada hacia arriba como consecuencia de un cambio de temperatura de 14°C (losa de 30 cm de espesor sobre una subbase de $k = 8.3 \text{ kg/cm}^3$). Parece ser que esta disminución de la resistencia se incrementa entre más rígida sea la subbase.

LONGITUD DE LOSA, PIES

ESFUERZOS DE ALABEO POR TEMPERATURA EN LA ORILLA DE LA LOSA



ESFUERZOS DE ALABEO POR TEMPERATURA EN LA ORILLA DE LA LOSA

Fig. No. 80.

En los centros de las losas se presentan fenómenos semejantes pero de menor trascendencia.

Se puede intentar establecer la siguiente ley:

Las losas que se agrietan por el efecto de las cargas continuarán siendo destruidas por estas, mientras que las losas que se agrietan por el efecto del alabeo o por contradicciones del concreto, mejoran su resistencia posterior. Habrá casos en que sea una combinación de ambos efectos la que agriete las losas, sin predominio claro de uno de ellos y será difícil pronosticar cual será el comportamiento de la losa desde ese momento en adelante.

4. Esfuerzos debidos a fricción.

Los cambios de temperatura tienden a ser que las losas cambien de longitud. Cada mitad de la losa tiende a moverse con respecto a la superficie de apoyo. Si la losa se expande, el movimiento es desde el centro hacia los extremos de la misma y los esfuerzos ocasionados son de compresión, debido a la fricción entre la losa y su apoyo que restringe parcialmente este movimiento. Si la losa se contrae, el movimiento desde los extremos hacia el centro y los esfuerzos ocasionados en la losa son de tensión, debido también a la fricción que se desarrolla entre la losa y su apoyo. (fig. 81A y fig. 81B).

La misma situación se presenta cuando la losa experimenta cambios en su contenido de humedad. Al aumentar el contenido de la humedad la losa se expande y al disminuir el contenido de humedad la losa se contrae.

La fuerza de fricción desarrollada está dada por la expresión:

$$F = w_c \frac{L}{2}$$

en donde:

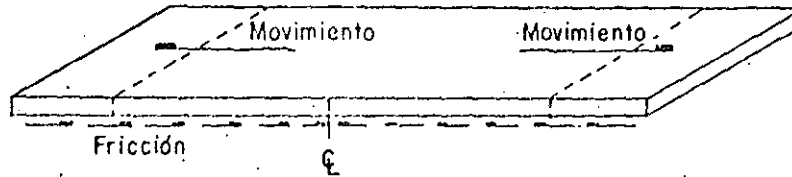
F = fuerza de fricción que se opone al movimiento de la losa, por metro lineal de sección (kg/m).

w = peso unitario de la losa por unidad de superficie (kg/m²).

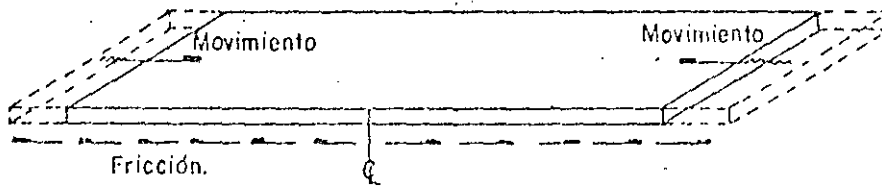
L = longitud de la losa (m).

C = coeficiente de fricción entre la losa y su apoyo.

En el coeficiente de fricción entre la losa y su apoyo deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes que se pueden desarrollar en la subbase (o subrasante) así como la presencia de losas alabeadas que pueden tener consi



A) CUANDO LA LOSA SE EXPANDE



B) CUANDO LA LOSA SE CONTRAE

FIG. 81 ESFUERZOS INDUCIDOS EN LA LOSA POR LA FRICCIÓN CON SU APOYO.

derable importancia en el desarrollo de la resistencia al movimiento de las losas. Para subrasantes y subbases granulares, el coeficiente de la fricción o "coeficiente de resistencia" varía entre 1 y 2 dependiendo del tipo de material y las condiciones de humedad. Para subbases estabilizadas viene a ser ligeramente mayor. También puede afectar el valor de este coeficiente la longitud y el espesor de la losa. Sin embargo, los efectos prácticos se pueden tomar $C = 1.5$.

Si se requiere de colocar esfuerzo para que la losa resista estos esfuerzos, la cantidad de acero requerida será:

$$A_s = \frac{w C L}{2 f_s}$$

en donde:

A_s = área de fierro de refuerzo por metro lineal de sección transversal de losa (cm^2/m),

f_s = esfuerzo permisible a la tensión del fierro de refuerzo. (kg/cm^2).

5. Esfuerzos por cambios volumétricos de la subrasante debidos a la humedad o heladas.-

El proyectista de un pavimento no nada más debe concentrarse en las capas que lo constituyen y en la capacidad portante de su superficie de apoyo, sino que debe además tomar en cuenta las características y mecánica de los suelos subyacentes al pavimento. Puede darse el caso, por ejemplo, que el suelo bajo un pavimento rígido no sea muy homogéneo y contenga lentes de suelos expansivos que al ser alcanzados por la humedad se expandan y originen cambios volumétricos diferenciales a lo largo del pavimento. Estos cambios volumétricos originan presiones hacia arriba y pueden llegar incluso a mover las losas y afectar las características de textura superficial del pavimento. El proyectista debe, por lo tanto, no clacular los esfuerzos que se generen en el pavimento, sin evitar estas situaciones:

Otra situación que hay que prever es la reducción de la capacidad portante de la subrasante cuanto está sujeta a condiciones adversas de humedad y que no cuenta con un subdrenaje satisfactorio. en estos casos los esfuerzos de las losas, debido a las cargas, van a ser mayores que los previstos, ya que el "K" es menor que el considerado en el diseño.

El agua que existe bajo el pavimento puede llegar de las siguientes maneras:

- 1.- Pasando a través de grietas del pavimento.
- 2.- Por las orillas de las losas (juntas).
- 3.- A través de los acotamientos.
- 4.- Por capilaridad.
- 5.- Elevación del nivel de las aguas freáticas.
- 6.- Movimiento a partir del nivel freático (vapor).

Otro factor que ocasiona esfuerzos adicionales a un pavimento es el efecto de las heladas. Debido a que en la República Mexicana no se presenta este problema o es muy reducido, no expondrá en el presente trabajo.

6. Esfuerzos por la falta de continuidad del material de cimentación.

Cuando la superficie de apoyo de una losa deja de tener continuidad - principalmente en sus orillas, la losa, al paso de las cargas tiene que soportarlas trabajando como voladizo, lo que incrementa considerablemente los esfuerzos. Esta falta de continuidad de la superficie de apoyo puede ser debida a deformaciones permanentes de la carga de apoyo (las que a su vez se deben al esfuerzo repetitivo de las cargas) o al fenómeno de "bombeo".

El "bombeo" se define como la expulsión de agua y material de subrasante (o subbase) a través de las juntas o grietas, causada por la deflexión de la losa (debida a cargas) después de que se ha acumulado agua libre bajo la losa.

El paso inicial en el bombeo de suelos es la formación de un espacio vacío bajo la losa donde el agua libre puede acumularse.

Este espacio se forma después de varias repeticiones de carga, puede ser pequeño y discontinuo y es causado por dos factores principalmente.

Primero, las cargas transmitidas al suelo pueden ocasionar un pequeño espacio entre el suelo y el pavimento debido a la deformación plástica del suelo contra los rebotes más elásticos de la losa. Segundo, el alabeo de la losa puede también originar un espacio pequeño bajo la losa.

El siguiente paso es la entrada del agua en el espacio libre bajo la losa. Si el suelo tiene un buen subdrenaje el agua no permanecerá en dicho espacio, pero si el suelo tiene mal subdrenaje, el agua permanecerá y las deflexiones subsecuentes de la losa originarán que el agua sea expulsada. Después de algunas deflexiones de la losa el suelo puede entrar en suspensión con el agua y ser expulsado junto con esta cuando la losa se deflexione.

Después que ha habido una gran cantidad de complicaciones de carga, la acción de bombeo puede continuar hasta que se forma un vacío relativamente grande bajo la losa.

El siguiente paso es la falla de la losa.

La susceptibilidad de los suelos al bombeo varía generalmente con su plasticidad, así por ejemplo las arcillas plásticas son más susceptibles que las arenosas.

Aunque el bombeo es relativamente raro en los aeropuertos, debido al reducido número de repeticiones de carga comparado con el de las carreteras, es muy conveniente prevenirlo desde el diseño, utilizando subbases con granulometrías adecuadas y con buen drenaje. Así mismo, se debe conservar la impermeabilidad de las juntas y en su caso, de grietas, a lo largo de la vida útil del pavimento.

IV. METODOS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS PARA AEROPUERTOS.

La introducción de los concretos de cemento portland presentó el inicio de una revolución industrial en la construcción de pavimentos. La mayoría de las técnicas de diseño de pavimentos rígidos están basadas, al menos en parte, en los esfuerzos teóricos de losas elásticas, modificados por la experiencia y apropiados factores de seguridad. Entre los muchos factores que han contribuido a estas técnicas, las más sobresalientes han sido el desarrollo de métodos analíticos efectuados por Westergaard y la investigación de las propiedades físicas del concreto.

1. Método de la Asociación del Cemento Portland (PCA).

El método de la PCA está basado en los estudios teóricos de esfuerzos y deformaciones de los pavimentos, efectuados por H. M. Westergaard, Gerald Pickett, Gordon K. Ray, Donald M. Burmister y otros.

Los análisis teóricos consideran:

- esfuerzos elásticos de las losas
- la subrasante se comporta como un líquido denso.
- la condición de aplicación de carga para diseño es en el centro de la superficie de la losa ya que considera la PCA que existe una adecuada transferencia de cargas a las losas contiguas.

Además de los estudios teóricos mencionados, el método de la PCA está basado en experiencias empíricas:

- Comportamiento de los pavimentos de los aeropuertos existentes.
- pruebas de cargas en los pavimentos
- pruebas de laboratorio en secciones de pavimento y en modelos.

El método de la PCA recomienda los siguientes factores de seguridad:

<u>Instalación</u>	<u>Factor de Seguridad</u>	
	<u>Para operaciones ocasionales</u>	<u>Para operaciones frecuentes</u>
<u>Áreas críticas:</u>		
Plataformas, calles de rodaje, plataformas de espera, cabece ras de pistas (hasta 1,000' = 300 m del umbral) y pisos de hangares.	1.7	2.0
<u>Áreas no críticas:</u>		
Pistas (porción central) y algunas salidas de alta velocidad.	1.4	1.7

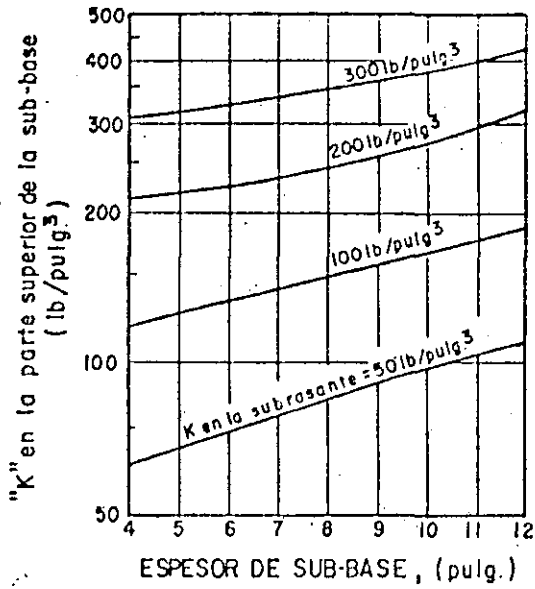


Fig. 82. Efecto del espesor de subbase granular en el valor de K. (PCA. 1973)

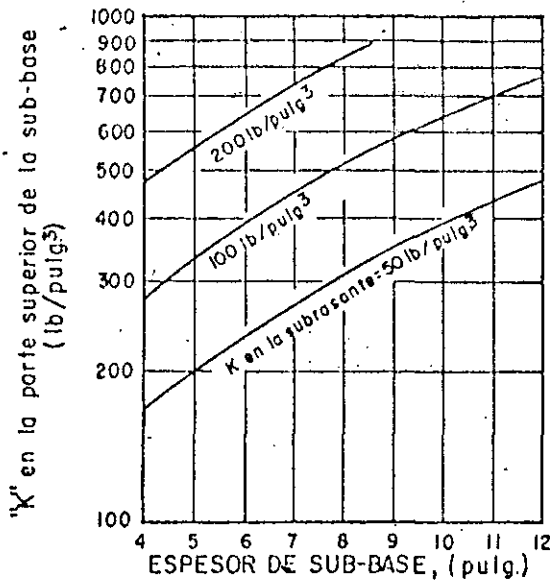


Fig. 83. Efecto del espesor de subbase. Tratada con cemento en el valor de K. (PCA. 1973)

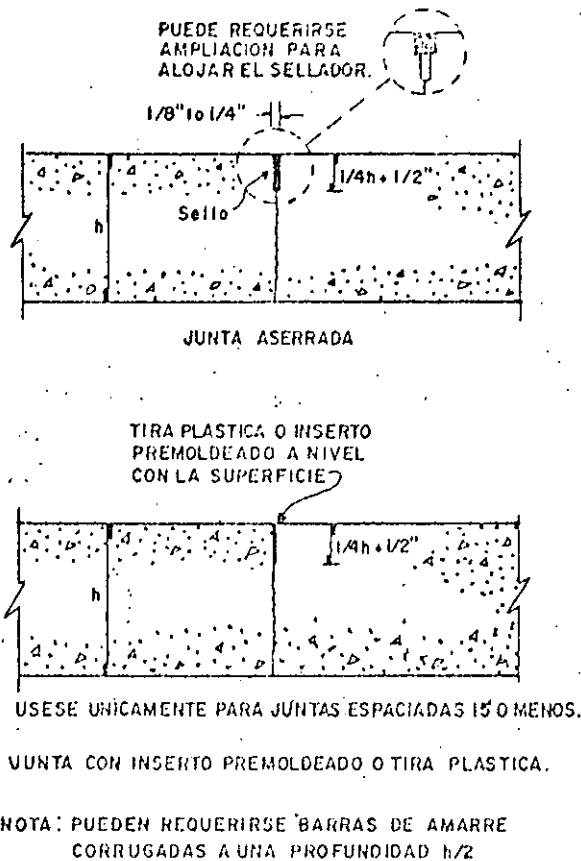
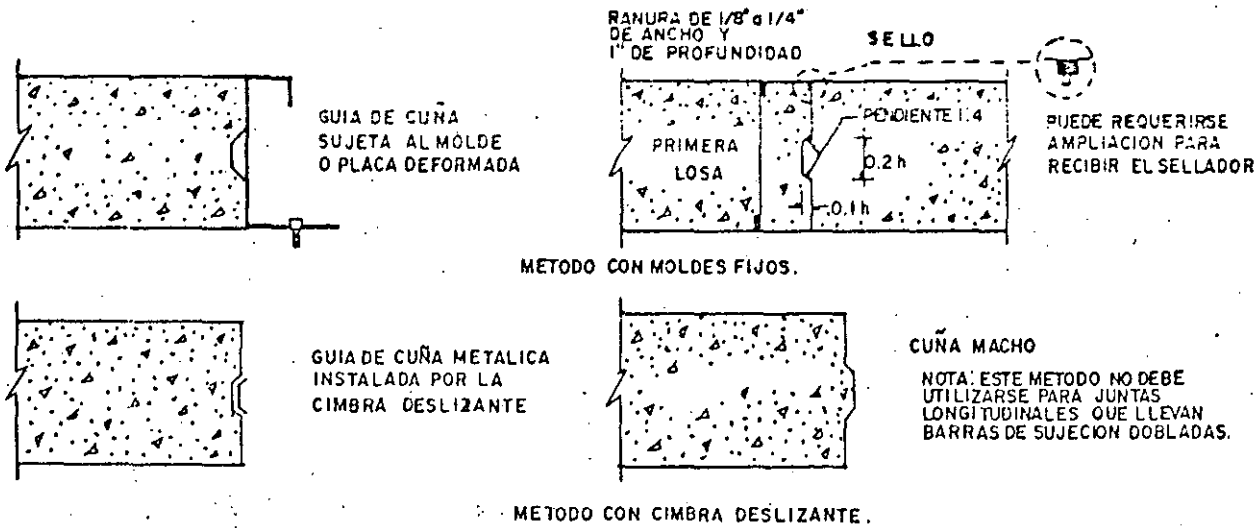


Fig. 84. Juntas longitudinales centrales.
(PCA. 1973)

V. METODO DE LA ADMINISTRACION FEDERAL DE AVIACION, FAA.

Las gráficas de diseño de la FAA para pavimentos rígidos, están basadas en los análisis de Westergaard para carga en la orilla, sin embargo dicho análisis fue modificado para simular una orilla con junta. El método anterior de la FAA estaba basado en el análisis de Westergaard pero con carga en el interior de la superficie de la losa; sin embargo los esfuerzos son mayores en la orilla de la losa con junta que en el interior de su superficie. Las investigaciones y el comportamiento en el campo han mostrado que prácticamente todas las grietas inducidas por cargas se inician en las juntas y progresan hacia el interior de la superficie de las losas fue debido a esto que la FAA cambió las bases de su método de diseño.

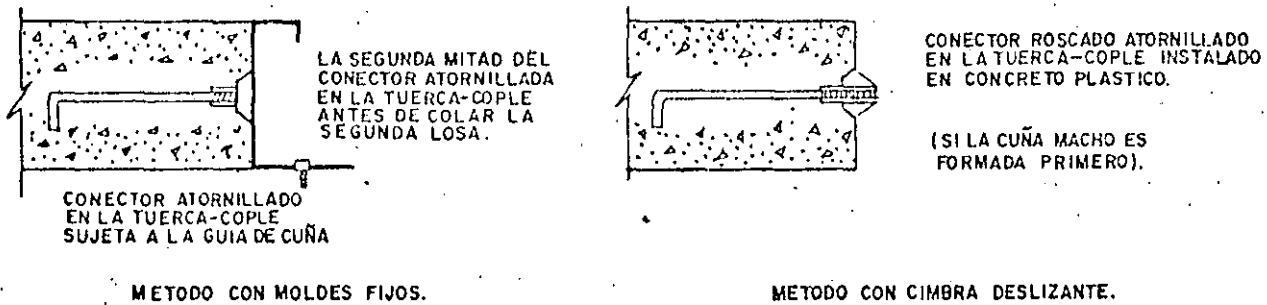
La utilización de las gráficas de diseño de espesores de losa (figs. 97 a 112) requiere el conocimiento de cuatro parámetros de diseño: Resistencia a la flexión del concreto, módulo de reacción de la subrasante, peso total del avión de diseño y número de salidas anuales equivalentes del avión de diseño.



JUNTAS MACHIHEMBRADAS SIN BARRAS DE SUJECION.



JUNTAS MACHIHEMBRADAS CON BARRAS DE SUJECION.

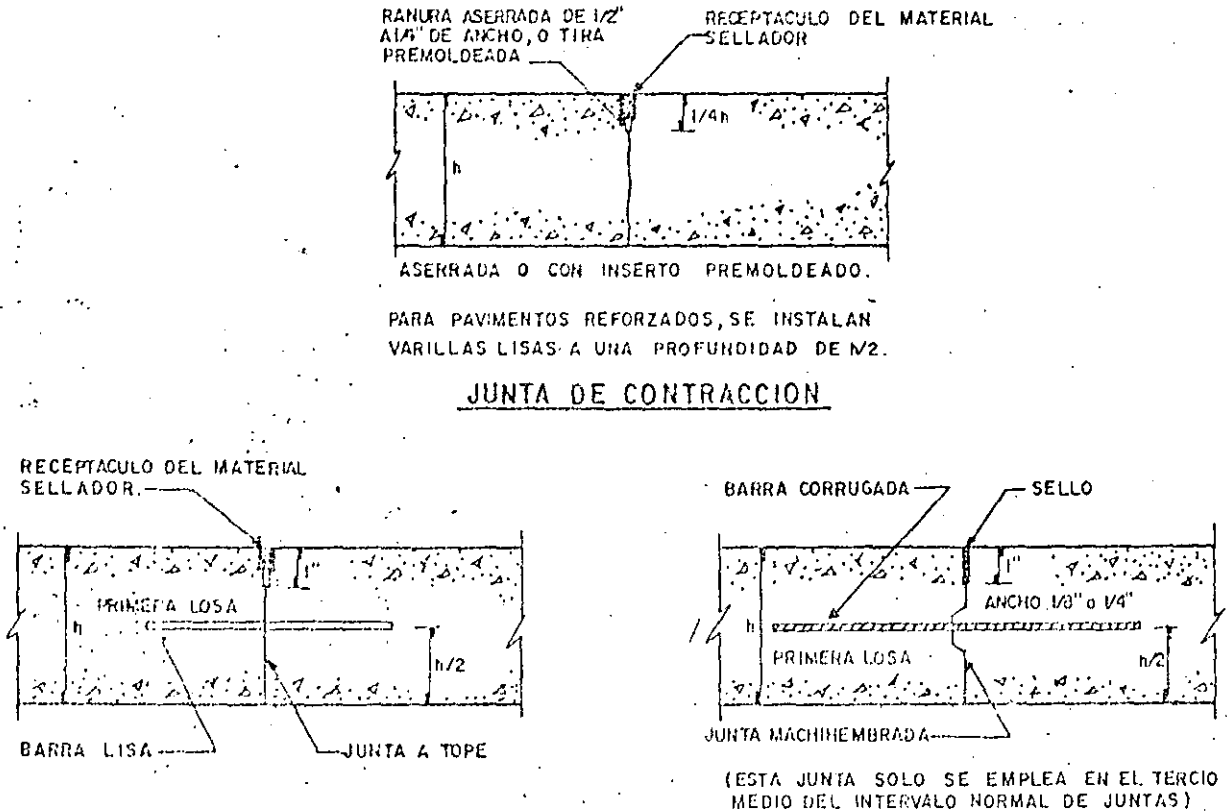


JUNTAS MACHIHEMBRADAS CON CONECTORES DE SUJECION

NOTAS: LAS BARRAS Y CONECTORES DE SUJECION SE EMPLEAN SOLO EN CIERTOS LUGARES.
 - LAS CUÑAS Y LAS BARRAS VAN A UNA PROFUNDIDAD DE 1/2.
 - TODAS LAS DIMENSIONES Y DETALLES SE INDICAN EN LA FIG. SUPERIOR DERECHA

FIG. 85 JUNTAS LONGITUDINALES DE CONSTRUCCION. (PCA. 1973)

FIG. 86 JUNTAS TRANSVERSALES. (PCA. 1973)



JUNTAS DE CONSTRUCCION

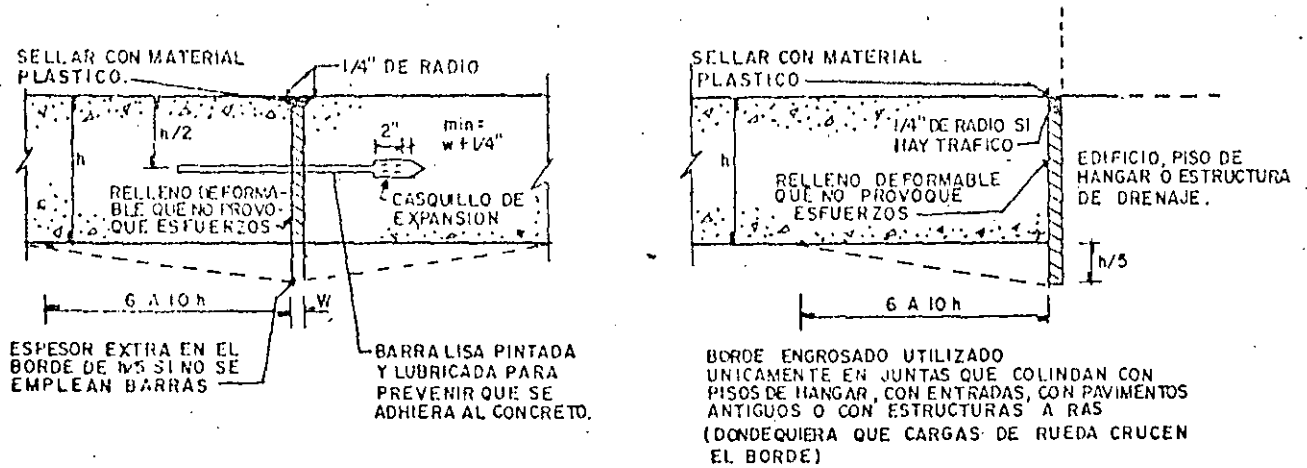
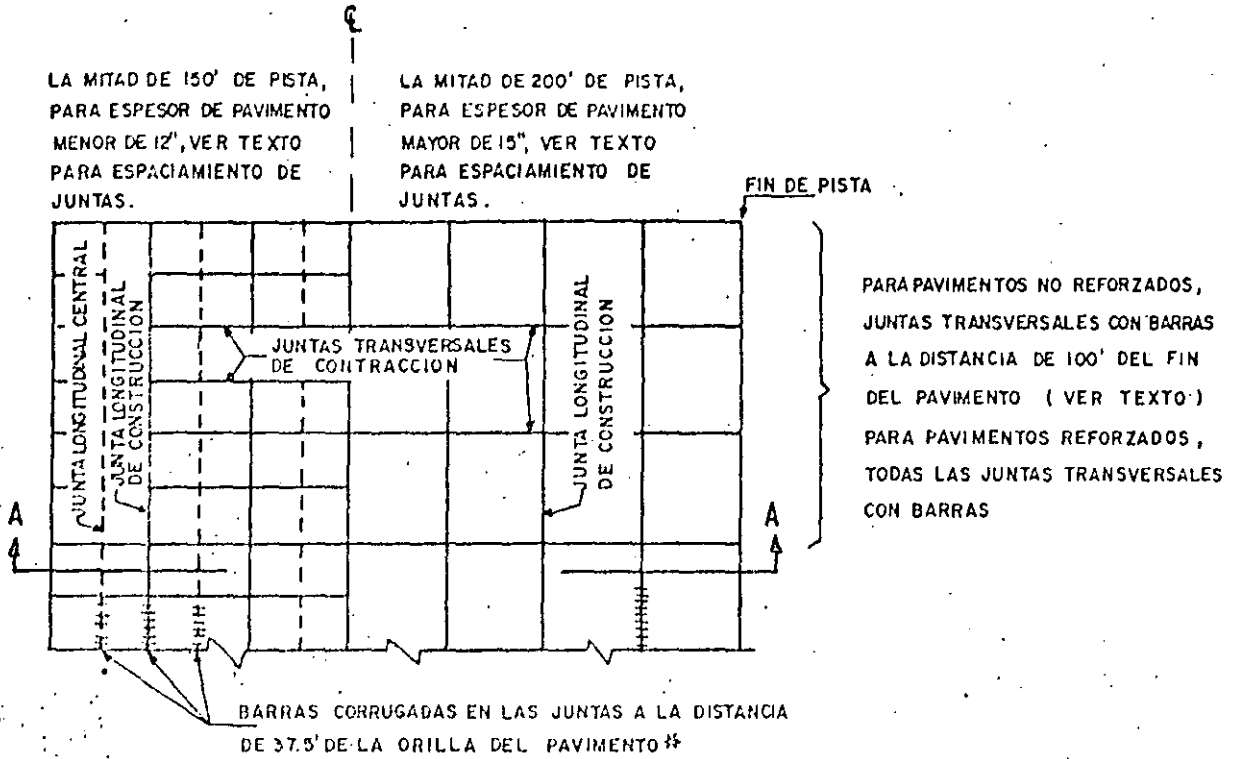
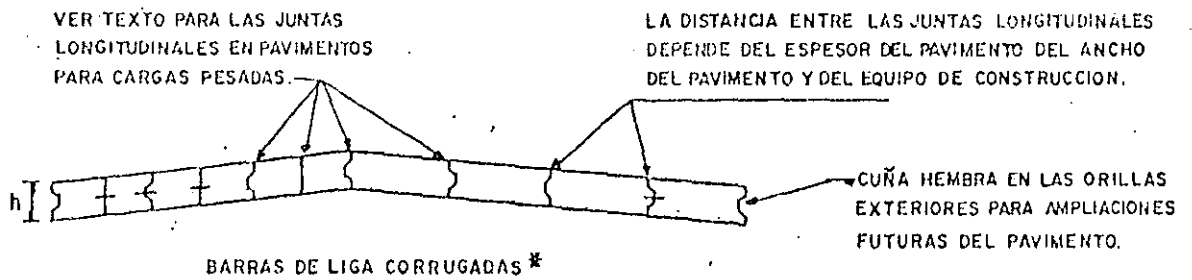


FIG. 87 JUNTAS DE EXPANSION

(PCA. 1973)



Planta

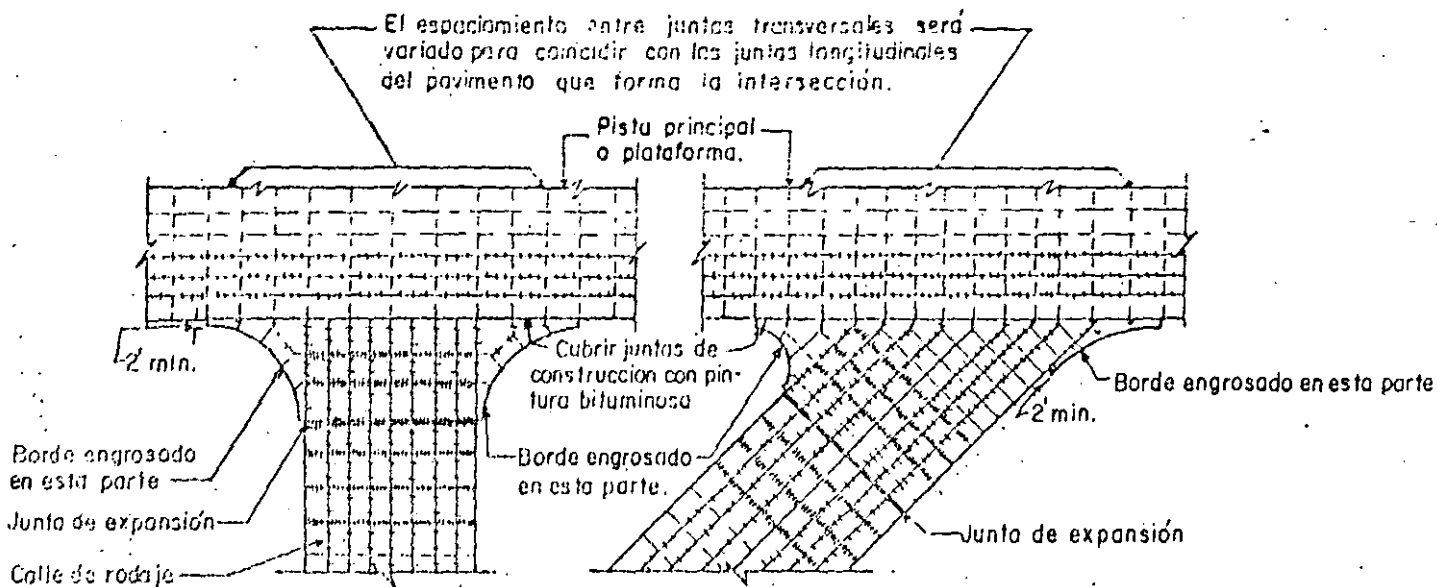


Sección. A-A

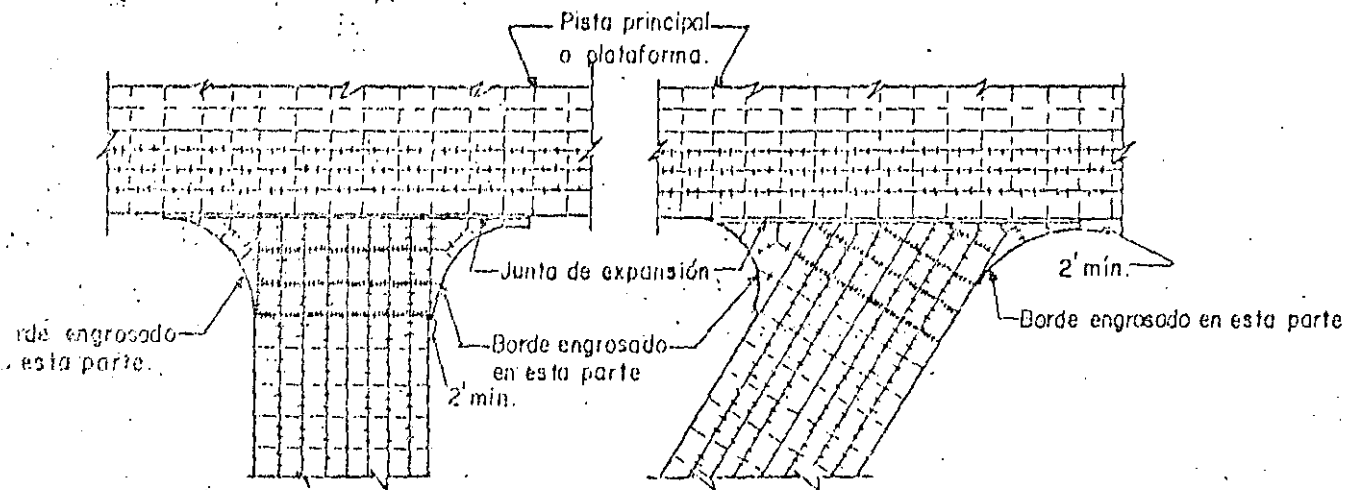
* En calles de rodaje con 75' ó menos de ancho, todas las juntas longitudinales llevan barras de liga corrugados.

FIG. 88 DISPOSICION DE JUNTAS PARA PAVIMENTOS DE AEROPUERTOS.

(P C A 1973)



Disposición empleando juntas de construcción machihembradas sin barras, en la intersección.



Disposición empleando juntas de expansión con borde engrosado sin barras, en la intersección.

Juntas longitudinales con barras a la distancia de 37.5' de la orilla libre del pavimento. Pavimentos no reforzados- Juntas transversales con barras a cada lado de la junta de expansión (Pavimentos reforzados- Todas las juntas transversales con barras).

SIMBOLOGIA.

- | | |
|--------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------|
| ----- JUNTA LONGITUDINAL DE CONSTRUCCION MACHIHEMBRADA | - - - - - JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION. |
| +++++ JUNTA LONGITUDINAL DE CONSTRUCCION MACHIHEMBRADA CON BARRAS DE SUJECION. | -H H H H- JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION CON BARRAS. |
| ----- JUNTA LONGITUDINAL CENTRAL. | +++++ JUNTA TRANSVERSAL DE EXPANSION CON BARRAS. |
| +++++ JUNTA LONGITUDINAL CENTRAL CON BARRAS DE SUJECION. | ===== JUNTA DE EXPANSION CON BORDE ENGROSADO EN LA INTERSECCION. |

NOTA: Para condiciones que requieran barras, juntas de expansión y bordes engrosados, ver texto.

FIG. 89 PLANTAS TÍPICAS PARA JUNTAS EN INTERSECCIONES DE PISTAS, RODAJES Y PLATAFORMAS. (PCA. 1973)

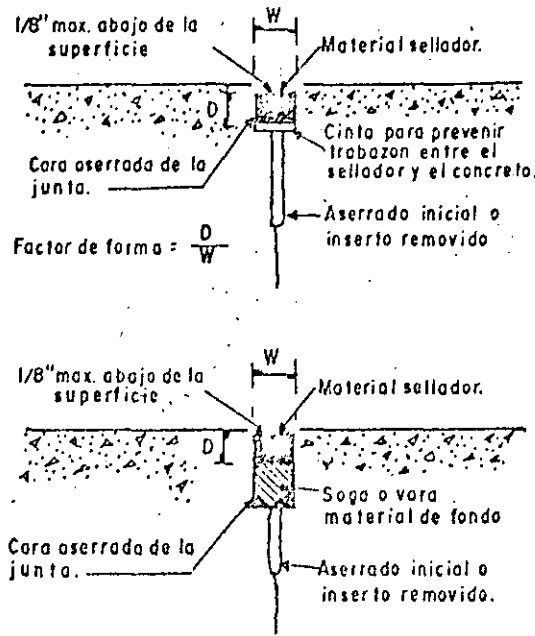


Fig. 90. Receptáculo del material sellador y factor de forma. (PCA. 1973)

ESPACIA- MIENTO DE JUNTAS (pulg.)	FORMA DEL RECEPTACULO	
	(pulg.)	PROFUNDIDAD (pulg.)
20	1/4	1/2 mínimo
25	3/8	1/2 mínimo
30	3/8	1/2 mínimo
40	1/2	1/2 mínimo
50	5/8	5/8
60	3/4	3/4

Tabla 14. Ancho de junta y profundidad para sellador líquido. (PCA. 1973)

ESPACIAMIENTO DE JUNTAS (Pies)	ANCHO DE JUNTA (Pulg.)	ANCHO DE SELLADOR (Pulg.)
25 o menos	1/4	9/16
30	3/8	13/16
50	1/2	1
70	3/4	1-1/2

Tabla 15. Ancho de Junta y ancho de Sello para sellador premoldeado. (PCA. 1973)

TAMARO	PESO lb/pie	DIMENSIONES NOMINALES-SECCION CIRCULAR		
		DIAMETRO (Pulg)	AREA (Pulg)	PERIMETRO (Pulg)
# 3	.376	.375	.11	1.178
4	.668	.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	3.990
11	5.313	1.410	1.56	4.430

Tabla 16. Especificaciones de varillas de Refuerzo (ASTM)* (PCA. 1973)

* Cortesía del Concreto Reinforcing Steel Institute..

Tabla 17. Tamaño y espaciamento de barras lisas.
(PCA. 1973)

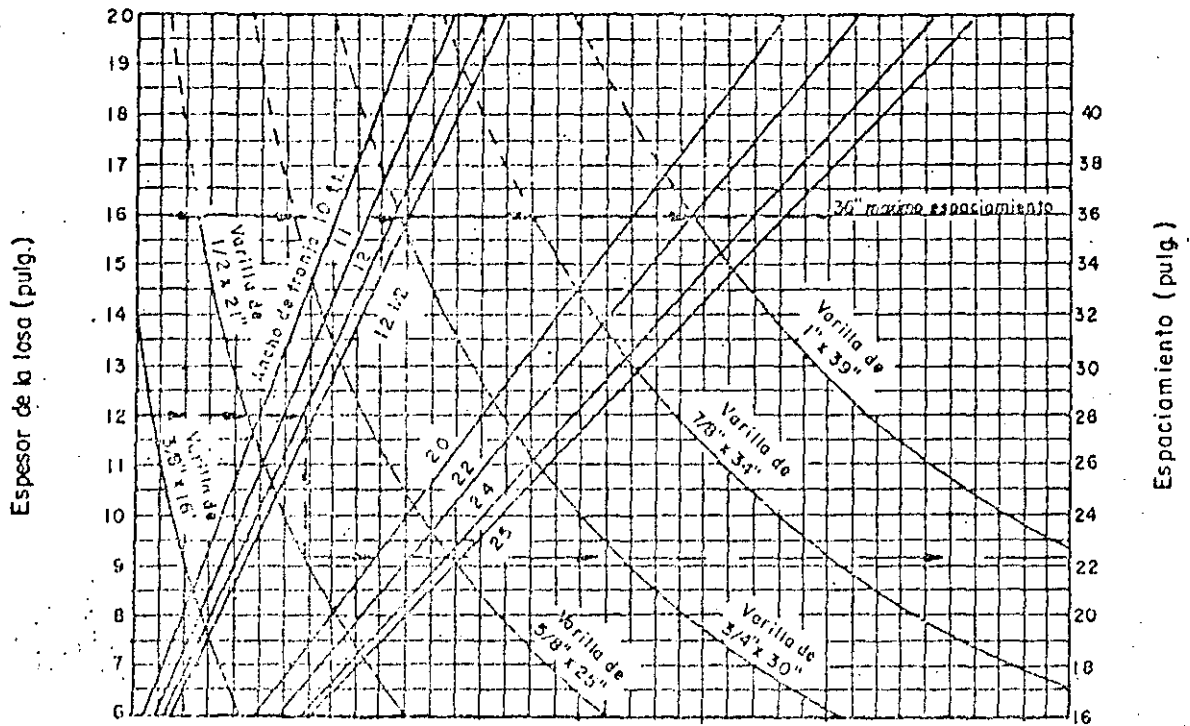
ESPESOR DE LOSA (Pulg.)	DIAMETRO DE BARRA (Pulg.)	LONGITUD DE BARRA* (Pulg.)	ESPACIAMIENTO DE BARRAS C a C (Pulg.)
5-6	3/4	16	12
7-8	1	18	12
9-11	1-1/4	18	12
12-16	1-1/2	20	15
17-20	1-3/4	22	18
21-25	2	24	18

* Asignación hecha para juntas abiertas y errores menores en el colado de las barras.

Cuando las cargas de los aviones son aplicadas a una orilla de losa con junta, el ángulo de la pierna del tren de aterrizaje en relación con la orilla, tiene influencia en la magnitud de los esfuerzos de la losa. Las Figs. 97 y 98, para tren de ruedas simples y dobles respectivamente, consideran el tren colocado paralelo a la junta, que es cuando se producen los esfuerzos máximos en la losa. Las Figs. 99 a 105 consideran los trenes en doble tandem también paralelos a la junta; sin embargo en esa posición no se producen los máximos esfuerzos. Si se localiza el tren en doble tandem formando un ángulo agudo con la junta, se pueden producir los esfuerzos máximos en la losa; para considerar esta situación la FAA ha preparado las gráficas de las figs. 106 a 112, las cuales pueden ser utilizadas para diseñar pavimentos en áreas donde los aviones no van a cruzar perpendicularmente las juntas del pavimento y cuando dichos cruces se efectúen a bajas velocidades, como en plataformas de espera, cabeceras de pista, intersecciones de pistas con calles de rodaje, plataformas, etc.

El módulo de reacción "k" de la subrasante se determina por medio de la prueba de placa estática no repetitiva sobre la subrasante. En caso de que no se pueda efectuar la prueba de placa, la FAA recomienda el uso de la tabla 19 que da valores de "k" en forma aproximada y que deben ser aplicados con criterio ingenieril. La FAA agrega que "afortunadamente los pavimentos rígidos no son demasiado sensibles a los valores de "k" y un error en el valor estimado puede no tener un gran impacto en el espesor del pavimento rígido".

El incremento probable en el valor de 'k' debido a la subbase se indica en las figs. 95 y 96. La FAA indica que dichos valores deben ser considerados sólo como guía y pueden ser ajustados por la experiencia local.



Diámetro, Longitud y espaciamiento de barras de sujeción

Carta de diseño para barras de sujeción (varilla corrugada)

Fig. 91. (PCA. 1973)

La FAA estipula que es necesario proveer subbases estabilizadas para pavimentos rígidos nuevos que vayan a soportar aviones con peso superior a 100,000 lb (45,500 kg). El análisis de tránsito para determinar el avión de diseño y el número de salidas equivalentes anuales, es igual al indicado para pavimentos flexibles, método FAA, en el inciso

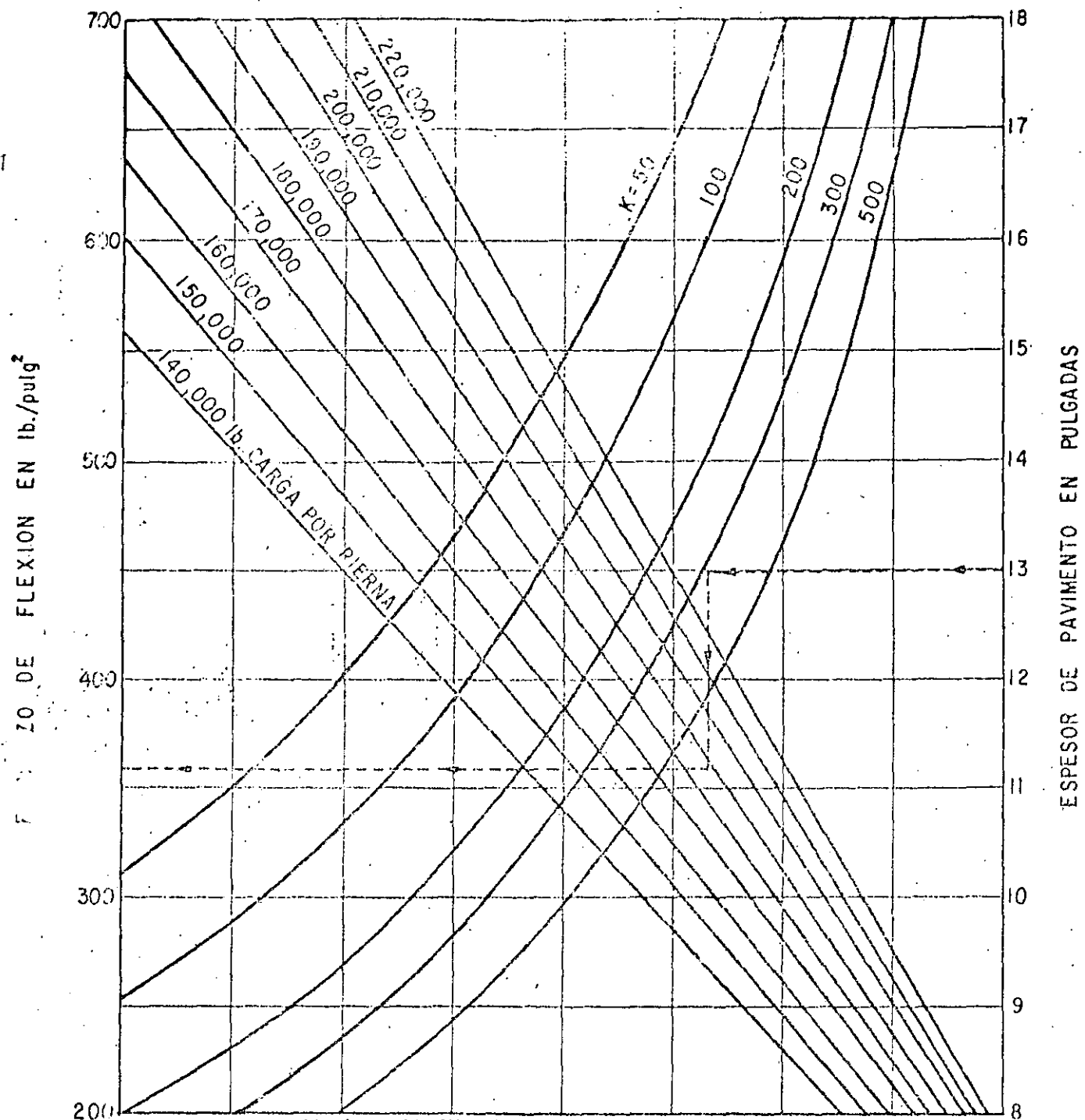
Las gráficas de las figs. 97 a 112 se utilizan para determinar el espesor de losa en áreas críticas. Los espesores en áreas no críticas y en orillas se determinan de acuerdo a lo indicado en la fig. 112.

DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS PARA AEROPUERTOS
 Recomendaciones de la PCA para espaciamiento de juntas.

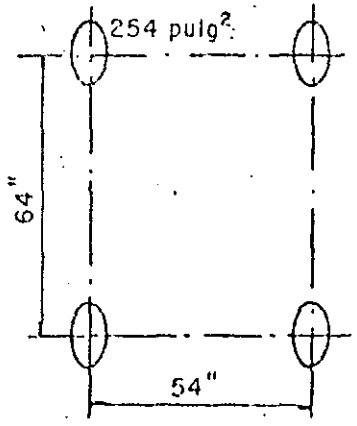
Juntas	Espesor de losa pulg (cm)	Tráfico	Espaciamiento de juntas
Longitudinales	< 12 pulg (30 cm)	_____	< 12.5 pies (3.80 m)
	12 a 15 pulg (30 a 38 cm)	canalizado	
	12 a 15 pulg (30 a 38 cm)	no canalizado	Puede ser mayor de 12.5 pies (3.80 m) pero no debe exceder la dada para juntas de contracción
	> 15 pulg (38 cm)	_____	
de contracción	_____	_____	$\left(\begin{array}{l} \text{separación de} \\ \text{juntas, en pies} \end{array} \right) \leq 2 \left(\begin{array}{l} \text{espesor de} \\ \text{losa, en pulg} \end{array} \right)$
de construcción			Cada vez que se interrumpa el colado por más de 30 minutos

— Se recomienda que las losas sean cuadradas, pues se ha observado que cuando son alargadas, estas se agrietan para formar losas más pequeñas de dimensiones iguales

Tabla 18



AREA DE CONTACTO
POR LLANTA =



McDONNELL - DOUGLAS DC-10

CARTA DE DISEÑO ESPECIAL
PARA

PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS

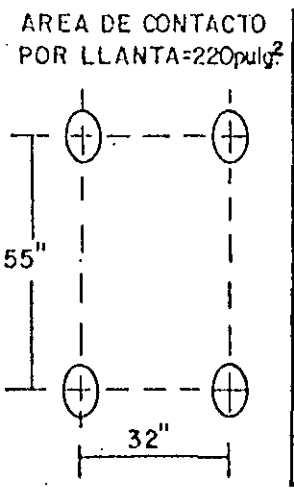
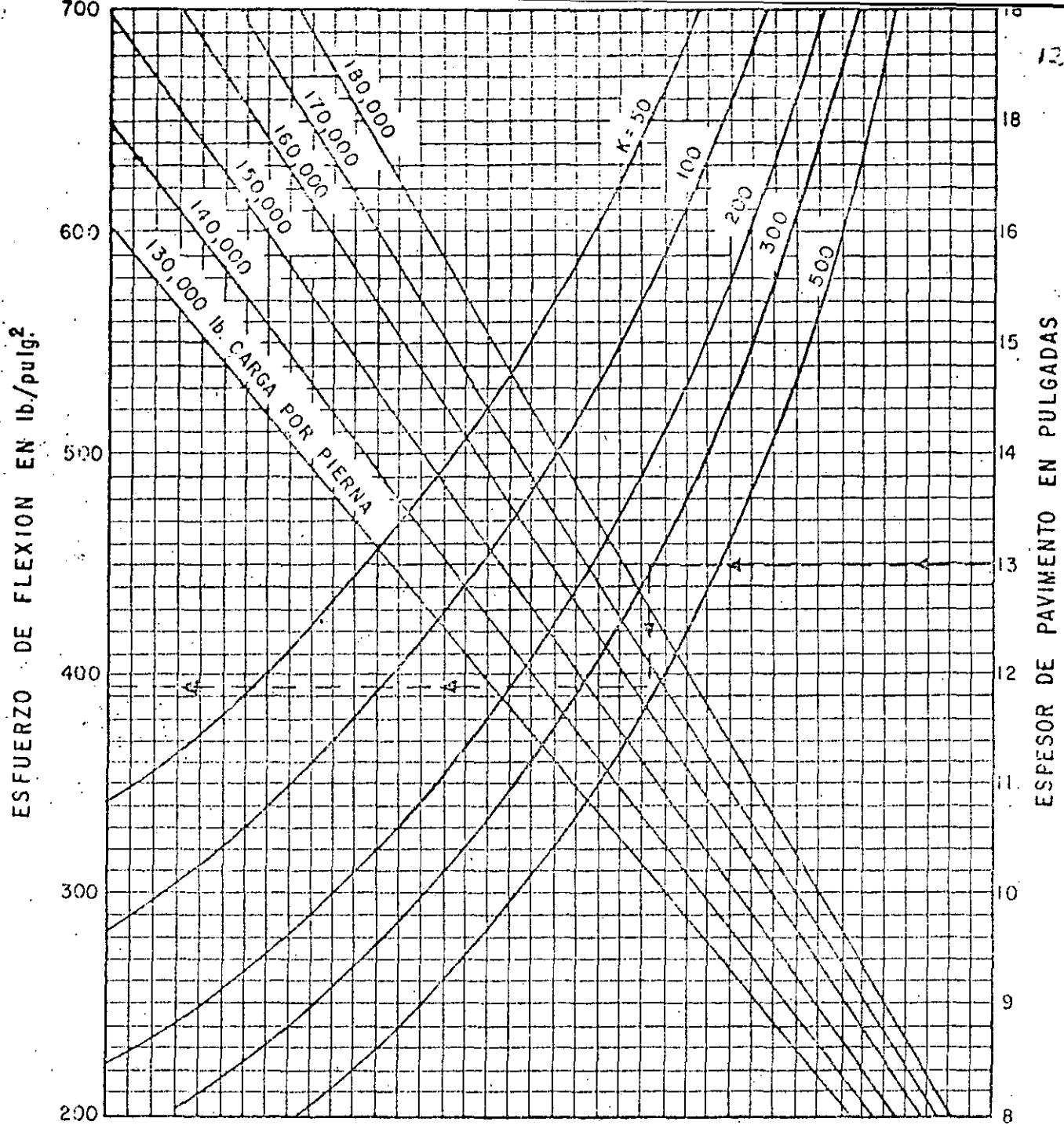
(Basado en el Programa de Computadora
PD1LB)

Tren de aterrizaje principal en doble
tandem.

ASOCIACION DEL CEMENTO PORTALND 1973

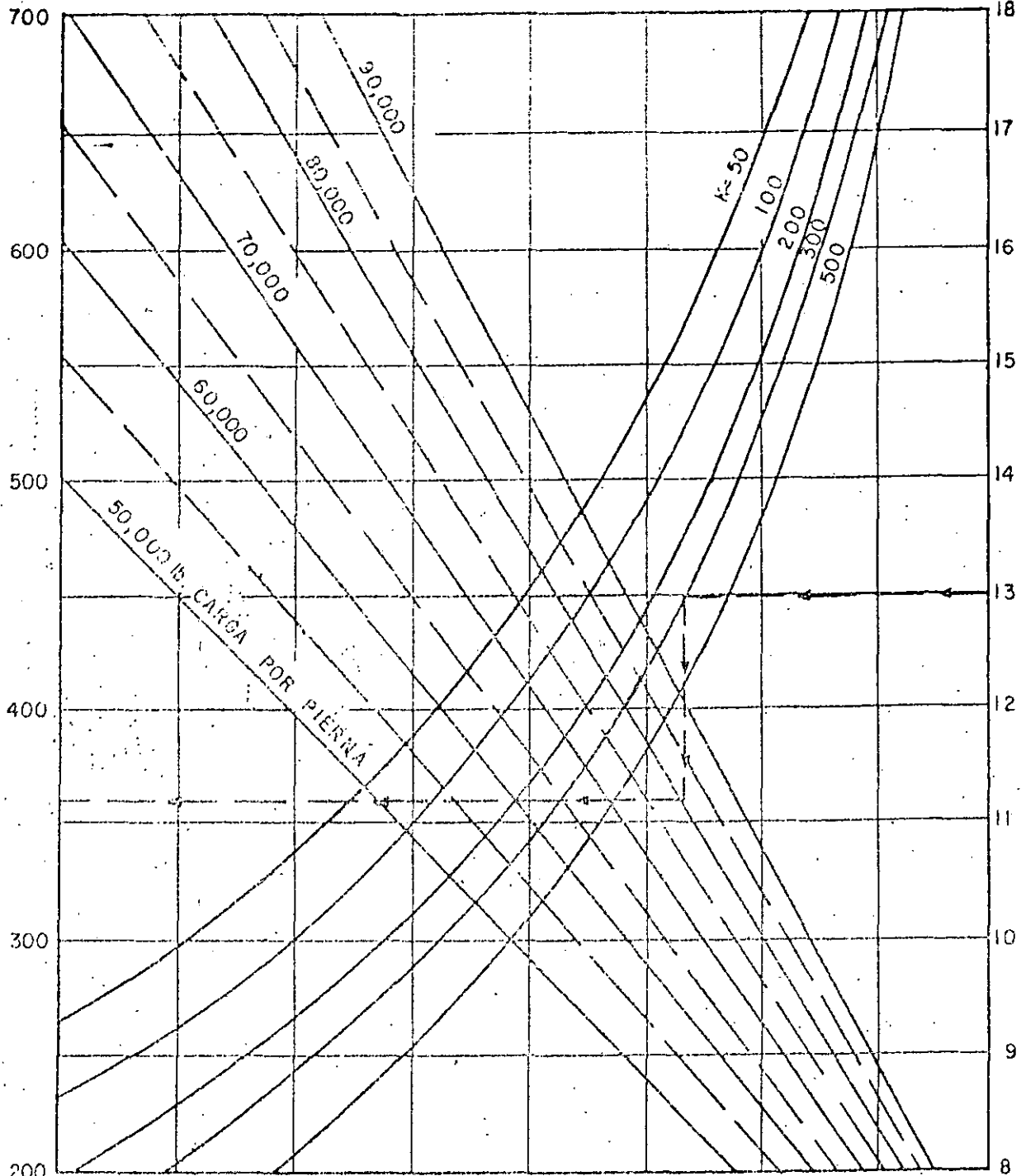
FIG. 92

Esta gráf ca está diseñada para ser usada por personal profesional capaz de evaluar los alcances y limitaciones de su contenido y quien aceptará responsabilidad por la aplicación del material que contiene. La asociación de Cemento Portland no se hace responsable por cualquier otro uso que se le dé a los procedimientos o principios aquí establecidos.

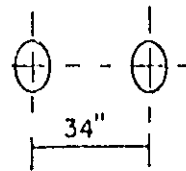


Mc.DONNELL - DOUGLAS DC-8
(MODELOS 62, 63)
**CARTA DE DISEÑO ESPECIAL
PARA
PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS**
(BASADO EN EL PROGRAMA DE COMPUTADORA PDILB)
TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL EN DOBLE TANDEM
FIG. 93
ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

Esta gráfica está destinada para ser usada por personal profesional capaz de evaluar los alcances y limitaciones de su contenido y quien aceptará responsabilidad por la aplicación del material que contiene. La Asociación del Cemento Portland no se hace responsable por cualquier otro uso que se le dé a los procedimientos o principios aquí establecidos.



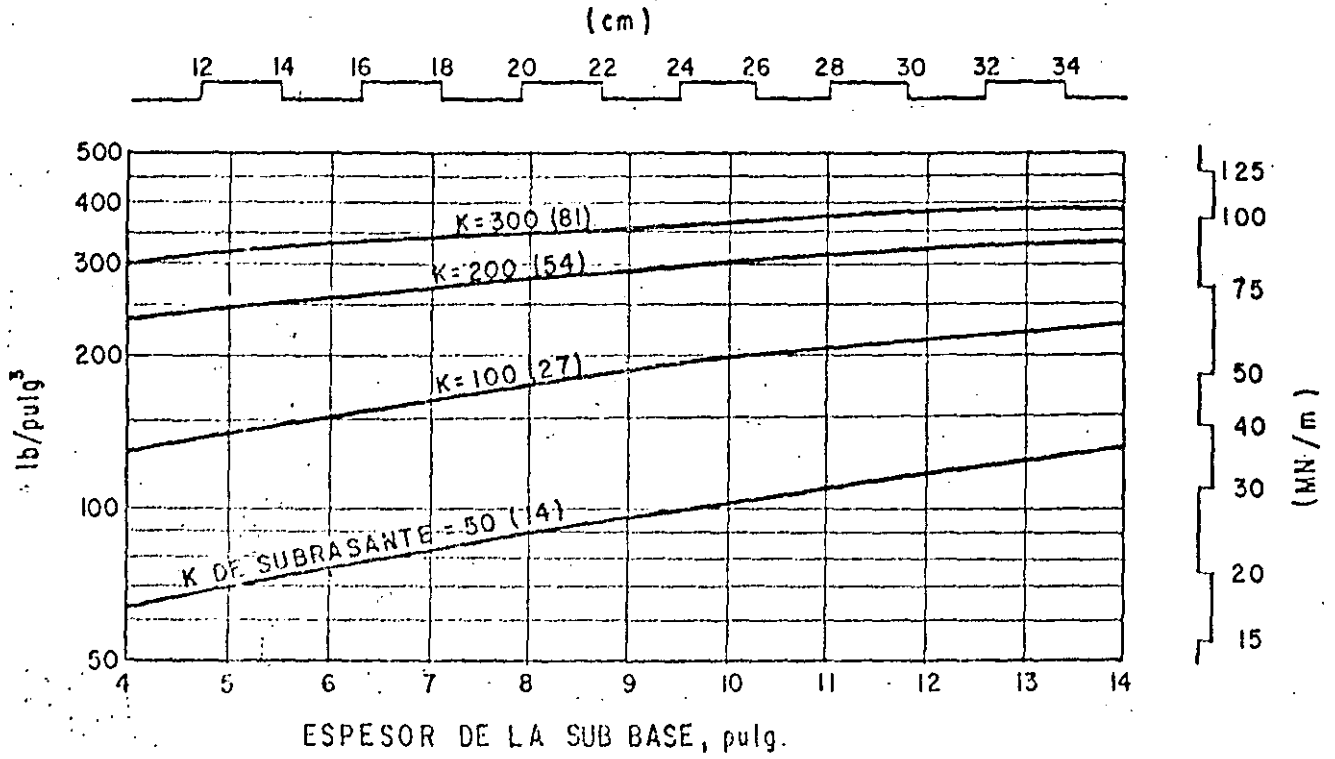
AREA DE CONTACTO
POR LLANTA=237 pulg.²



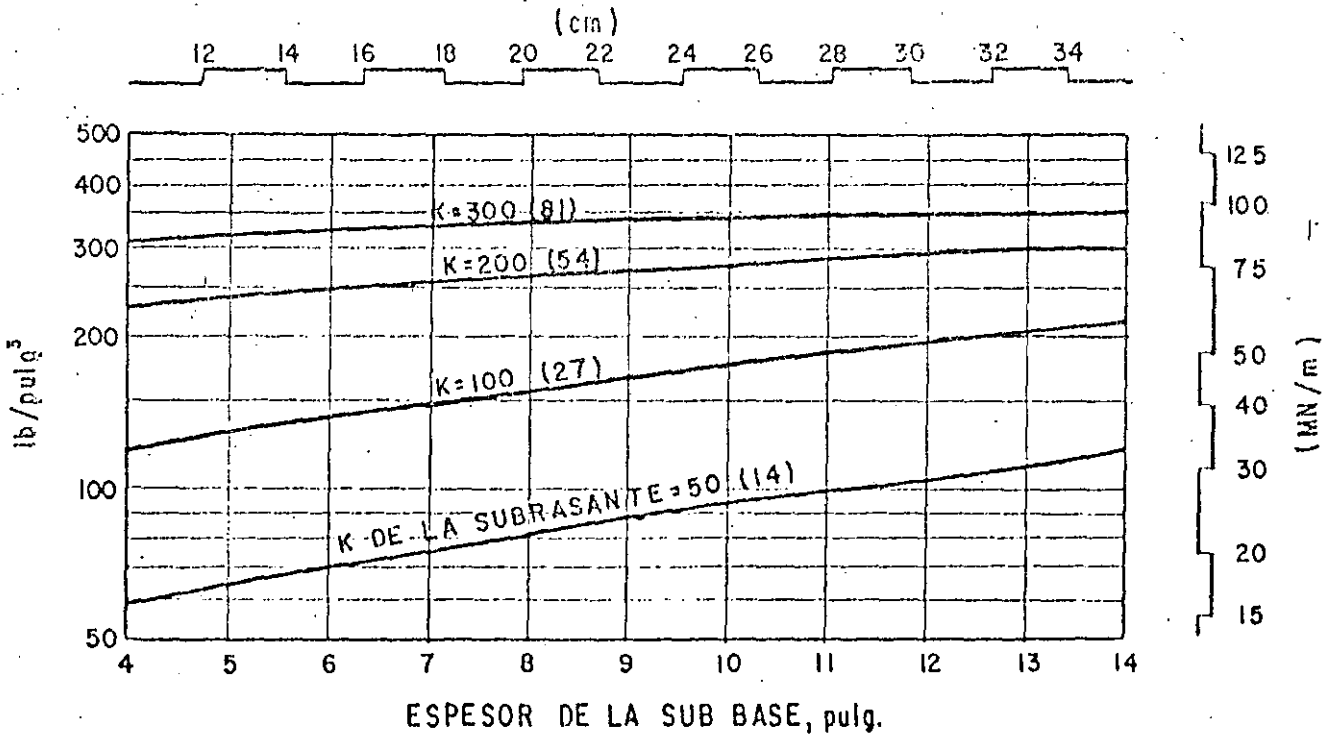
BOEING 727
CARTA DE DISEÑO ESPECIAL
PARA
PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS
(BASADO EN EL PROGRAMA DE COMPUTADORA
PDILB)
TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL RUEDAS DOBLES
FIG. 94
ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

Esta gráfica está destinada para ser usada por personal profesional capaz de evaluar los alcances y limitaciones de su contenido y quien aceptará responsabilidad por la aplicación del material que contiene. La Asociación del Cemento Portland no se hace responsable por cualquier otro uso que se le dé a los procedimientos o principios aquí establecidos.

MODULO DE REACCION "K" EFECTIVO EN LA PARTE SUPERIOR DE LA SUB-BASE



AGREGADO TRITURADO BIEN GRADUADO.

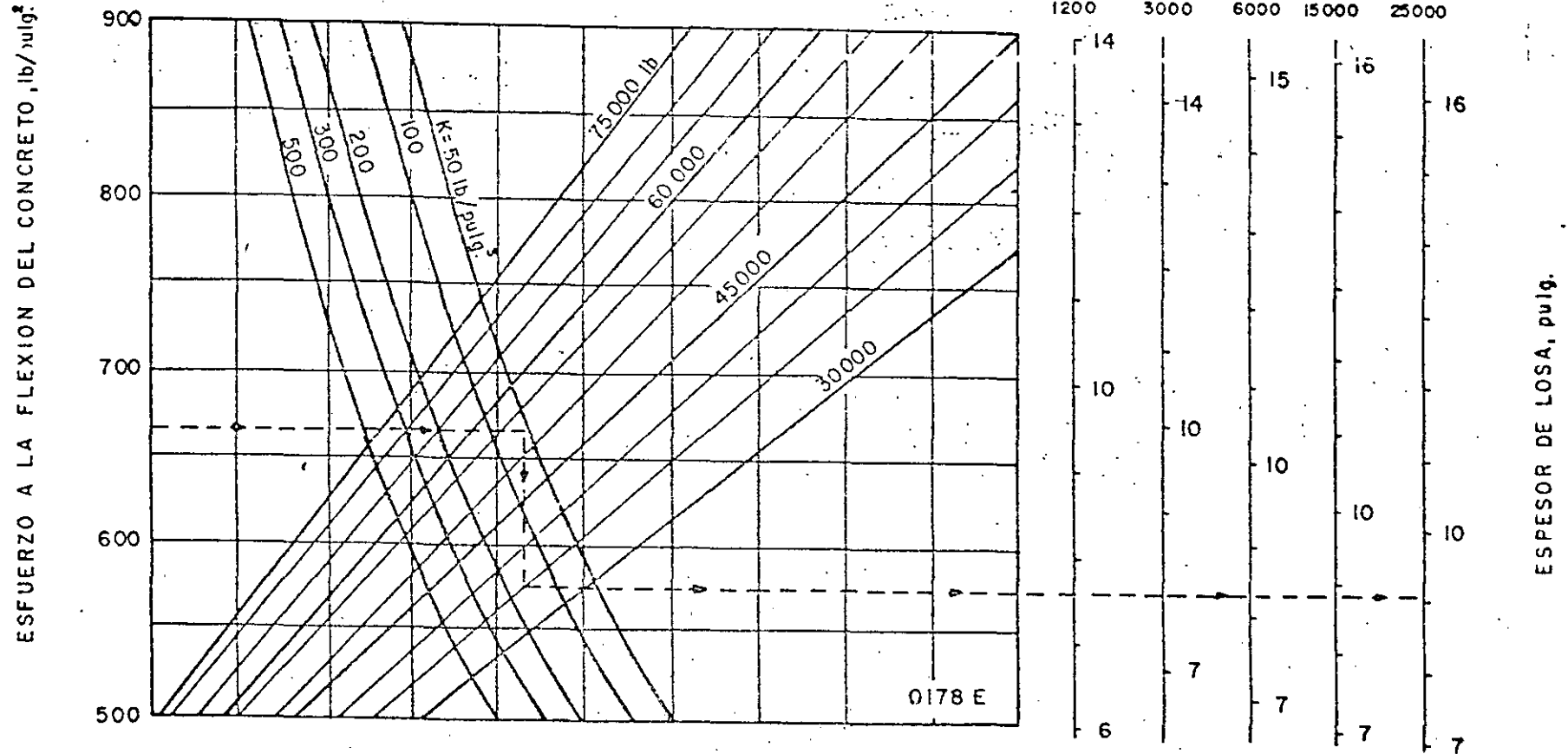


GRAVA Y ARENA DE BANCO SIN CRIBAR

EFFECTO DE LA SUB-BASE EN EL MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE

FIG. 95

(FAA-1978)



NOTA:

1 pulg. = 2.54 cm

1 lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²

1 lb = 0.454 kg.

1 lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

FIG. 97 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-TREN DE RUEDA SIMPLE.

(FAA-1978)

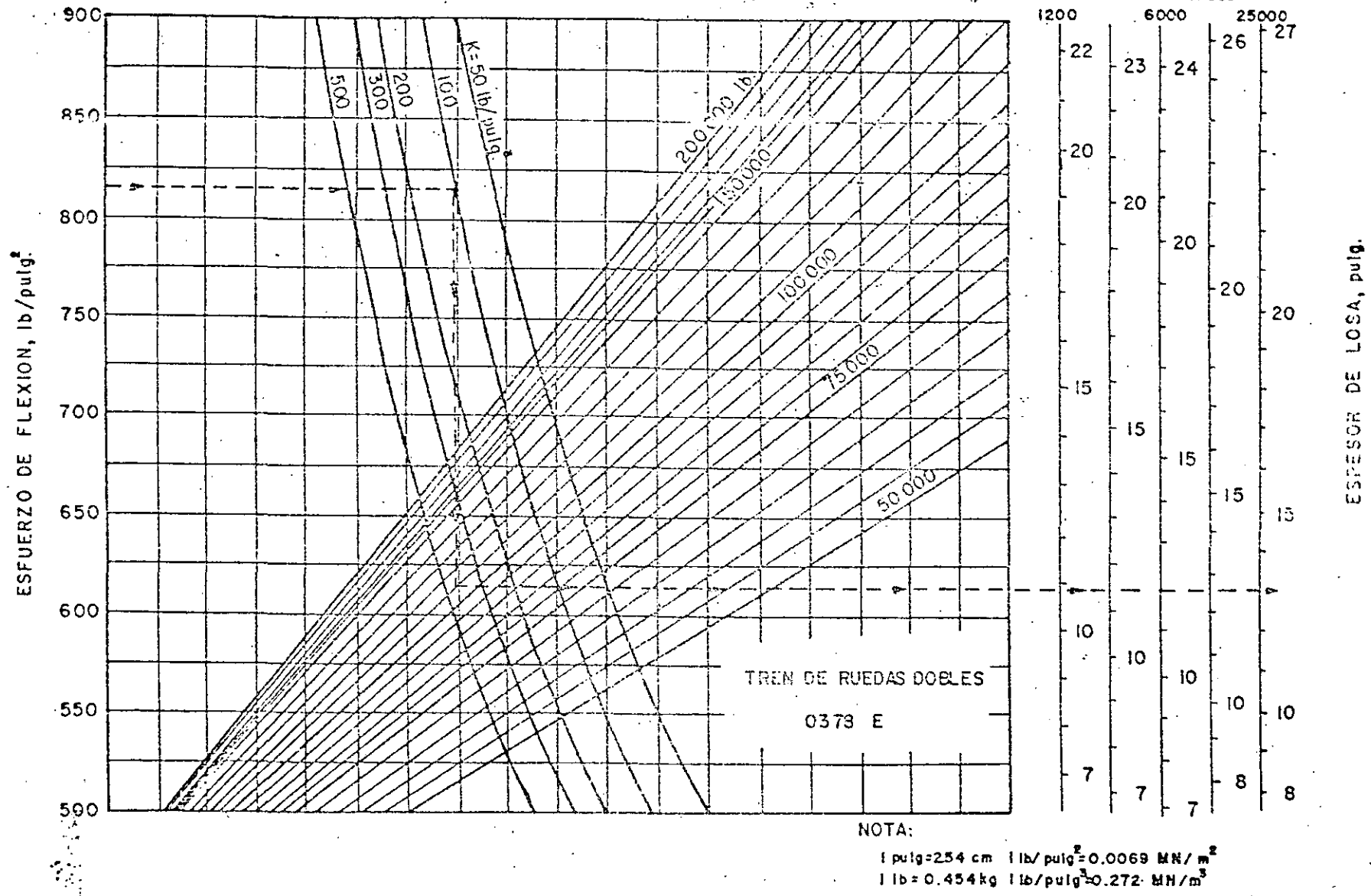
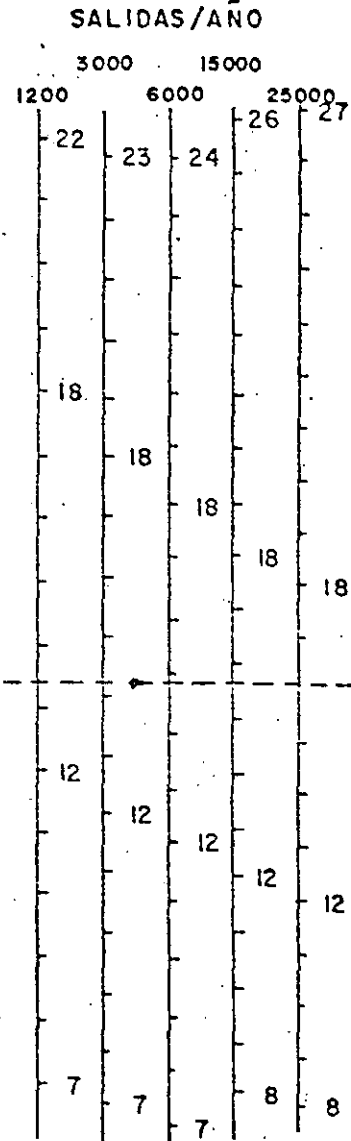
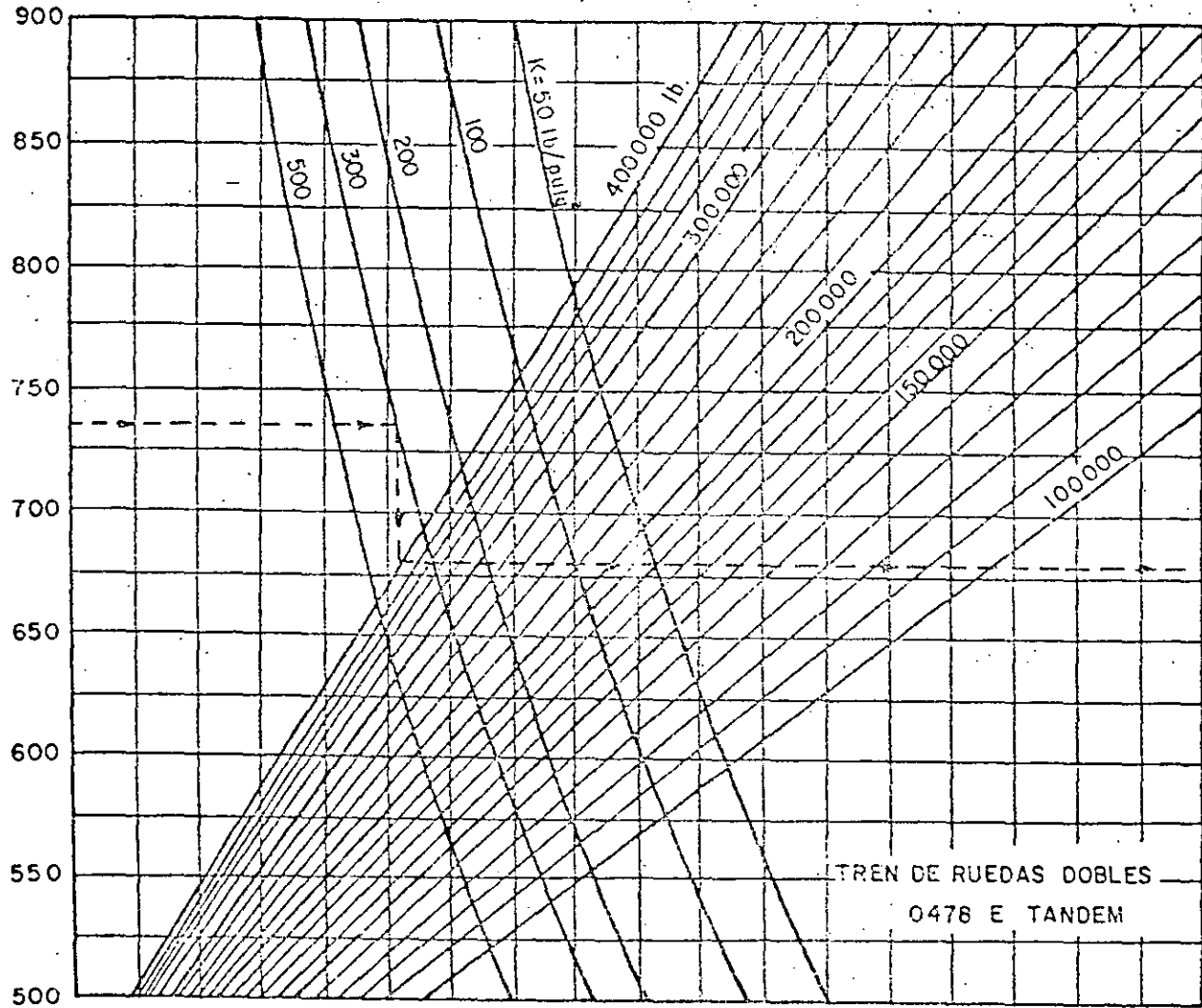


FIG. 98 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-TREN RUEDAS DOBLES.

(FAA-1978)

ESFUERZO DE FLEXION, lb/pulg.²



NOTA:

1 pulg = 2.54 cm 1 lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²
1 lb = 0.454 kg 1 lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

FIG. 99 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO - TREN DE RUEDAS DOBLE-TANDEM.

(FAA-1978)

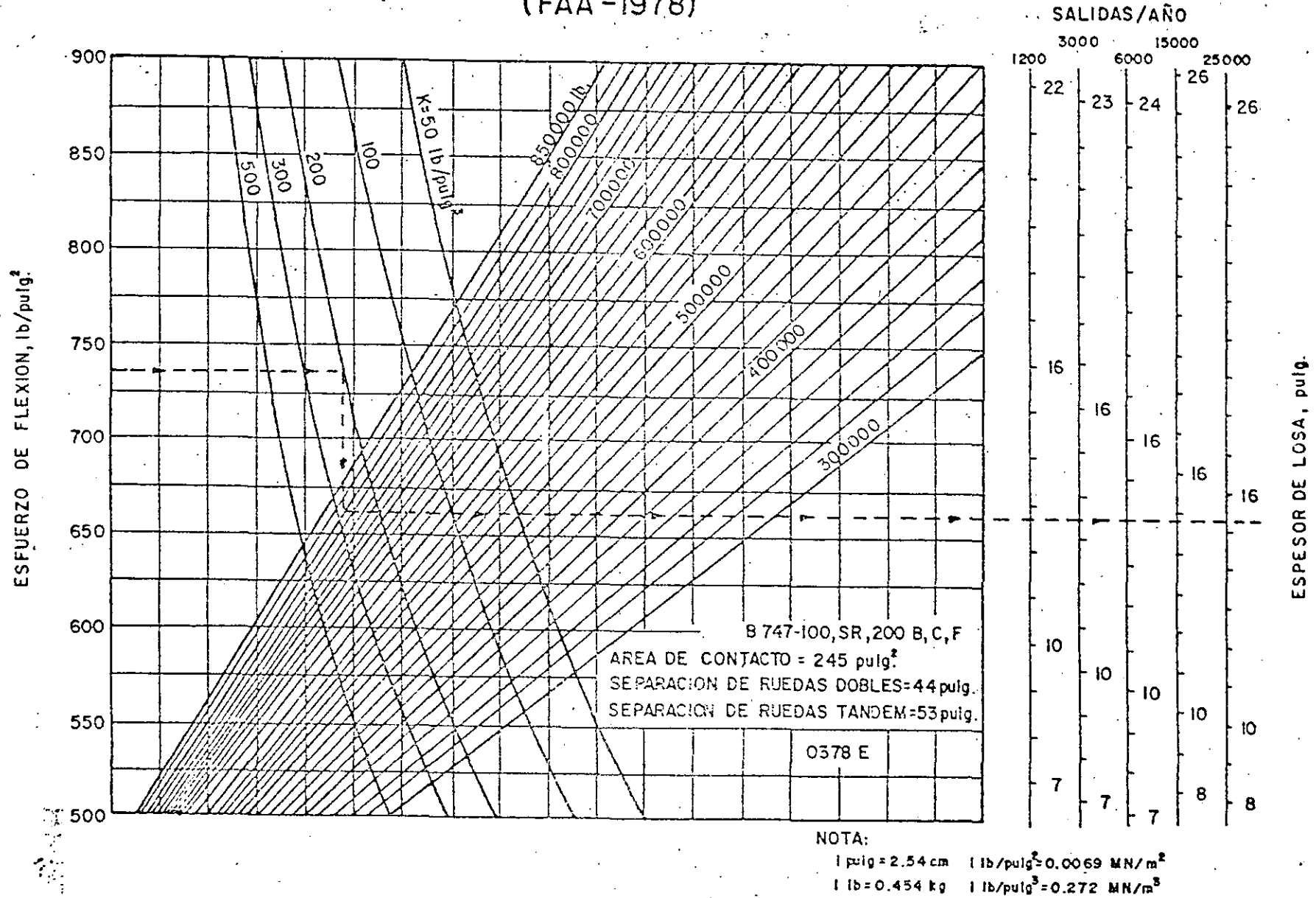


FIG. 100 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO, B-747-100, SR, 200 B, C, F

(FAA-1978)

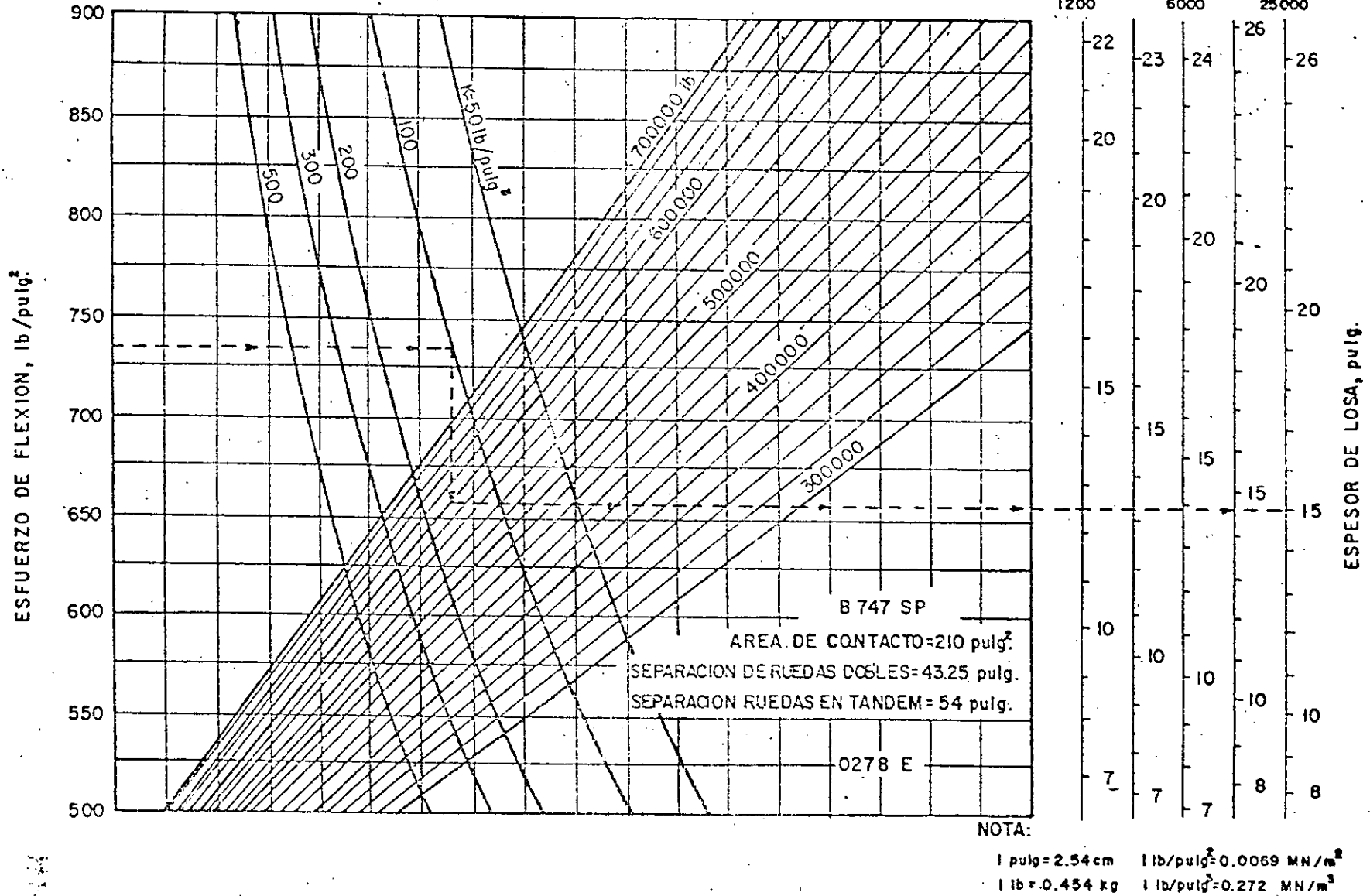
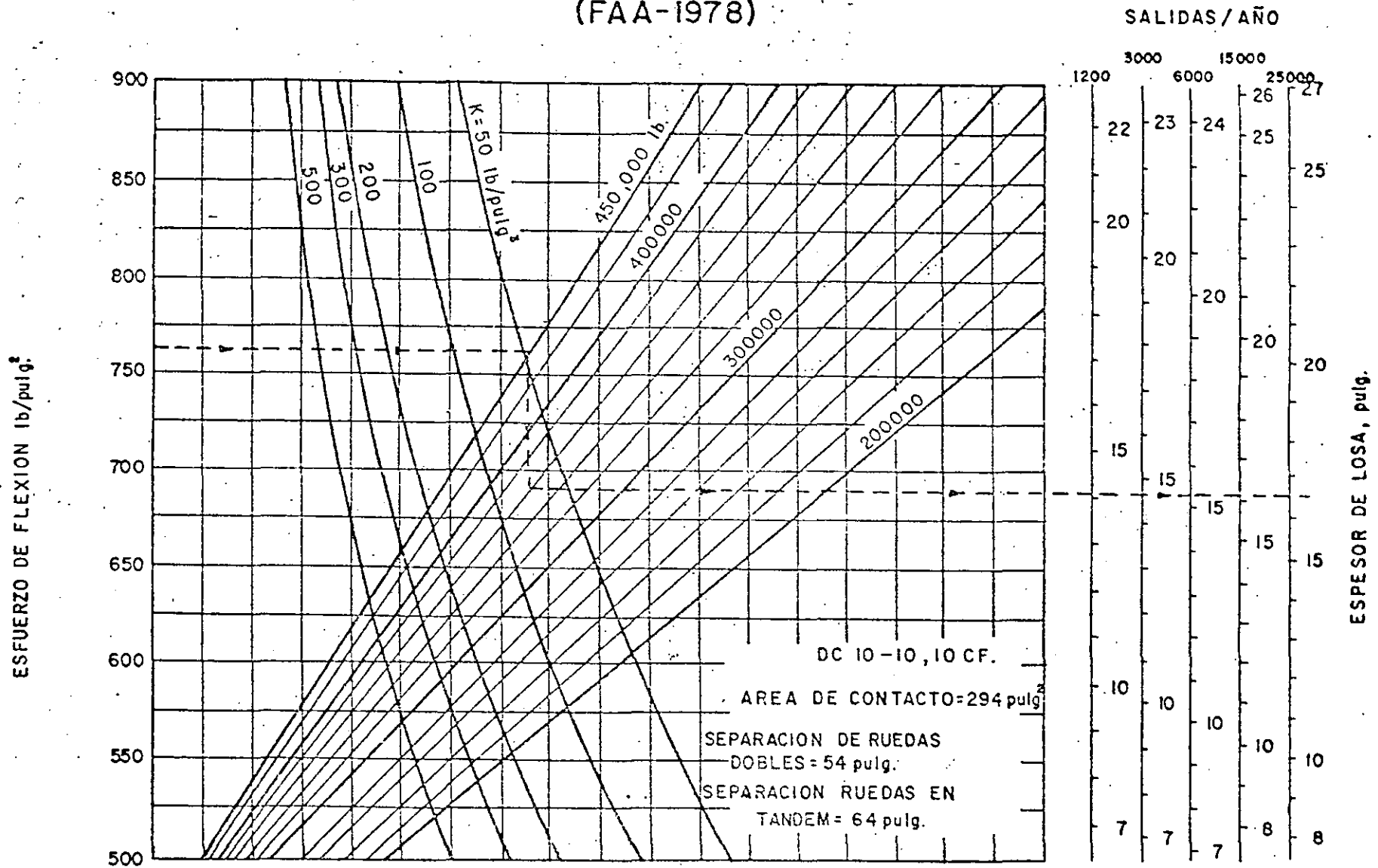


FIG. 101 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO - AVION B-747 - SP

(FAA-1978)



NOTA:

1 pulg. = 2.54 cm. 1 lb/pulg² = 0.0069 MN/m²

1 lb = 0.454 Kg. 1 lb/pulg³ = 0.272 MN/m³

FIG. 102 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO. AVIONES DC 10-10, 10CF.

(FAA-1978)

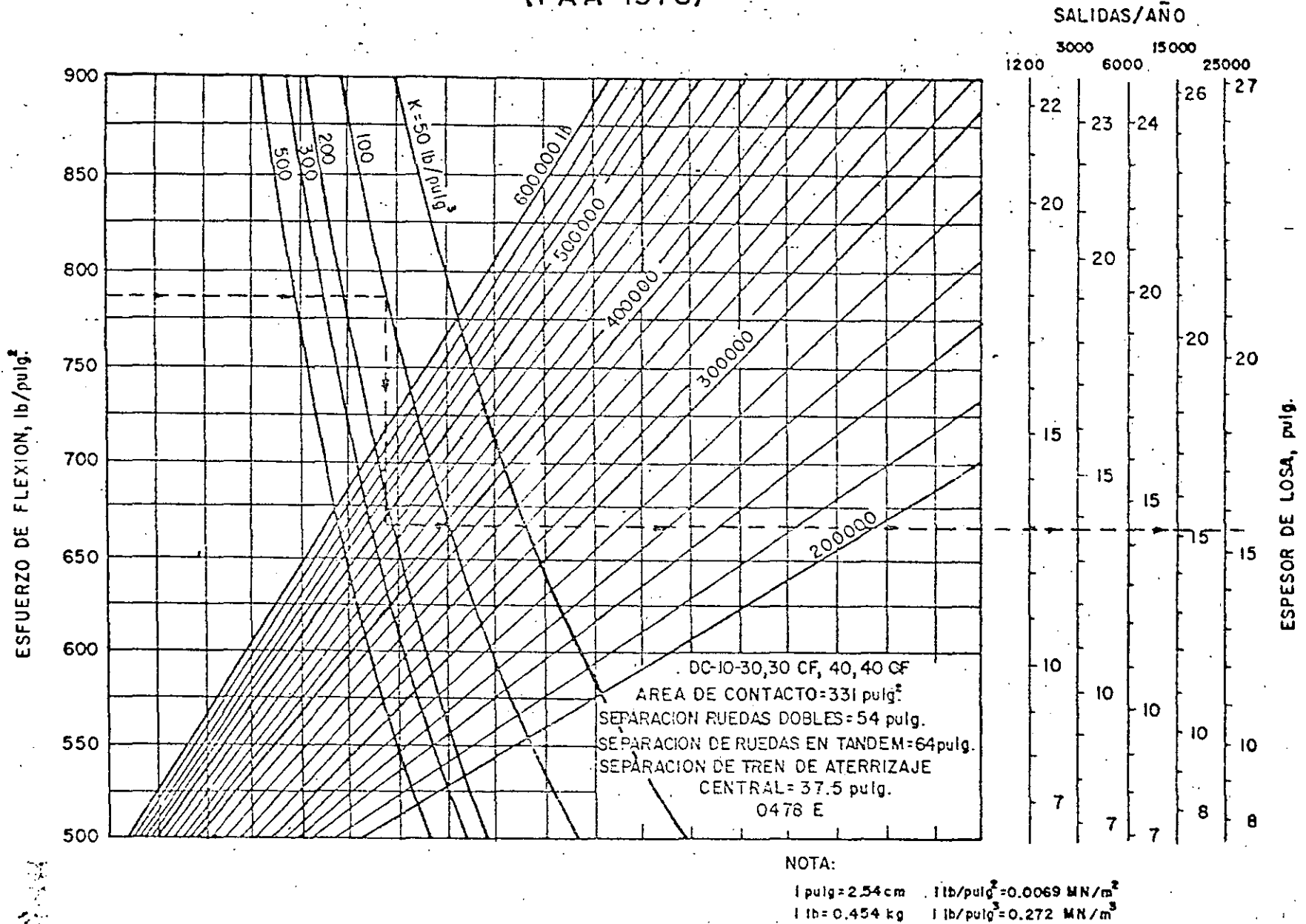
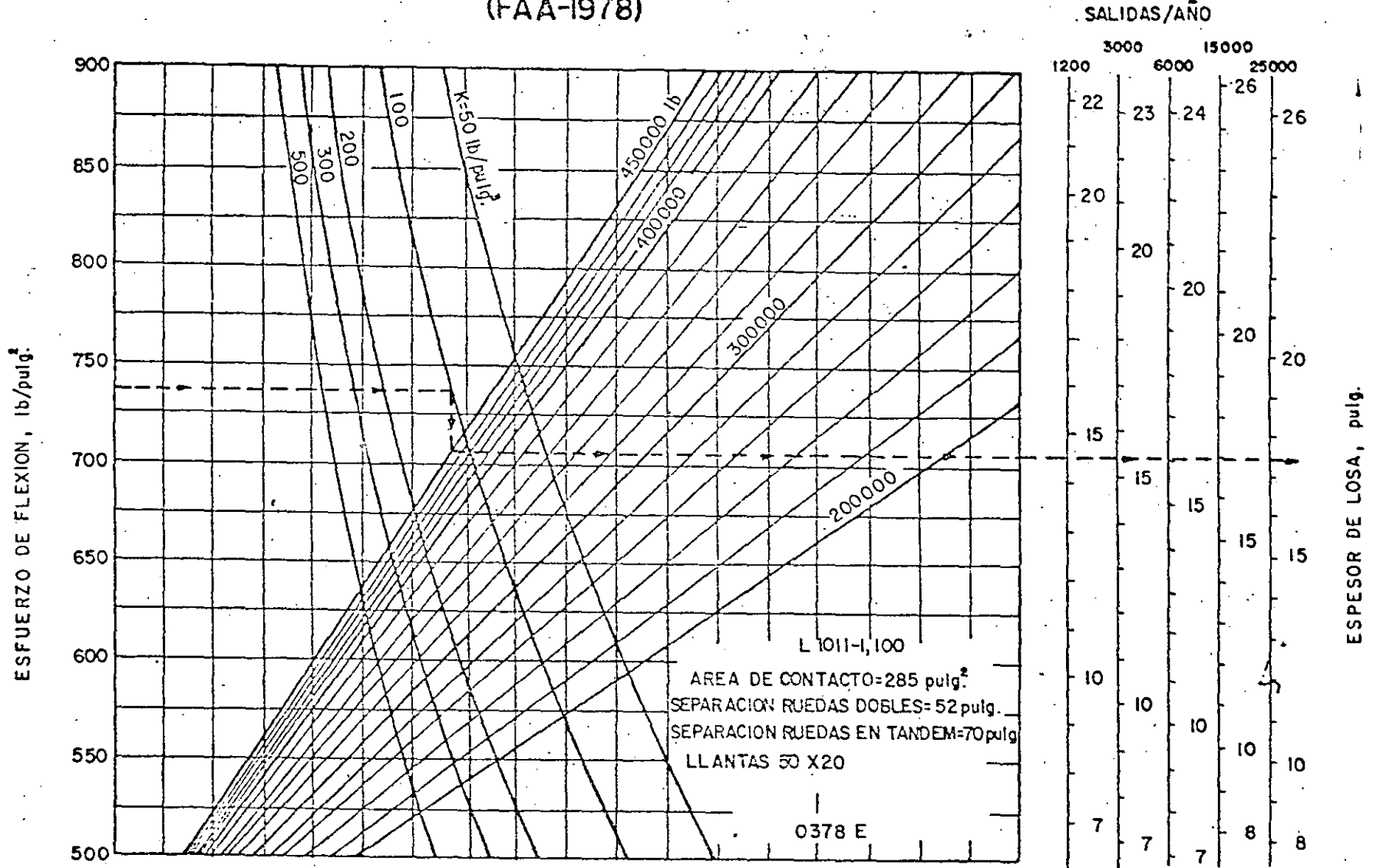


FIG. 103 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO - DC-10-30, 30CF, 40, 40CF.

(FAA-1978)



NOTA:
1 pulg=2.54 cm 1 lb/pulg²=0.0069 MN/m²
1 lb=0.454 kg 1 lb/pulg³=0.272 MN/m³

FIG. 104 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO. AVION L 1011-1,100

(FAA-1978)

SALIDAS/AÑO

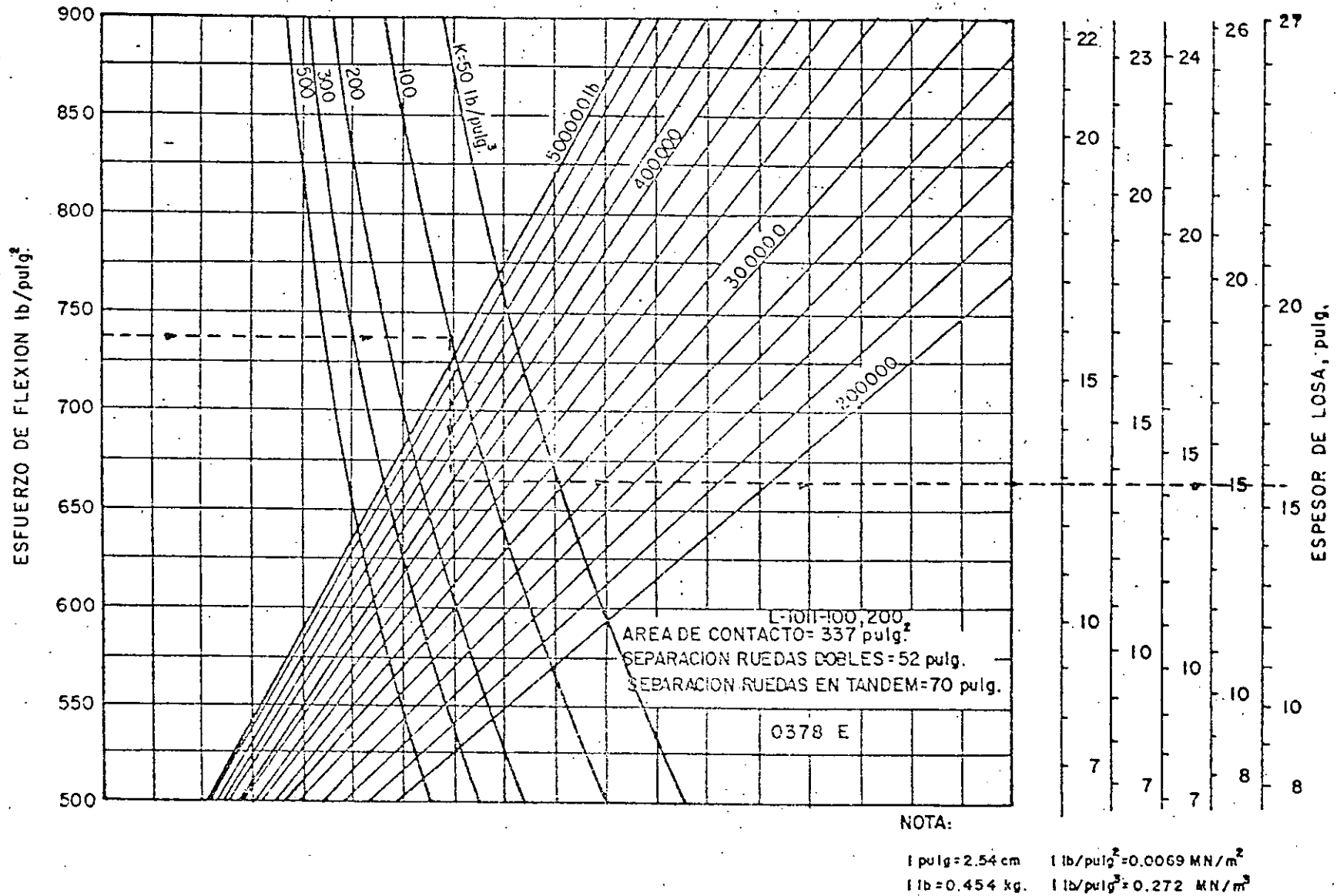
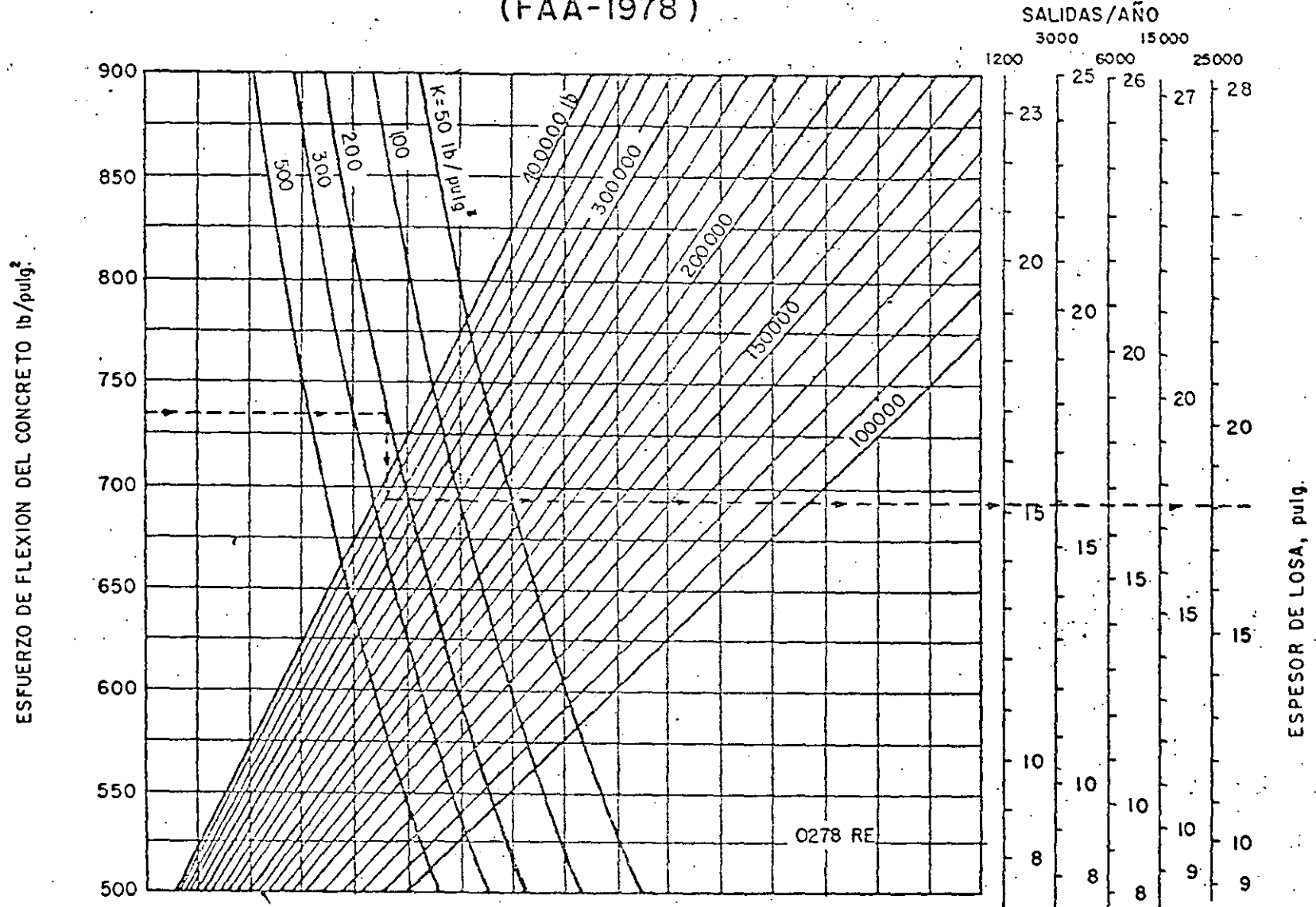


FIG. 105 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO. AVION L-1011-100,200

(FAA-1978)



NOTA:
1 pulg = 2.54 cm 1 lb/pulg² = 0.0069 MN/m²
1 lb = 0.454 kg 1 lb/pulg = 0.272 MN/m³

FIG. 106 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES PARA PAVIMENTO RIGIDO-TREN DE ATERRIZAJE DE RUEDAS EN DOBLE TANDEM

(FAA-1978)

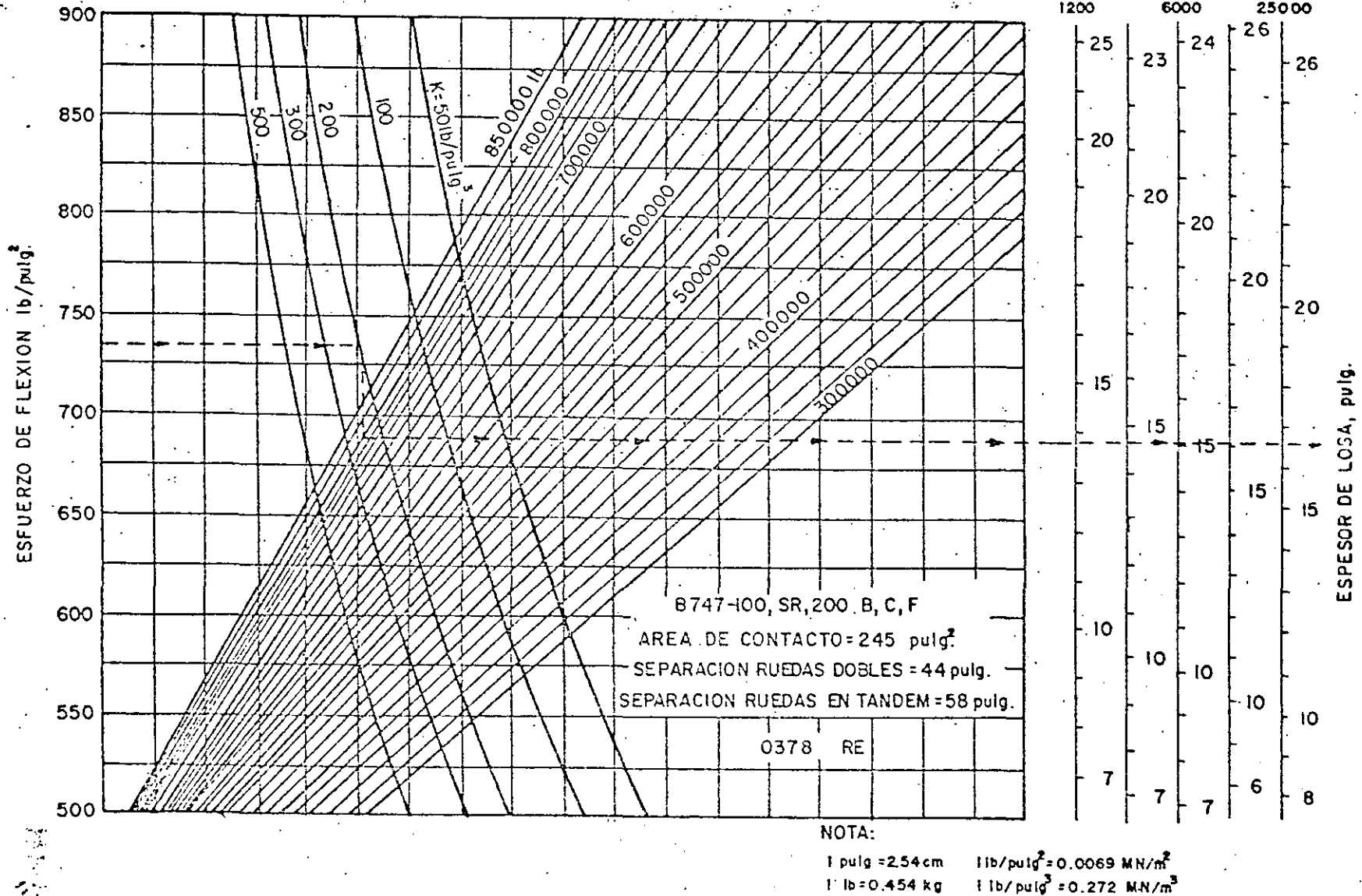
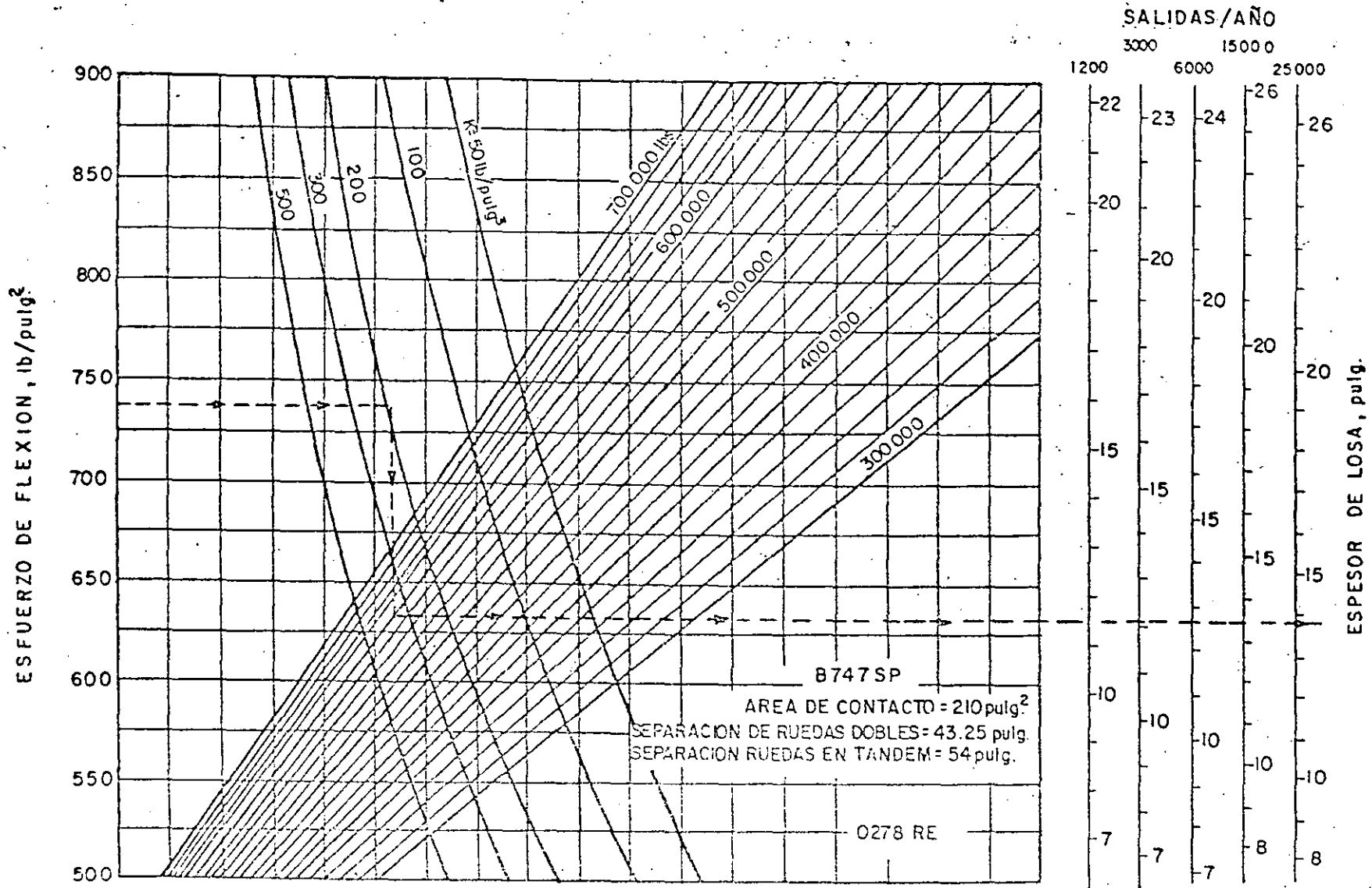


FIG. 107 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES PARA PAVIMENTO RIGIDO. AVIONES B-747-100, SR,200 B,C,F

(FAA -1978)



NOTA:

1 pulg = 2.54 cm 1 lb/pulg² = 0.0069 MN/m²
1 lb = 0.454 Kg 1 lb/pulg³ = 0.272 MN/m³

FIG. 108 CURVAS DE DISERO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO. AVION b-747 SP

(FAA-1978)

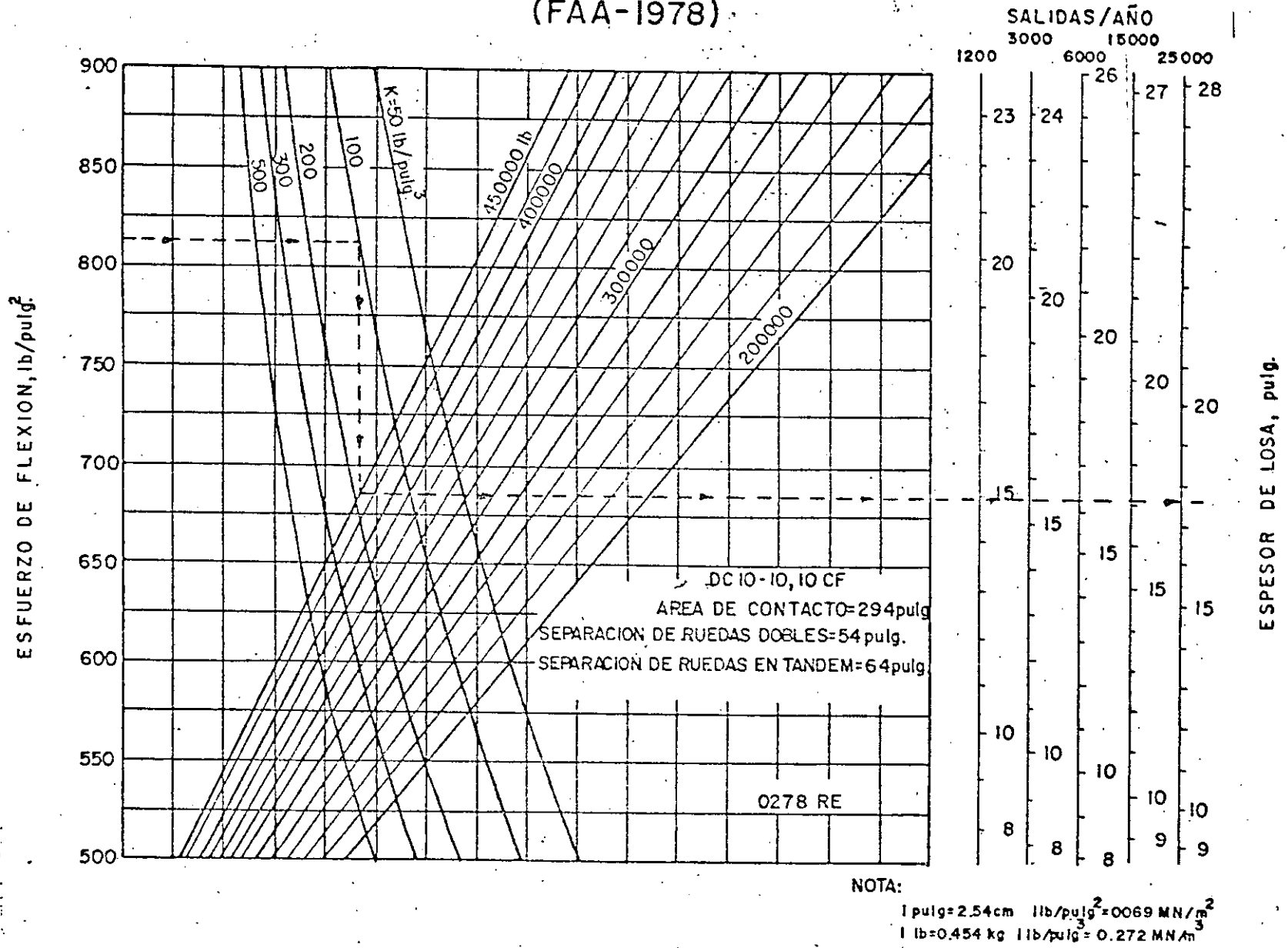
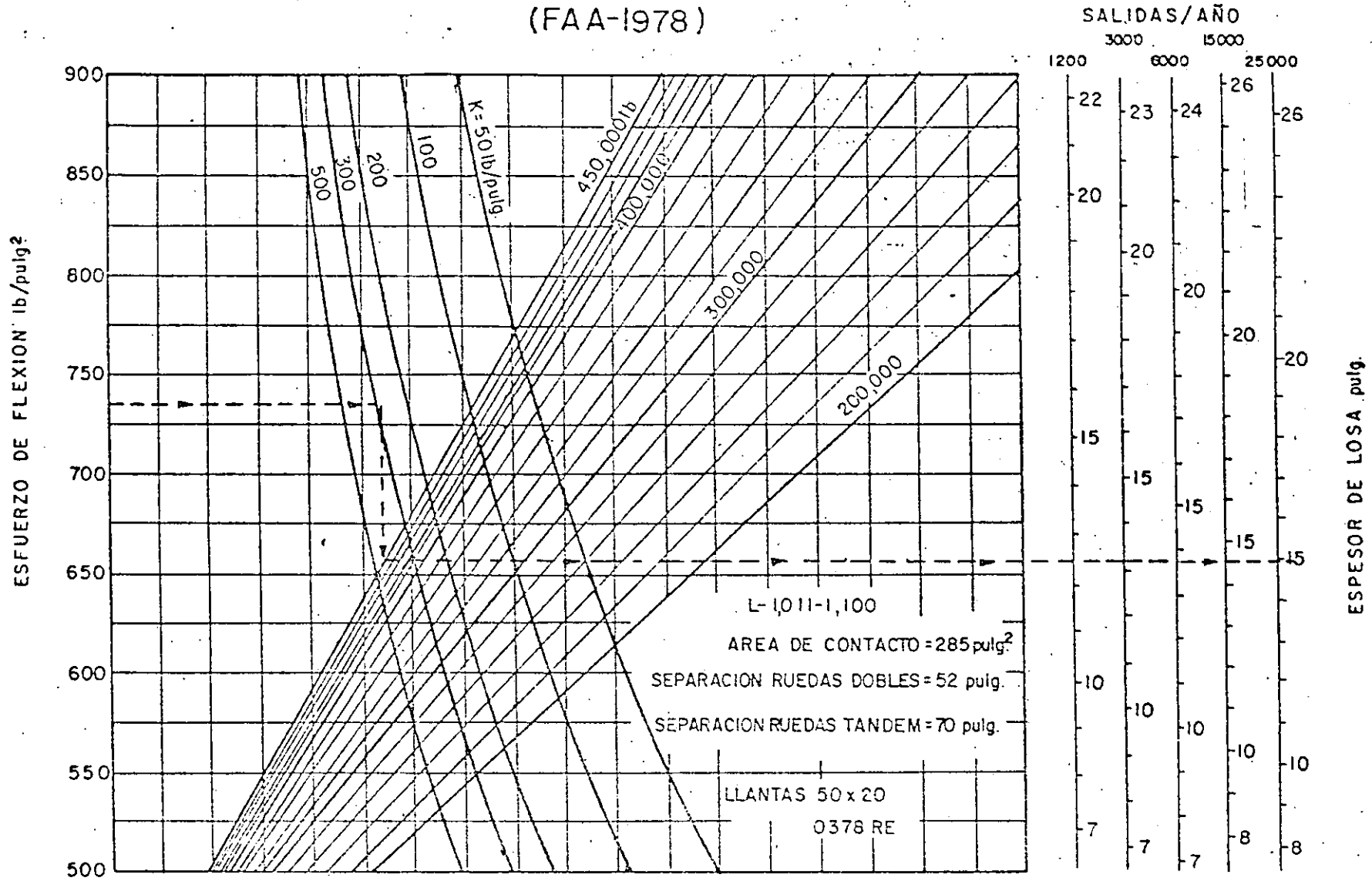


FIG. 109 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO. AVION DC-10-10, 10 CF

(FAA-1978)



NOTA:

1 pulg = 2.54 cm. 1 lb/pulg² = 0.0069 M.N./m²

1 lb = 0.454 kg. 1 lb/pulg³ = 0.272 MN/m³

FIG. 111 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO. L-1011-1,100

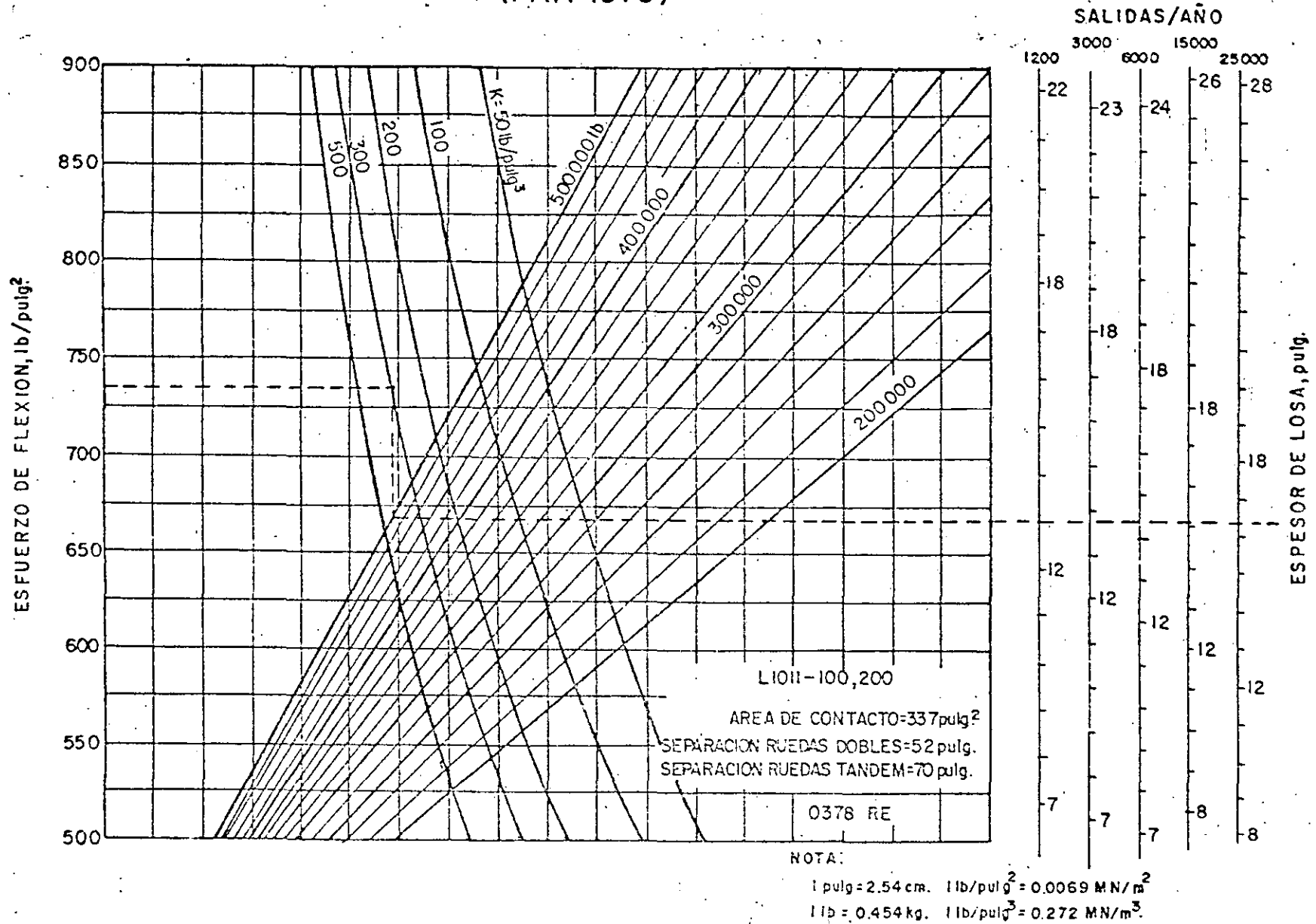
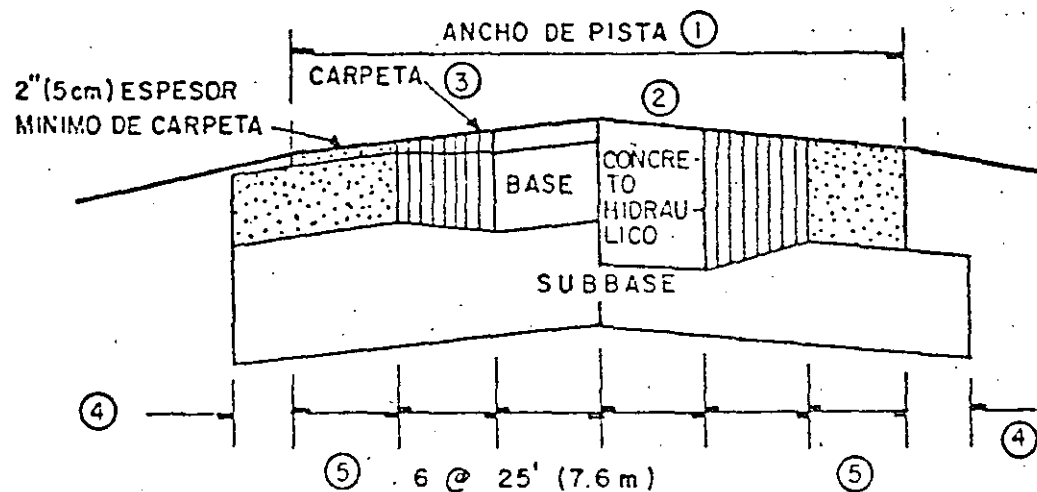
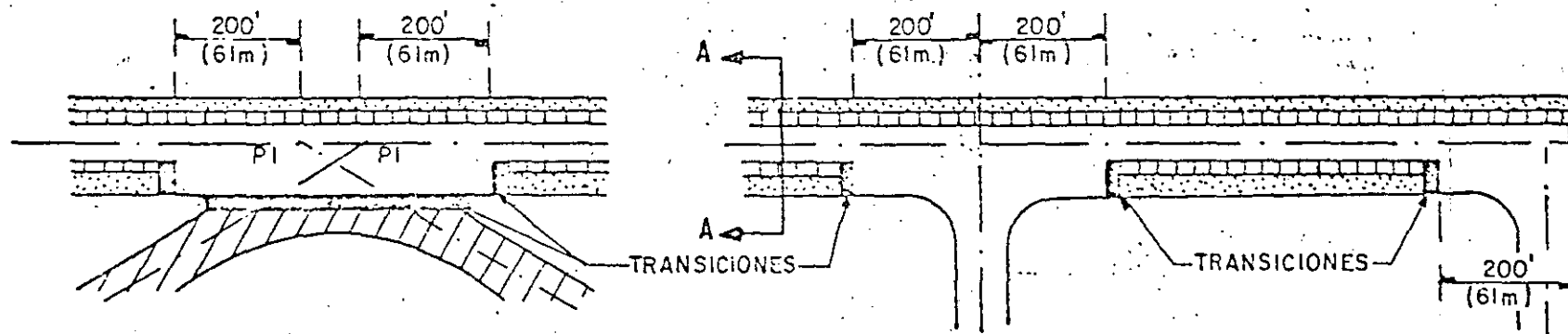


FIG. 112 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO - L-1011-100,200



SIMBOLOGIA

- ESPESOR= T
- ESPESOR VARIABLE= T — 0.7 T
- ESPESOR= 0.9 T.
- ESPESOR= 0.7 T.

NOTAS

- ① ANCHO DE PISTA DE ACUERDO CON LA CIRCULAR DE CONSULTA APLICABLE
- ② PENDIENTES TRANSVERSALES DE ACUERDO CON LA CIRCULAR DE CONSULTA APLICABLE
- ③ ESPESOR DE CARPETA, BASE DE CONCRETO HIDRAULICO, ETC. COMO ESTA INDICADO EN LA CARTA DE DISEÑO
- ④ MINIMO 12" (30cm) HASTA 30" (90cm) ADMISIBLE
- ⑤ PARA PISTAS DE ANCHO MAYOR QUE 150' (45.7m) ESTA DIMENSION AUMENTARA

FIG. 113 PLANTAS Y SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE PAVIMENTOS DE PISTAS.

CARACTERÍSTICAS REFERENTES A CIMENTACIONES PARA PAVIMENTOS

Clasificación principal	Letra	Nombre	Valor como elemento sustrato en la ejecución de las subidas.	Acción potencial de las relaciones	Como material de relleno y espaldado.	Características de área.	Equipo de compactación	Peso unitario seco (lb/ft ³)	CBR en campo	Módulo de subgradiente (lb/pulg ²)
Suelos granulares gruesos	GW	Grava o grava gruesa bien graduada.	Excelente	Buena o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas. Equipo de compactación con neumático, rodillo metálico.	125-140	60-80	500 ó más
	GP	Grava o grava gruesa poco uniformemente graduada	Buena o excelente	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas. Equipo de compactación con neumático, rodillo metálico.	120-130	35-60	300 ó más
	GU	Grava o grava gruesa uniformemente graduada	Buena	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas. Equipo de compactación con neumático, rodillo metálico.	115-125	25-50	300 ó más
	GM	Grava limosa o grava fina arenosa.	Buena o excelente.	Ligera o mediana.	Muy ligera	Regular o pobre	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cable, control de humedad	130-145	40-60	300 ó más
	GC	Grava arcillosa o grava arcillo-arenosa.	Buena	Ligera o mediana.	Ligero	Pobre o prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cable.	120-140	20-40	200-300
Suelos granulares finos	SW	Arena o arena con arena fina graduada.	Buena	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente.	Tractor de orugas. Equipo de compactación con neumático.	110-130	20-40	200-300
	SP	Arena o arena con grava pesadamente graduada	Regular o buena.	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas. Equipo de compactación con neumático.	105-120	15-25	200-300
	SU	Arena o arena con grava uniformemente graduada	Regular o buena.	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas. Equipo de compactación con neumático.	100-115	10-20	200-300
	SM	Arena arcillosa o arena gravo-arcillosa.	Buena	Ligera o alta	Muy ligera	Regular o pobre.	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cable, control de humedad	120-135	20-40	200-300
	SC	Arena arcillosa o arena gravo-arcillosa.	Regular o buena	Ligera o alta	Ligera o mediana	Prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cable.	105-130	10-20	200-300
Baja compresibilidad LL < 60	ML	Limo, limo arcilloso, limo con grava, suelos de diatomáceas	Regular o pobre	Mediano o muy alto	Ligera o mediana	Regular o pobre.	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cable, control de humedad	100-125	5-15	100-200
	CL	Arcillas pobres, arcillas arenosas o arcillas con grava.	Regular o pobre	Mediano o alto.	Mediano	Prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cable.	100-125	5-15	100-200
	OL	Limos orgánicos, arcillas orgánicas pobres	Pobre	Mediano o alto	Mediano o alto	Pobre	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cable.	90-105	4-8	100-200
Suelos granulares finos	MH	Arcillas con mica o suelos de diatomáceas	Pobre	Mediano o muy alto	Alto	Regular o pobre	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cable.	80-100	4-8	100-200
	CH	Arcillas gruesas	Pobre o muy pobre	Mediano	Alto	Prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cable.	90-110	3-5	50-100
	OH	Arcillas orgánicas gruesas	Pobre o muy pobre	Mediano	Alto	Prácticamente impermeable.	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cable.	80-105	3-5	50-100
Turcos y otros suelos muy blandos	PT	Turcos finos y otros	No adecuado	Ligero	Muy alto	Regular o pobre	Compactación no práctica.			

3. Método del Reino Unido.

El método de evaluación y diseño de pavimentos, LCN (Número de Clasificación de Carga: Load Classification Number), fue desarrollado por el Ministerio del Aire, Dirección General de Obras, del Reino Unido. Actualmente está incorporado al Manual de Aeródromos de la Organización de Aviación Civil Internacional (OACI).

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

Posteriormente el Reino Unido simplificó el método LCN de manera de clasificar las capacidades resistentes del pavimento por grupos originando el llamado LCG (Grupo de Clasificación de Carga: Load Classification Group) que actualmente es utilizado por el Reino Unido. Sin embargo el método LCN tuvo mucha aceptación en todo el mundo y sigue siendo utilizado por muchos países y organizaciones.

El método LCN partió de la necesidad de clasificar la capacidad de los pavimentos de los aeródromos para recibir a las aeronaves. Durante e inmediatamente después de la Segunda Guerra Mundial, en el Reino Unido se acostumbraba clasificar los pavimentos de los aeródromos como adecuados para ciertas categorías de aviones definidas en términos muy generales tales como "Caza", "bombardero pesado" o "bombardero muy pesado". Este sistema pronto quedó obsoleto debido al incremento continuo en los pesos de los nuevos aviones y a la complicación que introdujeron los trenes de aterrizaje de ruedas múltiples y las diferencias en las presiones de los neumáticos. Era pues necesario encontrar un sistema sencillo que permitiera comparar fácilmente las características de carga de una aeronave con una capacidad de carga de un pavimento.

En consecuencia se llevaron a cabo numerosos ensayos de carga en pavimentos rígidos y flexibles existentes y que tenían diferentes espesores y estaban construídos sobre suelos diferentes. El objeto de dichos ensayos era determinar que relación, de haberla, existía entre la carga necesaria para reducir la falla de un pavimento y el área de contacto de la carga. En cada aeródromo se llevó a cabo una serie de ensayos usando placas de diferentes diámetros y haciendo varias pruebas con cada dimensión de placa, a fin de obtener una placa media de rotura para cada una de las dimensiones. En los pavimentos rígidos, los ensayos se efectuaron aplicando la carga en el centro y en la esquina de la losa. Para los pavimentos flexibles se consideró como carga de rotura la que producía una deformación de 2,54 mm.

La fig. 114 muestra tres curvas típicas de carga de rotura/área de contacto obtenidas de los ensayos (curvas 2, 4 y 6). La curva obtenida para un determinado pavimento permite determinar qué aeronave lo puede utilizar sin sobrecargarlo, para lo cual sólo se requiere señalar en la gráfica el punto correspondiente a la carga de rueda de la aeronave con su área de contacto. Si el punto queda por debajo de la curva, el pavimento no se sobrecargará; si queda por encima de la curva, se producirá sobrecarga.

A fin de obtener una relación más general, en las figs. 115 y 116 se volvieron a trazar las curvas "carga de rotura/área de contacto" obtenidas de un gran número de pavimentos diferentes, pero expresando la carga de rotura de pavimentos diferentes, pero expresando la carga de rotura obtenida con cada dimensión de placa, como un porcentaje de la carga de rotura al utilizar una placa de 66 cm (26 pulg) de diámetro ($3,419 \text{ cm}^2 = 530 \text{ pulg}^2$). Se eligió esa área de contacto porque en aquel momento representaba la de las aeronaves pesadas en uso.

Se puede observar en las figs. 115 y 116 que dentro de los límites de 1,300 y 4,500 cm^2 de área de contacto, existe una relación razonablemente constante entre la carga de rotura y el área de contacto.

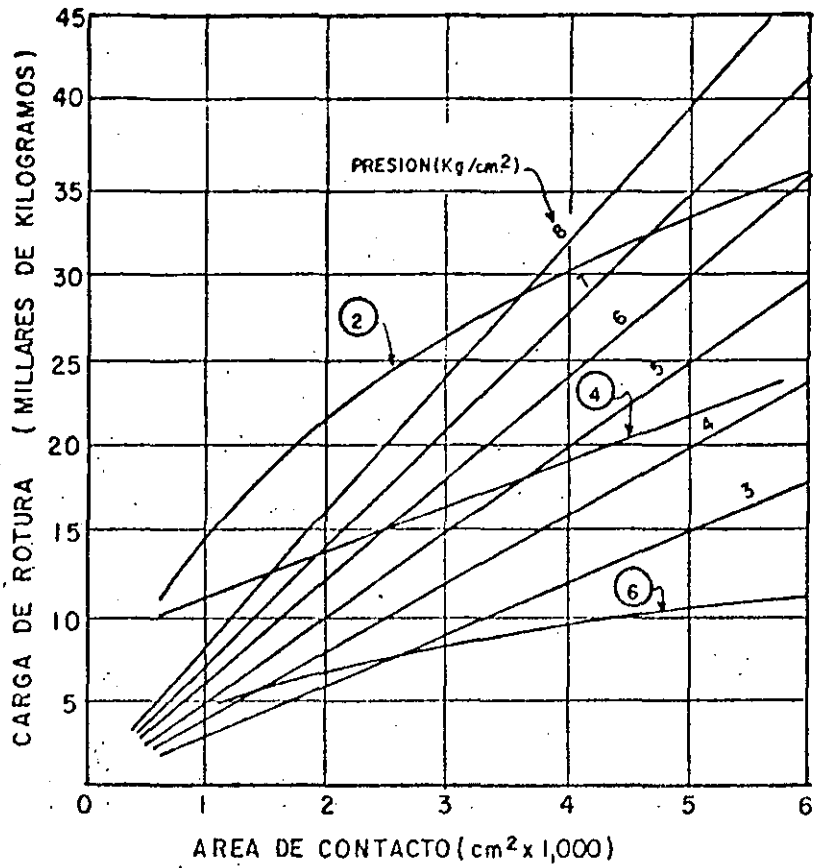
El siguiente paso se muestra en la fig. 117 en la que se obtuvieron las curvas de "Carga de rotura/área de contacto" para pavimentos rígidos y flexibles típicos; de ambas curvas se obtuvo la curva que representa razonablemente el comportamiento de un pavimento "medio" sometido a carga cuya ecuación es:

$$\frac{W_1}{W_2} = \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^{0.44}$$

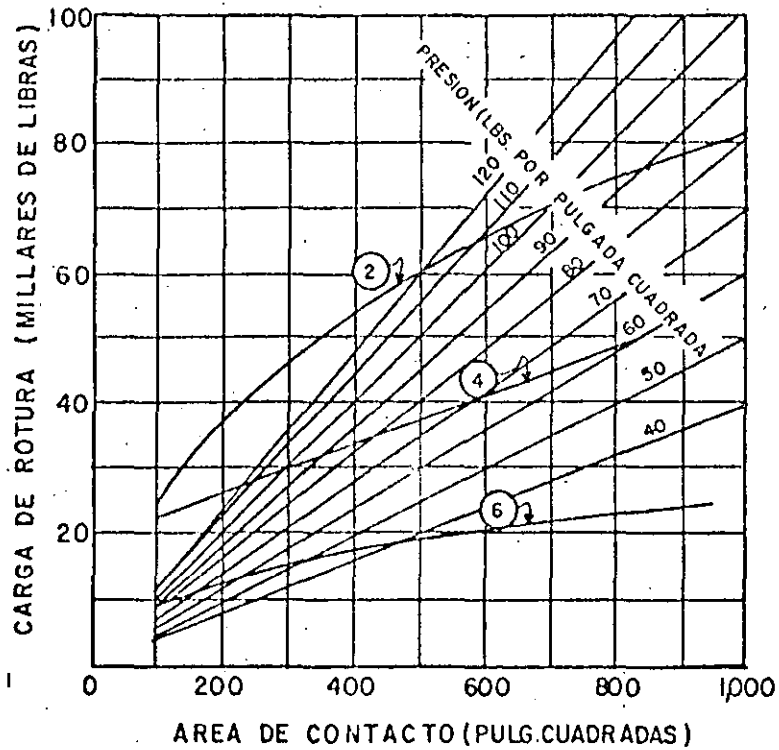
en donde W_1 y W_2 son las cargas de rotura en las áreas de contacto A_1 y A_2 respectivamente.

Cabe señalar que esta relación solo se considera válida entre los límites de 1,300 y 4,500 cm^2 de área de contacto.

Una vez demostrado que existía una relación general entre la Carga de rotura de un pavimento y el área de contacto sobre la cual se aplica, y a fin de idear un sistema mediante el cual pudiera expresarse con una sola cifra la capacidad de un pavimento para soportar el peso de una aeronave, se introdujo el concepto de una "curva típica" de clasificación por cargas. Esta curva, que se muestra en la fig. 118 es completamente arbitraria y se obtuvo uniendo una serie de puntos en una gráfica "Carga-área de contacto". Los puntos elegidos de manera que diesen una curva suave,



A - UNIDADES METRICAS



B - UNIDADES INGLESAS.

FIG. 114 RELACION DE CARGA DE ROTURA/AEREA DE CONTACTO.

se indican en la tabla 20. Se eligieron estas cifras por ser representativas de las cargas de rueda y áreas de contacto de las aeronaves que estaban en servicio en la época en que se ideó el sistema LCN.

El siguiente paso consistió en combinar la curva típica de clasificación por cargas y la relación

$$\frac{W_1}{W_2} = \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^{0.44}$$

para obtener el diagrama de la fig. 119 el cual se trazó de la siguiente manera:

- 1-) Se trazaron las líneas (diagonales) correspondientes al área de contacto del neumático, a partir de la relación:

$$\text{Area de contacto} = \frac{\text{carga}}{\text{presión de neumático.}}$$

- 2-) Un punto de cada curva LCN proviene directamente de la curva típica de clasificación por cargas (fig. 118).

- 3-) Los demás puntos de cada curva LCN se calcularon de acuerdo con la relación

$$\frac{W_1}{W_2} = \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^{0.44}$$

- 4-) Las curvas a trazos son una ampliación provisional del sistema LCN, -- para que incluya áreas de contacto inferiores a 1,300 cm² basadas en ensayos de carga en pavimentos efectuados con placas de pequeñas áreas de contacto.

Así la clasificación del pavimento de un aeródromo es una cuestión relativamente sencilla: se pueden efectuar los ensayos de resistencia con placas de una sola dimensión y suponer que la relación

$$\frac{W_1}{W_2} = \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^{0.44}$$

es válida, obteniendo el LCN del pavimento directamente de la fig. 119. - Por ejemplo; a una carga de 14,300 kg (31,500 lb) sobre una placa de - - 45.7 cm (18 pulg) de diámetro, o sea de 1,652 cm (256 pulg) de área, le corresponde un LCN de 40.

El uso de una sola cifra para expresar la resistencia de cualquier - pavimento de grandes dimensiones, tal como una pista, no da en el mejor - de los casos mas que una aproximación, ya que la resistencia variará de un punto a otro y los ensayos de carga muestran a menudo diferencias conside rables. En consecuencia, la selección de la cifra LCN representativa de un pavimento es una cuestión de análisis estadístico y de aproximación téc nica, después de efectuados los ensayos, y no es posible usar el sistema LCN con precisiones mayores de, por ejemplo un 10%.

<u>Carga de rueda</u>		<u>Presión de neumático</u>		<u>L.C.N.</u>
<u>lb</u>	<u>kg</u>	<u>P.s.i.</u>	<u>kg/cm²</u>	
100,000	45,400	120	8.44	100
90,000	40,800	115	8.09	90
80,000	36,300	110	7.74	80
70,000	31,800	105	7.38	70
60,000	27,200	100	7.03	60
50,000	22,700	95	6.68	50
40,000	18,100	90	6.63	40
30,000	13,600	85	5.98	30
20,000	9,100	80	5.62	20
10,000	4,500	75	5.27	10

Tabla No. 20

RELACION "CARGA DE ROTURA/AREA DE CONTACTO"

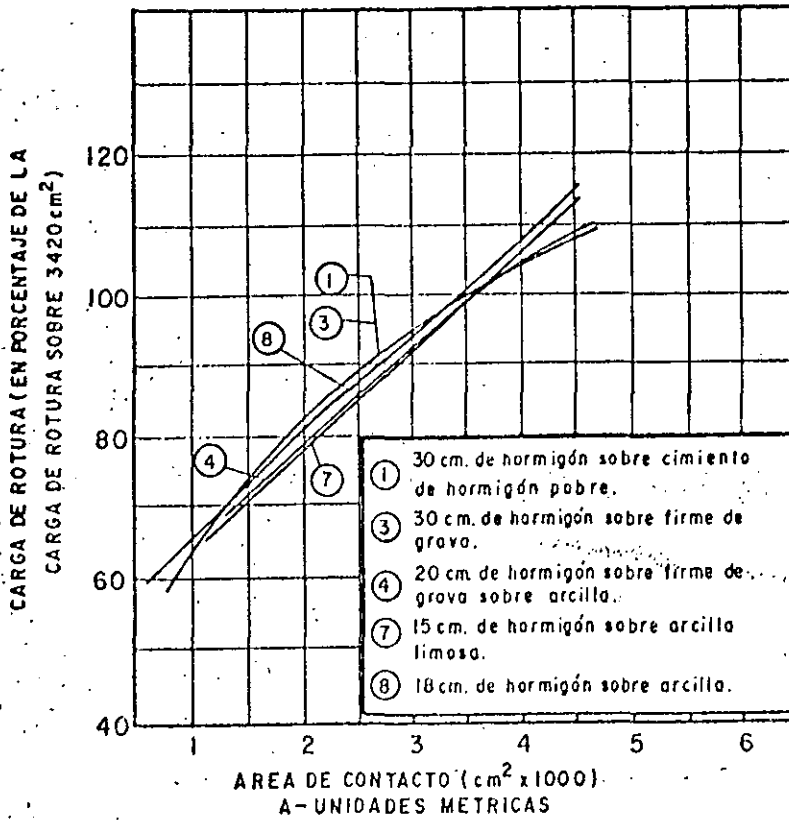


FIG. 115 PAVIMENTOS RIGIDOS.

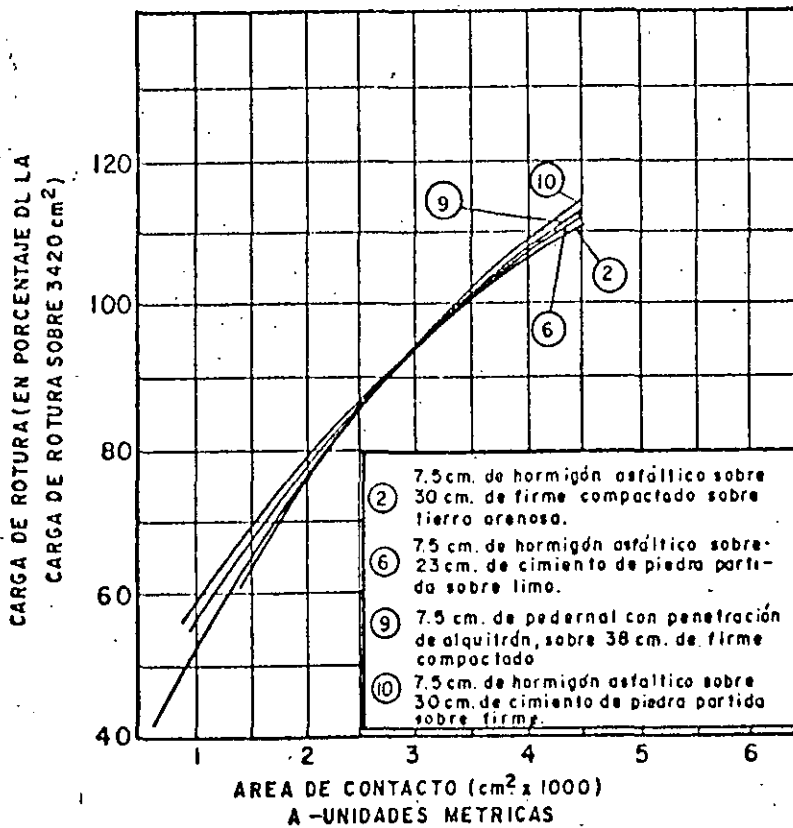


FIG. 116 PAVIMENTOS FLEXIBLES

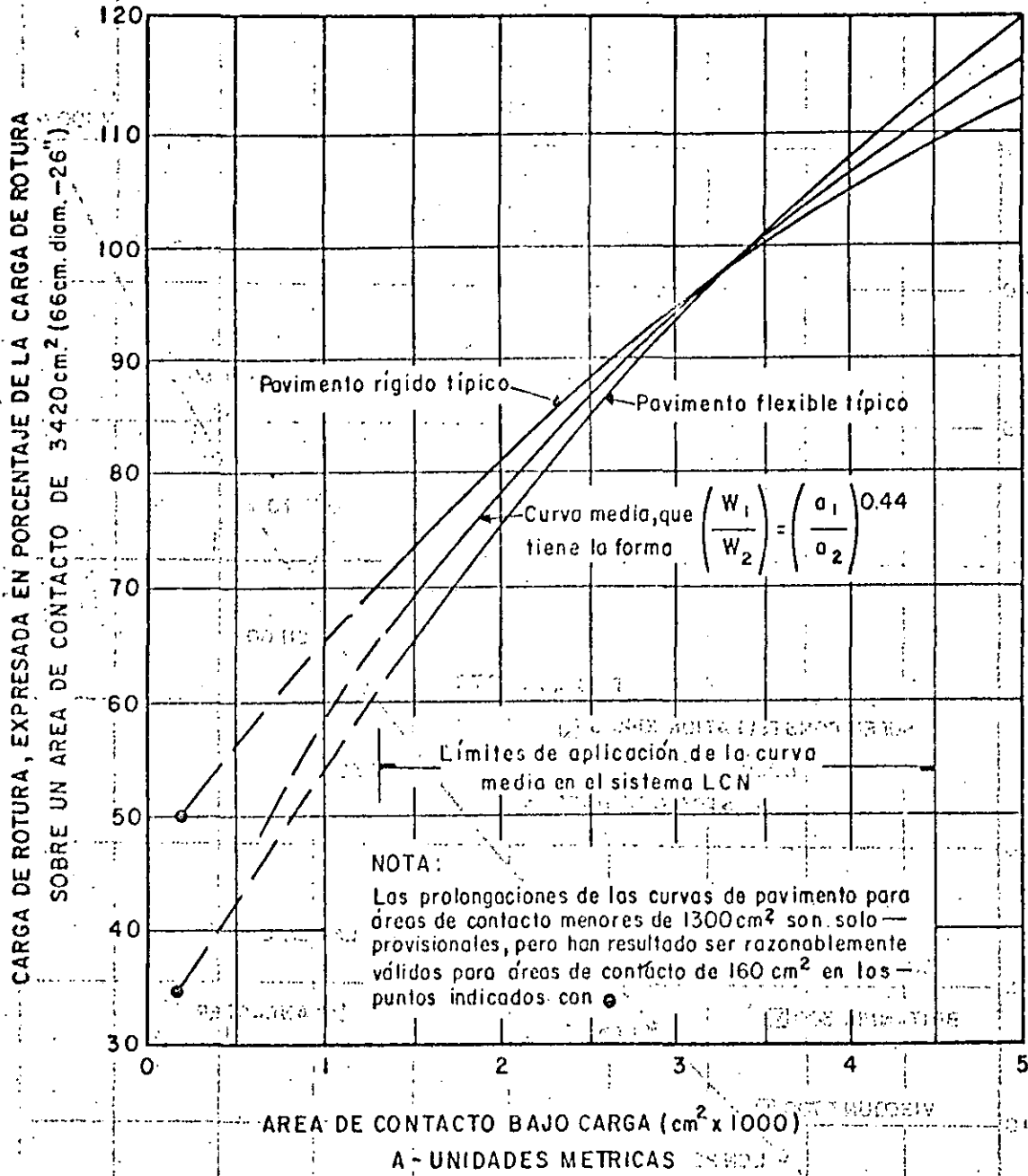


FIG. 117 CURVAS DE RELACION CARGA DE ROTURA/AREA DE CONTACTO PARA PAVIMENTOS TIPICOS

(OACI. 1965)

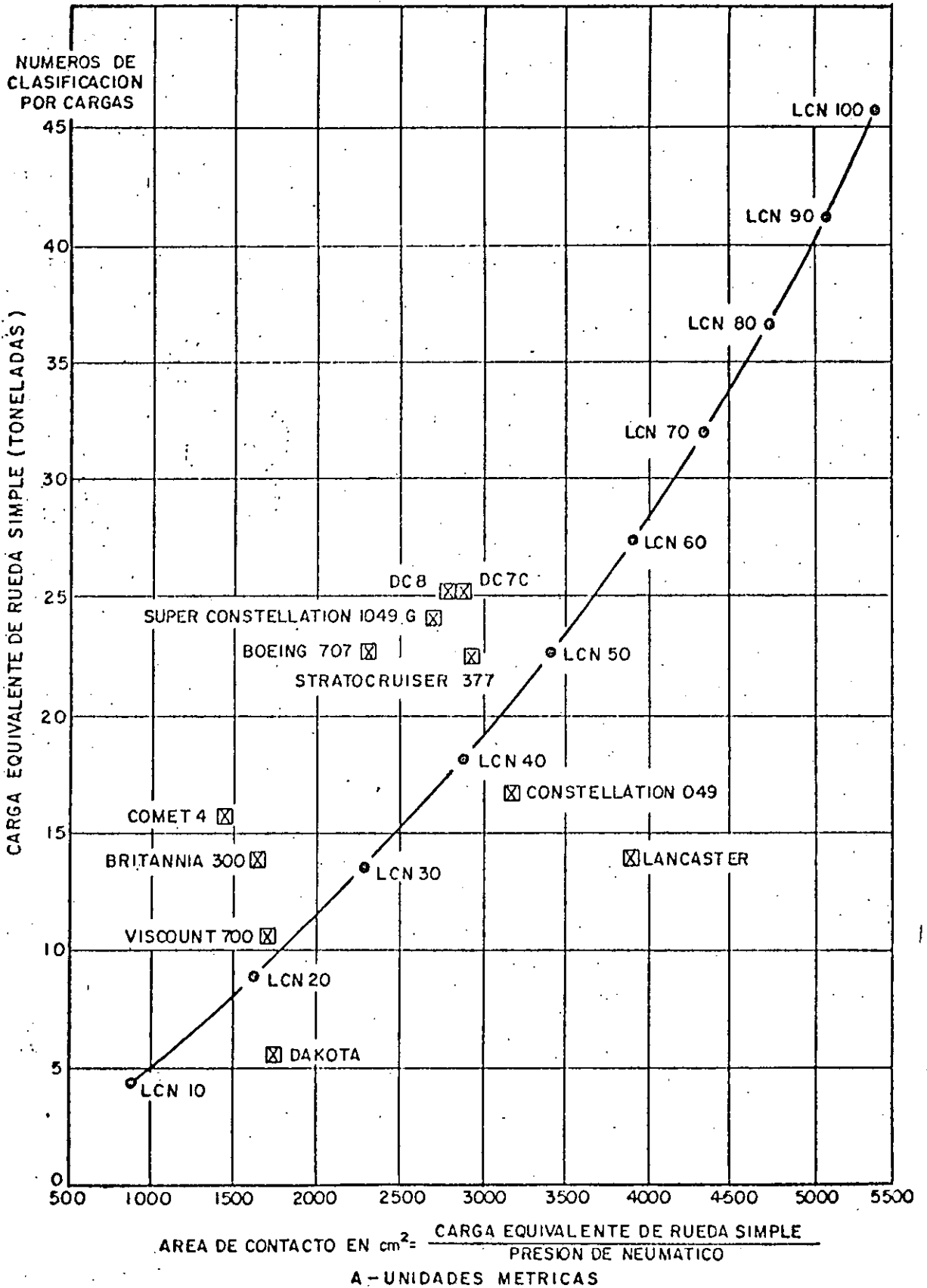
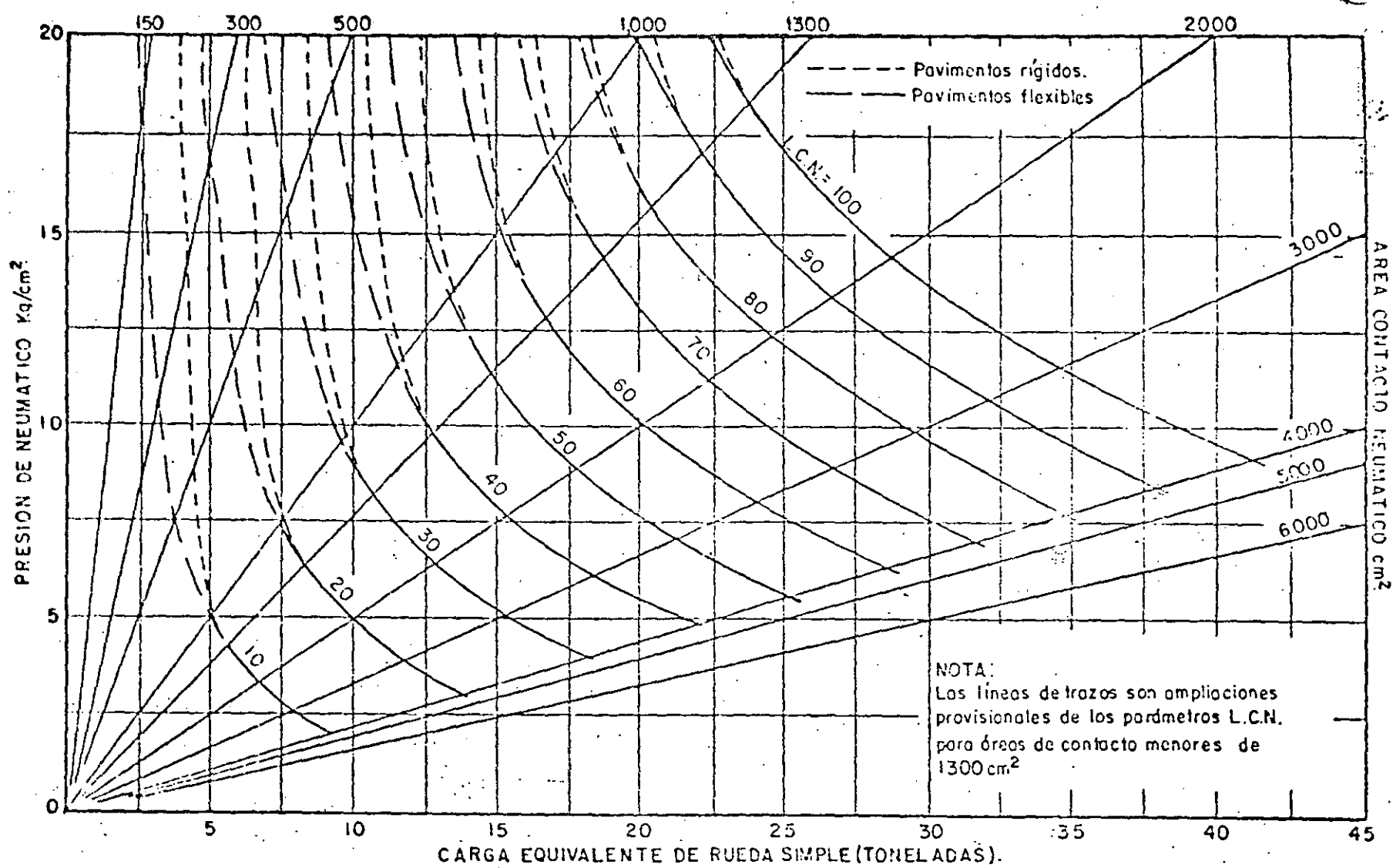


FIG. 118 CURVA TIPICA DE CLASIFICACION POR CARGAS.



A-UNIDADES METRICAS.

NUMEROS DE CLASIFICACION POR CARGAS EN FUNCION DE LA CARGA LA PRESION DE NEUMATICO Y EL AREA DE CONTACTO, PARA PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES.

FIG. 119

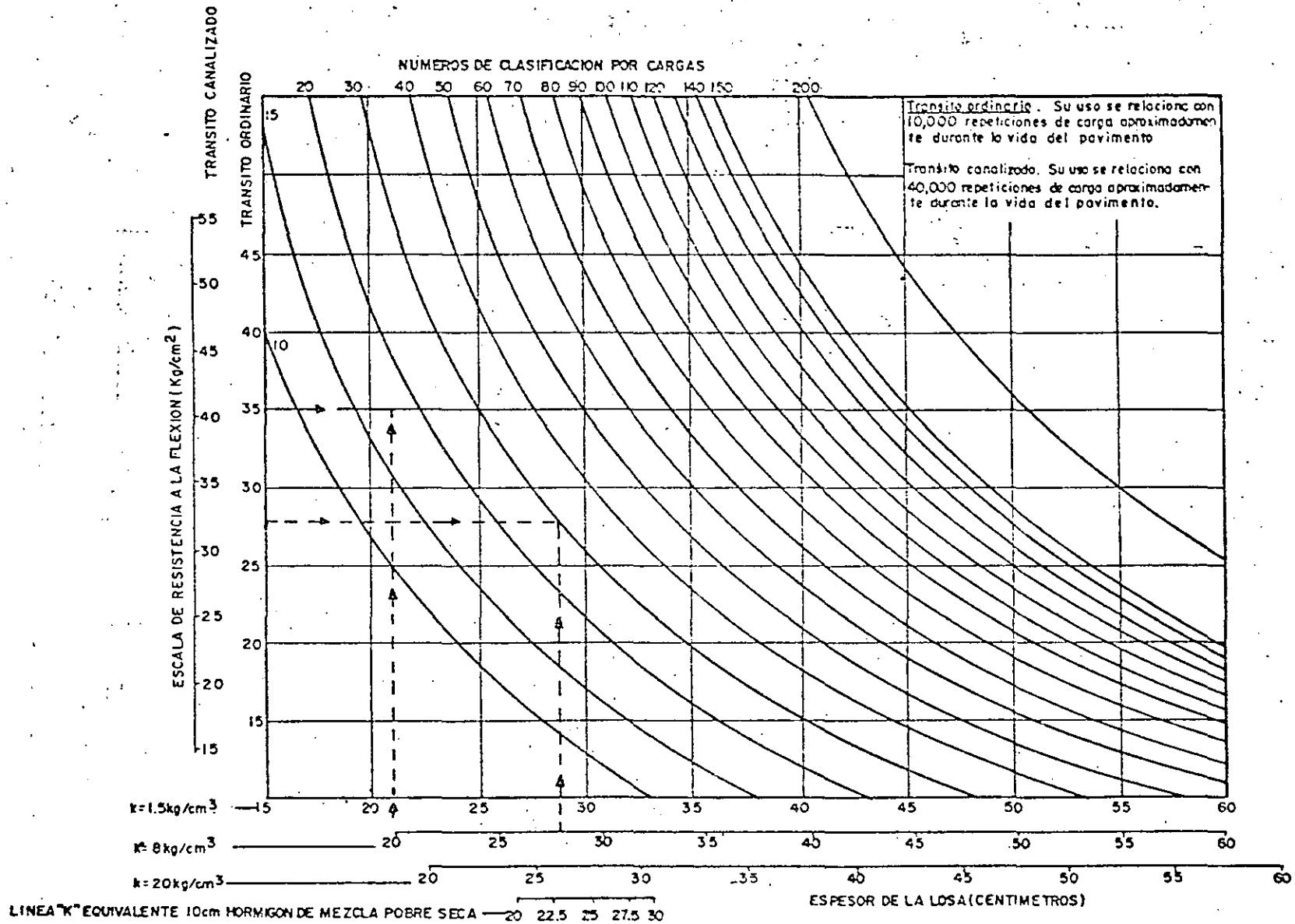
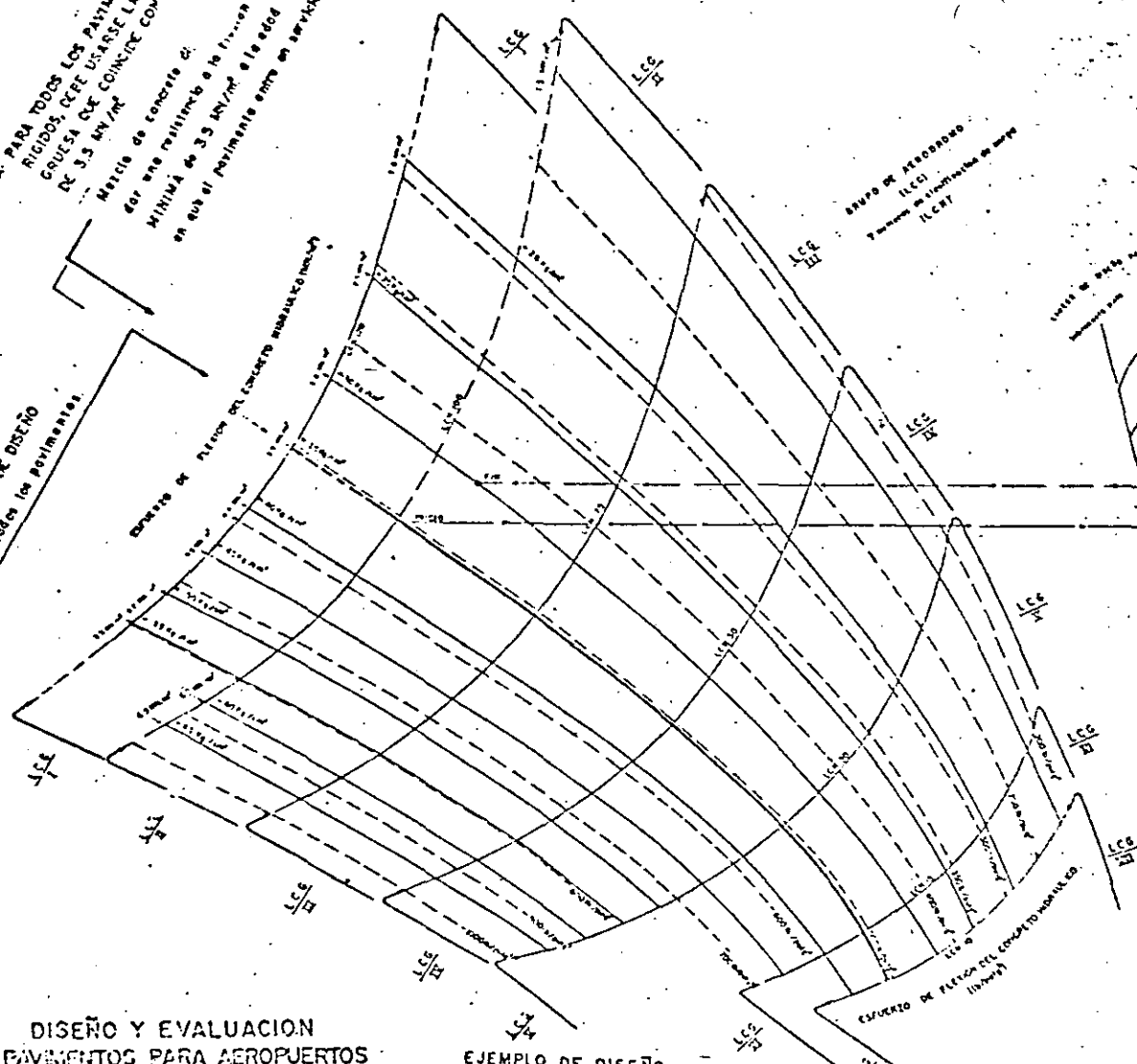


FIG. 120 ABACO PARA EL CALCULO DE PAVIMENTOS RIGIDOS-LOSA UNICA.

(OACI 1965)

NOTA: PARA TODOS LOS PAVIMENTOS:
 RIGIDOS, DEBE USARSE LA LÍNEA
 DE CRUCEA QUE COMIENZA CON UN VALOR
 DE 3.5 MN/M²
 Matric de concreto de
 ser que resulte a la misma
 MINIMA de 35 KN/M² a la edad
 en que el pavimento entre en servicio

LÍNEA DE DISEÑO
 Para todos los pavimentos



**DISEÑO Y EVALUACION
 DE PAVIMENTOS PARA AEROPUERTOS**
 DE TIPO RIGIDO, MIXTO Y FLEXIBLE.
 (MÉTODO LCG, DEL REINO UNIDO, 1971)

EJEMPLO DE DISEÑO

El ejemplo mostrado es para el diseño de las franjas longitudinales centrales de los pistas, calles de rodaje y plataformas de un aeropuerto perteneciente al grupo de aeródromo LCG II, con su pavimento cimentado sobre una buena subrasante capaz de soportar aviones de LCH 100. La construcción puede ser:

1. Concreto hidráulico de 35 cm. colocado sobre una plantilla de concreto pobre de 10 cm. ó
2. Una carpeta asfáltica de 10 cm. colocado sobre una capa de 10 cm. de concreto hidráulico con refuerzo continuo colocado a su vez sobre una plantilla de concreto pobre de 10 cm. ó
3. Carpeta asfáltica de 10 cm. colocada sobre una base estabilizada de 20 cm. extendida a su vez sobre una plantilla de concreto pobre de 10 cm.; dependiendo de la superficie requerida y de la economía de la construcción.

Las franjas externas de las pistas, calles de rodaje y plataformas para el mismo aeropuerto deben estar basadas en los requerimientos del LCG III.

EJEMPLO DE EVALUACION

Este ejemplo muestra la evaluación de concreto hidráulico simple de 40 cm. de espesor colado sobre una plantilla de concreto pobre de 10 cm. de espesor. Los resultados de prueba indican que la resistencia mínima a la flexión es 30 MN/M² la subrasante es mala (15 MN/M²).

El punto final del centro de la franja del LCG II. El número de correcciones permisibles debe ser asignado en función de la posición relativa del punto final de evaluación con respecto a los límites de la franja LCG, de los datos previos y de algunos otros factores técnicos.

- SIMBOLOGIA**
- PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO SIMPLE SIN BARRAS REFORZADORAS.
 - PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO CON REFUERZO CONTINUO, CON TRANSMISORES.
 - CONCRETO Pobre PLANTILLA.
 - CARPETA ASFALTICA.
 - BASE ESTABILIZADA CON CEMENTO, ASFALTO O ALMIDONADO.
 - BASE HIDRAULICA.

CARTA I

PAVIMENTOS RECOMENDADOS POR GRUPO DE PAVIMENTOS

GRUPO DE PAVIMENTOS	TIPO DE PAVIMENTO	RESISTENCIA A LA FLEXION (MN/M ²)	RESISTENCIA A LA COMPRESION (MN/M ²)
LCG I	1	30	15
	2	30	15
	3	30	15
	4	30	15
	5	30	15
	6	30	15
	7	30	15
	8	30	15
	9	30	15
	10	30	15
	11	30	15
	12	30	15
LCG II	1	30	15
	2	30	15
	3	30	15
	4	30	15
	5	30	15
	6	30	15
	7	30	15
	8	30	15
	9	30	15
	10	30	15
	11	30	15
	12	30	15
LCG III	1	30	15
	2	30	15
	3	30	15
	4	30	15
	5	30	15
	6	30	15
	7	30	15
	8	30	15
	9	30	15
	10	30	15
	11	30	15
	12	30	15

CARTA II

PAVIMENTOS RECOMENDADOS POR GRUPO DE PAVIMENTOS

GRUPO DE PAVIMENTOS	TIPO DE PAVIMENTO	RESISTENCIA A LA FLEXION (MN/M ²)	RESISTENCIA A LA COMPRESION (MN/M ²)
LCG IV	1	30	15
	2	30	15
	3	30	15
	4	30	15
	5	30	15
	6	30	15
	7	30	15
	8	30	15
	9	30	15
	10	30	15
	11	30	15
	12	30	15
LCG V	1	30	15
	2	30	15
	3	30	15
	4	30	15
	5	30	15
	6	30	15
	7	30	15
	8	30	15
	9	30	15
	10	30	15
	11	30	15
	12	30	15

La evaluación de la resistencia de los pavimentos se efectuó por medio de pruebas de placa utilizando el método de Número de Clasificación de Cargas (LCN). Con base en los resultados de evaluación se establecieron las curvas de comportamiento esperado para los pavimentos rígidos de los aeropuertos de México (fig. 121). La curva 1 de la fig. 121 representa el comportamiento esperado para los pavimentos rígidos de los aeropuertos de México (fig. 121). La curva 1 de la fig. 121 representa el comportamiento esperado de los pavimentos que no vayan a estar sujetos a efectos de alabeo, o cuyo efecto sea prácticamente despreciable; esta situación se presenta cuando las diferencias diarias de temperatura ambiente entre el día y la noche son inferiores a los 10°C.

La curva 2 representa el comportamiento esperado para los pavimentos mediante alabeos, situación que se presenta cuando las diferencias de temperatura ambiente arriba mencionadas, son del orden de 10 a 14°C. La curva 3, es una curva tentativa, establecida para pavimentos fuertemente alabeadas, es decir, sujetos a diferencias de temperatura ambiente, entre el día y la noche, superiores a los 14°C.

También en la fig. 121 se encuentran dibujadas las curvas obtenidas por P. Fordyce y R. G. Packard, la curva utilizada por la PCA, y el área correspondiente al comportamiento de la losa que se está ensayando en el Instituto de la Universidad Nacional Autónoma de México.

En la tabla 21 se presentan los factores de seguridad recomendados para el diseño de pavimentos rígidos de concreto simple en áreas críticas. Dichos factores de seguridad están en función del número de repeticiones equivalentes del avión crítico y de los gradientes de temperatura diaria ambiente que provocan alabeo.

En la tabla 22 se presentan los promedios del mes con mayor gradiente de temperatura ambiente diaria para varios lugares de la República. Dichas temperaturas son el promedio de mediciones efectuadas durante 20 a 30 años (según la localidad) por el Servicio Meteorológico Nacional.

El procedimiento recomendado para determinar el número de repeticiones de carga del avión de diseño equivalente consiste en dos pasos: primero, determinar el número de "operaciones" del avión de diseño equivalente, y segundo, determinar el número de "repeticiones" de dicho avión.

Para determinar el número de "operaciones" del avión de diseño equivalente se considera como el más adecuado el criterio de la Administración Federal de Aviación (FAA) de los Estados Unidos que considera que la relación entre los esfuerzos acumulados en el pavimento debidos a un número de repeticiones de una carga de rueda, comparada con otras cargas de rueda y sus correspondientes repeticiones, es una relación logarítmica:

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } R_2 \left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{1/2}$$

en donde:

R_1 y R_2 = número de operaciones
 P_1 y P_2 = carga por rueda

Se considera que el 95% del peso del avión lo toma el tren de aterrizaje principal. La ecuación anterior está limitada para grupos de aviones con la misma configuración de trenes de aterrizaje principal.

Cuando el tráfico incluya aviones con diferentes configuraciones de tren de aterrizaje (sencillo, doble y doble tandem) se utilizarán los siguientes factores:

Para convertir de	a	Multiplicar R por
rueda sencilla	ruedas dobles	0.80
rueda sencilla	doble tandem	0.50
rueda doble	doble tandem	0.60

Una vez determinado el número de "operaciones" del avión de diseño equivalente, el siguiente paso es determinar el número de "repeticiones" efectivas de dicho avión sobre el pavimento para lo cual se utilizará la tabla 23, propuesta por la PCA, en su método de diseño. En dicha tabla se presentan los factores de repetición de cargas para los aviones más comunes utilizados para diseño.

En la fig. 122 se presenta una zonificación típica de pavimento rígido para un aeropuerto.

En las figs. 124 a 131 se presentan las gráficas de diseño de pavimentos para los aviones que más comunmente operan en México. Dichas gráficas están basadas en las de la PCA y están expresadas en unidades del sistema métrico decimal, aunque también tienen su referencia a unidades inglesas. Para determinar el espesor de la losa "h" necesario para áreas críticas (áreas de tráfico tipo "A": fig.122) se utiliza el factor de seguridad obtenido de la tabla 13 y se aplica al módulo de ruptura del concreto que se haya escogido; de esta manera se obtiene el esfuerzo de trabajo bajo del concreto a la tensión por flexión. Con esto último valor se entra a la gráfica correspondiente al avión de diseño (fig. 124 a 131) localizando el punto en la escala vertical izquierda de la gráfica. A par

tir de este punto se traza una línea horizontal hasta intersectar con la línea diagonal correspondiente al valor de la carga por pierna del tren principal del avión de diseño. De este punto se traza una línea vertical (hacia arriba o hacia abajo) hasta intersectar con la curva correspondiente al valor de "k" de diseño. A partir de este último punto se traza una línea horizontal, para leer en la escala vertical derecha de la gráfica el espesor requerido de la losa. En la fig. 131 el procedimiento varía ligeramente y se muestra en la misma figura con las líneas a trazas.

Para determinar el espesor de losa necesario para áreas de tráfico tipo "B" (fig. 122) se considera el 90 por ciento del espesor "h" de losa obtenido para áreas críticas.

(La PCA, el Cuerpo de Ingenieros, y la FAA, concuerdan sensiblemente con el valor adoptado en este proyecto de método).

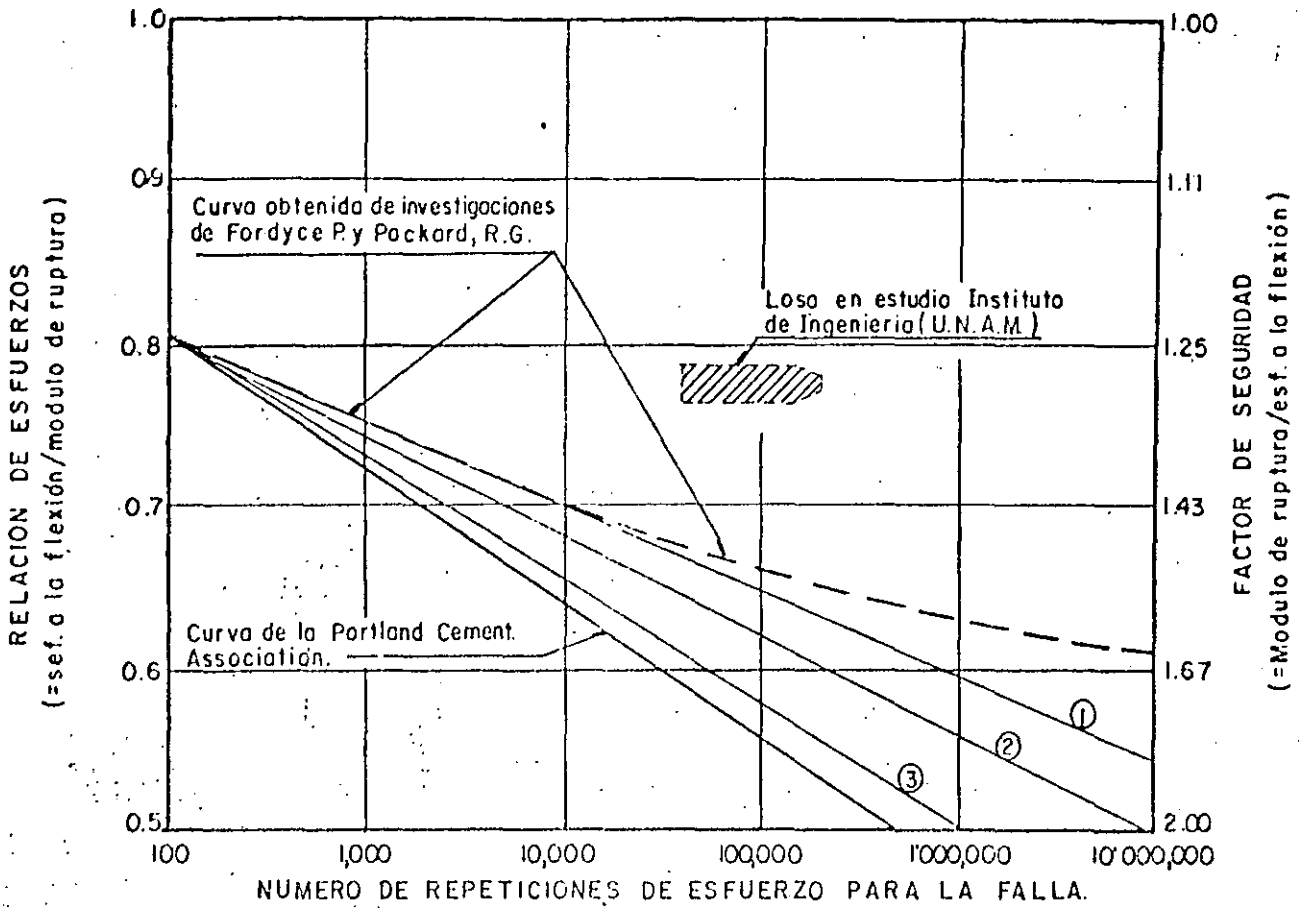
El área de tráfico tipo "B" corresponde a la franja central de las pistas, que no vayan a ser utilizadas como rodajes, y a las salidas de alta velocidad, que no vayan a ser utilizadas como rodajes de entrada.

Para determinar el espesor de losa necesario para áreas de tráfico tipo "C" (fig. 122) se considera el 70 por ciento del espesor "h" de losa obtenido para áreas críticas. (Este valor concuerda con el adoptado por la FAA, y con el adoptado, en forma indirecta, por el Cuerpo de Ingenieros. La PCA recomienda que este valor sea entre 75 y 80%). El área de tráfico tipo "C" corresponde a las franjas de las orillas de la pista.

El ancho de franja sobre la pista, de las áreas de tráfico tipo "A", "B" y de las transiciones, dependerá de las características del equipo con que se cuente para la construcción del pavimento; sin embargo no deberán ser inferiores a lo indicado en la fig. 122.

Para determinar el espesor de losa necesario para pisos de hangares y rodajes de servicio, se utilizará la gráfica correspondiente al avión para el que se diseñe (figs. 124 a 131) pero tomando en consideración el peso real que tenga el avión (generalmente los aviones en estas zonas van sin carga). El factor de seguridad se estimará de la tabla 21.

Cuando un pavimento vaya a tener tráfico de aviones con trenes de aterrizaje complejos (B-747; DC-10-20; DC-10-30), el pavimento diseñado como se indicó anteriormente deberá ser revisado para este tráfico. Se utilizarán las figs. 124, 125 y 126 para determinar el espesor de losa en áreas críticas, la tabla 21 para factor de seguridad y la tabla 23 para factor de repetición. Si el espesor obtenido en esta revisión es mayor que el obtenido en el diseño, se tomará este se determinarán los espesores para las áreas de tráfico, como se indicó anteriormente.



CURVAS DE FATIGA PARA CONCRETO
SUJETO A ESFUERZOS DE FLEXION

FIG. 121

NOTA:

(1), (2) y (3): Curvas propuestas

CURVA (1): Para diferencias de temperatura diarias menores a 10°C.

CURVA (2): Para diferencias de temperatura diarias entre -10 y 14°C.

CURVA (3): (Tentativa) Para diferencias de temperatura diarias de más de 14°C.

T A B L A 21

NUMERO DE REPETICIONES DE AVION CRITICO EQUIVALENTE	FACTOR DE SEGURIDAD RECOMENDADO PARA AREAS CRITICAS		
	Diferencia de temperatura ambiente entre la madrugada y el medio día.		
	MENOS DE 10°C	DE 10 A 14°C	MAS DE 14°C ^(*)
Hasta 6,000	1.40	1.44	1.49
10,000	1.42	1.46	1.53
15,000	1.44	1.48	1.56
22,000	1.46	1.50	1.59
30,000	1.48	1.525	1.62
45,000	1.50	1.55	1.65
60,000	1.52	1.575	1.68
90,000	1.54	1.60	1.71
140,000	1.56	1.625	1.75
200,000	1.58	1.65	1.795
300,000	1.60	1.68	1.84
700,000	1.65	1.75	1.94
1'600,000	1.70	1.82	2.00
3'000,000	1.75	1.87	2.00
7'000,000	1.80	1.96	2.00

(*) VALORES TENTATIVOS.

Tabla 22 GRADIENTES MAXIMOS DE TEMPERATURA. (promedio mensual)

LOCALIDAD	GRADIENTE PROM EN EL MES DE MAYOR VARIACION DE TEMP. (°C)	M E S
ACAPULCO, GRO.	8.7	FEBRERO
CAMPECHE, CAMP.	8.9	MARZO Y ABRIL
COZUMEL, Q. R.	9.6	MARZO Y ABRIL
CHIHUAHUA, CHIH.	16.8	MARZO
GUADALAJARA, JAL.	18.7	MARZO
HERMOSILLO, SON.	18.1	MAYO
JUAREZ, CHIH.	19.2	MAYO
LA PAZ, B.C.	15.8	MAYO
MAZATLAN, SIN.	6.2	ABRIL
MERIDA, YUC.	12.1	ABRIL
MEXICALI, B.C.	20.2	JUNIO
MEXICO, (TEXCOCO)	20.9	FEBRERO
MONTERREY, N.L.	12.5	MARZO
OAXACA, OAX.	19.9	FEBRERO
PUERTO VALLARTA, JAL.	13.2	FEBRERO MARZO Y ABRIL
REYNOSA, TAMPS.	12.7	FEBRERO
SAN LUIS POTOSI, S.L.P.	18.0	ABRIL
TAMPICO, TAMPS.	8.5	DICIEMBRE Y ENERO
TAPACHULA, CHIS.	14.9	FEBRERO
TIJUANA, B.C.	14.0	DICIEMBRE
TORREON, COAH.	22.8	MAYO
VERACRUZ, VER.	7.0	AGOSTO
VILLAHERMOSA, TAB.	13.1	MAYO

FACTORES DE REPETICION DE CARGAS PARA ALGUNOS AVIONES

A V I O N	FACTOR DE REPETICION DE CARGA (Valores tentativos)			
	CALLE DE RODAJE		P I S T A	
	$\sigma = 61\text{cm (1)}$	$\sigma = 122\text{cm (1)}$	$\sigma = 244\text{cm (1)}$	$\sigma = 488\text{cm (1)}$
DC-3	0.12	0.07	0.05	0.03
B-727	0.41	0.23	0.13	0.09
DC-8 y B-707	0.83	0.46	0.25	0.17
B-747	0.58	0.38	0.33	0.28
DC-10-10 y L-1011	0.57	0.40	0.22	0.12
CONCORDE	0.83	0.44	0.23	0.15

Tabla 23a

NOTAS:

(1) σ = Desviación estándar de la curva de distribución normal que representa la distribución del tráfico de aviones en el sentido transversal.

La relación entre el ancho de tráfico "T" tal como lo define el Cuerpo de Ingenieros al establecer el concepto de "Cubrimiento", y la desviación estándar es: $\sigma = \frac{(0.88)T}{2}$

(2) La PCA recomienda que para efectos de diseño se tome $\sigma = 61$ cm. para calles de rodaje y $\sigma = 488$ cm para pistas; con base en lo observado por N. C. Yong, se recomienda en el presente estudio lo siguiente:

$\sigma = 61$ cm para pavimentos de calles de rodaje que vayan a tener luces de eje.

$\sigma = 122$ cm para pavimentos de calles de rodaje normales.

$\sigma = 244$ cm para pavimentos de pistas que vayan a tener luces de eje.

$\sigma = 488$ cm para pavimentos de pistas normales.

FACTORES DE REPETICION DE CARGA PARA ANCHOS DE BANDA QUE INCLUYEN EL 98% DE LAS OPERACIONES.

(N.C. Yong) (adoptado por F. Rodarte)

Tabla 23b

AVION	FACTOR DE REPETICION DE CARGA							
	CALLE DE RODAJE				P I S T A			
	Banda A		Banda B		Banda C		Banda D.	
	2.7m*	3.7m	4.9m*	6.1m	6.1m*	7.6m	12.2m*	13.7m*
B - 727	0.62	0.53	0.45	0.36	0.36	0.30	0.20	0.16
B - 707	0.70	0.58	0.50	0.45	0.45	0.38	0.28	0.20
DC-3-63	1.00	0.86	0.70	0.58	0.58	0.50	0.32	0.28
B - 747	0.63	0.50	0.45	0.40	0.40	0.38	0.38	0.38
DC-10-10	0.92	0.78	0.69	0.62	0.62	0.56	0.46	0.46
L - 1011	1.10	0.96	0.84	0.75	0.75	0.65	0.46	0.42

* Valor correspondiente al ancho medio de banda.

Banda A: Calles de rodaje con luces de eje. Ancho de banda = 1.80 a 3.70 m

Banda B: Calles de rodaje normales. Ancho de banda = 3.70 a 6.10 m

Banda C: Pistas con luces de eje. Ancho de banda = 4.60 a 7.60 m.

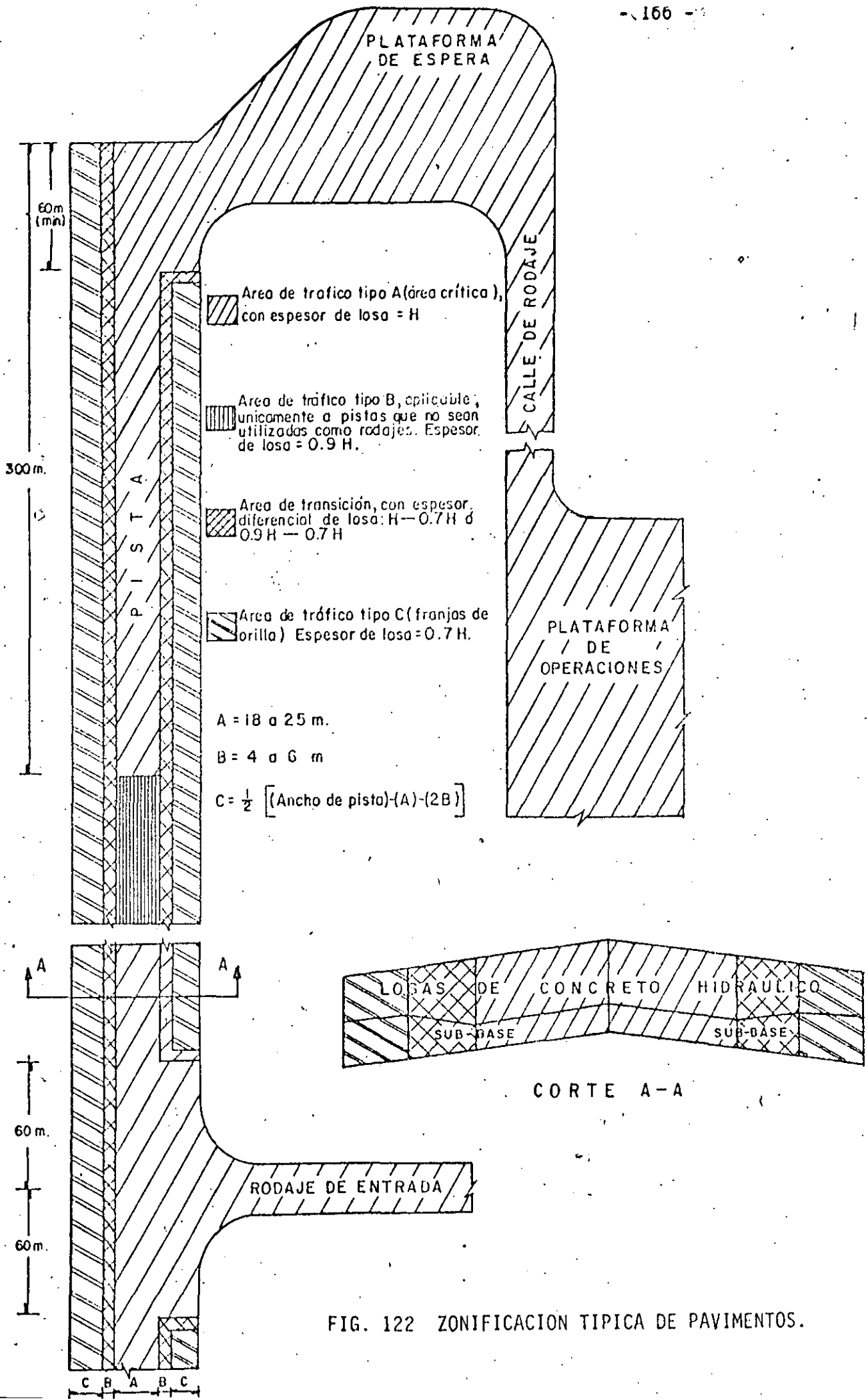


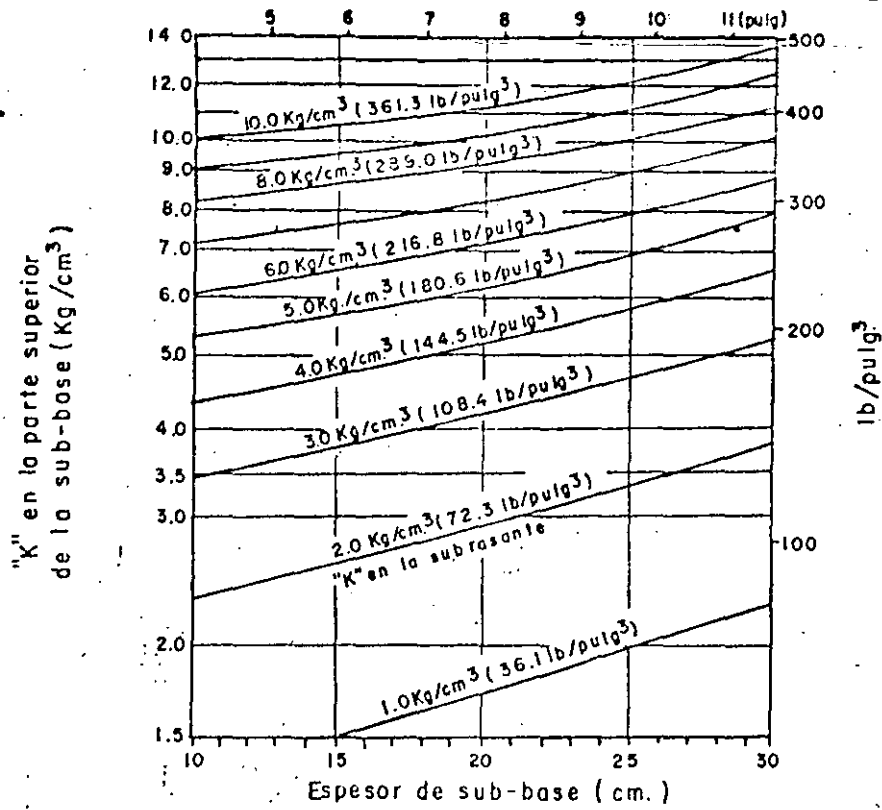
FIG. 122 ZONIFICACION TIPICA DE PAVIMENTOS.

TABLA. 24 VALORES DE RADIO DE RIGIDEZ RELATIVA " λ " (*) en cm

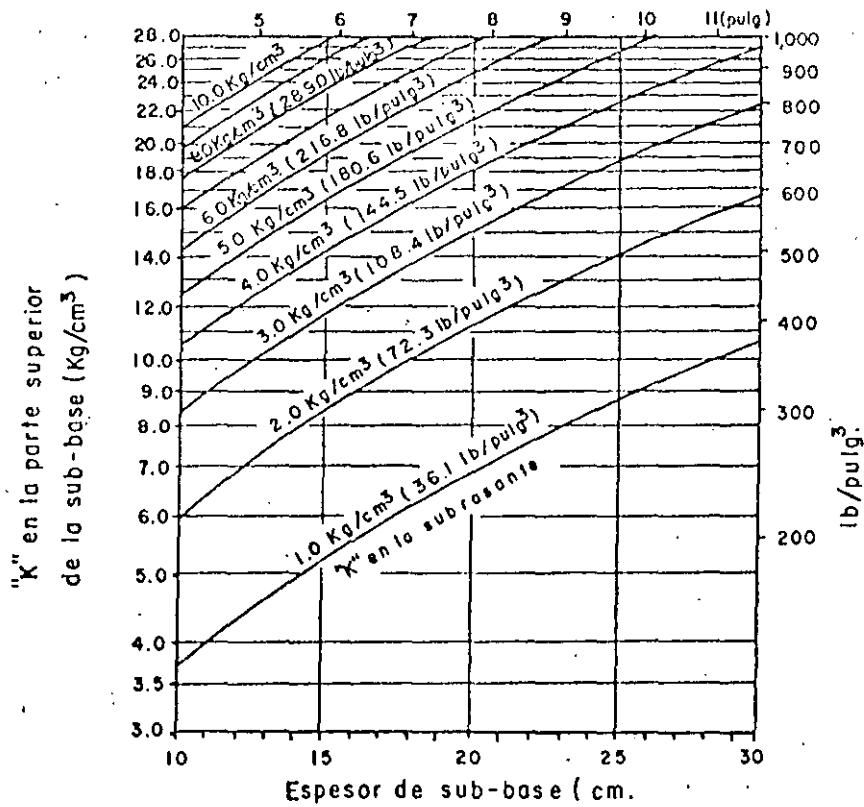
ESPESOR DE LOSA (cm)	K=1.5 (kg/cm ³)	K=2	K=4	K=6	K=8	K=10	K=12	K=14
18	95.41	88.79	74.66	67.46	62.78	59.38	56.73	54.59
19	99.35	92.46	77.75	70.26	65.38	61.33	59.08	56.85
20	103.25	96.09	80.80	73.01	67.95	64.26	61.40	59.07
21	107.10	99.67	83.81	75.73	70.48	66.65	63.68	61.28
22	110.91	103.21	86.79	78.42	72.98	69.02	63.95	63.45
23	114.67	106.71	89.73	81.08	75.45	71.36	68.18	65.60
24	118.38	110.17	92.64	83.71	77.90	73.67	70.39	67.73
25	122.07	113.59	95.52	86.31	80.32	75.95	72.58	69.34
26	125.71	116.99	98.37	88.89	82.72	78.53	74.75	71.92
27	129.32	120.34	101.20	91.44	85.10	80.43	76.89	73.99
28	132.89	123.67	104.00	93.97	87.43	82.70	79.02	76.03
29	136.44	126.97	106.77	96.48	89.73	84.91	81.13	78.06
30	139.95	130.24	109.52	98.95	92.09	87.10	83.22	80.07
31	143.44	133.48	112.25	101.42	94.39	89.26	85.29	82.06
32	148.89	136.70	114.95	103.87	96.66	91.42	87.34	84.04
33	150.32	139.89	117.63	106.29	98.92	93.55	89.38	86.00
34	153.72	143.06	120.30	108.70	101.16	95.67	91.41	87.95
35	157.10	146.20	122.94	111.09	103.38	97.77	93.41	89.33
36	160.46	149.32	125.57	113.46	105.59	99.86	95.41	91.80

(*) Valores calculados para E = 250,000 kg/cm² y M = 0.15

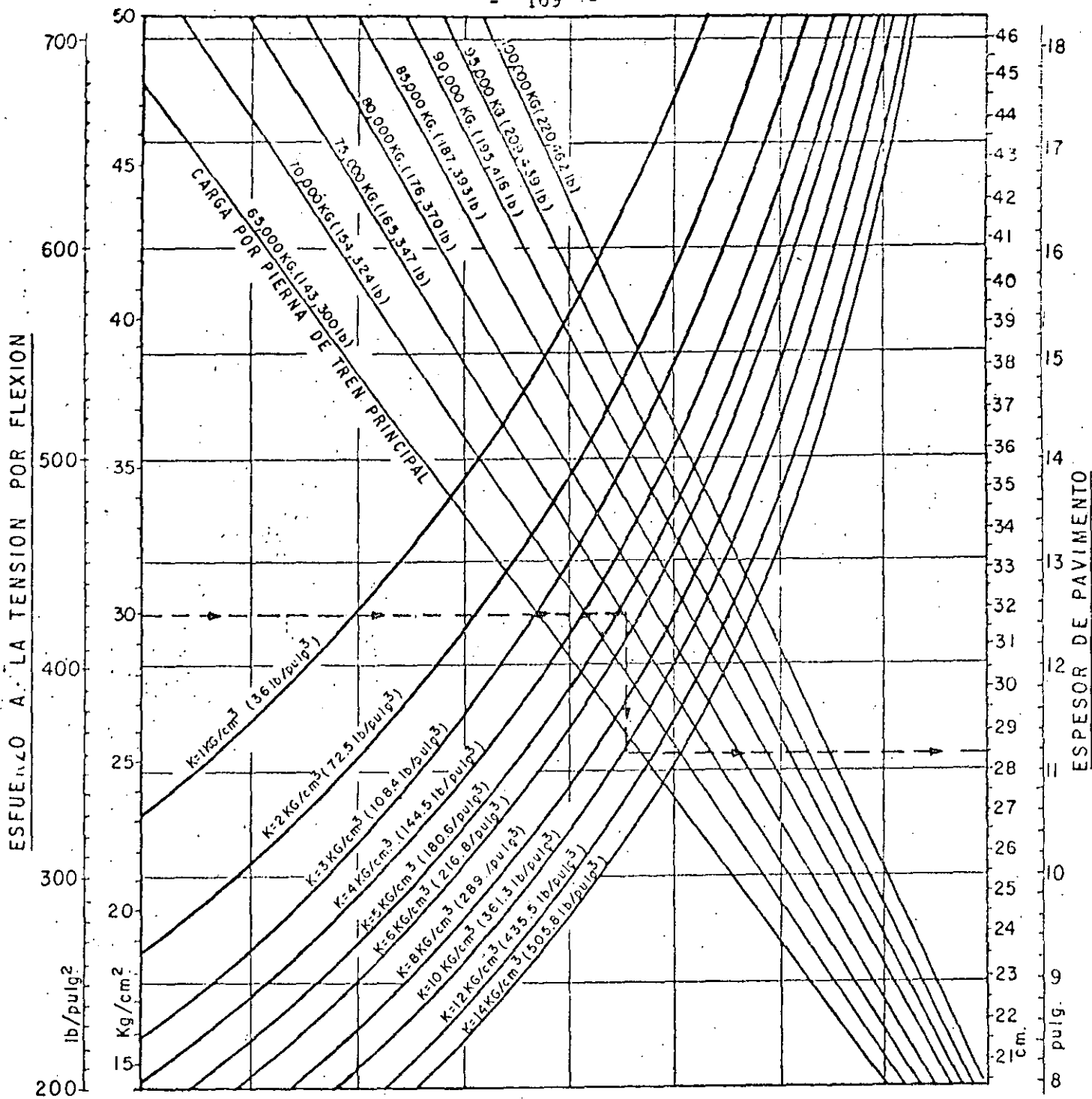
$$\lambda = \frac{Eh^3}{12(1-M^2)K} = 12.0826 \frac{h^3}{k}$$



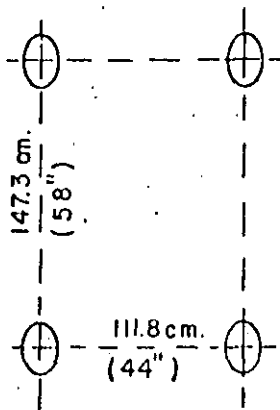
A) EFECTO DE LA SUB-BASE HIDRAULICA EN LOS VALORES DE "K"



B) EFECTO DE LA SUB-BASE ESTABILIZADA CON CEMENTO EN LOS VALORES DE "K"

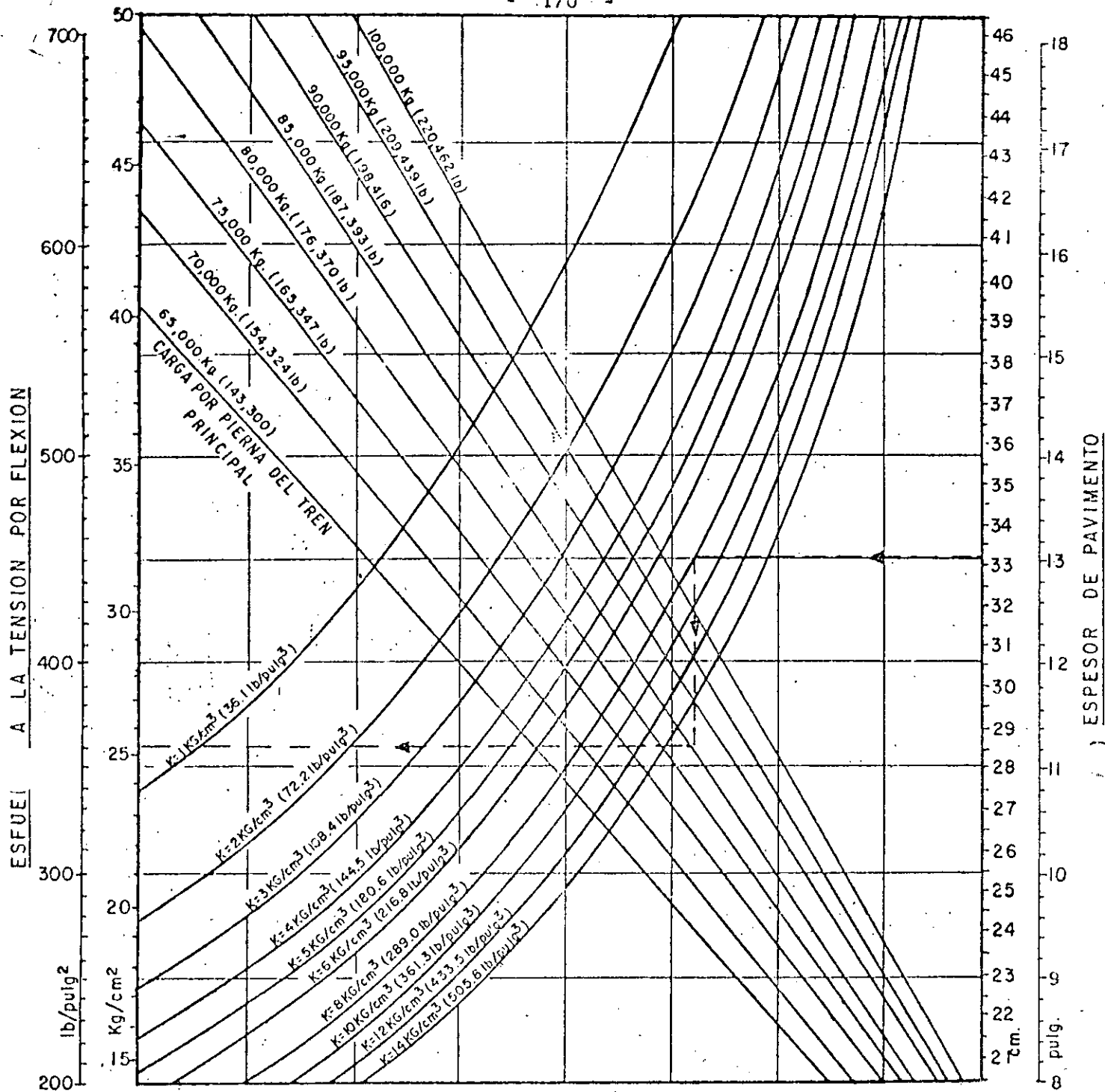


AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,316.1 cm²
(204 pulg.²)

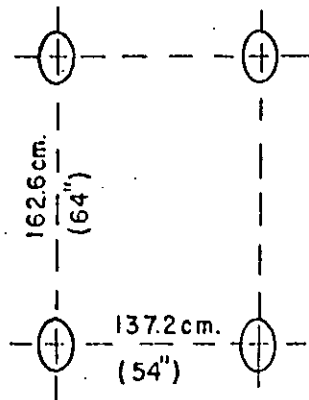


AVION: BOEING B-747
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS
Pierna tren principal: Doble tándem.
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)
Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.

FIG. 124



AREA DE CONTACTO
 POR LLANTA: 1,638.7 cm²
 (254 pulg²)



AVION: Mc.DONNELL-DOUGLAS DC-10

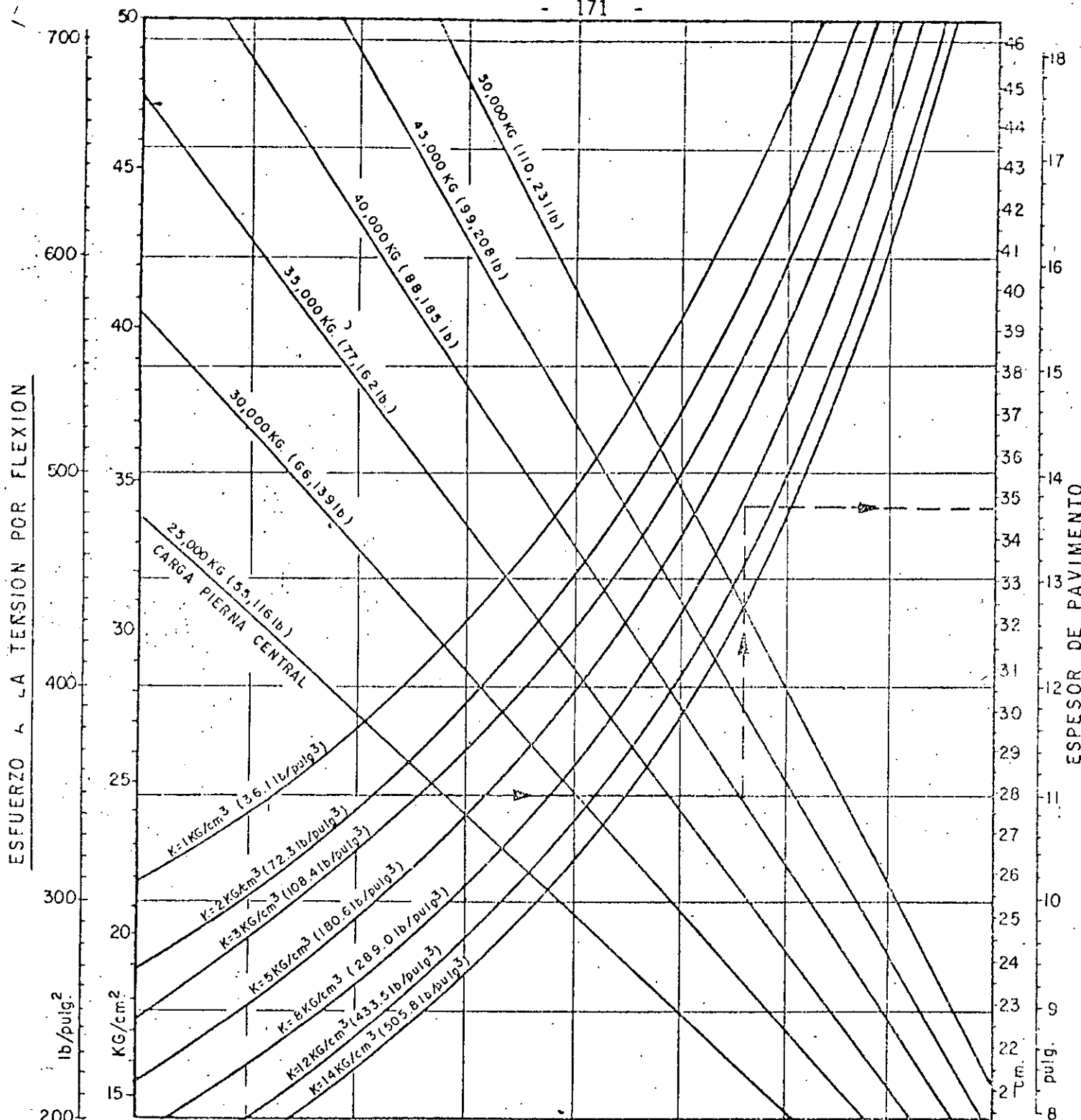
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
 DE CONCRETO HIDRAULICO DE
 AEROPUERTOS.

Pierna tren principal: Doble tdndem.

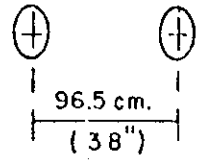
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
 (1973)

Gráfica para ser utilizada por personal
 profesional competente, que conozca su
 significado y limitaciones

FIG. 125



AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,780.6 cm.²
(276 pulg.²)



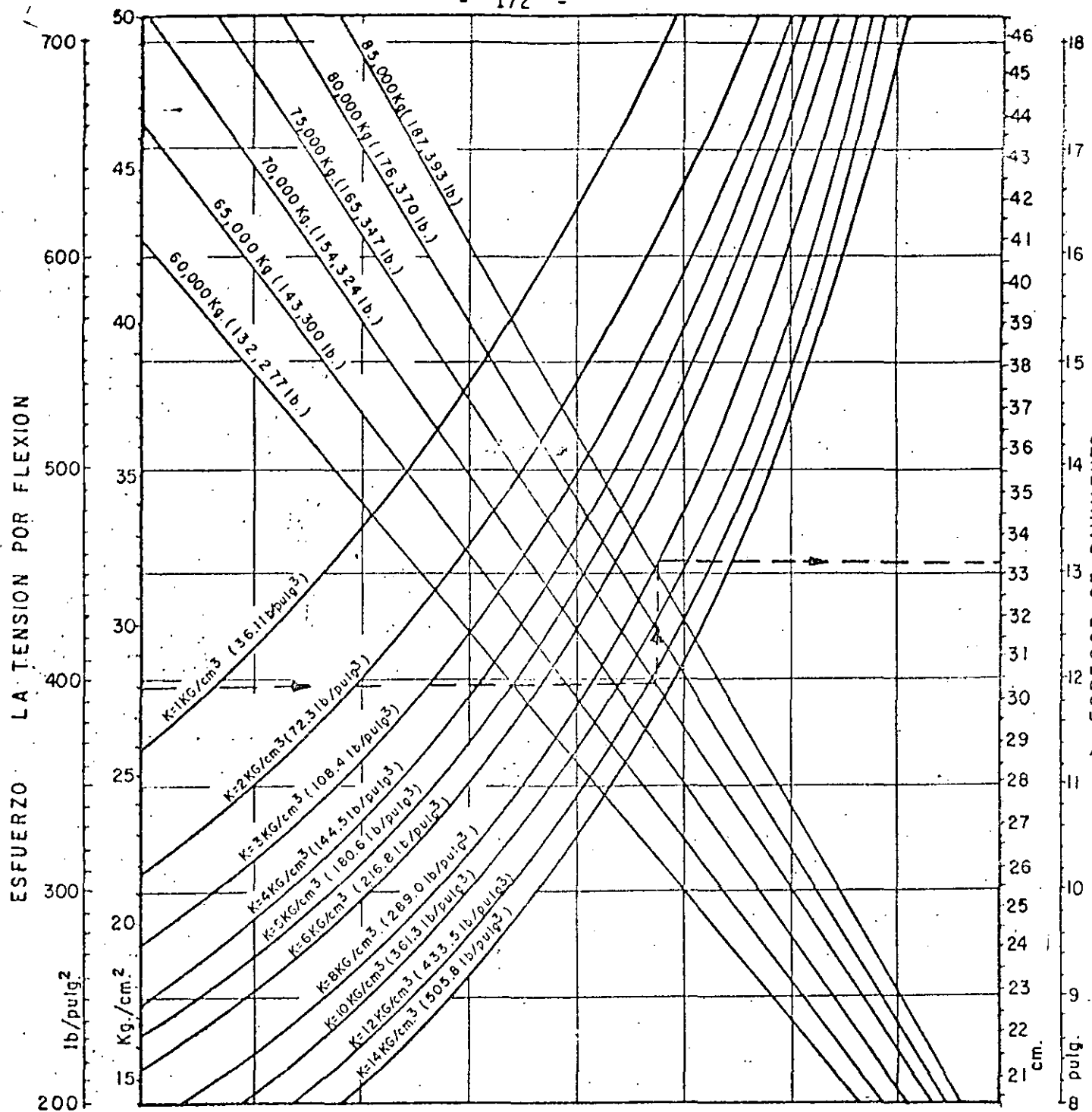
AVION: Mc DONNELL-DOUGLAS DC-10
(Series 20 y 30, solo para la pierna central)

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS

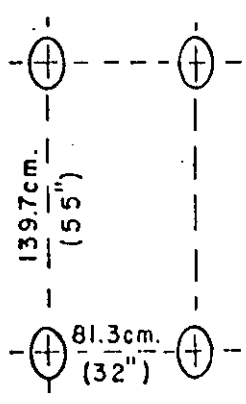
Pierna central: Ruedas dobles

FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
(1973)

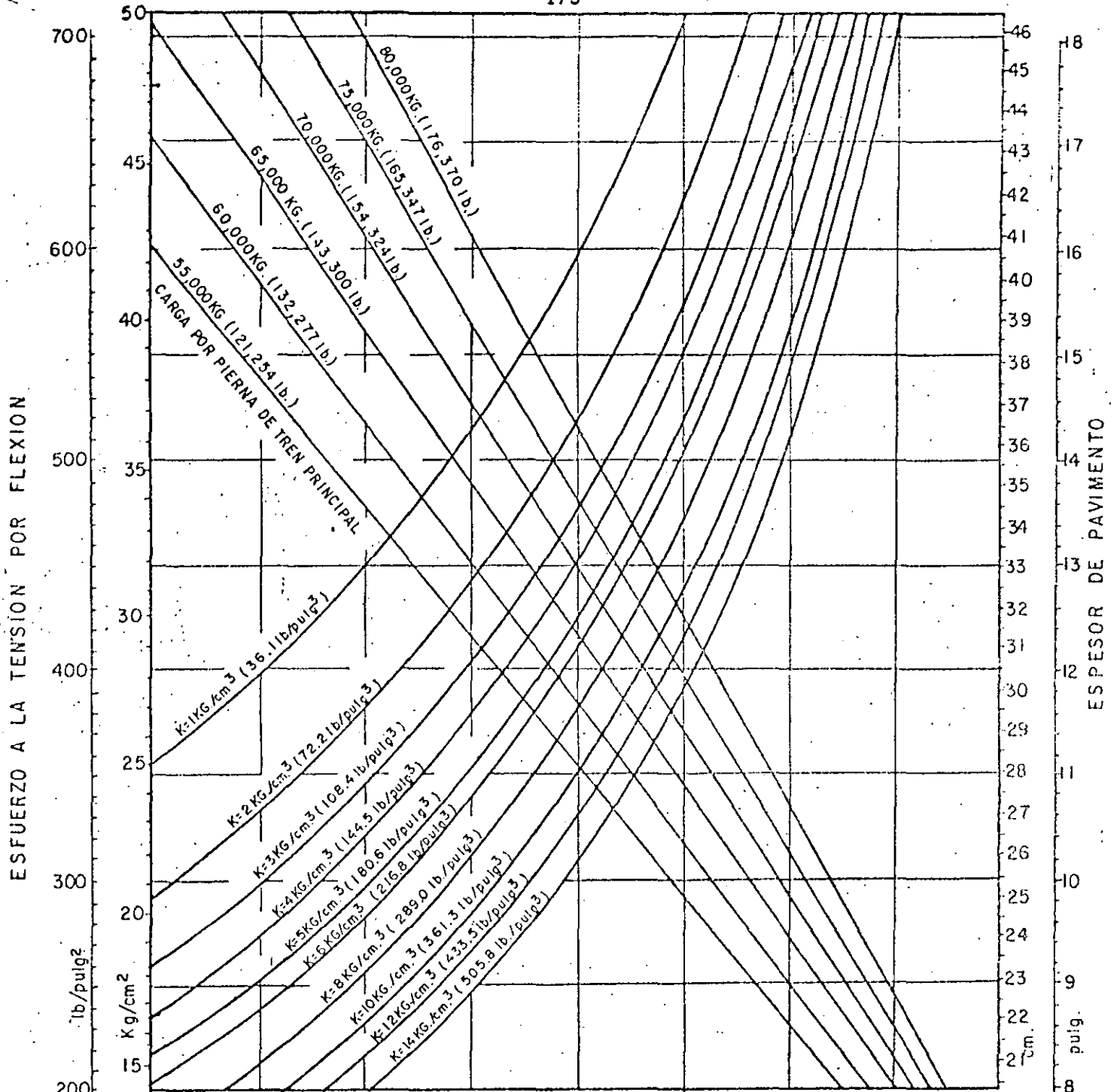
Gráfico para ser utilizada por personal
profesional competente, que conozca su
significado y limitaciones.



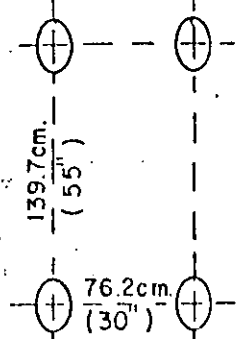
AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,419.4cm²
(220 pulg²)



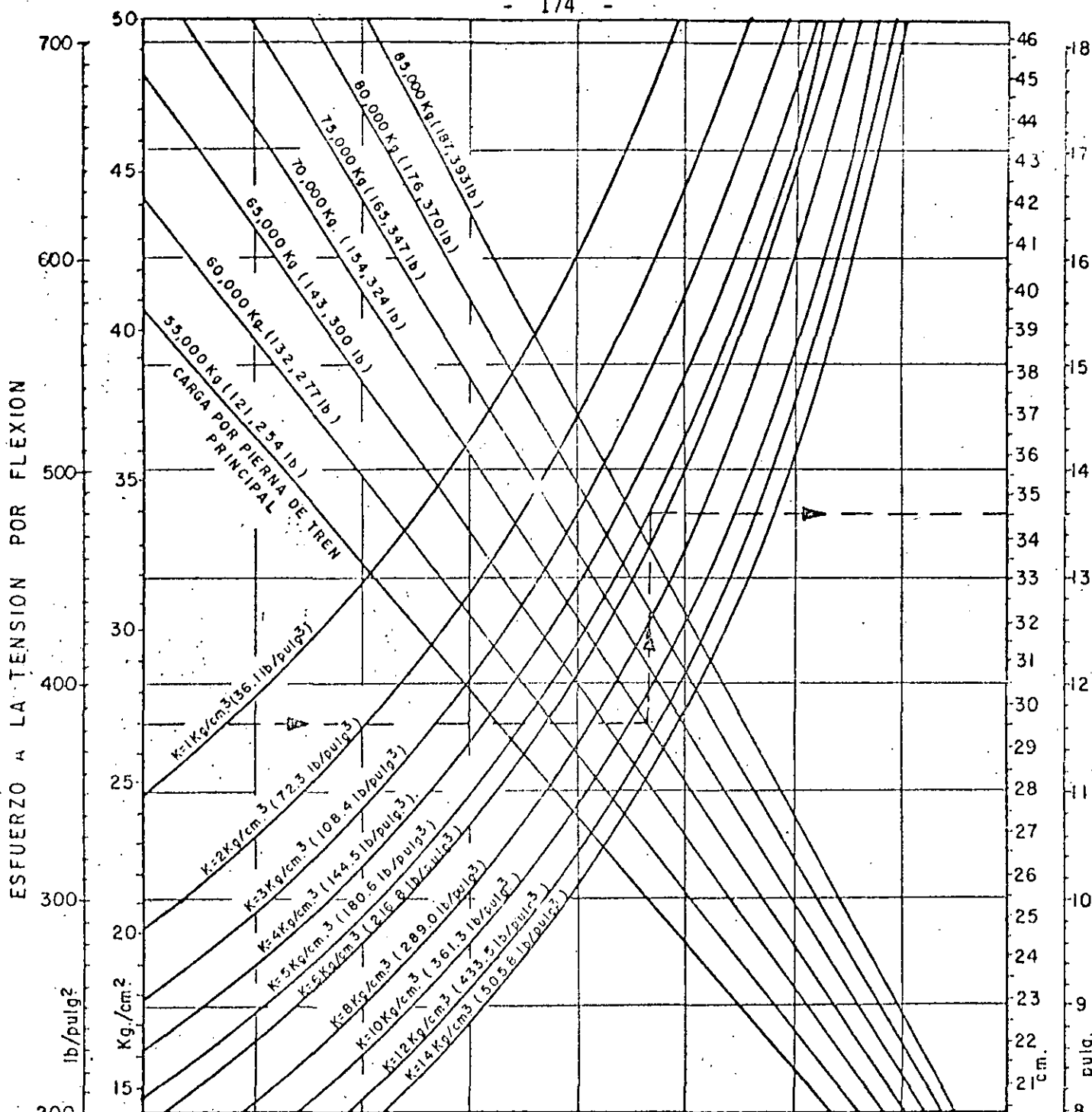
AVION: Mc.DONNELL-DOUGLAS DC-8 (Modelos 62,63)
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS
Pierna tren principal: Doble tándem
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)
Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.



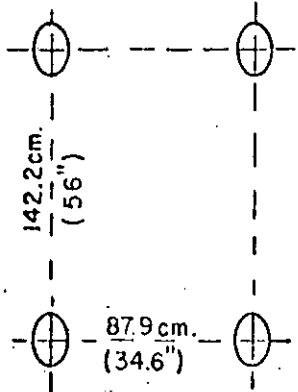
AREA DE CONTACTO
 POR LLANTA: 1,348.4 cm.²
 (209 pulg.²)



AVION: Mc. DONNELL - DOUGLAS DC-8 (MODELOS 55, 61, 62)
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.
Pierna tren principal: Doble tándem
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)
Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.

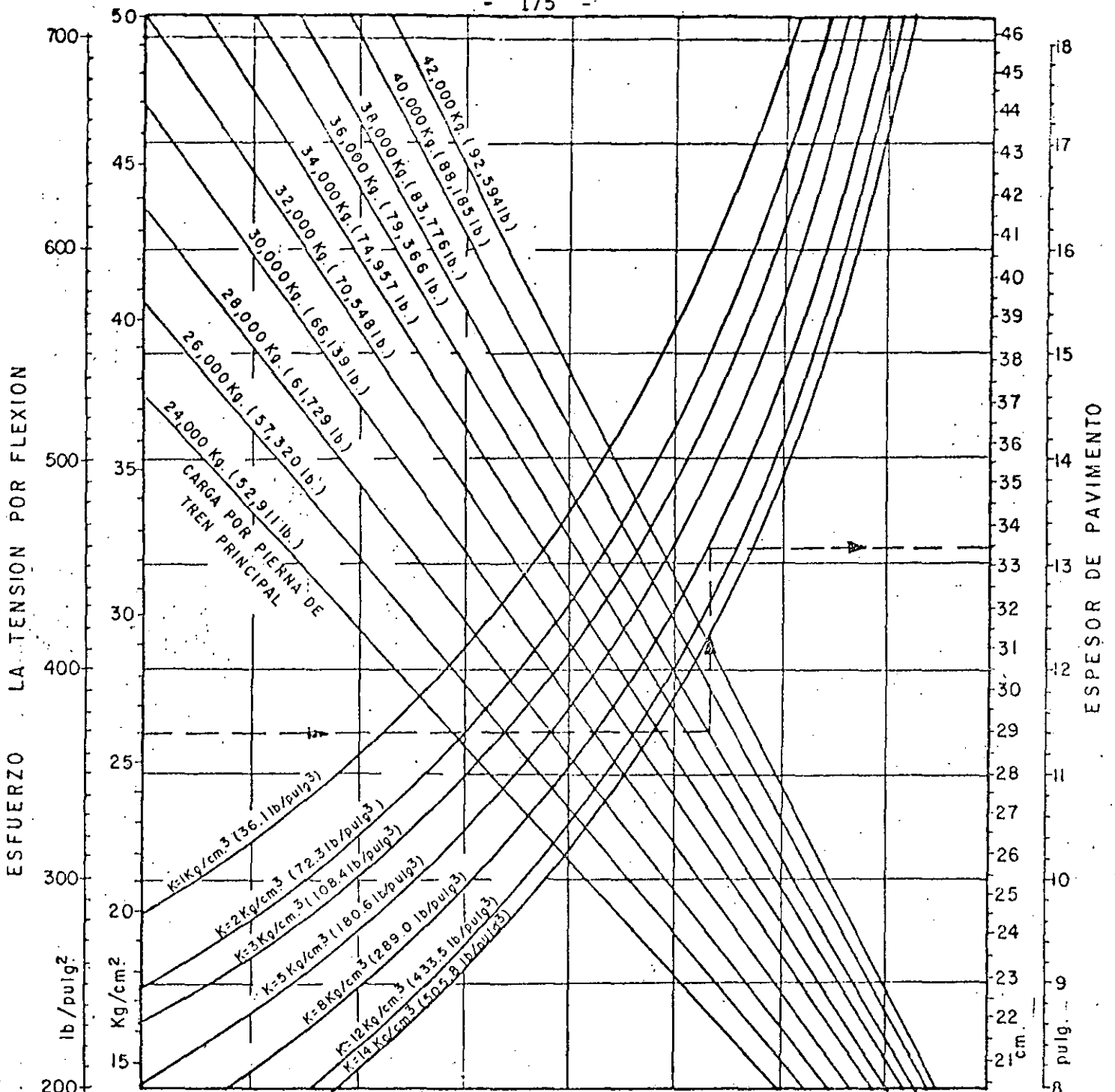


AREA DE CONTACTO POR LLANTA: 1,406.4 cm² (218 pulg²)

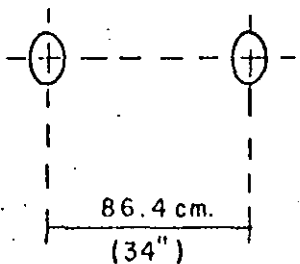


AVION: BOEING B-707 (MODELOS 320B Y 320C)
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.
Pierna tren principal: Doble tandem
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)
Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.

FIG. 129



AREA DE CONTACTO
 POR LLANTA: 1,529.0 cm²
 (237 pulg²)



AVION: BOEING B-727
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.
Pierna tren principal: Ruedas dobles
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)
Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.

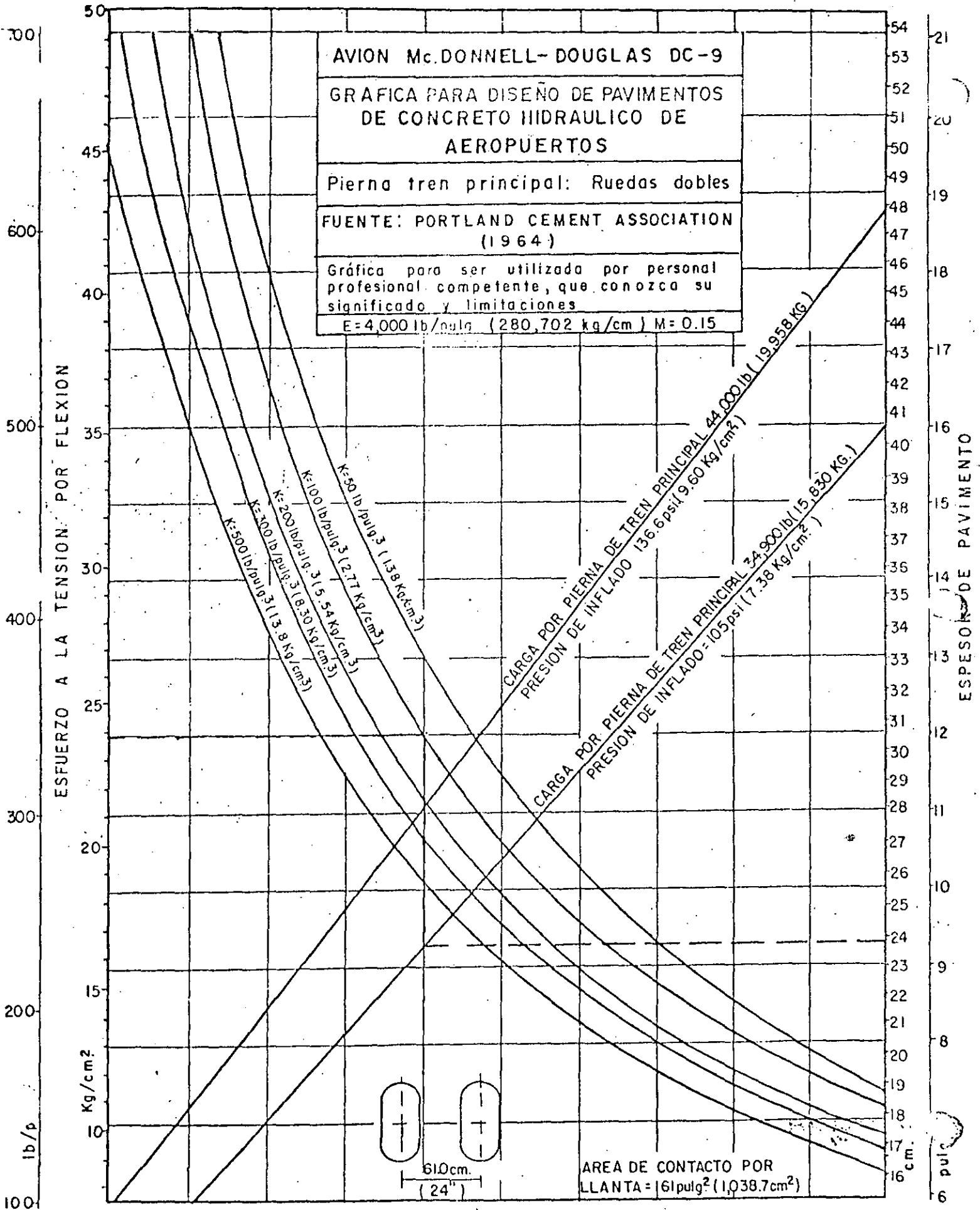


FIG. 131

Pavimento de Concreto Reforzado Continuo.

Método de la PCA

Un pavimento de concreto reforzado continuo es aquél que no tiene juntas transversales excepto donde el pavimento intersecta o termina con pavimentos existentes o estructuras. Estos pavimentos desarrollan grietas transversales a intervalos que varían entre 1.0 y 2.0 m. (3 a 7 ft).

El diseño de este tipo de pavimentos debe proveer:

- 1º) Un adecuado espesor de pavimento para soportar las cargas de los aviones y,
- 2º) suficiente fierro de refuerzo longitudinal de tal manera que las grietas transversales se mantengan estrechamente cerradas y para que ocurran en el espaciamiento deseado.

Espesor de Pavimento.- Reconociendo que hay una mejor transferencia de cargas en las grietas transversales de estos pavimentos, comparadas con los pavimentos con juntas, algunas especificaciones para pavimentos para carreteras permiten una reducción en el espesor de los pavimentos de refuerzo continuo. Se considera que cualquier reducción significativa del espesor de pavimento puede resultar no conservadora debido a la consiguiente reducción de la transferencia de cargas en las juntas longitudinales. Además, el incremento de las deflexiones de un pavimento más delgado puede acusar un excesivo astillamiento en las grietas, especialmente los pavimentos que soportan aviones con trenes de aterrizaje de ruedas múltiples. Por tanto la Asociación del Cemento Portland recomienda que no se efectúen reducciones en el espesor de pavimento continuo. El espesor se determina en la misma forma que para el pavimento de concreto simple.

Acero Longitudinal.- La cantidad de acero de refuerzo longitudinal para controlar los cambios de volumen depende principalmente del espesor de la losa, de la resistencia a la tensión del concreto y de la resistencia del acero (punto de cedencia). Otros factores que influyen en la cantidad de acero son: contracción debida a disminuciones de temperatura, contracción debida a secado y los módulos de elasticidad del concreto y del acero.

El factor a controlar es el ancho de grieta. Cuando no se usa suficiente acero las grietas que se producen son demasiado abiertas, lo que permite que penetren sólidos y agua en ellas. El criterio de ancho de grieta no ha sido firmemente establecido, pero se han obtenido buenos comportamientos cuando el espaciamiento promedio de grietas es entre 1.0 y 2.1 m (3 a 7 pies). Debido a que el espaciamiento de las grietas está relacionado directamente con el ancho de grieta y que es más fácil observar dicho espaciamiento, el diseño de pavimentos con refuerzo continuo ha venido indirectamente a ser un procedimiento para calcular la cantidad de acero necesaria para obtener un espaciamiento deseable de grietas.

Se han desarrollado varias ecuaciones teóricas para calcular la cantidad de acero requerido pero en general, la cantidad está basada en datos empíricos obtenidos de pavimentos experimentales y de pavimentos en servicio.

Es práctica usual especificar la cantidad de acero en un 0.6 por ciento del área de la sección transversal de pavimento y un punto de cedencia mínimo del acero de 60,000 psi (4,220 kg/cm²). En climas severos, con heladas o donde prevalece un tráfico pesado desproporcionado, se debe considerar un porcentaje mayor, 0.7 o 0.8 por ciento.

La cantidad de acero no debe ser menor que la indicada por la siguiente fórmula, la cual se utiliza también para concretos o aceros especiales:

$$P_s = \left(\frac{F't}{F_s - n F't} \right) 100$$

donde:

P_s = Porcentaje de acero (área total de la sección transversal del acero dividida por el área de la sección transversal del concreto y multiplicada por 100).

$F't$ = Resistencia a la tensión del concreto, en lb/pulg². Se considera igual a 0.4 del módulo de ruptura.

F_s = Esfuerzo admisible de trabajo del acero, en lb/pulg² (0.75 del punto de cedencia).

n = E_s/E_c (relación entre el módulo de elasticidad del acero y el del concreto).

Esta fórmula toma en cuenta explícitamente la resistencia que ejerce la subbase o subrasante al movimiento de la losa. Esta resistencia se expresa por un coeficiente c_f al que comúnmente se le considera un valor de 1.5. Si hay alguna razón para creer que el coeficiente difiere considerablemente de 1.5, se utiliza la siguiente fórmula:

$$P_s = \frac{F't}{F_s - n F't} (1.3 - 0.2 c_f) 100$$

Habiendo establecido el porcentaje requerido de acero longitudinal, el área de acero puede ser calculada por:

$$A_s = \frac{b h P_s}{100}$$

donde:

A_s = área total de la sección transversal del acero longitudinal de refuerzo, en pulg².

b = ancho de la losa, en pulgadas.

h = espesor de la losa, en pulgadas.

P_s = porcentaje especificado del acero longitudinal.

Tamaño y espaciamiento.- El diámetro mínimo de las varillas depende de su espaciamiento de tal manera que permita la colocación fácil del concreto. El espacio libre entre varillas debe ser al menos dos veces el tamaño máximo del agregado pero en ningún caso debe ser menor de 4 pulg. (10 cm).

El diámetro máximo de las varillas depende del porcentaje de acero, máximo espaciamiento permitido, adherencia y consideraciones de transferencia de carga. Para una buena transferencia de carga y buena adherencia, el espaciamiento de las varillas es el siguiente:

$$S_w = \frac{A_b}{h P_s}$$

donde:

S_w = espaciamiento, dentro a centro, en pulgadas.

A_b = Área de la sección transversal de una varilla o alambre, en pulgadas cuadradas.

h = Espesor de la losa, en pulgadas.

P_s = Porcentaje de acero.

Para asegurar un área adecuada de adherencia, el tamaño máximo se escoge usualmente de tal manera que la relación adherencia-área, Q , sea al menos 0.03 obtenido de la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{4 P_s}{d_b}$$

donde:

Q = relación de área de adherencia al volumen de concreto, en pulg²/pulg³

P_s = Porcentaje de acero

d_b = diámetro de la varilla de refuerzo, en pulgadas.

Esto es considerado como una guía general y no como un criterio firmemente establecido.

Posición. - Debido a que la función primaria del refuerzo continuo en los pavimentos es mantener cerradas las grietas transversales, su posición en el sentido vertical de la losa no es extremadamente crítica.

La práctica ha tenido variantes. Se han construido pavimentos con el acero longitudinal desde 2 1/2 pulg (6.4 cm) abajo de la superficie y pavimentos con el acero longitudinal colocado a la mitad del espesor de la losa. Cuando el acero se coloca a la mitad del espesor de la losa, los refuerzos del acero en las grietas debidos a las cargas y a disminuciones de temperatura son menores que en otras posiciones. Otro criterio es colocar el acero arriba de la mitad del espesor de la losa porque esto reduce el ancho de las grietas en la superficie del pavimento.

Para facilitar la colocación del acero durante la construcción, y para mantener las grietas en la superficie abierta al mínimo, la máxima profundidad recomendada para la colocación del acero es la mitad del espesor de la losa; la profundidad mínima deberá ser 1/3 del espesor de la losa pero debe asegurarse un cubrimiento mínimo de 2 1/2 pulg (6.4 cm) sobre el acero, para minimizar la corrosión del mismo.

Acero Transversal. - Su función es mantener el espaciamiento del refuerzo longitudinal y se utiliza comunmente una pequeña cantidad de acero transversal aunque algunas veces puede no requerirse, cuando el procedimiento de colocación del refuerzo longitudinal en el concreto fresco asegura el espaciamiento y profundidad especificadas.

La teoría de fricción con la subrasante utilizada para el diseño de barras de amarre se utiliza también para calcular la cantidad de acero transversal requerido para mantener cerradas las grietas longitudinales. Se utiliza la siguiente fórmula:

$$A = \frac{b C_f W_h}{12 F_s}$$

donde:

A = Area de acero por pie longitudinal de losa, en pulg².

b = semi-ancho de la losa si no está amarrada a la losa adyacente, en pies; si son varias losas ligadas, b, es la distancia desde

el punto más lejano hasta el punto más cercano a la junta no ligada u orilla libre.

C_f = Coeficiente de subrasante (o subbase) que indica la resistencia al movimiento de la losa. Usualmente se toma igual a 1.5.

W = peso del concreto en libras por pie cúbico (usualmente considerado como 150 lb/pie³).

h = espesor de losa, en pulg.

P_s = esfuerzo admisible de trabajo del acero, en lb/pulg² (usualmente considerado como 75% del punto de cedencia).

- Máximo espaciamiento de alambres transversales:

16 pulg (40.6 cm).

- Espaciamiento de varillas transversales:

36 a 60 pulg (91.4 a 152.4 cm).

- Diámetro mínimo de alambre transversal:

0.225 pulg (0.57 cm)

- Diámetro mínimo de varillas transversales:

3/8 pulg (0.95 cm).

EVALUACION DE PAVIMENTOS DE AEROPUERTOS EN MEXICO.

Evaluación de la Resistencia de Pavimentos Flexibles.

En la actualidad se utilizan dos métodos para la evaluación estructural de los pavimentos flexibles:

a) Método LCN

b) Viga Benkelman

a).- METODO LCN.- Este método consiste en efectuar pruebas de placa sobre el pavimento en estudio y por medio del análisis de dichas pruebas, determinar la capacidad estructural del pavimento en valores de LCN (Load Classification Number; Número de Clasificación de Carga).

El equipo utilizado para transmitir la carga al pavimento consiste esencialmente de una plataforma lastrada a 100 toneladas métricas remolcada por un tracto-camión Dina de 335 HP (para proporcionar movilidad y autonomía al equipo de pruebas) y de un gato hidráulico de 200 toneladas -- (400,000 lbs) de capacidad, que colocado entre la placa de 45 cm (18 pulg) de diámetro sobre el pavimento y el aditamento especial de la plataforma, transmite las cargas al pavimento al ir levantando paulatinamente la plataforma.

El equipo de medición consiste en 3 micrómetros colocados sobre la placa y espaciados 120° entre sí, los cuales miden las deformaciones producidas en el pavimento por las cargas aplicadas a la placa. El dispositivo de medición de las cargas aplicadas a la placa, consiste en un manómetro acoplado al gato y previamente calibrados en laboratorio.

Para asegurar un estrecho contacto entre la placa de soporte y la superficie del pavimento, se pone primero una capa de poco espesor (aproximadamente 0.5 cm) de azufre fundido, el cual al enfriarse presentará una superficie uniforme y horizontal).

Antes de poner los micrómetros en cero se aplica una carga de asentamiento de 2,300 kg (5,000 lb) aproximadamente.

Después de haber puesto los micrómetros en cero se aplica una carga suficiente para producir una deformación de 1.25 mm (0.05 pulg), aproximadamente en los micrómetros, anotándose los valores exactos de deformación del pavimento bajo la carga.

A continuación se quita la carga aplicada y, después de estabilizados los micrómetros, se anotan las deformaciones remanentes.

A continuación se repite la carga 5 veces anotando las lecturas obtenidas. Al llegar a un total de 6 aplicaciones de la misma carga se toman las lecturas de deformación y, en lugar de descargar, se incrementa la carga hasta obtener una deformación promedio de 2.5 mm (0.10 pulg), repitiéndose con esta carga el mismo procedimiento descrito anteriormente hasta obtener 6 aplicaciones.

Lo mismo se hace para obtener deformaciones promedio de 5 mm (0.2 pulg) y llegando a la sexta aplicación de la carga se continúan aplicando incrementos de 4,540 kg (10,000 lbs), anotando las deformaciones obtenidas. Dichos incrementos de carga se continúan hasta producir la falla del pavimento bajo la placa, la cual se manifiesta al deformarse el pavimento progresivamente sin ningún aumento de carga. Un ejemplo de datos obtenidos de una prueba de campo se muestra en la tabla 25.

Para el cálculo de valor LCN, que es un valor representativo de la capacidad de carga del pavimento es necesario predecir la deflexión del

mismo después de haber sufrido 10,000 repeticiones de una determinada carga. Esto se obtiene a partir de los datos obtenidos de la prueba con las 6 repeticiones de las diferentes cargas y extrapolado según se indica en el ejemplo mostrado en la fig. 132.

El segundo paso en el cálculo de LCN se ilustra en la fig. 133. La secuencia es la siguiente:

- La curva "A" se construye graficando los valores de deflexión contra primera y sexta aplicaciones de cada carga.
- La curva "B" es la curva teórica carga-deflexión si no se hubieran aplicado repeticiones de carga. Se obtiene trazando líneas paralelas a la curva "A". La carga de falla se obtiene trazando las líneas tangenciales según se muestra.
- La curva "C" se construye tomando como origen 0.2 pulgadas para una carga nula y graficando los valores de deflexión remanente después de la primera aplicación de la carga contra el valor de la misma.
- La curva "D" comienza en el origen y se obtiene graficando los valores de carga contra deflexión a las 10,000 repeticiones (calculadas de la fig. 132 en el ejemplo).
- La carga de seguridad del pavimento se considera que es la carga que, repetida 10,000 veces producirá 5 mm (0.2 pulg) de deformación a partir del asentamiento inicial bajo la misma carga, o sea, la carga correspondiente a la intersección de las curvas "C" y "D".
- La carga de seguridad así obtenida se corrige de acuerdo a la gráfica de calibración del conjunto gato hidráulico-manómetro, efectuada en laboratorio; obteniéndose la carga de seguridad real.
- Con la carga de seguridad real y el área de la placa de prueba se entra a la fig. 134 y se obtiene el valor LCN resistente del pavimento, el cual debe ser menor o igual que el LCN provocado por el avión crítico que lo utilice.

La siguiente etapa en el procedimiento de evaluación consiste en efectuar un estudio estadístico del área del pavimento en estudio, determinando los valores de desviación estándar y el LCN promedio. El LCN resistente para publicarse será el LCN promedio menos la desviación estándar.

TABLA 25

Prueba de placa para evaluación del LCN y de "S" en pavimentos flexibles

Hoja No.

Diámetro de la placa 0.45 mts.
 Hora de inicio de la prueba 1.15 Hrs. A.M.
 Hora de terminación de la prueba 2.35 Hrs. A.M.
 Prueba por JULIO PALMEROS L.

AEROPUERTO DE CHIHUAHUA, CHIH.
 PISTA - 18 - 36

Fecha

1/5/77

ESTACION	CICLO	CARGA	LECTURA EN MICROMETROS							
			1		2		3		PROMEDIO	
			CARGA	DESCARGA	CARGA	DESCARGA	CARGA	DESCARGA	CARGA	DESCARGA
0 + 300 a 3.00 m del E Lado Izq.	Incrementos de carga	5,000 Lbs.	17.0	—	18.0	—	16.0	—	17.0	—
		10,000 Lbs.	24.0	—	26.0	—	23.0	—	24.3	—
		15,000 Lbs.	30.0	—	32.0	—	29.0	—	30.3	—
	1	$\Delta = 0.05"$	52.0	9.0	55.0	13.0	53.0	9.0	53.3	10.3
	2	CARGA MAN. 32,000	54.0	11.0	57.0	14.0	55.0	11.0	55.3	
	3		56.0	12.0	59.0	16.0	58.0	13.0	57.6	
	4		58.0	14.0	61.0	18.0	60.0	15.0	59.6	
	5	Tem. Amb. 0.0°C	59.0	15.0	62.0	19.0	61.0	16.0	60.6	
	6	Tem. Asf. 2.0°C	60.0	—	63.0	—	62.0	—	61.6	—
	1	$\Delta = 0.10"$	103.0	31.0	107.0	37.0	106.0	31.0	105.3	33.0
	2	CARGA MAN. 59,000	109.0	35.0	114.0	42.0	112.0	35.0	111.6	
	3		114.0	39.0	120.0	47.0	118.0	40.0	117.3	
	4		117.0	41.0	124.0	49.0	121.0	42.0	120.6	
	5	Tem. Amb. 0.0°C	120.0	43.0	127.0	51.0	124.0	44.0	123.6	
	6	Tem. Asf. 1.0°C	123.0	—	130.0	—	127.0	—	126.6	—
	1	$\Delta = 0.20"$	202.0	80.0	209.0	83.0	209.0	81.0	206.6	81
	2	CARGA MAN. 97,000	221.0	93.0	228.0	97.0	228.0	93.0	225.6	
	3		232.0	101.0	240.0	105.0	240.0	101.0	237.3	
	4		242.0	109.0	250.0	112.0	251.0	109.0	247.6	
	5	Tem. Amb. 0.0°C	250.0	115.0	258.0	118.0	259.0	115.0	255.6	
	6	Tem. Asf. 0.0°C	256.0	—	265.0	—	265.0	—	262.0	—
	Incrementos de carga hasta la falla	107,000 lbs	280.0	—	289.0	—	288.0	—	285.6	—
		117,000 lbs.	310.0	—	318.0	—	317.0	—	315.0	—
		127,000 lbs	350.0	—	360.0	—	359.0	—	356.3	—
147,000 lbs		490.0	—	500.0	—	502.0	—	497.3	—	
					237.0		237.0		235.6	

OBSERVACIONES

PISTA 18-36

Temperatura Ambiente : - 1.0°C
 Temperatura Superficie Pavimento: 0.0°C
 Cielo : Despejado
 Viento : Calma

OTRAS:

DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
 DEPARTAMENTO TECNICO
 OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

Por EL JEFE DE LA OFICINA
 Ing. Fco. Foo Rodarte Lazo.
 BRIGADA DE ESTUDIOS DE RESISTENCIA DE PAVIMENTOS
 Supervisor:

4 (63 - 49) + 49 = 105

4 (131-103) + 103 = 215

4 (279-198) + 198 = 522

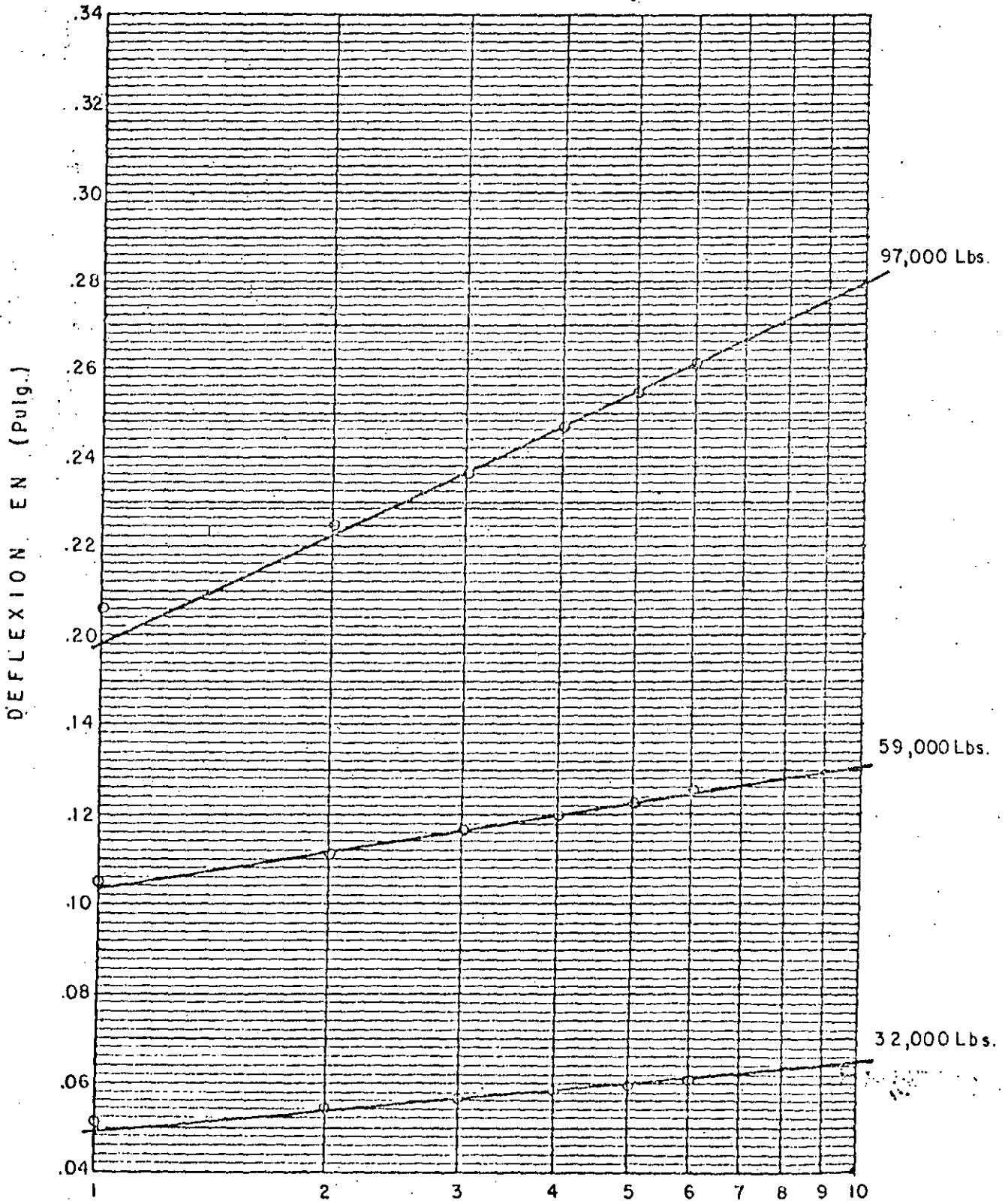
PRUEBAS DE PLACA.

Pavimento flexible IV/77

AEROPUERTO DE CHIHUAHUA, CHIH.

Pista 18 - 36

Número de aplicación de cargas.



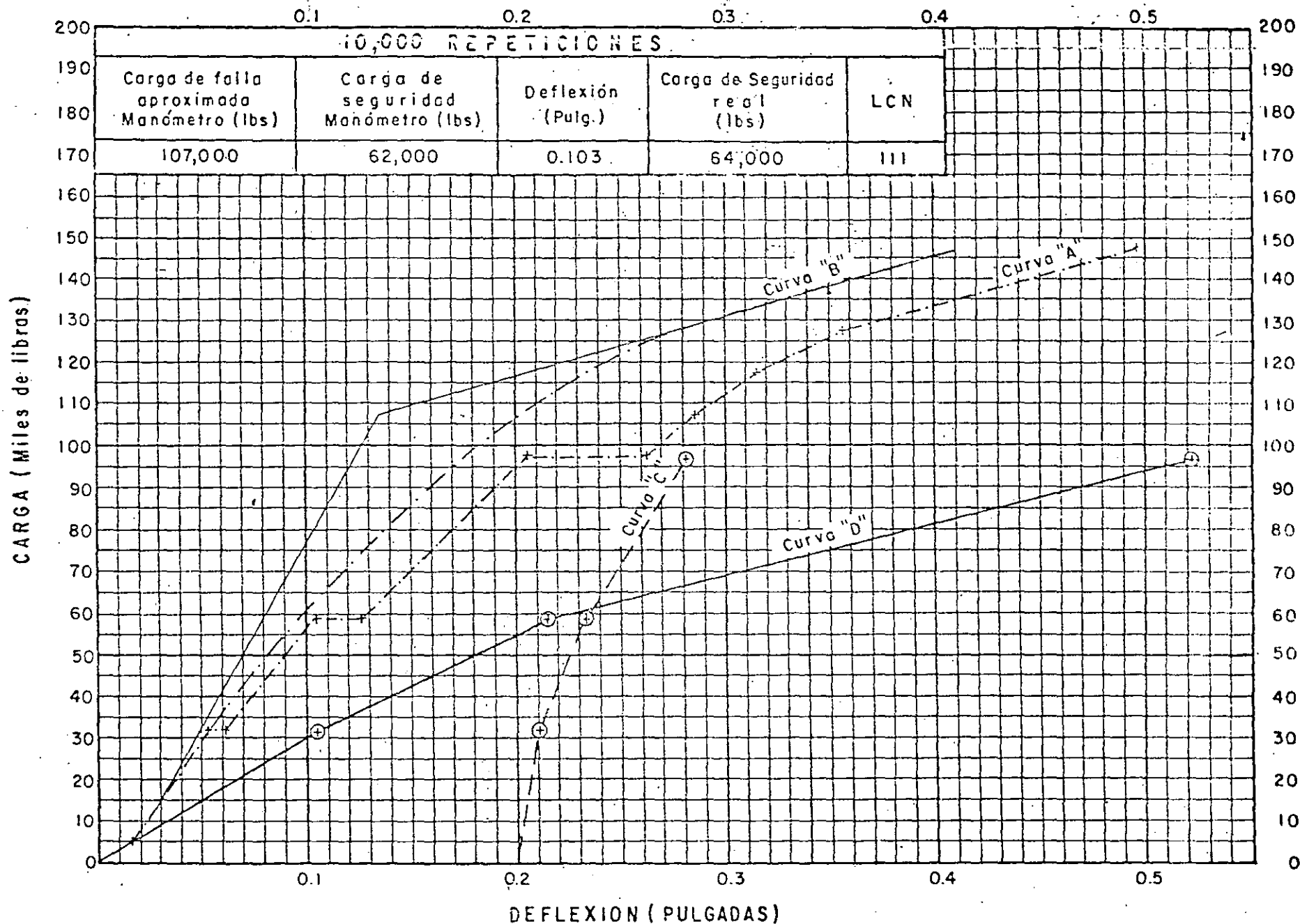


FIG. 133 DEFLEXION (PULGADAS) CALCULO LCN PAVIMENTOS FLEXIBLES. AEROPUERTO DE CHIHUAHUA, CHIH.
PISTA 18-36 IV/77.

4 (63 - 49) + 49 = 105
4 (131-103) + 103 = 215
4 (279-198) + 198 = 522

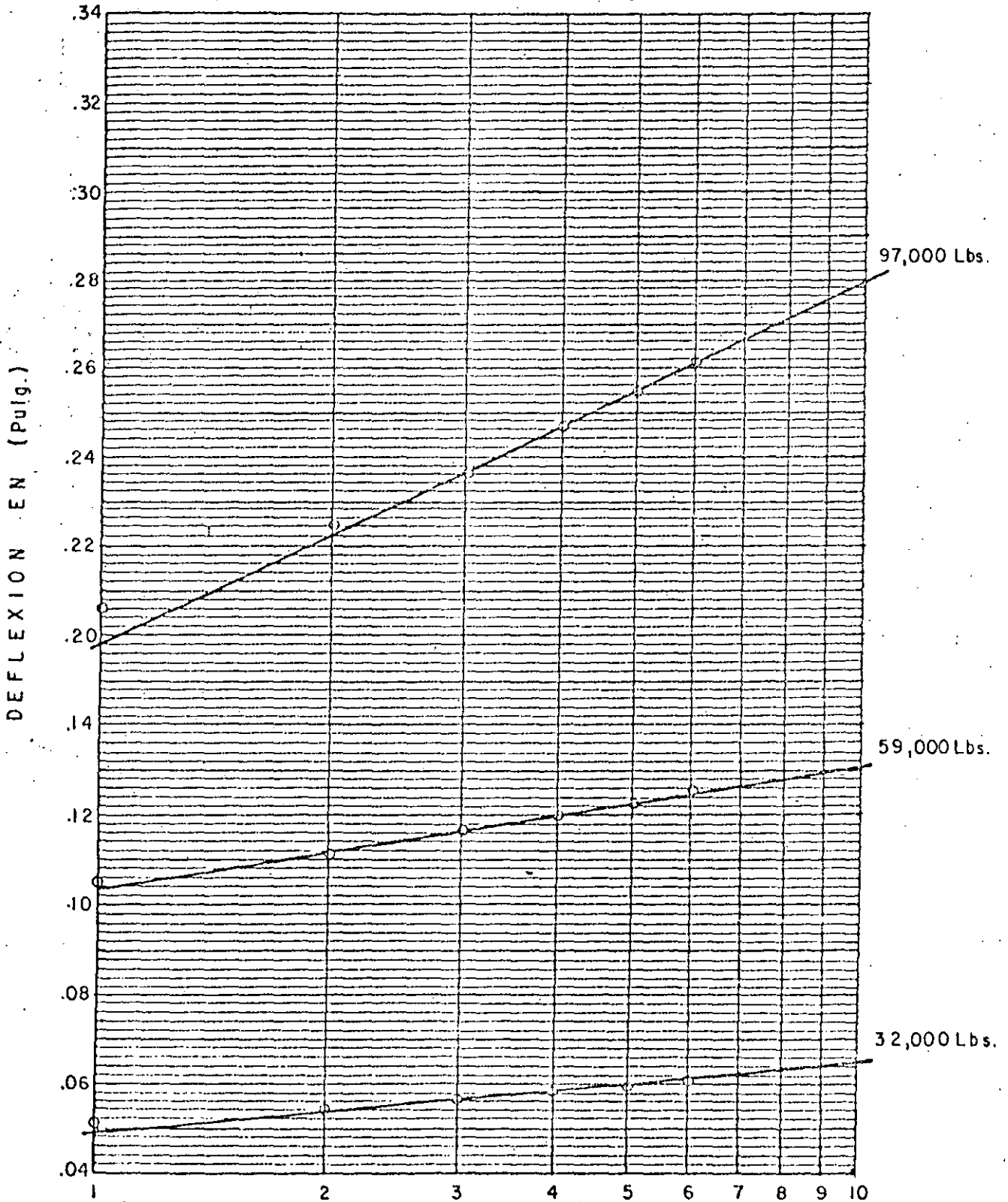
PRUEBAS DE PLACA.

Pavimento flexible IV/77

AEROPUERTO DE CHIHUAHUA, CHIH.

Pista 18 - 36

Número de aplicación de cargas.



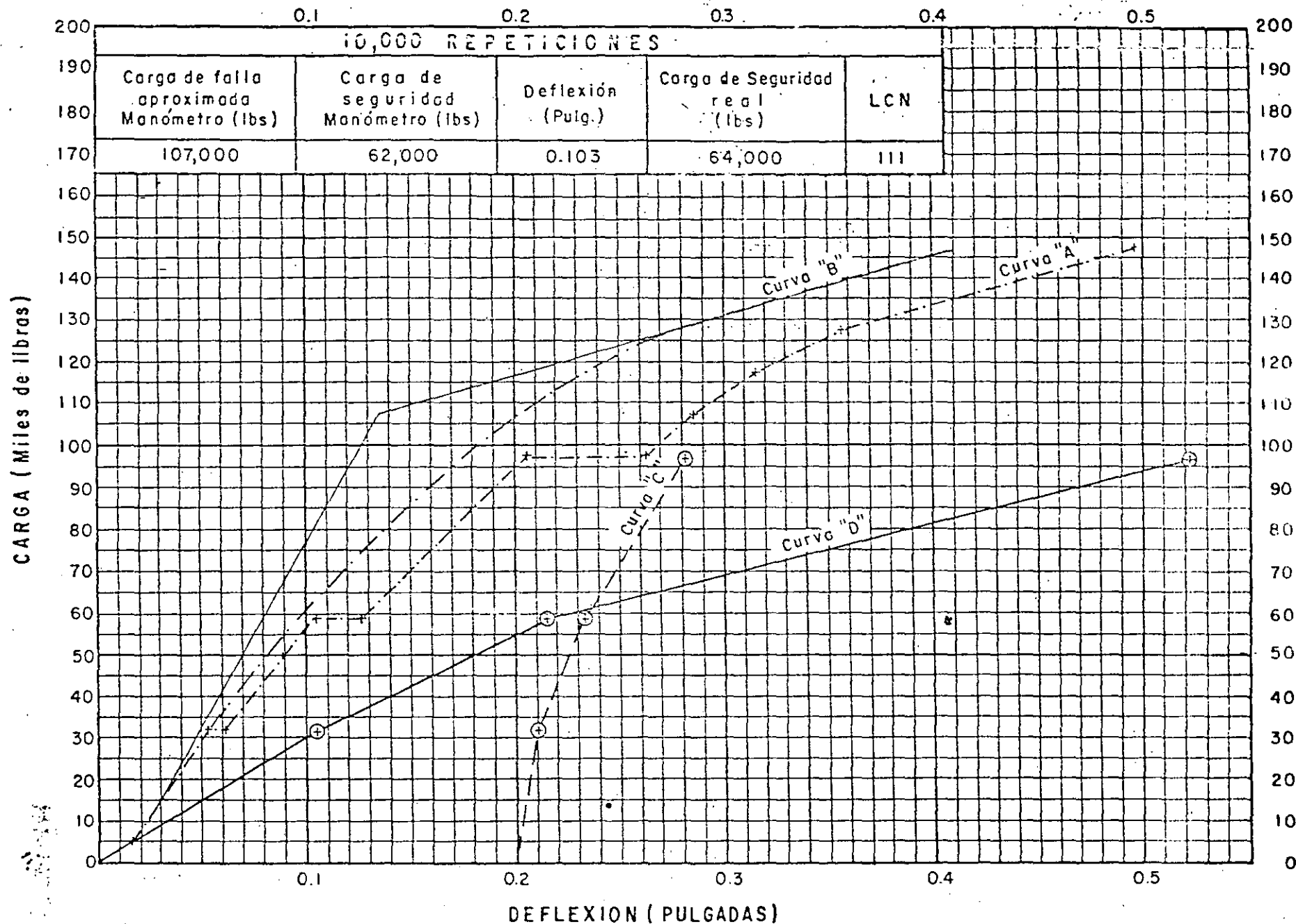
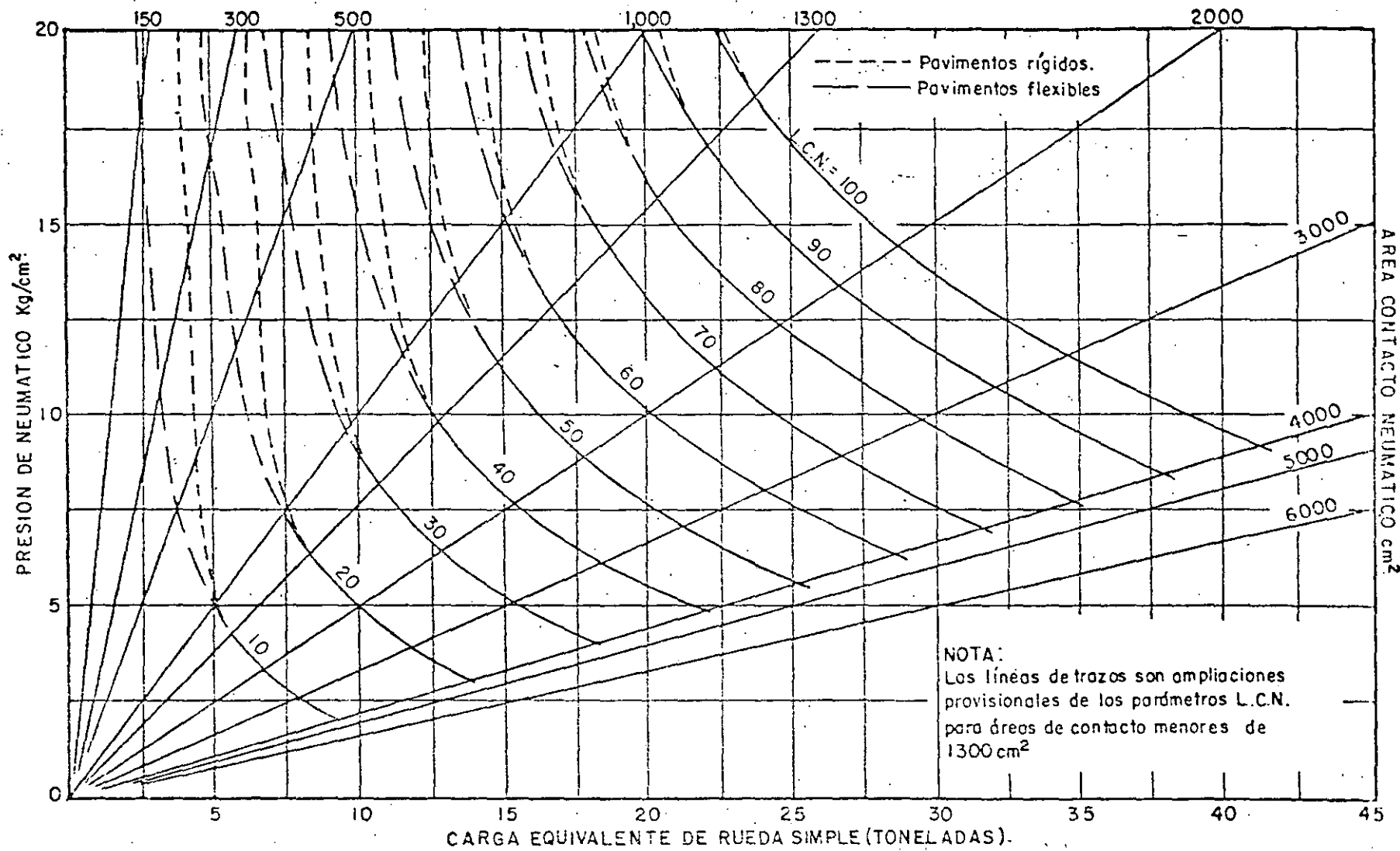


FIG. 133 DEFLEXION (PULGADAS) CALCULO LCN PAVIMENTOS FLEXIBLES. AEROPUERTO DE CHIHUAHUA, CHIH.
PISTA 18-36 IV/77.



(Método LCN)

FIG. 134.

b) VIGA BENKELMAN, METODO DE DEFLEXION RECUPERADA.- Este método consiste en la determinación de la deflexión recuperada, cuando se remueve una carga estandarizada del pavimento flexible en estudio.

La utilización de este método está limitada a pavimentos flexibles con espesores inferiores a 50 cm (20"), ya que en mayores espesores pierde aproximación.

El equipo de prueba consiste en una Viga Benkelman y un camión lastrado cuyo eje trasero pese 8.2 tons (18,000 lbs), distribuido uniformemente en dos pares de ruedas, las cuales deberán tener una separación mínima de 5 cm (2"); las llantas deberán ser de 10 x 20 infladas a una presión de 5.6 kg/cm² (80 lbs/pulg²).

La viga Benkelman consiste de una parte fija y una viga móvil. La parte fija descansa en el pavimento apoyada en tres patas ajustables. La viga móvil se acopla a la parte fija por medio de un gozne; uno de sus extremos (punta de prueba) permanece en contacto con el pavimento en el punto por probar; el otro extremo está en contacto con un micrómetro que señala cualquier movimiento vertical del punto de prueba.

La parte fija está equipada con un vibrador para reducir al mínimo la fricción de las partes móviles durante la prueba.

El procedimiento de prueba consiste en centrar uno de los pares de ruedas del camión sobre el punto a probar; se inserta el deflector (punta de prueba) de la viga Benkelman entre las ruedas, colocándose sobre el punto seleccionado de prueba. Se quita el seguro de la viga y se ajustan los apoyos para permitir un desplazamiento en el micrómetro de 1.27 cm -- (0.5 pulg) se acciona el vibrador de la viga y se registra la lectura inicial en el micrómetro. Inmediatamente se mueve el camión lentamente cuando menos a una distancia de 9 m (30 pies). Se registra la lectura del micrómetro cuando se estabilice. Se mide la temperatura del pavimento.

La deflexión recuperada total del pavimento es el doble del movimiento del micrómetro durante la prueba (dos a uno es la relación usual de la viga Benkelman, sin embargo, algunos modelos pueden estar contruídos con una relación diferente).

Evaluación de la Resistencia de Pavimentos Rígidos.

METODO LCN.- El equipo utilizado para transmitir la carga al pavimento consiste esencialmente de una plataforma lastrada a 100 toneladas métricas remolcada por un tracto-camión especialmente equipado (para proporcionar movilidad y autonomía al equipo de pruebas) y de un gato hidráulico de 200 toneladas (400,000 lbs) de capacidad, que colocado entre la placa de 45 cm (18 pulg) de diámetro sobre el pavimentos y el aditamento

especial de la plataforma, transmite las cargas al pavimento al ir levantando paulatinamente la plataforma.

El equipo de medición consiste en 8 micrómetros los cuales miden las deformaciones producidas en el pavimento por las cargas aplicadas. Los micrómetros se suspenden de un elemento fijo consistente en un puente armadura de 7.5 m de claro, quedando sus apoyos fuera de la zona de influencia de las cargas aplicadas a la placa. El dispositivo de medición de las cargas aplicadas a la placa consiste de un manómetro acoplado al gato hidráulico y previamente calibrados en laboratorio.

El procedimiento de prueba es el siguiente:

La placa se coloca en la esquina más alejada de la losa por probar, ya que es este punto el más débil cuando no existen pasajuntas o algún otro elemento especial de transmisión de cargas, en cuyo caso la prueba se efectúa en la esquina y en el centro, para determinar la posición de la carga crítica. Las ruedas de la plataforma de pruebas deben quedar, de ser posible, fuera de la losa por probar, si las dimensiones de esta última lo permiten para evitar cargas extrañas sobre la mencionada losa.

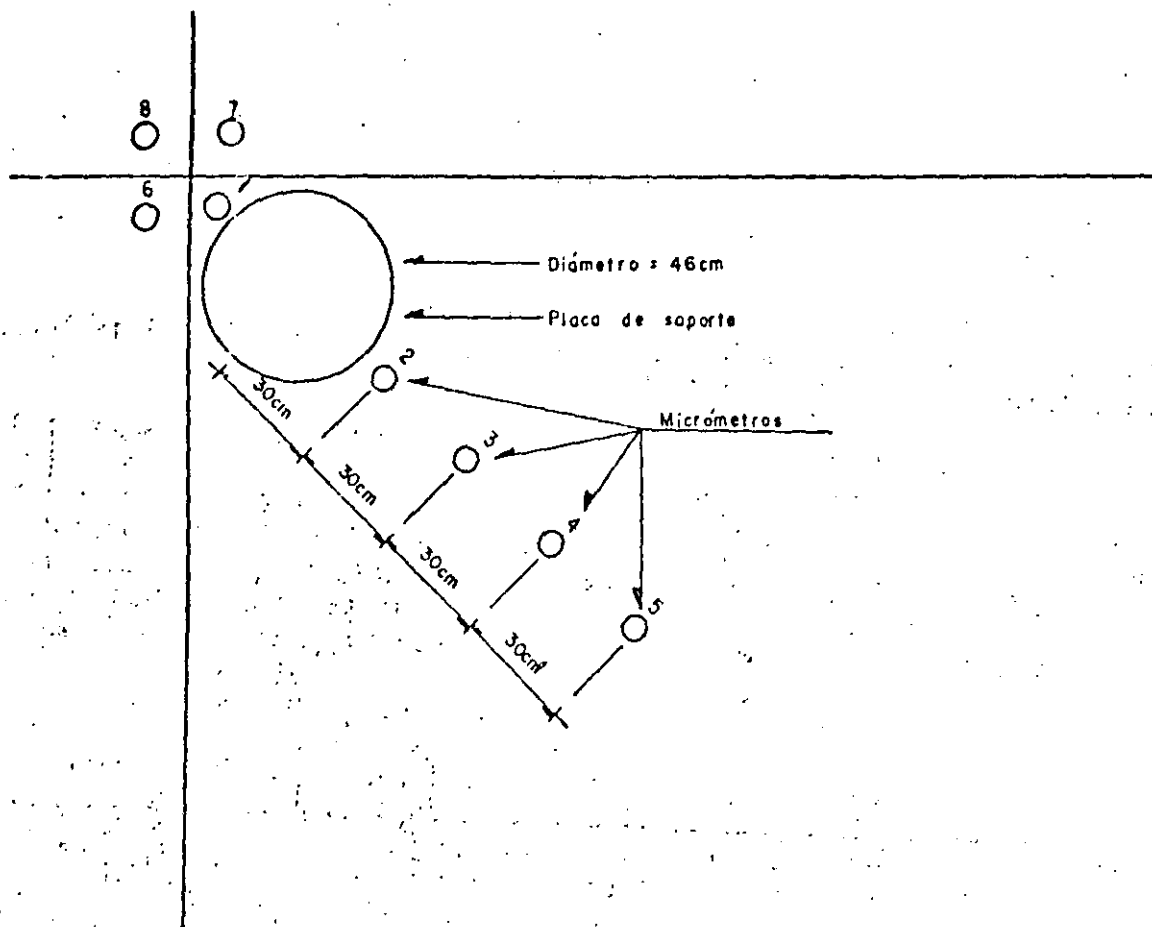
Asimismo, el puente-armadura, que sirve de apoyo fijo a los micrómetros, debe quedar, de ser posible, con sus apoyos fuera de la losa, para evitar que los micrómetros den lecturas falsas de deformación al efectuando la prueba.

Para asegurar un contacto total entre la placa de soporte y la superficie del pavimento, se pone primero una capa de poco espesor (aproximadamente 0.5 cm) de azufre fundido, el cual al enfriarse presentará una superficie uniforme y horizontal. Después de asentada la placa se coloca el gato y los aditamentos de transmisión de carga de la plataforma al pavimento.

Los dispositivos para medir las deformaciones del pavimento son 8 micrómetros, los que se colocan, para prueba en la esquina de losa, siguiendo una línea diagonal a la losa colocando el primero en la esquina de la losa a probar y 4 más espaciados a cada 30 cm a partir del centro de la placa, (ver fig.135); además se colocan tres micrómetros en las esquinas de las losas vecinas, más próximas a la placa de soporte.

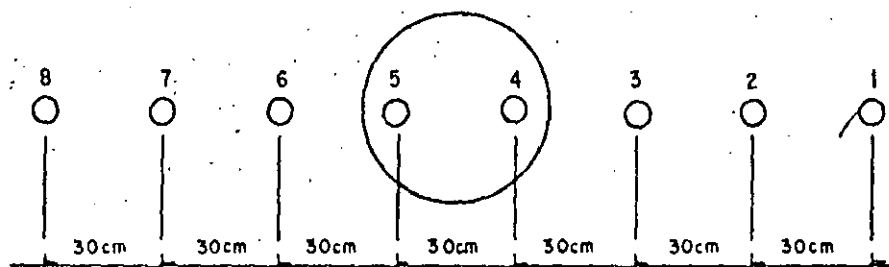
Para la prueba en el centro de losa, los micrómetros se colocan según se indica en la fig. 136.

Debajo de cada vástago de los micrómetros, se coloca un pequeño trozo de vidrio a fin de que descansa sobre una superficie dura y lisa. Se coloca un termómetro de contacto sobre la superficie del pavimento cercana a la placa y se anota su lectura; también se anota la temperatura ambiente obtenida de un termómetro apropiado.



Posicion de los micrómetros para pruebas de placa en esquina de la losa.

Fig. 135



Posicion de los micrómetros para pruebas de placa en el centro de la losa.

Fig. 136

A continuación se aplica a la placa una carga de asentamiento de 2,300 kg (5,000 lbs) aproximadamente y se retira, luego se ponen los micrómetros en cero y se aplican las cargas de ensayo en incrementos de 2,300 kg - - - (5,000 lbs), anotando las deformaciones producidas por cada carga (tabla - 26). Se continúa aumentando la carga hasta que la losa tenga una deformación de 5 mm (0.2 pulg) en su punto más crítico. Llegado a este momento, la prueba se considera concluida, ya que se tienen datos suficientes para determinar la carga de falla en que aparecen las primeras grietas.

Si la subbase sobre la que se apoya la losa es muy resistente, la grieta en la losa sólo puede ser detectada observando si hay incrementos fuertes en las lecturas de uno o más de los micrómetros (según la localización de la grieta) y puede ser comprobada humedeciendo la superficie del pavimento. Una vez que se detecta la primera grieta la prueba se da por concluida.

Para la evaluación de las pruebas de placa sobre pavimentos rígidos, el primer paso consiste en graficar las cargas aplicadas contra las deformaciones medidas por cada micrómetro, como ejemplo se ejemplifica en la fig. 137.

La carga de falla se determina por el cambio de pendiente de la curva carga-deflexión. Si existe alguna duda en la determinación de la carga de falla, debido a que el cambio de pendiente es imperceptible, o a que éste no existe, se pueden graficar los valores carga-deflexión en papel logarítmico para enfatizar cualquier cambio de pendiente o para verificar que no se produjo la falla.

Una vez determinada la falla, esta carga, que es la que marca el manómetro, deberá ser corregida con base en la calibración del conjunto gato hidráulico-manómetro.

Una vez corregida, se tendrá la carga de falla real, a la que se le aplica un factor de seguridad de 1.5 para obtener la carga de seguridad, la cual es corregida a su vez por los efectos de transferencia de carga a las losas contiguas y por temperatura. Un ejemplo en estos pasos en la evaluación se presenta en las Tablas 27 y 28.

La correlación por transferencia de carga es un procedimiento arbitrario derivado de la experiencia tenida al respecto por el Reino Unido. El porcentaje de carga transferida se calcula de la siguiente manera:

$$\begin{array}{r}
 \text{Lectura en micrómetro "6" menos} \\
 0.010 \text{ pulg}
 \end{array}
 +
 \begin{array}{r}
 \text{Lectura en micrómetro "7" menos} \\
 0.010 \text{ pulg}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{r}
 \text{Lectura en micrómetro "1"} \\
 + \\
 \text{Lectura en micrómetro "6" menos} \\
 0.010 \text{ pulg}
 \end{array}
 +
 \begin{array}{r}
 \text{Lectura en micrómetro "7" menos} \\
 0.010 \text{ pulg}
 \end{array}$$

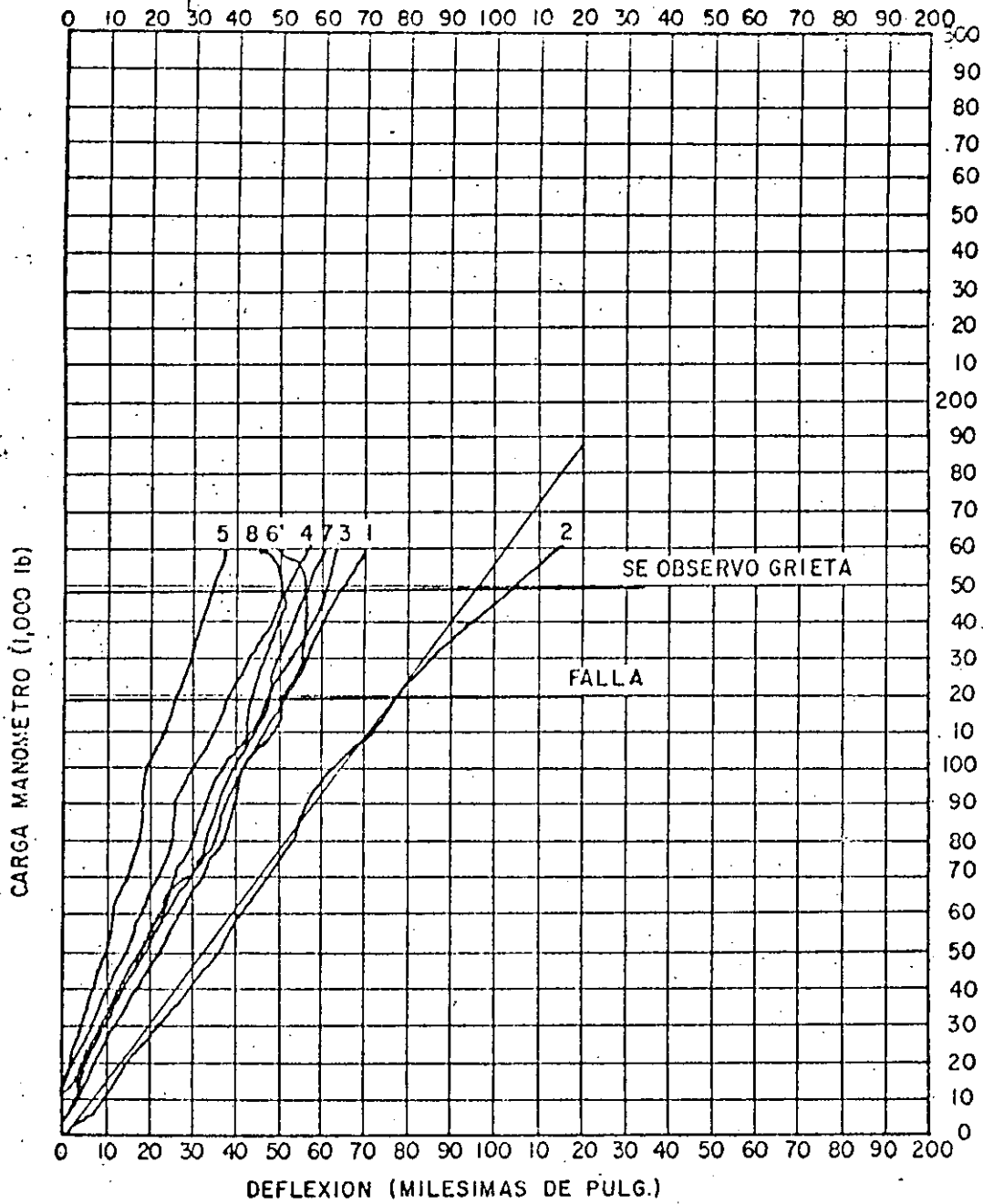


FIG. 137 CALCULO DE LCN PAVIMENTOS RIGIDOS. Deflexión (milésimas de Pulg)
AEROPUERTO DE MEXICALI, B. C. Pista 10-28 Losa 74-C.(30/9/70).

PRUEBAS DE PLACA
Pavimento rígido

17
16
15
14
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
PLACA
54-Nº del micrómetro

AEROPUERTO DETAMPICO, TAM.

Fecha
Jul/7

Pista 13-31 Cabeceras

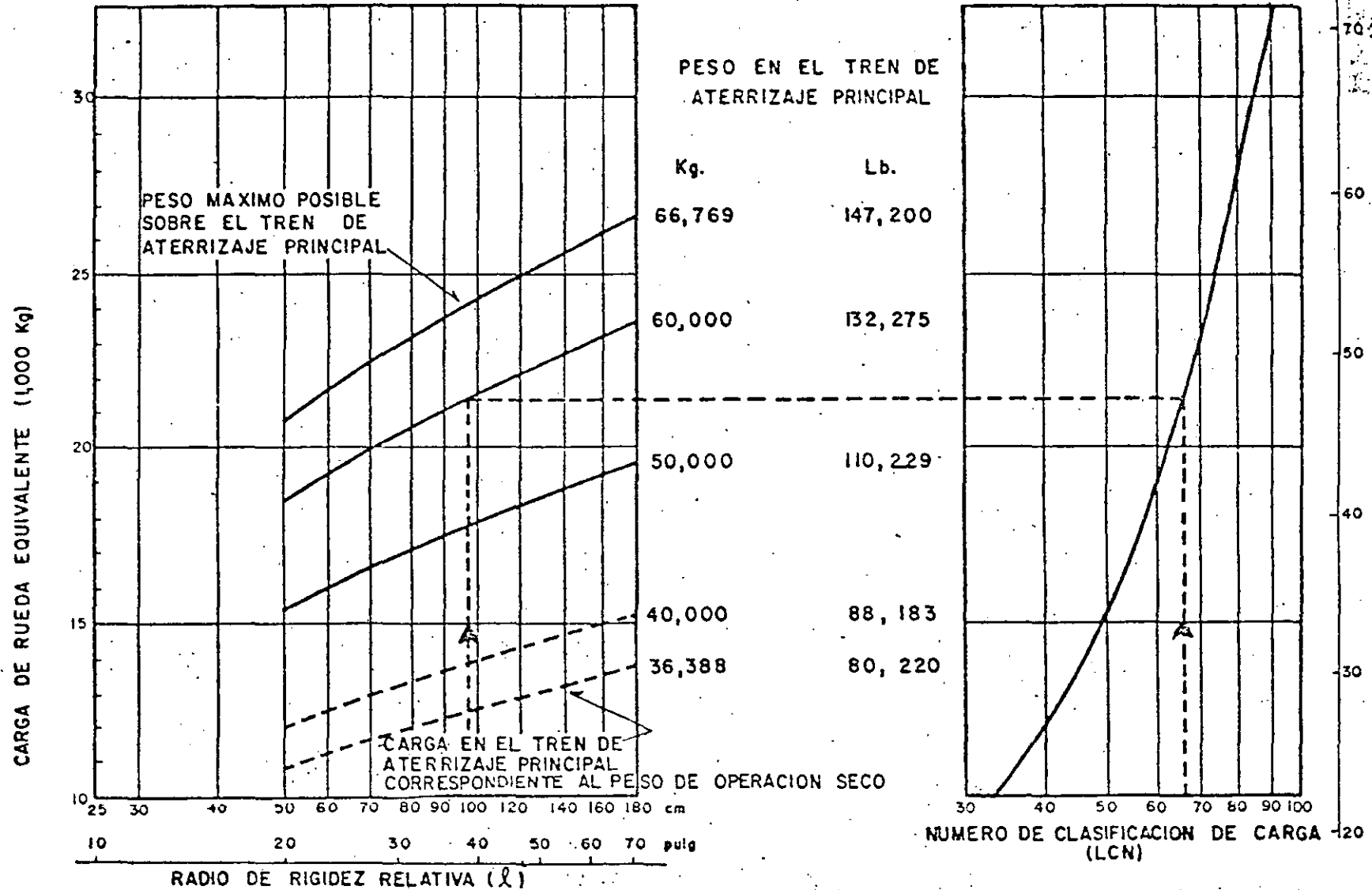
No. de prueba	Carga de seguridad (lbs)	Deflexión en carga de seguridad (0.001 pulg.)			CORRECCION POR TRANSFERENCIA DE CARGA				LCN Individual de seguridad ajustado
		Micrómetro 1	Micrómetro 2	Micrómetro 7	Carga Transferida %	Transferencia de carga ajustada %	Factor de reducción	Carga de seguridad ajustada (lbs.)	
1	2-V 68 733	42	22	4	38	$38-38=0$	1.00	68 733	122
2	19-VII 68 733	31	18	12	49	11	.89	61 172	104
3	17-XII 62 066	54	2	2	7	0	1.00	62 066	106
4	3-III 55 133	26	13	6	42	4	.96	52 927	86
5	11-VI 68 733	34	15	13	45	7	.93	63 921	110
6	17-I 88 100	44	34	26	58	20	.80	70,480	126.
								379 299	654
Carga de Seguridad Media								63,216.5	109
(L C N prom. - D.E. / 2 =)									
								109 - 13.05 / 2 = 102	

DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
DEPARTAMENTO TECNICO
OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

VºBº EL JEFE DE LA OFICINA
Ing Fco. Edo. Rodarte Lazo
Revisó: J. Secc. ING. R. DAMIAN G.
Formó:

NOTA: LAS CARGAS DE RUEDA EQUIVALENTE SE OBTUVIERON POR MEDIO DE LOS METODOS ESTABLECIDOS EN EL MANUAL DE LA O.A.C.I. PARTE 2. PARRAFO 4.1.3.

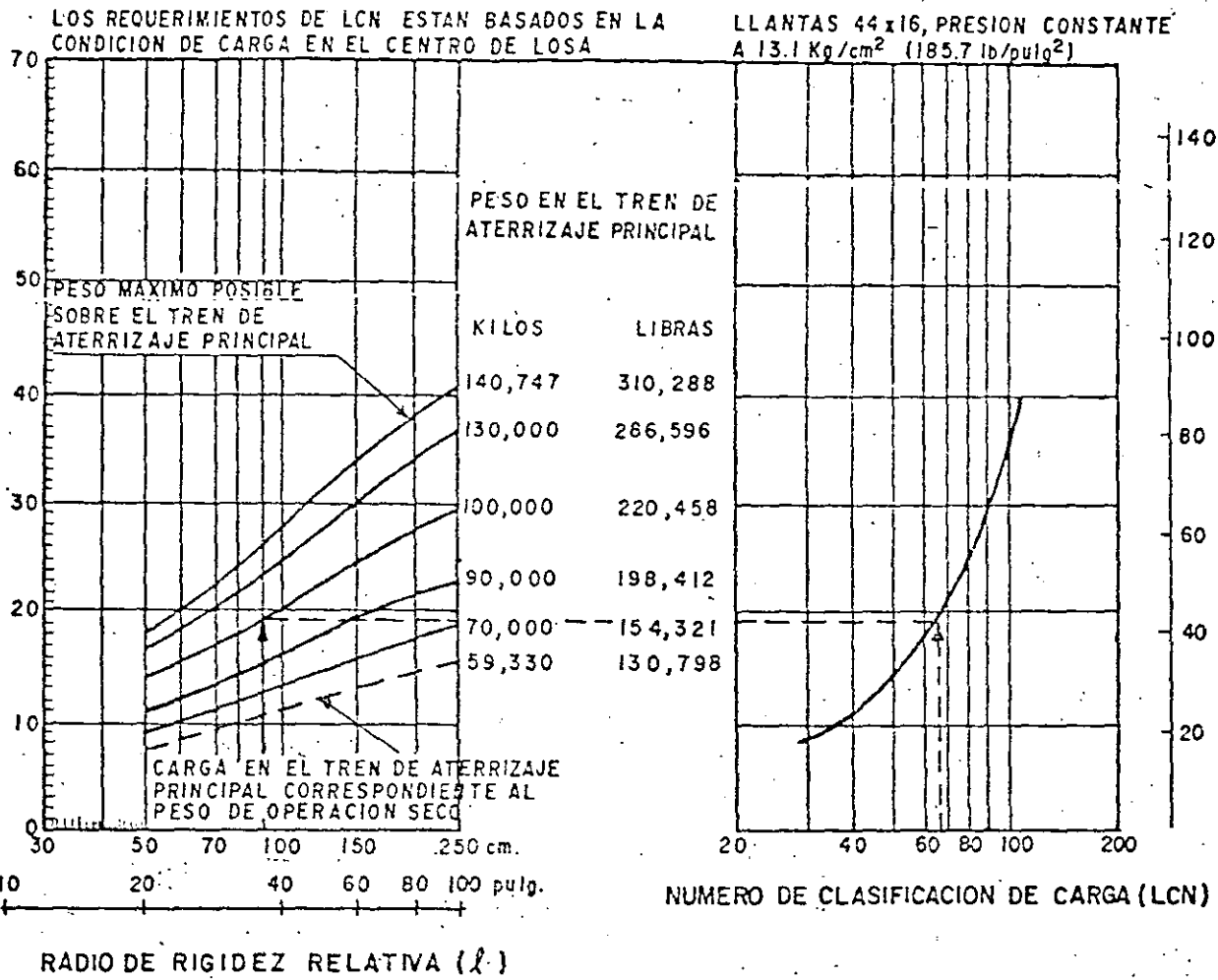
LLANTAS 49X17 PRESION CONSTANTE A 11.10 Kg/cm² (158 lb./pulg²)



FUENTE: B. 727 AIRPLANE CHARACTERISTICS FOR AIRPORT PLANNING. DIC. 1972 BOEING COMMERCIAL AIRPLANE COMPANY.

FIG. 138

NOTA: Las cargas de rueda equivalente se obtuvieron por medio de los métodos establecidos en el manual de aeródromos de la OACI.



REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO RIGIDO. CONVERSION A LCN MODELO DC-8-55

FIG. 139

FUENTE:
 DC-8
 Airplane Characteristics for Airport
 Planning. Marzo 1969
 Douglas Aircraft Company

En las figs. 138 y 139 se muestran los tipos de gráficas utilizadas para determinar el LCN provocado por cada avión.

En la tabla 29 se muestra un ejemplo de concentración de datos de limitaciones de peso para los aviones que operan o que se espera que operen en los aeropuertos de México.

Modulo de elasticidad del concreto $E_c = 29,000,000 \text{ kg./cm}^2 = 5,000,000 \text{ lbs./cm}^2$
 Radio de rigidez relativa $R = 100,7 \text{ cm.} = 11,45 \text{ pulg.}$

AEROPUERTO DE: TAMPICO TAMPS.
 ELEMENTO: PLATAFORMA DE OPERACIONES

Espesor del pavimento $h = 28 \text{ cm.} = 11 \text{ pulg.}$
 Modulo de reaccion de la subrasante $R_s = 1,5 \text{ kg./cm}^2 = 279 \text{ lbs./pul}^2$

TIPO DE AVION	CARACTERISTICAS	PESO MAXIMO PERMISIBLE EN EL TIPO DE ATERRIZAJE PRINCIPAL	
		Peso no limitado LCN Provocado \times 85	Peso limitado (Maximo LCN Provocado \times operaciones) 96
	Aviones con tren de aterrizaje principal de ruedas sencillas Presión llantas 4.2 - 4.9 Kg./cm ² (60 - 70 psi.) Peso máximo sobre el pavimento = 45,400 kg. = 100,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
	Aviones de motor de pistón a turbodíscos con tren de aterrizaje principal de ruedas dobles (Convair 240,340,440 Douglas DC-4 y DC-6, Breguet 703 Lockheed Electra 188 A Vickers Valiant, Hawker Siddeley 745 y aviones similares) Presión llantas 4.9-10.2 kg./cm ² (70-145 psi.) Peso máximo sobre el pavimento = 65,000 kg. = 143,172 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Douglas DC-9-15	Tren principal ruedas dobles. Llantas 40"x14" presión = 8.96 kg./cm ² (127 psi) Peso cero comb. = 33,560 kg. = 74,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 41,504 kg. = 91,500 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Douglas DC-9-32	Tren principal ruedas dobles. Llantas 40"x14" presión = 10.68 kg./cm ² (152 psi) Peso cero comb. = 39,463 kg. = 87,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 49,442 kg. = 109,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Douglas DC-9-51	Tren principal. ruedas dobles. Llantas 41"x15" presión = 11.95 kg./cm ² (170 psi) Peso cero comb. = 44,680 kg. = 98,500 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 55,340 kg. = 122,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Boeing 727-100	Tren principal ruedas dobles. Llantas 40"x17" presión = 11.10 kg./cm ² (158 psi) Peso cero comb. = 53,525 kg. = 118,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 73,030 kg. = 161,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Boeing 727-200	Tren principal ruedas dobles. Llantas 50"x21" presión = 10.56 kg./cm ² (150 psi) peso cero comb. = 61,690 kg. = 136,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 78,473 kg. = 173,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Boeing 767-320	Tren principal. ruedas en doble tandem. Llantas 46"x16" presión = 12.65 kg./cm ² (180 psi) Peso cero comb. = 86,184 kg. = 190,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 143,338 kg. = 316,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Douglas DC-8-55	Tren principal. ruedas en doble tandem. Llantas 44"x16" presión = 13.1 kg./cm ² (186 psi) Peso cero comb. = 86,184 kg. = 190,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 148,761 kg. = 328,000 lbs.	131,660kg=290,000 lbs (140,063kg=308,510 lbs)	SIN RESTRICCION
Douglas DC-8-63	Tren principal. ruedas en doble tandem. Llantas 44.5"x16.5" presión = 13.7 kg./cm ² (195 psi) Peso cero comb. = 104,328 kg. = 230,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 162,389 kg. = 358,000 lbs.	132,568kg=292,000 lbs (141,029kg=310,638 lbs)	SIN RESTRICCION
Concorde	Tren principal. ruedas en doble tandem. Llantas 47"x15" 75-22 presión = 12.7 kg./cm ² (184 psi) Peso cero comb. = 92,061 kg. = 203,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 178,226 kg. = 393,000 lbs.	139,378kg=307,000 lbs (148,274kg=326,595 lbs)	159,808kg=352,000 lbs (170,008kg=374,468 lbs)
Lockheed L-1011-38	Tren principal. ruedas en doble tandem. Llantas 50"x20" presión = 12.3 kg./cm ² (175 psi) Peso cero comb. = 139,936 kg. = 308,500 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 186,430 kg. = 411,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Douglas DC-10-10	Tren principal. ruedas en doble tandem. Llantas 50"x20" 20 presión = 12.16 kg./cm ² (173 psi) Peso cero comb. = 151,956 kg. = 335,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 196,409 kg. = 433,000 lbs.	174,790kg=385,000 lbs (185,946kg=409,574 lbs)	SIN RESTRICCION
Douglas DC-10-30	Tren principal. ruedas triples y en doble tandem. Llantas 52"x20.5"-23 presión = 9.84 kg./cm ² (140 psi) en ruedas dobles y 11.60 kg./cm ² (165 psi) en ruedas en doble tandem. Peso cero comb. = 106,925 kg. = 236,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 253,109 kg. = 558,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Boeing 747-5P	Tren principal. ruedas cuatro doble tandem. Llantas 46"x16"-26 PR presión = 13.2 kg./cm ² (188 psi) peso cero comb. = 186,100 kg. = 410,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 302,400 kg. = 666,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Boeing 747-200B	Tren principal. cuatro doble tandem. Llantas 49"x19"-32 PR presión = 13.7 kg./cm ² (195 psi) Peso cero comb. = 238,320 kg. = 526,500 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 373,313 kg. = 823,000 lbs.	304,180kg=670,000 lbs (323,595kg=712,765 lbs)	SIN RESTRICCION

NOTA: Los números entre parentesis indican peso total del avion sobre el pavimento (Se considera el 94% del peso sobre el tren principal)

Hoja No. _____
 Fecha _____

Modulo de elasticidad del concreto $E = 350,000 \text{ kg./cm}^2 = 5,000,000 \text{ lbs./pulg.}^2$
Radio de rigidez relativa $l = 100,2 \text{ cm.} = 39.45 \text{ pulg.}$

AEROPUERTO DE: TAMPICO TAMPS.
ELEMENTO : PLATAFORMA DE OPERACIONES

Espesor del pavimento $h = 28 \text{ cm.} = 11 \text{ pulg.}$
Modulo de reaccion de la subrosante $K = 6.5 \text{ kg./cm}^3 = 234 \text{ lbs./pulg.}^3$

TIPO DE AVION	CARACTERISTICAS	PESO MAXIMO PERMISIBLE EN EL TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL	
		Para uso normal. LCN Provocado ≤ 85	Para uso limitado. (Hasta <u> </u> operaciones) ≤ 96 LCN Provocado \leq
	Aviones con tren de aterrizaje principal de ruedas sencillas Presión llantas 4.2 - 4.9 kg./cm ² (60 - 70 psi.) Peso máximo sobre el pavimento = 45,400 kg. = 100,000 lbs.	SIN RESTRICCIÓN	---
	Aviones de motor de pistón o turbohélice con fren de aterrizaje principal de ruedas dobles. (Convair 240, 340, 440 Douglas DC-4 y DC-6, Breguet 763 Lockheed Electra 188 A Vickers Vanguard, Hawker Siddeley 748 y aviones similares) Presión llantas 49-102 kg./cm ² (70-145 psi) Peso máximo sobre el pavimento = 65,000 kg. = 143,172 lbs.	SIN RESTRICCIÓN	---
Douglas DC-9-15	Tren principal ruedas dobles. Llantas 40"x14" presión = 8.96 kg./cm ² (127 psi) Peso cero comb. = 33,566 kg. = 74,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 41,504 kg. = 91,500 lbs.	SIN RESTRICCIÓN	---
Douglas DC-9-32	Tren principal ruedas dobles. Llantas 40"x14" presión = 10.68 kg./cm ² (152 psi) Peso cero comb. = 39,463 kg. = 87,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 49,442 kg. = 109,000 lbs.	SIN RESTRICCIÓN	---
Douglas DC-9-51	Tren principal ruedas dobles. Llantas 41"x15" presión = 11.95 kg./cm ² (170 psi) Peso cero comb. = 44,680 kg. = 98,500 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 55,340 kg. = 122,000 lbs.	SIN RESTRICCIÓN	---
Boeing 727-100	Tren principal ruedas dobles. Llantas 49"x17" presión = 11.10 kg./cm ² (158 psi) Peso cero comb. = 53,525 kg. = 118,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 73,030 kg. = 161,000 lbs.	SIN RESTRICCIÓN	---
Boeing 727-200	Tren principal ruedas dobles. Llantas 50"x21" presión = 10.55 kg./cm ² (150 psi) peso cero comb. = 61,690 kg. = 136,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 78,473 kg. = 173,000 lbs.	SIN RESTRICCIÓN	---

Boeing 707-320	Tren principal ruedas en doble tandem. Llantas 46"x16" presión = 12.65 kg./cm ² (180psi) Peso cero comb.= 86,184 kg.=190,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento =143,338 kg. = 316,000 lbs.	SIN RESTRICCION	- - -
Douglas DC-8-55	Tren principal ruedas en doble tandem. Llantas 44"x16" presión=13.1 kg./cm ² (186psi) Peso cero comb.= 86,184 kg = 190,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento =148,781 kg. = 328,000 lbs.	131,660kg=290,000 lbs (140,063kg=308,510 lbs)	SIN RESTRICCION
Douglas DC-8-63	Tren principal ruedas en doble tandem. Llantas 44.5"x16.5"-18 presión= 13.7 kg./cm ² (195psi) Peso cero comb.=104,328 kg.= 23,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento =162,389 kg. = 358,000 lbs.	132,568kg=292,000 lbs (141,029kg=310,638 lbs)	SIN RESTRICCION
Concorde	Tren principal ruedas en doble tandem. Llantas 47"x15". 75-22 presión= 12.7 kg/cm ² (184 psi) Peso cero comb. =92,061 kg. = 203,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento =178,226 kg. = 393,000 lbs.	139,378kg=307,000 lbs (148,274kg=326,595 lbs)	159,808kg=352,000 lbs (170,008kg=374,468 lbs)
Lockheed L-1011-38	Tren principal ruedas en doble tandem. Llantas 50"x20" presión= 12.3 kg./cm ² (175psi) Peso cero comb.= 139,936 kg = 308,500 lbs. Peso máximo sobre el pavimento= 186,430 kg. = 411,000 lbs.	SIN RESTRICCION	- - -
Douglas DC-10-10	Tren principal ruedas en doble tandem. Llantas 50"x20". 20 presión= 12.16 kg./cm ² (173psi) Peso cero comb. = 151,956 kg = 335,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento =196,409 kg. = 433,000 lbs.	174,790kg=385,000 lbs (185,946kg=409,574 lbs)	SIN RESTRICCION
Douglas DC-10-30	Tren principal ruedas dobles y en doble tandem. Llantas 52"x20.5"-23 presión =9.84 kg./cm ² (140 psi) en ruedas dobles y 11.60 kg./cm ² (165 psi) en ruedas en doble tandem. Peso cero comb.=166,925 kg. = 368,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 253,109 kg=558,000 lbs.	SIN RESTRICCION	- - -
Boeing 747-SP	Tren principal ruedas cuatro doble tandem. Llantas 46"x16" - 26 PR presión=13.2 kg/cm ² (188 psi) peso cero comb. = 186,100 kg= 410,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento= 302,400 kg = 666,000 lbs.	SIN RESTRICCION	- - -
Boeing 747-200B	Tren principal cuatro doble tandem. Llantas 49"x19"-32 PR. presión = 13.7 kg./cm ² (195 psi) Peso cero comb.= 238,820 kg =526,500 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 373,313 kg = 823,000 lbs.	304,180kg=670,000 lbs (323,595kg=712,765 lbs)	SIN RESTRICCION

NOTA: Los numeros entre parentesis indican peso total del avion sobre el pavimento. (Se considerara el 94% del peso sobre el tren principa)

Hoja No.

Fecha



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

ANEXOS

EVALUACION, REHABILITACION, REFUERZO, RECONSTRUCCION

ING. RODOLFO TELLEZ

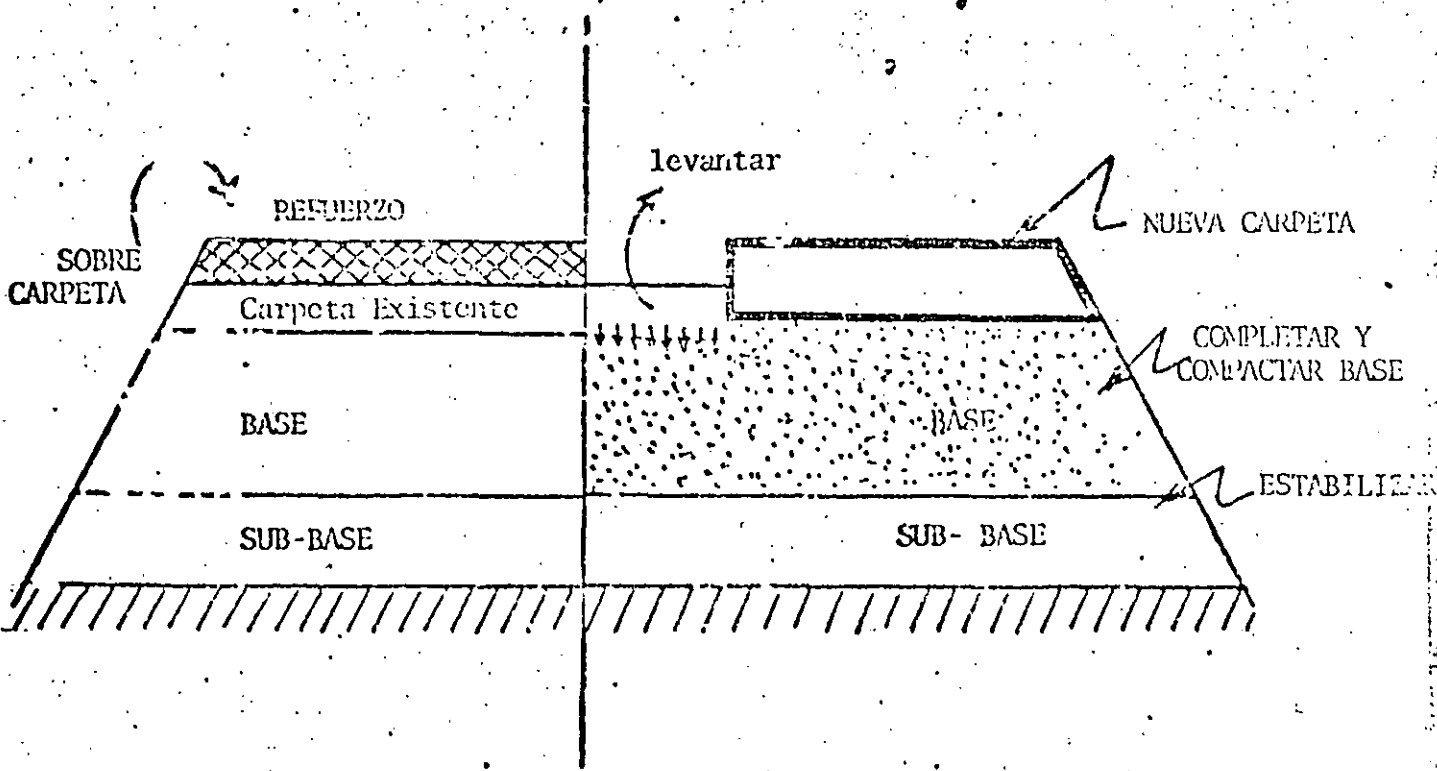
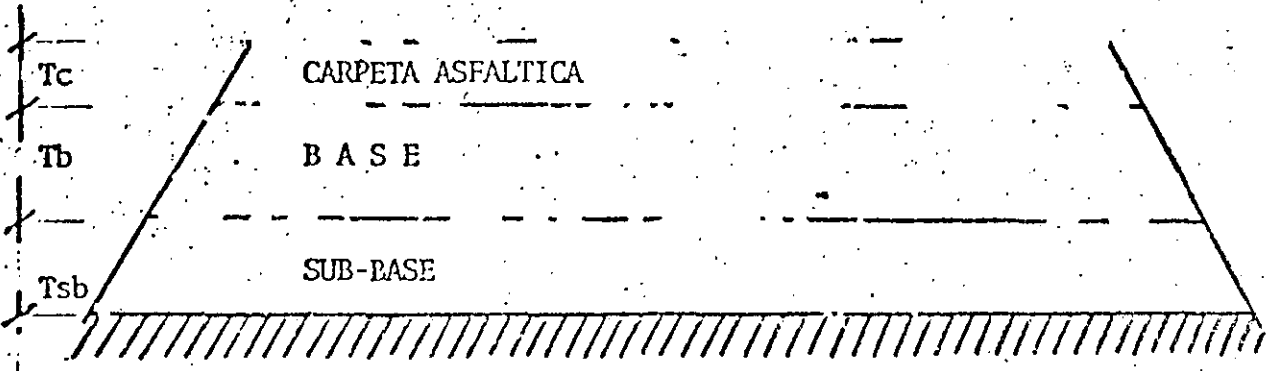
JUNIO 1985

APUNTES PAVIMENTOS

EVALUACION, REHABILITACION, REFUERZO, RECONSTRUCCION

EN C. ING. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ

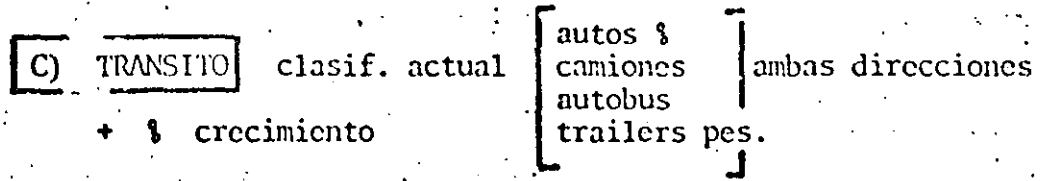
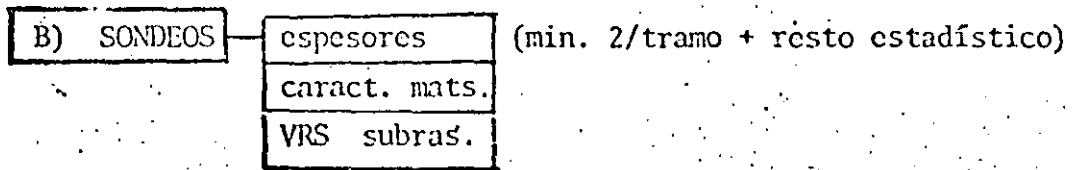
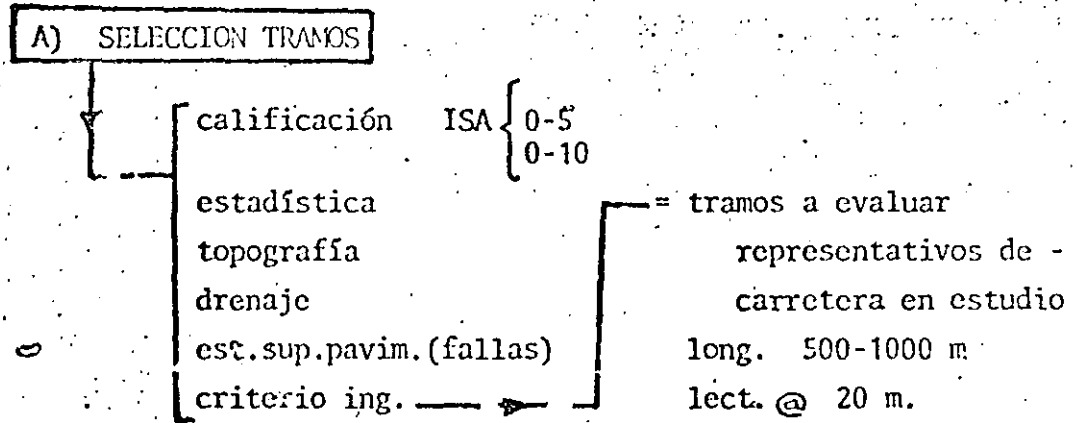
I). DIFERENCIA " DISEÑO VS. REHABILITACION "

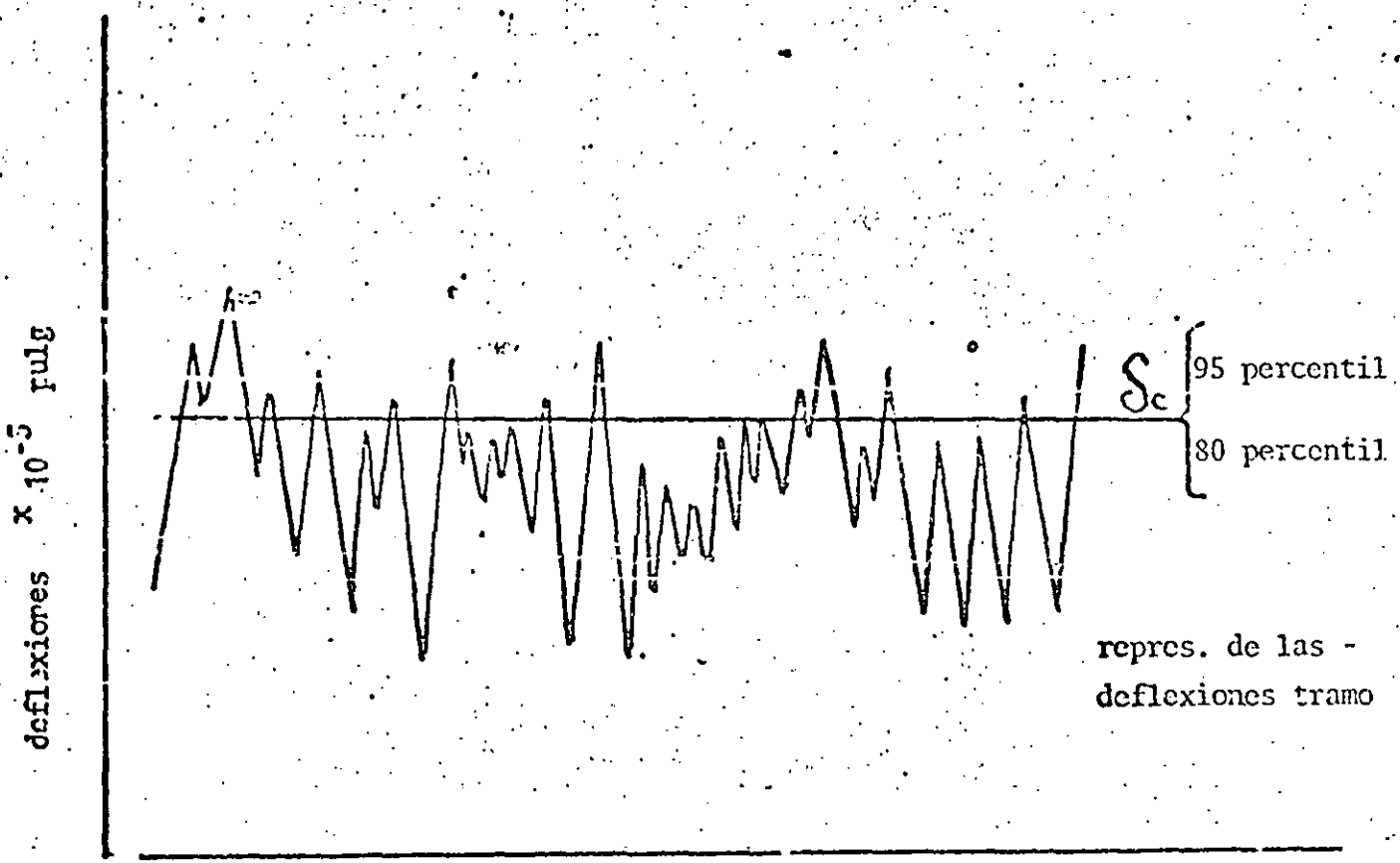
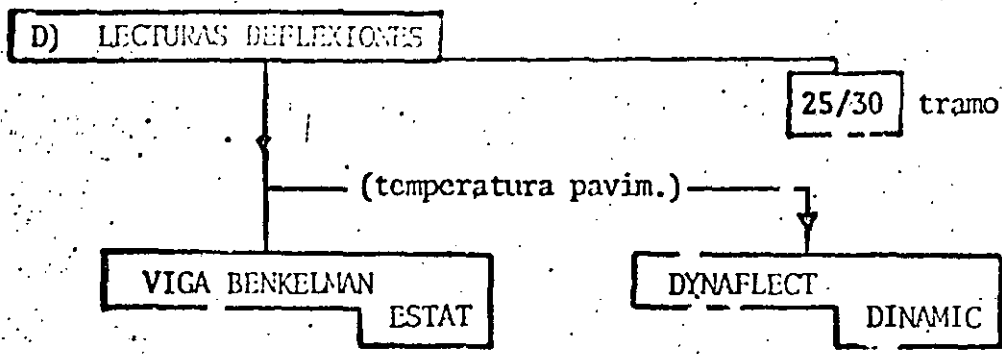


II) REFUERZO Ó REHABILITACION (en base a DEFLEXIONES)

Métodos exist. || CALIFORNIA (más usual , revis. 78)
 || INST. ASFALTO
 || INST. INGENIERIA
 || SOP
 || CANADA
 || COMPUTACION * (tema separado)

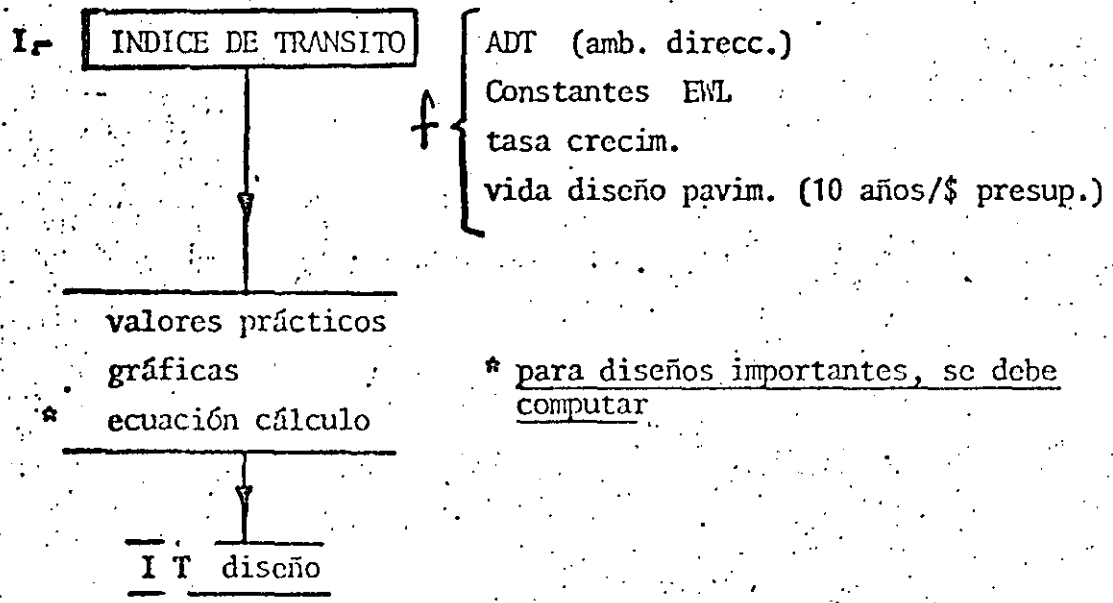
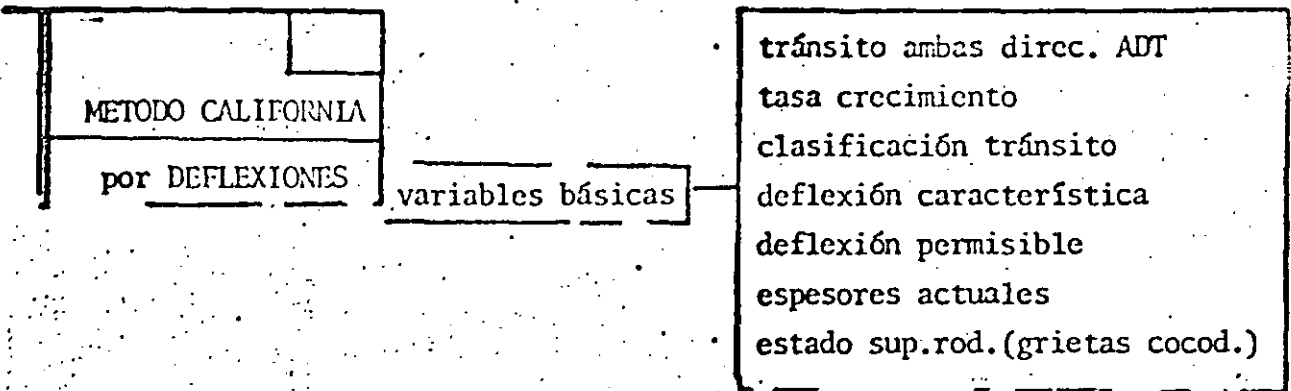
Observ: Independientemente del método de diseño por utilizar, es básico el siguiente análisis para la evaluación y diseño de refuerzos o rehabilitación para pavimentos flexibles.





Long. tramo (Km)

RTG/



* para diseños importantes, se debe computar

valores prácticos	I.T.
Calles secundarias	4.0
" residenc.	4.5
avenidas "	5.0
carreteras rurales	6.0
" secund.	8.0
" primarias o avenidas/pesado	9.0 (+)

→ A) $TEF = \frac{1 + 1.6}{2}$ media expansión (6% anual x 10 años=60% = 1.6)

→ B) CONSTANTES * EWL * CALIFORNIA

	Tipo vehículo	Carret. Principales	Carr. Secundarias
camión	2 ejes	280	200
	3 ejes	930	690
	4 ejes	1320	1070
	5 ejes	3190	1700
	6 ejes	1950	1050

→ C) CALCULO EWL ANUAL

i) ADT actual x TEF = ADT EXPANDIDO

ii) ADT_E x EWL_{CTES} = EWL ANUAL

iii) Σ EWL ANUAL x No. años diseño = TOTAL EWL

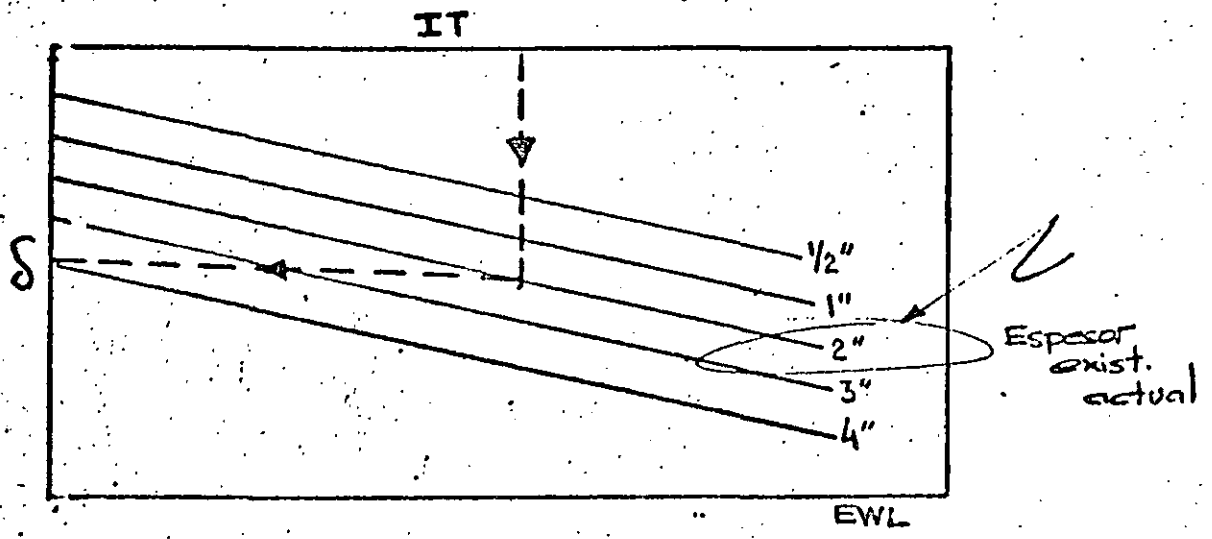
→ D) ECUACION IT

$$I T_D = 6.7 \left[\frac{\text{TOTAL EWL}}{10^6} \right] 0.119$$

II.- CALCULO δ PERMISIBLE

$f\{\delta_c, IT_D\}$

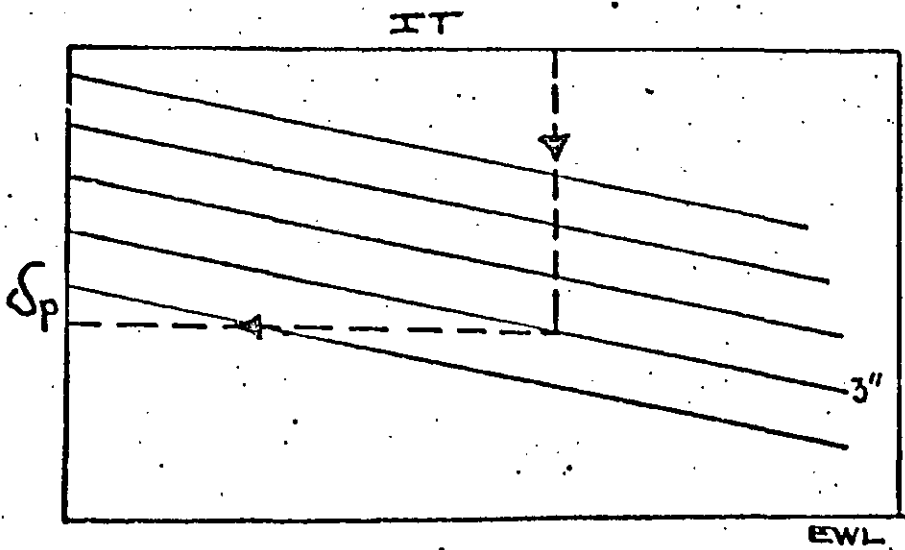
si $\delta_c > \delta_p \Rightarrow$ REFUERZO ES REQUERIDO



III.- DISEÑO REFUERZO

tanteos i) suposiciones de refuerzo ó S.C. en base a criterio visual carpeta p.e. agrietada cocod. \rightarrow 3" C.A.

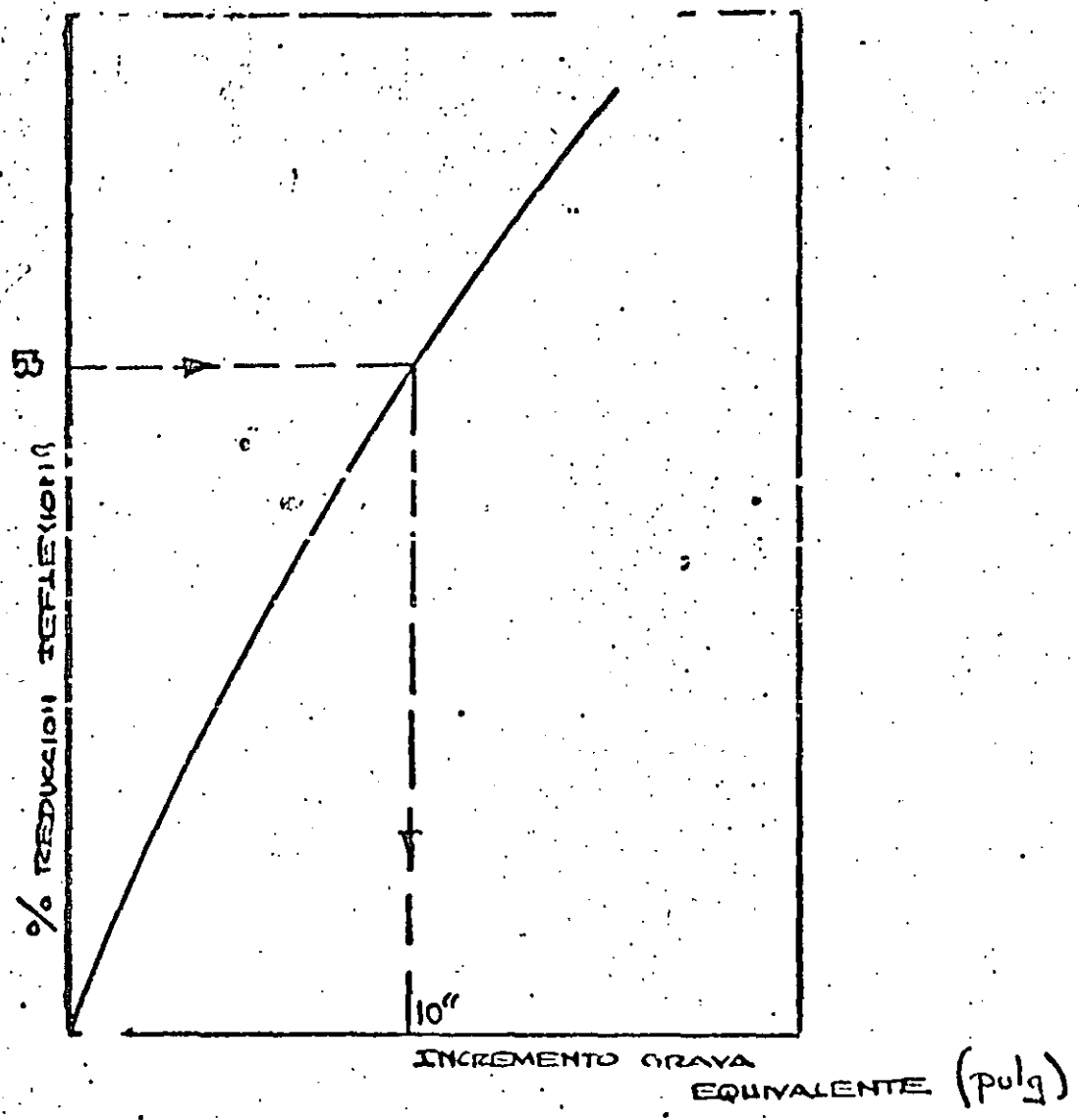
ii) suposic. de 3" C.A.; cálculo de δ permisible para ese espesor



iii) cálculo % REDUCCION DEFLEXION. = $\frac{\delta_c - \delta_p}{\delta_c} \times 100$

iv) cálculo incremento GRAVA EQUIVALENTE (gráfica)

v) criterio definir refuerzo final



EJEMPLO

datos:

$$S_c = 64 \times 10^{-3} \text{ pulg}$$

$$I T = 6.5$$

$$e_{act} = 2''$$

- 1) $S_p = 0.040$ para $e = 2''$, $I T = 6.5$
 como $S_c > S_p \rightarrow$ se requiere refuerzo;

- 2) supoc. 3" de C.A, dado que hay cocodrilo generalizadas.

para 3" $S_p = 0.030$

$$\% \text{ R.D} = \frac{.064 - .030}{.064} \times 100 = 53 \%$$

- 3) gráfica increm. GE :

para 53% \rightarrow 10" G.E.

$$3.0 \times 1.9 = 5.7''$$

$$10.0 - 5.7 = 4.3$$

refuerzo final

3" C.A.

4" GE base

$$1'' \text{ C.A.} = 1.9 \text{ GRAVA}$$

nota : si no hubiera grietas, se supone un refuerzo menor,
que resultará mas costeable:

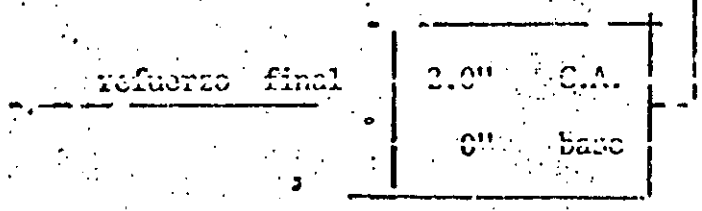
4.- sup. 2" C.A.

$$\rho_p = 0.040$$

$$\% R.D. = \frac{0.064 - 0.040}{0.064} \times 100 = 37.5\%$$

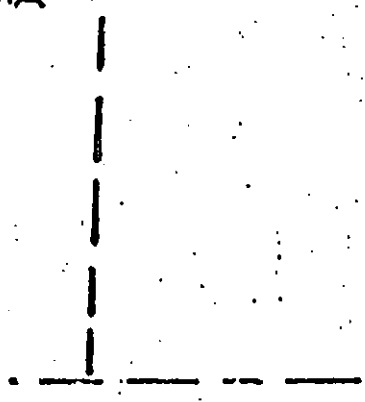
increm. GE para 37% = 4"

$$2 \times 1.9 = 3.8 \rightarrow 4.0 - 3.8 = 0.2 \text{ grava.}$$



colocadas sobre estructura existente.

5.- sup 7" C.A.



CRITERIO SELECCION. FINAL

Análisis result.deflexiones

1 R.DEFLEXION

100%, muy caro
1/2"riego sello

ESPESORES RESULTANTES PROP.

\$. Presupuesto

(VS)

VRS

subrasante

Compl. con estudio estructural

espesores.

e.g. Inst. Ingeniería

criterio/experiencia

TABLA FINAL DE RESULTADOS
EVALUACION PAVIMENTOS

DYNAFLUT
SAHOT

Hora 12:30
Km. 58+00

OBRA: Límite Edos. Mor. / Gro. - Taxco

FECHA: 16-Julio

OPERADOR: RTG / EZ

CAMINO, CALLE, AEROPISTA: Km. 58+000 al 58+500

TEMP. AMBIENTE: 35°C ESTADO DEL TIEMPO: Caluroso, claro

B=22.30 D-273

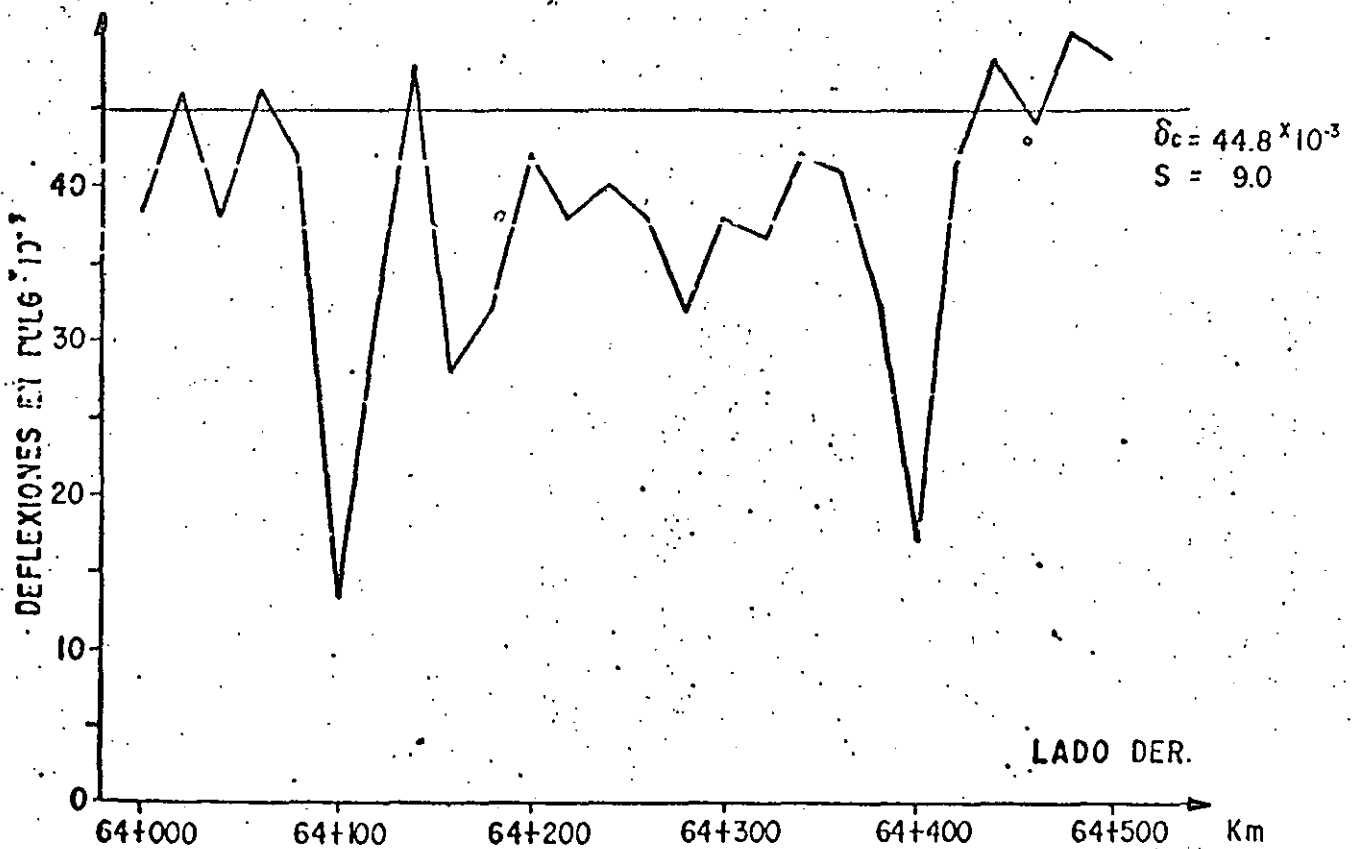
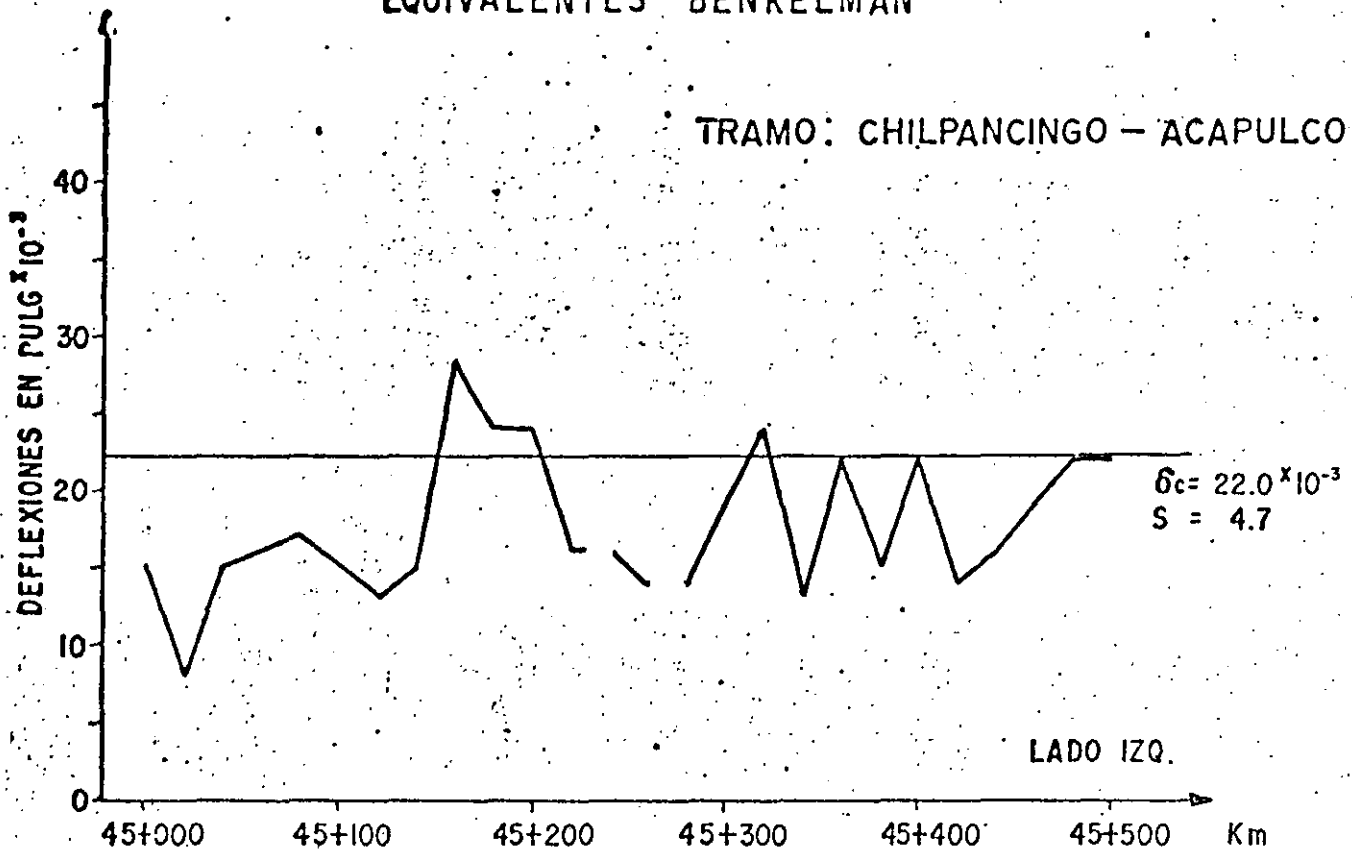
Lectura N°	Km.	Temp. °C Carpeta.	Hora	SENSOR 1			SENSOR 2			SENSOR 3			SENSOR 4			SENSOR 5			Equivalente Bk	
				Lect.	Mult.	Deflex	Lect.	Mult.	Deflex	Lect.	Mult.	Deflex	Lect.	Mult.	Deflex	Lect.	Mult.	Deflex	V. B x 10 ³	Deflex
1	58+000	40°C	12:30	3.2	0.3	0.96	2.3	0.3	0.69	1.2	0.3	0.36	1.6	0.1	0.16	2.1	0.03	0.063		18.7
2	" +020	"	"	3.0	0.3	0.90	1.4	0.3	0.42	3.2	0.1	0.32	2.3	0.1	0.23	1.4	0.1	0.14		18.0
3	" +040	"	"	2.8	0.3	0.84	1.3	0.1	0.13	3.6	0.1	0.36	2.2	0.1	0.22	1.2	0.1	0.12		16.0
4	" +060	"	"	3.4	0.3	1.02	2.2	0.1	0.22	3.2	0.1	0.32	1.6	0.1	0.16	1.9	0.03	0.057		20.0
5	" +080	"	"	1.5	0.3	0.45	1.8	0.3	0.54	1.2	0.1	0.12	3.0	0.1	0.30	1.8	0.1	0.18		8.0
6	" +100	"	"	2.5	1.0	2.50	4.0	0.3	1.20	3.3	0.3	0.99	2.2	0.3	0.66	1.3	0.3	0.39		53.0
7	" +120	"	"	1.4	1.0	1.40	1.5	0.3	0.45	1.4	0.3	0.42	2.0	0.1	0.20	2.5	0.03	0.75		23.5
8	" +140	"	"	3.0	0.3	0.90	3.4	0.03	1.02	2.0	0.1	0.20	2.8	0.03	0.84	1.4	0.03	0.42		18.0
9	" +160	"	"	1.8	0.3	0.54	1.8	0.01	0.018	1.2	0.03	0.036	1.0	0.01	0.010	1.0	0.01	0.010		10.0
10	" +180	"	"	2.8	0.1	0.28	1.2	0.03	0.036	4.4	0.03	0.122	2.8	0.03	0.084	1.8	0.03	0.054		4.0
11	" +200	"	"	3.5	0.3	1.05	1.2	0.3	0.36	2.7	0.1	0.27	1.2	0.1	0.12	1.3	0.03	0.039		22.0
12	" +220	"	"	3.2	0.3	0.96	2.2	0.1	0.22	2.4	0.1	0.24	2.8	0.03	0.084	1.6	0.03	0.048		19.0
13	" +240	"	"	4.0	0.3	1.20	1.8	0.3	0.54	3.3	0.1	0.33	1.6	0.1	0.16	2.2	0.03	0.066		24.0
14	" +260	"	"	3.6	0.3	1.08	1.6	0.3	0.48	4.4	0.1	0.44	2.4	0.1	0.24	1.2	0.1	0.12		22.0
15	" +280	"	"	1.6	1.0	1.60	1.8	0.3	0.54	2.3	0.1	0.23	1.6	0.1	0.16	1.8	0.03	0.054		32.0

n=26

CALIFICACION DEL TRAMO Y OBSERVACIONES: _____

DEFLEXIONES MEDIDAS CON EQUIPO DYNAFLECT
EQUIVALENTES BENKELMAN

TRAMO: CHILPANCINGO - ACAPULCO



CARRETERA FEDERAL MEXICO - ACAPULCO
EVALUACION PAVIMENTO

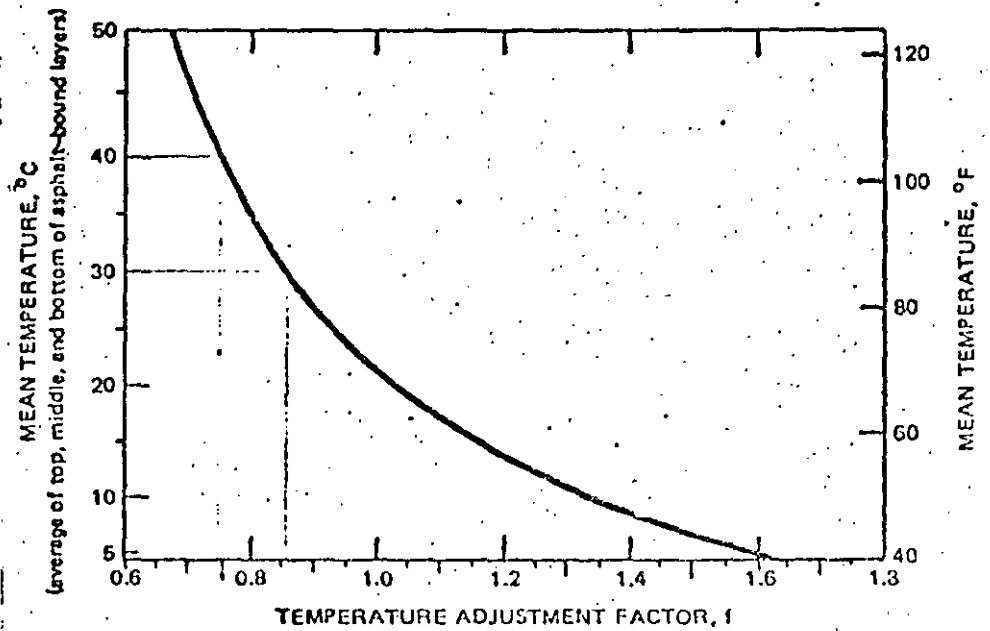
CALCULO DE LA DEFLEXION CARACTERISTICA REPRESENTATIVA

Método del Instituto del Asfalto

$$S_c = (\bar{x} + 2s) f \cdot c$$

$$s = \sqrt{\frac{n(\sum x^2) - (\sum x)^2}{n(n-1)}}$$

\bar{x} = media.
 s = desviación std. (95)
 f = fact. ajuste temp.
 c = fact. período crit.(1)



Para poblaciones de 40 o menos :

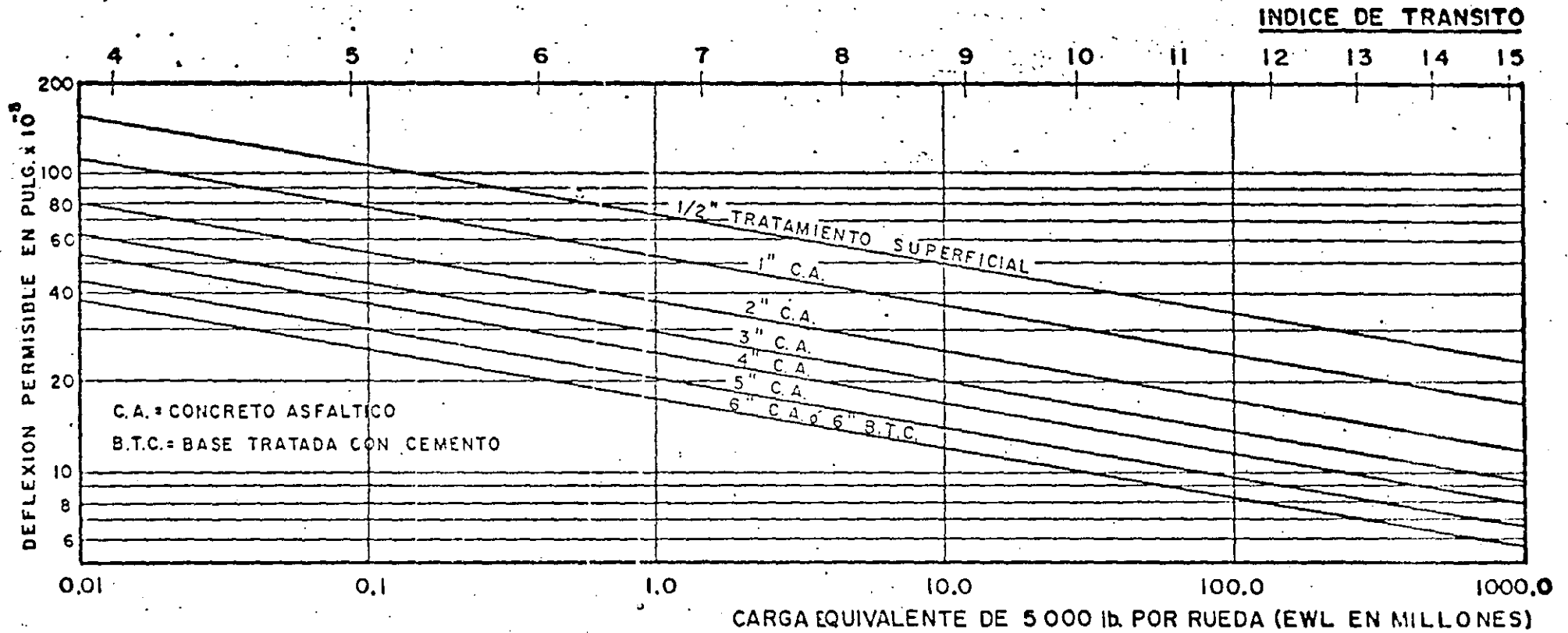
donde R es la dif. entre el valor mayor y el menor

$$s = \frac{R}{d} \quad \text{ó} \quad s = R m$$

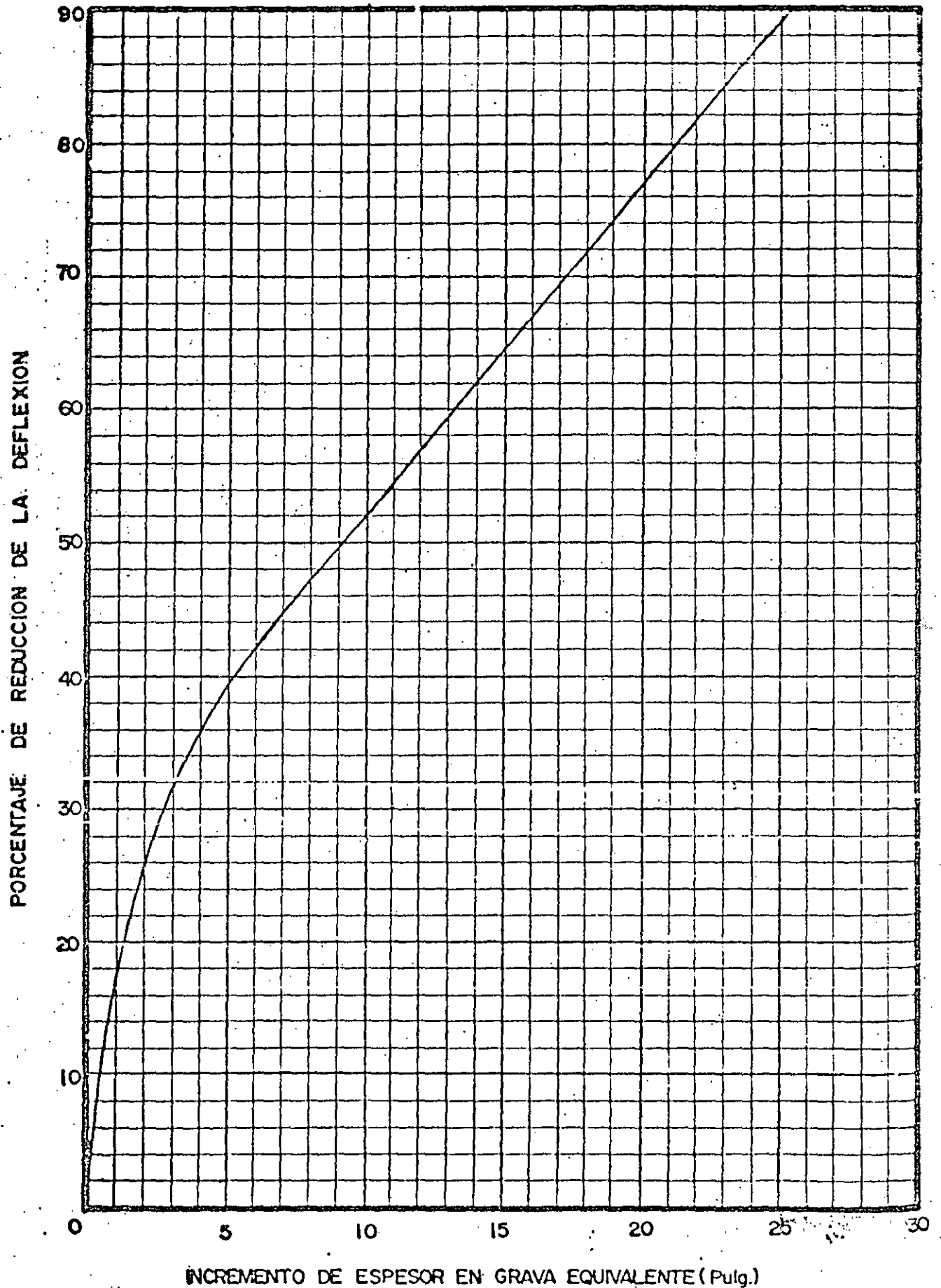
n	d	m
2	1.1284	0.8862
3	1.6926	0.5908
4	2.0588	0.4857
5	2.3259	0.4299
6	2.5344	0.3946
7	2.7044	0.3698
8	2.8472	0.3512
9	2.9700	0.3369
10	3.0775	0.3249

RTG/

METODO CALIFORNIA DE LA VIGA BENKELMAN



VALOR DE LA DEFLEXION PERMISIBLE (δ_p) BASADO EN LA FATIGA DE C.A.



REFUERZO DEL PAVIMENTO EN TERMINOS DE GRAVA EQUIVALENTE PARA REDUCIR LA DEFLEXION.

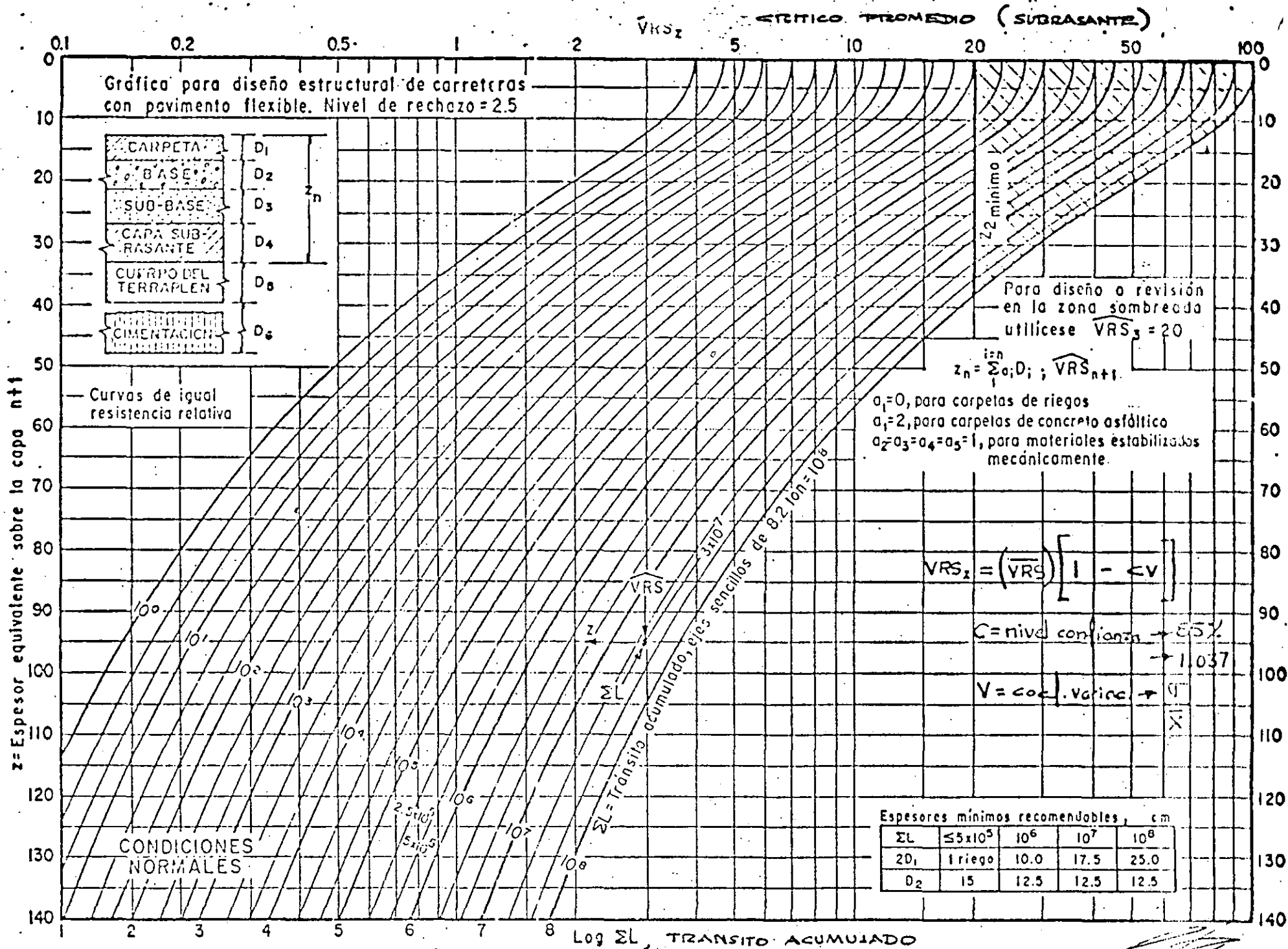


FIG. 5.

Tramo km	"e" carpeta actual, cm.	Y R S Subrasante	Sc Deflexión característica pulq.	Sp Deflexión permisible pulq.	% Reducción deflexión	Distribución propuesta				Final cm.	
						Deflexiones pulq.	Total cm.	Estructural cm.			
TAXCO IGUALA I.T. = 8.5	53+000 al 58+500	11.0	22	23.7×10^{-3}	18×10^{-3}	7.2 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	20	RS
	75+000 al 75+500	11.5	29	20.4×10^{-3}	17×10^{-3}	0 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	16	RS
	83+500 al 84+000	11.0	91	29.3×10^{-3}	18×10^{-3}	25.0 7.8	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	0	RS
	92+000 al 92+500	9.0	36	22.7×10^{-3}	20×10^{-3}	0 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	10	RS
IGUALA - CHILPANCINGO I.T. = 9.5	7+000 al 7+500	29.0	13	16.2×10^{-3}	5×10^{-3}	69.0	C.A. 0 G.E. 0	0 0	0	42	5.0s.c.
	21+000 al 21+500	37.0	10	33.8×10^{-3}	5×10^{-3}	47.0 29.0	C.A. 3.0 G.E. 2.3 2.0 0	7.5 6.0 5.0 0	13.5 5.0	50	5.0 s.c.
	33+000 al 38+500	12.0	22	34.7×10^{-3}	15×10^{-3}	48.0 31.0	C.A. 3.0 G.E. 2.6 2.0 0	7.5 7.0 5.0 0	14.5 5.0	30	5.0 s.c.
	59+000 al 59+200	8.0	67	10.5×10^{-3}	19×10^{-3}	$S_c \geq S_p$	C.A. 0 G.E. 0	0 0	0	4	5.0 s.c.
	85+000 al 85+500	10.0	77	19.2×10^{-3}	17×10^{-3}	6.2 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	0	5.0 s.c.
CHILPANCINGO - ACAPULCO I.T. = 9.1	3+000 al 3+500	14.5	7	18.6×10^{-3}	12×10^{-3}	3.2 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	60	7.5 s.c.
	12+000 al 12+500	14.5	8	30.2×10^{-3}	12×10^{-3}	40.0 20.0	C.A. 3.0 G.E. 2.0 2.0 0	7.5 5.0 5.0 0	12.5 5.0	56	7.5 s.c.
	45+000 al 45+500	29.5	32	22.0×10^{-3}	5×10^{-3}	18.0 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	45	7.5 s.c.
	64+000 al 64+500	10.0	21	44.8×10^{-3}	16×10^{-3}	60.0 46.0 26.0	C.A. 3.0 G.E. 7.3 2.0 3.7 1.0 0.1	7.5 18.5 5.0 9.4 2.5 0.3	26.0 14.4 3.0	32	20 base 7.5 C.A.
	83+500 al 84+000	13.0	23	41.6×10^{-3}	14×10^{-3}	57.0 42.0 21.0	C.A. 3.0 G.E. 6.3 2.0 2.2 1.0 0	7.5 16.0 5.0 6.0 2.5 0	23.5 11.0 2.5	28	20 base 7.5 C.A.
	107+000 al 107+500	26.0	77	23.5×10^{-3}	5×10^{-3}	23.0 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	2	5 C.A.
	11+11.6 127+000 al 127+500	20.0	127	35.2×10^{-3}	6×10^{-3}	57.0 49.0 26.0	C.A. 3.0 G.E. 6.2 2.0 4.7 1.0 0.1	7.5 16.0 5.0 12.0 2.5 0.3	23.5 17.0 3.0	0	20 base 7.5 C.A.

FJRY/RTG/vss:

Simbología: e = espesor
sc = sobre carpeta
RS = riego de sello
CA = carpeta asfáltica
GE = grava equivalente
IT = índice de tránsito

D. G. S. T.
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
OFICINA TERRACERIAS Y PAVIMENTOS.

TABLA 3-1.6 CRITERIO DE DISEÑO DE ESPESORES DE CARPETA Y

BASE PARA CARGAS DE RUEDAS MÚLTIPLES (Cuerpo de Ingenieros)

TREN DE ATERRIZAJE EN BICICLO.

PIERNA CON RUEDAS DOBLES GEMELAS: 37-62-37 pulg. CENTRO A CENTRO.

AREA DE CONTACTO POR RUEDA: 267 pulg²

CARGA (1,000 lb.)	ESPESOR MINIMO (pulg.) (1)											
	AREAS DE TRAFICO TIPO B.y.C.						AREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CBR BASE:100			CBR BASE: 80			CBR BASE:100			CBR BASE: 80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	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	13	7	11	18	8	10	18

TREN DE ATERRIZAJE EN BICICLO.

PIERNA CON RUEDAS DOBLES: 37 pulg. CENTRO A CENTRO.

AREA DE CONTACTO POR RUEDA: 267 pulg²

CARGA (1,000 lb.)	ESPESOR MINIMO (pulg.) (1)											
	AREAS DE TRAFICO TIPO B.y.C.						AREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CBR BASE:100			CBR BASE: 80			CBR BASE:100			CBR BASE: 80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	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

TREN DE ATERRIZAJE EN TRICICLO.

PIERNA CON RUEDAS EN DOBLE TANDEM: 31x63 pulg. CENTRO A CENTRO.

AREA DE CONTACTO POR RUEDA: 267 pulg²

CARGA (1,000 lb.)	ESPESOR MINIMO (pulg.) (1)											
	AREAS DE TRAFICO TIPO B.y.C.						AREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CBR BASE:100			CBR BASE: 80			CBR BASE:100			CBR BASE: 80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	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
135	3	6	9	3	6	9	3	6	9	3	6	9
150	3	6	9	3	6	9	3	6	9	4	6	10
170	3	6	9	3	6	9	3	6	9	4	6	10

TREN DE ATERRIZAJE EN TRICICLO.

PIERNA CON RUEDAS DOBLES: 37 pulg. CENTRO A CENTRO.

AREA DE CONTACTO POR RUEDA: 267 pulg²

CARGA (1,000 lb.)	ESPESOR MINIMO (pulg.) (1)											
	AREAS DE TRAFICO TIPO B.y.C.						AREAS DE TRAFICO TIPO A					
	CBR BASE:100			CBR BASE: 80			CBR BASE:100			CBR BASE: 80		
	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	BASE	TOTAL	CAR- PETA	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) Estos espesores mínimos se aplican cuando la capa directamente bajo la base tiene un CBR de diseño de 50; cuando dicha capa tiene un CBR de diseño de 80, el espesor mínimo de base puede ser de 6 pulg.

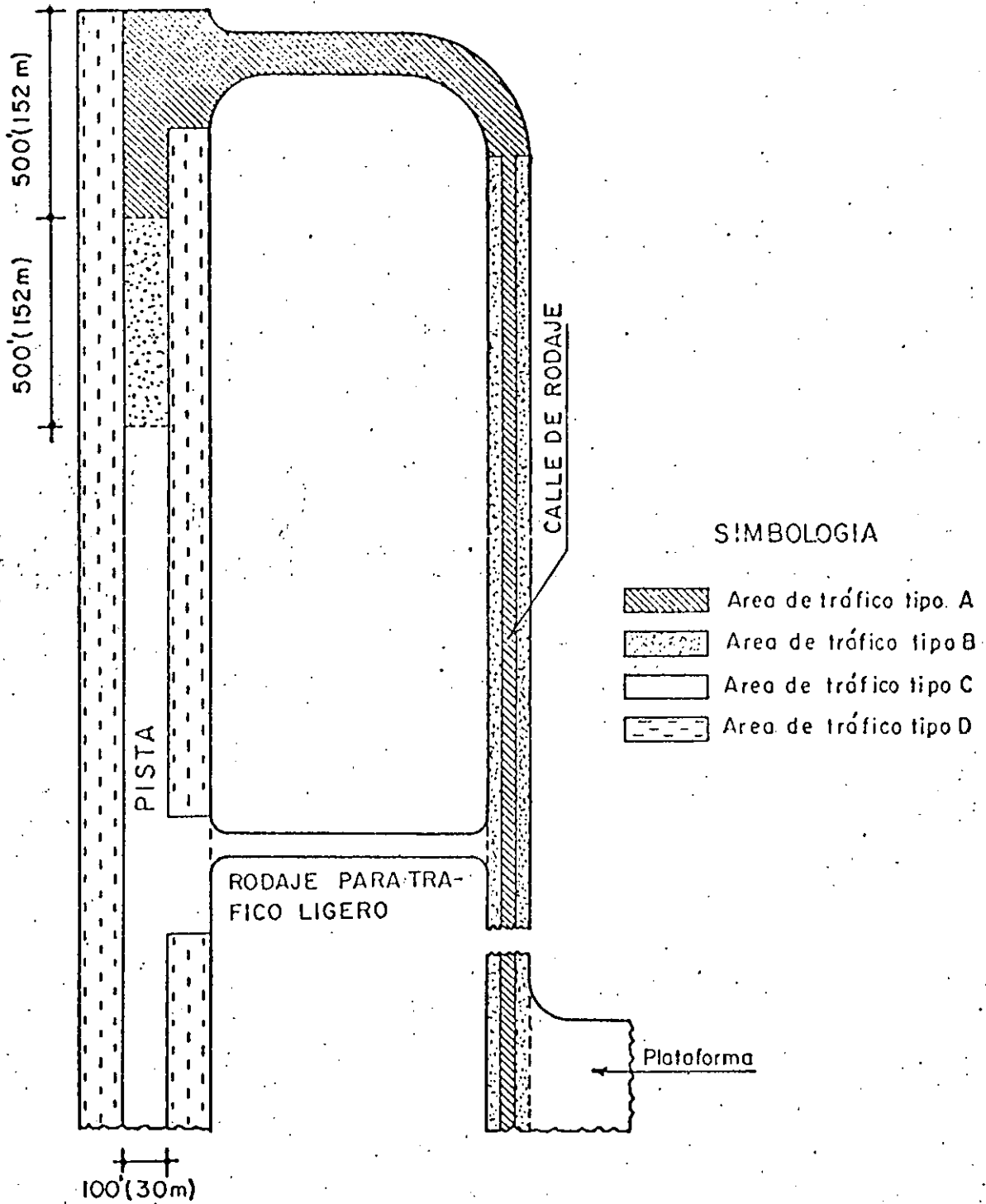


FIG. 3.1-12

Pavimentos Flexibles de Aeropuertos.

ZONIFICACION TIPICA DE PAVIMENTOS PARA CARGAS PESADAS.

(Cuerpo de Ingenieros EM-1110 -45 -302/1958)

3.2-5

PARA CONVERTIR DE	A	MULTIPLICAR LAS SALIDAS POR
Rueda sencilla	Ruedas dobles	0.8
Rueda sencilla	Doble tandem	0.5
Ruedas dobles	Doble tandem	0.6
Dos doble tandem	Doble tandem	1.0
Doble tandem	Rueda sencilla	2.0
Doble tandem	Ruedas dobles	1.7
Ruedas dobles	Rueda sencilla	1.3
Dos doble tandem	Ruedas dobles	1.7

3.2-13

(FAA-1978)

CBR

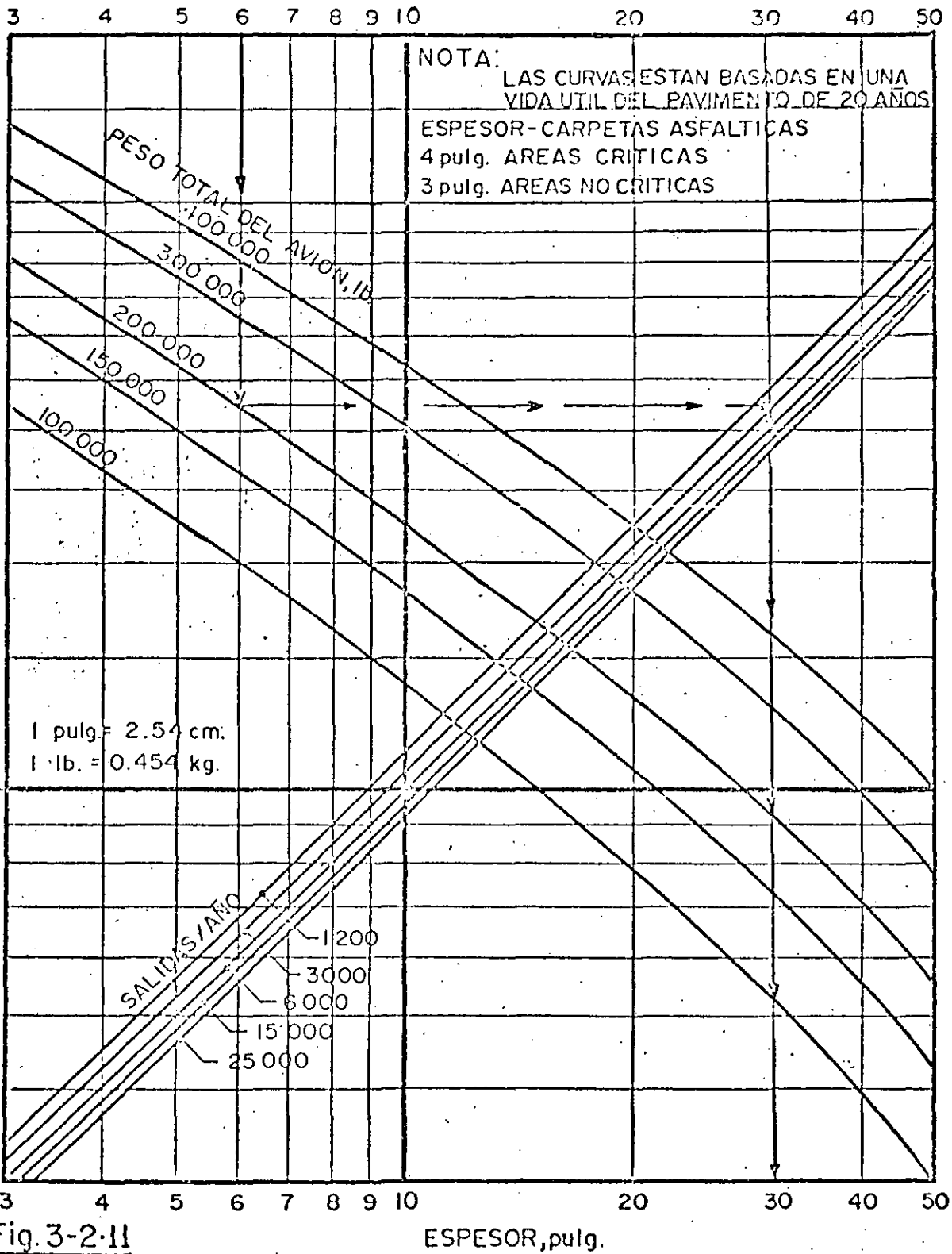


Fig. 3-2-11

ESPEJOR, pulg.

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS
TREN DE ATERRIZAJE EN DOBLE TANDEM

3.2-14

(FAA-1978)

C B R

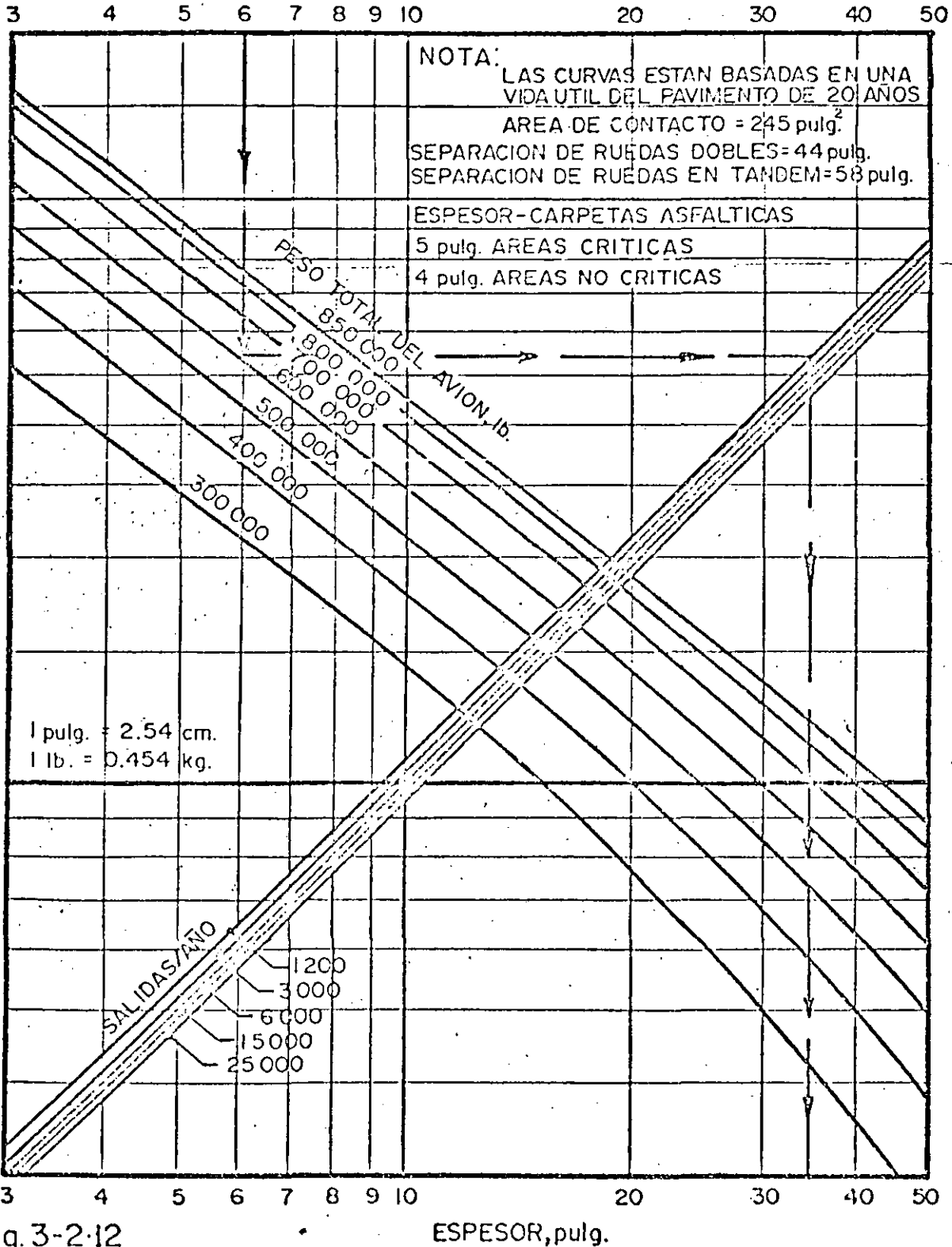


Fig. 3-2-12

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS
 AVIONES B-747-100, SR, 200-B, C, F

3.2-20
(cm)

17 20 25 30 35 40 45 50 60

(FAA-1978)

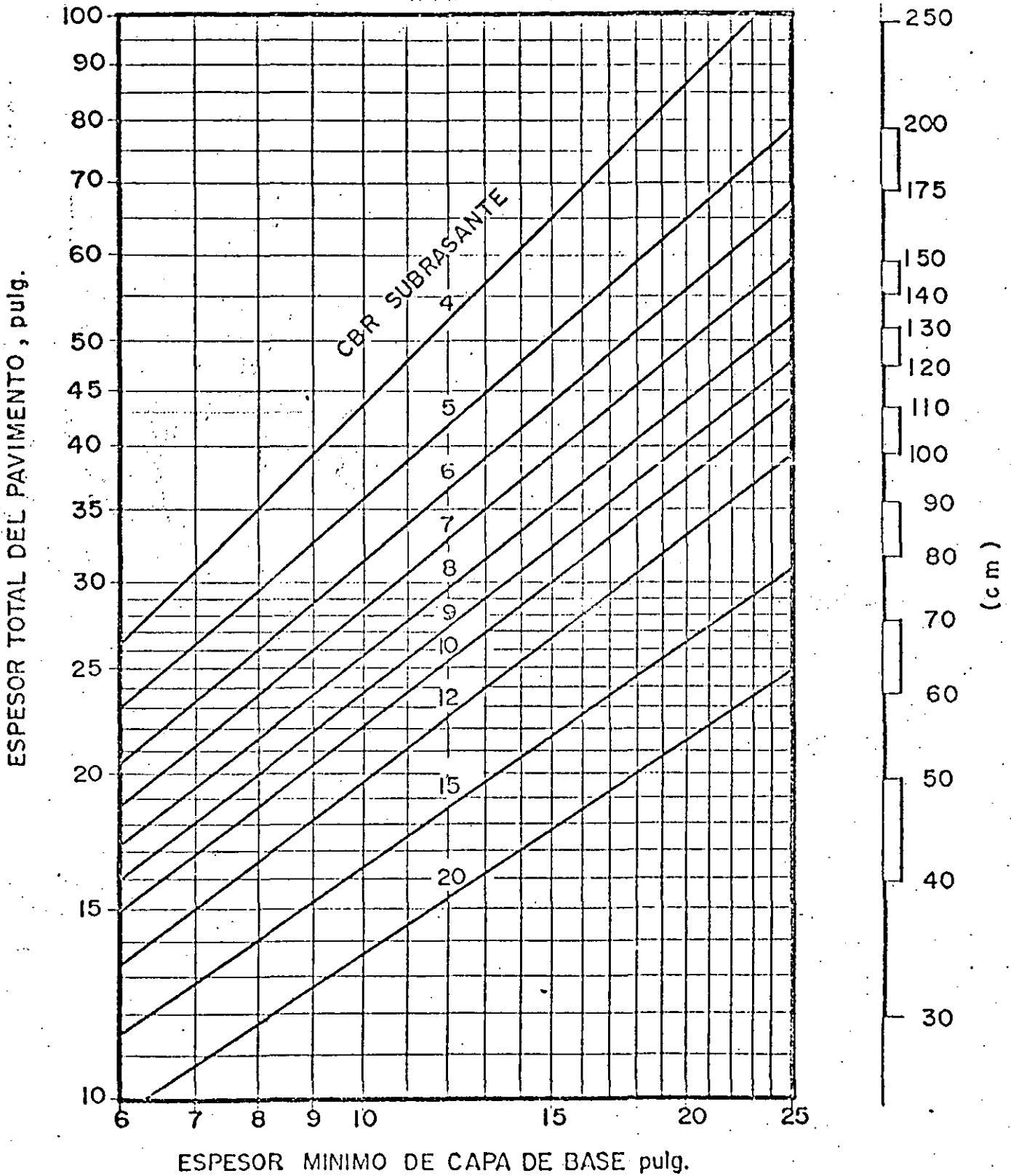
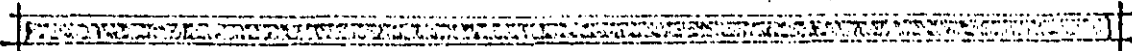
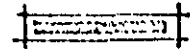
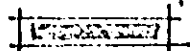
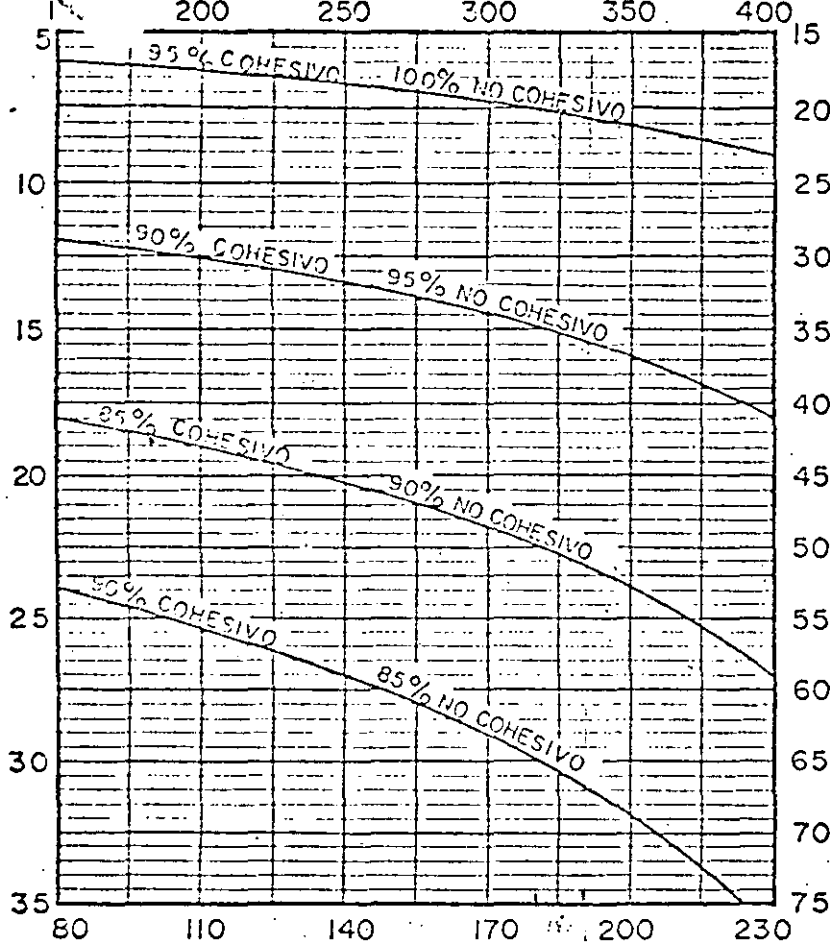


Fig.3-2-18

REQUERIMIENTOS DE ESPESOR MINIMO
DE BASE



ESPESOR DE LA SUBRASANTE COMPACTADA
SUELOS COHESIVOS-PULGADAS



PESO TOTAL DEL AVION-TREN DE ATERRIZAJE
RUEDAS DOBLES-MILES DE LIBRAS.

(FAA-1978)

Fig.3-20

REQUERIMIENTOS DE COMPACTACION PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES.

NOTAS:

- 1.- Las curvas muestran espesores bajo la subrasante terminada cuyas densidades pueden ser iguales o mayores al porcentaje indicado de la máxima densidad a humedad óptima como se determinó por la prueba de compactación T-611 de la FAA.
- 2.- Para las áreas de terraplén se debe cumplir con el criterio gráfico excepto que la densidad mínima de los suelos colocados en el terraplén debe ser de 90 % para cohesivos y 95 % para no cohesivos y para las 9 pulgadas superiores del terraplén debe ser no menor que 95 % para suelos cohesivos y 100 % para los no cohesivos, de la densidad T-611.
- 3.- La subrasante en áreas de corte presentará las densidades naturales del suelo pudiendo efectuarse lo siguiente: (a) podría ser compactada desde la superficie hasta obtener las densidades requeridas, (b) podría ser removida y remplazada en cuyo caso se deben obtener las densidades mínimas de terraplenes, o (c) cuando la economía y la rasante lo permitan, cubrir con suficiente material seleccionado o de subbase de tal manera que la subrasante sin compactar esté a una profundidad donde sus densidades sean satisfactorias.
- 4.- Para los suelos expansivos, pueden ser aplicadas densidades reducidas.

NOTA:

1 pulg.=2.54 cm.
1 lb. =0.454 kg.

3.2-22

3.2-23

TABLA 3-2.2 FACTORES DE EQUIVALENCIA RECOMENDADOS PARA SUBBASES ESTABILIZADAS

	<u>Material</u>	<u>Factor de Equivalencia</u>
P-401,	Carpeta Asfáltica	1.7-2.3
P-201,	Base Asfáltica	1.7-2.3
P-215,	Base Asfáltica colocada en frío	1.5-1.7
P-216,	Base utilizando mezclas elaboradas en el lugar	1.5-1.7
P-304,	Base tratada con cemento	1.6-2.3
P-301,	Base utilizando suelo cemento	1.5-2.0
P-209,	Base con agregados triturados	1.4-2.0
P-154,	Capa de subbase	1.0

Para establecer los factores mostrados arriba, el valor del CBR de la subbase estandar P-154, se consideró de 20.

(FAA - 1978)

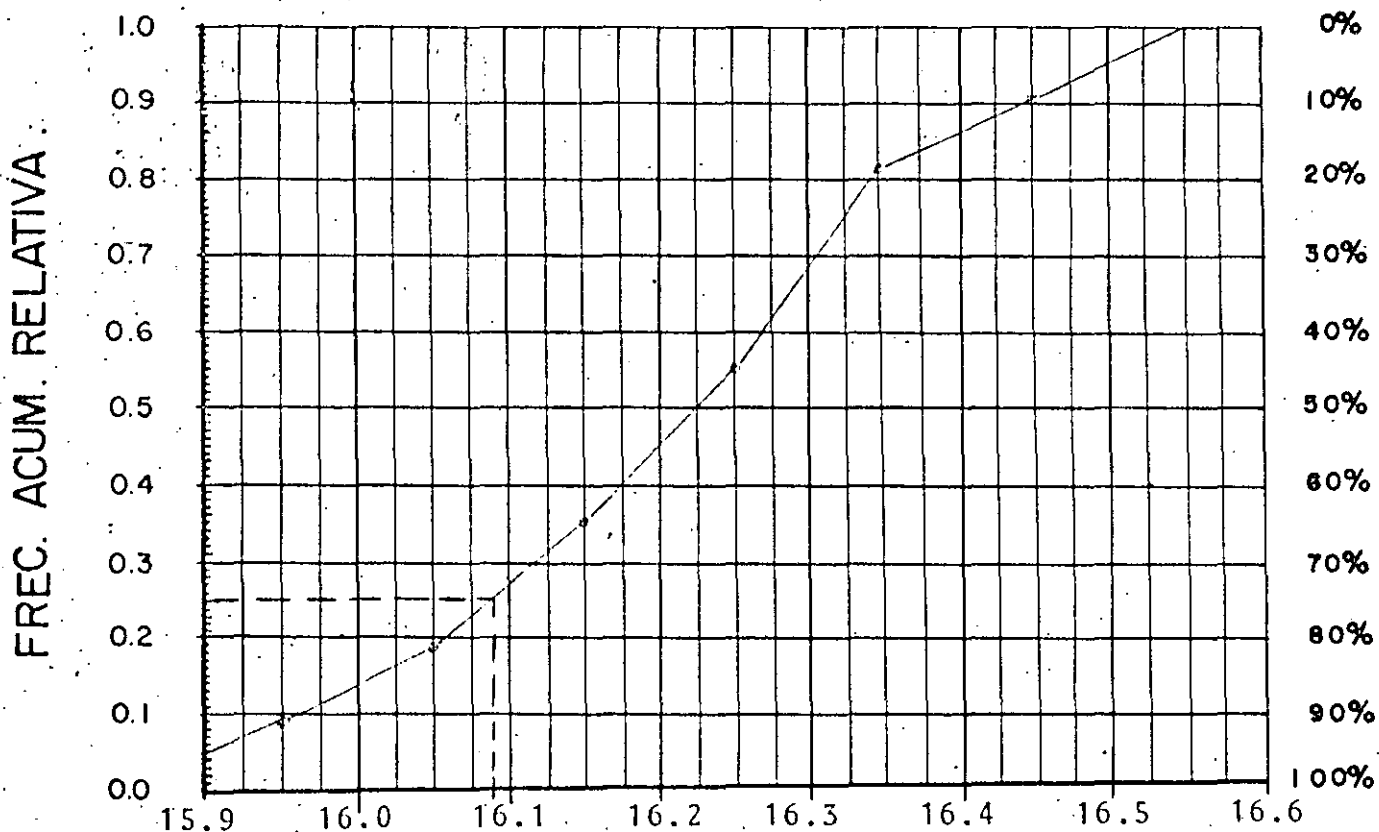
TABLA 3-2.3 FACTORES DE EQUIVALENCIA RECOMENDADOS PARA BASES ESTABILIZADAS

	<u>Material</u>	<u>Factor de Equivalencia</u>
P-401,	Carpeta Asfáltica	1.2-1.6
P-201,	Base Asfáltica	1.2-1.6
P-215,	Base Asfáltica colocada en frío	1.0-1.2
P-216,	Base utilizando mezclas elaboradas en el lugar	1.0-1.2
P-304,	Base tratada con cemento	1.2-1.6
P-301,	Base utilizando suelo cemento	N/A
P-209,	Base con agregados triturados	1.0
P-154,	Capa de subbase	N/A

Los factores de equivalencia mostrados arriba consideran un valor de CBR de 80 para P-209

EJEMPLO METODO CANADIENSE

Marca de clase (1.000 lb.)	Intervalos de clase (1.000 lb.)	Frecuencias	Frecuencias acumuladas.	Frecuencias acumuladas relativas.
15.95	15.90 -16.00	1	1	0.09
16.05	15.90 -16.10	1	2	0.18
16.15	16.10 -16.20	2	4	0.36
16.25	16.20 -16.30	2	6	0.55
16.35	16.30 -16.40	3	9	0.82
16.45	16.40 -16.50	1	10	0.91
16.55	16.50 -16.60	1	11	1.00



Valor soporte de la sub-rasante "S" (Placa de 30", 05" de deflexión;
10 rep.)

(1,000 lb.)

Percentil 25% de S = 16.080 lb.

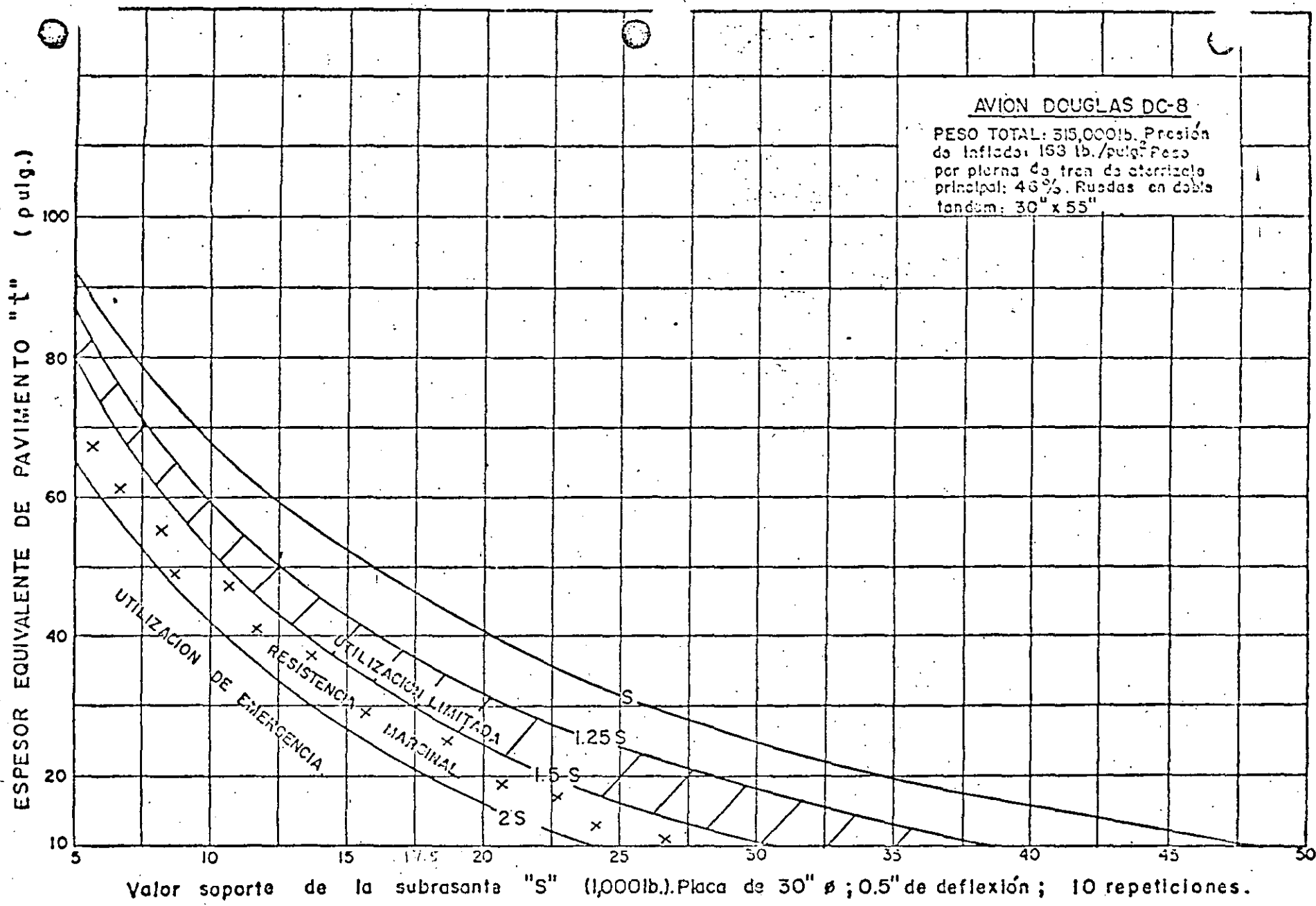


Fig.3-3.6 Carta de diseño y evaluación de pavimentos flexibles.

(Departamento de transporte de Canadá. 1969)

M. AM. PAUL. MANEJANDO PAVIMENTOS Y SUAVIANDO

337

Tabla 3.3.1

(Departamento de Transporte de Canadá, 1969)

<u>Material</u>	<u>Espesor equivalente de base granular.</u>
Concreto asfáltico de alta calidad.	2.
Concreto asfáltico de pobre calidad.	1½
Base de macadam (hidráulica)	1½
Base de grava triturada o roca triturada.	1
Base granular.	1

Tabla 3.3.2Espesores mínimos recomendados.

(Departamento de Transporte de Canadá, 1969)

Material	Presión de neumáticos del avión de diseño (lb./pulg. ²)			
	Menos de 60	Menos de 100	100 a 149	150 a 199
Concreto asfáltico.	2 pulg.	2.5 pulg.	3.5 pulg.	4 pulg.
Base de grava triturada o roca triturada.	6 pulg.	9 pulg.	9 pulg.	12 pulg.

5.1-2

El método de la PCA recomienda los siguientes factores de seguridad:

<u>Instalación</u>	<u>Factor de Seguridad</u>	
	<u>Para operaciones ocasionales.</u>	<u>Para operaciones frecuentes.</u>
<u>Áreas críticas:</u> Plataformas, calles de rodaje, plataformas de espera, cabeceras de pistas (hasta 1,000' = 300 m del umbral) y pisos de hangares.	1.7	2.0
<u>Áreas no críticas:</u> Pistas (porción central) y algunas salidas de alta velocidad.	1.4	1.7

Tabla 5-1-1 Ancho de junta y profundidad para sellador líquido.

(PCA-1973)

ESPACIAMIENTO DE JUNTAS (Pies)	FORMA DEL RECEPTACULO	
	ANCHO (Pulg.)	PROFUNDIDAD (Pulg.)
20	1/4	1/2 mínimo
25	3/8	1/2 mínimo
30	3/8	1/2 mínimo
40	1/2	1/2 mínimo
50	5/8	5/8
60	3/4	3/4

Tabla 5-1-2 Ancho de junta y ancho de sello para sellador premoldeado.

(PCA-1973)

ESPACIAMIENTO DE JUNTAS (Pies)	ANCHO DE JUNTA (Pulg.)	ANCHO DE SELLADOR (Pulg.)
25 o menos	1/4	9/16
30	3/8	13/16
50	1/2	1
70	3/4	1-1/2

Adaptado de AASHTO-ARBA (1965).

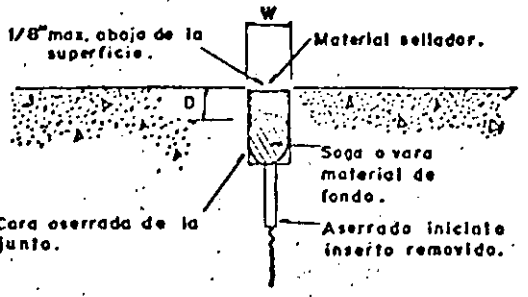
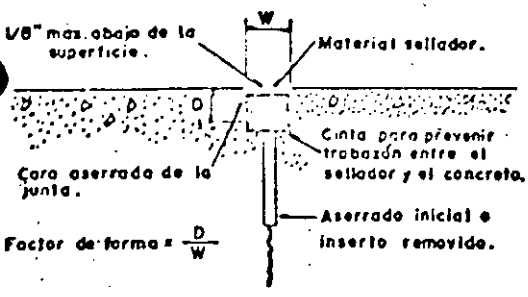


FIG. 5-1-9 Receptáculo del material sellador y factor de forma.
(PCA-1973)

Tabla 5-1-3 Especificaciones de varillas de Refuerzo (ASTM).

(PCA-1973)

TAMAÑO	PESO lb./pie	DIMENSIONES NOMINALES-SECCION CIRCULAR		
		DIAMETRO (Pulg.)	AREA (Pulg. ²)	PERIMETRO (Pulg.)
# 3	.376	.375	.11	1.178
4	.668	.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	3.990
11	5.313	1.410	1.56	4.430

Tabla 5-1-4 Tamaño y espaciamento de barras lisas.

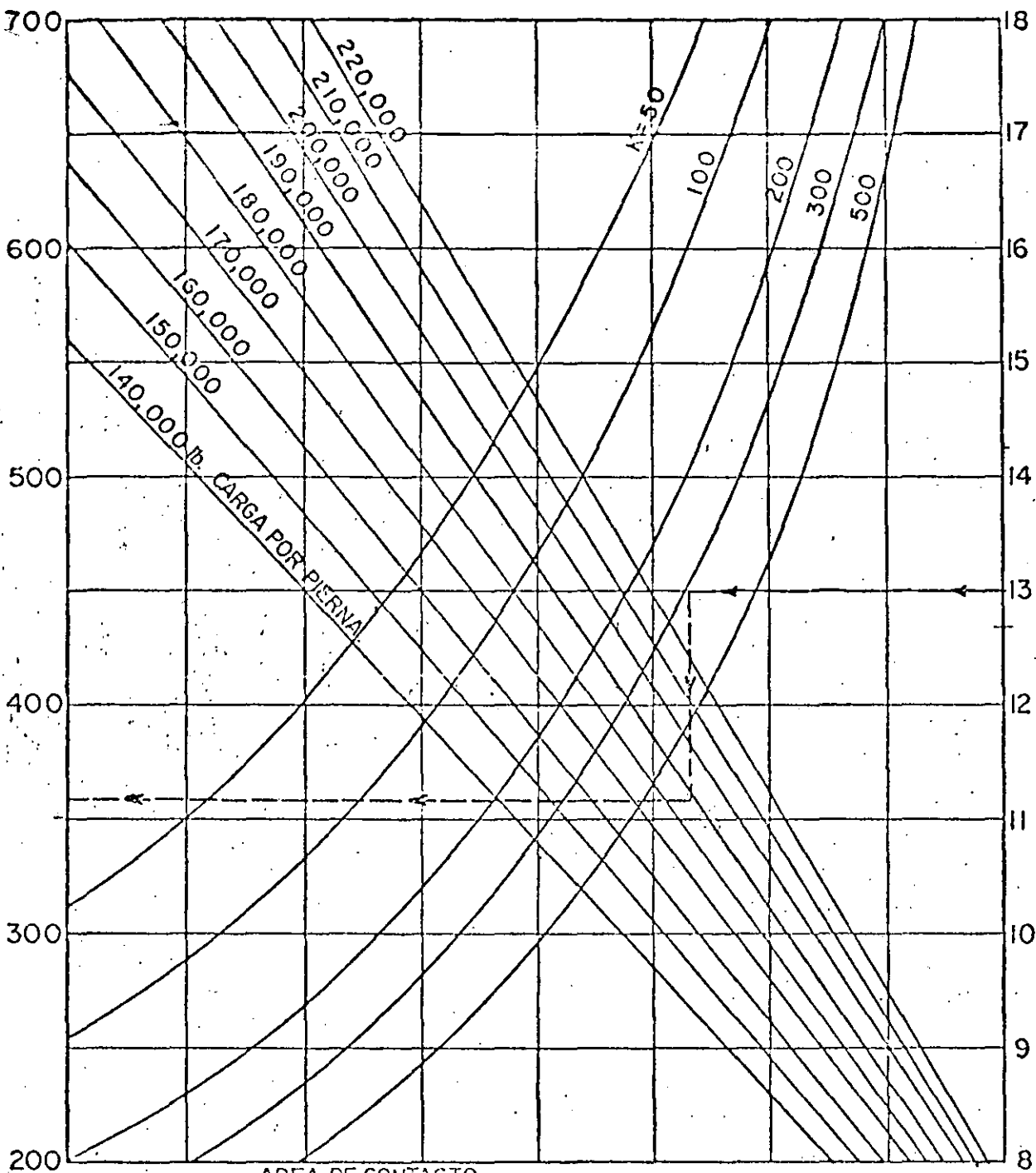
(PCA-1973)

ESPESOR DE LOSA (Pulg.)	DIAMETRO DE BARRA (Pulg.)	LONGITUD DE BARRA (Pulg.)	ESPACIAMIENTO DE BARRAS C a C (Pulg.)
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

*Asignación hecha para juntas abiertas y errores menores en el colocado de las barras.

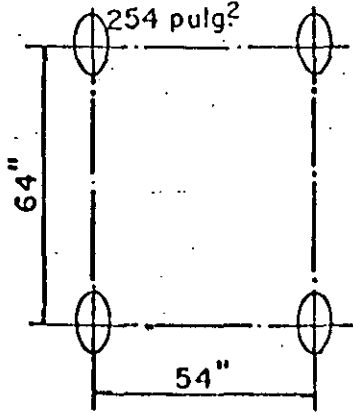
*Cortesia del Concrete Reinforcing Steel Institute .

ESFUERZO DE FLEXION EN lb./pulg²



ESPESOR DE PAVIMENTO EN PULGADAS.

AREA DE CONTACTO POR LLANTA = 254 pulg²



McDONNELL-DOUGLAS DC-10

CARTA DE DISEÑO ESPECIAL PARA PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS (BASADO EN EL PROGRAMA DE COMPUTADORA PDILB)

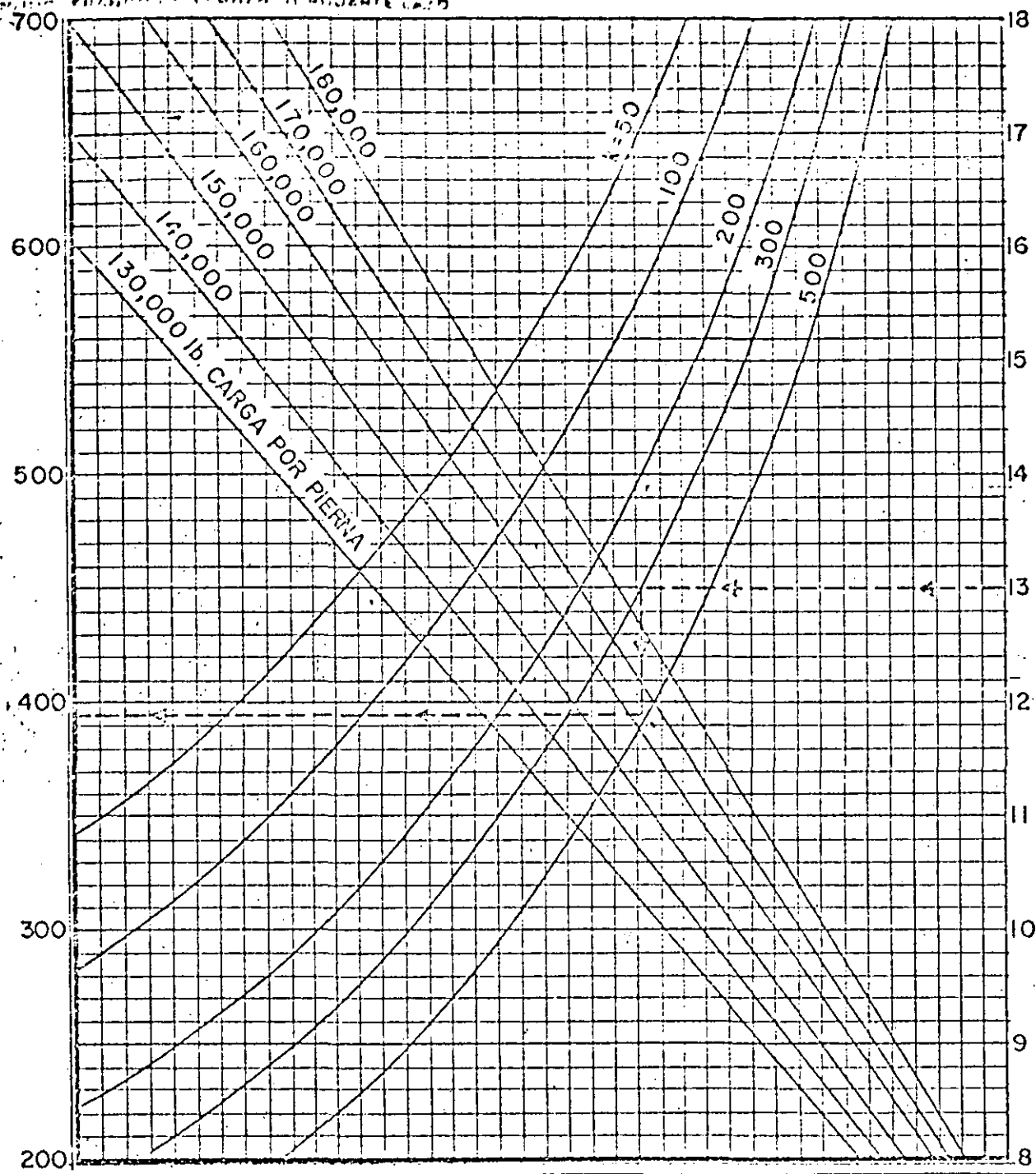
TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL EN DOBLE TANDEM

Fig. 5-1-11

ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

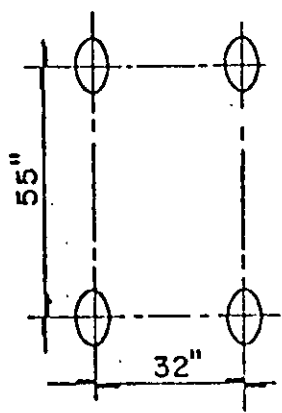
FRANCISCO FERNANDO RUIZARTE LAZO

ESFUERZO DE FLEXION EN lb./pulg²



ESPEZOR DE PAVIMENTO EN PULGADAS.

AREA DE CONTACTO POR LLANTA=220 pulg²



McDONNELL - DOUGLAS DC-8
 (MODELOS 62, 63)
CARTA DE DISEÑO ESPECIAL PARA
PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS
 (BASADO EN EL PROGRAMA DE COMPUTADORA PDILB)
 TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL EN DOBLE TANDEM
Fig. 5-1-12
 ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

Esta gráfica está destinada para ser usada por personal profesional capaz de evaluar los alcances y limitaciones de su contenido y quien aceptará responsabilidad por la aplicación del material que contiene. La Asociación del Cemento Portland no se hace responsable por cualquier otro uso que se le dé a los procedimientos o principios aquí establecidos.

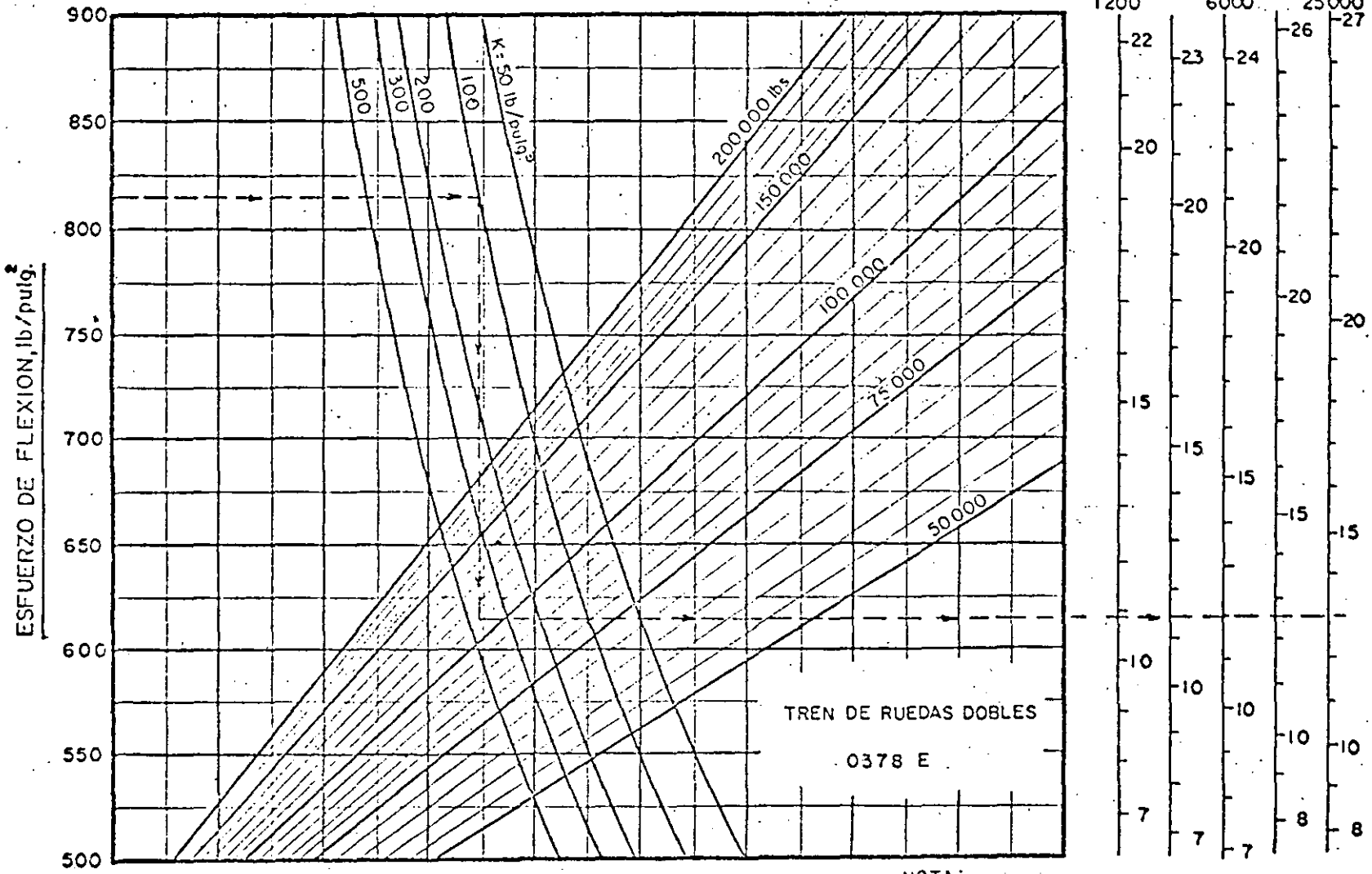


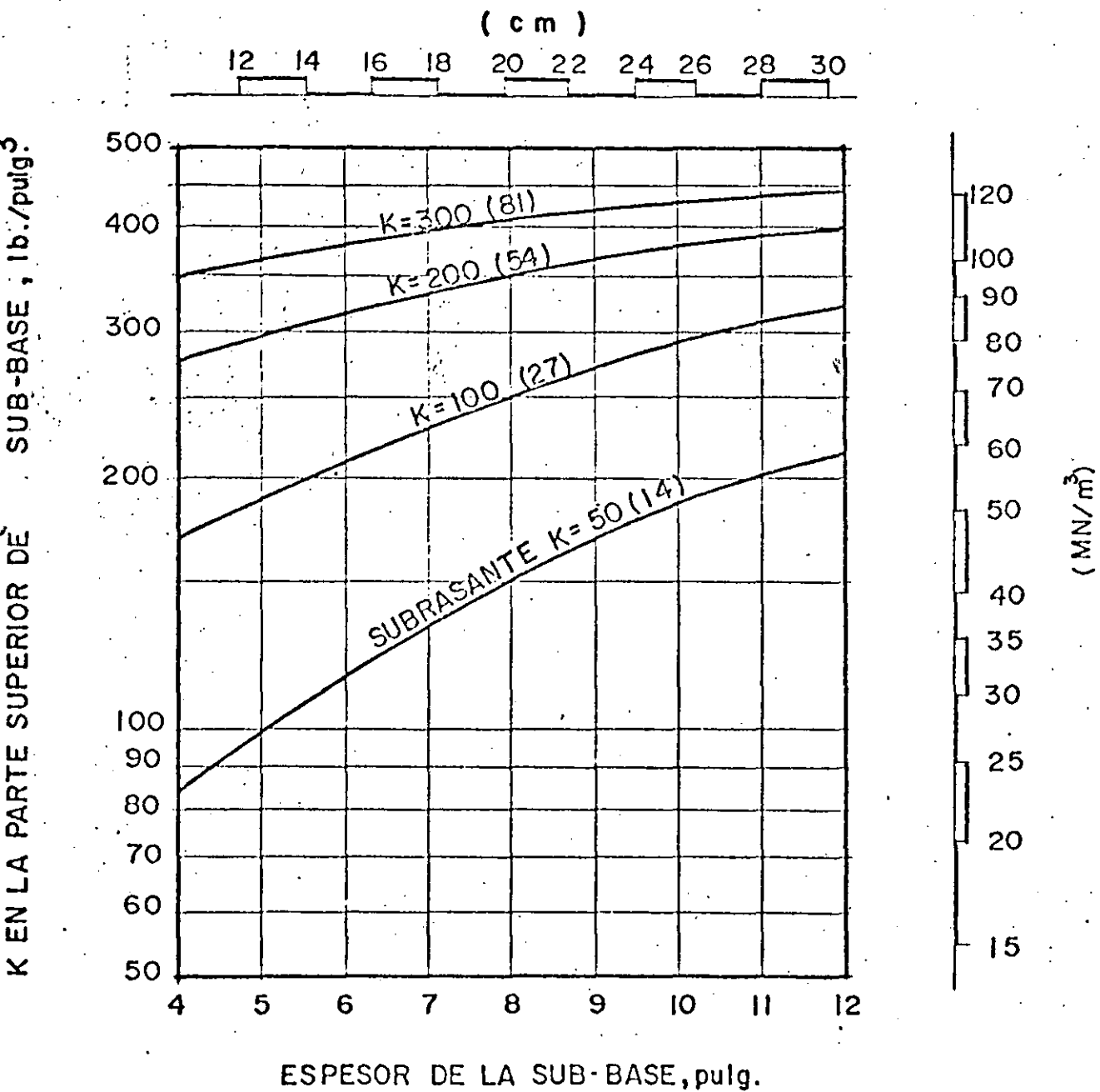
Fig.5-2-4

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-TREN RUEDAS DOBLES

5.2-7

5.2-5

(FAA-1978)



ESPESOR DE LA SUB-BASE, pulg.

Fig. 5-2.2

EFFECTO DE LA SUB-BASE ESTABILIZADA EN EL
MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE

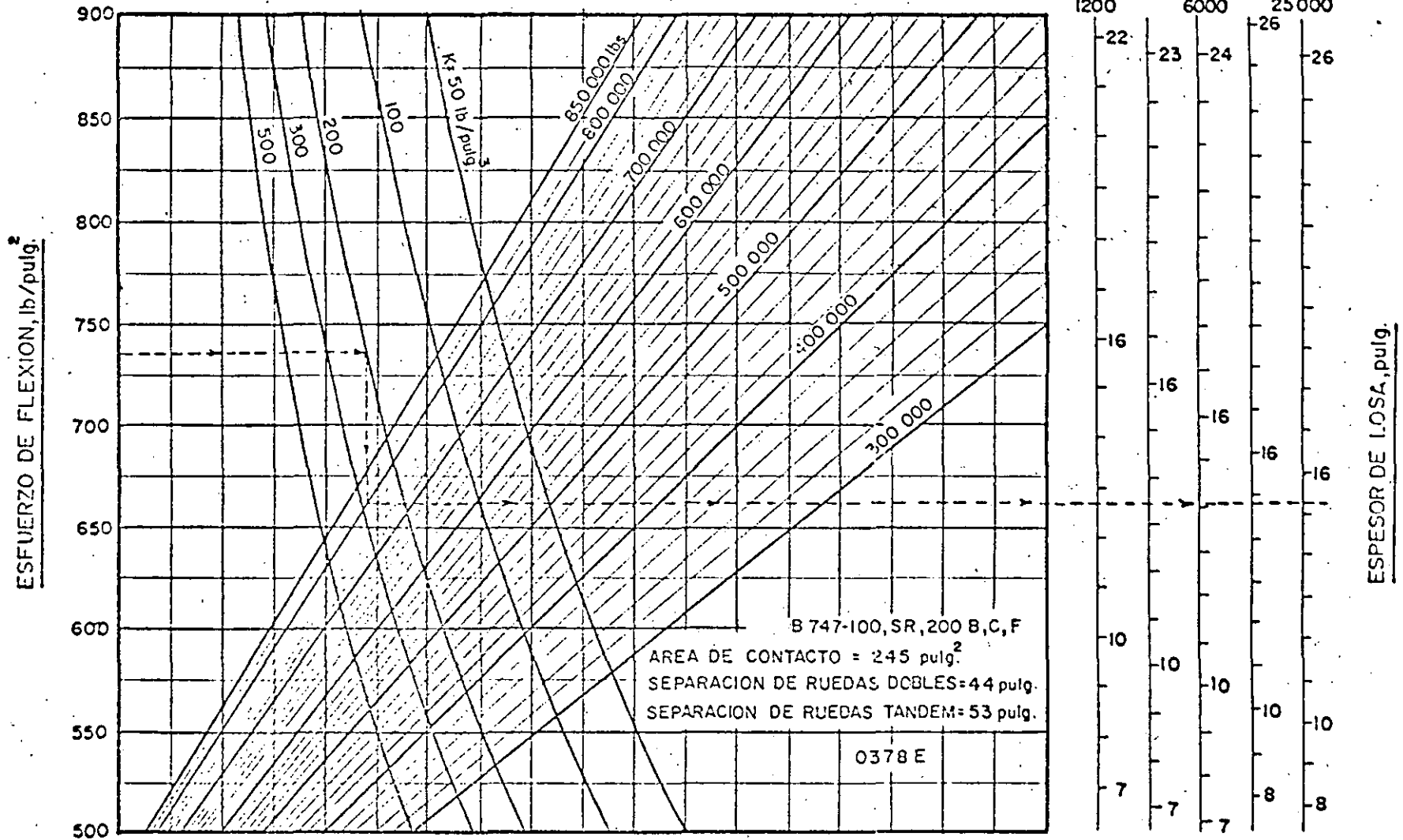


Fig. 5-2-6

NOTA:
 1 pulg = 2.54 cm. 1 lb/pulg² = 0.0069 MN/m²
 1 lb. = 0.454 kg 1 lb/pulg³ = 0.272 MN/m³

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO, B-747-100, SR, 200 B, C, F



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

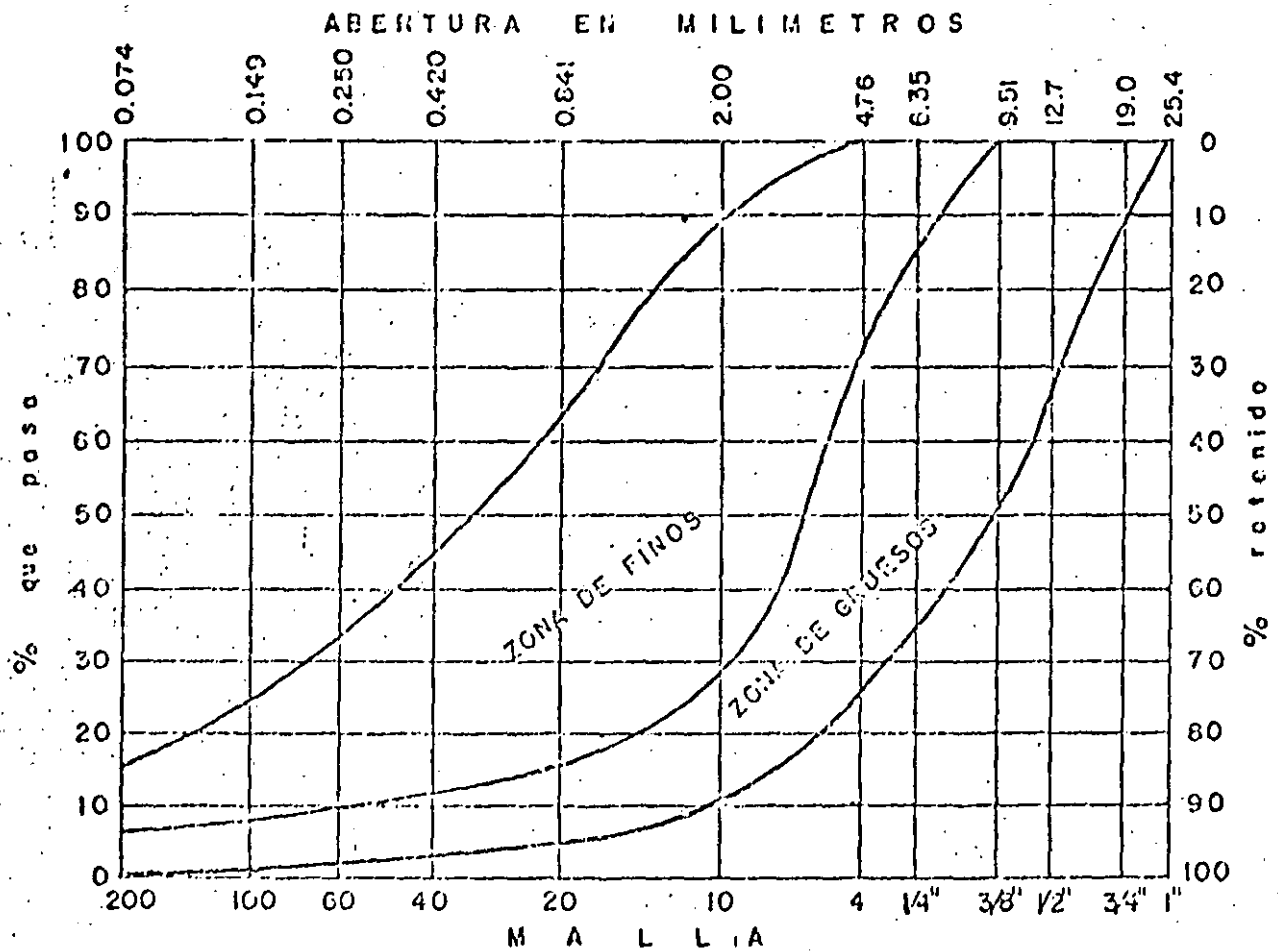
A N E X O S

Ing. Emilio Gil Valdivia

JUNIO, 1985

NORMAS QUE DEBEN CUMPLIR LOS MATERIALES PETREOS PARA
MEZCLAS ASFALTICAS EN EL LUGAR

GRANULOMETRIA



- CONTRACCIÓN LINEAL

ZONA DE FINOS _____ 2% MÁXIMO

ZONA DE GRUESOS _____ 3% MÁXIMO

- DESGASTE DE LOS ANGELES _____ 40% MÁXIMO

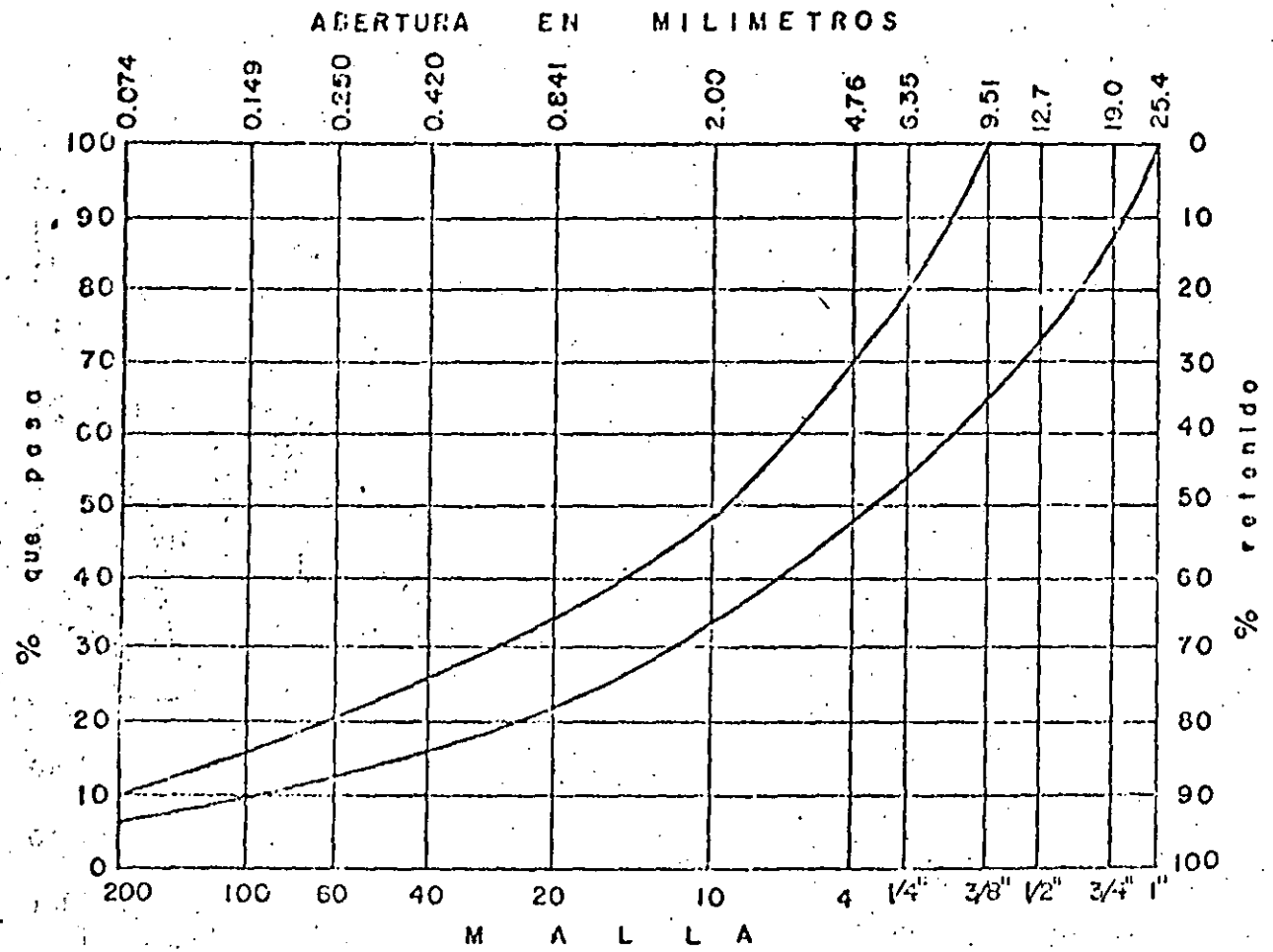
- PARTÍCULAS ALARGADAS _____ 35% MÁXIMO

- EQUIVALENTE DE ARENA _____ 55% MÁXIMO

NORMAS QUE DEBEN CUMPLIR LOS MATERIALES PETREOS PARA MEZCLAS ASFALTICAS EN PLANTA

(2)

GRANULOMETRIA



- CONTRACCIÓN LINEAL _____ 2%
- DESGASTE DE LOS ANGELES _____ 40% MÁXIMO
- PARTÍCULAS ALARGADAS _____ 35% MÁXIMO
- EQUIVALENTE DE ARENA _____ 55% MÁXIMO

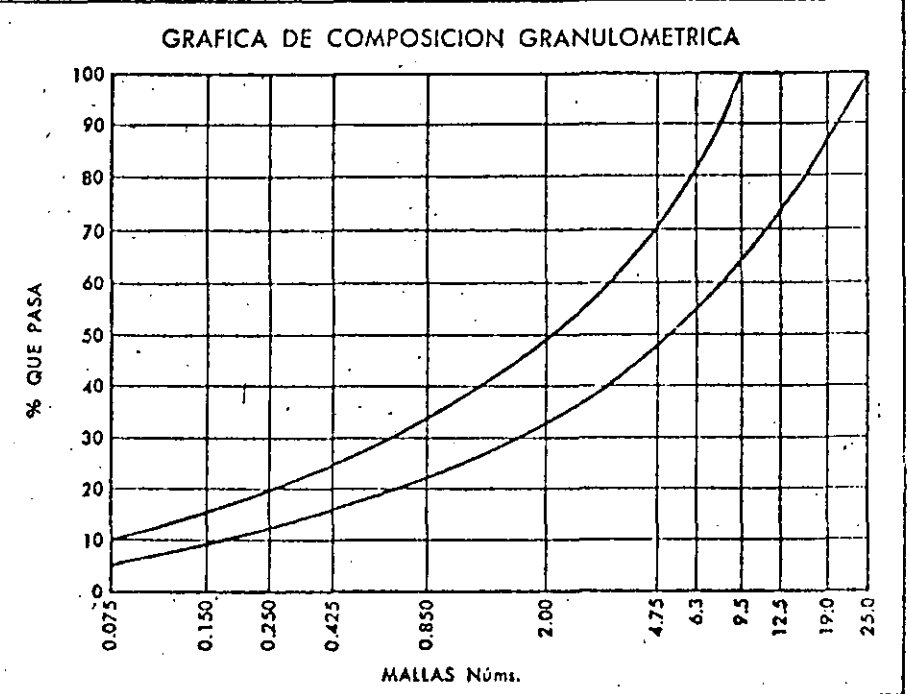
INFORME DE ENSAYE DE CONCRETO ASFALTICO

OBRA _____	ENSAYE N° _____
LOCALIZACION _____ (CIUDAD, CAMINO, TRAMO, KILOMETRO, ORIGEN DEL CADENAMIENTO, ETC.)	FECHA DE RECIBO _____
	FECHA DE INF. _____

DESCRIPCION DEL MATERIAL _____	PARA USARSE EN _____
TRATAMIENTO PREVIO AL MUESTREO _____	
CLASE DE DEPOSITO MUESTREADO _____	
UBICACION DEL BANCO DE DONDE PROCEDE EL MATERIAL PETREO _____	

VIAJE N° _____	TENDIDO EN km _____	A km _____	CARRIL _____	FRANJA _____
TEMP. DE LA MEZCLA AL SALIR DE LA PLANTA _____ °C		EN EL TENDIDO _____ °C		AL INICIAR LA COMPACT. _____ °C

CARACTERISTICAS DE MATERIAL PETREO	SECO SUELTO, kg/m ³		
	MALLAS	% QUE PASA	DEL PROYECTO
CONVERSION GRANULOMETRICA	Núm. 25.0		
	" 19.0		
	" 12.5		
	" 9.5		
	" 6.3		
	" 4.75		
	" 2.00		
	" 0.850		
	" 0.425		
	" 0.250		
	" 0.150		
	" 0.075		
P.E. (yp), g/cm ³ _____			
ABSORCION % _____			
DESGASTE % _____			
% DE TRITURACION _____			
PART. ALARGADAS % _____			
PART. LAJEADAS % _____			
EQUIV. DE ARENA % _____			
CONTRACCION LINEAL % _____			

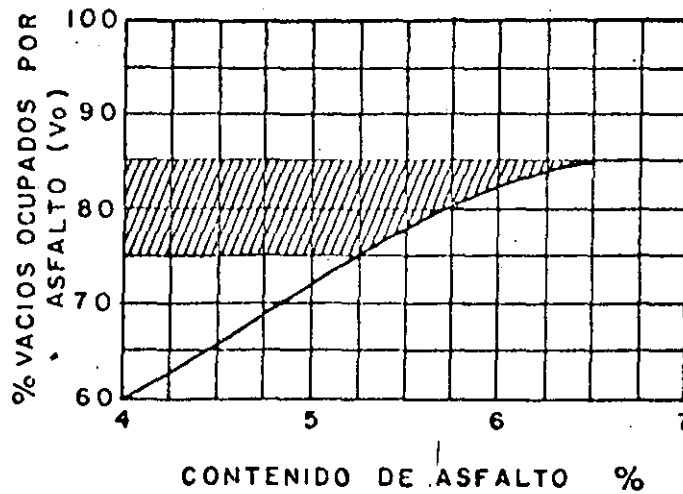
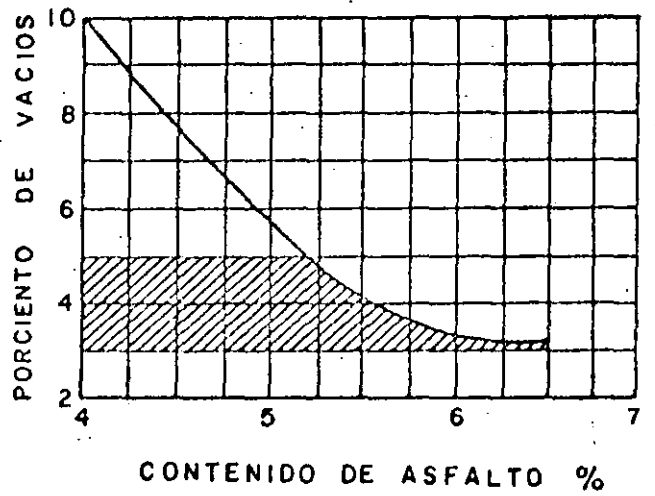
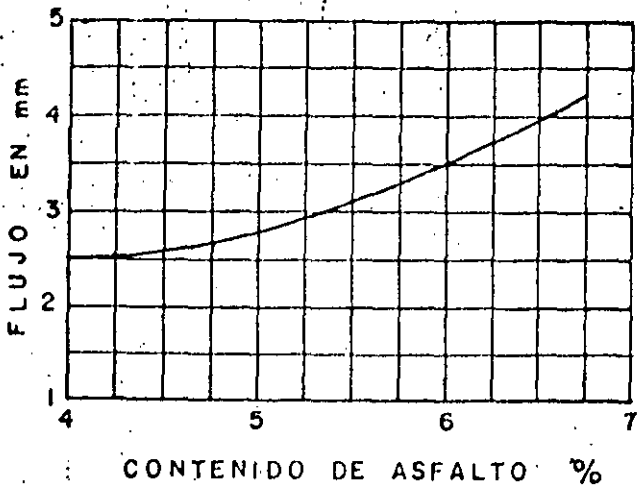
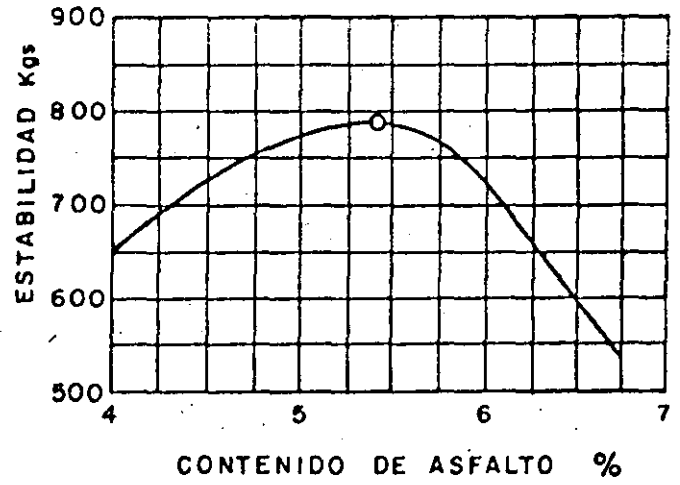
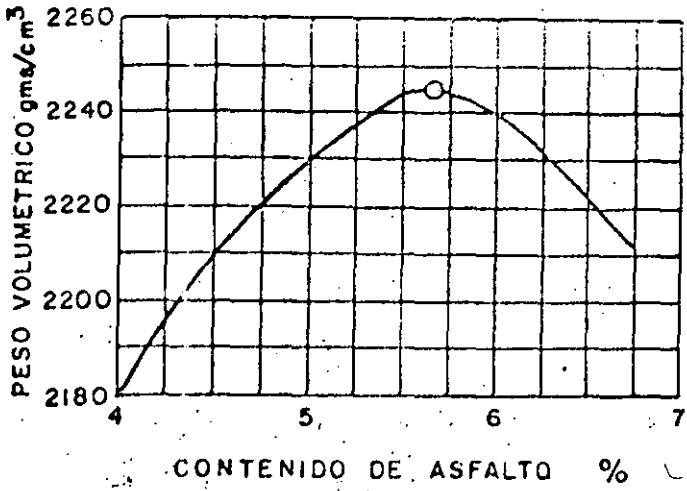


CARACTERISTICAS DE LA MEZCLA		DEL PROYECTO	CARACTERISTICAS DEL ESPECIMEN		ESPECIFICACION	CARACTERISTICAS DEL ASFALTO	
CONTENIDO ASFALTO %			P.E. kg/m ³			TIPO	
MARCA			ESTABILIDAD, kg			PENETRACION	
TIPO			FLUJO, mm			VISCOSIDAD	
CANTIDAD %			VACIOS %			TEMP. RECOM.	
AFINIDAD			V.A.M. %			TEMP. DE APLIC.	

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES _____

EL LABORATORISTA _____	EL JEFE DEL LABORATORIO _____	Vo. Bo. _____
------------------------	-------------------------------	---------------

VALORES PARCIALES



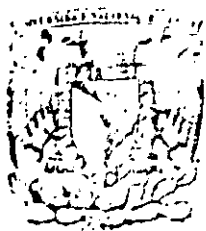
INFORME DE TEMPERATURAS Y TENDIDO DE MEZCLA ASFALTICA ELABORADA EN CALIENTE

OBRA _____	ENSAYE No. _____
LOCALIZACION _____ <small>(CIUDAD, CAMINO, TRAMO, KILOMETRO, ORIGEN DEL CADENAMIENTO, ETC.)</small>	FECHA DE RECIBO _____
	FECHA DE INFORME _____

CAPA _____	ESPESOR DE PROYECTO DE LA CAPA _____ cm
PLANTA EN km _____	DESVIACION _____
	ESPESOR DE LA CAPA ANTES DE COMPACTAR _____ cm

VIAJES		MUESTRA No.	HORAS		TEMPS. DE LA MEZCLA			T E N D I D O					ESPEJOR DE CAPA TENDIDA (Antes de compactar)	OBSERVACIONES
CAMION No.	VOL. m ³		SALIDA DE PLANTA	DESCARGA EN TRAMO	AL SALIR DE LA PLANTA	AL TENDER	AL COMPACTAR	DE km	A km	LADO O FRANJA	CALZADA	ANCHO m		

EL LABORATORISTA _____	EL JEFE DEL LABORATORIO _____	V° B° _____
-------------------------------	--------------------------------------	--------------------



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS CON MEZCLAS DE ARENA, AZUFRE Y ASFALTO

ING. ROBERTO PASQUEL LUJÁN

Construcción de pavimentos con mezclas asfálticas en caliente empleando arena, azufre y asfalto.

En junio de 1983 la Dirección General de Carreteras Federales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes ordenó a la empresa Construcciones Guerra del Sureste, S.A., la pavimentación del cuerpo izquierdo del tramo Cárdenas-Villahermosa de la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa, empleando mezcla caliente con arena, azufre y asfalto como ingredientes.

Los objetivos por lograr agregando azufre a las arenas mal graduadas contiguas al camino, aprovechando las propiedades del azufre de aglutinación (rigidización) y de ocupación de vacíos (densificación), fueron los de reducir el espesor de pavimento originalmente diseñado y la eliminación de bancos de gravas a gran distancia de la obra. Ambos objetivos fueron obtenidos lográndose una importante economía en el costo del camino.

Granulometría de la arena

<u>Malla</u>	<u>% pasa sin azufre</u>	<u>%pasa con azufre</u>
1/2	100	100
3/8	98	99
4	97	96
10	94	89
20	82	75
40	47	45
60	25	17
100	6	7
200	1	5

Hasta donde pudimos averiguar, nunca antes en nuestro país se había empleado el azufre en mezclas asfálticas destinadas a la pavimentación de carreteras por lo que recurrimos a información acerca de las experiencias habidas en los Estados Unidos de América principalmente en el Estado de Texas.

La información completa acerca del uso del azufre en tramos experimentales, su manejo, normas de seguridad, procedimiento de construcción, control de calidad, y resultados finales no fue proporcionada por The Sulphur Institute y la National Asphalt Pavement Association, ambos en Washington, D.C.

Según esto, el azufre ha sido empleado en sus dos formas, sólido o líquido, siendo sus propiedades las siguientes:

Estado físico	Sólido a temperatura ambiente.
Límites de explosión del polvo en el aire	La concentración mínima explosiva es de 0.0350z/ft ³ ó 35 g/m ³ . La concentración máxima explosiva se encuentra entre 1 y 2 OZ/ft ³ , probablemente en 1.4 OZ/ft ³ ó 1400 g/m ³ .
Flash point (azufre líquido)	Azufre puro 188° (370°F) Azufre impuro hasta 168°C (335°F)
Temperatura de autoignición a presión atmosférica	Nubes de polvo 190°C (374°F) Polvo no disperso 220°C (428°F)
Punto de ebullición a la presión atmosférica	444° C (832°F)
Color	Amarillo Brillante, anaranjado, bronce, gris, dependiendo de la cantidad y tipo de impurezas.
Corrosividad	El azufre seco no es corrosivo, pero en presencia de humedad, ataca rápidamente al acero.
Densidad	Sólido: 2.07 g/ml. a 20°C Líquido: 1.79 g/ml. a 280°F
Calor de combustión	3982.2 BTU/lb a 77°F
Calor de fusión, normal	12 cal/g. a 119°C; 21.6BTU/lb. a 246°F
Punto de fusión, normal	119°C (246°F)
Punto de solidificación normal	115°C (238°F)
Calor específico	Sólido: 0.16 BTU/lb/°F (a 0°F) a 0.19 BTU/lb/°F (a 200 °F) Líquido: 0.25 BTU/lb/°F a 290°F
Presión de vapor	Sólido: menos de 0.0001 mm. de Hg. a 20° C (68°) Líquido: 0.11 mm. de Hg. a 140° C (284°F)

4. Datos tomados de Safe Paving with Sulphur. NAPA

La primera prueba la llevamos a cabo empleando azufre en estado sólido para pavimentar el subtramo Puente Carrizal-Villahermosa (estación 0+380 - estación 1+300).

La pavimentación consistió en una base asfáltica de 15 cm. de espesor en 11.39 m. de ancho. Las proporciones de los ingredientes fueron: Azufre, 30% del peso de la arena; asfalto #6, 6% del peso de la arena, o sea una proporción azufre-asfalto de 62.5% - 37.5%.

La decisión de usar inicialmente azufre sólido se tomó porque no estábamos preparados con las instalaciones especiales que se requieren para manejarlo en estado líquido. El azufre se adquirió en Jáltipan, Veracruz de la Azufrera Panamericana siendo éste el llamado "azufre de mina" de color grisáceo. Se acarreó en camiones de volteo a nuestra planta asfáltica ubicada a 500 m. a la derecha de la estación 132+170 (Río Samaria).

El procedimiento para incluir el azufre en la mezcla consistió en, primero extendido en una plataforma contigua a la planta para su disgregación mediante pasadas de un compactador vibratorio Dynapac CC43 de 10 toneladas. Una vez disgregado se cargaba con cargador frontal que lo depositaba en la tolva de un transportador de 24" x 81' para conducirlo a una de las cuatro tolvas de la planta. Esto es, se trató como cualquier otro agregado mineral más de los que comúnmente se utilizan en las mezclas. Segundo, se pesaba la arena, 7000 # para formar la bacha y en seguida se pesaban 700 # de azufre y juntos arena y azufre bajaban al mezclador para un mezclado previo, en seco, de aproximadamente 20 segundos. Tercero, se pesaba el asfalto (420 #) y bajaba al mezclador para, durante 40 segundos aproximadamente, completar el proceso de mezclado. Usamos una planta Simplicity modelo S830 de 8000 #/ bacha de capacidad.

Aquí cabe observar que el manejo de azufre sólido produce polvo muy fino, que al estar en suspensión en el aire en el área de alimentación y en la de mezclado, producía molestias al personal como irritación en los ojos y en la piel a pesar de anteojos, guantes y petos especiales que usaban.

Notamos que el azufre disgregado al mezclarse con la arena tendía a reagruparse formando grumos que se notaban tanto en la descarga de la mezcla en los camiones como en el extendido.

El extendido lo realizamos con una máquina Barber Greene SB140 sin haber notado ninguna diferencia con respecto a mezclas convencionales sin azufre. La compactación, o mejor el acomodo, lo hicimos con un compactador vibra-

torio D. número 0043 y con un compactador de neumáticos Bros SP.3000.

Observamos que los grumos de azufre que quedaban en la superficie de la base se rompían fácilmente formándose "cajetes" que son futuras fallas. También, que la estabilidad Marshall era mayor entre más alta la temperatura de mezclado con variaciones de 210 Kg. a 120° hasta 1435 Kg. a 135°. El problema de los grumos, el de la variabilidad de los valores de estabilidad y el de la agresividad del azufre en polvo en el ambiente, nos hizo decidir el uso del azufre en su forma líquida.

Al tramo en cuestión se le dió un riego de sello con material 3E, con excepción de 80 m. que se dejaron para observaciones, abriéndose al tránsito. Diez meses después no se observa ninguna deformación, agrietamiento o falla a pesar de que no se construyó el espesor completo de proyecto.

Sistema para el manejo de azufre líquido:

El sistema de manejo, almacenamiento, calibración, dosificación y elaboración de la emulsión asfalto-azufre fue diseñado y construido por personal y con equipo de Construcciones Guerra del Sureste, S.A. de C.V., basándose en un reporte proporcionado por la Universidad de Texas A y M.

(1)

EQUIPO

- + Bomba de flujo variable para manejar azufre líquido, enchaquetada marca Blackmer ID N° 32G2 mod. VNPJ3, propulsada por motor eléctrico de 10 HP, 1170 RPM, 220/440V, 60 Cy y arrancador combinado de 10 HP. Polea del motor de 5.5" de Ø y polea de la bomba de 14", relación de 2.54:1, RPM de la bomba 460.
- + Bomba de flujo variable para manejar asfalto, enchaquetada, marca Blackmer ID N° 32G2, mod. VNPJ3, propulsada por motor eléctrico de 10 HP, 1170 RPM, 220/440 V, 60 Cy y arrancador combinado de 10 HP. Polea del motor de 5.5" de Ø y polea de la bomba de 14" de Ø, relación de 2.54:1, RPM de la bomba 460.
- + Calentador CEI mod. PH3000A, bomba de aceite de 2" de Ø propulsada por motor de 10 HP, quemador y soplador propulsado por motor de 1 1/2 HP.
- + Molino coloidal marca YOUNG mod. SS5/15, capacidad 14 Ton./hr. propulsado por motor eléctrico de 25 HP, 3 Ø, 60 Cy, 3520 RPM, 220/440V y arrancador de 25 HP.
- + Bomba para alimentar bacha para asfalto, enchaquetada marca VIKING mod.

034 H/S 1408359, reductor VIKING N° parte 3-551-011-634, motor eléctrico 15 HP, 1750 RPM, 3Ø, 220/440 V. 60 Hz. |

+ Mezclador estático (SWIRLING) de 3" de Ø interior.

+ Bomba de recirculación de emulsión de 3" de Ø encaquetada (sin placa) motor de 230/460 V, 3Ø, 1180 RPM, 20 HP, 60 Hz.

+ 3 tanques de almacenamiento con capacidad c/u de 40,000 lt. dotados de 2 camaras de serpentín de 2" de Ø a todo lo largo y sistema de control de temperatura, a base de Termopar, válvula solenoide y termómetro.

+ Tanque de oscilación de 5000 H de capacidad, equipada con 2 camaras de serpentín de 2" Ø y termómetro.

+ Báscula de 0 a 300 Kg.

DESCRIPCION.

En la figura N° 1 se muestra un diagrama de flujo del sistema de manejo de emulsión azufre-asfalto. Este sistema se acopló a una planta de asfalto con capacidad de 8,000 lb./bacha marca SIMPLICITY mod. S-830-SUB. En la figura N° 2 se muestra un isométrico del sistema y un arreglo de conjunto en la figura N° 3.

El azufre y el asfalto son bombeados, mediante dos bombas de flujo variable, hacia un cabezal donde, al juntarse los dos líquidos en un mismo tubo, se realiza un mezclado preliminar. Esta mezcla pasa inmediatamente al molino coloidal o bien al mezclador estático y posteriormente al tanque de oscilación. En el tanque de oscilación la bomba de llenado de bacha envía la emulsión, hacia la planta en el caso en que esta se encuentre en operación. En caso contrario, la bomba de recirculación de emulsión recircula el contenido del tanque para evitar que el azufre y el asfalto se separen. Es importante señalar que usando el molino coloidal se logra una dispersión del azufre en el asfalto tal que cuando menos el 85% del azufre tiene una distribución de tamaños de partículas menores de cinco (5) micrones.

La calibración del gasto (Kg./min.) de las bombas de flujo variable, tanto de azufre como de asfalto, se realiza desviando el flujo hacia las líneas de calibración mediante válvulas de 3 vías, midiendo el flujo mediante una báscula y cronómetro. Una vez calibradas las bombas, el sistema opera en una forma continua, parando o poniendo en recirculación las bombas en caso de que se llene el tanque de oscilación.

Las líneas de azufre, asfalto, calibración, premezcla y recirculación de emulsión, consisten en tubería de acero negro de 3" de diámetro con chaqueta formada por tubo de 5" de diámetro. Las líneas de recirculación de azufre y asfalto consisten en tubería de 2 1/2" de diámetro, chaqueta de tubo de 4" de \varnothing y 1" de \varnothing para la calefacción de aceite. Los serpentines tanto de los tanques de almacenamiento como el de oscilación son de 2" de \varnothing .

El aislamiento térmico para toda la tubería consiste en medias cañas de silicato de sodio de 1 1/2" de espesor para chaquetas de 5" y 4" de \varnothing y de 1" de espesor para la tubería de 3 y 2", revestidas con impermeabilizante. Las mangueras de 1" de \varnothing para paso de aceite entre chaquetas se tapan con cinta de asbesto de 1/4" de espesor.

Las bombas de azufre y asfalto, así como el cabezal de premezclado y las líneas de calibración, están montadas en un marco de acero estructural para facilitar las maniobras de armado y desarmado, así como su transporte.

El acarreo de azufre se realiza por medio de pipas termo, en estado líquido desde la refinería de Pemex en Cactus, Chiapas. La pipa descarga desde la rampa de abceso a un embudo calentado por una chaqueta de aceite que conecta al tanque que recibe el azufre. Las pipas termo están dotadas de un serpentín para calentar su ducto de descarga.

El azufre almacenado en los tanques se mantiene en un rango de temperatura de 143 a 146° C, debido a que arriba de los 150° C el azufre emite gases tóxicos (H_2S y SO_2).

El equipo de seguridad que utiliza la cuadrilla de operación del circuito cuando se realizan cambios en las tuberías o se calibran las bombas, está hecho de asbesto y consiste en polainas, peto, guantes y mangas, además de protector facial y casco. En caso de sentir irritación en la garganta, cuentan con mascarillas con cartuchos químicos contra dióxido de azufre (SO_2). En caso de incendio utilizarán máscaras antigás y extintores de polvo químico (ABC).

Este sistema de manejo de emulsión azufre-asfalto permite la producción de mezcla caliente, tanto solo con asfalto, como con azufre-asfalto; además de permitir conectar el sistema a otras plantas de asfalto de diferentes capacidades ya que las bombas de flujo variable permiten ajustar la dosificación a la producción de emulsión.

Tanto el circuito de azufre como el circuito de mezcla están en posibilidades

de inundarse con asfalto una vez terminados los trabajos de mezcla caliente mediante la línea que une las recirculaciones de las dos bombas. Se deberán abrir 3 válvulas de compuerta, mover la válvula de recirculación de asfalto a esta posición y arrancar la bomba de azufre para que realice esta operación.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- J. D. Izatt. "sulphur Extended Asphalt Field Trials - MH 153, Brazos County, Texas" Texas Transportation Institute.
- 2.- Highway and Heavy Construction. "Sulphur vs Asphalt in the hot mix plant" febrero 1981.
- 3.- Miza Gall. "Safe paving with sulphur". National Asphalt Pavement Association (NAPA).

PRODUCCION DE MEZCLA ASFALTICA

Con el propósito de producir la emulsión azufre-asfalto de acuerdo con la capacidad de la planta de asfalto, se deberán calibrar las bombas de flujo variable de la siguiente manera:

Suponiendo que la planta produzca 48 bachas/hora y que cada bacha, contenga 6000 lb. (2724 Kg.) de pétreos, la producción total sería de 131 Ton./hr. suponiendo un contenido del 6% de asfalto y 10% de azufre, se requerirá calibrar la bomba de asfalto a 7860 Kg./hora (131 Kg./min.) y la bomba de azufre a 13 100 Kg./hora (218.3 Kg./min.).

La calibración de las bombas se deberá verificar midiendo el peso específico de la emulsión azufre-asfalto en el tanque de oscilación. En el caso de que el peso específico de la emulsión coincida con la calibración deseada, se deberá ajustar el peso de la bacha inmediatamente al peso específico medido para mantener constante el contenido de asfalto en la mezcla y recalibrar las bombas a la densidad deseada.

En la Tabla 1 se muestran las densidades de emulsión para diferentes proporciones de azufre, para un contenido constante de asfalto del 6%. (bacha de 6000 lb.). En la figura N° 4 se muestra una gráfica de la tabla N° 1.

El control de la dosificación de los ingredientes mediante lecturas de la densidad nos permitió mantener estables, en gran parte de la producción, tanto la temperatura como la estabilidad de la mezcla.

Las bases asfálticas con azufre líquido se construyeron en el cuerpo izquierdo de la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa; tramo Km. 119+000 - Km. 120 + 500, 8 cm. de espesor y 9 cm. de carpeta de arena, azufre asfalto. Del Km. 120 + 500 - Km. 132 + 860, 8 cm. de base y carpeta de concreto asfáltico con grava triturada a 3/4" de 7.5 cm. espesor. Del Km. 132 + 860 - Km. 140 + 200 12 cm. de base e igual carpeta que el tramo anterior. A todo el tramo se le dió un riego de sello con material petreo 33 y emulsión asfáltica RR2K.

México, D.F., 9 de agosto de 1984.

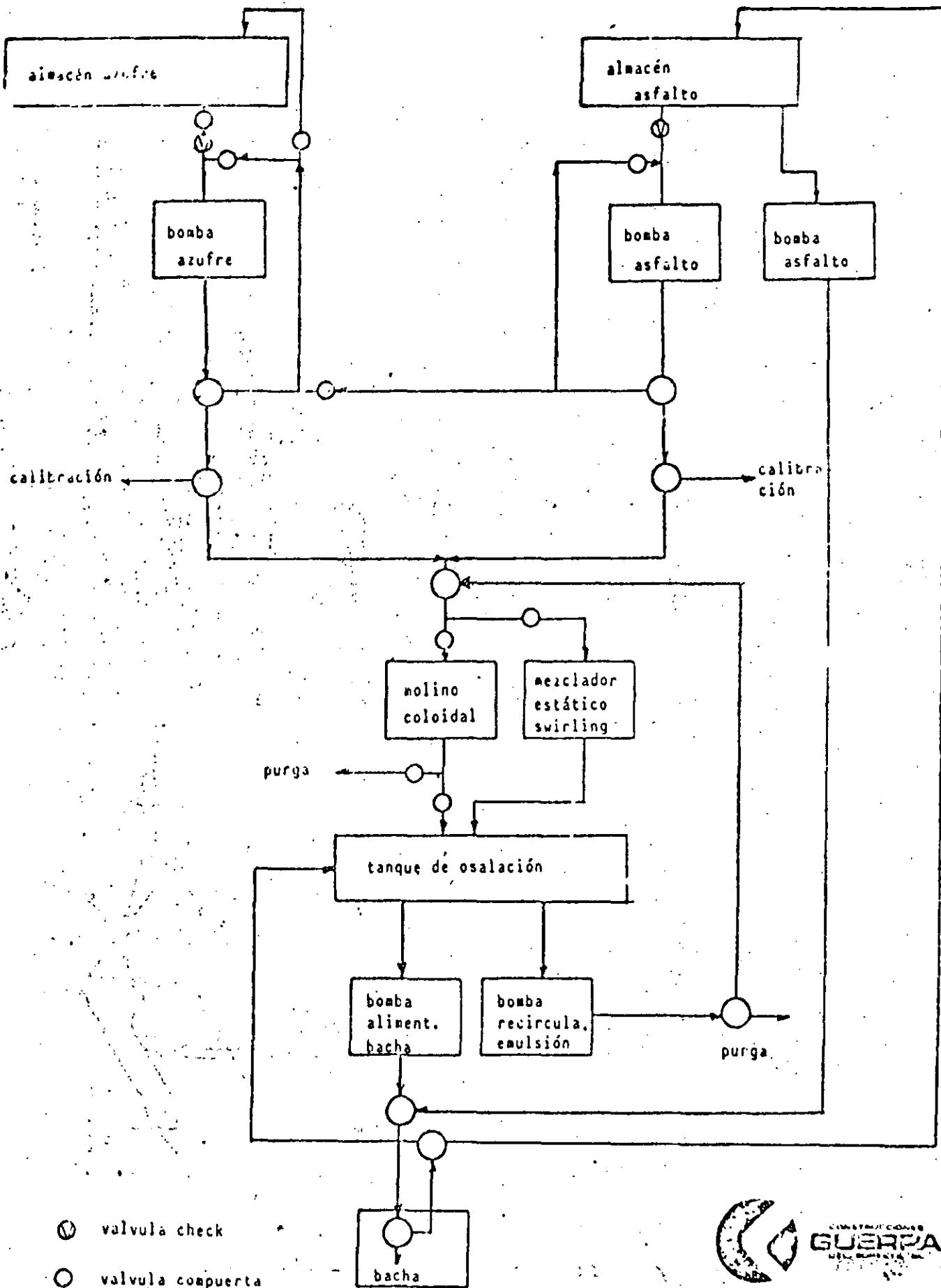
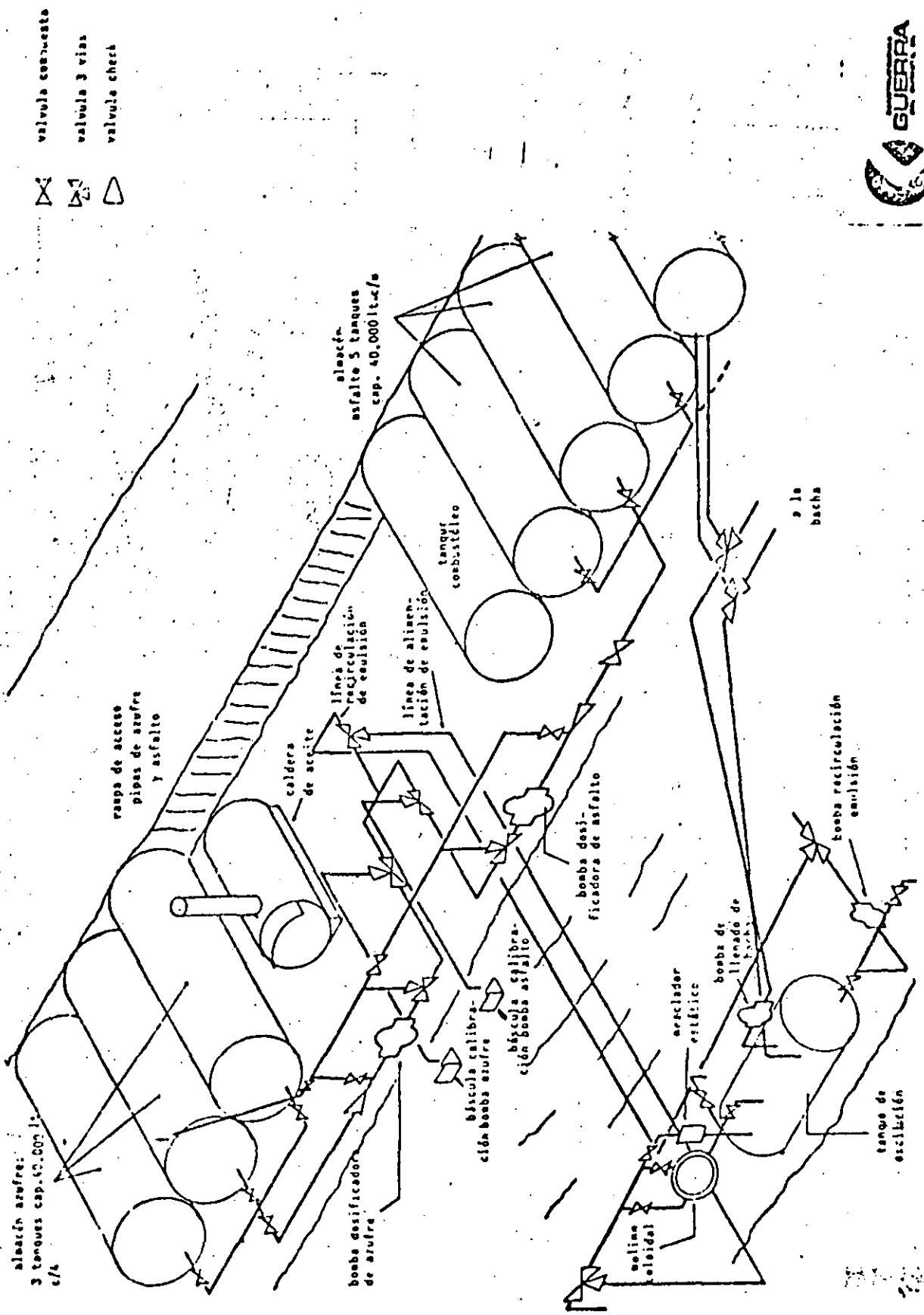




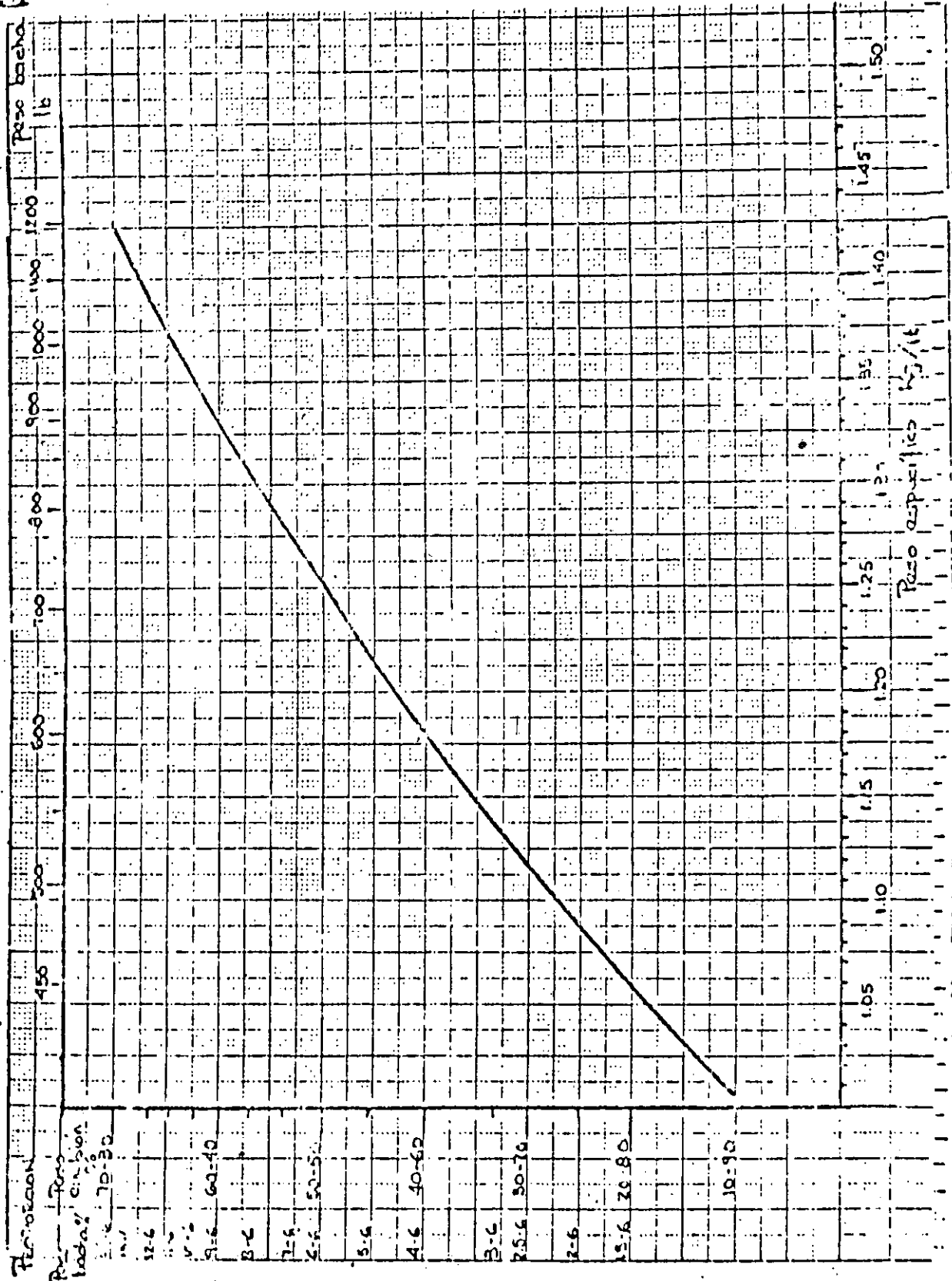
Figura 1. Diagrama de flujo sist. emulsión azufre-asfalto

SISTEMA DE MAKEJO EMULSION
AZUFRE - ASFALTO




 válvula 3 vías

 válvula check





Peso actual 1.45/lb

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

1985

1. ALTUZAR MINA JORGE DIEGO
AUXILIAR DE SUBDIRECTOR
DIRECCION GRAL. DE CARRETERAS FEDERALES
S. C. T.
AV. UNIVERSIDAD Y XOLA
COLL NARVARTE
DELEG. BENITO JUAREZ
03020 MEXICO, D.F.

AV. TAXQUEÑA No. 1891
DPTO. D-303
COL. SN. FCO. CULHUACAN
04260 MEXICO, D.F.
530 69 97

2. AMARO GUTIERREZ JOSE LUIS
PROFESIONAL - C
I. P. E. S. A.
SAN LORNEZO No. 153-6º PISO
COL. DEL VALLE
DELEG. MIGUEL HIDALGO
575 40 77

ISABEL BARRETO M-46 L-12
DELEG. ALVARO OBREGON
MEXICO, D.F.

3. ARGUEA ARIAS MIGUEL
SUPERVISOR DE PAVIMENTACION
PETROLEOS MEXICANOS
BLVD. GRIJALVA No. 102

MANZANA P No. 50
FRACC. VILLA LAS PALMAS

BACA BAÑOS ISIDORO
RESIDENTE
CIA. CONTRATISTA NACIONAL
PERISUR No. 6501
COL. TEPEPAN
DELEG. XÓCHIMILCO
TLALPAN.

RIO TIGRIS No. 131-503
DELEG. CUAUHEMOC
06500 MEXICO, D.F.
514 27 24

5. BALDERAS DAZA ROGELIO
ANALISTA TECNICO
DIRECCION GRAL. DE AIEOPUERTOS, S.C.T
CHIAPAS No. 121
COL. ROMA
574 83 00

C. CHICHIMECAS Mz- 24 Lt. 36
COL. AJUSCO
DELEG. COYOACAN
04300 MEXICO, D.F.
684 21 06

6. BARRIOS CHAVEZ JESUS HECTOR
JEFE DE PRECIOS UNITARIOS
CONSTRUCTORA Y URBANIZADORA CUR, S.A.
SALTILLO No. 19-5º PISO
COL. HIPODROMO CONDESA
DELEG. BENITO JUAREZ
553 13 22

BAJA CALIFORNIA NTE. No. 118
COL. PROVIDENCIA
DELEG. GUSTAVO A. MADERO
MEXICO, D.F.
796 32 92

7. BARRUETA OCAÑA RAFAEL
SUPERVISOR
DIRECCION GRAL. DE CARRETERAS FEDERALES
S. C. T.
519 74 69

JUANA DE ARCO No. 67
COL. 1º DE MAYO

8. CABRERA ORTEGA HUGO ALEJANDRO
JEFE DE DEPARTAMENTO
AEROPUERTOS Y SERVICIOS AUXILIARES
AV. 602 No. 161
COL. SAN JUAN DE ARAGON
DELEG. GUSTAVO A. MADERO
15620 MEXICO, D.F.
762 10 54
9. CAMACHO DORANTES LUIS
JEFE DE PROYECTOS
DIRECCION GRAL. DE AEROPUERTOS, S.C.T.
CHIAPAS No. 121
COL. ROMA
MEXICO, D.F.
574 82 69
10. CRESPO FUENTES RAUL
JEFE DE OFICINA
S. C. T.
EUGENIA No. 197-10° PISO
MEXICO, D.F.
590 42 97
11. CUÉLLAR ESPADAS EDMUNDO
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA
S. C. T.
12. CUERVO DIAZ JAVIER EUGENIO
JEFE DE DEPARTAMENTO
PETROLEOS MEXICANOS
CD. NARANJOS
VERACRUZ, VERACRUZ
13. CHAVEZ MORALES UBALDO
PROFESOR
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES, ARAGON
AV. RANCHO SECO S/N.
COL. IMPULSORA
SAN JUAN DE ARAGON
EDO. DE MEXICO
14. DIAZ PEDRERO JOSÉ E.
GERENTE GENERAL
CONSTRUCTORA Y URBANIZADORA CUR, S.A.
SALTILLO No: 19-5° PISO
DELEG. BENITO JUAREZ
MEXICO, D.F.
553 13 22
15. ESQUIVEL YAMA JORGE
ANALISTA
S. C. T.
PROL. VENUSTIANO CARRANZA S/N
ESQ. NAPOLES
220 95
- AMORES No. 133-604
COL. DEL VALLE
DELEG. BENITO JUAREZ
03100 MEXICO, D.F.
543 10 54
- PRADO NORTE No. 403
DELEG. MIGUEL HIDALGO
11000 MEXICO, D.F.
540 19 81
- DIVISION DEL NORTE
ANDADOR 8 - CASA 2
TLALPAN
14390 MEXICO, D.F.
590 42 90
- CAMPO EMPLEADOS No. 42
NARANJOS, VERACRUZ
- CALLE 18 Mz 1 Lte. 1
COL. RODEO
DELEG. IZTACALCO
08510 MEXICO, D.F.
558 16 02
- AMORES No. 1641
COL. DEL VALLE
DELEG. MIGUEL HIDALGO
MEXICO, D.F.
553 51 99
- MILAN No. 379
CHETUMAL, Q.R.

16. ESTRADA LUNA JOSE LUIS
INGENIERO ESPECIALIZADO
DIRECCION GRAL. DE AERONAUTICA CIVIL
S. C. T.
AV. UNIVERSIDAD No. 70-4° PISO
COL NARVARTE
DELEG. BENITO JUAREZ
03200 MEXICO, D.F.
519 52 21

CANARIAS No. 1105-E
COL. PORTALES
DELEG. BENITO JUAREZ
03300 MEXICO, D.F.
672 69 37

17. FELIX ESPINOSA JOSE A.
RESIDENTE DE OBRA
COVITUR
AV. UNIVERSIDAD No. 800
COL. SANTA CRUZ
DELEG. COYOACAN
MEXICO, D.F.
688 24 43

VALLE SINALOA No. 390
COL. VALLE ARAGON
ECATEPEC, EDO. DE MEXICO
522 24 77

18. FERNANDEZ RUIZ CARLOS MANUEL
RESIDENTE DE OBRAS
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
AV. DE LAS CAMELINAS
COL. CENTRO FINANCIERO
MORELIA, MICH.
4 55 96

SANTANDER No. 4919
CD. LAS PALMAS
PUEBLA, PUE.
40 06 57

19. FLORES GOMEZ JESUS RAUL
INGENIERO ESPECIALISTA
DIRECCION GRAL. DE OBRAS MARITIMAS
S. C. T.
PROVIDENCIA No. 807
COL. DEL VALLE
03100 MEXICO, D.F.
687 76 20

RETORNO 14 No. 5
DELEG. COYOACAN
04460 MEXICO, D.F.
549 08 91

20. GANDARA ANDRADE GILBERTO
SUPERVISOR DE OBRA
PETROLEOS MEXICANOS
INTERIOR DEL CAMPO PEMEX
2 05 60 ext. 2754

FRANCISCO I MADERO No. 113
COL. REVOLUCION
POZA RICA, VER.
2 44 96

21. GARCIA BELTRAN GENARO
JEFE DE SECCION
PETROLEOS MEXICANOS
URANO No. 420
VERACRUZ, VER.
34 81 55

TEHUANTEPEC No. 48
FRACC. MODERNO
VERACRUZ, VER.
37 65 69

22. GARCIA DEL ANGEL PEDRO PABLO
JEFE DE LA UNIDAD DE ING. DE TRANSITO
LEANDRO VALLE-ESQ. INDEPENDENCIA
TOLUCA, MEX.
5 02 91

ESTATUTO JURIDICO Mz 1 Lte. 5
COL. JESUS JIMENEZ GALLARDO
METEPEC, MEX.
743 43

23.- GARCIA HERNANDEZ SILVESTRE
PEMEX
ING. DE MANTO, DE CAMINOS
ERANO S. L.P.
CAMPO TAMPS.
3-22-04

CALLE 12 No. 615-A
TAMPICO, TAMPS.
6-25-16

24.- GARCIA HIDALGO SAUL
S. C.T.
SUPERVISOR DE ESTUDIOS
EUGENIA No. 197-100. PISO
DIREC. GRAL. CONTROL TECNICO
590-42-97 y 590-42-90

AV. CUAUHEMOC No. 171-4
COL. ROMA
DELEGACION CUAUHEMOC
06500 MEXICO, D.F.

25.- GARCIA LIZAOLA LEONIDES J.
COVITUR
RESIDENTE
AV. UNIVERSIDAD No. 800

AV. RIO BLANCO No. 37-A
COL. INDUSTRIAL
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO
07800 MEXICO, D.F.

26.- GARCIA OLIVERSO VICTOR DANIEL
S. C.T.
JEFE DE SECCION
AV. UNIVERSIDAD Y XOLA
COL. NARVARTE
DELEGACION BENITO JUAREZ
530-79-97

CALZ. ERMITA IZTAPALAPA No. 2645
COL. JACARANDAS
DELEGACION IZTAPALAPA
691-38-86

27.- GARCIA ZARATE ELDEFONSO
S. C.T.
SUPERVISOR TECNICO
AV. UNIVERSIAD Y XOLA
COL. NARVARTE
DELEGACION BENITO JUAREZ
530-30-00 ext. 169

EDIF. FELIPE ANGELES ENT. 8 No. 003
EL ROSARIO
DELEGACION AZCAPOTZALCO
02430 MEXICO, D.F.

28.- GONZALEZ BARBOSA CARLOS
S. C.T.
JEFE DE OFICINA
DIREC. GRAL. CARRET. COPERACION

INSRUGENTES CENTRO No. 119-4
COL. CUAUHEMOC
591-19-65

29.- GONZALEZ CASTILLO HUMBERTO
CONSTRUC. URBANAS Y HIDRAULICAS PUEBLA
RESIDENTE "B"
CALLE PLATA 3504
COL. VILLA SAN ALEJANDRO
PUEBLA, PUE.
48-18-59

ANDADOR SABINO EDIF. C-2
32100 PUEBLA, PUE.

30.- GOVEA TORRES DAVID
S. C.T.

31.- GUERRERO MENDEZ JAVIER
DIREC. GRAL. OBRAS MARITIMAS
PROYECTISTA OBRAS EXTERIORES
PROVIDENCIA No. 807
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
03100 MEXICO, D.F.
523-27-26

URUGUAY No. 21-8
DELEGACION CUAUHTEMOC
06000 MEXICO? D.F.
512-50-23

32.- HIDALGO VAZQUEZ JESUS
DIREC. GRAL. CARRET. FEDERALES
SUPERVISOR DE CONSTRUCCION
AV. UNIVERSIDAD Y XOLA
COL. NARVARTE
DELEGACION BENITO JUAREZ
03028 MEXICO, D.F.
530-40-68

CALLE TLACOTAL No. 2409
IZTACALCO
559-87-60

33.- IRIARTE VIVAR BALDERRAMA JOSE
GEOMARINA, S.A.
INGNERO DE PROYECTO
CERRO TEOCA No. 14
COL. CAMPESTRE CHURUBUSCO
DELEGACION COYOACAN
04200 MEXICO, D.F.
689-25-59

XICOTENCATL No. 223
COL. DEL CARMEN
DELEGACION COYOACAN
04100 MEXICO, D.F.
554-93-42

34.- JACHO CALAHORRANO FRANK IVAN
CONSTRUC. CIVILES Y EDIFICACIONES
PIEDRANITA 602 Y ELOY ALFARO
ESMERALDA ECUADOR
74-531-710-885

BAJIO No. 22 INT. 3
COL. ROMA SUR
06760 MEXICO, D.F.
564-85-96

35.- JIMENEZ GARCIA NAHUM
CONSTR. COND. Y PAVIMENTOS I.C.A.
JEFE DE FRENTE "A"
MINERIA No. 145
COL. ESCANDON
516-04-60 ext. 165

PASEO DEL FERROCARRIL No. 105-401
TLALNEPANTLA, EDO. DE MEXICO

36.- LASCARES HERNANDEZ JUAN
COMISION FEDERADL DE ELECTRICIDAD
RESIDENTE DE CAMPAMENTOS CAMINOS
OBRAS DE APOYO
AV. DE LAS CAMELINAS TORRE FINANCIERA
8o. PISO
MORELIA, MICH
455-96

CORREGIDORA No. 380

46.- MORENO AGORVE RODOLFO ARIEL
DIREC. GRAL. CONSERV. OBRAS PUBLICAS
S. C.T. ANALISTA TECNICO
XOLA Y AV. UNIVERSIDAD CUERPO "C" 1er.P.
COL. NARVARTE
DELEGACION BENITO JUAREZ

TORRE DE SAN ANTONIO No. 120
DELEGACION COYOACAN
04200 MEXICO, D.F.
549-78-97

47.- NEVAREZ CHAVEZ FRANCISCO
S. C.T

48.- OLIVARES SAENZ SERGIO
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
RESIDENTE DE OBRA
AV. DE LAS CAMELINAS TORRE FINANCIERA
CHAPULTEPEC 8o. PISO
MORELIA, MICH.
455-96

FINLANDIA No. 40
VILLA UNIVERSIDAD
MORELIA, MICH.

49.- OROPESA MAICOTTE IGNACIO
CONSTRUCTORA Y URBANIZADORA CUR, S.A.
GERENTE DE GABINETE TECNICO
SALTILLO No. 19
COL. HIPODROMO CONDESA
DELEGACION BENITO JUAREZ
553-51-99

SABINO RODRIGUEZ No. 14
MAGDALENA CONTRERAS
10200 MEXICO, D.F.
613-81-78

50.- ORTEGA VIGUERAS ALFONSO
PETROLEOS MEXICANOS
DEVALUADOR DE PROYECTOS
BOULEVARD LOPEZ MATEOS S/N
2-30-77

SINDICATO DE SALUBRIDAD No. 103
VILLAHERMOSA, TAB.
225-09

51.- QUINTANA SAUCEDO AGAPITO
SICARTSA
JEFE DE SECCION
LAZARO CARDENAS MICH. 60950
203-33

EDIF. No. 15-7
FRAC. LA ORILLA
CD. LAZARO CARDENAS, MICH.

52.- RENTERIA SANTANA LORENZO
PETROLEOS MEXICANOS

53.- RIOS Y LORENZO JOSE LUIS
UNAM
PROFESOR ASIGNATURA
KM. 3,5 CARRET. CUAUTITLAN TELOYUCAN
CUAUTITLAN IZCALLI
872-33-10

MIRALUNA No. 60
CUAUTITLAN IZCALLI
54720 MEXICO, D.F.
873-73-79

54.- RIVERA SOLIS HERNAN
DIREC. GRAL. AEROPUERTOS S.C.T
JEFE DPETO. PROYECTOS CIVILES
CHIAPAS No. 121
COL. ROMA
DELEGACION CUAUHEMOC

TRIANGULO No. 149
FRAC. CHURUBUSCO
DELEGACION COYOACAN
582-06-14

64.- TRUJILLO AVALOS ANTONIO

S. C. T.

SUPERVISOR DE CONSTRUCCION

AVS. UNIVERSIDAD Y XOLA

COL. NARVARTE

DELEGACION BENITO JUAREZ

03020 MEXICO, D.F.

519-74-69

PTO. SAN BLAS No. 24

COL. CASAS ALEMAN

DELEGACION GUSTAVO A. MADERO

07580 MEXICO, DF..

781-18-45

65.- VAZQUEZ REYES MARCO ANTONIO

DIREC. GRAL. OBRAS MARITIMAS

INGENIERO ESPECIALIZADO

PROVIDENCIA No. 807

COL. DEL VALLE

DELEGACION BENITO JUAREZ

03100 MEXICO, D.F.

523-28-15

SUR 107 No. 725

COL. SECTOR POPULAR

DELEGACION IZTAPALAPA

670-79-06

66.- VILELGÁS GOMEZ DAVID

DINA CAMIONES, S.A. DE C.V.

INGENIERO CIVIL

DOM. CONOCIDO

CD. SAHAGUN, HGO.

91-596-30-500

CALLE MELCHOR OCAMPO No. 7

CD. SAHAGUN, HGO.

67.- ZARATE PADILLA JORGE ENRIQUE

S. C. T.

AUXILIAR DE SUPERVISOR

AV. XOLA Y UNIVERSIDAD

CENTRO SCOP

03020 MEXICO, D.F.

AV. PLUTARCO ELIAS CALLES No.660

EDIF. P-1

DELEGACION IZTACALCO

08610 MEXICO, DF.

590-41-88